



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL–GEOTECNIA

ESTABILIDAD DE TALUDES CON SISTEMA DE ANCLAJE

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ALEJANDRO MEDEL BARRERA

TUTOR PRINCIPAL:

M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX, AGOSTO 2020



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Osvaldo Flores Castrellón  
Secretario: Dr. Eduardo Botero Jaramillo  
1er. Vocal: M.I. Agustín Deméneghi Colina  
2do. Vocal: M. I. Héctor Sangines García  
3er. Vocal: M. en I. Carmelino Zea Constantino

Lugar donde se realizó la tesis: División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

M.I. Agustín Deméneghi Colina

---

**FIRMA**

En la Universidad Nacional Autónoma de México hicieron sus letras, acendrarón su sentido nacional, ofrecieron el empeño de su vida en el solemne juramento profesional, mexicanos de todos los puntos cardinales. De ahí salimos. Desde ese punto iniciamos un camino, un viaje, un destino que no concluyen. En el amplio espacio de México no ha habido trabajo, por muchos años, en que no se hallen los universitarios. Y no debería haberlo, sin ellos, en el porvenir.

La Universidad es diversidad y radical unidad. No hay paradoja: es el hecho natural, el producto genuino, su título más auténtico y característico. Un solo ímpetu, un aula común, un prestigio, un proyecto redentor. Todos los idiomas del pensamiento, en un vasto recinto de mujeres y hombres libres, justos y fraternos, guiados por el amor a la Patria y a la verdad. Tal ha sido, es y será el ideal de los exalumnos de la Universidad.

Agradezco a la UNAM por permitirme una vez más ser parte de su comunidad como estudiante, con lo cual pude tener acceso al inmensurable conocimiento de sus prestigiados profesores. Gracias por dejarme aprovechar sus instalaciones en plenitud que sin ninguna duda sé que aportarán para bien a la senda de mi desarrollo profesional en beneficio de México.

También agradezco al CONACYT por el apoyo para iniciar y culminar mis estudios de posgrado.

Del mismo modo deseo agradecer a mis sinodales por su valiosas aportaciones y observaciones en el desarrollo de este trabajo, en especial al M. I. Agustín Deméneghi por compartir sus conocimientos no sólo conmigo sino con todos los estudiantes que en su momento requerimos de su ayuda, gracias por su natural vocación de profesor.

Asimismo, agradezco a todas las personas que me proporcionaron la información necesaria para el desarrollo de este trabajo.

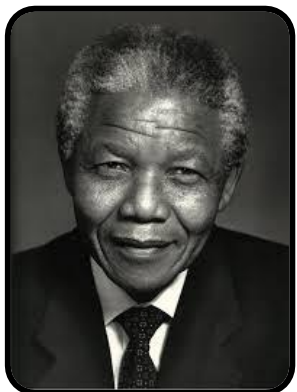
Por último, pero no menos importante agradezco principalmente a mi familia, y amigos que hice durante nuestros estudios de maestría.

**¡gracias!**

**Alejandro Medel Barrera**

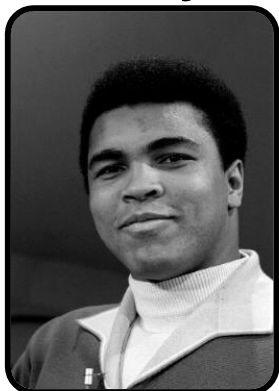
*Por mi raza hablará el espíritu  
Ciudad Universitaria, Cd. Mx  
verano del 2020*





"...es a través de la educación que la hija de un campesino puede llegar a ser médico, que el hijo de un minero puede llegar a ser jefe de la mina, que el descendiente de trabajadores agrícolas puede llegar a ser el presidente de una gran nación..."

**Madiba**  
(Nelson Mandela, 1918-2013)



"...imposible es sólo una palabra que usan los hombres débiles para vivir fácilmente en el mundo que se les dio sin atreverse a explorar el poder que tienen para cambiarlo. Imposible no es un hecho, es una opinión; imposible no es una declaración, es un reto; imposible es potencial, imposible es temporal, imposible no es nada..."

**Muhammad Ali (1942-2016)**



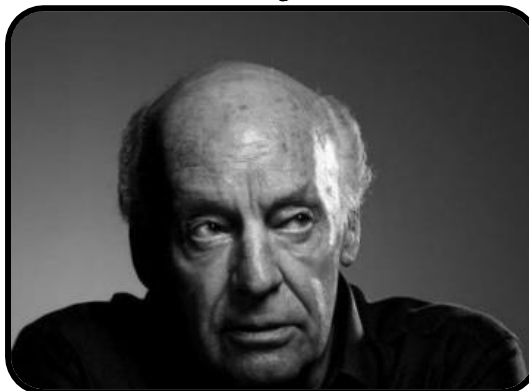
"...y si hay algo que sé, es que un muro es sólo un muro y nada más que eso. Se puede derribar..."

**Assata Shakur**



"...mi conturbado espíritu se regocija con la visión de un porvenir en que no habrá un sólo hombre que diga: tengo hambre, en que no haya quien diga: no sé leer, en que en la tierra no se oiga más el chirrido de cadenas y cerrojos..."

**Ricardo Flores Magón**  
1873 Oaxaca, México-1922 Kansas, EUA



"...La utopía está en el horizonte, yo sé muy bien que nunca la alcanzaré, si yo camino diez pasos ella se alejará diez pasos, cuanto más la busque menos la encontraré, porque ella se va alejando en la medida que yo me acerco. ¿entonces para qué sirve la utopía? Pues la utopía sirve para eso: para caminar..."

**Eduardo Galeano, 1940-2015**



"...nuestro futuro depende de cómo entendamos el pasado, sólo mira al pasado si buscas algo de él, si no, simplemente sigue adelante..."

**Gustavo Cerati (1959-2014)**



# ÍNDICE GENERAL

<b>Índice general</b> .....	<b>I</b>
<b>Índice de tablas</b> .....	<b>III</b>
<b>Índice de figuras</b> .....	<b>V</b>
<b>Resumen</b> .....	<b>I</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>2</b>
Planteamiento del problema .....	2
Objetivos .....	3
Justificación y alcances.....	3
Desarrollo de la investigación .....	4
<b>Capítulo 1. Fallas en taludes</b> .....	<b>5</b>
1.1. Definiciones .....	5
1.2. Causas y clasificación de las fallas en taludes.....	8
1.3. Fundamentos teóricos del análisis de la estabilidad de taludes .....	12
1.4. Drenaje.....	14
<b>Capítulo 2. Sistema de anclaje en taludes</b> .....	<b>18</b>
2.1. principales partes constitutivas de una ancla .....	18
2.2. aplicaciones.....	25
2.3. modos de falla de un sistema de anclaje .....	27
<b>Capítulo 3. Análisis de estabilidad de taludes</b> .....	<b>34</b>
3.1. Estabilidad de taludes con anclas de fricción y de tensión .....	34
3.2. Métodos simplificados para el análisis de estabilidad de taludes.....	36
3.3. Métodos detallados para el análisis de estabilidad de taludes .....	37
3.4. Elementos finitos y programas de apoyo en la estabilidad de taludes .....	46
3.5. Método de Newmark (1965) para estimar deslizamientos en taludes .....	55
<b>Capítulo 4. Casos de estudio</b> .....	<b>58</b>
<b>4.1. Caso I: Talud Ensenada-Tijuana</b> .....	<b>58</b>
4.1.1 Estudios realizados .....	58
4.1.2. Revisión de la estabilidad del talud mediante diferentes métodos, sin considerar el uso de anclas.....	90
4.1.3. Revisión de la estabilidad del talud con anclas .....	100



---

4.1.4. Sistema de drenaje .....	110
<b>4.2. Caso II: Talud Mitla-Tehuantepec .....</b>	<b>113</b>
4.2.1. Información general y descripción del problema .....	113
4.2.2. Estudios realizados .....	117
4.2.3. Revisión de la estabilidad del talud mediante diferentes métodos, sin considerar el uso de anclas.....	124
4.2.4. Revisión de la estabilidad del talud con anclas .....	133
<b>4.3. Caso III: Talud en zona urbana.....</b>	<b>137</b>
4.3.1. Revisión de la estabilidad del talud mediante diferentes métodos, sin considerar el uso de anclas.....	137
4.3.2. Revisión de la estabilidad del talud con anclas .....	146
<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>151</b>
<b>Referencias.....</b>	<b>153</b>



# ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1.</b> Valores recomendados para el factor de seguridad ( <b>Rodríguez, 2018</b> ).....	7
<b>Tabla 1.2.</b> Causas probables del colapso de un talud ( <b>Alva, 2001</b> ).....	9
<b>Tabla 1.3.</b> Clasificación de los procesos de remoción de masa según Varnes ( <b>EPOCH, 1993</b> ) .....	10
<b>Tabla 4.1.</b> Coordenadas de los bancos de nivel ( <b>SCT, 2016</b> ).....	60
<b>Tabla 4.2.</b> Sismos de $M_w > 6.0$ ocurridos en la zona de Baja California desde 1963 ( <b>SSN, 2020</b> ).....	71
<b>Tabla 4.3.</b> Unidades geofísicas ( <b>SCT, 2016-A</b> ) .....	75
<b>Tabla 4.4.</b> Obras hidráulicas existentes en el sitio de estudio ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	76
<b>Tabla 4.5.</b> Descripción de las áreas de aportación identificadas ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	77
<b>Tabla 4.6.</b> Características de las áreas de aportación ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	78
<b>Tabla 4.7.</b> Resumen de intensidades en mm/hora, ( <b>SCT, 2012</b> ) .....	79
<b>Tabla 4.8.</b> Tiempos de concentración para las áreas de aportación identificadas ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	80
<b>Tabla 4.9.</b> Comparación de gastos obtenidos con tres diferentes métodos en litros por segundo ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	80
<b>Tabla 4.10.</b> Revisión de las obras de drenaje ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	82
<b>Tabla 4.11.</b> Sondeos de exploración geotécnica ( <b>SCT, 2016-A</b> ) .....	83
<b>Tabla 4.12.</b> Determinación del factor de seguridad mínimo del talud analizado mediante el método de <b>Deméneghi (2015)</b> .....	93
<b>Tabla 4.13.</b> Resumen de resultados de la determinación del $FS_{min}$ mediante varios métodos .....	100
<b>Tabla 4.14.</b> Requisitos de límite de fluencia ( <b>ASTM 2006</b> ).....	103
<b>Tabla 4.15.</b> Determinación de las distancias geométricas del talud en estudio considerando el primer nivel de anclas ( $y_1 = 2.0$ m).....	105
<b>Tabla 4.16.</b> Variación de $L_e$ hasta que $T_{1c} \geq T_1$ .....	107
<b>Tabla 4.17.</b> Longitud de las anclas a diferentes niveles de instalación .....	107
<b>Tabla 4.18.</b> Características de instalación de los drenes en el cuerpo del talud .....	111
<b>Tabla 4.19.</b> Información general del talud ( <b>SCT, 2016-B</b> ) .....	118
<b>Tabla 4.20.</b> Características de las unidades geoelectricas identificadas mediante los SEV's ( <b>SCT, 2016-B</b> ).....	120
<b>Tabla 4.21.</b> Clasificación geomecánica de Bieniawski ( <b>RMR</b> ) del talud izquierdo ( <b>SCT, 2016-B</b> ).....	121



<b>Tabla 4.22.</b> Calidad de macizos rocosos en relación con el índice RMR (González de Vallejo et al., 2002).....	122
<b>Tabla 4.23.</b> Determinación de $FS_{min}$ del del talud Mitla-Tehuantepec km 57+800 sin considerar el uso de anclas.....	125
<b>Tabla 4.24.</b> Resumen de resultados de la determinación del $FS_{min}$ mediante varios métodos .....	132
<b>Tabla 4.25.</b> Determinación de la fuerza de anclaje y diámetro de las anclas .....	133
<b>Tabla 4.26.</b> Determinación de las longitudes de instalación de cada ancla, así como sus alturas de colocación.....	133
<b>Tabla 4.27.</b> Características de los drenes propuestos .....	135
<b>Tabla 4.28.</b> Abatimiento de $\beta$ hasta que $FS \geq 1.5$ .....	138
<b>Tabla 4.29.</b> Estimación del $FS_{min}$ mediante iteraciones del talud en estudio .....	139
<b>Tabla 4.30.</b> Resumen de resultados de la determinación del $FS_{min}$ mediante varios métodos .....	145
<b>Tabla 4.31.</b> Procedimiento de cálculo para determinar las tensiones actuantes en el sistema de anclaje.....	147
<b>Tabla 4.32.</b> Variación por iteraciones de $L_e$ hasta que $T_{1c} \geq T_1$ .....	148
<b>Tabla 4.33.</b> Características de instalación de los drenes propuestos .....	149

# ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b> Representación esquemática de un sistema de anclaje .....	6
<b>Figura 1.2.</b> Representación esquemática de la geometría un talud con anclas (Deméneghi, 2015) .....	6
<b>Figura 1.3.</b> Algunas técnicas para el drenaje de taludes y cortes (Ovando y Holguín, 2002).....	16
<b>Figura 2.1.</b> Principales componentes de una ancla (Ovando y Holguín, 2002) .....	19
<b>Figura 2.2.</b> Anclas de barra de acero y torones (Ovando y Holguín, 2002) .....	21
<b>Figura 2.3.</b> Habilitado del sistema de anclaje previo a su instalación, se aprecia la distribución de sus principales componentes .....	22
<b>Figura 2.4.</b> Detalles de la instalación de un sistema de anclaje: (a) habilitado de las mangueras para salida de aire, (b) zapata y torones, (c) arreglo de torones, (d) tensado del sistema de anclaje, (e) tensado terminado, (f) trabajo finalizado .....	23
<b>Figura 2.5.</b> Estabilidad de un talud: (a) instalación de un sistema de anclaje dentro del barreno, y (b) trabajos de protección contra intemperismo .....	24
<b>Figura 2.6.</b> Aplicaciones de anclas y sistema de anclaje: (a) muro de retención, (b) estabilidad de taludes, (c) muro de retención anclado, (d) incremento en la resistencia a la subpresión, (e) estabilización de una presa de concreto, (f) muro anclado para estabilizar un deslizamiento, (g) anclas verticales en una torre de transmisión y (h) detalle de muertos anclados (Ovando y Holguín, 2002) .....	26
<b>Figura 2.7.</b> Falla por rotación delantera, muro en voladizo antes de la colocación del ancla, (Ovando y Holguín, 2002) .....	27
<b>Figura 2.8.</b> Falla por bulbo de extracción (Ovando y Holguín, 2002).....	28
<b>Figura 2.9.</b> Falla de muro debido a la insuficiencia de capacidad pasiva (Ovando y Holguín, 2002) .....	29
<b>Figura 2.10.</b> Falla debido a la insuficiencia de capacidad de carga en el apoyo (Ovando y Holguín, 2002) .....	29
<b>Figura 2.11.</b> Falla por volteo (Ovando y Holguín, 2002) .....	30
<b>Figura 2.12.</b> Falla por deslizamiento (Ovando y Holguín, 2002) .....	30
<b>Figura 2.13.</b> Falla rotacional de la masa de suelo (Ovando y Holguín, 2002) .....	31
<b>Figura 2.14.</b> Falla por extracción del torón (Ovando y Holguín, 2002) .....	32
<b>Figura 2.15.</b> Falla del torón por tensión (Ovando y Holguín, 2002) .....	32
<b>Figura 2.16.</b> Falla del muro por flexión (Ovando y Holguín, 2002).....	33



<b>Figura 3.1.</b> Fuerzas que actúan en el cuerpo de un talud ( <b>Deméneghi, 2015</b> ).....	34
<b>Figura 3.2.</b> Fuerza de subpresión hidráulica ( <b>Deméneghi, 2015</b> ).....	35
<b>Figura 3.3.</b> Taludes de longitud infinita en suelo granular ( <b>Skempton y DeLory, 1957</b> ).....	37
<b>Figura 3.4.</b> Taludes de longitud infinita en suelos con cohesión y fricción ( <b>Skempton y DeLory, 1957</b> ) .....	38
<b>Figura 3.5.</b> Método del círculo de fricción ( <b>Dudhu, 2000</b> ) .....	40
<b>Figura 3.6.</b> Método de dovelas finitas ( <b>Dudhu, 2000</b> ).....	42
<b>Figura 3.7.</b> Método de Bishop ( <b>Budhu, 2000</b> ).....	43
<b>Figura 3.8.</b> Método de dovelas diferenciales ( <b>Díaz-Rodríguez, 2018</b> ) .....	45
<b>Figura 3.9.</b> Representación de la discretización de un cuerpo ( <b>Sánchez, 2015</b> ).....	48
<b>Figura 3.10.</b> Elemento de tres nodos ( <b>Ou, 2006</b> ) .....	50
<b>Figura 3.11.</b> Modelación de un talud por elemento finito en PLAXIS: (a) estado previo a la falla, (b) generación de la falla, y (c) representación de los esfuerzos en el talud ( <b>Plaxis V8, 2004</b> ) .....	52
<b>Figura 3.12.</b> Modelado de un talud: (a) malla típica cuadrada para análisis por elementos finitos ( <b>Ashford y Sitar, 1994</b> ) y (b) análisis tridimensional de la estabilidad de un talud ( <b>Hungr, 1987</b> ) .....	54
<b>Figura 3.13.</b> Bloque deslizando sobre un plano inclinado de acuerdo con Newmark, 1965 ( <b>Jibson y Keefer, 1993</b> ) .....	55
<b>Figura 4.1.</b> Localización del sitio en estudio (tomado de Google Maps, 2019).....	58
<b>Figura 4.2.</b> (a) fragmentos de roca en condición de Cantiléver (b) afectación por intemperismo en la cara del talud en estudio ( <b>SCT, 2016-A</b> ) .....	59
<b>Figura 4.3.</b> Talud analizado: (a) vista aérea, y (b) perfil topográfico ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	61
<b>Figura 4.4.</b> Geología regional en donde se encuentra el talud en estudio ( <b>SGM, 2019</b> ).....	64
<b>Figura 4.5.</b> Perfil geológico en el cual se distinguen las diferentes unidades litológicas del talud en estudio ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	65
<b>Figura 4.6.</b> Placas tectónicas que interactúan en territorio mexicano ( <b>Corona y Benavides, 2012</b> ).....	67
<b>Figura 4.7.</b> Carta de sismicidad de Baja California ( <b>Figuroa, 1973</b> ).....	69
<b>Figura 4.8.</b> Sismos de $M_w > 6.0$ ocurridos en la zona de Baja California desde 1963 ( <b>SSN, 2020</b> ) .....	70
<b>Figura 4.9.</b> Ubicación de los tendidos de refracción sísmica ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	72
<b>Figura 4.10.</b> Modelado simple de dos capas ( <b>CNA, 2007</b> ) .....	73
<b>Figura 4.11.</b> Áreas de aportación en la corona del corte ( <b>SCT, 2016-A</b> ) .....	77
<b>Figura 4.12.</b> Áreas de aportación del talud del corte y vialidad ( <b>SCT, 2016-A</b> ) .....	78
<b>Figura 4.13.</b> Ubicación de las obras de drenaje existentes y propuestas ( <b>SCT, 2016-A</b> ).....	81

<b>Figura 4.14.</b> Localización de los sondeos de exploración geotécnica (SCT, 2016-A).....	83
<b>Figura 4.15.</b> Localización de los pozos a cielo abierto (SCT, 2016-A).....	84
<b>Figura 4.16.</b> Planta geológica-geotécnica del corte ubicado en el km 86+500 al km 86+700, esc. 1:1000 (SCT, 2016-A).....	85
<b>Figura 4.17.</b> Perfil geológico-geotécnico del corte ubicado en el km 86+500 al km 86+700, esc. 1:1000 (SCT, 2016-A).....	86
<b>Figura 4.18.</b> Secciones geológicas-geotécnicas del corte ubicado en el km 86+500 al km 86+700, esc. 1:1000 (SCT, 2016-A).....	87
<b>Figura 4.19.</b> Perfil del talud en estudio, km 86+640, escala 1:1000 (SCT, 2016-A).....	90
<b>Figura 4.20.</b> Determinación del área de la cuña de falla del talud analizado considerando $\theta = 43^\circ$ .....	91
<b>Figura 4.21.</b> Variación del $FS_{min}$ con respecto al ángulo de la superficie de falla ( $\theta$ ).....	94
<b>Figura 4.22.</b> Determinación del FS mínimo obtenido con el programa <i>Slide V5.0</i> : (a) Bishop, $FS_{min} = 1.208$ , (b) Janbu, $FS_{min} = 1.322$ , (c) Ordinario-Fellenius, $FS_{min} = 1.258$ , y (d) Spencer, $FS_{min} = 1.426$ .....	96
<b>Figura 4.23.</b> Determinación del FS mínimo obtenido con el programa <i>GeoStudio 2012</i> : (a) Bishop, $FS_{min} = 1.229$ , (b) Janbu, $FS_{min} = 1.291$ , (c) Morgenstern-Price, $FS_{min} = 1.256$ , (d) Ordinario-Fellenius, $FS_{min} = 1.363$ , y (e) Spencer, $FS_{min} = 1.359$ .....	99
<b>Figura 4.24.</b> Determinación de la superficie de falla y del FS mínimo obtenido con el programa <i>Plaxis V.8.5</i> ( $FS_{min} = 1.086$ ).....	100
<b>Figura 4.25.</b> Representación esquemática del talud analizado .....	101
<b>Figura 4.26.</b> Geometría de un talud con anclas (Deméneghi, 2015) .....	104
<b>Figura 4.27.</b> Representación esquemática de la distribución de las anclas en el cuerpo del talud estudiado .....	108
<b>Figura 4.28.</b> Modelado geotécnico del talud en estudio en el programa <i>PLAXIS 2D</i> , considerando el uso de anclas y un talud homogéneo .....	109
<b>Figura 4.29.</b> Talud estabilizado mediante el sistema de anclaje propuesto (FS = 1.65).....	110
<b>Figura 4.30.</b> Distribución de los drenes propuestos .....	111
<b>Figura 4.31.</b> Distribución de drenes y anclas en el cuerpo del talud .....	112
<b>Figura 4.32.</b> Vista frontal de la distribución de anclas y drenes en el cuerpo del talud .....	112
<b>Figura 4.33.</b> Sección transversal de las obras de drenaje existentes y propuestas (SCT, 2016-A).....	113
<b>Figura 4.34.</b> Ubicación del talud en estudio ubicado en el km 57+800 de la autopista Mitla-Tehuantepec (SCT, 2016-B).....	114
<b>Figura 4.35.</b> Presencia de grietas e indicadores cinemáticos que evidencian los daños en el talud (SCT, 2016-B).....	115
<b>Figura 4.36.</b> Presencia de severas grietas y desprendimiento de concreto lanzado en la zona central del talud (SCT, 2016-B).....	116



<b>Figura 4.37.</b> Colapso parcial del talud (SCT, 2016-B).....	116
<b>Figura 4.38.</b> Perfil topográfico longitudinal del lado izquierdo correspondiente al talud en estudio (SCT, 2016-B).....	117
<b>Figura 4.39.</b> Perfil topográfico transversal del talud en estudio (SCT, 2016-B).....	117
<b>Figura 4.40.</b> Ubicación de los SEV's sobre el talud izquierdo (SCT, 2016-B).....	119
<b>Figura 4.41.</b> Ubicación de TSR's sobre el talud izquierdo y derecho (SCT, 2016-B).....	119
<b>Figura 4.42.</b> Perfil geoelectrico del talud en estudio ubicado en el km 87+800: (A) Sección geoelectrica A-A', y (B) Sección geoelectrica B-B' (SCT, 2016-B).....	120
<b>Figura 4.43.</b> Perfil geotécnico longitudinal del talud en estudio (SCT, 2016-B).....	122
<b>Figura 4.44.</b> Vista en planta de la distribución de los materiales presentes en el área de interés (SCT, 2016-B).....	123
<b>Figura 4.45.</b> Perfil geotécnico transversal del talud en estudio (SCT, 2016-B).....	123
<b>Figura 4.46.</b> Geometría y propiedades geotécnicas del talud Mitla-Tehuantepec km 57+800 (SCT, 2016-B).....	124
<b>Figura 4.47.</b> Variación del $FS_{min}$ con respecto al ángulo de la superficie de falla ( $\theta$ ).....	126
<b>Figura 4.48.</b> Determinación del $FS_{min}$ obtenido con el programa Slide V5.0: (a) Bishop, $FS_{min} = 1.255$ , (b) Janbu, $FS_{min} = 1.199$ , (c) Ordinario-Fellenius, $FS_{min} = 1.205$ , y (d) Spencer, $FS_{min} = 1.24$ .....	128
<b>Figura 4.49.</b> Determinación del $FS_{min}$ obtenido con el programa <i>GeoStudio</i> 2012: (a) Bishop, $FS_{min} = 1.247$ , (b) Janbu, $FS_{min} = 1.195$ , (c) Morgenstern-Price, $FS_{min} = 1.243$ , (d) Ordinario-Fellenius, $FS_{min} = 1.202$ , y (e) Spencer, $FS_{min} = 1.244$ .....	131
<b>Figura 4.50.</b> Determinación del factor de seguridad mínimo ( $FS_{min} = 1.17$ ) y superficie de falla sin considerar el uso de anclas.....	132
<b>Figura 4.51.</b> Distribución del sistema de anclaje para estabilizar el talud Mitla-Tehuantepec km 57+800, $FS_{min} = 1.5$ .....	134
<b>Figura 4.52.</b> Distribución intercalada de los drenes y anclas del talud Mitla-Tehuantepec km 57+800.....	135
<b>Figura 4.53.</b> Talud estabilizado mediante 10 niveles de anclas, $FS_{min} = 1.60$ .....	136
<b>Figura 4.54.</b> Geometría y características del talud en donde predomina el material granular.....	137
<b>Figura 4.55.</b> Talud natural sometido a un recorte hasta que $\beta = 25^\circ$ para alcanzar un $FS \geq 1.50$ .....	139
<b>Figura 4.56.</b> Determinación del $FS_{min}$ obtenido con el programa Slide V5.0: (a) Bishop, $FS_{min} = 0.837$ , (b) Janbu, $FS_{min} = 0.807$ , (c) Ordinario-Fellenius, $FS_{min} = 0.806$ , y (d) Spencer, $FS_{min} = 0.833$ .....	141
<b>Figura 4.57.</b> Determinación del $FS_{min}$ obtenido con el programa <i>GeoStudio</i> 2012: (a) Bishop, $FS_{min} = 0.839$ , (b) Janbu, $FS_{min} = 0.807$ , (c) Morgenstern-Price, $FS_{min} = 0.834$ , (d) Ordinario-Fellenius, $FS_{min} = 0.807$ , y (e) Spencer, $FS_{min} = 0.833$ .....	144



---

<b>Figura 4.58.</b> Talud en estado natural y sin refuerzo con un $FS_{min} = 1.31$ .....	145
<b>Figura 4.59.</b> Cuña de falla que se forma cuando la superficie de deslizamiento más desfavorable es $\theta = 30^\circ$ .....	146
<b>Figura 4.60.</b> Geometría de un talud con anclas, corona horizontal y sobrecarga ( <i>Deméneghi, 2015</i> ).....	147
<b>Figura 4.61.</b> Distribución de las anclas en el cuerpo del talud analizado.....	148
<b>Figura 4.62.</b> Distribución de las anclas en el cuerpo del talud analizado.....	149
<b>Figura 4.63.</b> Talud estabilizado mediante anclas con un $FS_{min} = 1.84$ .....	150



## RESUMEN

En el Capítulo 1 se exponen de manera breve definiciones básicas como, por ejemplo: talud, factor de seguridad, anclas, entre otros, con el fin de contextualizar su uso en el presente trabajo. Asimismo, se presentan las causas y clasificación de las fallas en taludes en los que se involucran factores debidos al aumento de esfuerzos o bien a la disminución de la resistencia del suelo, los factores anteriores originan los diversos tipos de fallas en taludes, ampliamente discutidos en la literatura técnica por diversos investigadores. También se exponen los fundamentos teóricos del análisis de la estabilidad de taludes, principalmente se presentan los aspectos requeridos para evaluar su estabilidad.

Por otra parte, en el Capítulo 2 se describen las partes que constituyen una ancla, tales como: bulbo de inyección, longitud libre y de tensando, entre otras partes. Posteriormente se describen las aplicaciones de las anclas en diversas estructuras, inmediatamente se presentan los modos de falla más comunes que se presentan en un sistema de anclaje, considerando varios factores, por mencionar algunos están: las fallas debidas a la resistencia del suelo, extracción del bulbo, por volteo, entre otras.

En el Capítulo 3 se muestran los métodos existentes para la estabilidad de taludes considerando tanto anclas de tensión y de fricción, se hace énfasis en el método propuesto por *Deméneghi (2015)* el cual será usado en la estabilidad de los casos de estudio. Al final del capítulo se expone brevemente el método de elementos finitos que también se usará para determinar el factor de seguridad mínimo de los taludes analizados mediante el programa *Plaxis V.8.5*.

Por su parte, en el capítulo 4 se presentan tres casos de estudios, el primero es un talud ubicado en la carretera Ensenada-Tijuana de una altura de 28 m y una inclinación de 76°. En el segundo caso se analiza un talud ubicado en la carretera Mitla-Tehuantepec el cual tiene una altura de 32 m y una inclinación de 48°. Finalmente, en el tercer caso se estudia un talud ubicado en una zona urbana de dimensiones menores a los anteriores, tiene una altura de 8 m y una inclinación de 40°.



# INTRODUCCIÓN

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

México posee una red de vías terrestres muy amplia, aproximadamente 423,185 km (IMT, 2018). En muchos casos estas carreteras atraviesan tramos con una topografía y condiciones geológicas desfavorables para la construcción de las vías terrestres, por lo cual se hace necesaria la construcción de estructuras de retención, túneles, puentes, y taludes. Por tal motivo, la estabilidad de taludes es muy importante para el adecuado funcionamiento de las vías de comunicación, así como para otras estructuras, tales como presas, edificios, bordos, entre otros. Además de su aplicación en carreteras, los taludes en zonas urbanas son muy comunes, debido a la creciente demanda de espacios para el desarrollo de las ciudades o bien para salvaguardar la integridad física de la población que vive en zonas con laderas inestables.

Los taludes en estudio están en un estado de falla inminente, debido a las condiciones de intemperismo a las que son sometidos, así como por las características geométricas desfavorables, tales como la inclinación, la altura y en su caso sobrecarga; asimismo, se encuentran en una zona de intensa actividad sísmica y condiciones geológicas inestables como la región de Salsipuedes para el caso I de estudio. Por las características descritas anteriormente se hace necesario implementar un plan de estabilidad para evitar problemas a la vialidad y zonas urbanas en donde se ubican los taludes.



## OBJETIVOS

1. Desarrollar y resolver tres casos de estudio relacionados con la problemática de estabilidad de taludes, proponiendo un sistema de anclaje, mediante el método planteado por Deméneghi (2015) y su posterior verificación con el método de elementos finitos usando el programa *Plaxis V.8.5*.
2. Comparar los resultados obtenidos mediante el método de Deméneghi (2015) y el método de elementos finitos, para que sirvan como apoyo en la toma de decisiones de futuros casos de investigación o bien en la práctica profesional.
3. Resaltar la importancia de los estudios de otras disciplinas en la solución a la problemática de estabilidad de taludes, disciplinas como: Geología, Hidrología, Topografía, y Geofísica, entre otras.
4. Aplicar los conocimientos adquiridos durante los estudios de maestría.

## JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

La razón del presente trabajo es contribuir al buen ejercicio de la ingeniería aplicada a la estabilidad de taludes, con el fin de garantizar que las obras sean estables, seguras, confiables y que garanticen niveles de operación permanentemente y de esta forma evitar cierres de vialidades y sobre todo pérdidas de vidas humanas.

Los alcances del presente trabajo son los siguientes:

1. Las condiciones de análisis serán bajo condiciones estáticas y dinámicas.
2. Los taludes analizados serán bidimensionales.
3. Se determinará una superficie de falla.
4. La resistencia del suelo se moviliza simultáneamente en toda la superficie de falla.
5. El movimiento de la masa de suelo es de cuerpo rígido.
6. El suelo es isótropo en cuanto a su resistencia al esfuerzo cortante.
7. Como se verá en el desarrollo de este trabajo, existe la posibilidad de que el talud del caso I se encuentre dentro de un deslizamiento masivo de ladera, sin embargo, el presente trabajo se enfocó a revisar únicamente la estabilidad de la cuña de falla local.
8. Se asume que el material del que están formados los taludes es homogéneo.

## DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

A continuación, se describe brevemente el desarrollo del presente trabajo desde los estudios en campo hasta el análisis de estabilidad y propuesta de anclaje para los tres casos de estudio.

- a) Levantamiento topográfico: Para los casos de estudio I y II se realizó una nivelación sobre el hombro del corte, del mismo modo se levantaron secciones a cada 10 metros para obtener la configuración detallada del corte y terreno adyacente, incluyendo la planimetría del derecho de vía y las obras complementarias que se encuentran sobre el área de interés en los taludes.
- b) Estudios geofísicos: Debido a que no fue posible realizar sondeos de tipo rotatorio se realizó una inspección visual de los materiales que componen los cortes, se realizaron exploraciones geofísicas para complementar la información del levantamiento geológico.

Las actividades geofísicas en cada área de interés se dividieron en exploración geoeléctrica y geosísmica. La primera etapa consistió en el levantamiento de Sondeos Eléctricos Verticales (SEV). En la segunda etapa se implementaron Tendidos de Refracción Sísmica (TRS) distribuidos en una línea sísmica con la finalidad de correlacionar los datos de velocidad (compactación y alteración de los materiales).

Con los resultados obtenidos se realizaron secciones geoeléctricas y secciones geosísmicas, en las que se crearon las unidades geoeléctricas con sus respectivas características de consolidación y espesor.

- c) Estudios geológicos y geotécnicos: Se obtuvo la siguiente información: formación y edad geológica, litologías, estructuras observables a gran escala, rasgos estructurales generales: macizo estratificado, fallado, fracturado, masivo, descripción de discontinuidades, clasificación geomecánica Rock Mass Rating (RMR), entre otros.
- d) Análisis de estabilidad de taludes: Para determinar el factor de seguridad mínimo del talud, se realizó un análisis sin considerar el uso de anclas y otro considerando el uso de anclas, con el fin de demostrar que el talud de cada caso está en una latente condición de falla y por lo tanto se hace necesario estabilizar el talud, en este caso por medio de un sistema de anclaje.

En los casos I y II se realizaron dos análisis inversos, uno para estimar la cohesión y el ángulo de fricción ( $c$  y  $\phi$ ) que inducen a la formación de la superficie de falla, y otro para estimar  $c$  y  $\phi$  que implican que el talud será estable considerando el uso de anclas y un factor de seguridad mínimo  $FS_{min} \geq 1.5$ .



# CAPÍTULO 1. FALLAS EN TALUDES

## 1.1. DEFINICIONES

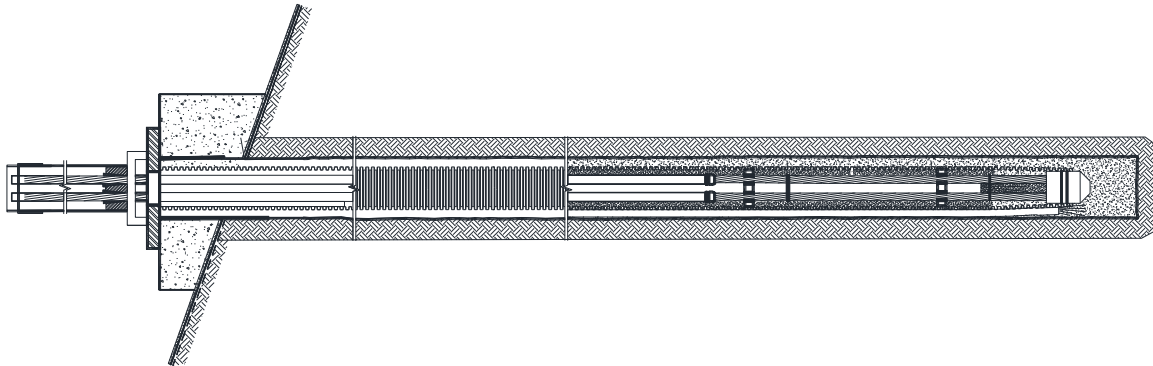
La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama su estabilidad y debe considerarse no sólo en el proyecto de estructuras sino también en la reparación y corrección de las que han fallado. Los proyectos de taludes de los cortes abiertos y la sección transversal de los terraplenes, diques y presas de tierra están basados principalmente en los estudios de estabilidad. Cuando hay indicadores que muestren la posible ocurrencia de fallas, ya sean deslizamientos o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la probable falla y así poder indicar el mejor método con el fin de prevenir dificultades mayores (*Alva, 2001*).

Por otra parte, una ancla es un elemento estructural esbelto, diseñado para transmitir un esfuerzo de tensión al terreno circundante. Se emplea para estabilizar y soportar estructuras de tierra, naturales o artificiales sometidas a fuerzas laterales o de levantamiento importantes, con lo cual se restringe el desplazamiento y giro, para proporcionar la estabilidad requerida el ancla debe ser llevada a una zona firme de suelo o roca. Existen anclas que trabajan por tensión y otras que trabajan por fricción. Las anclas se aplican en diversas obras de ingeniería, como por ejemplo en la contención de bloques de roca, retención de tablestacas y muros pantalla, anclaje de estructuras sujetas a subpresión hidráulica, estabilización de estructuras sujetas a fuerzas de volteo y deslizamiento, y por su puesto en la estabilización de taludes en suelo y roca. Se pueden clasificar por su vida útil (temporales o permanentes), por su funcionamiento (anclas de fricción y anclas de tensión), por la presión de inyección (anclas de alta presión, baja presión con bulbo recto, con inyección posterior, con reinyección posterior), por la forma del fuste (campana en el fondo, campanas múltiples) *Ovando y Olguín (2002)*.

Las anclas de fricción son elementos pasivos que proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes. Las anclas de fricción trabajan cuando el suelo o roca que las circunda sufre desplazamientos o deformaciones, no antes; de ahí que se les clasifique como elementos pasivos de refuerzo. Las anclas de tensión proporcionan activamente fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones. Las anclas de tensión comienzan a trabajar cuando se aplican fuerzas axiales mediante dispositivos especiales, por lo que se les clasifica como elementos activos de refuerzo (*Ovando y Olguín, 2002*).

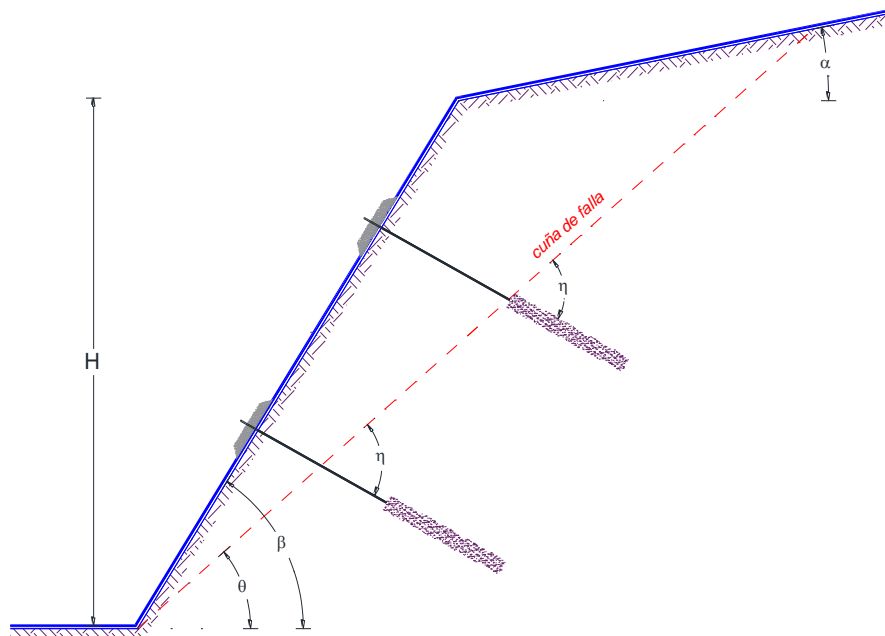


A continuación, en la siguiente figura se muestra la configuración típica de un sistema de anclaje.



**Figura 1.1.** Representación esquemática de un sistema de anclaje (SCT, 2016-A)

Por otro lado, un talud es una masa de suelo con una superficie externa inclinada que forma un ángulo generalmente medido desde la horizontal (**Fig. 1.2**). Cuando el talud se forma de manera natural, sin la intervención del hombre, se denomina talud natural o ladera. Cuando la inclinación en la masa de suelo es generada por la intervención de la actividad humana, tal como en excavaciones o rellenos, se denomina taludes diseñados, como por ejemplo cortes y terraplenes (**Díaz-Rodríguez, 2018**).



**Figura 1.2.** Representación esquemática de la geometría un talud con anclas (Deméneghi, 2015)



El factor de seguridad (*FS*) es un resguardo contra el desconocimiento existente de la confiabilidad de los aspectos que se consideren en el análisis, tales como, parámetros de resistencia, distribución de la presión de poro y la estratigrafía, así como posibles fallas debidas a errores humanos o bien por problemas y fallas en la construcción y falta de mantenimiento. Una buena comprensión del factor de seguridad es importante en el diseño de taludes, asimismo una buena investigación del sitio dará certeza en el *FS* obtenido particularmente si el proyectista tiene experiencia con los materiales en cuestión. Por otra parte, una función del factor de seguridad es que constituye una herramienta empírica con la cual las deformaciones son limitadas en cantidades tolerables dentro de restricciones económicas, de esta manera, la selección del factor de seguridad es influenciado por la experiencia que se tiene con la masa de suelo. Generalmente se considera que las fuerzas que producen el movimiento incluyen la inercia, la gravedad y todas las cargas externas. Las que se oponen o resisten el movimiento incluyen la resistencia del suelo y otras fuerzas a lo largo de la superficie potencial de movimiento.

Por otra parte, de acuerdo con **Rodríguez (2018)** los factores de seguridad admisibles o mínimos que se deben de alcanzar para que un talud se considere estable están en función del riesgo que se tiene debido a la pérdida de vidas humanas y económicas. Por ejemplo, si se analiza un talud en donde se considere que el riesgo de pérdidas tanto de vidas humanas como económicas tiene pocas posibilidades de ocurrencia, el factor de seguridad admisible debe ser de por lo menos de 1.1; por el contrario, si para el mismo caso se considera que el riesgo es elevado el factor de seguridad debe ser de 1.5. De tal forma que se tienen diferentes combinaciones y por lo tanto diferentes valores para el factor de seguridad el cual se debe elegir en función del riesgo que se acepta para cada talud analizado, tal como se muestra a continuación.

**Tabla 1.1. Valores recomendados para el factor de seguridad (Rodríguez, 2018)**

<i>FS</i> <sub>admisible</sub>		<i>Riesgo de pérdida de vidas humanas</i>		
		<i>despreciable</i>	<i>medio</i>	<i>elevado</i>
<i>Riesgo de pérdidas económica</i>	<i>despreciable</i>	1.1	1.2	1.4
	<i>medio</i>	1.2	1.3	1.4
	<i>elevado</i>	1.4	1.4	1.5

1. Factores de seguridad para el tiempo de recurrencia de 10 años

2. Para condiciones de riesgo elevado y subsuelo blando, el valor admisible de *FS* podrá incrementarse en un 10%.



Los métodos de equilibrio límite proporcionan una técnica muy útil para los análisis de estabilidad de taludes y otros problemas geotécnicos. Sin embargo, los procedimientos tienen desventajas, las cuales se mencionan a continuación:

1. Se supone una inminente falla cuando el factor de seguridad ( $FS$ ) está alrededor de la unidad, lo cual está altamente influenciado por diversas variables asociadas a factores geológicos, tipo de material, presiones de poro, entre otros.
2. La hipótesis de que el  $FS$  es constante a lo largo de la superficie de falla es un exceso de simplificación, especialmente cuando existen diferentes tipos de suelo (estratos) a lo largo de la superficie de falla.
3. La relación esfuerzo-deformación del suelo ha sido menospreciada, es decir, los incrementos o decrementos de la relación esfuerzo-deformación dentro del talud no se toman en cuenta por considerar un equilibrio estático del mismo.
4. Los resultados obtenidos están condicionados por la cantidad y calidad de la exploración geotécnica.

## 1.2. CAUSAS Y CLASIFICACIÓN DE LAS FALLAS EN TALUDES

El movimiento de una masa de suelo ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del talud es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Las fallas localizadas en un sólo punto de la masa de suelo no indican, necesariamente, que la masa sea inestable. La inestabilidad sólo se produce como resultado de la falla por esfuerzo cortante en una serie de puntos que definen una superficie a lo largo de la cual se produce el movimiento. Es difícil determinar la causa de muchos movimientos de masas de tierra, realmente cualquier acción que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en el suelo, contribuye a la inestabilidad por lo cual deben tomarse en consideración, tanto en el proyecto de las estructuras de tierra como en la corrección de las fallas (*Alva, 2001*).

La siguiente tabla se puede tomar como referencia para analizar la estabilidad de un talud; la falla puede ser el resultado de cualquiera de los siguientes factores, ya sea aislados o bien combinados. La mayoría de los factores son independientes, pero algunos pueden estar relacionados entre sí. El efecto del agua es muy importante ya que la presión del agua o los cambios en el agua forman parte de 8 de los factores que están en la lista.

**Tabla 1.2. Causas probables del colapso de un talud (Alva, 2001)**

<b>Causas que producen aumento de esfuerzos</b>	<b>Causas que producen disminución de resistencia</b>
1. Cargas externas como edificios, agua o nieve.	1. Expansión de las arcillas por adsorción de agua.
2. Aumento del peso de la tierra por aumento de la humedad.	2. Presión de agua intersticial.
3. Remoción por excavación de parte de la masa de tierra.	3. Destrucción de la estructura, suelta o de panal, del suelo por impacto, vibración o actividad sísmica.
4. Socavaciones producidas por perforaciones o túneles, derrumbes de cavernas o erosión por filtraciones.	4. Fisuras capilares producidas por las alternancias de expansión y retracción o por tensión.
5. Choques producidos por terremotos o voladuras.	5. Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.
6. Grietas de tensión.	6. Deshielo de suelos helados o de lentes de hielo.
7. Presión de agua en las grietas.	7. Deterioro del material cementante.
	8. Pérdida de la tensión capilar por secado.

Por otro lado, el análisis de estabilidad de taludes, de acuerdo con *Díaz-Rodríguez (2018)* consiste en:

1. La determinación de las fuerzas ( $F_A$ ) o momentos ( $M_A$ ) actuantes las cuales son aquellas acciones que tienden a provocar la falla del talud.
2. La determinación de las fuerzas ( $F_R$ ) o momentos ( $M_R$ ) resistentes las cuales son aquellas que tienden a evitar la falla del talud.

Asimismo, la falla de un talud sea natural o diseñado se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes (causas externas) o bien a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (causas internas). Las causas que provocan las fallas en los taludes se deben a las acciones humanas, y acciones naturales; las acciones humanas que generan movimientos y afectaciones a la masa de suelos, de acuerdo con *Rodríguez (2018)* son:

1. Remoción de la cobertura vegetal.
2. Concentración de agua de lluvia y de drenaje.
3. Fugas en las redes de abastecimiento, de drenaje y de cisternas.
4. Ejecución de cortes con geometría incorrecta (altura/inclinación).
5. Construcción deficiente de rellenos (geometría, compactación y cimentación).

6. Depósito de basura en las laderas y taludes.
7. Vaciado rápido en el caso de presas.
8. Además, existen otras causas naturales que ocasionan la falla de un talud como, por ejemplo: sismos y lluvias.

Por su parte, las fallas en los taludes se pueden clasificar de acuerdo con el mecanismo de movimiento o bien al tipo de material involucrado, tal como se muestra a continuación.

**Tabla 1.3.** Clasificación de los procesos de remoción de masa según Varnes (EPOCH, 1993)

Mecanismo de movimiento (tipo)	Tipo de material involucrado		
	Roca (rock)	Derrubios (debris)	Suelo (soil)
Desprendimientos (fall)	Caída o desprendimiento de rocas (rockfall)	Caída o desprendimiento de derrubios (debris fall)	Caída o desprendimiento de suelos (soil fall)
Vuelco o desplome (rotational slide)	Vuelco o desplome de rocas (rock topple)	Vuelco o desplome de derrubios (debris topple)	Vuelco o desplome de suelos (soil topple)
Deslizamiento rotacional simple (rotational slide)	Individual (simple), múltiple (multiple), sucesivo (succesive)	Individual (simple), múltiple (multiple), sucesivo (succesive)	Individual (simple), múltiple (multiple), sucesivo (succesive)
Deslizamiento traslacional o de bloques no rotacional (translational slide, non-rotational)	Deslizamiento de roca en bloque (block slide)	Deslizamiento de derrubios en bloque (block slide)	Desplazamiento traslacional de suelos (slab slide)
Deslizamiento planar	Deslizamiento de rocas (rock slide)	Deslizamiento de derrubios (debris slide)	Coladas también llamados flujos de barro (mudslide)
Flujos (flow)	Flujo de rocas (rock flow)	Corrientes de derrubios (debris flow)	Flujos de tierra, arena o suelo (soil flow)
Expansión lateral (lateral spreading)	Expansiones laterales en rocas (rock spreading)	Expansiones laterales en derrubios (debris spread)	Expansiones laterales en suelos (soil spreading)
Complejo (complex)	Ejemplo: Alud de rocas (rock avalanche)	Ejemplo: flujo deslizante (flow slide)	Ejemplo: Rotación con flujo de tierras (slump-earthflow)

Por otra parte, sin un sistema de estabilidad como el anclaje el talud se deslizará por efecto de su propio peso, intemperización o por otros factores. La clasificación de deslizamientos de los taludes se basa en la forma que se produce el movimiento de la masa de suelo, a continuación, se exponen brevemente los tipos de fallas más comunes en taludes.

1. La *Falla por deslizamiento superficial* es un proceso casi continuo y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas, este tipo de falla suele afectar grandes áreas de terreno (Rico y Del Castillo, 2000).



2. En la Falla por rotación el deslizamiento abarca una masa considerable de suelo, esta se clasifica con respecto a la profundidad en que se presenta la superficie de falla y el punto donde esta superficie corta a los planos que forman la geometría externa del talud. De forma general la falla por rotación puede clasificarse como: (1) falla local, (2) falla de pie, y (3) falla de base (**Montoya, 2009**).
3. La Falla por traslación se presenta como un movimiento importante del cuerpo del talud sobre una superficie relativamente plana asociada a estratos poco resistentes, se localiza en las cercanías del pie del talud. Este tipo de falla se desarrolla paralelamente a la estratificación de suelos débiles, terminando generalmente sobre planos de agrietamientos verticales (**Montoya, 2009**).
4. La Falla por flujo corresponde a movimientos relativamente rápidos de una parte del talud, de forma que esos movimientos y las velocidades en las que ocurren corresponden al comportamiento que presentaría un líquido viscoso, esta falla se presenta con mayor frecuencia en taludes naturales formados por materiales no consolidados y se desarrolla el mecanismo cuando hay un aumento apreciable en el contenido de agua (**Montoya, 2009**).
5. La Falla por licuación se presenta cuando ocurre una reducción rápida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, esta pérdida conduce al colapso del suelo y el de la estructura que forme o que se encuentre sobre éste (**Montoya, 2009**).
6. La Falla de base o profunda se produce generalmente en arcillas blandas o que tengan numerosas vetas blandas, se origina cuando la parte superior del talud cae dejando un escarpe vertical mientras que el terreno a nivel situado más allá del pie del talud se levanta en curvatura, licuación de un lente de arena suelta (**Alva, 2001**).
7. La Falla de pie de talud se produce en taludes de gran pendiente y en suelos que tienen un ángulo de fricción de interna apreciable. La parte superior del talud cae formando frecuentemente una serie de escalones, mientras que el terreno situado cerca del extremo inferior del talud presenta inflexión hacia afuera cubriendo el pie del talud (**Alva, 2001**).
8. La Falla de talud o de frente es un caso especial de la falla de pie de talud en el que la presencia de un estrato duro limita la extensión de la superficie de falla. También se presentan otras formas de falla. Si hay zonas o superficies de una pronunciada debilidad,



éstas pueden definir una parte de la superficie de falla. Si hay grandes fuerzas externas, éstas distorsionan la superficie de falla (Alva, 2001).

### **1.3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DEL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES**

Los aspectos principales requeridos para evaluar la estabilidad de taludes son:

1. Caracterización del sitio: se refiere a la determinación de las condiciones geológicas e hidrológicas del sitio.
2. Identificación del modo de falla probable como por ejemplo caídos y deslizamientos.
3. Caracterización del material: se refiere al proceso de pruebas *in situ*, muestreo y pruebas de laboratorio de los materiales a fin de determinar los parámetros de resistencia, deformabilidad y permeabilidad, entre otros.
4. Determinación de la presión de poro.
5. Evaluación de la estabilidad mediante un modelo analítico o numérico.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes en mecánica de suelos se realizan mediante:

1. Análisis de esfuerzos y deformaciones, y
2. Análisis de equilibrio límite.

El primer tipo de análisis emplea la teoría de la elasticidad lineal o las leyes del comportamiento más avanzadas que permiten tomar las deformaciones permanentes y la falla progresiva: es decir la transición elástica-plástica desde el estado elástico inicial lineal hasta el estado de falla último del suelo por flujo plástico.

Actualmente es posible realizar el análisis de las deformaciones de taludes y terraplenes, usando el método del elemento finito. Este tipo de análisis permite además calcular la distribución de esfuerzos y comparar los esfuerzos máximos con la resistencia del suelo. Este tipo de análisis no sustituye en la práctica al uso de los métodos de análisis de equilibrio límite, por el contrario, se complementan ya que los análisis de equilibrio límite se emplean de acuerdo con el tipo de problema o bien en la etapa de diseño de este.





El segundo tipo de análisis (equilibrio límite) trata con la condición de falla última de una masa de suelo. El objetivo de este tipo de análisis es la determinación de las cargas que pueden causar la falla de la masa de suelo. Las soluciones a estos problemas frecuentemente se obtienen por las sencillas leyes de la estática, asumiendo superficies de falla de formas simples y usando el criterio de falla de Coulomb, así como un comportamiento rígido-plástico (*Alva, 2001*).

La teoría de los análisis de equilibrio límite considera una relación esfuerzo-deformación de un suelo de tipo rígido plástico. En taludes, se supone que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una cierta superficie de falla. Al analizar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla su máxima resistencia al corte. Esta suposición conduce a los teoremas límite sobre los cuales se basan los análisis límite. En estos análisis, cuando la carga límite es alcanzada y la deformación procede bajo carga constante, todos los esfuerzos permanecen constantes y sólo se presentan incrementos de deformación plástica.

La hipótesis de rigidez inicial del suelo no implica un grave error ya que, en la mayoría de los casos prácticos, las deformaciones de los suelos previas a la falla (deformaciones elásticas) son muy pequeñas y en algunos casos pueden despreciarse, sin embargo, es necesario mencionar que en ocasiones se presentan grietas y desplazamientos progresivos importantes que no son convenientes despreciar. Los análisis de equilibrio al límite de estabilidad de taludes evalúan el factor de seguridad contra deslizamiento como la relación entre la resistencia disponible y la movilizadora (*Alva, 2001*).

Por otra parte, en los análisis bidimensionales se asume una superficie de deslizamiento de longitud infinita, despreciándose los efectos tridimensionales y de frontera. En estas condiciones se asume que el equilibrio de un tramo de talud de ancho unitario es representativo de la estabilidad del conjunto y el problema se vuelve bidimensional.

El análisis de equilibrio límite es un método común para analizar la estabilidad de taludes, e ignora la relación esfuerzo-deformación del suelo y solamente considera las



condiciones del equilibrio al límite. Las hipótesis básicas de este método de análisis son las siguientes (Alva, 2001):

1. Se considera como válido un análisis bidimensional correspondiendo a un estado de deformación plana.
2. Se atribuye una forma determinada a la superficie de falla (plana, circular o espiral logarítmica, compuesta).
3. El movimiento de la masa del suelo es de cuerpo rígido, considerando así un estado de equilibrio estático (enfoque de equilibrio al límite).
4. El suelo es isótropo en cuanto a su resistencia al esfuerzo cortante.
5. Se considera válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb.
6. Se acepta que en el momento de la falla la resistencia cortante del suelo se moviliza completamente y en forma simultánea en todos los puntos de la superficie de deslizamiento.
7. El factor de seguridad ( $FS$ ) se define como la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes en dicha superficie.

#### 1.4. DRENAJE

La experiencia previa en el desarrollo de casos prácticos ha demostrado que en los taludes un factor que repercute en su estabilidad es la influencia del agua, tanto la que se encuentra superficialmente como la que fluye dentro del cuerpo del talud. La presencia de agua durante la vida útil de la obra de ingeniería hace necesario instalar un sistema de drenaje que permita desalojar el agua dentro del talud con el fin de reducir las presiones y aumentar la estabilidad del corte.

La instalación de los drenes depende de la secuencia de otras actividades como por ejemplo la ejecución de cortes previos o la construcción de estructuras de retención. Asimismo, el tipo, cantidad y distribución de los drenes individuales influyen en la selección del procedimiento constructivo idóneo. Por otra parte, de acuerdo a *Ovando y Holguín*





(2002) para que un sistema de drenaje sea efectivo debe interceptar las líneas de flujo, por lo cual se requiere conocer las condiciones hidráulicas en el talud, en lo cual influyen:

1. El régimen de lluvias en la zona,
2. La presencia de cuerpos de agua permanentes en la vecindad del proyecto (ríos, arroyos, lagunas, lagos),
3. La posibilidad de contribuciones de agua por fugas domésticas o de las redes de drenaje o suministro o por riego en las partes altas del talud,
4. El tipo de materiales que conforman al talud (tipo de suelo o roca),
5. La existencia de discontinuidades o fisuras en el talud y
6. La estratigrafía

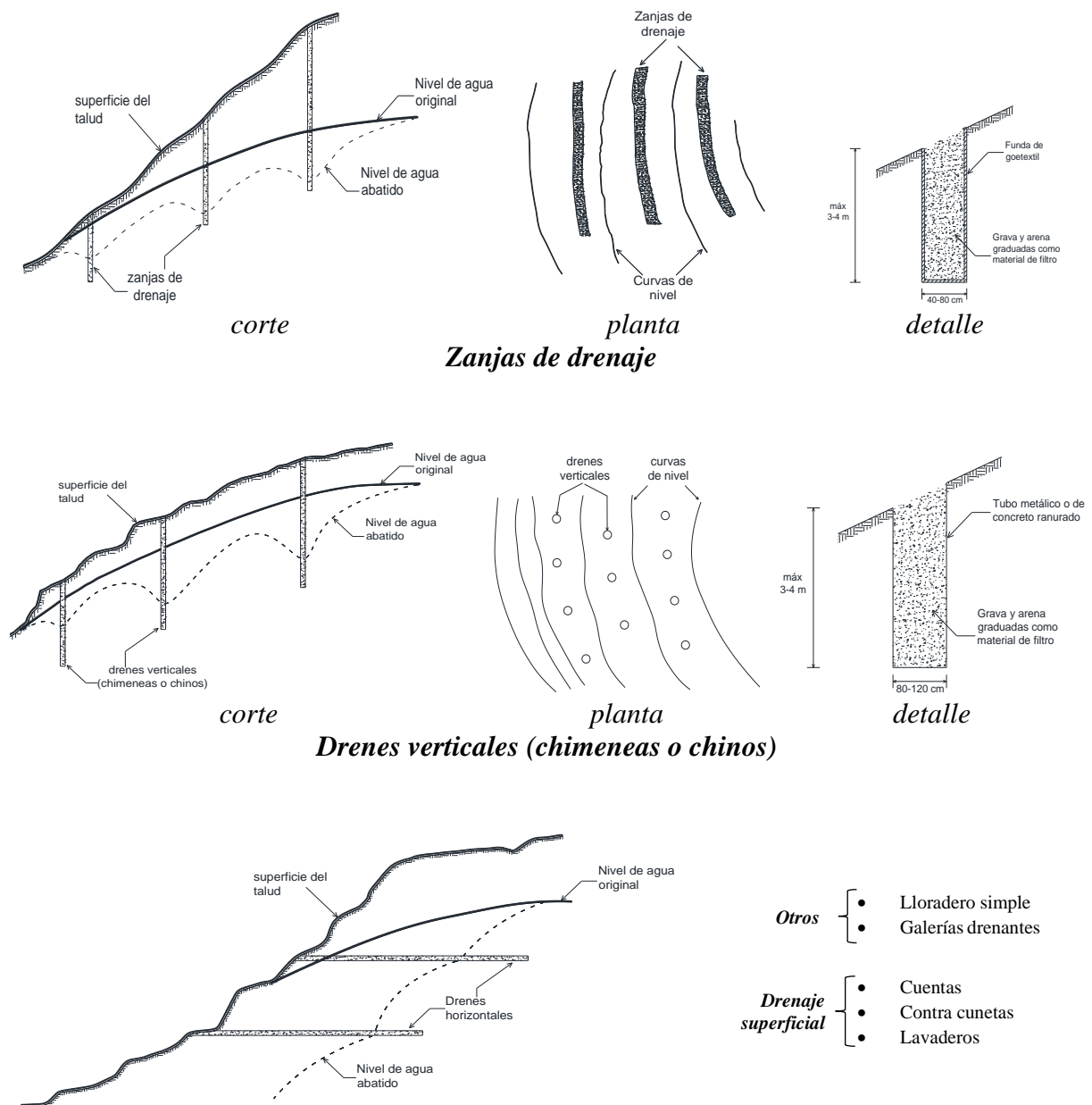
Un drenaje deficiente puede ocasionar los siguientes problemas en un talud:

1. Cargas horizontales excesivas
2. Tubificación y erosión de los finos del suelo
3. Presiones de congelamiento/descongelamiento (en México generalmente este no es un problema común, salvo en zonas específicas en el nore de país)
4. Corrosión acelerada del acero
5. Agrietamiento o desplome del talud
6. Reducción en la resistencia al deslizamiento y por consecuencia la falla del talud

Por otra parte, es necesario aclarar que el objetivo fundamental de los drenes es abatir las presiones hidrostáticas en las masas de suelo cuya estabilidad interesa. El éxito no necesariamente puede medirse por la cantidad de agua que los drenes colecten. Pudiera suceder que se interceptase un acuífero muy permeable, con agua libre y en tal caso el gasto drenado podrá ser importante; pero también podrá ocurrir que los drenes se instalen en formaciones arcillosas impermeables, en que logren muy eficientemente abatir las presiones de poro y en que contribuyan mucho a la estabilidad, pero colectando cantidades de agua mínimas. El dren transversal lleva la presión atmosférica hasta donde penetra y establece una zona de influencia con presión creciente hacia la periferia, que produce un beneficio en un cierto volumen de suelo. Dentro de esa zona de influencia el agua tiende a fluir hacia el dren, pero la cantidad que llegue depende ante todo de la permeabilidad de la formación. Se ha

dicho que en los suelos en que es más interesante abatir la presión de poro pueden ser masas de arcilla y en ellos difícilmente podrán esperarse grandes gastos (*Rico y Del Castillo, 1974*).

El drenaje interno debe considerarse como permanente y se instala o se construye con el mismo propósito, mediante los diversos métodos o sistemas que se ilustran en la *Fig 1.3* y se enumeran a continuación: (1) drenes verticales, (2) zanjas horizontales, (3) lloraderos, (5) drenes hincados, y (6) galerías drenantes.



**Figura 1.3.** Algunas técnicas para el drenaje de taludes y cortes (*Ovando y Holguín, 2002*)



Por otro lado, los drenes de penetración transversal también conocidos como drenes horizontales son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes las presiones generadas por el agua que sean susceptibles de provocar la falla del talud. La *Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2005)* en su norma: N·CMT·3·04·003/05 establece que los tubos empleados serán de policloruro de vinilo (*PVC*) perforados en formación de tresbolillo de tal forma que permitan captar y desalojar el agua subterránea cuando se utilicen como subdrenes o aliviar la presión de poro cuando se usen como drenes de penetración transversal, el tramo de tubo que quede próximo a la salida, se dejará sin perforación en una longitud entre uno y tres metros, los diámetros recomendados varían desde 5 hasta 20 cm.

Se construyen efectuando primeramente una perforación de 7.5 a 10 cm de diámetro, dentro de la perforación se coloca el tubo perforado de 5 cm de diámetro generalmente, el tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre, 5 y 20%; 10% es una pendiente muy común. La tubería perforada se recubre con un geosintético que funcionará como filtro (*SCT, 2000*). La presencia de cavidades suele ser el problema más grave que se presenta en la perforación de drenes transversales, la perforación previa para alojar los drenes no suele ademarse por razones de costo, por lo que los derrumbes en la perforación son normalmente otro problema de consideración. Asimismo, existe la tendencia a que la herramienta de ataque se vaya por las trayectorias de menor resistencia, como fisuras, grietas, estratos blandos, entre otros (*Rico y Del Castillo, 1974*).



## CAPÍTULO 2. SISTEMA DE ANCLAJE EN TALUDES

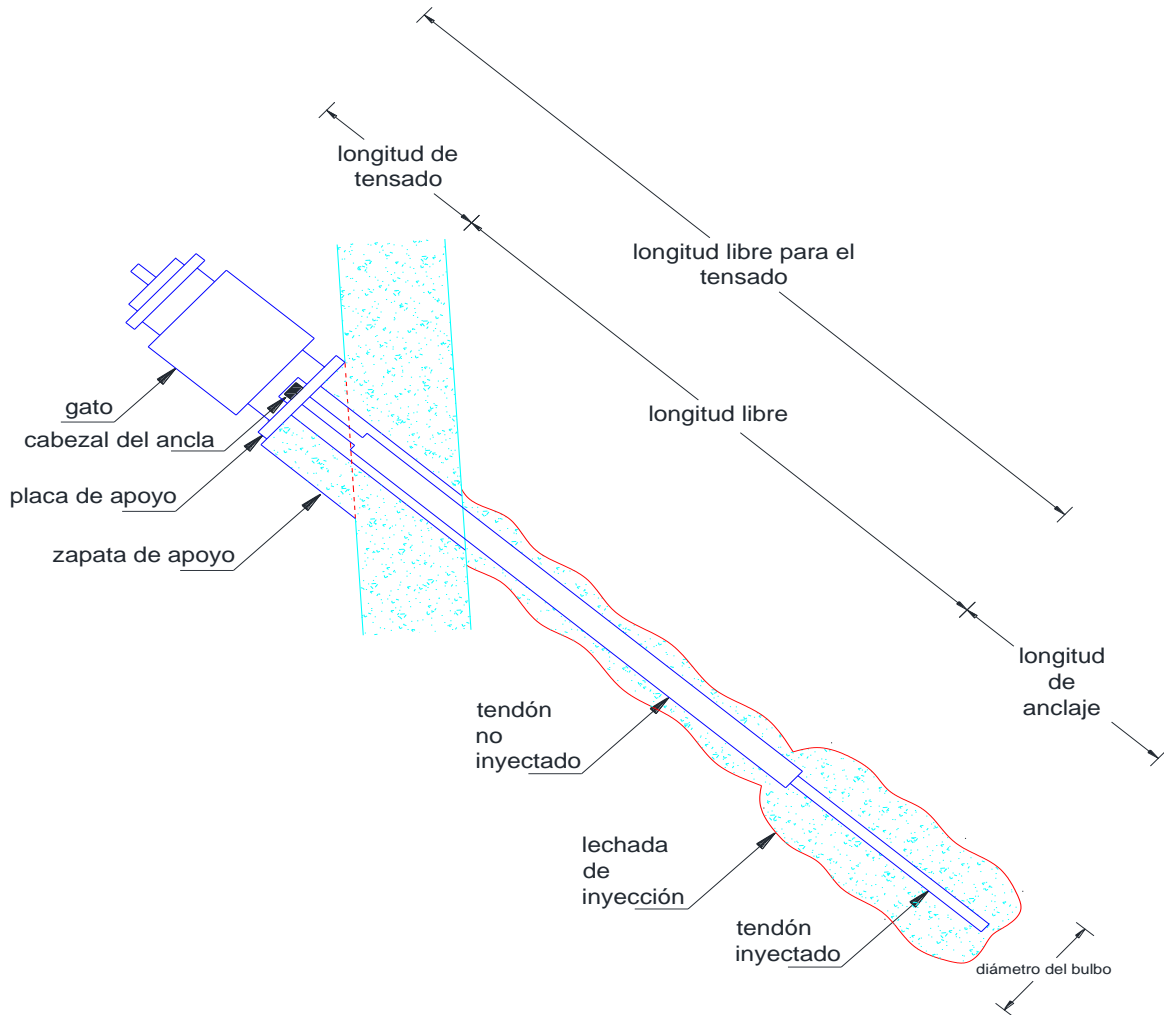
### 2.1. PRINCIPALES PARTES CONSTITUTIVAS DE UNA ANCLA

De acuerdo con *Ovando y Holguín (2002)* el Barreno para alojar el ancla por sí mismo no es una parte del ancla, sin embargo, sí es parte del sistema de anclaje, el barreno debe tener el diámetro suficiente para que penetren libremente y con facilidad las varillas o torones además de permitir la entrada del mortero que circunda al ancla. Además, debe de existir un espacio suficiente entre las varillas o torones y la pared del barreno para permitir que se desarrollen las fuerzas de adherencia entre el mortero y las varillas o torones y para permitir que se desarrollen las fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno circundante.

Por otra parte, de acuerdo con *Ovando y Holguín (2002)* una ancla consta de tres partes principales, a continuación, se describen brevemente.

- 1) Bulbo de inyección (define la longitud de anclaje): Queda en el fondo del barreno y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño; el terreno que circunda al bulbo está sometido a esfuerzos cortantes en la interfaz bulbo-suelo que equilibran a las fuerzas de tensión en el torón o barra. Dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión (lechada principal), con objeto de incrementar los esfuerzos dentro del mismo y en el terreno circundante. El bulbo de inyección queda cerrado por un obturador que permite la presurización y, al mismo tiempo, lo aísla de la parte exterior del barreno.
- 2) Longitud libre: Es la longitud del barreno en la cual no se aplica mortero o lechada a presión por lo cual también se le denomina lechada secundaria. La longitud libre se puede rellenar con mortero de menor calidad que el que se utiliza en el bulbo de inyección; suele colocarse vaciándolo por gravedad. En la zona comprendida por la longitud libre no hay transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante.
- 3) Longitud de tensado: Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla o para efectuar las pruebas de carga.

A continuación, en la siguiente figura se representa esquemáticamente las partes principales de una ancla, descritas anteriormente.



**Figura 2.1.** Principales componentes de una ancla (Ovando y Holguín, 2002)

Por otra parte, las anclas se componen también de dispositivos auxiliares, tales como torones, cables o barras; requieren de los siguientes componentes para protegerlos y para lograr que su trabajo sea eficiente, a continuación se describen brevemente estos componentes de acuerdo con *Ovando y Holguín (2002)*.

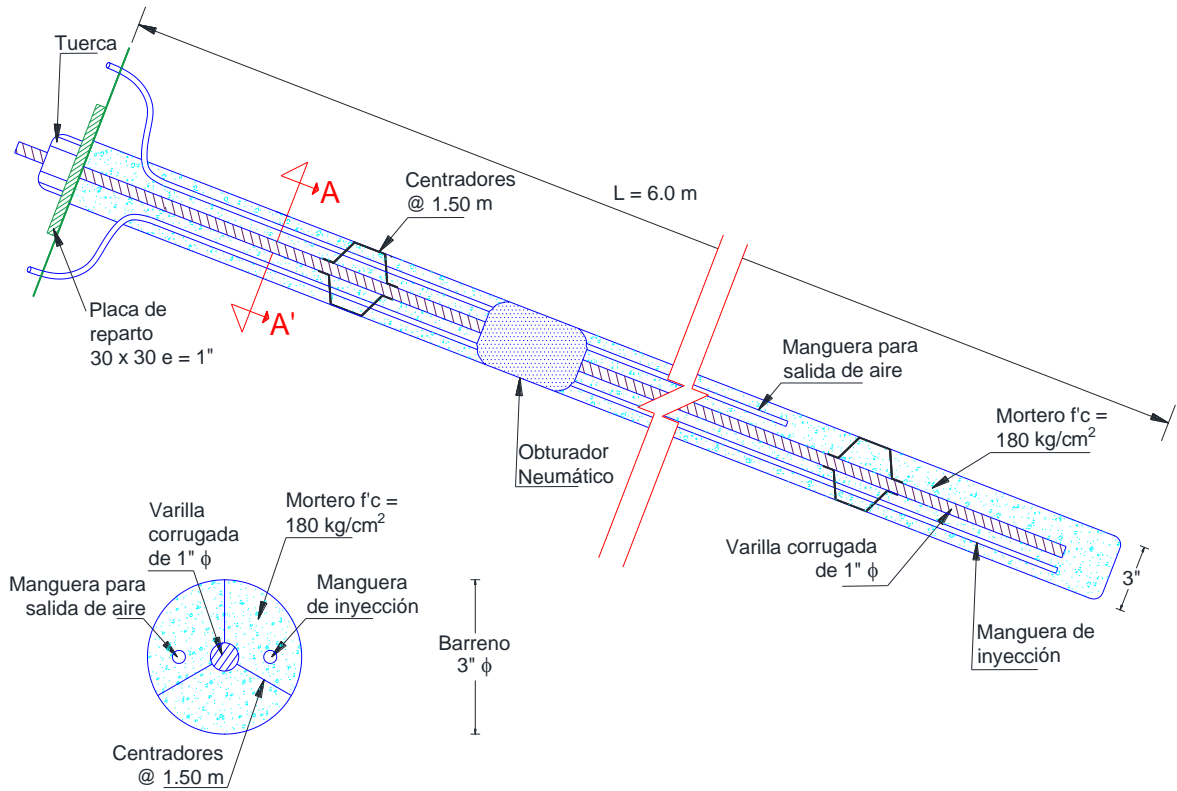
- 1) Funda de protección: es un tubo liso comúnmente de PVC, dentro del cual se alojan los torones o las barras, en la longitud libre del barreno. Esta funda comienza en la boca del



barreno y termina conectada firmemente al obturador; se rellena con lechada secundaria o bien, con grasa para evitar la corrosión de las barras o los torones.

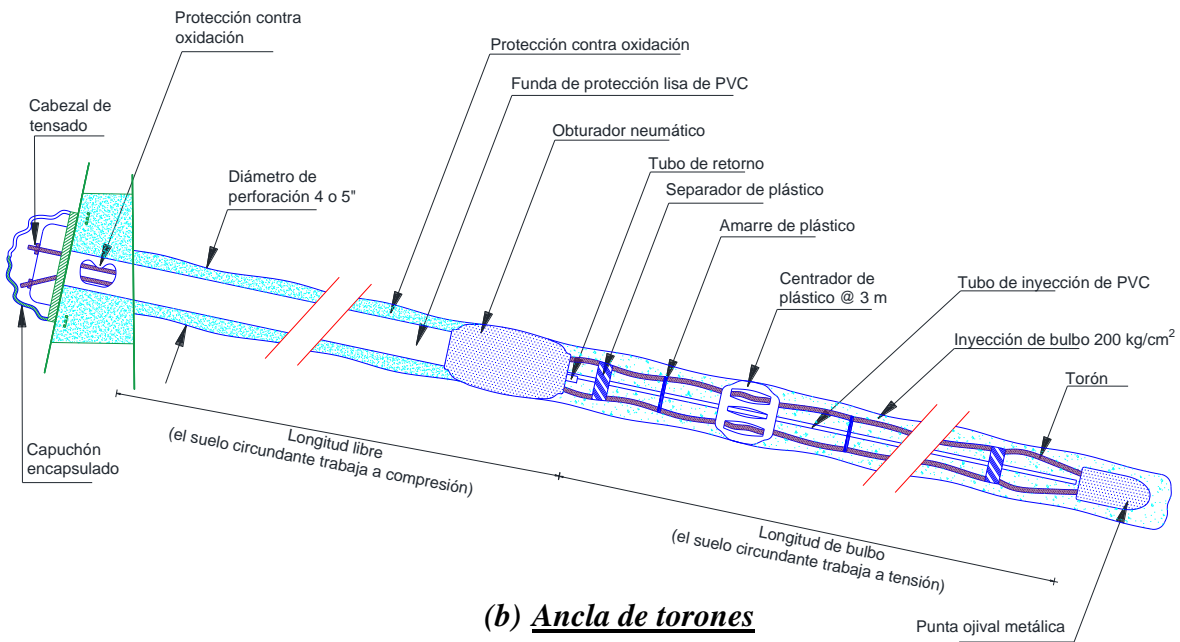
- 2) Tubo de inyección: Es un tubo provisto de manguitos (una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule), el tubo de inyección se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección, el cual abarca toda la longitud del barreno, desde su boca hasta el fondo mismo.
- 3) Obturador: Su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección. El obturador se infla con aire para lograr un sello adecuado, lo cual se puede complementar inyectando el tramo superior del bulbo.
- 4) Separadores: Se trata de placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o sección tipo “estrella”. El tubo de manguitos pasa por la perforación central de los separadores y las barras o torones por las perforaciones a su alrededor. Se colocan dentro del bulbo de inyección, a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre sí durante su manejo y para evitar que toquen al tubo de inyección.
- 5) Opresores: Su función es oprimir los cables o torones para evitar movimientos no deseados durante la instalación.

La función de la lechada principal es transferir la fuerza de anclaje al medio circundante; la lechada secundaria se coloca después del tensionado para proteger el ancla contra la corrosión. En la siguiente figura se representa esquemáticamente los dispositivos descritos anteriormente.



**Sección A-A'**

**(a) Ancla de barra**

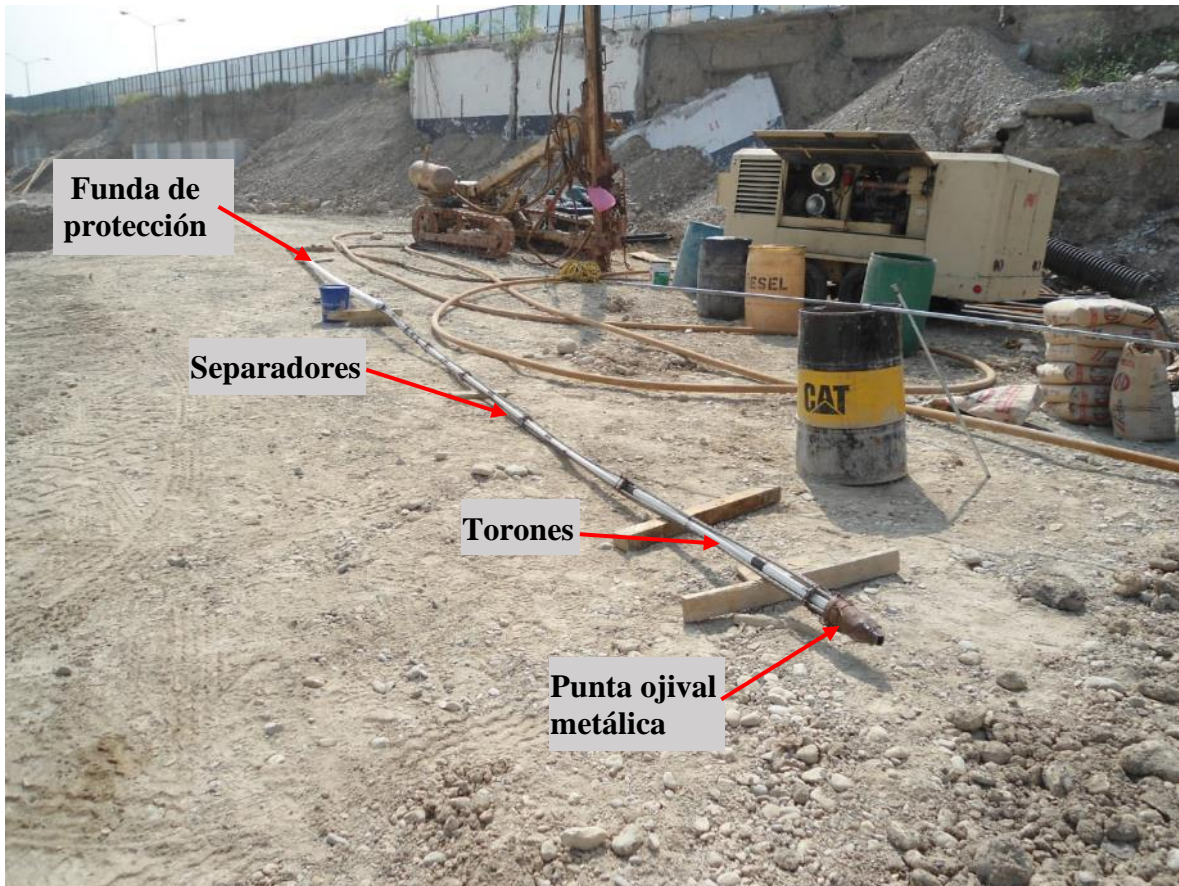


**(b) Ancla de torones**

**Figura 2.2. Anclas de barra de acero y torones (Ovando y Holguín, 2002)**



A continuación, se ilustran las partes principales de un sistema de anclaje las cuales fueron descritas anteriormente.



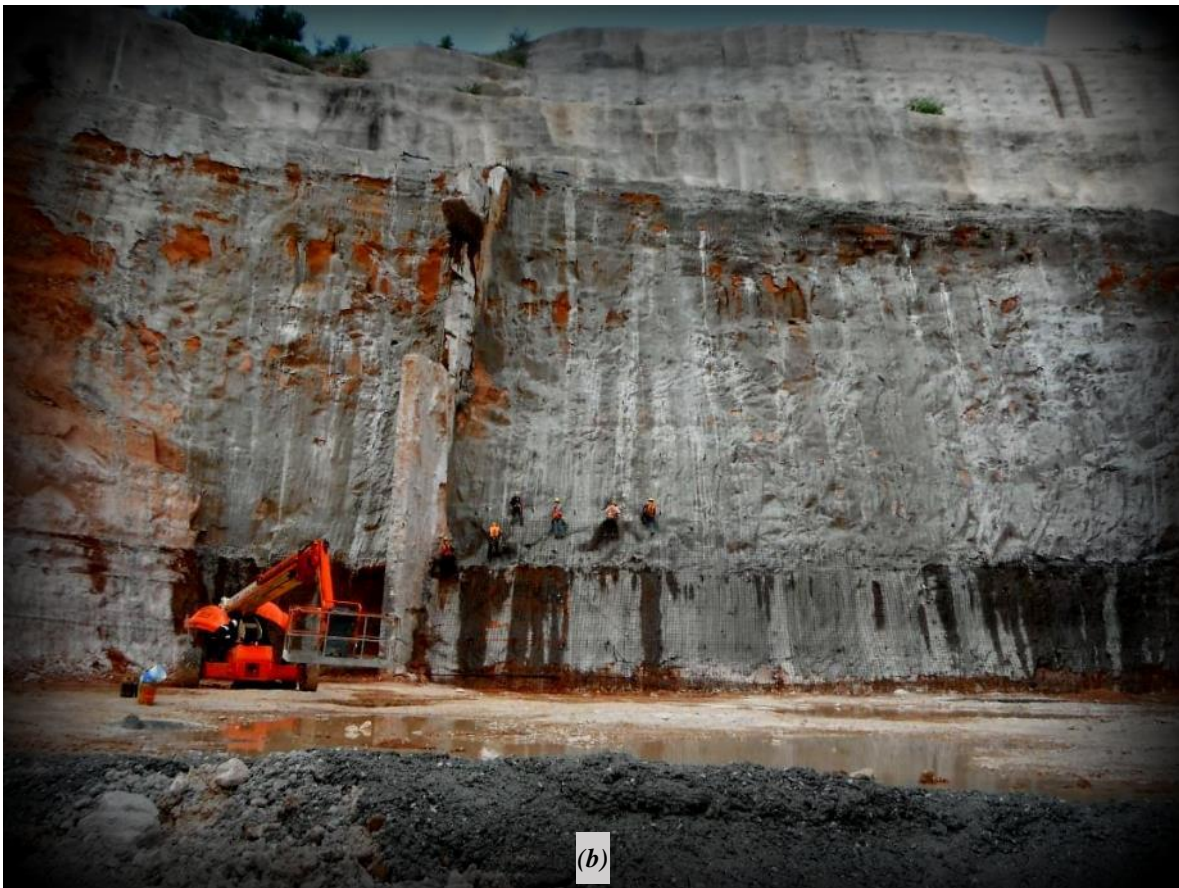
**Figura 2.3.** *Habilitado del sistema de anclaje previo a su instalación, se aprecia la distribución de sus principales componentes (Medel, 2019)*





**Figura 2.4.** Detalles de la instalación de un sistema de anclaje: (a) habilitado de las mangueras para salida de aire, (b) zapata y torones, (c) arreglo de torones, (d) tensado del sistema de anclaje, (e) tensado terminado, (f) trabajo finalizado (Medel, 2019)





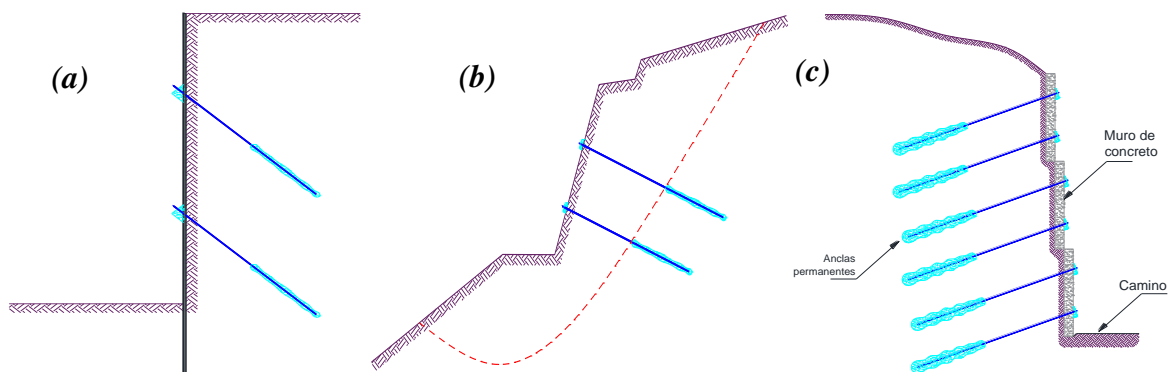
**Figura 2.5.** Estabilidad de un talud: (a) instalación de un sistema de anclaje dentro del barreno, y (b) trabajos de protección contra intemperismo (Medel, 2019)

## 2.2. APLICACIONES

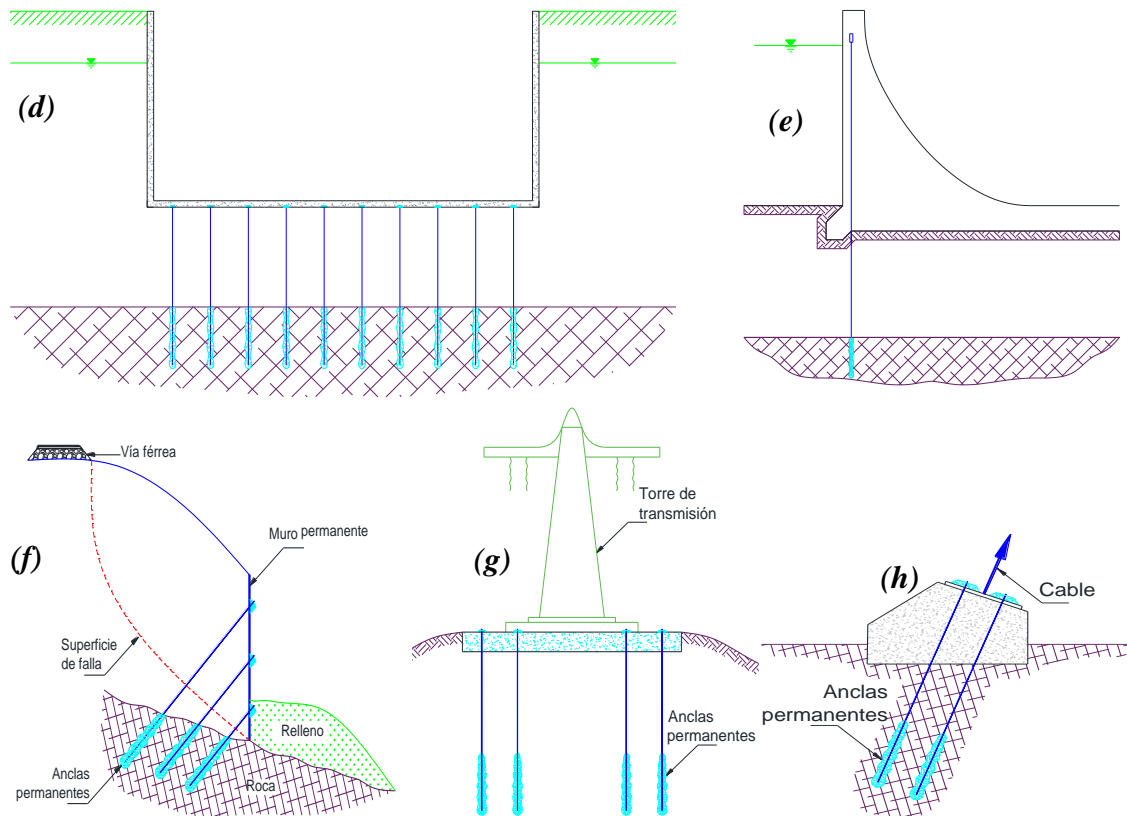
Los sistemas de anclaje proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de diversas estructuras. Se utilizan solos o bien como complemento de otras obras de infraestructura, tales como: túneles, excavaciones, torres de transmisión y por su puesto en la estabilidad de taludes. El anclaje de estas obras se hace principalmente sobre dos tipos de materiales: (a) suelos y (b) rocas, de tal manera que los anclajes se utilizan para aplicar fuerzas a una masa de suelo o roca con el objetivo de mantener o de restablecer su estabilidad (Ovando y Holguín, 2002).

Cuando las anclas se instalan en suelos de manera general se usan como elementos de retención o soporte lateral en excavaciones profundas, para equilibrar los momentos de volteo en las cimentaciones de estructuras esbeltas como torres de transmisión, tanques, chimeneas o bien en atraques de puentes, cimentaciones y muros de contención, entre otros. También se usan como elementos para prevenir expansiones o para compensar subpresiones en losas de fondo o en piso de excavaciones, así como para proporcionar fuerzas de reacción en pruebas de pilotes o bien para preconsolidar suelos inestables e incrementar así su capacidad de carga.

Por otra parte, cuando las anclas se instalan en rocas se usan para proteger y estabilizar formaciones rocosas y taludes, así como soporte en galerías, o cavidades en rocas, en sustitución de puntales troqueles o armaduras, en túneles, en presas de gravedad o de arco, asimismo para compensar los momentos de volteo, atraques de puentes y en las cimentaciones de estructuras esbeltas o bien para consolidar galerías y socavones en minas (Ovando y Holguín, 2002). En la siguiente figura se muestran las aplicaciones más comunes.







**Figura 2.6.** Aplicaciones de anclas y sistema de anclaje: (a) muro de retención, (b) estabilidad de taludes, (c) muro de retención anclado, (d) incremento en la resistencia a la subpresión, (e) estabilización de una presa de concreto, (f) muro anclado para estabilizar un deslizamiento, (g) anclas verticales en una torre de transmisión y (h) detalle de muertos anclados (Ovando y Holguín, 2002)

Por otra parte, existen muchas similitudes entre las anclas para suelo y para roca ya que las de suelo se desarrollaron a partir de estas últimas. El principio de funcionamiento en ambos casos es el mismo, transmitir una fuerza de tensión a un punto fuera de la masa de material por estabilizar. Sin embargo, las anclas para suelo, por ser éste un material “blando” son de baja a mediana capacidad y el barreno o dispositivo de anclaje es común que se ensanche en su parte final; asimismo, la capacidad del ancla se ve influida por la profundidad de colocación. Por su parte, las anclas en roca son de mediana a muy alta capacidad, ya que este material resiste concentraciones de esfuerzo mayores, el barreno suele tener una sección constante, asimismo la resistencia al corte se ve influida en menor medida por la profundidad de anclaje (Ovando y Holguín, 2002).

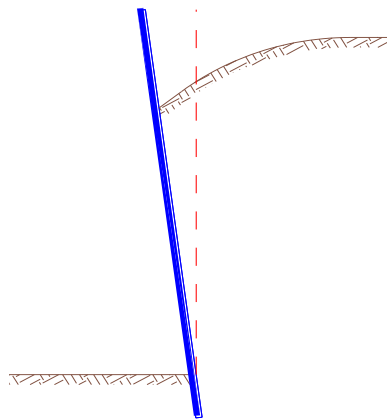
Además, también existen anclas instaladas en ambientes marinos o fluviales, las cuales se emplean para proteger estructuras costeras, estabilizar terrenos ganados al mar o a las corrientes fluviales, así como para proteger taludes marginales y canales de navegación y para reforzar instalaciones fluviales o marinas existentes.

### **2.3. MODOS DE FALLA DE UN SISTEMA DE ANCLAJE**

De acuerdo con *Ovando y Holguín (2002)* los modos de falla a los que se verá expuesto un sistema de anclaje dependen de las características propias del sistema, así como las del medio circundante. A continuación, se describen algunos de los posibles modos de falla que se pueden presentar en un sistema de anclaje, considerando para su ilustración una tablaestaca.

#### **1) Fallas por falta de resistencia del suelo**

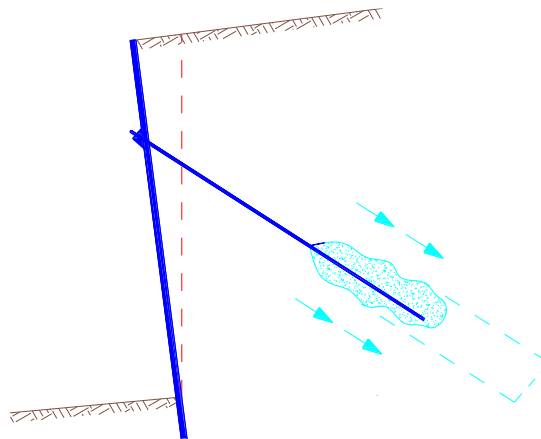
*Falla rotacional del elemento de retención hacia la excavación antes de la instalación del ancla (Fig. 2.7).* Este tipo de falla ocurre cuando la profundidad del corte es mayor que la mínima necesaria para conservar su estabilidad, generalmente se debe a una mala planeación de la primera etapa de excavación. También puede presentarse cuando una excavación se deja abierta, sin las fuerzas estabilizadoras de anclaje, por periodos suficientes para que ocurra una redistribución de presiones de poro que desestabilice a toda la excavación o bien, para que se generen deformaciones diferidas (*creep*) en la masa de suelo no retenida (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.7.** *Falla por rotación delantera, muro en voladizo antes de la colocación del ancla, (Ovando y Holguín, 2002)*

Otro tipo de falla es la que se presenta en la *masa de suelo*, la cual se refiere a la falla que resulta por la aplicación de fuerzas excesivas en el ancla o tendón como las que ocurren durante un deslizamiento y no a la que resulta por fuerzas externas. Este tipo de falla es la que se presenta en anclas de poca profundidad y se caracteriza por el levantamiento del suelo frente al ancla. Eventualmente se forma una superficie de falla frente al ancla hasta que se moviliza la resistencia pasiva del suelo. Se ha observado en la práctica que este tipo de falla no se presenta en anclas colocadas a 4 m o más de profundidad (*Ovando y Holguín, 2002*).

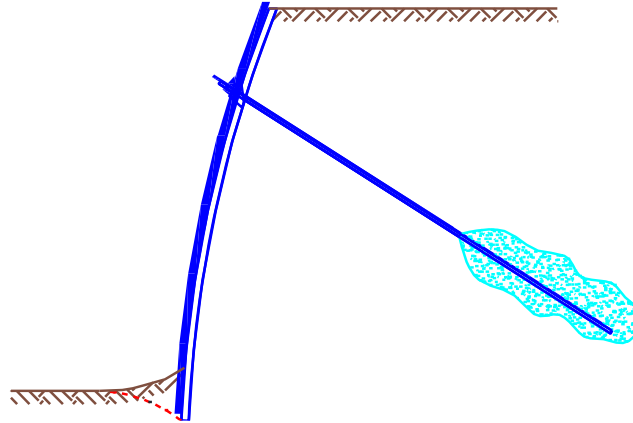
Por otra parte, la *falla por extracción del bulbo* (**Fig. 2.8**) ocurre cuando se excede la resistencia friccionante en la interfaz entre el bulbo inyectado y el suelo circundante. En anclas acampanadas (campana única o campanas múltiples), esta resistencia se moviliza en el perímetro del área aumentada por la campana. En un suelo uniforme, la resistencia se moviliza progresivamente conforme se aplican las cargas, dependiendo de las elongaciones que sufra el tendón; una vez que los esfuerzos que resultan de estas elongaciones llegan al extremo del ancla, puede excederse la resistencia friccionante en la interfaz suelo-mortero o suelo-lechada. Este mecanismo ha sido verificado mediante pruebas de campo en anclajes instrumentados e implica que la distribución de cargas a lo largo del bulbo inyectado dista de ser uniforme. Como la resistencia de la interfaz se moviliza progresivamente desde el extremo superior hasta el inferior del bulbo inyectado, puede ocurrir que las zonas cercanas al punto de aplicación de la carga sufran deformaciones de magnitud suficiente como para exceder la resistencia máxima en la interfaz y que trabajen con la resistencia residual (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.8.** Falla por bulbo de extracción (*Ovando y Holguín, 2002*)

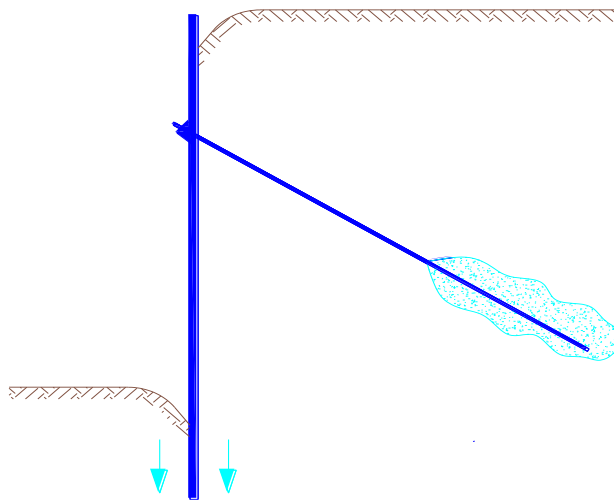


*Falla rotacional del elemento de retención por falta de resistencia pasiva (Fig. 2.9):* La estabilidad de muchos sistemas de retención anclados requiere de la movilización de la resistencia pasiva del suelo localizado frente al empotramiento. En general debe revisarse que ocurran las condiciones para que se movilice esta resistencia pasiva con un factor de seguridad adecuado que garantice que las deformaciones del suelo se mantengan dentro de los límites aceptables (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.9.** *Falla de muro debido a la insuficiencia de capacidad pasiva (Ovando y Holguín, 2002)*

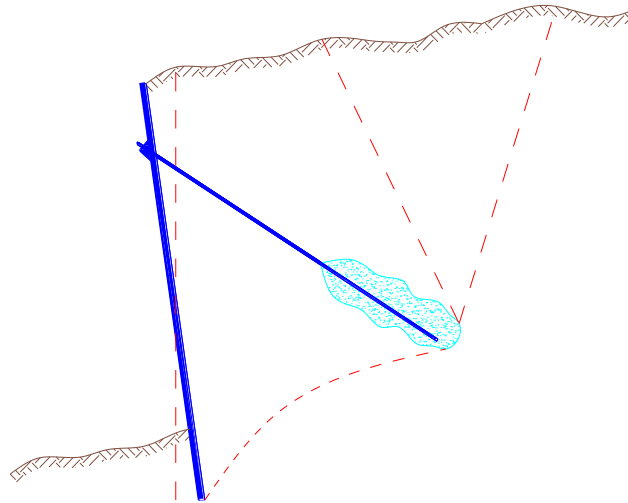
*Falla por falta de capacidad de carga en la base del elemento de retención (Fig. 2.10):* En este caso deben considerarse la resultante de los empujes actuando en el extremo inferior del elemento de retención, el cual debe estar apoyado sobre un material suficientemente resistente (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.10.** *Falla debido a la insuficiencia de capacidad de carga en el apoyo (Ovando y Holguín, 2002)*

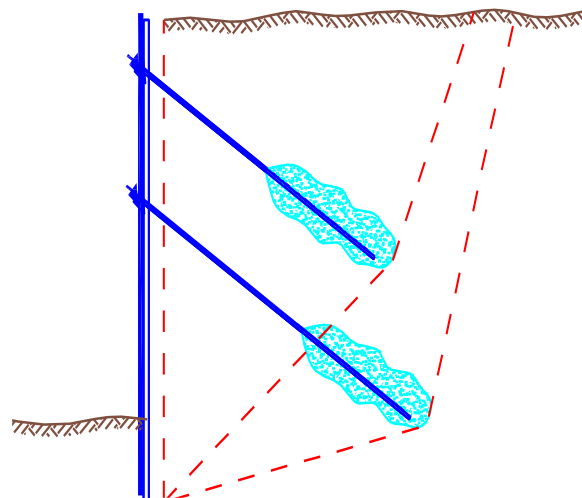
2) Mecanismos de falla general

*Falla generalizada por volteo (Fig. 2.11):* En este caso se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan sobre el elemento de retención, de ser necesario se debe analizar la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro (*Ovando y Holguín, 2002*).



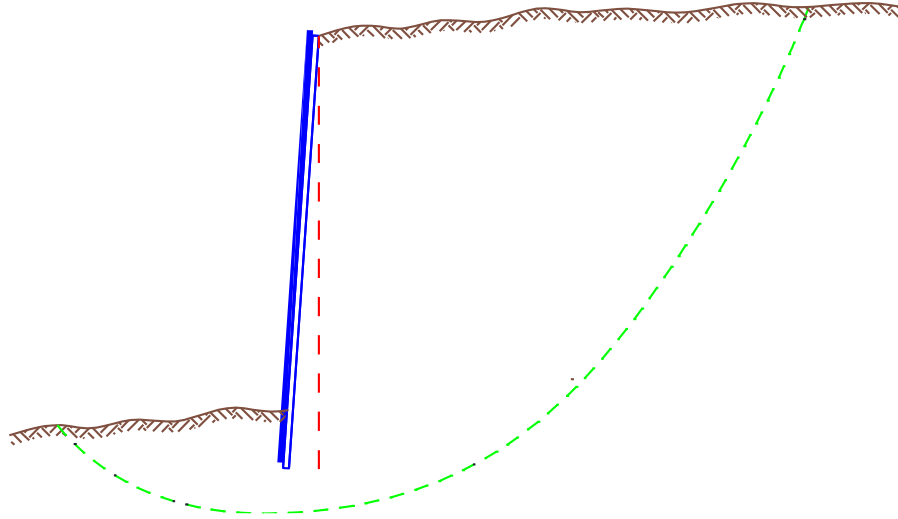
**Figura 2.11.** Falla por volteo (*Ovando y Holguín, 2002*)

*Falla generalizada por deslizamiento (Fig. 2.12):* Para prevenir este modo de falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.12.** Falla por deslizamiento (*Ovando y Holguín, 2002*)

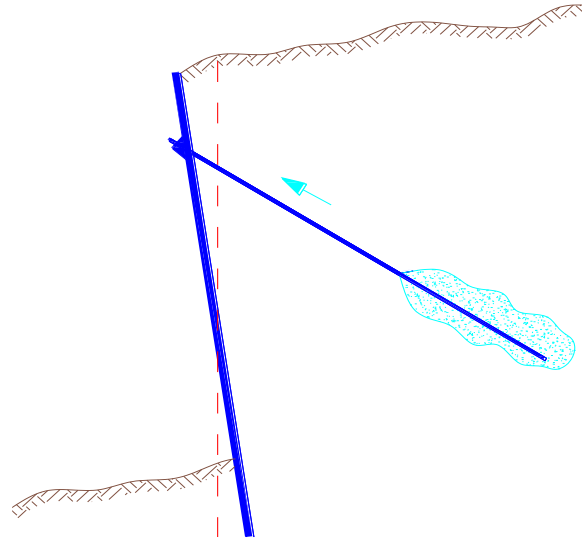
*Falla generalizada rotacional (Fig. 2.13):* Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema. Se sugiere revisar la estabilidad antes y después de la instalación de las anclas (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.13.** *Falla rotacional de la masa de suelo (Ovando y Holguín, 2002)*

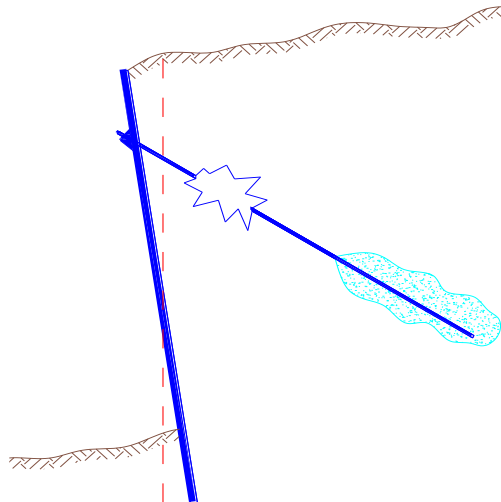
### 3. Fallas estructurales

*Falla de adherencia entre el tendón y el mortero de inyección (Fig. 2.14):* Ocurre cuando se presentan desplazamientos relativos entre el acero del ancla y el mortero inyectado en el bulbo. Involucra tres factores: (a) la adherencia, (b) la fricción y (c) la trabazón mecánica. El primero depende de la coalescencia microscópica entre el acero y el mortero; se requieren deformaciones muy pequeñas para movilizarla. Una vez que se ha vencido la resistencia por adherencia, se moviliza la fricción entre el acero y el mortero; sin embargo, puede ocurrir que la falla se presente a lo largo de una superficie de deslizamiento dentro del mortero únicamente. La trabazón mecánica impide el deslizamiento relativo entre el mortero y el ancla debido a la rugosidad microscópica y macroscópica de la superficie potencial de deslizamiento. En sistemas de anclaje instalados en suelo, este modo de falla normalmente no es el más crítico, pero en anclajes embebidos en materiales rocosos de buena calidad o en suelos cementados muy competentes su probabilidad de ocurrencia es mayor. Para evitarlo se procura que la fuerza de anclaje no exceda un cierto porcentaje de la resistencia al esfuerzo cortante del mortero (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.14.** Falla por extracción del torón (Ovando y Holguín, 2002)

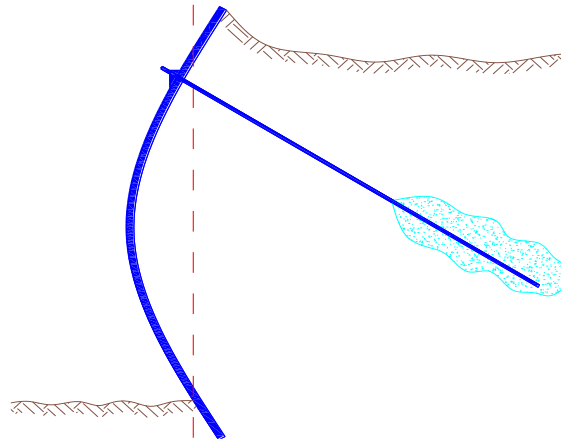
*Falla por tensión en el ancla o tendón (Fig 2.15):* Ocurre cuando se excede la capacidad estructural del tendón. Usualmente se recomienda que la carga de diseño final, a largo plazo, no sea mayor que el 60% de la resistencia nominal mínima; para condiciones de carga temporal (por ejemplo, durante pruebas de carga) esta carga puede ser del 80 % de la resistencia nominal mínima (Ovando y Holguín, 2002).



**Figura 2.15.** Falla del torón por tensión (Ovando y Holguín, 2002)

*Falla por flexión en la tablestaca (Fig 2.16):* Este es un problema estructural y su análisis depende fundamentalmente de la distribución de presiones supuestas. Las envolventes de empuje propuestas por Ovando y Holguín, (2002) proporcionan bases

semiempíricas para la obtención de los elementos mecánicos de sistemas de retención, la cual se puede revisar planteando el problema como uno de interacción suelo-estructura y resolviéndolo numéricamente con programas de elementos finitos, algunos de ellos de uso rutinario en empresas de consultoría geotécnica; este último método de análisis es indispensable en obras de importancia (*Ovando y Holguín, 2002*).



**Figura 2.16.** *Falla del muro por flexión (Ovando y Holguín, 2002)*

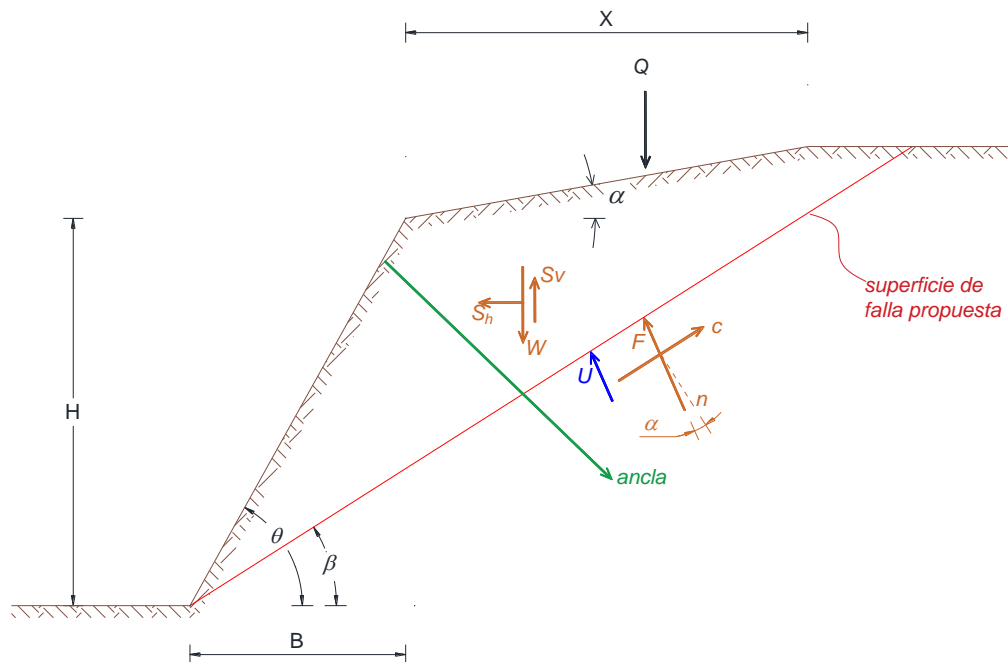
# CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

## 3.1. ESTABILIDAD DE TALUDES CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y DE TENSIÓN

*Deméneghi (2015)* define tanto para anclas de fricción y tensión, considerando una superficie de falla plana, el factor de seguridad ( $FS$ ) de un talud con la siguiente ecuación, tomando en cuenta la *Fig. 3.1*.

$$FS = \frac{\sum F_R + AN}{\sum F_A} \quad (\text{ec. 3.1})$$

En donde  $AN$  es la fuerza resistente proporcionada por el sistema de anclaje,  $F_R$  es la fuerza resistente, y  $F_A$  es la fuerza actuante.



**Figura 3.1.** Fuerzas que actúan en el cuerpo de un talud (*Deméneghi, 2015*)

De acuerdo con la figura anterior, se tiene que:

$$V = W + Q - S_V \quad (\text{ec. 3.2})$$

$$\Sigma F_R = cL + (V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi \quad (\text{ec. 3.3})$$

$$\Sigma F_A = V \sin \theta + S_h \cos \theta \quad (\text{ec. 3.4})$$

$$FS = \frac{cL + (V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi + AN}{V \sin \theta + S_h \cos \theta} \quad (\text{ec. 3.5})$$

El factor de seguridad del talud se calcula variando la inclinación del talud ( $\theta$ ) hasta que se obtenga un factor de seguridad mínimo ( $FS_{min}$ ). Del mismo modo, de acuerdo con *Deméneghi (2015)* la fuerza de subpresión hidráulica se calcula como se indica a continuación, considerando la siguiente figura.

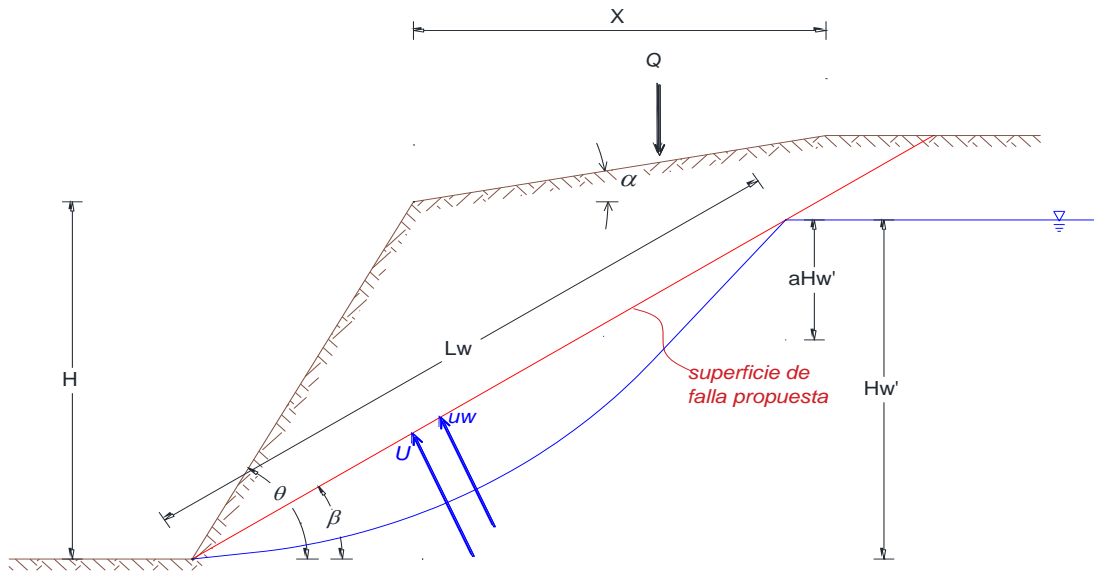


Figura 3.2. Fuerza de subpresión hidráulica (*Deméneghi, 2015*)

De acuerdo con la figura anterior, se deduce que:

$$L_w = \frac{H_w'}{\sin \theta} \quad (\text{ec. 3.6})$$

$$u_w = a H_w' \gamma_w \quad (\text{ec. 3.7})$$

$$U = \frac{u_w L_w}{2} = \frac{a (H_w')^2 \gamma_w}{2 \sin \theta} \quad (\text{ec. 3.8})$$



### 3.2. MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Existe un número creciente de gráficas de estabilidad, que permiten realizar el análisis en forma simple y rápida, siempre y cuando las condiciones reales se ajusten a las condiciones en las que se basa la obtención de la gráfica correspondiente. A continuación, se describen brevemente los métodos simplificados más comunes.

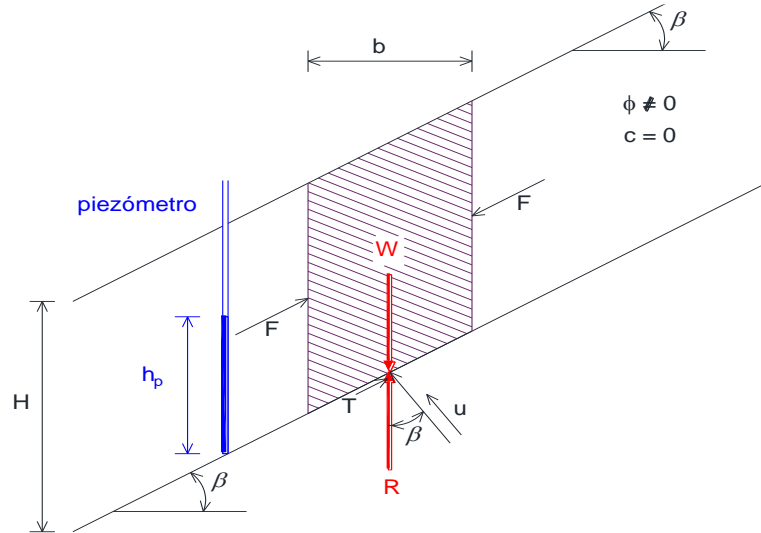
- 1) **Taylor (1937)** propuso, basado en el método del círculo de fricción y en función de esfuerzos totales, unas gráficas simples para determinar el factor de seguridad mínimo de un talud homogéneo, para  $\phi = 0$  y para  $\phi \neq 0$ .
- 2) **Janbu (1954)** efectuó una extensa investigación con el propósito de reducir el tiempo para efectuar un análisis de estabilidad completo bajo condiciones de estabilidad específicas.
- 3) **Morgenstern (1963)** propuso una solución para calcular el factor de seguridad durante el problema de vaciado rápido en taludes homogéneos. Este problema se presenta cuando el nivel de almacenamiento de agua,  $H$ , de una cortina de una presa de tierra, se reduce rápidamente hasta un nivel  $L$ .
- 4) **Spencer (1967)** obtuvo una solución para taludes homogéneos en suelos con cohesión y fricción, en función de esfuerzos efectivos. Obtuvo gráficas para tres diferentes relaciones de presión de poro ( $r_u$ ). Para el uso de las gráficas el ángulo de fricción requerido,  $\phi_r$ , se calcula mediante la expresión:

$$\phi_r = \tan^{-1} \left[ \frac{\tan \phi}{FS} \right] \quad (\text{ec. 3.9})$$

- 5) **Hunter y Schuster (1968)** obtuvieron una solución para taludes en arcilla saturada normalmente consolidada para la condición de incremento de la resistencia no drenada linealmente con la profundidad.
- 6) **Cousins (1978)** obtuvo un conjunto de gráficas para taludes homogéneos en suelos con cohesión y fricción, en función de esfuerzos efectivos. Obtuvo gráficas para tres diferentes relaciones de presión de poro.

### 3.3. MÉTODOS DETALLADOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

#### 1) Análisis de superficies planas (longitud infinita)



**Figura 3.3.** Taludes de longitud infinita en suelo granular (Skempton y DeLory, 1957)

La figura anterior corresponde a un talud que se considera que está conformado por un suelo puramente friccionante, tomando en cuenta su representación esquemática se deducen las siguientes expresiones:

$$W = bH(1)\gamma \quad (\text{ec. 3.10})$$

$$N = W \cos \beta; \quad T = W \sin \beta$$

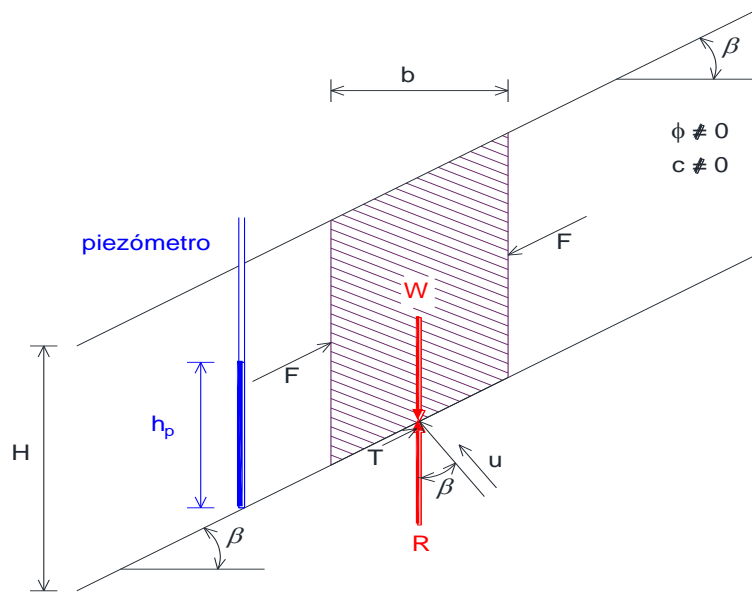
$$\sigma = \frac{N}{b/\cos \beta} = H\gamma(1)\cos^2 \beta \quad (\text{ec. 3.11})$$

$$\tau = \frac{T}{b/\cos \beta} = H\gamma(1)\sin \beta \cos \beta \quad (\text{ec. 3.12})$$

$$S = \sigma \tan \phi = (H\gamma \cos^2 \beta - h_p \gamma_w) \tan \phi \quad (\text{ec. 3.13})$$

$$FS = \frac{S}{\tau} = \frac{(H\gamma \cos^2 \beta - h_p \gamma_w)}{\gamma H \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{ec. 3.14})$$

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \left[ 1 - \frac{h_p \gamma_w}{H\gamma \cos^2 \beta} \right] \quad (\text{ec. 3.15})$$



**Figura 3.4.** Taludes de longitud infinita en suelos con cohesión y fricción (Skempton y DeLory, 1957)

La figura anterior corresponde a un talud que se considera que está conformado por un suelo cohesivo-fricciónate, procediendo del mismo modo y tomando en cuenta su representación esquemática se deducen las siguientes expresiones:

$$W = bH(1)\gamma \quad (ec. 3.16)$$

$$N = W \cos \beta; \quad T = W \sin \beta$$

$$\sigma = H\gamma \cos^2 \beta \quad (ec. 3.17)$$

$$\tau = H\gamma \sin \beta \cos \beta \quad (ec. 3.18)$$

$$S = \bar{c} + \bar{\sigma} \tan \phi = \bar{c} + (\sigma - u) \tan \phi \quad (ec. 3.19)$$

$$S = \bar{c} + (W \cos \beta - \gamma_w h_p) \tan \phi \quad (ec. 3.20)$$

$$S = \bar{c} + (\gamma H \cos^2 \beta - \gamma_w h_p) \tan \phi \quad (ec. 3.21)$$

$$FS = \frac{S}{\tau} = \frac{\bar{c} + (\gamma H \cos^2 \beta - \gamma_w h_p) \tan \phi}{\gamma H \sin \beta \cos \beta} \quad (ec. 3.22)$$

$$FS = \frac{\bar{c}}{\gamma D \cos \beta \cos \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \left[ 1 - \frac{h_p \gamma_w}{H \gamma \cos^2 \beta} \right] \quad (ec. 3.23)$$

2) Taludes en suelos homogéneos con cohesión: Esta condición es típica del análisis de estabilidad para taludes homogéneos bajo condiciones no-drenadas (al final de la construcción). El análisis es relativamente simple.

$$\text{El momento actuante } M_a = W x \quad (ec. 3.24)$$

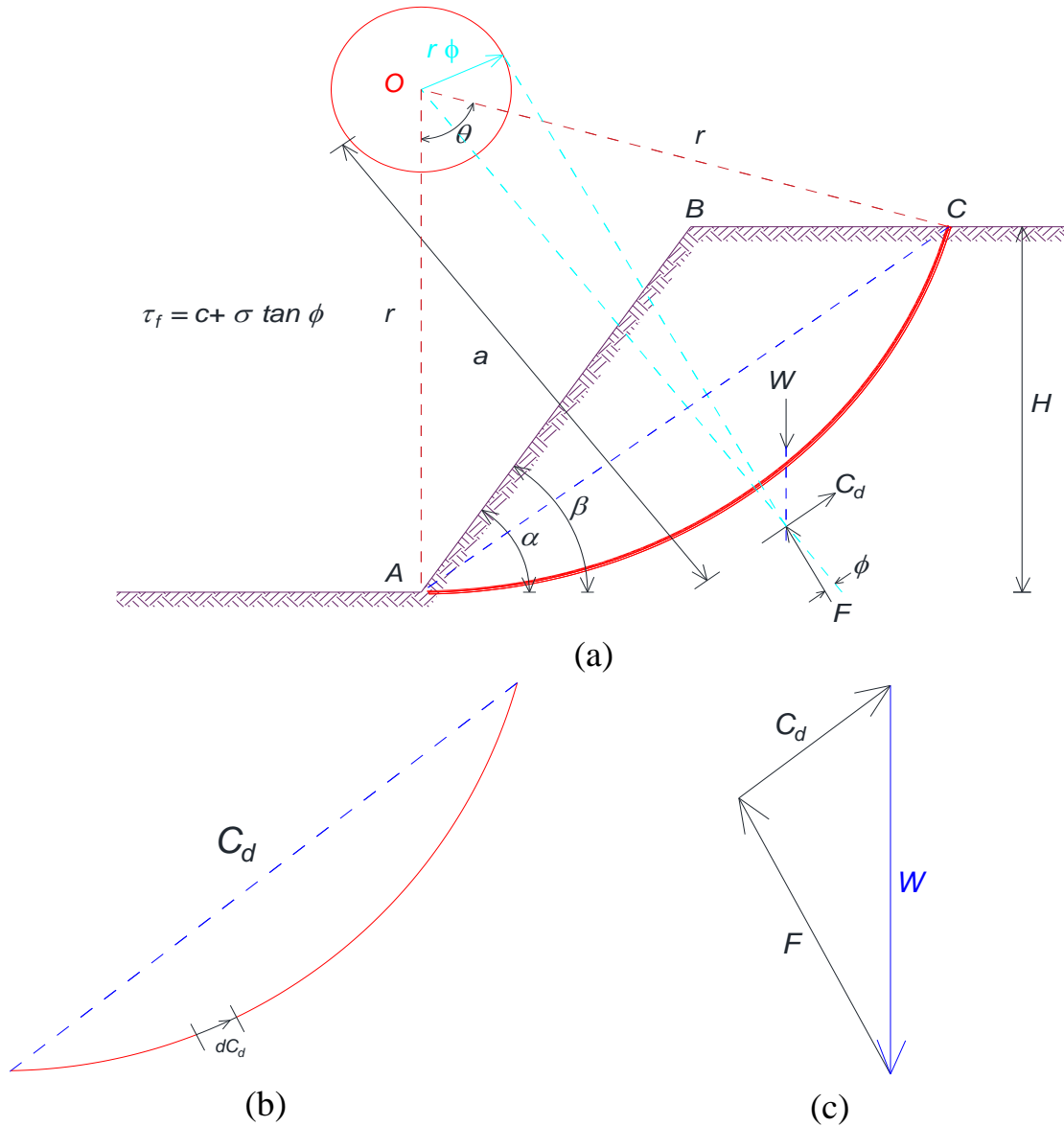
$$\text{El momento resistente } M_r = c L R \quad (ec. 3.25)$$

$$\text{La longitud del arco } L = L = \frac{\theta}{360} (2\pi R) \quad (ec. 3.26)$$

$$\text{El factor de seguridad } FS = \frac{M_r}{M_a} = \frac{c L R}{W x} \quad (ec. 3.27)$$

El procedimiento requiere de varias iteraciones para determinar el círculo que tenga el factor de seguridad mínimo (círculo crítico).

3) Método del círculo de fricción: Este método es útil para taludes homogéneos en los que los componentes de resistencia al esfuerzo cortante debidos a la cohesión y a la fricción se consideran en los cálculos. Este método es apropiado para el análisis tanto en función de esfuerzos totales como de esfuerzos efectivos; la **Fig. 3.5** muestra los componentes básicos del método, la fuerza  $W$  actúa verticalmente y pasa por el centro de gravedad (CG) del prisma deslizante.



**Figura 3.5.** Método del círculo de fricción (Dudhu, 2000)

Considerando la figura anterior se establecen las siguientes expresiones:

$$W = \text{área } (ABC) \gamma_m \quad (\text{ec. 3.28})$$

La fuerza  $C_d$  es la fuerza resultante de todas las fuerzas debidas a la cohesión ( $c$ ) que actúan a lo largo del arco  $AC$ . Como se aprecia en la **Fig. 3.5b**.

$$C_d = c \text{ (cuerda AC)} \quad (\text{ec. 3.29})$$

Para calcular la distancia ( $a$ ) a la que actúa la fuerza  $C_d$  se establece la relación:

$$C_d(a) = c \text{ (longitud del arco AC)} r \quad (\text{ec. 3.30})$$

$$a = (\text{Longitud del arco AC} / \text{Longitud de la cuerda AC}) r \quad (\text{ec. 3.31})$$

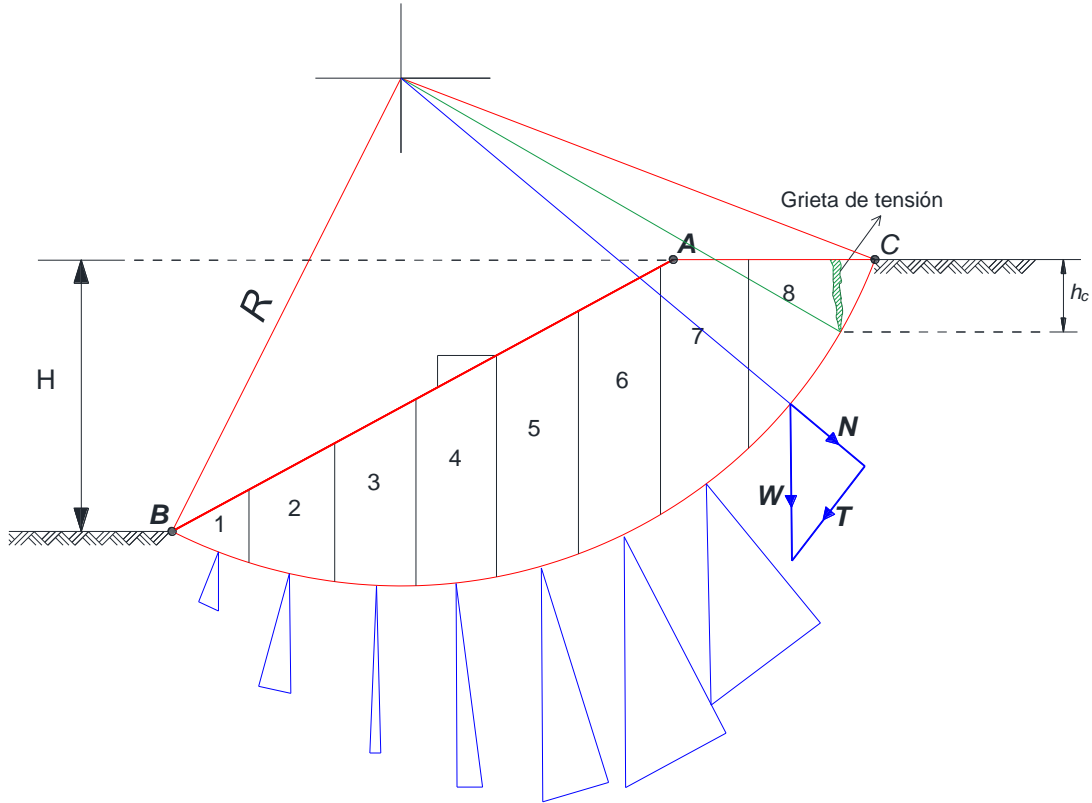
Por el punto de intersección ( $I$ ) de  $W$  y  $C_d$  se traza una tangente al círculo  $r \text{ sen } \phi$ , lo que define la línea de acción de la fuerza.

4) Método de dovelas finitas (Método de Fellenius): Es un caso más general que el anterior, es una condición típica de análisis de estabilidad para taludes homogéneos en suelos con cohesión y fricción ( $FS = c + \sigma \tan \phi$ ), este procedimiento se debe a *Fellenius (1936)* y consiste en dividir el prisma deslizante en secciones verticales imaginarias (dovelas), como se muestra en la **Fig. 3.6**. El equilibrio de cada una de las dovelas se analiza despreciando la interacción entre ellas, bajo la hipótesis de que cada dovela se mueve en forma independiente de las demás, el equilibrio de cualquier dovela de subíndice “ $i$ ” puede analizarse como se muestra en la **Fig. 3.6**. El peso  $W_i$  se considera actuando en el punto en que su línea de acción (centro de gravedad de la dovela) intercepta a la base de la dovela. Si se descompone la fuerza  $W_i$  en una fuerza normal  $N_i$  y en otra fuerza tangencial  $T_i$ , El factor de seguridad se expresa de la siguiente forma:

$$FS = \frac{cL + \sum N_i \tan \phi}{\sum T_i} \quad (\text{ec. 3.32})$$

En donde el numerador expresa la suma de fuerzas resistentes y el denominador la suma de fuerzas actuantes (fuerzas cortantes). Si el talud está sujeto a fuerzas de filtración o

bien a condiciones que generen presión de poro, deberá emplearse la ley de resistencia en función de esfuerzos efectivos.



$$h_c = \frac{2c\sqrt{N\phi}}{\gamma_m} \quad (ec. 3.33)$$

$$L = R \left[ \frac{\theta^\circ}{180} \pi \right] \quad (ec. 3.34)$$

$$FS = \frac{cL + \sum N \tan \phi}{\sum T} \quad (ec. 3.35)$$

Figura 3.6. Método de dovelas finitas (Dudhu, 2000)

5) Método de Bishop (1954): Este investigador propuso una solución más refinada que la solución para el método de dovelas finitas. El procedimiento supone que la superficie de deslizamiento es circular (Fig. 3.7).



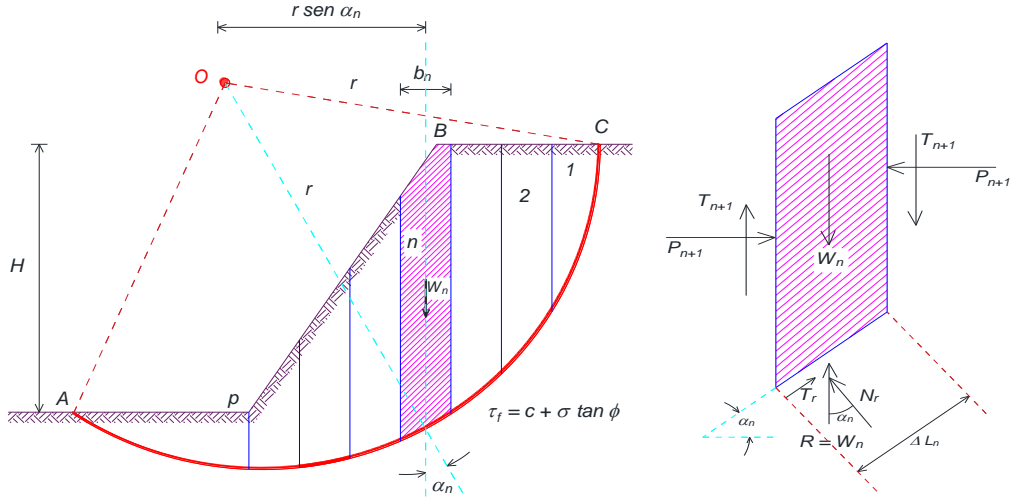


Figura 3.7. Método de Bishop (Budhu, 2000)

Tomando momentos de todas las fuerzas:

$$\Sigma W_x = \Sigma \frac{\tau t}{FS} lR \quad (ec. 3.36)$$

$$x = R \text{ sen } \alpha$$

$$\tau f = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + \left( \frac{p}{l} - u \right) \tan \phi' \quad (ec. 3.37)$$

Siendo “p” la fuerza total que actúa en la base de la dovela.

$$\Sigma W_x = \Sigma \frac{\tau t}{FS} lR \quad (ec. 3.38)$$

$$x = R \text{ sen } \alpha$$

$$\tau f = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + \left( \frac{p}{l} - u \right) \tan \phi' \quad (ec. 3.39)$$

Al despejar el factor de seguridad (FS) se tiene:

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \text{ sen } \alpha} \Sigma [c'l + (p - u) \tan \phi] \quad (ec. 3.40)$$

Estableciendo el equilibrio vertical de todas las fuerzas que actúan sobre cada dovela,

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \text{ sen } \alpha} \Sigma \left[ \{c'b + \tan \phi' (W - ub + T_n - T_{n+1})\} 1 + \frac{\sec \alpha}{FS} \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{FS} \right] \quad (ec. 3.41)$$

El método simplificado de *Bishop*, que se utiliza en la práctica, supone:

$$\Sigma(T_n - T_{n+1}) = 0 \quad (ec. 3.42)$$

Es también:

$$\Sigma \left| (T_n - T_{n+1}) \tan \phi' \cdot \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \phi' \tan \alpha} \right| \cong 0 \quad (ec. 3.43)$$

y además también supone que  $\phi = \text{constante}$  y  $\alpha = \text{constante}$

$$\therefore FS = \frac{1}{\Sigma W \text{sen } \alpha} \Sigma \left[ \{c'b + \tan \phi' (W - ub)\} \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \phi' \tan \alpha} \right] \quad (ec. 3.44)$$

Como el *FS* está incluido de modo implícito en la expresión, el método consiste en realizar iteraciones.

La expresión  $\frac{\sec \alpha}{1 + \tan \phi' \tan \alpha}$  se resuelve mediante un ábaco (*Kerning, 1955*). El método simplificado de *Bishop* obtiene el *FS* prácticamente idéntico al obtenido con otros métodos más precisos, por ejemplo: *Morgenstern y Price (1965)*. Sin embargo, para valores negativos grandes de  $\alpha$  no es aplicable. Para el caso de terraplenes compactados  $\Gamma u = \text{cte}$ .

$$FS = \frac{1}{\Sigma W \text{sen } \alpha} \Sigma [\{cb + \tan \phi W(1 - \Gamma u)\}] \cdot \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \phi' \tan \alpha} \quad (ec. 3.45)$$

6) Método de dovelas diferenciales: Consideremos una columna de ancho diferencial  $dx$  y de profundidad unitaria, normal al plano del papel, (**Fig. 3.8**): el peso del material de esa columna será:

$$dW = \gamma h dx \quad (ec. 3.46)$$

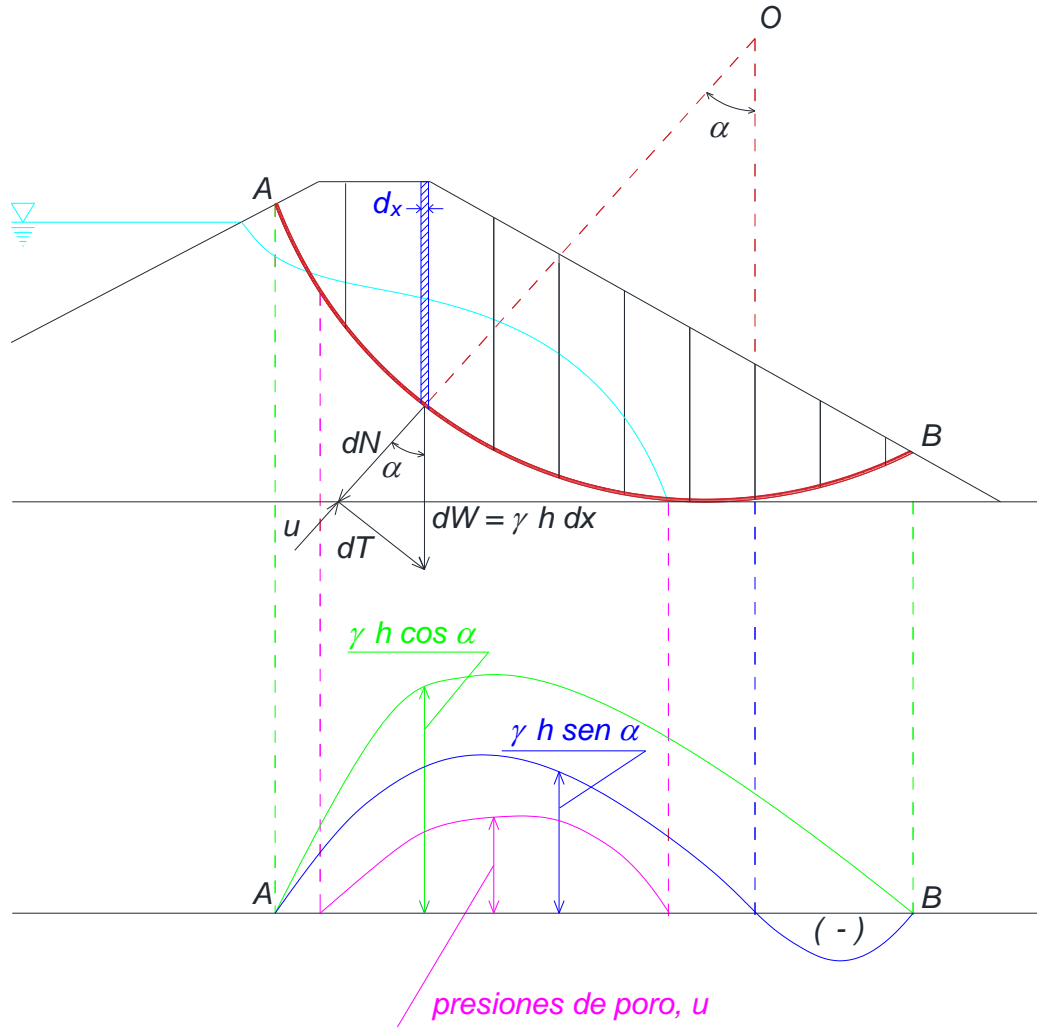


Figura 3.8. Método de dovelas diferenciales (Díaz-Rodríguez, 2018)

Este peso de cada columna se puede descomponer en una normal que pasa a través del centro del círculo ( $O$ ) y en una tangencial perpendicular a la anterior teniendo por valor cada una:

a) normal:

$$dN = dW \cos \theta \quad (\text{ec. 3.47})$$

b) tangencial:

$$dT = dW \sin \theta \quad (\text{ec. 3.48})$$

Sustituyendo el valor de  $dW$  en la normal se tiene

$$dN = (\gamma_1 h_1 \cos \theta + \gamma_2 h_2 \cos \theta) dx \quad (\text{ec. 3.49})$$

El factor de seguridad de esta dovela puede expresarse con la siguiente ecuación:

$$FS_1 = cdl + \frac{\sigma'_n dl \tan \phi}{\tau dl} \quad (ec. 3.50)$$

En esta ecuación:

$$\sigma'_n = \frac{dN}{dl} = \frac{\gamma h dx \cos \alpha - u dl}{dl} \quad (ec. 3.51)$$

Y también:

$$\tau = \frac{dT}{dl} = \frac{\gamma h dx \cos \alpha}{dl} \quad (ec. 3.52)$$

Sustituyendo:

$$FS_1 = cdl + \frac{(\gamma h \cos \alpha dx - u dl) \tan \phi}{\gamma h \sin \alpha dx} \quad (ec. 3.53)$$

El factor de seguridad total del deslizante es:

$$FS = \frac{\int_0^x \gamma h \cos \alpha dx - \int_0^x (u dl) \tan \phi - cL}{\int_0^x \gamma h \sin \alpha dx} \quad (ec. 3.54)$$

### 3.4. ELEMENTOS FINITOS Y PROGRAMAS DE APOYO EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

En el análisis de estabilidad de taludes el factor de seguridad es uno de los principales indicadores para determinar qué tan propensos están los cortes de sufrir una falla. Por su parte los métodos tradicionales de equilibrio límite aún siguen siendo ampliamente utilizados, sin embargo, debido a los importantes recursos informáticos y capacidad de memoria disponibles para el ingeniero geotecnista, combinados con costos accesibles, han hecho del Método de Elementos Finitos (MEF) una alternativa eficaz y viable ya que satisface todas las condiciones de esfuerzo y se emplea para cualquier forma de superficie de falla (**Hammah, 2004**).

El MEF ofrece una serie de ventajas sobre los métodos tradicionales, a continuación, se mencionan algunas de las más importantes (**Griffiths y Lane, 1999**):

1. No es necesario suponer la forma o ubicación de la superficie de falla ya que ocurre “naturalmente” a través de las zonas dentro de la masa del suelo en las cuales la resistencia al corte no puede soportar los esfuerzos cortantes generados.
2. Dado que no hay un seccionamiento por dovelas no hay necesidad de suposiciones sobre las fuerzas laterales, el MEF preserva el equilibrio global hasta que se genera la falla.
3. Si se disponen de datos realistas de compresibilidad del suelo las soluciones mediante el MEF proporcionan información sobre deformaciones debidas a esfuerzos en las etapas de trabajo
4. Capacidad para modelar fallas progresivas.

El MEF esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas llamadas elementos finitos, los cuales se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. Para poder establecer el cálculo del factor de seguridad se debe de hacer la relación del esfuerzo cortante calculado en la etapa de análisis  $i$  ( $s_i$ ), con respecto al esfuerzo cortante calculado en una etapa de análisis anterior ( $\tau_{i-1}$ ). Este proceso continúa hasta que se obtenga la convergencia del método. La expresión empleada para el cálculo de factor de seguridad por elementos finitos de acuerdo con el *Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos* es:

$$FS = \frac{\sum s_i(\Delta l)}{\sum \tau_{i-1}(\Delta l)} \quad (\text{ec. 3.55})$$

Siendo  $\Delta l$  la longitud de cada elemento individual en que se divida la superficie que se desliza (*Coliente, 2010*).

Por otra parte, el MEF es un método de solución de sistemas de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, útil en el análisis de estados físicos de cuerpos complejos. Se basa en la discretización (subdivisión) de un espacio en un número finito de elementos estructurales interconectados en puntos nodales. Para el tratamiento matemático de tal medio discretizado, en el caso de la mecánica de sólidos, se emplean condiciones de equilibrio, compatibilidad de desplazamientos y relaciones esfuerzo-deformación (leyes constitutivas). El MEF parte de las hipótesis de la Mecánica del Medio Continuo, del Principio de los Trabajos Virtuales y, dependiendo del material que se quiere modelar y de

su complejidad, puede apoyarse también en las teorías de la elasticidad, la plasticidad, el daño continuo, la mecánica de fractura, entre otras, puede combinarse con las teorías de pequeñas o grandes deformaciones y acoplarse con fenómenos de flujo de algún líquido o de calor (Sánchez, 2015).

En el análisis en estado plano o en dos direcciones se asume cero esfuerzos o cero deformaciones en las superficies laterales del modelo geotécnico, por lo tanto, para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones. El análisis en dos direcciones por elemento finito permite aplicar al modelo carga hidrostática lateral. El tamaño y forma de los elementos influye en forma importante sobre los resultados obtenidos. Es común, aunque no necesariamente que entre más pequeños sean los elementos se obtienen mayores niveles de esfuerzos de tensión en la corona del talud (Wyllie y Mah, 2004).

A continuación, en la Fig. 3.9 se muestra la representación del procedimiento para discretizar un cuerpo cualquiera, así como la manera en que se representan las fuerzas y factores que intervienen en la discretización del medio (Sánchez, 2015).

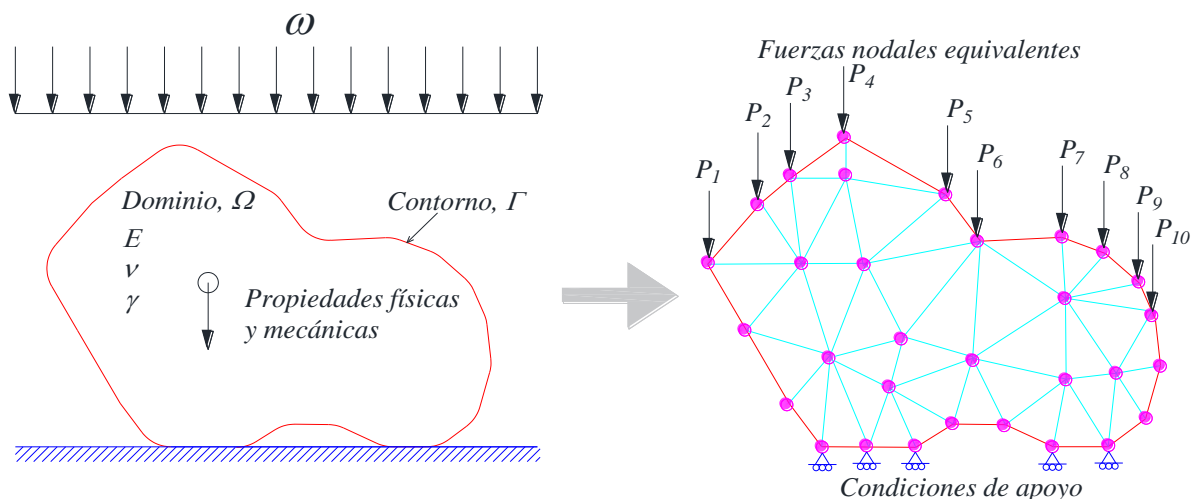


Figura 3.9. Representación de la discretización de un cuerpo (Sánchez, 2015)

Por otra parte, los factores más comunes que conducen a resultados inadecuados cuando se usa el MEF son los siguientes (Potts y Zdravkovic, 1999):

1. La geometría.
2. Simulación los procedimientos constructivos y sus efectos.

3. Modelos constitutivos y sus parámetros.
4. Bases teóricas del método de solución.
5. Interpretación de resultados.
6. Errores humanos.

El MEF permite conocer el estado de esfuerzos, así como las deformaciones y por lo tanto los desplazamientos en un medio continuo, además se debe asumir que es heterogéneo y anisótropo. Como se mencionó anteriormente el MEF consiste en discretizar el medio mediante elementos y a partir de éstos, estudiar el comportamiento de ellos en forma individual, para después acoplarlos y conocer con ello las condiciones generales en el medio. Se debe asumir que el material tendrá un comportamiento lineal y un estado de deformación plana. Asimismo, de acuerdo con las propiedades del material de cada elemento se establece la relación de esfuerzo-deformación, la cual es llamada ley constitutiva. La ley constitutiva de un material isotrópico puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (ec. 3.56)$$

En donde:

- $\{\sigma\}$  Matriz de esfuerzos
- $\{\varepsilon\}$  Matriz de deformaciones unitarias
- $[C]$  Matriz de relación esfuerzo-deformación elástica

Asimismo, en un estado de deformación plana, las matrices son:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (ec. 3.57)$$

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (ec. 3.58)$$

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (ec. 3.59)$$

En donde:



- $E$  Módulo de Young  
 $\nu$  Relación de Poisson

Igualmente, con referencia en la **Fig. 3.10** se aprecia que la relación entre los desplazamientos en cada punto dentro del elemento y aquellos en el punto nodal pueden ser expresados de la siguiente manera:

$$\{u\} = [f]\{q\} \quad (\text{ec. 3.60})$$

En donde:

$[f]$  función de forma de desplazamientos

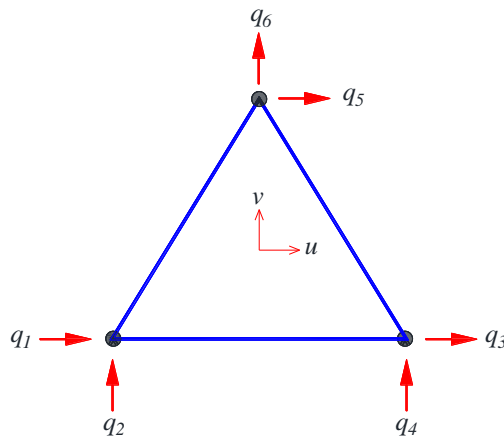
Del mismo modo, de acuerdo con la teoría de la elasticidad, las deformaciones y los desplazamientos en un punto dentro del elemento tiene una relación que puede ser expresada como se muestra a continuación:

$$\{\varepsilon\} = [d]\{u\} = [d]\{f\}\{q\} = [B]\{q\} \quad (\text{ec. 3.61})$$

En donde:

$[d]$  Operador diferencial parcial lineal, como  $\partial/\partial x$ ,  $\partial/\partial y$ , etc.

$[B] = [d][f]$  Matriz de relación entre las deformaciones y los desplazamientos nodales



$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u \\ \vdots \\ v \end{Bmatrix} \quad \{u\} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ q_6 \end{Bmatrix}$$

**Figura 3.10.** Elemento de tres nodos (Ou, 2006)

De igual manera, si se considera el principio del trabajo virtual, es posible derivar la matriz de rigidez del elemento, la cual queda de la siguiente manera (Ou, 2006):

$$[K_e] = \int_V [B]^T [C] [B] dV \quad (\text{ec. 3.62})$$

Después de establecer la matriz de relación para todos los elementos, se combinan dentro de la matriz de rigidez global  $[K]$ . Entonces se calcula la carga o descarga inducida por fuerzas externas, las cuales son transformadas en fuerzas externas en los puntos nodales. Se puede establecer la siguiente ecuación (Ou, 2006):

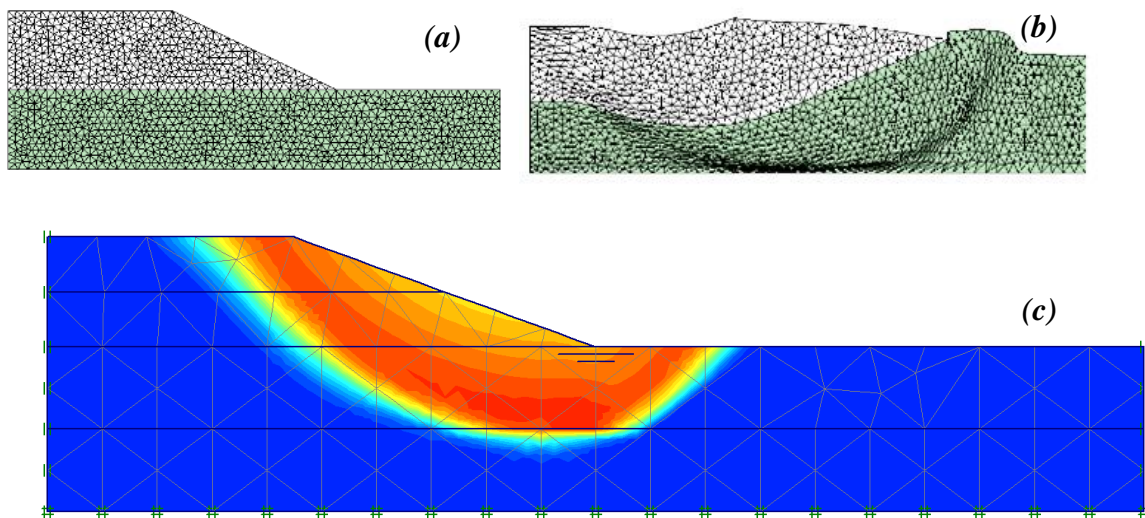
$$[K]\{q\} = \{P\} \quad (\text{ec. 3.63})$$

En donde:

- $\{q\}$  Matriz de desplazamientos nodales
- $[K]$  Matriz de rigidez global de la estructura
- $\{P\}$  Matriz de fuerzas externas inducidas por la excavación o carga equivalente en el punto nodal

Por otra parte, los desplazamientos nodales  $\{q\}$  pueden ser resueltos por medio de métodos numéricos como por ejemplo eliminación de Gauss. Igualmente, al emplear la ecuación 3.60, se obtienen los desplazamientos en cualquier punto dentro del elemento, del mismo modo, por medio de la ecuación 3.61 se obtienen las deformaciones unitarias en cualquier punto dentro del elemento. De tal forma que, se obtienen los esfuerzos y las deformaciones, los momentos flexionantes en el muro, el asentamiento en la superficie, y los movimientos en el fondo de la excavación. Asimismo, el elemento dentro del cual la deformación cambia linealmente es llamado elemento de primer orden. Por su parte, aquellos elementos dentro de los cuales las deformaciones no cambian linealmente son llamados elementos de orden superior (Ou, 2006).

El método comúnmente utilizado para presentar los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos en los puntos nodales es el de la formulación de desplazamientos. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en la que no todos los elementos fallan simultáneamente tal como se muestra en la **Fig. 3.11**. Existen programas de análisis de estabilidad de taludes que utilizan métodos de elementos finitos (PLAXIS, MIDAS, SLIDE), diferencias finitas (FLAC).



**Figura 3.11.** Modelación de un talud por elemento finito en PLAXIS: (a) estado previo a la falla, (b) generación de la falla, y (c) representación de los esfuerzos en el talud (*Plaxis V8, 2004*)

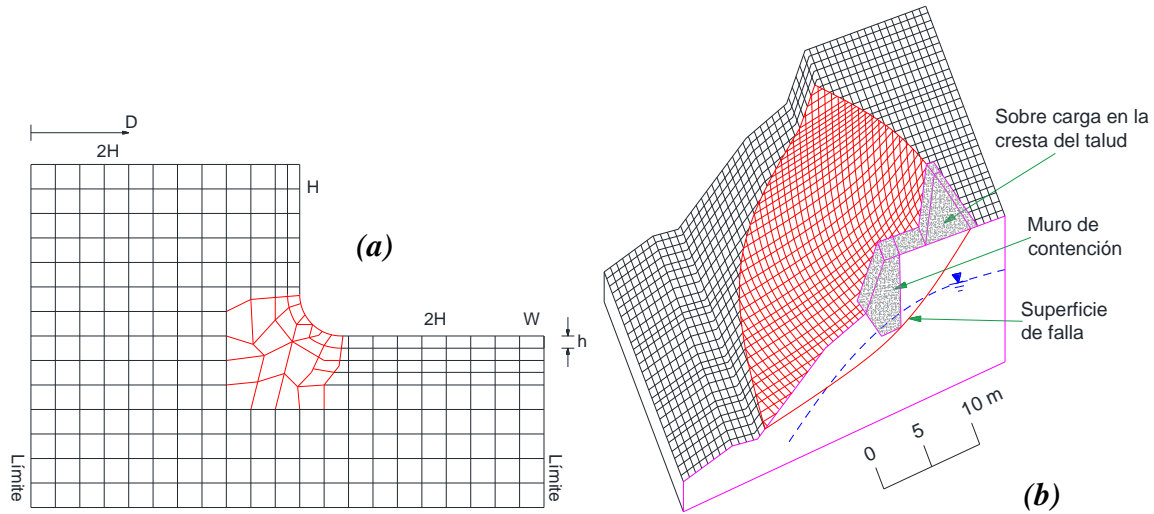
El programa *Plaxis* es un programa computacional que permite analizar una amplia gama de problemas geotécnicos complejos que involucren problemas debidos al fenómeno de consolidación, o bien flujo de agua subterránea, incluyendo la estimación de la presión de poro, asimismo se pueden realizar análisis plásticos, de seguridad y dinámicos. *Plaxis* utiliza elementos finitos de tal forma que es útil en el análisis de deformación y estabilidad en proyectos de ingeniería geotécnica. Los simples procedimientos de dibujo de la geometría del problema en estudio permiten una creación rápida de modelos complejos de elementos finitos, y las funciones de salida proporcionan una presentación detallada de los resultados computacionales, el cálculo en sí mismo es completamente automático y se basa en procedimientos numéricos robustos, sus aplicaciones van desde la modelación de muros de contención, pilotes, tablaestacas, terraplenes, taludes, geomallas, por mencionar algunas (*Plaxis V8, 2004*).

Por su parte, *Slide* es un programa de análisis de estabilidad de taludes ampliamente usado, cuenta con un análisis de filtración de aguas subterráneas de elementos finitos, reducción rápida, sensibilidad y análisis probabilístico, estimación del factor de seguridad, entre otros. Se pueden analizar todos los tipos de taludes en suelo y roca, terraplenes, presas de tierra y muros de contención. Se pueden analizar superficies de deslizamiento

individuales, o bien se pueden aplicar métodos de búsqueda para ubicar la superficie de deslizamiento crítica para el talud en estudio. Algunas de las características de este programa se mencionan a continuación (*Slide 2D, 2002*).

1. Búsqueda de superficie crítica para superficies de deslizamiento circulares o no circulares.
2. Ver cualquiera o todas las superficies generadas por la búsqueda
3. Los métodos de análisis incluyen Bishop, Janbu, Spencer, entre otros.
4. Múltiples materiales. Materiales anisotrópicos, no lineales de Mohr-Coulomb y otros modelos de resistencia.
5. Agua subterránea: superficies piezoeléctricas, rejillas de presión de poro o análisis de agua subterránea en estado estacionario.
6. Grieta de tensión (seca o llena de agua).
7. Carga externa: puntual, distribuida o sísmica.
8. Zonas de resistencia infinita (exclusión de superficie deslizante).
9. Se pueden trazar resultados de análisis detallados para superficies de deslizamiento individuales.

Por otro lado, para el análisis de estabilidad en rocas existen programas de cómputo como UDEC o bien XSTABL, este último examina la estabilidad de una sección de la anchura de la unidad del talud, en un análisis de dos dimensiones, ignorando los esfuerzos de tensión en los lados de la dovela (éste es el mismo principio que se utiliza en el análisis de una deformación plana). Asimismo, un programa que proporciona un análisis tridimensional es el llamado *CLARA-W* desarrollado por *Hungr (1987)* tal como se aprecia en la siguiente figura en la cual se divide la masa de desplazamiento en paralelepípedos. Igualmente, en la *Fig. 3.12b* se muestra un ejemplo del análisis de *CLARA-W* para un talud parcialmente saturado de agua, generándose la falla por debajo de la parte inferior de la grieta de la tensión (*Wyllie y Mah, 2004*).



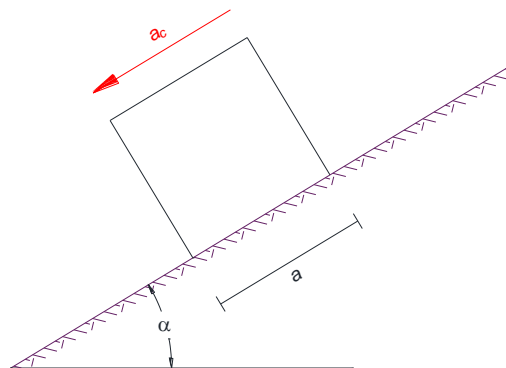
**Figura 3.12.** Modelado de un talud: (a) malla típica cuadrada para análisis por elementos finitos (Ashford y Sitar, 1994) y (b) análisis tridimensional de la estabilidad de un talud (Hungar, 1987)

A continuación, se presentan las desventajas de los métodos de análisis mediante elementos finitos, es necesario mencionar que estas desventajas son particularmente más notables para los análisis en 3D y son menos relevantes para los modelos en 2D, algunas de las cuales han quedado rebasadas por la capacidad de procesamiento de información de los equipo de cómputo actuales (Carter et al., 2000):

1. Debido a que el sistema de ecuaciones es muy grande, se requieren tiempos prolongados y capacidades altas de memoria dependiendo de la estructura general de los taludes y la implementación de los algoritmos del código de elementos finitos. Sin embargo, esta desventaja cada vez se ve más superada debida a la capacidad operativa de los equipos de cómputo modernos.
2. La totalidad del volumen del dominio analizado tiene que discretizarse.
3. Algunos modelos requieren de algoritmos sofisticados de acuerdo con el tipo de material constitutivo utilizado.
4. El método no es apropiado para rocas muy fracturadas o suelos altamente fisurados cuando las discontinuidades se encuentran distribuidas en forma no uniforme y controlan el comportamiento mecánico de los taludes.

### 3.5. MÉTODO DE NEWMARK (1965) PARA ESTIMAR DESLIZAMIENTOS EN TALUDES

*Newmark (1965)* desarrollo un método para estimar los deslizamientos debidos a sismos mediante la representación del talud como un bloque que se desliza por un plano inclinado el cual está sujeto a una aceleración basal. Se considera que el cuerpo rígido tiene un peso ( $w$ ), una masa ( $m$ ) y presentará desplazamiento ( $x$ ). El movimiento del suelo en el cual la masa reposa se designa como  $y(t)$ , donde  $y$  es función del tiempo  $t$ . El movimiento relativo de la masa comparado con el del suelo es designado como  $u = x - y$ . El bloque tiene una aceleración crítica ( $a_c$ ) que representa el umbral de aceleración requerido para exceder la resistencia cortante y provocar los deslizamientos (*Figura 3.13*). El análisis de *Newmark (1965)* no necesariamente predice los desplazamientos reales de los deslizamientos en campo, pero resulta una herramienta útil para definir el comportamiento de los taludes ante la acción de un sismo (*Carlos, 2010*).



*Figura 3.13. Bloque deslizando sobre un plano inclinado de acuerdo con Newmark, 1965 (Jibson y Keefer, 1993)*

La resistencia al deslizamiento de un bloque de suelo o roca está en función de su resistencia al corte bajo condiciones aplicables en un sismo. La magnitud de dicha resistencia depende de la cantidad de desplazamiento que se produzca, sin embargo, para movilizar la resistencia al corte media en un talud no es necesario un gran desplazamiento. En el método de *Newmark (1965)* se establece esta resistencia en términos de un coeficiente  $N$  multiplicado por el peso de la masa deslizante. La cantidad  $N \cdot g$  donde  $g$  es la aceleración de gravedad, corresponde a la aceleración constante, la cual sobrepasa la resistencia al



deslizamiento del elemento en la dirección en la cual la resistencia tiene su menor valor. Esta aceleración es la definida como aceleración de crítica (*Sepúlveda, 2011*).

Cuando las aceleraciones de la onda sísmica exceden el valor de  $a_c$  el bloque se mueve, el resto del tiempo el bloque permanece en reposo de esta forma se calcula la deformación acumulada durante todo el sismo. Mediante la integración de las aceleraciones que sobrepasan  $a_c$  se determinan en primer lugar las velocidades, y con la doble integración, los desplazamientos (*Sepúlveda, 2011*).

La aceleración crítica es función del factor de seguridad estático y de la geometría del deslizamiento. Puede ser expresada como:

$$a_c = (FS - 1) \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{ec. 3.64})$$

Donde  $a_c$  es la aceleración crítica (en términos de  $g$ , la aceleración de la gravedad),  $FS$  es el factor de seguridad en condiciones estáticas y  $\alpha$  es el ángulo de la pendiente.

El ángulo  $\alpha$  se refiere a la dirección en la cual se mueve el centro de gravedad de la masa cuando ocurre el deslizamiento. En análisis a escala regional, el valor del ángulo de empuje prácticamente es igual al ángulo de la pendiente de las laderas. La estabilidad dinámica de las laderas, en el contexto del método de Newmark, está relacionada con la estabilidad en términos estáticos. Para el caso de análisis regionales de deslizamientos, se puede usar el método estático de equilibrio límite, basado en el talud infinito, considerando un comportamiento cohesivo y friccionante para todos los taludes analizados (*Carlos, 2010*).

Para aplicar el método de *Newmark (1965)* existen ecuaciones que permiten estimar deslizamientos en taludes, las cuales fueron propuestas por *Jaimés et al. (2008)*, consideran el desplazamiento de Newmark ( $D_N$ ) como una función de la intensidad del sismo y de la  $a_c$  para sismos de subducción en México. Las expresiones son las siguientes:

$$\log D_N = -1.2841 + \log \left[ \left( 1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{1.9518} \left( \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.2786} \right] \pm 0.5882 \quad (\text{ec. 3.65})$$

Y para sismos de falla normal:

$$\log D_N = -0.7819 + \log \left[ \left( 1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.2627} \left( \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.3779} \right] \pm 0.7351 \quad (ec. 3.66)$$

$D_N$  es el desplazamiento en centímetros,  $a_c$  es la aceleración crítica y  $a_{max}$  es la aceleración máxima del terreno *Jaimes et al. (2008)*.

Por otra parte, a continuación, se mencionan las consideraciones y simplificaciones que asume el método de *Newmark (1965)*.

1. Se considera que en el talud existen planos de debilidad definidos y el movimiento se presentará a lo largo de superficies específicas o planos, de manera similar a los supuestos en el análisis estático usual de estabilidad de taludes.
2. Se presentarán deformaciones permanentes si los esfuerzos actuantes superan la resistencia al cortante del talud.
3. Los deslizamientos ocurren “*cuesta abajo*”. La resistencia “*cuesta arriba*” se considera infinita y el bloque no se moverá, aunque la  $a_c$  se exceda en la dirección contraria.
4.  $a_c$  se calcula mediante el método de equilibrio límite.

## CAPÍTULO 4. CASOS DE ESTUDIO

### 4.1. CASO I: TALUD ENSENADA-TIJUANA

#### 4.1.1 ESTUDIOS REALIZADOS

##### (A) INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El talud analizado está en el municipio de Ensenada perteneciente al Estado de Baja California, se encuentra en la bahía de Salsipuedes. Físicamente se ubica entre los kilómetros 86+515 y 86+745 (cuerpo B) de la autopista Tijuana-Ensenada, las coordenadas geográficas son:  $31^{\circ}58'57.75''$  y  $116^{\circ}47'26.18''$  de latitud norte y longitud oeste respectivamente (*Fig. 4.1*). El talud tiene una longitud de 230 m, una altura de aproximadamente 28.0 m y una inclinación promedio de  $76.0^{\circ}$ . La separación mínima entre el derecho de vía y el hombro del corte es 12.0 m. En este tramo la vialidad cuenta con una curva izquierda orientada en dirección noroeste–este y una pendiente descendente hacia Ensenada del 3.0 %.



*Figura 4.1. Localización del sitio en estudio (tomado de Google Maps, 2019)*



Se sabe que el talud se encuentra sometido a un fuerte proceso de intemperismo, además presenta caída de bloques de hasta 1.5 m de lado, como lo demuestra el material que se acumula al pie del corte. Adicionalmente, la erosión afecta en mayor intensidad al material que se encuentra en la parte inferior del corte entre los kilómetros 86+660 y 86+745 dejando sin apoyo al material superior. En el kilómetro 86+772 existe una alcantarilla en buenas condiciones formada por un tubo de concreto de 0.9 m de diámetro que se colocó de manera perpendicular al eje de la vialidad; el tubo tiene una longitud de 40.0 m y una pendiente del 8.7%. El tipo de material encontrado no permitió fue extraer muestras inalteradas o realizar pruebas de penetración estándar por la gran cantidad de bloques de roca en los depósitos de talud cementados, tal como se muestra a continuación.



(a)



(b)

**Figura 4.2.** (a) fragmentos de roca en condición de Cantiléver (b) afectación por intemperismo en la cara del talud en estudio (SCT, 2016-A)

**(B) TOPOGRÁFICOS**

Se realizaron estos estudios con el fin de efectuar el levantamiento topográfico a detalle (planimetría y altimetría) del talud analizado. El levantamiento incluye, como es común en este tipo de proyectos, la vialidad, el derecho de vía, las obras hidráulicas y todas aquellas estructuras que pudieran interferir con el proyecto de estabilidad.

El levantamiento topográfico del talud se realizó tomando como referencia dos bancos de nivel arbitrarios formados por mojoneras de concreto. El primer banco de nivel denominado BN-01 se encuentra en el km 86+686 en el camellón central y el segundo banco de nivel nombrado como BN-02 en el km 86+744. Las curvas de nivel primarias se generaron a cada 5.0 m y las secundarias a cada 1.0 m, del mismo modo las secciones transversales se determinaron perpendiculares al eje de la autopista a cada 20.0 m. El perfil topográfico corresponde al pie y el hombro del talud y las coordenadas de los bancos se obtuvieron con GPS y se presentan en la siguiente tabla.

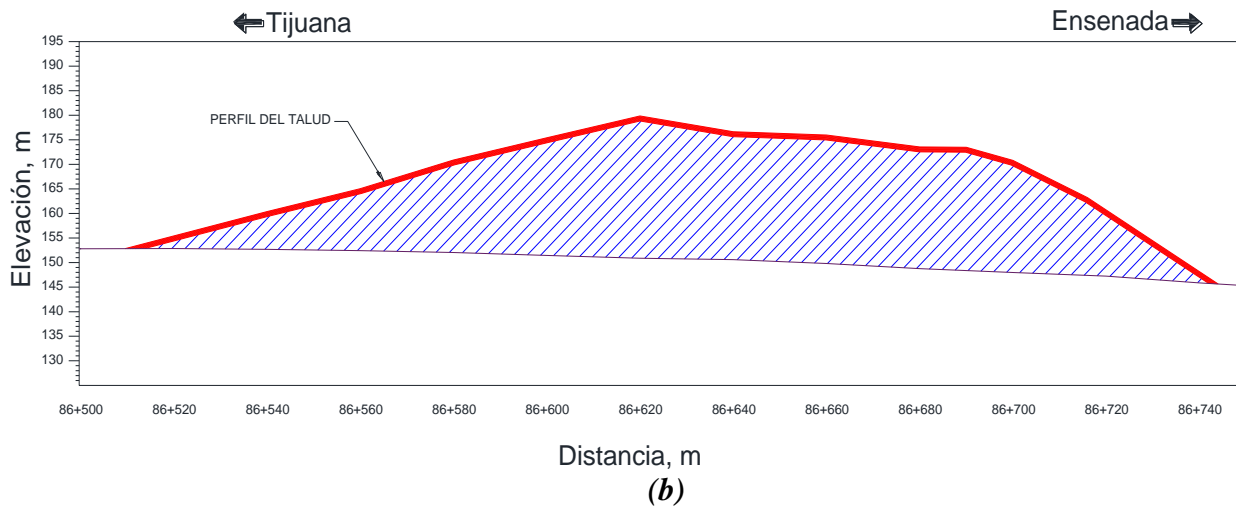
**Tabla 4.1.** Coordenadas de los bancos de nivel (SCT, 2016)

ID Banco de nivel	x	y	z
BN-01	519,787.712	3,538,553.287	150.313
BN-02	519,841.516	3,538,573.469	146.770

Por otra parte, los trabajos de campo incluyeron un vuelo con dron para obtener fotografías tanto del talud como de las zonas aledañas (**Fig. 4.3**). La información fotográfica en este caso se utilizó para la revisión hidráulica y principalmente para la interpretación geológica–geotécnica del talud analizado.



(a)



**Figura 4.3.** Talud analizado: (a) vista aérea, y (b) perfil topográfico (SCT, 2016-A)

### (C) GEOLÓGICOS

Se realizaron los estudios geológicos con el fin de caracterizar el marco geológico regional y de la zona donde se ubica el talud. Se describe la geología regional y local del tramo en estudio tomando como base las cartas geológicas editadas por el Servicio Geológico Mexicano (SGM) y la información de campo.

#### *Geomorfología de la zona*

La geomorfología de la península está caracterizada por sierras orientadas de forma paralela a la península, a ambos lados tiene llanuras costeras cubiertas por rocas sedimentarias y volcánicas, excepto el gran delta del río Colorado que está cubierto por depósitos aluviales. El relieve de la zona está representado por elevaciones topográficas formadas por rocas sedimentarias y volcánicas ligeramente erosionadas. En la franja costera se encuentran elevaciones topográficas que alcanzan hasta los 100 metros sobre el nivel del mar (msnm); las topoformas incluyen mesetas y lomeríos suaves, la mayoría de origen marino. La hidrografía en la región está caracterizada por un patrón de drenaje paralelo de corrientes temporales, favorecidas por el tipo de litología de las porciones bajas y por la baja cobertura vegetal (*Delgado-Argote, 2000*).

#### *Marco geológico regional*

La mitad de la península norte de Baja California en general está formada por rocas plutónicas del Cretácico (batolito). En la superficie existen sedimentos que varían desde el





Pleistoceno, de facies costera y continental a rocas clásticas marinas del Mioceno, Eoceno, Cretácico y Jurásico, con ausencia marcada de sedimentos oligocénicos. El sitio en estudio se encuentra en la porción noroeste de la provincia geológica del Batolito de Juárez-San Pedro Mártir, en la cual las rocas plutónicas del batolito peninsular dominan la geología; además del batolito se distinguen dos unidades litoestratigráficas principales, orientadas en el mismo sentido que la península, con características petrográficas y estructurales claramente diferenciables: Formación Alisitos y Formación Rosario. Las edades de estas tres unidades varían del Paleozoico hasta el reciente y su configuración se puede definir según tres cinturones que corren a lo largo del norte de la península. Estos cinturones se encuentran cubiertos de manera independiente por cuerpos volcánicos de tipo andesítico principalmente que forman mesetas en las partes altas, y depósitos sedimentarios del Terciario y Cuaternario, así como depósitos fluviales transportados y depositados en los principales arroyos y ríos. Entre Tijuana y Ensenada a las formaciones Rosario y Alisitos les sobreyace la Formación Rosarito Beach del Mioceno (*Delgado-Argote, 2000*).

A continuación, se describen brevemente las formaciones geológicas presentes en el marco geológico regional.

**Formación Rosario (cinturón Cretácico superior sedimentario):** Ubicada en el extremo occidental de la península, está compuesta por una secuencia de sedimentos marinos y continentales del Cretácico superior, poco consolidados y sin fuertes perturbaciones tectónicas; esta secuencia cubre en discordancia angular a rocas intrusivas, volcánicas y sedimentarias más antiguas, y subyace a rocas volcánicas del Cuaternario y a sedimentos continentales y marinos del Terciario y Cuaternario. La formación está constituida por areniscas interestratificadas con limolitas, lutitas y conglomerados con fósiles marinos y continentales (saurios) que atestiguan el desarrollo de ambientes que variaron de continentales hasta de plataforma y talud, con líneas costeras fluctuantes orientadas de forma semiparalela a la línea divisoria entre este cinturón y los terrenos que emergieron al oriente, los cuales constituyeron las fuentes de suministro de los sedimentos que conformaron esta secuencia. El límite oriente de esta formación fue denominado Línea Santillán Barrera (*Gastil, Phillips y Allison, 1975*).



**Formación Alisitos (cinturón volcánico-volcanoclástico Mesozoico):** La localidad tipo fue descrita por primera vez en 1930 por *Santillán y Barrera* en el Rancho Alisitos, ubicado en el Valle de Santo Tomas Baja California ( $31^{\circ}33'1.62''$  N y  $116^{\circ}36'11.25''$  W). Esta Formación de edad Aptiano-Albiano representa a un arco volcánico de naturaleza andesítica. Las rocas que constituyen a la Formación Alisitos afloran en la parte central y en la costa oeste del estado de Baja California, y está intrusionada por el batolito peninsular. La columna estratigráfica compuesta de la formación Alisitos alcanza los 5000 metros de espesor. La litología de esta formación está integrada por una interestratificación de brechas volcánicas, flujos porfíricos, calizas biohémicas y sedimentos tobáceos y piroclásticos. *Gastil, Phillips y Allison (1975)* mencionan las principales localidades donde se han descrito columnas estratigráficas de la formación Alisitos, las cuales son: el sureste de Ensenada, Valle de Santo Tomás (localidad tipo), el este de El Rosario, La Misión San Fernando, El Arroyo San José, el cuadrángulo de la Bahía de Santa Rosalía, la región de Miraflores y El Arroyo Calamajué (*Gómez, 2010*).

**Formación Rosarito Beach:** Es una unidad del Mioceno, muy expuesta entre Tijuana y Ensenada, que sobreyace a las Formaciones Rosario y Alisitos. Está constituida por derrames basálticos y brechas que tienen estratificadas arenas con matriz de lodo, tobas, arenas tobáceas, calizas y conglomerados. El ambiente de depósito de sus sedimentos fue interpretado como fluvial, lacustre y de plataforma marina, (*Ashby, 1989*).

**Cinturón batolítico y metasedimentario:** Ubicado al oriente, ocupa las cuatro quintas partes de la mitad norte de la península e incluye los batolitos mesozoicos constituidos por afloramientos complejos de rocas plutónicas (tonalitas, granodioritas y granito) y las rocas metamórficas prebatolíticas derivadas principalmente de rocas sedimentarias, con diferentes facies metamórficas cuya edad es anterior a la Formación Alisitos, aunque no ha sido precisada. A partir de estudios radiométricos, se ha postulado que en el noroeste de México existió una migración en tiempo y espacio de emplazamientos plutónicos desde cretácicos en Baja California hasta cenozoicos en Chihuahua, ocurridos durante y después de los depósitos y emisiones magmáticas que dieron origen a la Formación Alisitos. Hacia el nororiente el batolito está cubierto en parte por rocas piroclásticas del Mioceno y por rocas basálticas Cuaternarias, las cuales parecen estar controladas por estructuras corticales profundas

orientadas NW asociadas a la dinámica del Sistema San Andrés (*Gastil y Krummenacher, 1978; Silver y Anderson, 1978*).

Por otra parte, la historia cenozoica del norte de la península está caracterizada por la acumulación de espesores gruesos de sedimentos continentales, depósitos marinos y por una importante actividad volcánica que cubre, parcialmente, los cinturones descritos. Este vulcanismo se asocia a un arco magmático que coincide en tiempo con el evento extensional del Basin and Range del Mioceno y al transtensivo del sistema San Andrés-Golfo de California que inició en el Plioceno. Los depósitos costeros que tuvieron lugar en el litoral del Pacífico durante el Plioceno y Pleistoceno se encuentran sobre series de terrazas desarrolladas en esas épocas, las cuales alcanzan hasta 500 m de altitud; estas terrazas han sido relacionadas con cambios glaciales en el nivel del mar que se desarrollaron en el marco de una serie de levantamientos y basculamientos de las zonas costeras de la península, como lo atestiguan los acantilados que se presentan en la costa entre Tijuana y hasta 75 km al sur de Ensenada. Por otra parte, en el interior de la península se acumularon, en estas épocas, depósitos aluviales eólicos y lacustres, muchos de los cuales siguen desarrollándose (*Gastil y Krummenacher, 1978; Silver y Anderson, 1978*).

A continuación, en la siguiente figura se presenta el mapa en donde se muestra la geología regional correspondiente a la zona de estudio.

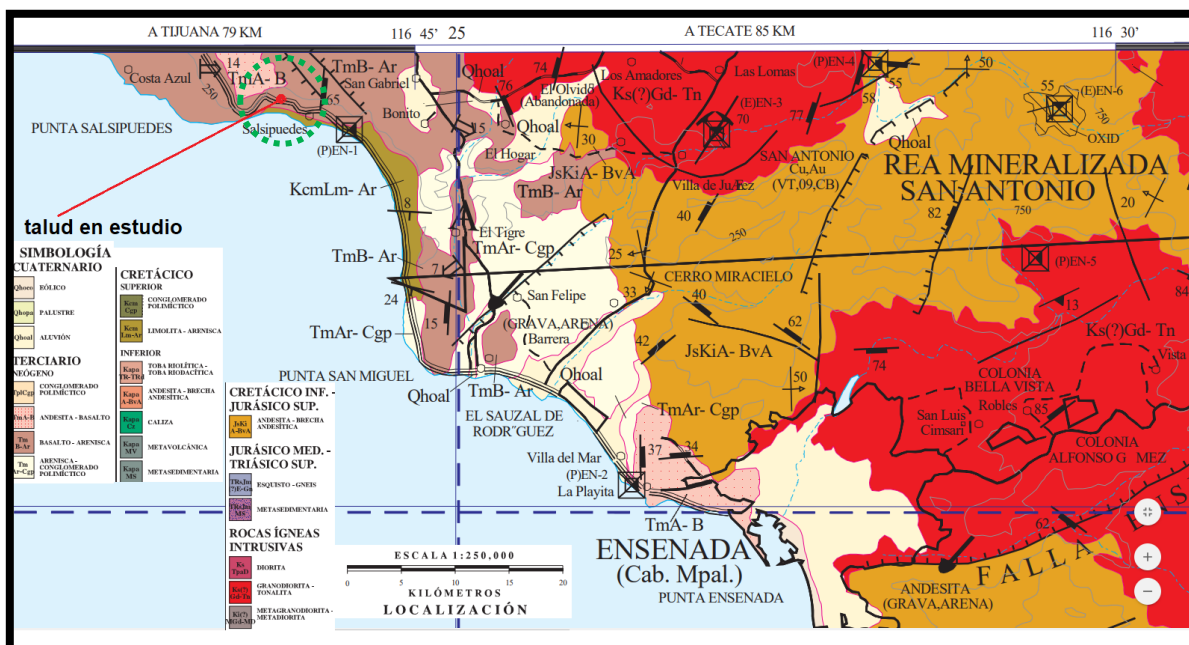


Figura 4.4. Geología regional en donde se encuentra el talud en estudio (SGM, 2019)

**Geología local**

La geología del corte del km 86+515 al km 86+745, cuerpo B, se definió a partir de:

1. Recopilación y revisión de información geológica existente
2. Recorridos de inspección en la zona de estudio, y
3. Revisión de fotografías aéreas

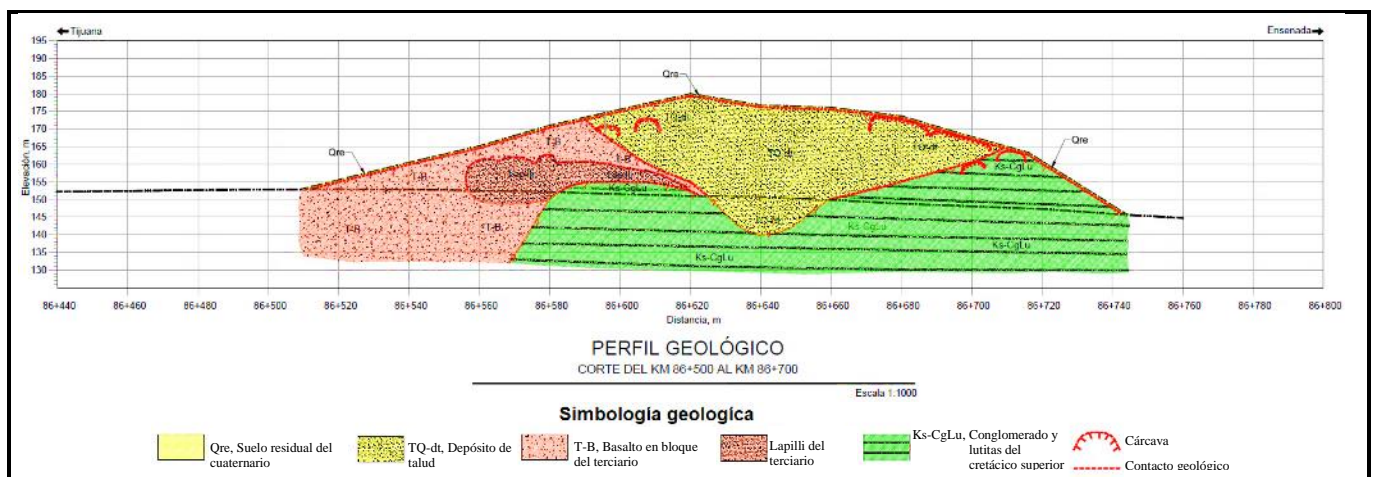
A continuación, se describen las unidades geológicas identificadas en el sitio:

**Ks-CgLu:** Esta unidad geológica se conforma de Conglomerados y Lutitas de color verde olivo pertenecientes al periodo cretácico superior localizados en la parte inferior del corte en los tramos comprendidos entre los kilómetros 86+583 al 86+623 y del 86+660 al 86+745.

**T-Ba:** Se conforma por Bloques de basalto gris rosado con motas blancas y ocre del terciario, presenta textura porfídica y cristales de plagioclasas, piroxenos y ferromagnesianos en una matriz cristalina. Esta unidad geológica se localiza entre los kilómetros 86+515 y 86+624. Entre los kilómetros 86+556 y 86+620 los bloques de basalto se combinan con Lapilli.

**TQ-dt:** Esta unidad geológica se encuentra en la mayoría del corte y está conformada por depósitos de talud cementados formados por bloques de basalto de hasta 1.5 m empacados en una matriz areno-limosa.

**Qre:** Es un suelo constituido por material fino producto de la destrucción y el desgaste natural de la roca y por una fina capa de vegetación.



**Figura 4.5.** Perfil geológico en el cual se distinguen las diferentes unidades litológicas del talud en estudio (SCT, 2016-A)



### ***Tectónica***

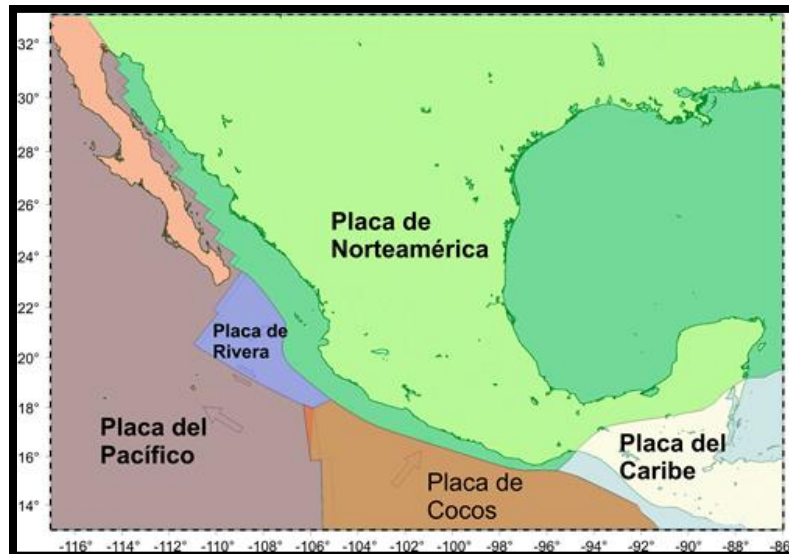
La península de Baja California es un bloque de corteza desprendida del macizo continental, falló longitudinalmente, se inclinó hacia el Océano Pacífico y se desplaza junto con la placa Pacífico hacia el NW con respecto a la placa norteamericana. La evolución tectónica de Baja California debió haber estado relacionada a la margen continental cordillerana del borde occidental de Norteamérica; sin embargo, presenta algunos detalles distintos en su evolución. Al movimiento de Baja California hacia el NW están posiblemente ligados los lineamientos tectónicos que la cortan diagonalmente y las emisiones basálticas alcalinas del Plio-Cuaternario que se encuentran en numerosas localidades de la península. Actualmente, la región del sur de California y el norte de la península forman un bloque denominado Zona de Cizalla del sur de California, en el cual se manifiesta el movimiento entre las placas Pacífico y Norteamericana, se trata de una microplaca limitada por fallas regionales sísmicamente activas orientadas NW-SE: al oriente el sistema de fallas de San Andrés, en el occidente el sistema de fallas Descanso-Estero, en el norte las Sierras Transversas (cerca de los Ángeles, California), y al sur el sistema de fallas Agua Blanca al sur de Ensenada, BC (*Legg, Wong, y Suárez, 1991*).

Por otra parte, desde hace unos 40 millones de años la placa Pacífica se movió hacia el NW con respecto a la norteamericana y la rápida expansión entre placas permitió que la dorsal se aproximara al continente hace unos 30 millones de años. La placa continental de Norteamérica en el transcurso de su migración asimiló, progresivamente, a las oceánicas Farallón y Kula, lo que dio como consecuencia que el arco magmático desarrollado durante el Jurásico superior migrara hacia el noreste en el interior del continente, seguido por otros arcos magmáticos del Cretácico. En el Oligoceno se inició la colisión de la dorsal del Pacífico con la Placa Norteamericana; esta dorsal dividía la placa Farallón de la placa Pacífica y se encontraba aparentemente formada por segmentos desplazados por numerosas fallas transformantes. A partir del primer contacto se inicia un movimiento lateral a lo largo del límite creciente de ambas placas con una velocidad de 6 cm/año. La apertura del Golfo de California y el desarrollo de su sistema de dorsal son la manifestación del movimiento relativo entre las placas norteamericana y Pacífica y encuentra su prolongación meridional en el sistema San Andrés (*Delgado-Argote, 2000*)

Además, en la región de la península se han identificado dos episodios de orogénesis, el primero de ellos ocurrió en el Devónico-Carbonífero (Orogenia Antler) hace aproximadamente 360 millones de años, y el segundo en el Pérmico-Triásico (Orogenia Sonoma) hace unos 250 millones de años; ambos eventos han sido interpretados recientemente como sendas colisiones de arcos intra-oceánicos contra la margen pasiva de



Norteamérica. Los levantamientos de la región de Baja California y el noroeste de México en general propiciaron durante el Cretácico superior un importante aporte de detritos hacia el oriente en un marco general de regresión marina hacia el este. Finalmente, el vulcanismo asociado a la subducción en la margen occidental de Baja California durante el Cretácico superior y Paleógeno, ha sido reconocido principalmente en la porción continental de México y es hasta el Mioceno cuando se expresa en la península con secuencias piroclásticas de la Sierra de la Giganta y otros centros eruptivos en Baja California Norte (*Delgado-Argote, 2000*). En la siguiente figura se aprecia el mapa tectónico de México.



**Figura 4.6.** Placas tectónicas que interactúan en territorio mexicano (*Corona y Benavides, 2012*)

En resumen, la geomorfología de la zona se caracteriza por sierras paralelas a la península y llanuras costeras. La península de Baja California es un bloque de corteza desprendida del macizo continental y se desplaza junto con la placa Pacífico hacia el NW con respecto a la placa norteamericana. La región del sur de California y el norte de la península forman un bloque denominado Zona de Cizalla del sur de California, se trata de una microplaca limitada por fallas regionales sísmicamente activas: al oriente el sistema de fallas de San Andrés, en el occidente el sistema de fallas Descanso-Estero, en el norte las Sierras Transversas (cerca de los Ángeles, California), y al sur el sistema de fallas Agua Blanca (al sur de Ensenada, Baja California).

La mitad norte de la península de Baja California en general está formada por rocas plutónicas del Cretácico (batolito). Además, se distinguen dos unidades litoestratigráficas principales: Formación Alisitos y Formación Rosario, entre Tijuana y Ensenada a las formaciones mencionadas les sobryace la Formación Rosarito Beach del Mioceno.

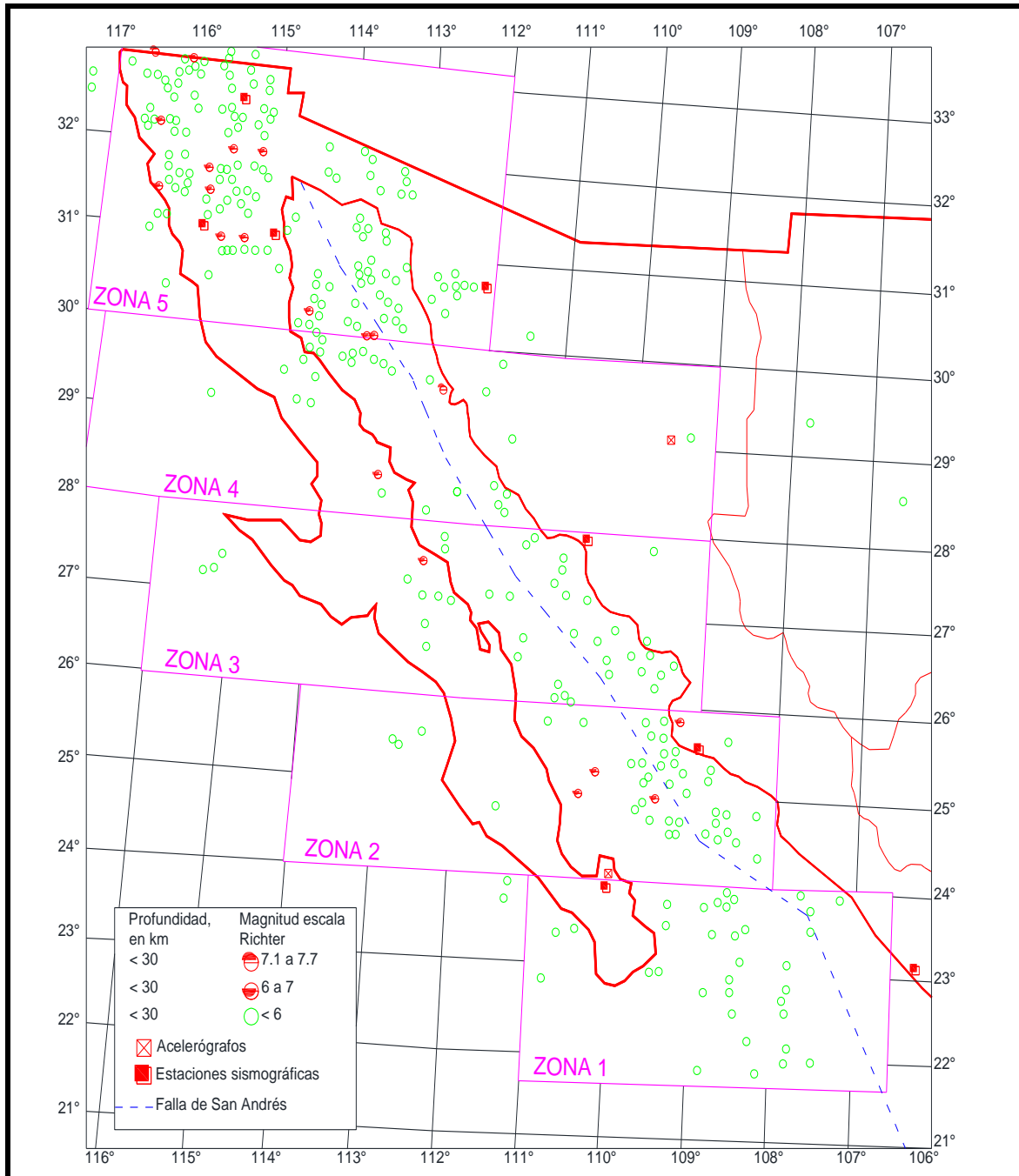


Por otra parte, en el talud en estudio se distinguen cuatro unidades geológicas; la primera unidad se encuentra en el extremo este del corte y está conformada por conglomerados y lutitas olivo del cretácico superior; la segunda unidad se localiza en el extremo oeste del talud y está conformada por bloques de basalto gris rosado del terciario; la tercera se encuentra en la mayoría del corte y corresponde a depósitos de talud cementados conformados por bloques de basalto empacados en una matriz limo arenosa y la cuarta unidad corresponde a depósitos residuales producto de la destrucción y alteración natural de la roca.

### ***Sismicidad***

La península de Baja California, ubicada en el norponiente de México, es una zona de intensa actividad sísmica ya que se desplaza lateralmente con la placa Pacífico hacia el NW de la placa norteamericana a través del sistema San Andrés-Golfo de California en donde se han identificado fallas que pueden generar sismos hasta de magnitud  $M_w = 7.5$ . Además, el norte de Baja California ha sido afectado desde el Plioceno por fallas laterales dextrales con arreglo paralelo orientado NW y su movimiento general también está gobernado por el sistema San Andrés-Golfo de California.

La Carta Sísmica de Baja California, elaborada por los Institutos de Ingeniería y Geofísica de la UNAM, dividió la región en cinco zonas sísmicas cuya delimitación tomó en cuenta las características sísmicas regionales y la potencialidad geográfica (*Figuroa, 1973*). El talud en estudio se ubica dentro de la zona No. 5 (*ver: Fig. 4.7*) que es la de mayor sismicidad, con una frecuencia seis veces mayor que en las otras zonas de la península; la mayoría de los sismos de esta región son poco profundos con magnitudes elevadas por lo que causan daños severos en áreas restringidas, además estos sismos superficiales no ocurren aisladamente sino en serie, lo cual incrementa el riesgo de que sucedan movimientos fuertes ya que al ocurrir un sismo no toda la energía se libera, sino que parte de ella se acumula en las colindancias según las condiciones geológicas regionales hasta donde se experimente el sismo esto determina la acumulación de mayores esfuerzos y tensiones que pueden generar maremotos en el golfo y macrosísmos en la península (*FHWA, 1988*).



**Figura 4.7.** Carta de sismicidad de Baja California (Figuroa, 1973)

El tectonismo actual en el borde continental de California-Baja California se hace evidente por su actividad sísmica histórica registrada instrumentalmente a partir de 1932. Sin embargo, existen documentos históricos, que registraron sismos de grandes magnitudes, como por ejemplo el del 6 de febrero de 1716 del cual se informa que fue un “...temblor en la costa de la Baja California que causó grandes estragos...” y los ocurridos del 22 al 31 de

mayo de 1878 en Loreto que causaron la ruina de la población que huyó. Los sismos históricos más grandes han sido los del 3 de mayo de 1887 (Bavispe, magnitud estimada: 7.4), 26 de mayo de 1907 (Colonia Morelos, magnitud estimada: 5.2), 7 de mayo de 1913 (Huásabas, magnitud estimada: 5.0), 20 de diciembre de 1923 (Granados, magnitud estimada 5.7) y 18 de mayo de 1940 (Valle Imperial, California, magnitud estimada: 7.1). Por su parte, los sismos del Golfo de California tienen magnitudes de hasta 7.5 y se originan a profundidades menores de 33 km. Desde 1963 han ocurrido en esta zona por lo menos 8 sismos de  $M_w > 6$  (SSN, 2020).

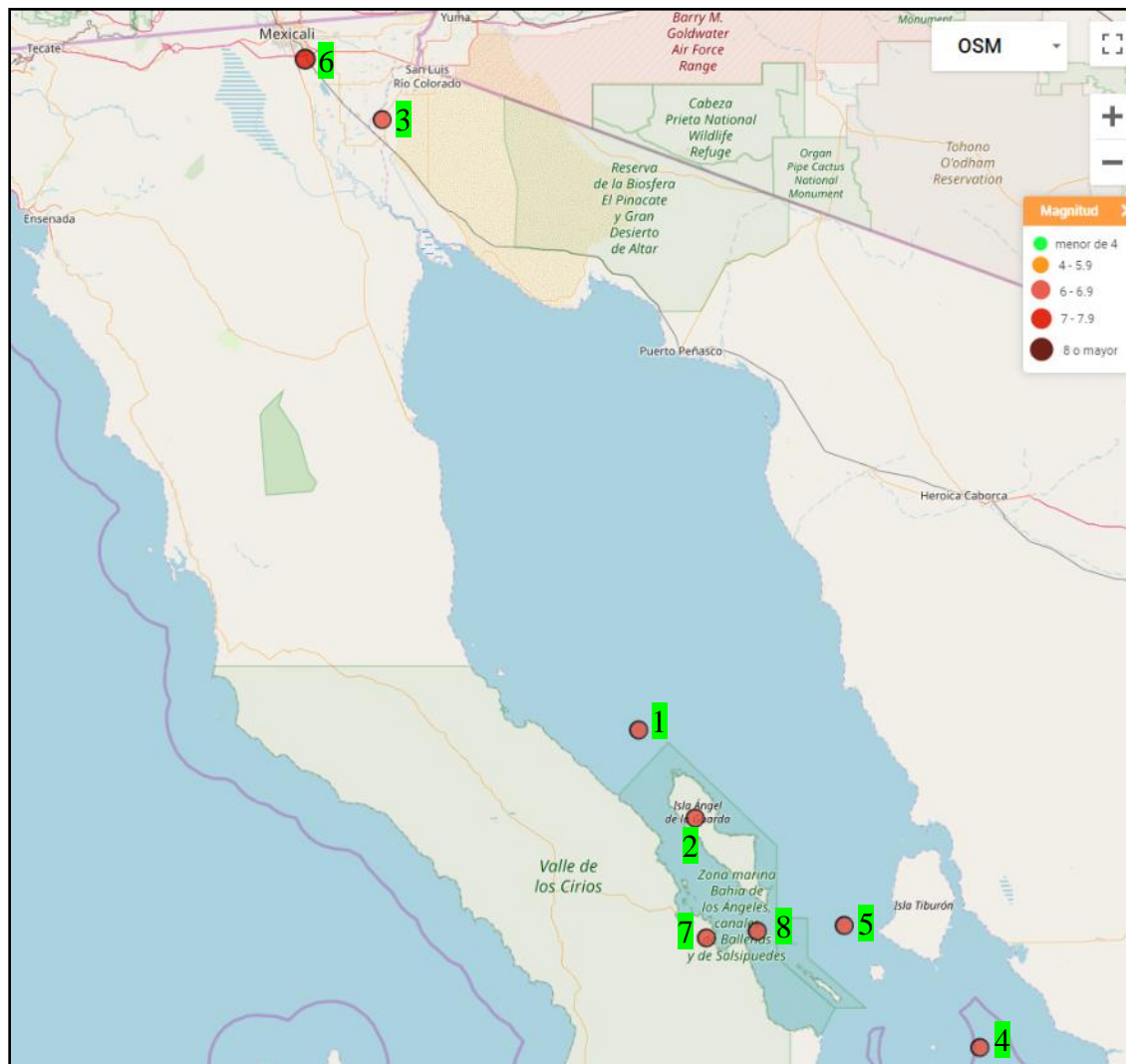


Figura 4.8. Sismos de  $M_w > 6.0$  ocurridos en la zona de Baja California desde 1963 (SSN, 2020)

**Tabla 4.2.** Sismos de  $M_w > 6.0$  ocurridos en la zona de Baja California desde 1963 (SSN, 2020)

ID	Magnitud	Fecha	Hora del centro	Latitud (°)	Longitud (°)	Profundidad (km)	Observaciones
1	6.5	1963-11-18	08:38:26	29.68	-113.74	7	182 km al sur de Puerto Peñasco, Sonora
2	6.5	1975-07-08	03:37:25	29.304	-113.468	5	160 km al noreste de Guerrero Negro, BCS
3	6.4	1980-06-08	21:28:18	32.22	-114.99	5	13 km al sureste de Gpe. Victoria (km. 43), BC.
4	6.2	1984/02/10	10:51:21	28.33	-112.08	9	82 km al suroeste de M. Alemán (La Doce), Sonora
5	6.5	2009-08-03	12:59:56	28.85	-112.74	10	123 km al suroeste de M. Alemán (La Doce), Sonora
6	7.2	2010-04-04	17:40:42	32.47	-115.37	10	23 km al sureste de Mexicali, BC
7	6.0	2012-04-12	02:05:59	28.7955	-113.414	15	112 km al noreste de Guerrero Negro, BCS
8	6.8	2012-04-12	02:15:46	28.8278	-113.164	5	130 km al noreste de Guerrero Negro, BCS

Estos sismos están causados por el movimiento lateral izquierdo con desplazamiento aproximado de 35 mm/año, a lo largo de un sistema de fallas en el límite entre las placas Pacífico y la de Norteamérica. Prueba de ello es el sismo de  $M_w = 7.2$  en la escala de Richter que ocurrió en la región de Mexicali, en el 2010, el cual causó graves daños en la infraestructura urbana y en numerosas viviendas; tuvo varias réplicas de  $M_w > 3.0$ .

#### (D) GEOFÍSICOS

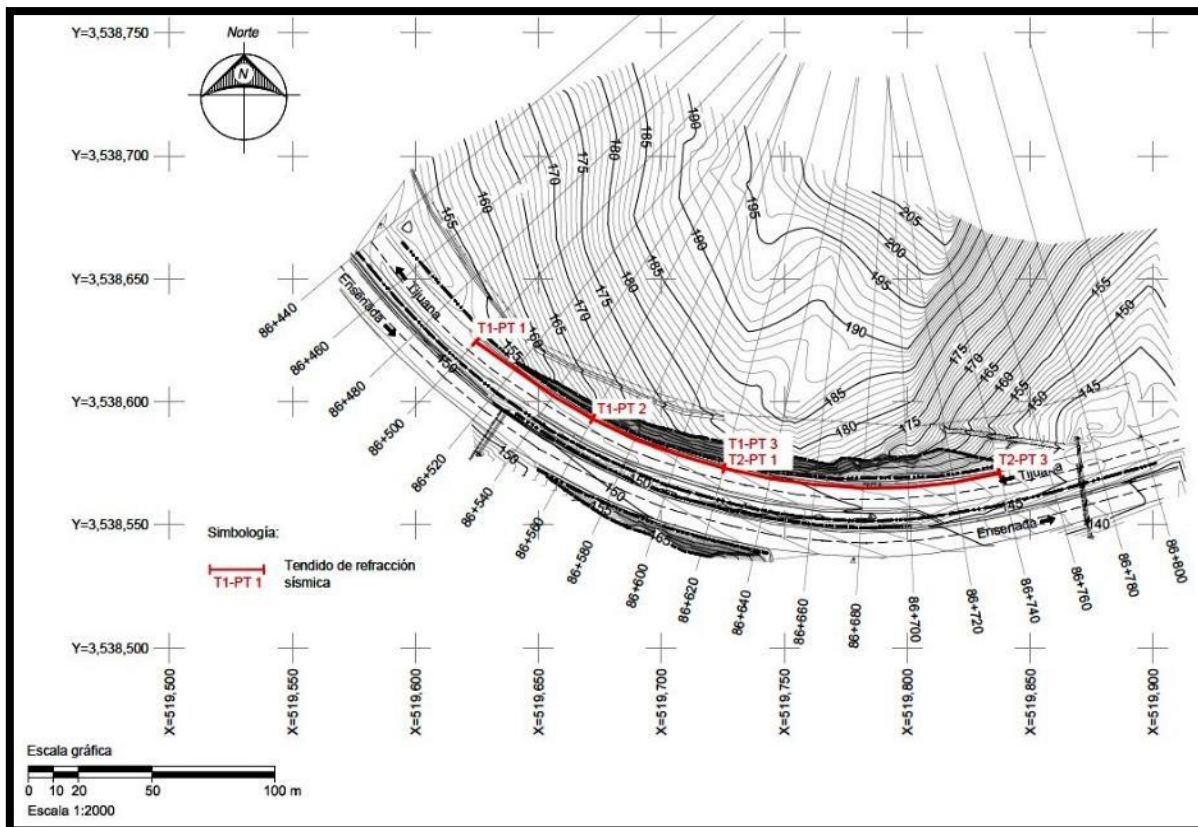
Los objetivos de los estudios geofísicos fueron registrar de manera indirecta las características estratigráficas del área, a través de las mediciones de resistividad eléctrica y velocidades de *onda P* obtenidas en superficie, con la finalidad de determinar la estratigrafía del área. Asimismo, obtener indirectamente las características cuantitativas a través de los

métodos geoelectrico (espesor y resistividad) y sísmico (espesor y velocidades de onda P) de las diferentes capas localizadas en el área que ocupa el presente estudio.

Se realizaron los estudios geofísicos para complementar la información geológica con el fin de determinar la estratigrafía del corte que se encuentra entre los kilómetros 86+515 y 86+745 del cuerpo B a partir de tendidos de refracción sísmica (*TRS*). A continuación, se describen los trabajos de campo y gabinete que sirvieron como base para definir los espesores de los estratos detectados.

### Trabajos de campo

Los trabajos de campo consistieron en la realización de dos *TRS* de 120.0 m de longitud realizados en el pie del corte, su ubicación se muestra en la **Fig. 4.9**. Los *TRS* se basan en la teoría de “*tiempo mínimo*” que siguen las ondas elásticas al propagarse desde un lugar en la superficie (punto de tiro: PT) generado por un impulso, en este caso los impactos fueron producidos con un marro sobre una placa de acero, hasta alcanzar horizontes del subsuelo de mayor velocidad de transmisión, y desde estos horizontes hasta llegar a una serie de geófonos en la superficie alineados con el punto de tiro.



**Figura 4.9.** Ubicación de los tendidos de refracción sísmica (SCT, 2016-A)

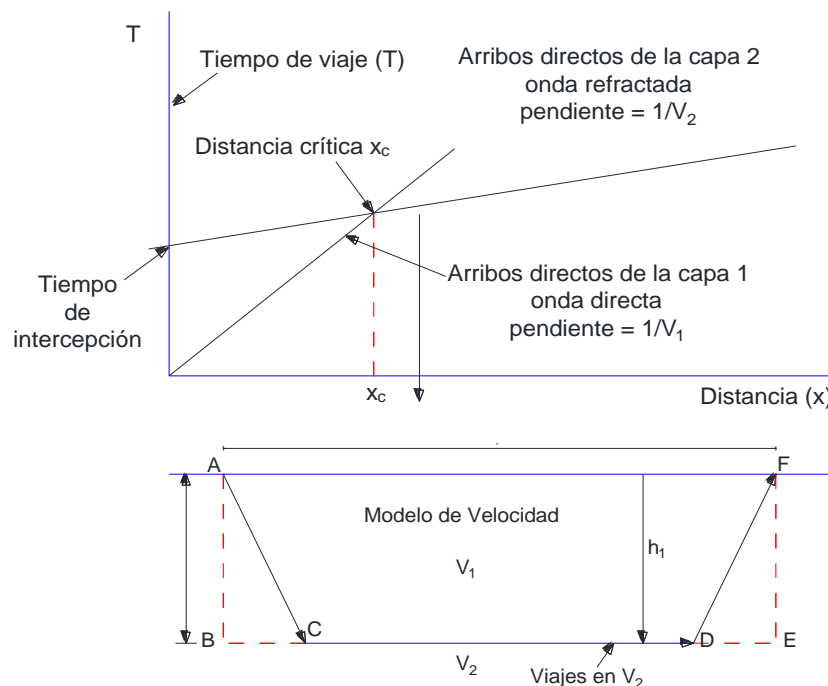


La separación entre los geófonos fue de 5.0 m y de los puntos de tiro de 3.0 m del primero y último geófono, y tiros centrales entre los geófonos 12 y 13. El momento del disparo o "tiempo cero" se almacena en la memoria del equipo y posteriormente se imprime en papel (sismograma) con el propósito de mostrar los tiempos de arribo de las ondas elásticas en cada uno de los geófonos. La información obtenida en campo consta de los tiempos de tránsito medidos desde el momento del impacto hasta el momento en que son registrados por cada geófono, los cuales se procesan para traducirse en términos de velocidades de cada medio elástico y profundidades de los contactos entre estos medios detectados. En los trabajos de campo se utilizó un sismógrafo digital de 12 canales, grabación en disco y selectores de filtros, amplitudes y grado de sensibilidad (ganancias) para cada traza. Los registros se grabaron digital y directamente del sismógrafo a una computadora portátil, para su posterior análisis e interpretación.

Todas las mediciones se realizaron sobre la superficie del terreno y la estructura del subsuelo (capas refractoras) se infieren a través de las técnicas de interpretación basadas en las leyes de propagación de la energía. La refracción o desviación angular que un impulso sísmico sufre cuando pasa de un material a otro, está fundamentado en las leyes de Snell y en el fenómeno de incidencia crítica (CNA, 2007).

### Procesamiento de la información

Dentro de las técnicas empleadas para el procesamiento e interpretación de datos sísmicos se puede mencionar básicamente la de distancia crítica con la que es posible obtener modelos sísmicos de 2 capas y de tiempo de intercepción con la cual es posible obtener modelos sísmicos de 2 o más capas. Un modelo simple de dos capas asociado con sus velocidades a una curva de tiempo de viaje se emplea como base para indicar los principios fundamentales de la refracción sísmica, tal como se muestra a continuación en la **Fig. 4.10**.



**Figura 4.10.** Modelado simple de dos capas (CNA, 2007)



El cambio de pendiente en la curva tiempo de viaje-distancia de los geófonos, que ocurre en la distancia crítica, marca el punto en que el tiempo de viaje refractado de la capa 2 y el tiempo de viaje de la onda directa de la capa 1, llegan al mismo tiempo. La ecuación para la onda directa es sencilla:

$$T_1 = \frac{x}{v_1} \quad \text{ec. 5.1}$$

La ecuación para la onda refractada es, haciendo varios cálculos:

$$T_2 = 2 h_1 \frac{\sqrt{(v_2^2 - v_1^2)}}{v_1 * v_2} + \frac{x}{v_2} \quad \text{ec. 5.2}$$

Para el caso en que  $x = 0$ , se tiene el tiempo de intercepción con el origen:

$$T_1 = 2 h_1 \frac{\sqrt{(v_2^2 - v_1^2)}}{v_1 * v_2} \quad \text{ec. 5.3}$$

De esta ecuación despejamos el espesor  $h_1$  de la capa refractora bajo el punto de tiro

$$h_1 = \frac{(T_{i_1} * v_1 * v_2)}{2 \sqrt{(v_2^2 - v_1^2)}} \quad \text{ec. 5.4}$$

Para el caso de tres capas:

$$h_2 = (v_3 - T_{i_1}) - \left( 2 h_1 \sqrt{v_3^2 - \frac{v_1^2}{v_2}} \right) * \left( \frac{v_2}{2 \sqrt{v_3^2 - v_2^2}} \right) \quad \text{ec. 5.5}$$

Para el caso de cuatro capas:

$$h_3 = \left( (v_4 - T_{i_3}) - \left( 2 h_1 \sqrt{\frac{v_4^2 - v_1^2}{v_1}} \right) - \left( 2 h_2 \sqrt{\frac{v_4^2 - v_2^2}{v_2}} \right) \right) * \left( \frac{v_3}{2 \sqrt{v_4^2 - v_3^2}} \right) \quad \text{ec. 5.6}$$

Alternativamente la distancia crítica puede ser usada en lugar del tiempo de intercepción para determinar el espesor  $h_1$  de la capa refractora bajo el punto de tiro

$$h_1 = \frac{X_c}{2} * \left( \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right) \quad \text{ec. 5.7}$$

Las expresiones anteriores son las ecuaciones básicas para calcular el espesor de la capa refractora en un medio de hasta cuatro capas.

### **Resultados del estudio geofísico**

Los trabajos de gabinete se desarrollaron en 2 etapas: la primera consistió en el análisis y lectura de los sismogramas grabados digitalmente, con el fin de determinar los tiempos de arribo de la onda de propagación "P", para este fin se utilizó la paquetería *Pikwin*, que permite recuperar el registro sísmico en pantalla y seleccionar los tiempos de arribo de las ondas longitudinales a cada geófono detector.

Una vez leídos los tiempos en los sismogramas, se procedió a elaborar la curva tiempo-distancia o dromocrónica para los frentes de onda "P", correspondiente a cada tendido sísmico. La interpretación de la dromocrónica permite determinar la velocidad longitudinal ( $V_p$ ) de cada uno de los estratos detectados del subsuelo, mediante el inverso de la pendiente ajustada que mejor se alinea con la tendencia de los puntos involucrados en cada estrato. Con la determinación de la  $V_p$  y el tiempo de intercepción, se calcula el espesor de los estratos detectados. Como resultado de la exploración geofísica se determinó la distribución en el subsuelo de dos unidades geoelásticas en el sitio de estudio. En la siguiente tabla se indican estas unidades y se resumen sus características de velocidad, espesor y correlación geológica.

**Tabla 4.3. Unidades geofísicas (SCT, 2016-A)**

<b>Unidad sísmica</b>	<b>Velocidad sísmica <math>V_p</math> (m/s)</b>	<b>Espesor (m)</b>	<b>Litología</b>
I	262-615	1-1.2	Suelo areno-arcilloso suelo.
II	1085-1285	Indefinido	Depósitos de talud poco alterados a medianamente alterados.

### **(E) HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO**

Se realizaron los estudios hidrológicos e hidráulicos con el fin de analizar la precipitación y las condiciones hidrográficas de las áreas de aportación que afectan el corte que se encuentra entre los kilómetros 86+515 y 86+745, cuerpo B, con el fin de estimar los gastos de diseño de las estructuras existentes y revisar su correcto funcionamiento, así como

para diseñar las estructuras adicionales que permitan la conducción de los escurrimientos. A continuación, se describen brevemente los trabajos de campo y gabinete que sirvieron para definir las condiciones hidrológicas del talud en estudio, las cuencas de aportación al sitio, los gastos de diseño de las estructuras de drenaje pluvial y las recomendaciones para mejorar la conducción de los escurrimientos en el sitio.

Para caracterizar la precipitación se consideró el uso de las Isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia de la República Mexicana de la *Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)*. Para definir las áreas de aportación se hizo uso del levantamiento topográfico, y para estimar los gastos, con un periodo de retorno de 50 años, se utilizó el método racional.

En el sitio se identificaron diversas obras para la conducción de drenaje pluvial, las cuales se describen en la siguiente tabla.

**Tabla 4.4.** Obras hidráulicas existentes en el sitio de estudio (SCT, 2016-A)

<b>ID</b>	<b>Obra hidráulica</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Sección transversal</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Observaciones</b>
1	Cuneta de mampostería	Del km 86+500 al km 86+742	triangular	1.20 m de ancho por 0.21 m de altura	Requiere limpieza
2	Contracuneta	Del km 86+428 al km 86+774	triangular	1.55 m de ancho por 0.40 m de altura	Zanja sin revestimiento
3	Cuneta de mampostería (camellón central)	Del km 86+539 al km 86+703	triangular	1.20 m de ancho por 0.21 m de altura	En buen estado
4	Lavadero de concreto (camellón central)	Km 86+703	rectangular	1.00 m de base por 0.30 m de altura	Propuesta

En este estudio se revisaron únicamente las obras hidráulicas que se encuentran en el cuerpo B de la vialidad. La cuneta y lavadero del camellón central no conducen agua debido a que la pendiente transversal de la vialidad dirige el agua hacia la cuneta del lado izquierdo.

#### **Recopilación de información**

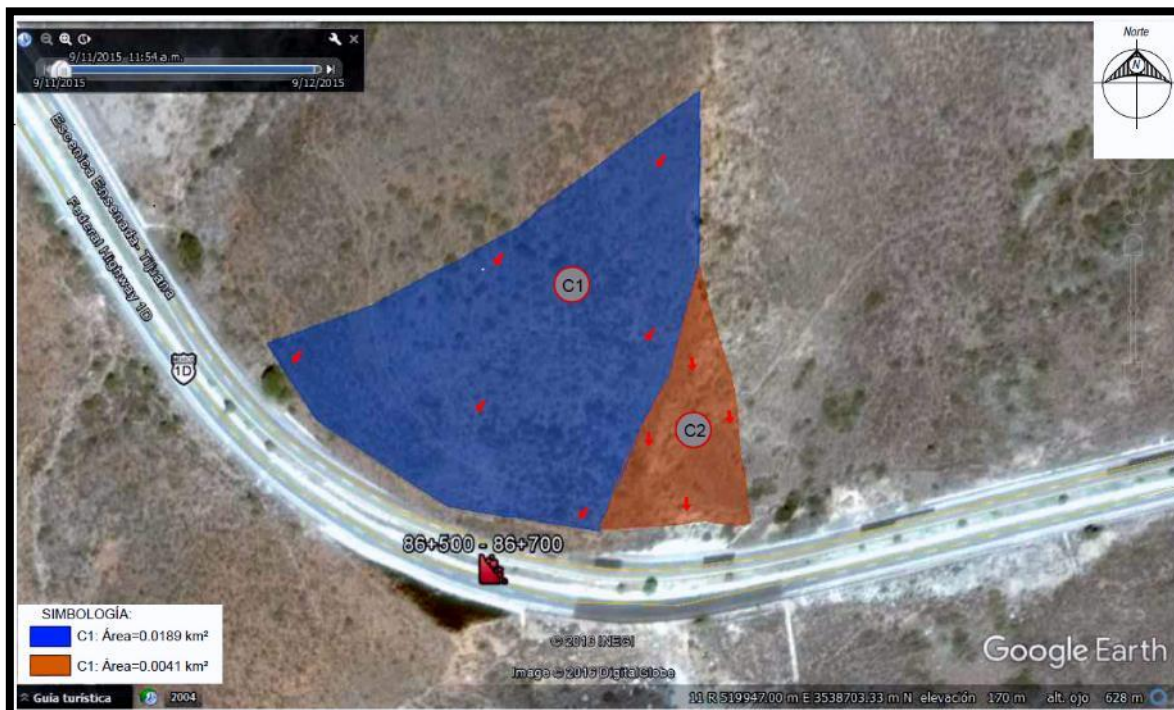
**Áreas de aportación:** se identificó un área de aportación correspondiente a la corona del corte, un área perteneciente al talud y un área de la vialidad. Debido a la configuración

del terreno y a la ubicación de las obras hidráulicas las áreas de aportación son divididas en subáreas que permiten hacer un análisis más preciso de su aportación. En la siguiente tabla se presenta una breve descripción de estas.

**Tabla 4.5. Descripción de las áreas de aportación identificadas (SCT, 2016-A)**

Microcuencas y/o áreas de aportación principales		Subáreas		Superficie (km <sup>2</sup> )
ID	Descripción	sub	descripción	
C	Área de aportación de la corona del corte	C1	Corona del talud, del km 86+440 al km 86+640	0.0189
		C2	Corona del talud, del km 86+640 al km 86+780	0.0041
T	Taludes del corte, cuerpo "B"	T1	Talud del km 86+503 al km 86+767	0.0036
V	Vialidad, cuerpo "B"	V1	Vialidad del km 86+502 al km 86+775	0.0021

Para delimitar y definir las características fisiográficas de las áreas de aportación se utilizaron imágenes satelitales y el levantamiento topográfico, tal como se muestra a continuación.



**Figura 4.11. Áreas de aportación en la corona del corte (SCT, 2016-A)**



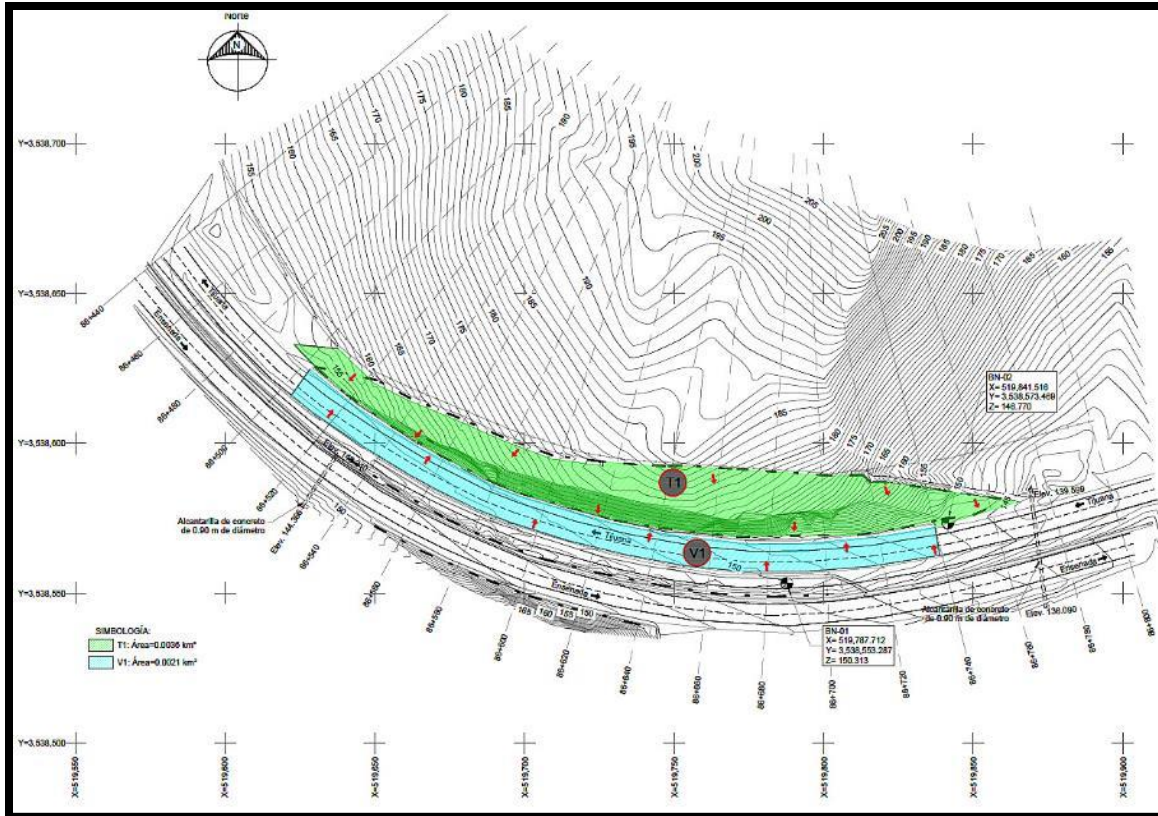


Figura 4.12. Áreas de aportación del talud del corte y vialidad (SCT, 2016-A)

Por otra parte, en la siguiente tabla se resumen las características de las áreas identificadas.

Tabla 4.6. Características de las áreas de aportación (SCT, 2016-A)

Característica	Área			
	C1	C2	T1	V1
Área de la cuenca, $A_c$ ( $km^2$ )	0.019	0.004	0.004	0.002
Longitud del cauce principal, $L$ (km)	0.211	0.111	0.022	0.007
Cota superior (msnm)	227.000	199.000	181.000	149.580
Cota inferior (msnm)	155.000	149.000	149.810	148.800
Desnivel (m)	72.000	50.000	31.190	0.780
Pendiente del cauce principal, $S$ (%)	0.341	0.451	1.443	0.100
Coefficiente de escurrimiento, $C$	0.2000	0.2000	0.2000	0.950

**Precipitación:** Las características de la precipitación se obtuvieron mediante la utilización de isoyetas de la publicación: “*Isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia de la República Mexicana*” de la SCT. El sitio en estudio se ubicó en el mapa geográfico correspondiente e interpolando se estimó el valor de intensidad de lluvia para cada duración de tormenta y periodo de retorno. En la **Tabla 4.7** se muestran los valores de las intensidades estimadas.

Tabla 4.7. Resumen de intensidades en mm/hora, (SCT, 2012)

Tiempo de retorno, <i>Tr</i> (años)	Duración			
	5 min	10 min	20 min	30 min
	0.08 hr	0.17 hr	0.33 hr	0.50 hr
10	92	59	42	35
25	115	72	50	42
50	134	87	58	49
100	150	97	68	55

**Determinación del gasto de diseño**

Para determinar el gasto de diseño se empleó el método *Racional Americano*, mediante la siguiente expresión:

$$Q_p = 0.2778 C i A_c \quad \text{ec. 5.8}$$

En donde:

- $Q_p$  Gasto máximo posible que puede presentarse en la cuenca cuando la duración de la precipitación es igual o mayor que el tiempo de concentración. Conocido también como gasto de equilibrio, en litros por segundo.
- $C$  Coeficiente de escurrimiento que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa. Para las condiciones de la cuenca en estudio su valor se selecciona de acuerdo al tipo de suelo y vegetación.
- $i$  Intensidad de lluvia, en mm/hr.
- $A_c$  Área de la cuenca por drenar, en km<sup>2</sup>

**Coefficiente de escurrimiento:** Los valores recomendados del coeficiente de escurrimiento para suelo arenoso empinado ( $S > 7\%$ ) y para superficies recubiertas son de 0.20 y 0.95, respectivamente.

**Intensidad de lluvia:** La selección de la intensidad de lluvia de diseño depende de la duración de la tormenta, la condición más crítica se presenta cuando la duración es igual al tiempo de concentración. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en llegar el escurrimiento desde el punto más alejado del área de aportación al sitio de



estudio de interés. Para estimar el tiempo de concentración se utilizó la ecuación de Kirpich.

$$t_c = \frac{0.000325 L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad \text{ec. 5.9}$$

En donde:

- $t_c$  Tiempo de concentración, en horas
- $L$  Longitud del cauce principal, en m
- $S$  Pendiente del cauce principal

El tiempo de concentración se obtuvo de acuerdo con las características fisiográficas de las áreas de aportación descritas anteriormente en la **Tabla 4.6**, mientras que los resultados obtenidos se muestran en la **Tabla 4.8**.

**Tabla 4.8.** *Tiempos de concentración para las áreas de aportación identificadas (SCT, 2016-A)*

<b>Cuenca y/o área:</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>T1</b>	<b>V1</b>
$t_c$ (min)	1.8176	0.9960	0.1805	0.2301

Con la información anterior se determinaron los gastos de diseño, para un periodo de retorno de 50 años, considerando las intensidades obtenidas de la publicación “*Isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia de la República Mexicana*” de la **SCT (2012)** y una duración de 5 minutos para las áreas de aportación. Con fines comparativos se estimaron los gastos con el método de las envolventes de gastos máximos de *Creager* y *Lowry*. En la **Tabla 4.9** se presentan los resultados obtenidos en el análisis.

**Tabla 4.9.** *Comparación de gastos obtenidos con tres diferentes métodos en litros por segundo (SCT, 2016-A)*

<b>Cuenca y/o Área de aportación</b>	<b>Racional Americano</b>	<b>Creager</b>	<b>Lowry</b>
C1	140.8899	496.3640	164.7810
C2	30.7406	50.9299	35.9551
T1	26.8743	41.0528	31.4330
V1	73.8381	16.6284	18.1819

**Revisión hidráulica de las obras de drenaje**

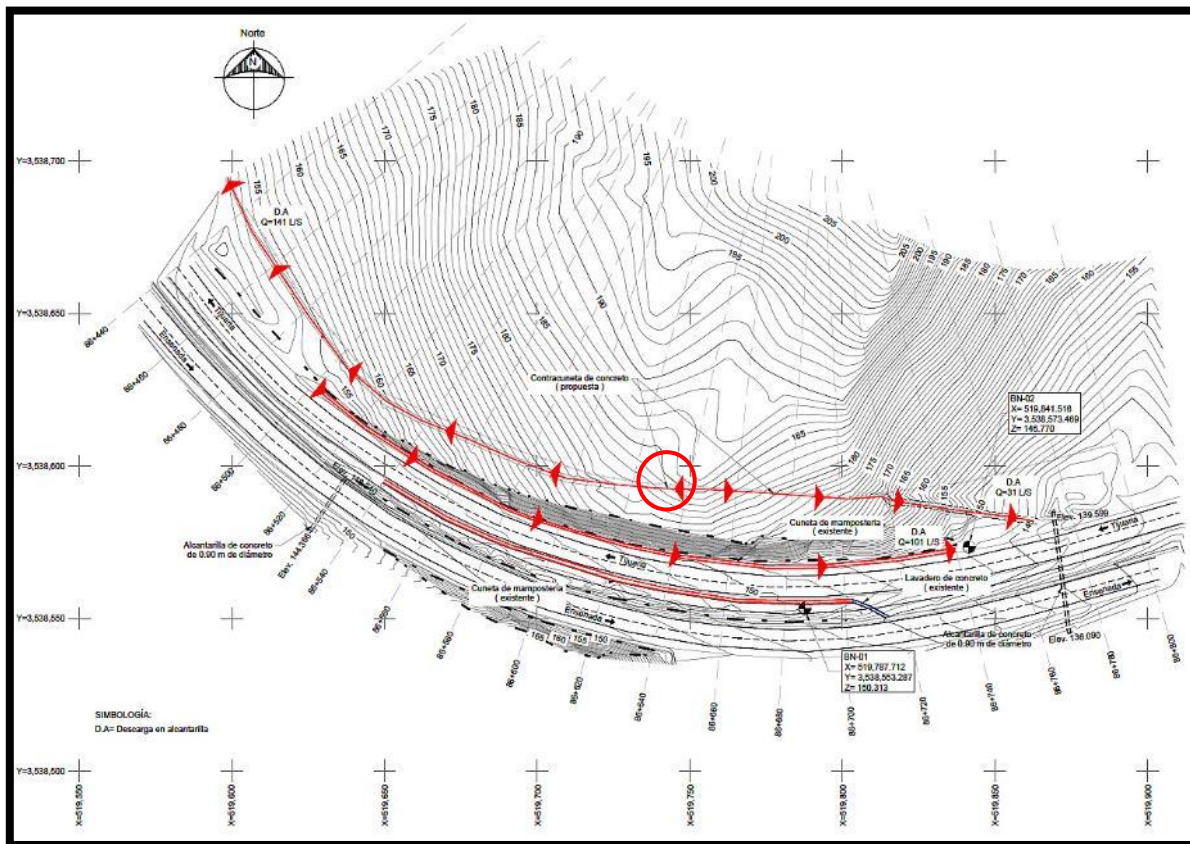
La revisión de las obras de drenaje se efectuó con los gastos obtenidos con el método *Racional Americano*, empleando la fórmula de *Manning* para flujo permanente, mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{A}{n} S^{1/2} R^{2/3} \quad \text{ec. 5.10}$$

En donde:

- $Q$  Capacidad máxima de la obra de drenaje, en m<sup>3</sup>/s
- $A$  Área mojada, en m<sup>2</sup>
- $n$  Coeficiente que depende de la rugosidad de la pared
- $S$  Pendiente de la obra de drenaje
- $R$  Radio hidráulico en m, en función del tirante hidráulico

La ubicación de las obras existentes y propuestas se presenta en la **Fig. 4.13**.



**Figura 4.13.** Ubicación de las obras de drenaje existentes y propuestas (SCT, 2016-A)

La revisión se efectuó haciendo transitar el gasto de diseño por las estructuras de drenaje, con lo cual se obtuvo el tirante asociado a dicho gasto y se comparó contra la altura respectiva de cada obra. En la **Tabla 4.10** se muestran los resultados obtenidos.

**Tabla 4.10.** Revisión de las obras de drenaje (SCT, 2016-A)

<b>Obra Hidráulica</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Área y/o cuenca de aportación a conducir</b>	<b>Gasto total por conducir (lps)</b>	<b>Altura o diámetro (m)</b>	<b>Tirante (m)</b>	<b>Velocidad (m/s)</b>
Cuneta de mampostería	Del km 86+500 al km 86+742	T1, V1	100.7124	0.21	0.1434	1.6614
Contracuneta de concreto (propuesta)	Del km 86+428 al km 86+643	C1	140.8899	0.50	0.0373	3.6949
Contracuneta de concreto (propuesta)	Del km 86+643 al km 86+774	C2	30.7406	0.50	0.0108	2.8190

En resumen, se analizaron los resultados obtenidos y se observó que la sección transversal de las obras existentes y propuestas es suficiente para conducir los gastos obtenidos, para un periodo de retorno de 50 años. Asimismo, se identificó un área de aportación correspondiente a la corona del talud y un área de la vialidad. Del mismo modo, con base en los análisis hidráulicos se pudo verificar que las estructuras hidráulicas analizadas tienen la capacidad de conducir el gasto de diseño estimado con el método racional ( $T_r = 50$  años) para las áreas de aportación identificadas.

#### **(F) GEOTÉCNICOS**

El objetivo del estudio geotécnico es determinar el modelo geológico–geotécnico, y las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen el talud en estudio con el fin de evaluar los posibles mecanismos de inestabilidad, realizar el diseño geotécnico del sistema de anclaje, protección contra intemperismo y sistema de drenaje interno.

#### **Trabajos de campo**

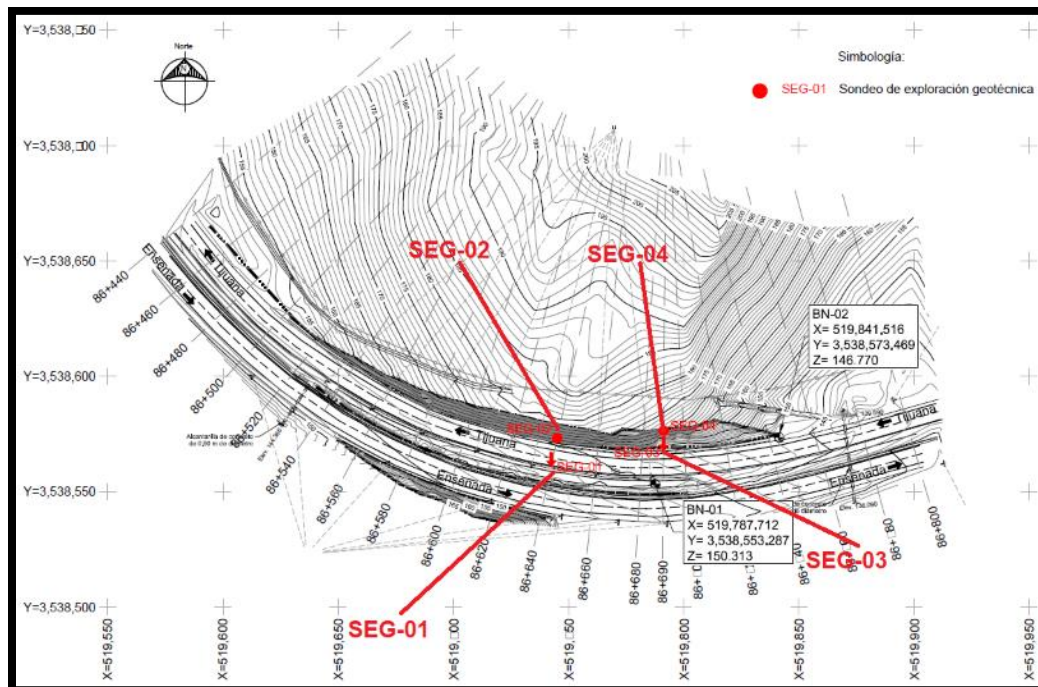
**Sondeos de exploración geotécnica:** Se efectuaron cuatro sondeos de exploración geotécnica (SEG), dos verticales con barril NQ-3 para conocer la estratigrafía por debajo del nivel la carpeta de rodamiento por medio de la recuperación de núcleos de roca; los dos

restantes se realizaron de manera horizontal mediante la técnica de avance controlado con medición de parámetros de perforación para definir el espesor del material alterado en la cara del talud. Las características de los sondeos de exploración geotécnica se presentan a continuación.

**Tabla 4.11.** Sondeos de exploración geotécnica (SCT, 2016-A)

ID	km	orientacion	Profundidad (m)
SEG-01	86+640	vertical	30.0
SEG-02	86+640	horizontal	20.0
SEG-03	86+690	vertical	30.0
SEG-04	86+690	horizontal	20.0

Asimismo, en la **Fig. 4.14** se muestra la localización de los sondeos de exploración geotécnica realizados al talud en estudio.



**Figura 4.14.** Localización de los sondeos de exploración geotécnica (SCT, 2016-A)

**Pozos a cielo abierto:** Se excavaron dos pozos a cielo abierto (PCA), uno en el km 86+690 para definir la estructura del pavimento y otro en el km 86+645 para detallar los suelos superficiales en la corona del corte. En la **Fig. 4.15** se muestra la ubicación de los pozos a cielo abierto.



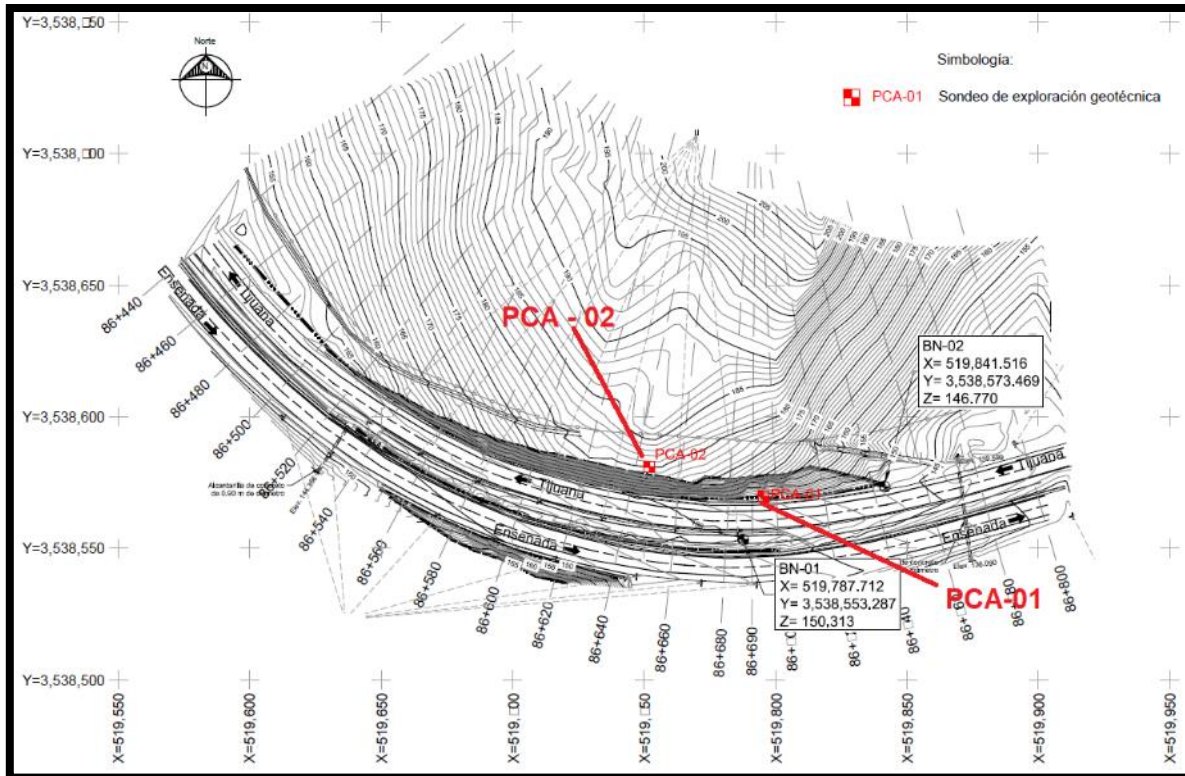


Figura 4.15. Localización de los pozos a cielo abierto (SCT, 2016-A)

**Trabajos de laboratorio:** Las muestras de suelo recuperadas en campo se trasladaron a un laboratorio en donde se les clasificó y determinó sus propiedades índice. Por otra parte, fue imposible extraer muestras inalteradas o realizar pruebas de penetración estándar por la gran cantidad de bloques de roca en los depósitos de talud cementados.

**Interpretación estratigráfica:** La estratigrafía del sitio se definió a partir del estudio geológico, así como de la interpretación de los sondeos de exploración geotécnica y de los diferentes recorridos de inspección efectuados en campo, a partir de los cuales se preparó el modelo geológico-geotécnico el cual incluye planta, perfil y secciones geológicas, tal como se muestra a continuación en las **Figuras 4.16 a 4.18**.

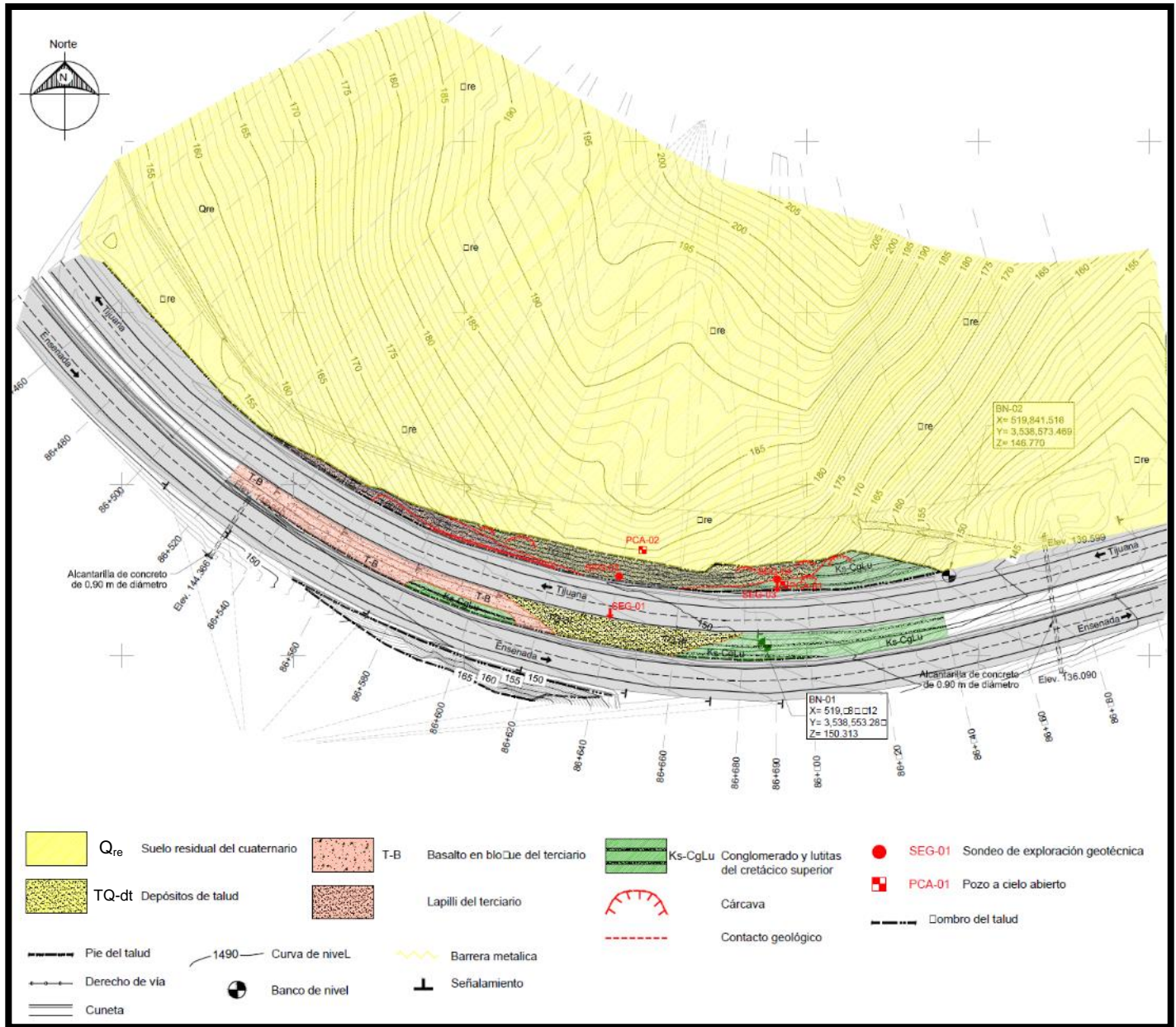


Figura 4.16. Planta geológica-geotécnica del corte ubicado en el km 86+500 al km 86+700, esc. 1:1000 (SCT, 2016-A)



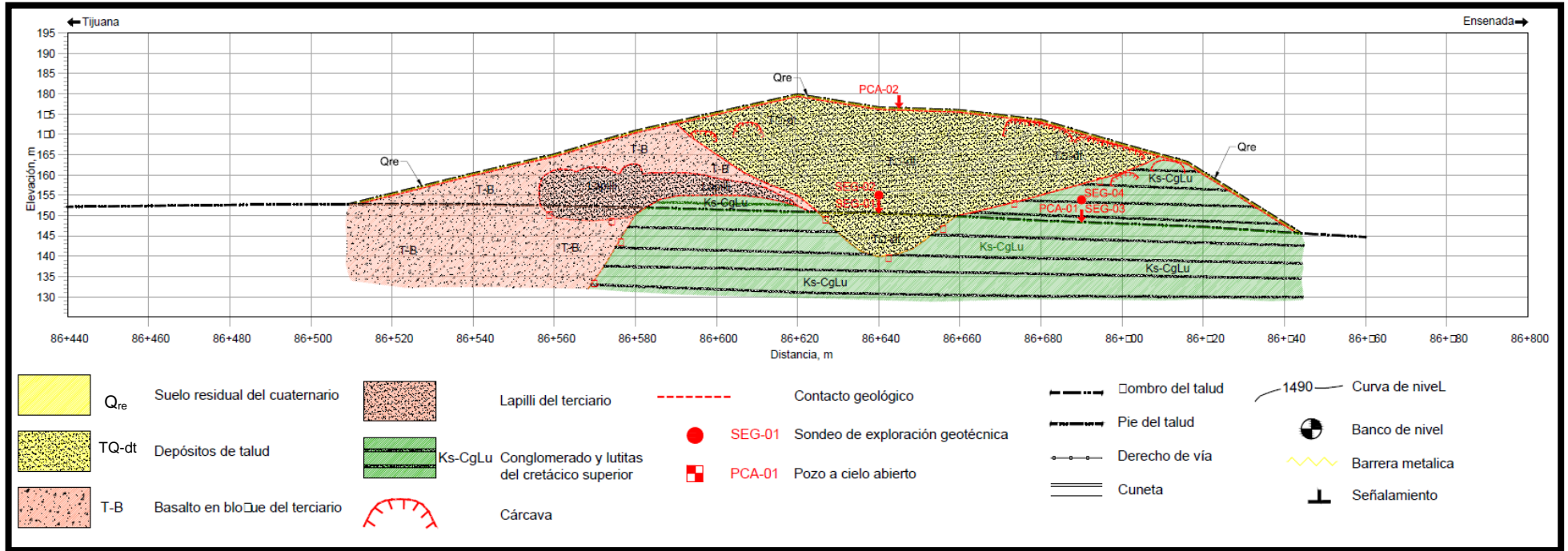
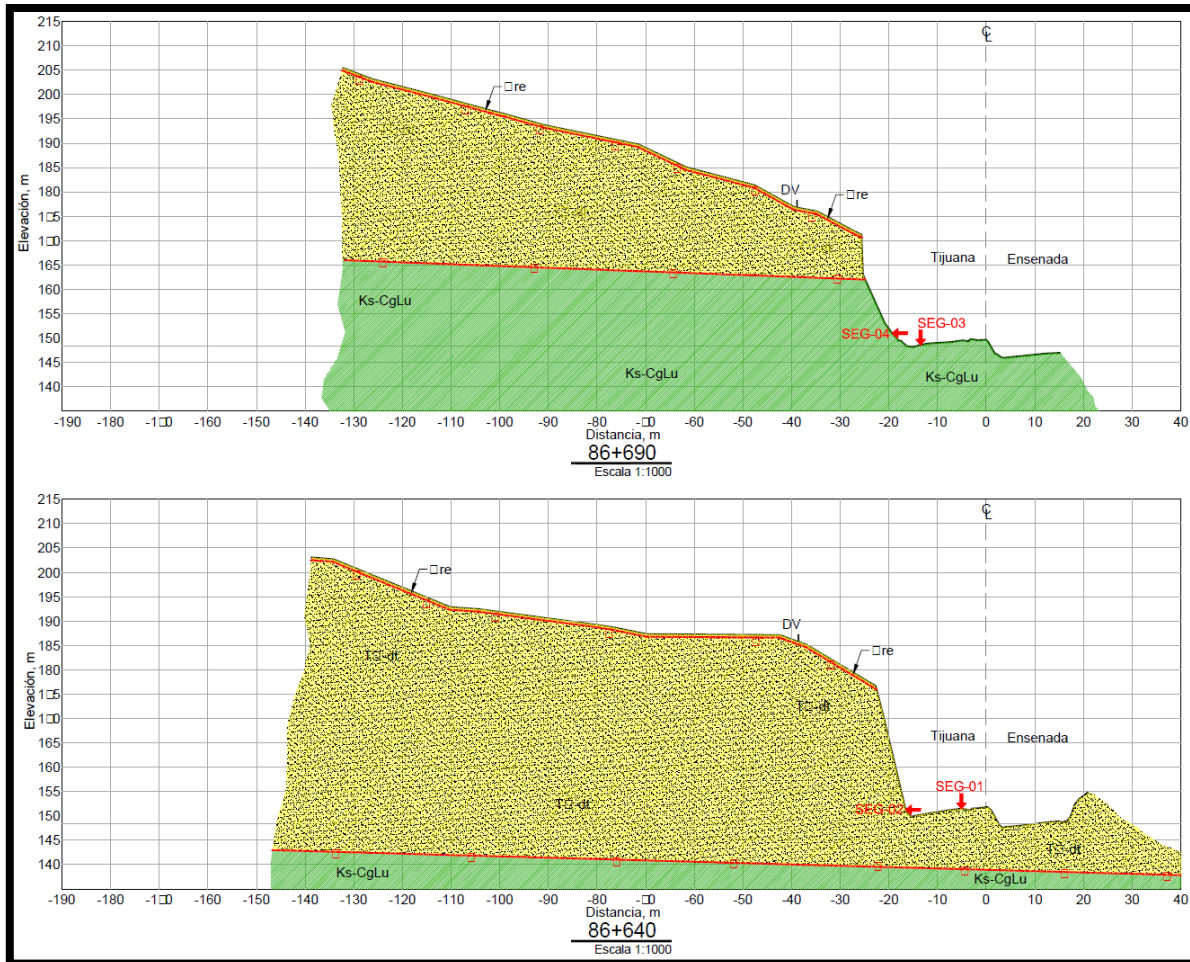


Figura 4.17. Perfil geológico-geotécnico del corte ubicado en el km 86+500 al km 86+700, esc. 1:1000 (SCT, 2016-A)



**Figura 4.18.** Secciones geológicas-geotécnicas del corte ubicado en el km 86+500 al km 86+700, esc. 1:1000 (SCT, 2016-A)

A continuación, se describen los materiales encontrados en los sondeos y pozos a cielo abierto:

**Sondeo de exploración geotécnica SEG-01 (km 86+640):** En este punto se encontraron de 0.0 m a 14.3 m depósitos de talud cementados conformados por bloques de basalto empacados en una matriz limo-arenosa café rojizo. Subyaciendo de 14.3 m a 30.0 m se encontraron intercalaciones de conglomerados y lutitas verde olivo.

**Sondeo de exploración geotécnica SEG-02 (km 86+640):** En este punto se encontraron de 0.0 m a 0.6 m depósitos de talud cementados alterados constituidos por bloques de basalto empacados en una matriz limo arenosa café rojizo. Subyaciendo de 0.6 m



a 20.0 m se encontraron depósitos de talud cementados constituidos por bloques de basalto empacados en una matriz limo arenosa café rojizo.

**Sondeo de exploración geotécnica SEG-03 (km 86+690):** En este punto se encontraron de 0.0 m a 20.0 m intercalaciones de conglomerados y lutitas verde olivo.

**Sondeo de exploración geotécnica SEG-04 (km 86+690):** En este punto se encontraron de 0.0 m a 1.5 m depósitos de talud cementados alterados constituidos por bloques de basalto empacados en una matriz limo arenosa café rojizo. Subyaciendo de 1.5 m a 20.0 m se encontraron depósitos de talud cementados constituidos por bloques de basalto empacados en una matriz limo arenosa café rojizo.

**Pozos a cielo abierto PCA-01 (km 86+690):** Con este método de exploración se encontró de 0.0 m a 0.15 m la carpeta asfáltica. Subyaciendo de 0.15 m a 0.4 m base granular, y de 0.4 m a 1.5 m depósitos de talud cementados.

**Pozos a cielo abierto PCA-02 (km 86+645):** Con este método de exploración se encontró de 0.0 m a 0.15 m capa vegetal. Subyaciendo de 0.15 m a 0.44 m depósitos de talud cementados.

**Diagnostico geotécnico:** El corte está sometido a un fuerte proceso de intemperismo y alteración causado por la exposición de la roca a la intemperie y por el nulo control de los escurrimientos superficiales que descienden de la ladera por falta de una contracuneta. La degradación de la matriz limo arenosa de los depósitos de talud cementados y los basaltos debido a la alteración, ocasiona la caída de bloques de hasta 1.5 m por falta de sustento. Asimismo, la evidencia del avance en el proceso de erosión es la gran cantidad de material que se acumula al pie del talud y en la cuneta. De acuerdo con los sondeos de exploración geotécnica el espesor del material alterado es de hasta 1.5 m en la cara del talud. Por otra parte, las lutitas y conglomerados se erosionan a mayor velocidad en comparación con los depósitos de talud cementados y los materiales volcánicos, lo que ocasiona que algunos bloques queden sin apoyo por la erosión del material subyacente.

**Parámetros de diseño:** Las propiedades de resistencia mínimas de los depósitos de talud cementados se estimaron a partir de un análisis inverso (*back analysis*), debido a que fue imposible extraer muestras inalteradas o realizar pruebas de penetración estándar. Un análisis inverso tiene como propósito reproducir las condiciones que provocarán en su momento un posible deslizamiento del talud, por lo cual se debe emplear la información topográfica descrita anteriormente y los pesos volumétricos determinados en laboratorio.

Se puede utilizar el análisis inverso para determinar la resistencia del material en la superficie de deslizamiento del talud, o bien la resistencia del material requerida para alcanzar un factor de seguridad determinado. Para este caso los parámetros de resistencia del talud se determinaron tomando como punto de calibración el mecanismo de falla observado en sitio, la exploración geotécnica y los estudios geofísicos, así como los análisis de equilibrio límite.

El programa *Slide V.5.* permite realizar el análisis inverso de dos variables simultáneas, ya que es posible determinar los valores posibles de cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción ( $\phi$ ) que corresponden a un rango de factor de seguridad establecido. Se emplea una distribución uniforme para ambos parámetros ( $c$  y  $\phi$ ) debido a que se asume que son variables desconocidas, una distribución uniforme asegurará que las muestras aleatorias sean generadas de forma igual sobre el rango completo de cada variable, por lo que cualquier par de valores de  $c$  y  $\phi$  que caen en la línea de tendencia deben proporcionar un factor de seguridad aproximadamente al establecido, en este caso  $FS_{min} < 1.5$  (Reyes et al., 2012).

A continuación, se presentan los parámetros de diseño obtenidos mediante un análisis inverso ( $c$  y  $\phi$ ) y  $\gamma$  (mediante laboratorio) utilizando en programa *Slide V.5.*

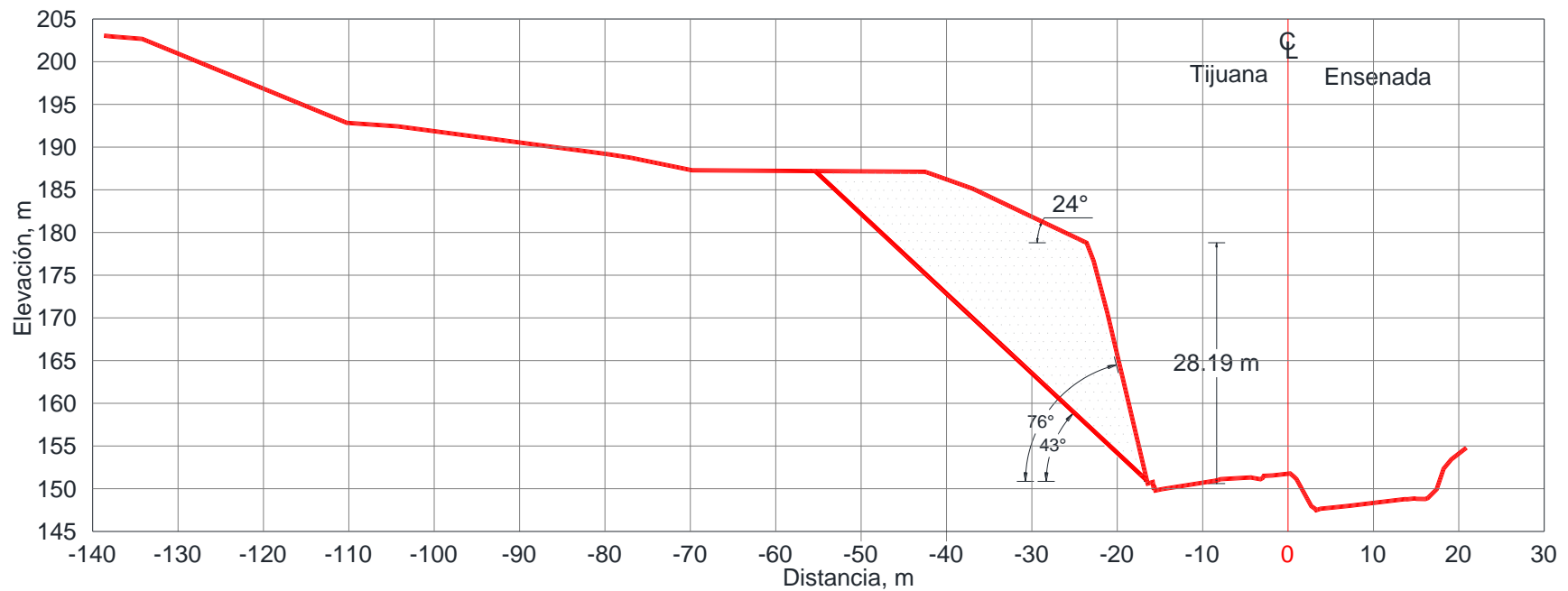
$$c = 9.6 \text{ t/m}^2, \phi = 25^\circ, \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$



**4.1.2. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD MEDIANTE DIFERENTES MÉTODOS, SIN CONSIDERAR EL USO DE ANCLAS**

**(A) DEMÉNEGHI (2015)**

A continuación se presenta el perfil del talud en estudio con sus respectivas dimensiones.



**Figura 4.19.** Perfil del talud en estudio, km 86+640, escala 1:1000 (SCT, 2016-A)



**Parámetros para determinar el factor de seguridad mínimo ( $FS_{min}$ ) sin considerar el uso de anclas**

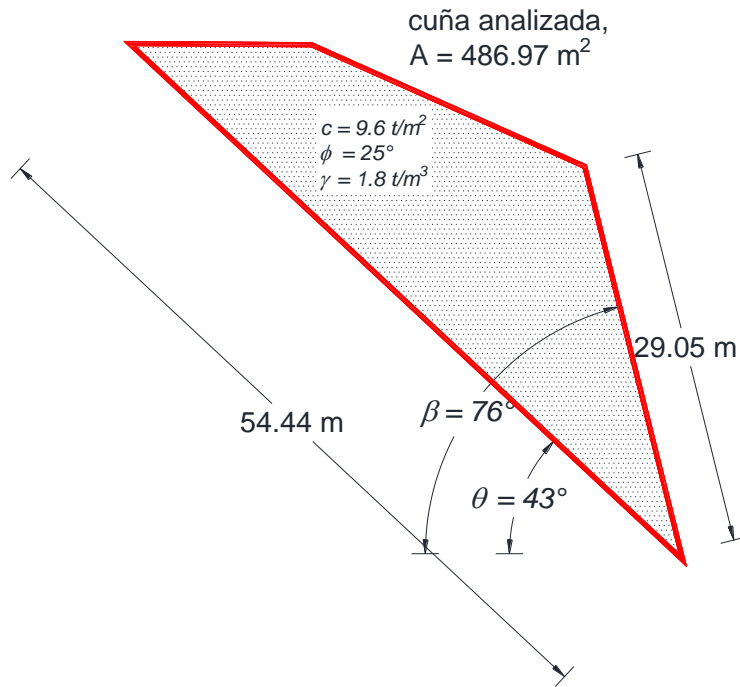
Inclinación natural del talud, $\beta = 76^\circ$	Altura del talud, $H = 28.19\text{ m}$
Inclinación de la corona del talud, $\alpha = 24^\circ$	Coficiente sísmico horizontal, $c_{sh} = 0.18^*$
Ángulo de la superficie de falla, $\theta = 43^\circ$	Coficiente sísmico vertical, $c_{sv} = 0.00$
Sobre carga, $Q = 0.0\text{ t/m}^2$	Factor de seguridad de diseño, $FS_d = 1.5$
Fuerza de anclaje, $AN = 0\text{ t/m}^2$	*Deméneghi (2015)

Por otra parte, además de los datos anteriores, en la superficie de falla del talud se consideraron los siguientes los parámetros de diseño, peso volumétrico ( $\gamma$ ), ángulo de fricción ( $\phi$ ) y cohesión ( $c$ ), los últimos dos fueron determinados mediante un análisis inverso considerando un  $FS < 1.5$  con el fin de definir la cuña de falla asociada al  $FS_{min}$ .

$$\gamma = 1.8\text{ t/m}^3, \phi = 25^\circ, c = 9.6\text{ t/m}^2$$

A continuación se presenta el desarrollo del cálculo del factor de seguridad sin considerar el uso de anclas. Se hicieron iteraciones variando el ángulo de la superficie de falla ( $\theta$ ) de tal forma que con cada variación de  $\theta$  se obtiene su correspondiente factor de seguridad, hasta encontrar el  $FS_{min}$  dentro de un rango de valores para  $\theta$ . Para el talud en estudio el rango de variación de  $\theta$  fue  $26^\circ$  hasta  $54^\circ$  ya que fuera de este rango los resultados del  $FS_{min}$  son incongruentes.

**Determinación del área de la cuña:** debido a que la cuña de falla resulto tener una geometría de un polígono y no un triángulo isósceles el área se determinó mediante el uso de un programa de dibujo.



**Figura 4.20.** Determinación del área de la cuña de falla del talud analizado considerando  $\theta = 43^\circ$

**Peso de la cuña de falla**

$$W = \gamma A = (1.80)(486.97) = 876.54 \text{ t/m}$$

**Determinación de la fuerza  $V$ :**

$$V = W + Q - S_v = 876.54 + 0 - 0 = 876.54 \text{ t}$$

**Determinación de la fuerza sísmica horizontal,  $S_h$ :**

$$S_h = c_{sh}(W + Q) = 0.18 (876.54 + 0) = 157.78 \text{ t}$$

**Sumatoria de fuerzas resistentes,  $\Sigma F_R$** 

$$\Sigma F_R = cL + (V \cos \theta - S_h \text{ sen } \theta) \tan \phi$$

$$\Sigma F_R = (9.6)(54.44) + (876.54 \cos 43 - 157.78 \text{ sen } 43) \tan 25 = 771.38 \text{ t}$$

**Sumatoria de fuerzas actuantes,  $\Sigma F_A$** 

$$\Sigma F_A = V \text{ sen } \theta + S_h \cos \theta$$

$$\Sigma F_A = (876.54 \text{ sen } 43) + (157.78 \cos 43) = 713.19 \text{ t}$$

En esta parte del presente trabajo se está analizando al talud en estudio sin el uso de anclas por lo cual la fuerza de anclaje será  $AN = 0.0 \text{ t}$ . Por lo tanto, el factor de seguridad para cuando  $\theta = 43^\circ$  es:

$$FS = \frac{\Sigma F_R + AN}{\Sigma F_A}$$

$$FS = \frac{771.38 + 0.0}{713.19} = 1.08$$

El factor de seguridad obtenido (sin considerar el uso de anclas) mediante el método de *Deméneghi (2015)* resulta menor al factor de seguridad mínimo ( $FS_{min} \geq 1.5$ ) recomendado en *Rodríguez (2018)* para garantizar que el talud es estable, por lo cual es necesario aumentar el factor de seguridad mediante el uso de anclas.

A continuación, en la **Tabla 4.12** se presenta el cálculo de los factores de seguridad (*FS*) variando el ángulo de la superficie de falla ( $\theta$ ) de 26° a 54°. Del mismo modo en la **Fig. 4.21** se muestra la variación del *FS* con respecto a  $\theta$  y se indica el valor crítico del ángulo de la superficie de falla ( $\theta_{crit}$ ) cuando el factor de seguridad es mínimo, 43° y 1.08 respectivamente.

**Tabla 4.12.** Determinación del factor de seguridad mínimo del talud analizado mediante el método de **Deméneghi (2015)**

$\theta$ (°)	<i>H</i> (m)	$\beta$ (°)	$\alpha$ (°)	<i>L</i> <sub>1</sub> (m)	<i>L</i> <sub>2</sub> (m)	<i>A</i> (m <sup>2</sup> )	<i>W</i> (t)	<i>S</i> <sub><i>h</i></sub> (t)	<i>V</i> (t)	<i>c L</i> <sub>2</sub> (t-m)	$\Sigma F$ <sub><i>R</i></sub> (t)	$\Sigma F$ <sub><i>A</i></sub> (t)	<i>AN</i> (t)	<i>FS</i> <sub><i>min</i></sub>
26	28.19	76	24	29.05	95.88	1223.71	2202.68	396.48	2202.68	920.45	1762.58	1321.95	0.00	1.33
27	28.19	76	24	29.05	91.13	1146.97	2064.54	371.62	2064.54	874.85	1653.96	1268.40	0.00	1.30
28	28.19	76	24	29.05	86.85	1078.40	1941.12	349.40	1941.12	833.76	1556.48	1219.81	0.00	1.28
29	28.19	76	24	29.05	82.98	1015.26	1827.47	328.95	1827.47	796.61	1467.56	1173.68	0.00	1.25
30	28.19	76	24	29.05	79.46	957.83	1724.10	310.34	1724.10	762.82	1386.71	1130.81	0.00	1.23
31	28.19	76	24	29.05	76.25	905.10	1629.18	293.25	1629.18	732.00	1312.76	1090.45	0.00	1.20
32	28.19	76	24	29.05	72.53	845.56	1522.00	273.96	1522.00	696.29	1230.47	1038.87	0.00	1.18
33	28.19	76	24	29.05	70.05	811.54	1460.78	262.94	1460.78	672.48	1176.98	1016.12	0.00	1.16
34	28.19	76	24	29.05	67.08	770.54	1386.98	249.66	1386.98	643.97	1115.06	982.56	0.00	1.13
35	28.19	76	24	29.05	64.88	732.72	1318.89	237.40	1318.89	622.85	1063.14	950.95	0.00	1.12
36	28.19	76	24	29.05	63.29	696.89	1254.40	225.79	1254.40	607.58	1018.92	919.99	0.00	1.11
37	28.19	76	24	29.05	61.79	662.77	1192.98	214.74	1192.98	593.18	977.20	889.45	0.00	1.10
38	28.19	76	24	29.05	60.38	630.21	1134.38	204.19	1134.38	579.65	937.86	859.29	0.00	1.09
39	28.19	76	24	29.05	59.06	599.09	1078.37	194.11	1078.37	566.98	900.80	829.49	0.00	1.09
40	28.19	76	24	29.05	57.80	569.31	1024.75	184.46	1024.75	554.88	865.65	800.00	0.00	1.08
41	28.19	76	24	29.05	56.62	540.75	973.35	175.20	973.35	543.55	832.50	770.80	0.00	1.08
42	28.19	76	24	29.05	55.50	513.33	923.99	166.32	923.99	532.80	801.10	741.87	0.00	1.08
43	28.19	76	24	29.05	54.44	486.97	876.54	157.78	876.54	522.62	771.38	713.19	0.00	1.08
44	28.19	76	24	29.05	53.43	461.59	830.85	149.55	830.85	512.93	743.18	684.74	0.00	1.09
45	28.19	76	24	29.05	52.48	437.12	786.81	141.63	786.81	503.81	716.54	656.50	0.00	1.09
46	28.19	76	24	29.05	51.58	413.50	744.30	133.97	744.30	495.17	691.32	628.47	0.00	1.10
47	28.19	76	24	29.05	50.72	390.67	703.21	126.58	703.21	486.91	667.38	600.62	0.00	1.11
48	28.19	76	24	29.05	49.90	368.59	663.46	119.42	663.46	479.04	644.67	572.95	0.00	1.13
49	28.19	76	24	29.05	49.13	347.19	624.95	112.49	624.95	471.65	623.25	545.46	0.00	1.14
50	28.19	76	24	29.05	48.39	326.45	587.61	105.77	587.61	464.54	602.89	518.12	0.00	1.16
51	28.19	76	24	29.05	47.69	306.31	551.36	99.24	551.36	457.82	583.66	490.94	0.00	1.19
52	28.19	76	24	29.05	47.03	286.74	516.13	92.90	516.13	451.49	565.52	463.91	0.00	1.22
53	28.19	76	24	29.05	46.39	267.70	481.86	86.74	481.86	445.34	548.27	437.03	0.00	1.25
54	28.19	76	24	29.05	45.79	249.17	448.50	80.73	448.50	439.58	532.06	410.30	0.00	1.30

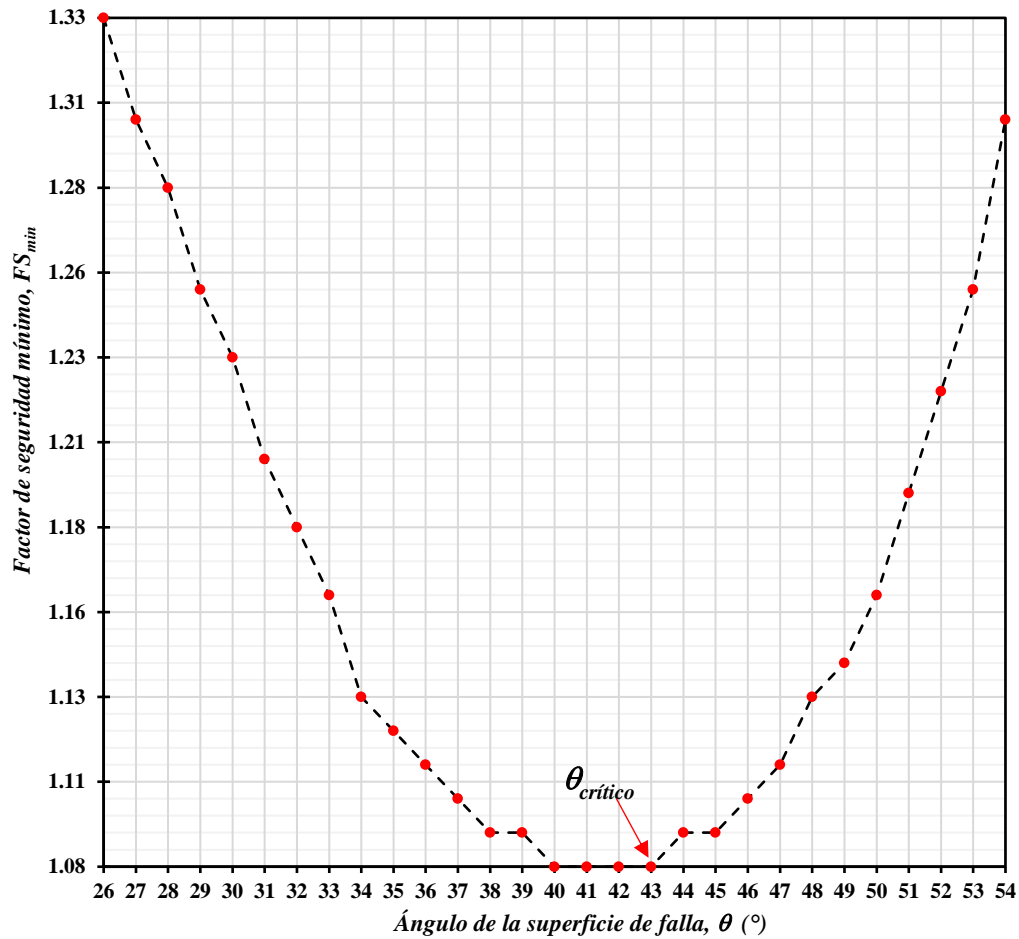


Figura 4.21. Variación del  $FS_{min}$  con respecto al ángulo de la superficie de falla ( $\theta$ )

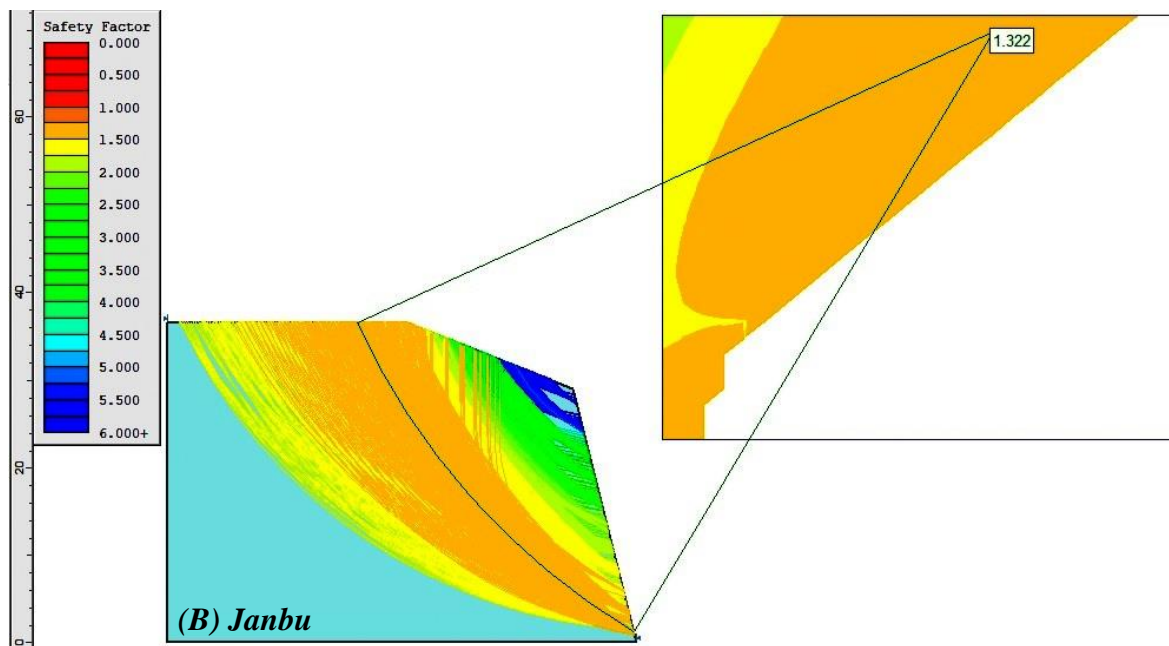
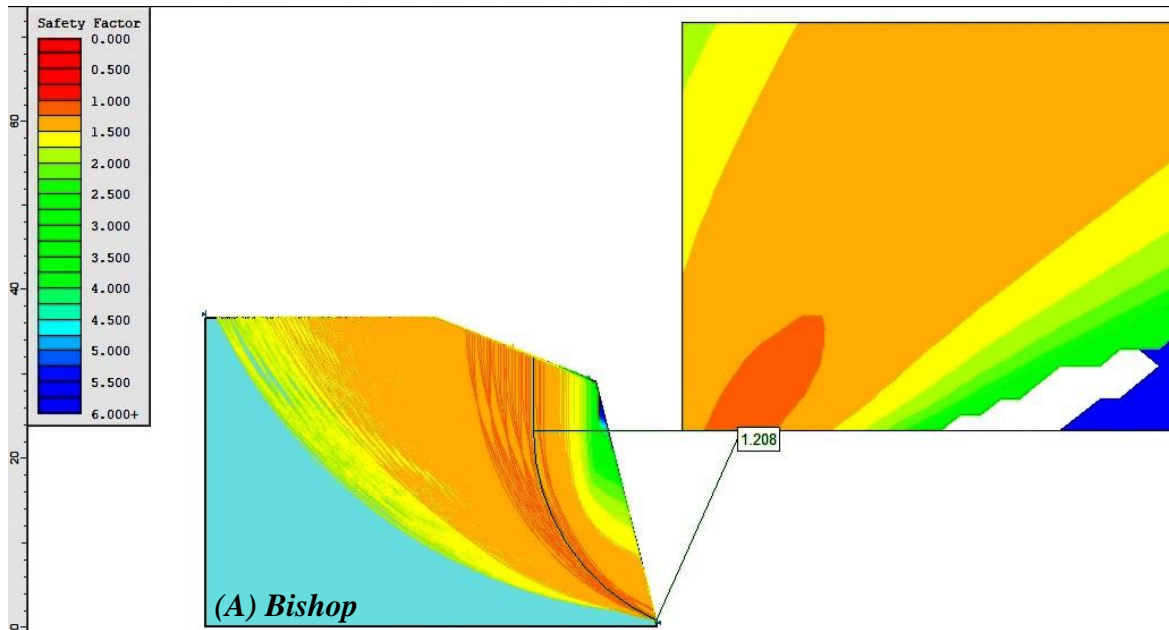
**(B) MÉTODOS TRADICIONALES**

A continuación, se presenta la determinación del Factor de Seguridad mínimo ( $FS_{min}$ ) del talud en estudio mediante los métodos de: (a) Bishop, (b) Janbu, (c) Morgenstern-Price, (d) Ordinario-Fellenius, y (e) Spencer; por medio de los programas Slide V 5.0 y GeoStudio 2012. Se consideraron los siguientes datos para ser introducidos en los programas:

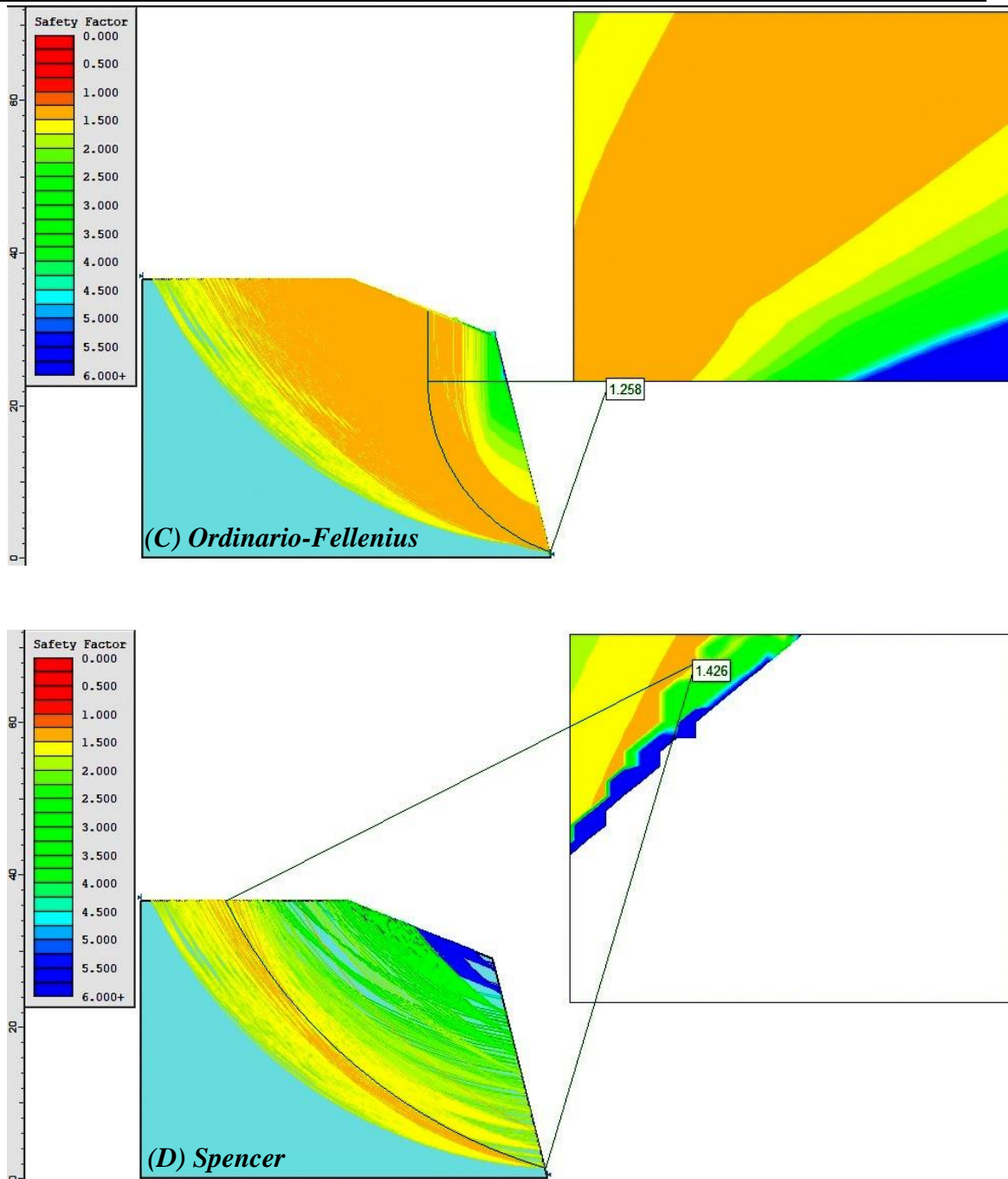
$$\begin{array}{llll} \beta = 76^{\circ} & c = 9.6 \text{ t/m}^2 & Q = 0.0 \text{ t/m}^2 & \alpha = 24^{\circ} \\ \phi = 25^{\circ} & \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 & H = 28.19 \text{ m} & \end{array}$$

No se asigna un valor determinado para un ángulo de superficie de falla ( $\theta$ ) ya que este valor se determina solamente en el método de Deméneghi (2015) mediante iteraciones con el fin de estimar  $FS$  asociado a cada valor de  $\theta$  hasta encontrar el mínimo, mientras que en los programas utilizados en esta sección se determina el  $FS_{min}$  en función de las propiedades de los materiales y geometría del talud.

Slide V 5.0:

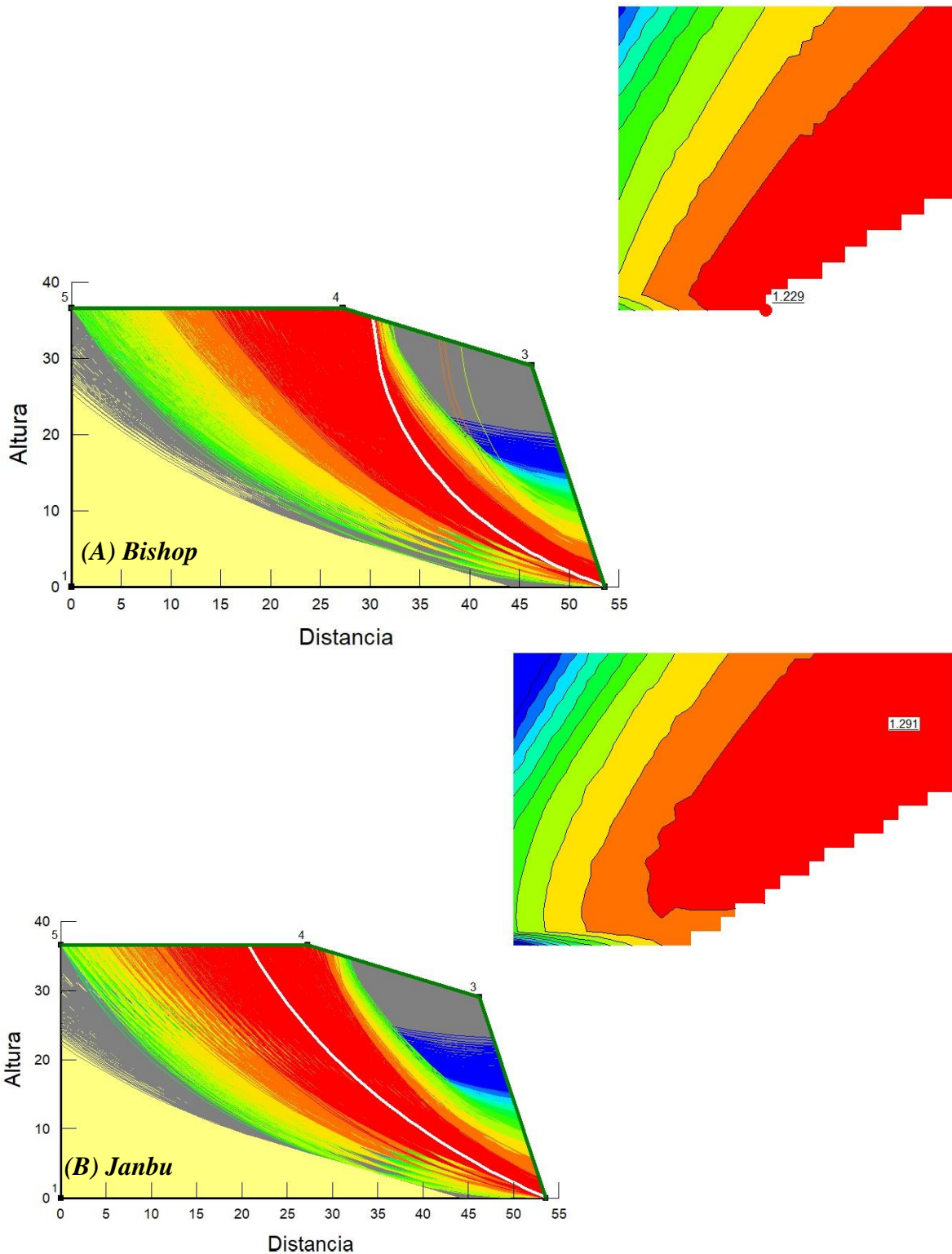


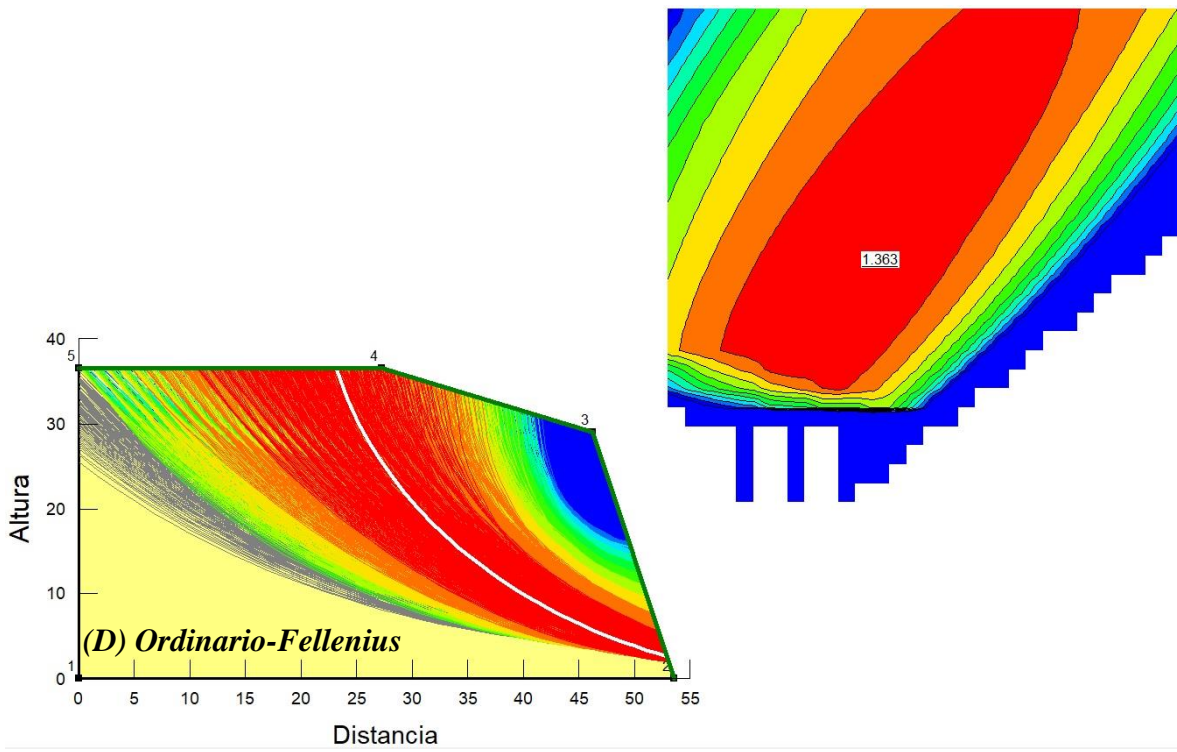
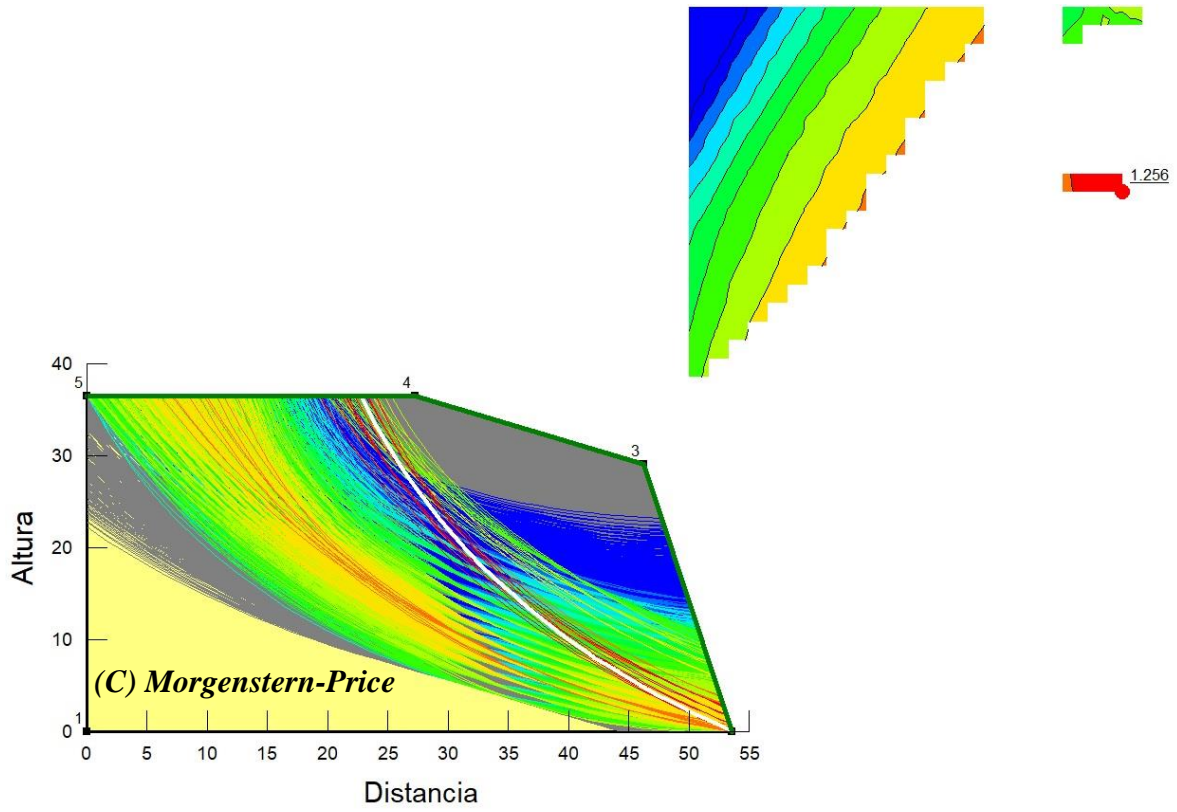


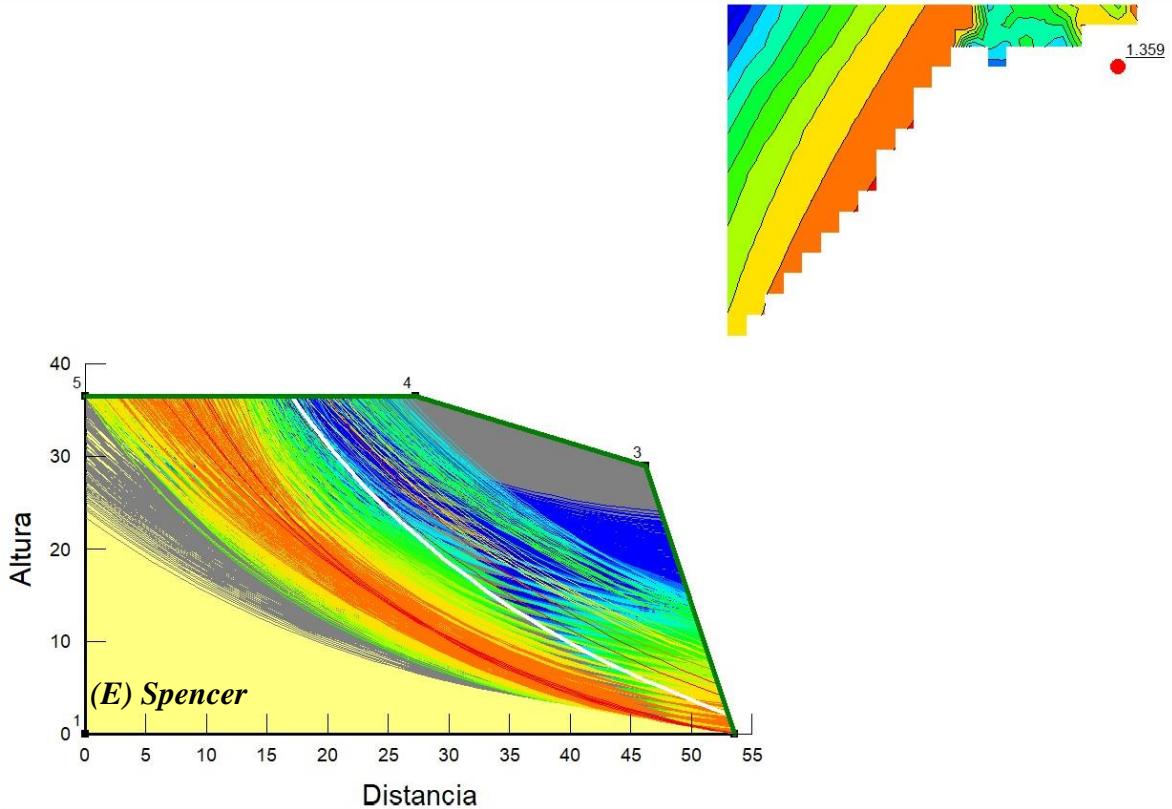


**Figura 4.22.** Determinación del FS mínimo obtenido con el programa Slide V5.0: (a) Bishop,  $FS_{min} = 1.208$ , (b) Janbu,  $FS_{min} = 1.322$ , (c) Ordinario-Fellenius,  $FS_{min} = 1.258$ , y (d) Spencer,  $FS_{min} = 1.426$

GeoStudio 2012:







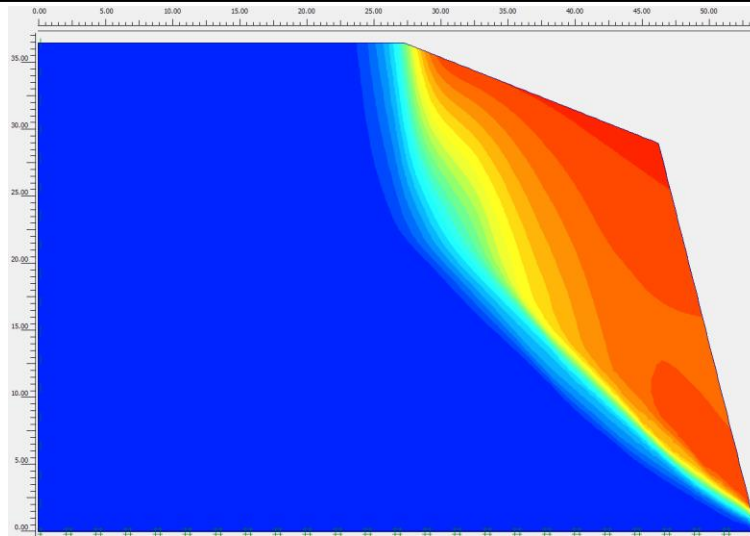
**Figura 4.23.** Determinación del  $FS_{min}$  obtenido con el programa GeoStudio 2012: (a) Bishop,  $FS_{min} = 1.229$ , (b) Janbu,  $FS_{min} = 1.291$ , (c) Morgenstern-Price,  $FS_{min} = 1.256$ , (d) Ordinario-Fellenius,  $FS_{min} = 1.363$ , y (e) Spencer,  $FS_{min} = 1.359$

### (C) MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

A continuación, se presenta la determinación del  $FS_{min}$  del talud en estudio mediante un análisis con Elementos Finitos, para lo cual se empleó el programa *Plaxis V.8.5* con el cual se obtuvo un  $FS_{min} = 1.086$ . Se consideraron los siguientes parámetros para realizar el análisis correspondiente:

$$\begin{aligned} \beta &= 76^\circ & c &= 9.6 \text{ t/m}^2 & Q &= 0.0 \text{ t/m}^2 & \alpha &= 24^\circ \\ \phi &= 25^\circ & \gamma &= 1.8 \text{ t/m}^3 & H &= 28.19 \text{ m} \end{aligned}$$





**Figura 4.24.** Determinación de la superficie de falla y del  $FS_{min}$  obtenido con el programa Plaxis V.8.5 ( $FS_{min} = 1.086$ )

En la **Tabla 4.13** se muestran los resultados del cálculo del  $FS_{min}$  obtenido mediante diferentes métodos y sin considerar el uso de anclas.

**Tabla 4.13.** Resumen de resultados de la determinación del  $FS_{min}$  mediante varios métodos

Método	Slide V6.0	GeoStudio 2012
Bishop	1.208	1.229
Janbu	1.322	1.291
Morgenstern-Price	-	1.256
Ordinario-Fellenius	1.258	1.363
Spencer	1.426	1.359
Deméneghi	1.080	
Plaxis V.8.5	1.086	

#### 4.1.3. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CON ANCLAS (A) DEMÉNEGHI (2015)

A continuación, se muestran los parámetros de diseño necesarios para realizar el diseño de las anclas, considerando el uso de torones de acero, se muestra el desarrollo del cálculo considerando una altura de colocación  $y_1 = 2.0 \text{ m}$  el procedimiento es similar para las demás alturas de colocación de las anclas.

$$\begin{array}{llll}
 \beta = 76^\circ & H = 28.19 \text{ m} & FS_y = 1.5 & y_1 = 2.0 \text{ m} \\
 \alpha = 24^\circ & FS_d = 1.5 & c_{sh} = 0.18 & f_y = 158112 \text{ t/m}^2 \\
 \theta = 43^\circ & \eta = 20^\circ & c_{sv} = 0.00 & Q = 0.0 \text{ t/m}^2
 \end{array}$$

En donde:

$y_1$  Altura en donde se colocarán las anclas, el arreglo se hace de tal forma que se garantice una distribución uniforme de las anclas sobre todo el talud.



- $\beta$  Inclinación natural del talud
- $\alpha$  Ángulo de inclinación de la corona del talud
- $\theta$  Ángulo de la superficie de falla
- $H$  Altura del talud
- $FS_d$  Factor de seguridad de diseño
- $\eta$  Inclinación de las anclas con respecto a la horizontal recomendada por **Cunha (2018)**. Se ha observado que una inclinación de  $20^\circ$  favorece a un mejor flujo de la lechada, asimismo entre más se supere este valor la eficiencia de las anclas va disminuyendo considerablemente, el mínimo recomendado es de  $15^\circ$ .
- $FS_y$  Factor de seguridad acero
- $c_{sh}$  Coeficiente sísmico horizontal
- $c_{sv}$  Coeficiente sísmico vertical
- $f_y$  Fluencia del acero
- $Q$  Sobre carga

Asimismo, los parámetros empleados para el diseño de las anclas en el cuerpo del talud son los siguientes: peso volumétrico ( $\gamma$ ), ángulo de fricción ( $\phi$ ) y cohesión ( $c$ ), los últimos dos fueron determinados mediante un análisis inverso considerando un  $FS_d < 1.5$ .

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, \phi = 25^\circ, c = 9.6 \text{ t/m}^2$$

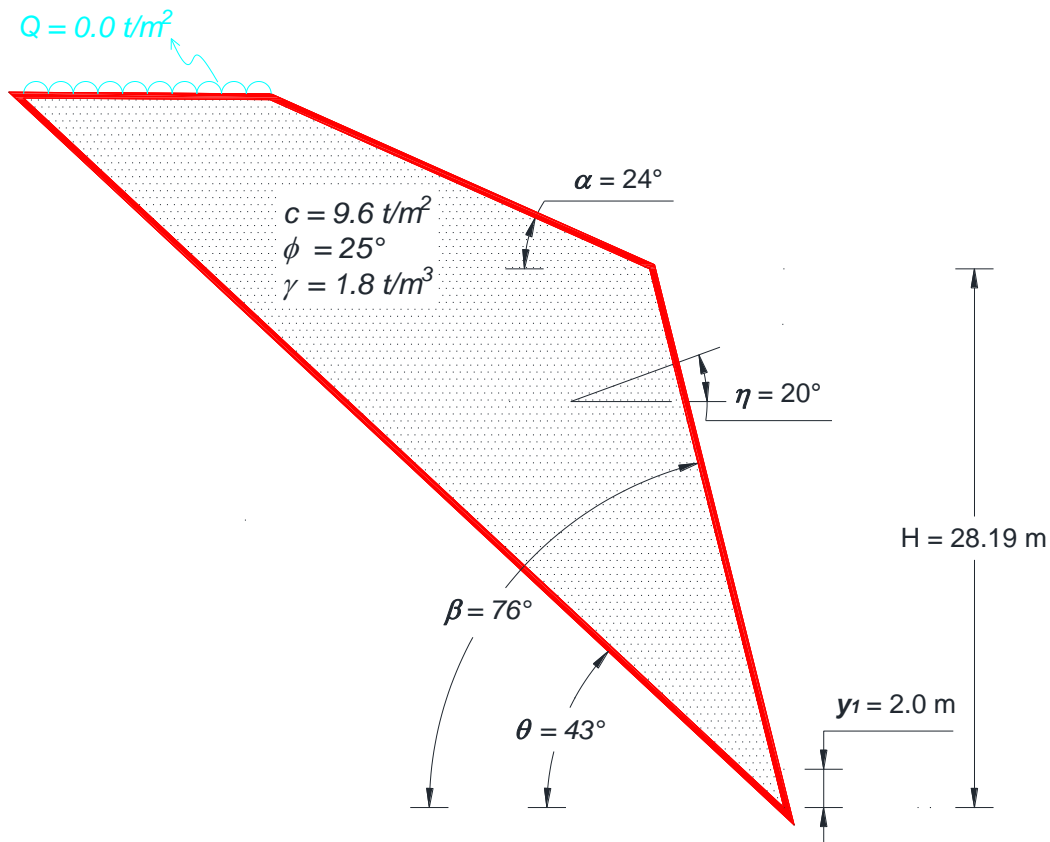


Figura 4.25. Representación esquemática del talud analizado

Previamente en el análisis sin la consideración del uso de anclas se determinó la magnitud de las fuerzas actuantes y resistentes de tal forma que:

$$\Sigma F_R = 771.38 t, \text{ y } \Sigma F_A = 713.19 t$$

Con los datos anteriores se procede al cálculo de la **Fuerza de anclaje (AN)**, la cual será:

$$AN = (FS_d)\Sigma F_A - \Sigma F_R$$

$$AN = (1.5)(713.19) - 771.38 = 298.41 t$$

**Fuerza de tensión en el sistema de anclaje (T):**

$$T = \frac{AN}{\cos(90^\circ - \theta - \eta) \tan \phi}$$

Se propone una inclinación de las anclas:  $\eta = 20^\circ$

$$T = \frac{298.41}{\cos(90 - 43 - 20) \tan 25} = 718.22 t$$

**Fuerza en una ancla (T<sub>1</sub>):**

$T_1$  será igual a  $T$  multiplicada por la distancia horizontal entre anclas, para este caso se propone igual a 2.0 m (se ha observado en campo que las anclas instaladas a una separación mayor a 3.5 m la eficiencia disminuye; *Cunha, 2018*), y dividida entre el número de hileras de anclas las cuales serán 14 en incrementos de 2.0 m hasta alcanzar la altura del talud de 28.0 m.

$$T_1 = \frac{T (\text{distancia horizontal entre anclas})}{\text{número de hileras de anclas}}$$

$$T_1 = \frac{(718.22)(2.0)}{14} = 102.60 t$$

**El área de una ancla ( $A_1$ )**

Se propone usar un Torón de acero de designación número 13, de grado 1725 MPa, (175901 t/m<sup>2</sup>) y de baja relajación, con las características indicadas a continuación en la **Tabla 4.14**.

**Tabla 4.14. Requisitos de límite de fluencia (ASTM 2006)**

Designación de Torón No	Diámetro de Torón			Carga inicial		Área de acero del Torón			Mínima carga a extensión de 1%				$f_y$ (t/m <sup>2</sup> )
									baja relajación		relajación normal		
	(mm)	(in)	(cm)	(kN)	(t)	(mm <sup>2</sup> )	(in <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(kN)	(t)	(kN)	(t)	
<b>GRADO: 1725 MPa, [175901 t/m<sup>2</sup>]</b>													
6	6.4	0.250	0.64	4.0	0.41	23.2	0.036	2.323E-05	36.00	3.67	34.00	3.47	158002
8	7.9	0.313	0.79	6.5	0.66	37.4	0.058	3.742E-05	58.10	5.92	54.70	5.58	158275
9	9.5	0.375	0.95	8.9	0.91	51.6	0.08	5.161E-05	80.10	8.17	75.60	7.71	158200
11	11.1	0.438	1.11	12.0	1.22	69.7	0.108	6.968E-05	108.10	11.02	102.30	10.43	158149
13	12.7	0.500	1.27	16.0	1.63	92.9	0.144	9.290E-05	144.10	14.69	136.20	13.88	158112
15	15.2	0.600	1.52	24.0	2.45	139.4	0.216	1.394E-04	216.20	22.04	204.20	20.82	158149
<b>GRADO: 1860 MPa, [189667 t/m<sup>2</sup>]</b>													
9	9.53	0.375	0.953	10.2	1.04	54.8	0.085	5.484E-05	92.10	9.39	87.00	8.87	171200
11	11.11	0.438	1.111	13.8	1.41	74.2	0.115	7.419E-05	124.10	12.65	117.20	11.95	170505
13	12.70	0.500	1.27	18.4	1.88	98.7	0.153	9.871E-05	165.30	16.85	156.10	15.91	170705
13a	13.20	0.520	1.32	20.0	2.04	107.7	0.0167	1.077E-05	180.10	18.36	170.10	17.34	1703966
14	14.29	0.563	1.429	23.0	2.34	123.9	0.0192	1.239E-05	207.00	21.10	195.50	19.93	1703463
15	15.24	0.500	1.524	26.1	2.66	140.0	0.217	1.400E-04	234.60	23.91	221.50	22.58	170817
18	17.78	0.700	1.778	35.3	3.60	189.7	0.294	1.897E-04	318.00	32.42	300.20	30.60	170901

*Nota: Los valores indicados en cada sistema no son exactamente equivalentes; por eso, cada sistema debe ser utilizado independientemente del otro. La combinación de valores de los dos sistemas puede resultar en una no conformidad con esta especificación*

$$A_1 = \frac{T_1(FS_y)}{f_y}$$

$$A_1 = \frac{102.60 (1.5)}{158112} = 9.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**El diámetro del ancla ( $D$ ) será:**

$$D = \sqrt{\frac{4A_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(9.73 \times 10^{-4})}{\pi}} = 0.0352 \text{ m} = 3.52 \text{ cm}$$

Por resistencia estructural se necesita un torón de diámetro igual a 3.52 cm que cumpla con un área de acero mínima de  $9.73 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ . Sin embargo, como este diámetro no es comercial, se propone un arreglo de 8 torones de diámetro igual a 0.5 in cada uno, los cuales en conjunto aportarán un área de acero igual a  $1.01 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ .



**Tabla 4.15.** Determinación de las distancias geométricas del talud en estudio considerando el primer nivel de anclas ( $y_1 = 2.0 \text{ m}$ )

$y_1$ (m)	$L_e$ (m)	$L$ (m)	$L'$ (m)	$y_{E1}$ (m)	$x_{A4}$ (m)	$y_{A4}$ (m)	$x_{A2}$ (m)	$y_{A2}$ (m)	$y_{B1}$ (m)	$y_{E2}$ (m)	$y_{A1}$ (m)	$x_{A1}$ (m)	$x_{E1}$ (m)	$x_{B1}$ (m)	$L_B$ (m)
2	11.40	13.7	1.26	1.57	7.98	32.01	2.62	11.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	1.00

$$y_{A1} \text{ (m)} = 28.19$$

$$K_0 = 0.58$$

$$N_\phi = 2.46$$

$$x_{A1} \text{ (m)} = 7.03$$

A partir de la información de la tabla anterior se puede determinar las siguientes magnitudes:

$$pv_4 = q + \gamma \left[ y_{A4} - y_1 + \left( L' + L_b + \frac{L_e}{2} \right) \text{sen } \eta \right]$$

No se está considerando una sobrecarga, por lo cual  $q = 0.0 \text{ t}$ , y además se analiza el primer nivel de anclas, por lo cual  $y_1 = 2.0 \text{ m}$ .

$$pv_4 = 0 + 1.8 \left[ 32.01 - 2.00 + \left( 1.26 + 1.00 + \frac{11.40}{2} \right) \text{sen } 20 \right] = 58.91 \text{ t/m}^2$$

$$pv_2 = q + (y_{A2} - y_{E2})\gamma$$

$$pv_2 = 0 + (11.37 - 1.23)1.8 = 18.25 \text{ t/m}^2$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } 25 = 0.58$$

$$\sigma_2 = pv_2(K_0 \cos^2 \eta + \text{sen}^2 \eta)$$

$$\sigma_2 = 18.25 (0.58 \cos^2 20 + \text{sen}^2 20) = 11.48 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_4 = pv_4(K_0 \text{sen}^2 \eta + \cos^2 \eta)$$

$$\sigma_4 = 58.91 (0.58 \text{sen}^2 20 + \cos^2 20) = 56.02 \text{ t/m}^2$$

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen } 25}{1 - \text{sen } 25} = 2.46^\circ$$

$$P_p = N_\phi \sigma_2 + 2 c \sqrt{N_\phi}$$

$$P_p = (2.46)(11.48) + 2 (9.6) \sqrt{2.46} = 58.35 \text{ t/m}^2$$

La fuerza resistente proporcionada por el ancla vale  $T_{Ic}$ :



$$T_{1c} = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + \sigma_4 \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} P_p A_{bulbo}$$

En donde:

$FS_{adh}$  Factor de seguridad por adherencia igual a 1.5

$FS_p$  Factor de seguridad por adherencia igual a 1.5

$\omega_1$  Perímetro de la pieza

$\delta$  Ángulo de fricción interna entre el suelo y la roca

$\alpha_1$  Coeficiente que depende de la consistencia del suelo, para el talud en estudio será igual a 0.8

$A_{bulbo}$  Área del bulbo

Se propone un diámetro del bulbo ( $D_{bulbo}$ ) de 0.15 m. Por lo cual se procede a calcular el perímetro y el área del bulbo.

$$\omega_1 = \frac{2 \pi D_{bulbo}}{2}$$

$$\omega_1 = \frac{2 \pi (0.15)}{2} = 0.47 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

$$\delta = \frac{2}{3} (25) = 16.67^\circ$$

$$A_{bulbo} = \sqrt{\frac{4D_{bulbo}}{\pi}}$$

$$A_{bulbo} = \sqrt{\frac{(4)(0.15)}{\pi}} = 0.44 \text{ m}^2$$

$$T_{1c} = \frac{1}{1.5} (0.47) [(0.80)(9.6) + (56.02)(\tan 16.67)](11.40) + \frac{1}{1.5} (58.35)(0.44)$$

$$T_{1c} = 104.47 \text{ t}$$

Se cumple que:

$$\begin{aligned} T_{1c} &\geq T_I \\ 104.47 \text{ t} &\geq 102.60 \text{ t} \end{aligned}$$

En la **Tabla 4.16** se muestran las iteraciones con incrementos de  $L_e$  hasta que  $T_{1c} \geq T_I$ . Se observa que sólo hasta cuando  $L_e = 11.40 \text{ m}$ ,  $T_{1c} (104.47 \text{ t}) \geq T_I (102.60 \text{ t})$  lo cual implica

que la longitud total del ancla ( $L$ ) será de 13.66 m como mínimo, considerando una altura del primer nivel de anclas ( $y_I$ ) igual a 2.0 m.

**Tabla 4.16.** Variación de  $L_e$  hasta que  $T_{1c} \geq T_I$

Le (m)	L (m)	L' (m)	y <sub>EI</sub> (m)	x <sub>A4</sub> (m)	y <sub>A4</sub> (m)	x <sub>A2</sub> (m)	y <sub>A2</sub> (m)	y <sub>B1</sub> (m)	y <sub>E2</sub> (m)	y <sub>A1</sub> (m)	x <sub>A1</sub> (m)	x <sub>E1</sub> (m)	x <sub>B1</sub> (m)	pv <sub>4</sub> (t/m <sup>2</sup> )	pv <sub>2</sub> (t/m <sup>2</sup> )	K <sub>0</sub> -	σ <sub>2</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>4</sub> (t/m <sup>2</sup> )	N <sub>φ</sub> -	P <sub>p</sub> (t/m <sup>2</sup> )	T <sub>1c</sub> (t)	T <sub>I</sub> (t)
5.00	7.26	1.26	1.57	4.97	19.93	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	35.21	16.45	0.58	10.35	33.48	2.46	55.58	44.04	102.60
5.50	7.76	1.26	1.57	5.21	20.90	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	37.10	16.45	0.58	10.35	35.28	2.46	55.58	47.74	102.60
6.00	8.26	1.26	1.57	5.44	21.82	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	38.91	16.45	0.58	10.35	37.00	2.46	55.58	51.57	102.60
6.50	8.76	1.26	1.57	5.68	22.78	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	40.80	16.45	0.58	10.35	38.80	2.46	55.58	55.61	102.60
7.00	9.26	1.26	1.57	5.91	23.70	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	42.61	16.45	0.58	10.35	40.52	2.46	55.58	59.76	102.60
7.50	9.76	1.26	1.57	6.15	24.67	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	44.50	16.45	0.58	10.35	42.31	2.46	55.58	64.12	102.60
8.00	10.26	1.26	1.57	6.38	25.59	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	46.31	16.45	0.58	10.35	44.03	2.46	55.58	68.60	102.60
8.50	10.76	1.26	1.57	6.62	26.55	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	48.20	16.45	0.58	10.35	45.83	2.46	55.58	73.31	102.60
9.00	11.26	1.26	1.57	6.85	27.47	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	50.01	16.45	0.58	10.35	47.55	2.46	55.58	78.11	102.60
9.50	11.76	1.26	1.57	7.09	28.44	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	51.90	16.45	0.58	10.35	49.35	2.46	55.58	83.15	102.60
10.00	12.26	1.26	1.57	7.32	29.36	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	53.72	16.45	0.58	10.35	51.08	2.46	55.58	88.29	102.60
10.50	12.76	1.26	1.57	7.56	30.32	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	55.60	16.45	0.58	10.35	52.87	2.46	55.58	93.66	102.60
11.00	13.26	1.26	1.57	7.79	31.24	2.62	10.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	57.42	16.45	0.58	10.35	54.60	2.46	55.58	99.13	102.60
11.40	13.66	1.26	1.57	7.98	32.01	2.62	11.37	2.00	1.23	28.19	7.03	1.68	0.50	58.91	18.25	0.58	11.48	56.02	2.46	58.35	104.47	102.60

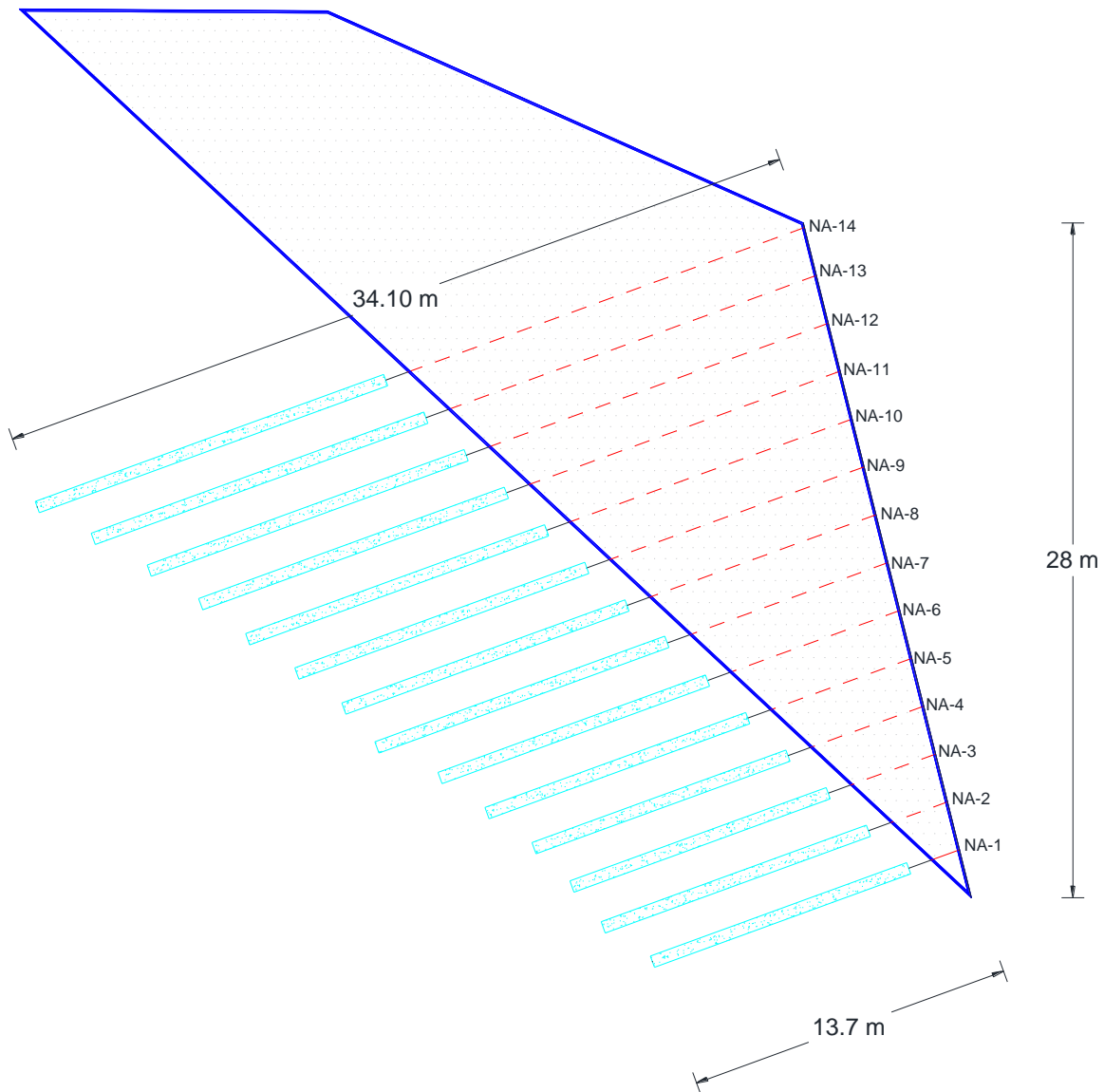
A continuación, en la **Tabla 4.17** se resumen los resultados del cálculo de las longitudes y tensión de las anclas a diferentes alturas de instalación.

**Tabla 4.17.** Longitud de las anclas a diferentes niveles de instalación

Nivel de anclaje	y <sub>I</sub> (m)	Le (m)	L (m)	L' (m)	y <sub>EI</sub> (m)	x <sub>A4</sub> (m)	y <sub>A4</sub> (m)	x <sub>A2</sub> (m)	y <sub>A2</sub> (m)	y <sub>B1</sub> (m)	y <sub>E2</sub> (m)	x <sub>E1</sub> (m)	x <sub>B1</sub> (m)	pv <sub>4</sub> (t/m <sup>2</sup> )	pv <sub>2</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>4</sub> (t/m <sup>2</sup> )	P <sub>p</sub> (t/m <sup>2</sup> )	T <sub>1c</sub> (t)	T <sub>I</sub> (t)
NA-1	2	11.40	13.7	1.26	1.57	7.98	32.01	2.62	11.37	2.00	1.23	1.68	0.50	58.91	18.25	11.48	56.02	58.35	104.47	102.60
NA-2	4	11.80	15.3	2.52	3.14	9.85	29.41	4.31	17.29	4.00	2.80	3.37	1.00	51.54	26.08	16.41	49.01	70.48	103.33	102.60
NA-3	6	11.40	16.2	3.78	4.71	11.35	30.11	5.99	23.51	6.00	4.37	5.05	1.50	49.86	34.45	21.67	47.41	83.42	102.61	102.60
NA-4	8	11.30	17.3	5.04	6.28	12.98	30.76	7.67	28.40	8.00	5.93	6.73	1.99	48.17	40.45	25.45	45.80	92.72	102.95	102.60
NA-5	10	11.60	18.9	6.30	7.85	14.80	31.56	9.35	29.13	10.00	7.50	8.41	2.49	46.87	38.93	24.49	44.57	90.36	102.93	102.60
NA-6	12	11.90	20.5	7.56	9.41	16.62	32.35	11.03	29.86	12.00	9.07	10.10	2.99	45.56	37.42	23.54	43.32	88.02	102.82	102.60
NA-7	14	12.20	22.0	8.82	10.98	18.45	33.14	12.72	30.59	14.00	10.64	11.78	3.49	44.26	35.91	22.59	42.09	85.69	102.67	102.60
NA-8	16	12.60	23.7	10.08	12.55	20.32	33.96	14.40	31.32	16.00	12.21	13.46	3.99	43.02	34.40	21.64	40.91	83.35	103.13	102.60
NA-9	18	12.90	25.2	11.34	14.12	22.15	34.75	16.09	32.05	18.00	13.78	15.14	4.49	41.72	32.89	20.69	39.67	81.01	102.82	102.60
NA-10	20	13.30	26.9	12.60	15.69	24.02	35.56	17.77	32.78	20.00	15.35	16.83	4.99	40.48	31.37	19.74	38.49	78.67	103.11	102.60
NA-11	22	13.60	28.5	13.86	17.26	25.84	36.36	19.45	33.51	22.00	16.92	18.51	5.49	39.17	29.86	18.79	37.25	76.34	102.65	102.60
NA-12	24	14.10	30.2	15.12	18.83	27.75	37.04	21.13	34.24	24.00	18.49	20.19	5.98	37.74	28.35	17.84	35.89	74.00	103.12	102.60
NA-13	26	14.80	32.2	16.38	20.40	29.77	37.04	22.81	34.98	26.00	20.06	21.87	6.48	35.13	26.86	16.90	33.40	71.69	103.02	102.60
NA-14	28	15.50	34.1	17.64	21.97	31.78	37.04	24.50	35.71	28.00	21.62	23.56	6.98	32.52	25.36	15.95	30.92	69.35	102.61	102.60

y<sub>A1</sub> (m) = 28.19      K<sub>0</sub> = 0.58      N<sub>φ</sub> = 2.46      x<sub>A1</sub> (m) = 7.03

En la siguiente figura se representan las diferentes longitudes de los 14 niveles de anclas incluyendo el bulbo de empotramiento y la longitud libre de cada ancla. Se indican únicamente la longitud más corta (NA-1 = 13.7 m) y la más larga (NA-14 = 34.1 m), así como la distribución que tendrán en el cuerpo del talud.

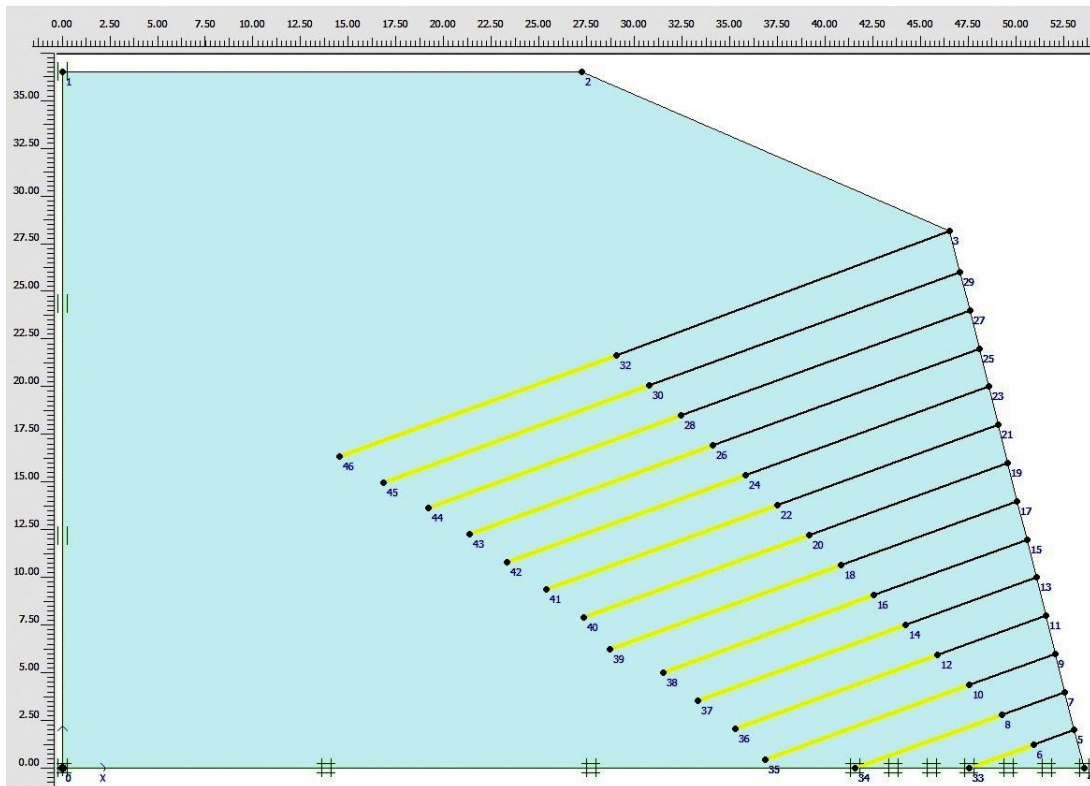


**Figura 4.27.** Representación esquemática de la distribución de las anclas en el cuerpo del talud estudiado

**(B) MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)**

En esta parte de este trabajo se presenta el análisis de estabilidad del talud en estudio mediante el uso de un programa que utiliza elementos finitos (*PLAXIS 2D*) para estimar el Factor de Seguridad (*FS*), desplazamientos horizontales y verticales, entre otras deformaciones. Se hace una estimación del *FS* considerando las mismas características utilizadas mediante el método de *Deméneghi (2015)*, tales como número de anclas, longitud libre y del bulbo, dimensiones del talud, separación horizontal y vertical entre anclas, características y propiedades del suelo que compone al talud en estudio, entre otros.

A continuación, en la *Fig. 4.28* se presenta el modelo geotécnico del talud en estudio, se aprecia el arreglo de anclaje propuesto mediante el método de *Deméneghi (2015)* con separaciones a cada 2.0 m y su respectiva longitud libre, así como la longitud de cada bulbo de empotramiento. Asimismo, en la *Fig. 4.29* se muestran las deformaciones que presenta el talud considerando una estabilidad mediante el arreglo de anclas propuesto. Cuando las anclas están trabajando el *FS* aumenta de 1.086 a 1.650 el cual es aceptable y garantiza que el talud es estable, del mismo modo se comprueba que el arreglo de anclas propuesto en la sección anterior es correcto.



*Figura 4.28. Modelado geotécnico del talud en estudio en el programa PLAXIS 2D, considerando el uso de anclas y un talud homogéneo*

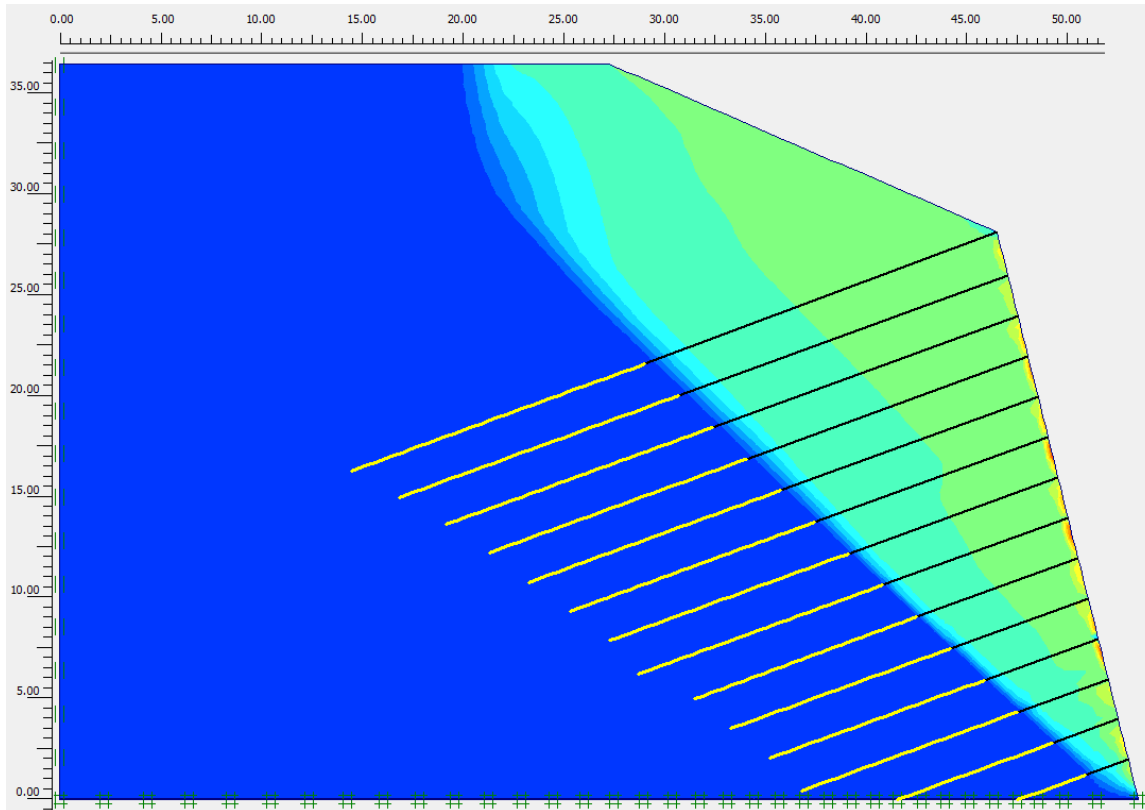


Figura 4.29. Talud estabilizado mediante el sistema de anclaje propuesto ( $FS = 1.65$ )

#### 4.1.4. SISTEMA DE DRENAJE

En esta parte del presente trabajo se presenta la propuesta para de las obras hidráulicas que permitan la captación y el desalajo correcto del agua con el fin de contribuir en la estabilidad del talud en estudio.

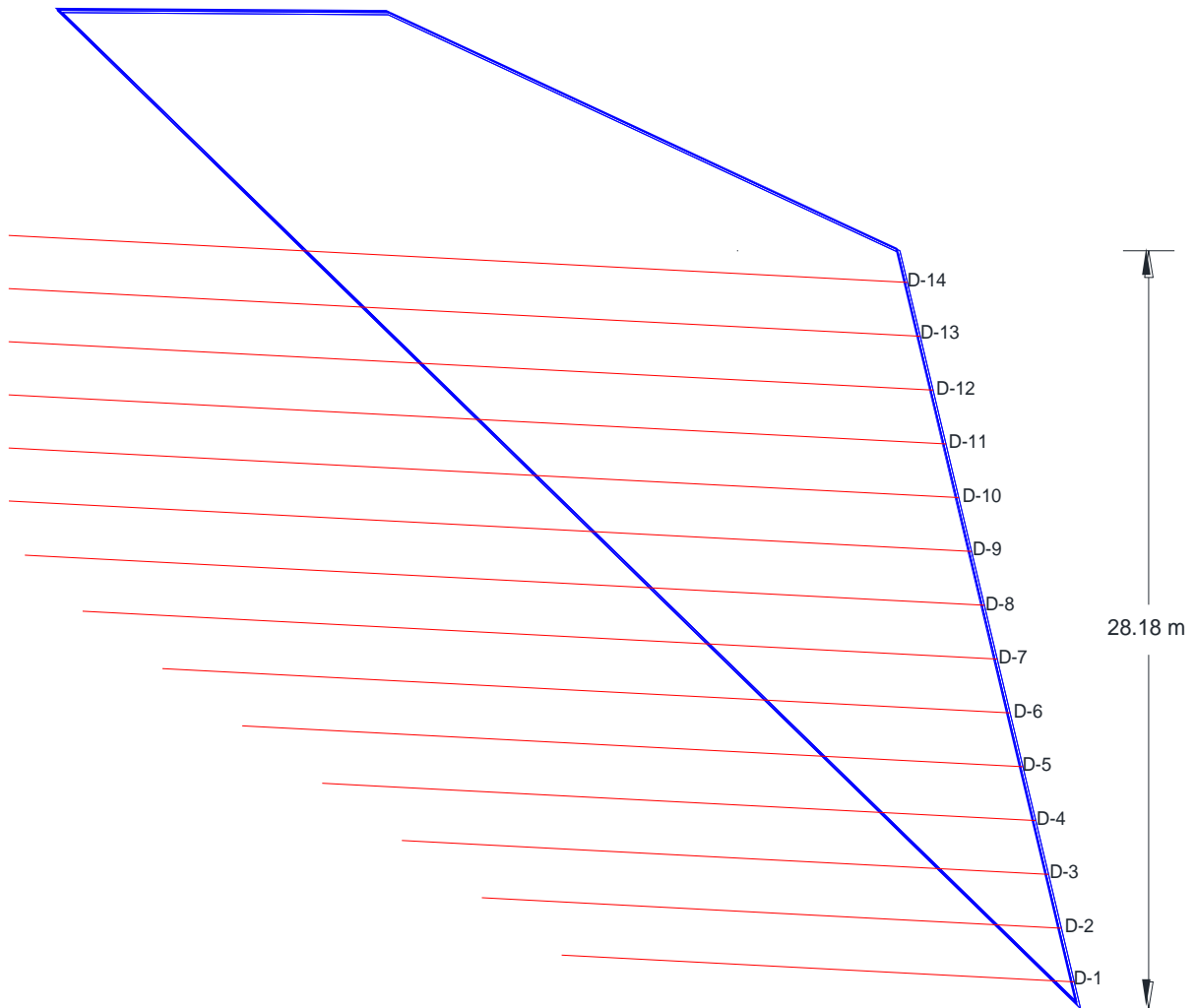
Se proponen drenes horizontales consistentes en tubos de 0.05 m de diámetro, perforados, cubiertos con geosintéticos, e instalados con una pendiente de 5% atendiendo las recomendaciones de instalación de la *SCT (2000)* en su norma: N·CTR CAR 1 03 012/00, así como las características de los tubos indicadas en la norma: N·CMT·3·04·003/05 (*SCT, 2005*). En la siguiente tabla se muestran las características de los drenes transversales que se proponen para que sean instalados en el cuerpo del talud analizado.

*Deméneghi (2015)* sugiere que la separación de los drenes se proponga considerando una distribución uniforme sobre el talud de tal forma que los drenes se instalen entre los espacios que existen entre anclas.

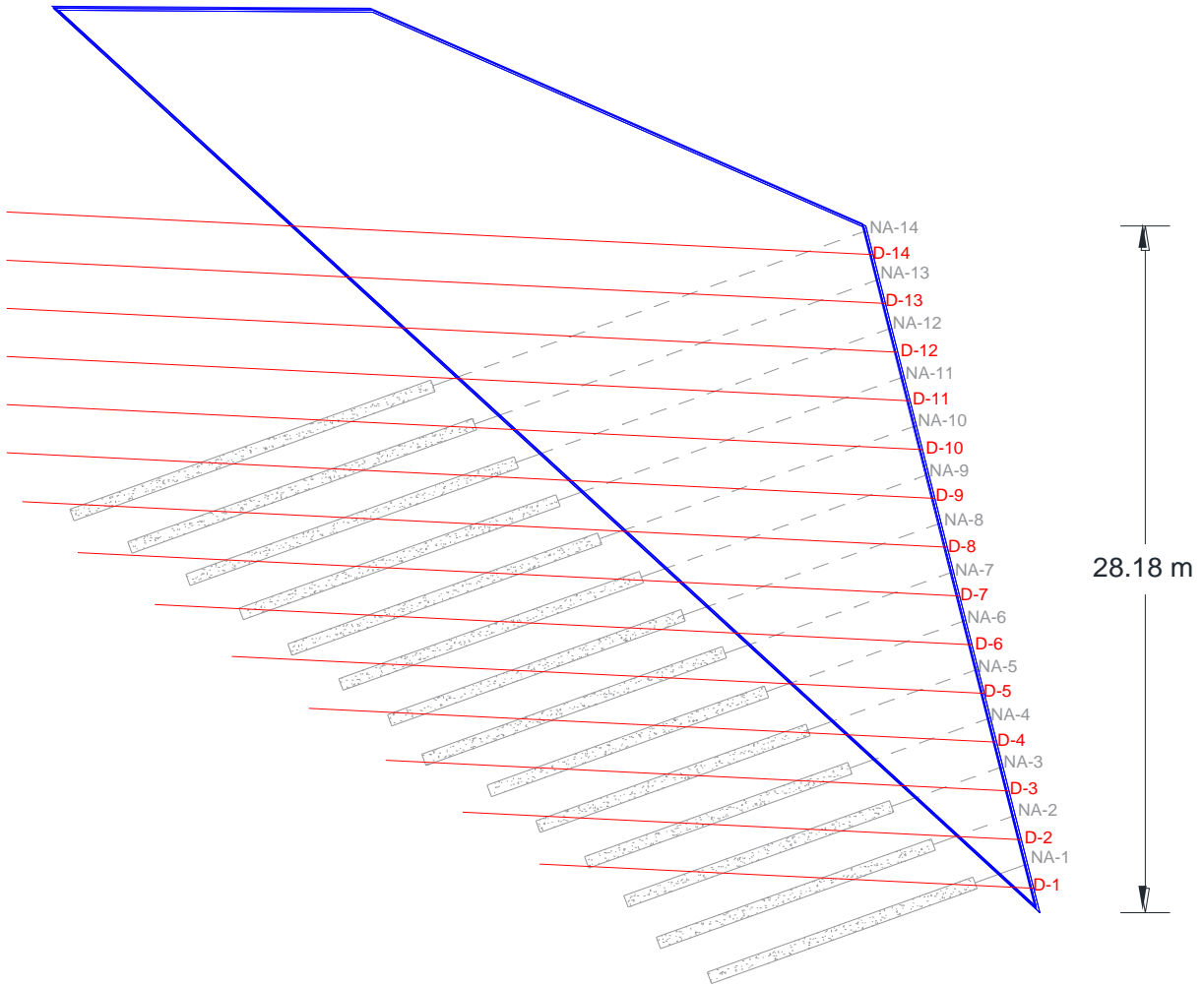


**Tabla 4.18.** Características de instalación de los drenes en el cuerpo del talud

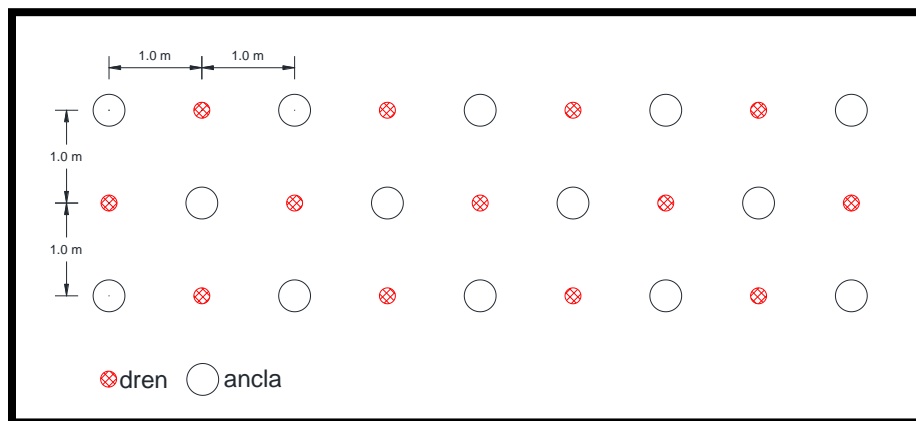
Número de dren	Altura de colocación (m)	Longitud (m)	Diámetro (m)	Pendiente (%)
D-1	1.0	20.0	0.05	5.0
D-2	3.0	22.6	0.05	5.0
D-3	5.0	25.2	0.05	5.0
D-4	7.0	27.8	0.05	5.0
D-5	9.0	30.4	0.05	5.0
D-6	11.0	33.0	0.05	5.0
D-7	13.0	35.6	0.05	5.0
D-8	15.0	37.4	0.05	5.0
D-9	17.0	37.5	0.05	5.0
D-10	19.0	37.0	0.05	5.0
D-11	21.0	36.5	0.05	5.0
D-12	23.0	36.0	0.05	5.0
D-13	25.0	35.5	0.05	5.0
D-14	25.0	35.0	0.05	5.00



**Figura 4.30.** Distribución de los drenes propuestos



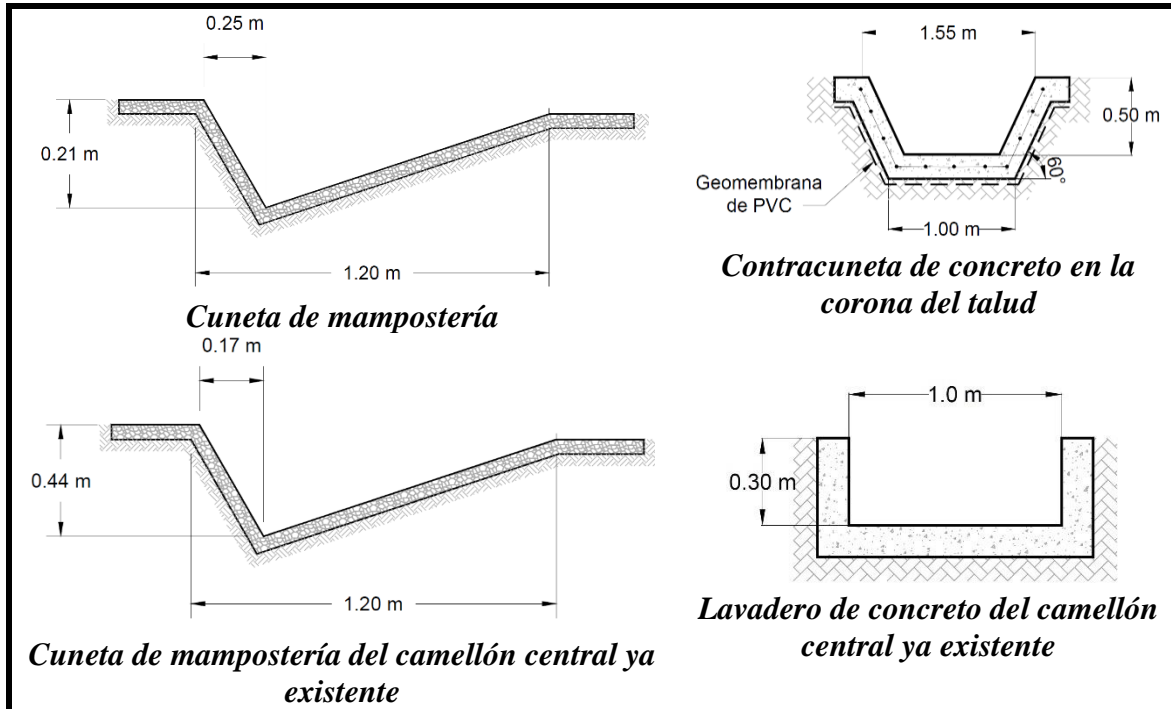
**Figura 4.31.** Distribución de drenes y anclas en el cuerpo del talud



**Figura 4.32.** Vista frontal de la distribución de anclas y drenes en el cuerpo del talud

Por otra parte, además de los drenes transversales descritos anteriormente, se propone la construcción de obras hidráulicas superficiales con el fin de evitar la entrada de agua al

cuerpo del talud, por lo cual se propone construir cunetas, contracunetas y lavaderos; asimismo, se propone reparar o bien reconstruir las obras hidráulicas existentes. La sección transversal de dichas obras se muestra a continuación en la siguiente figura.

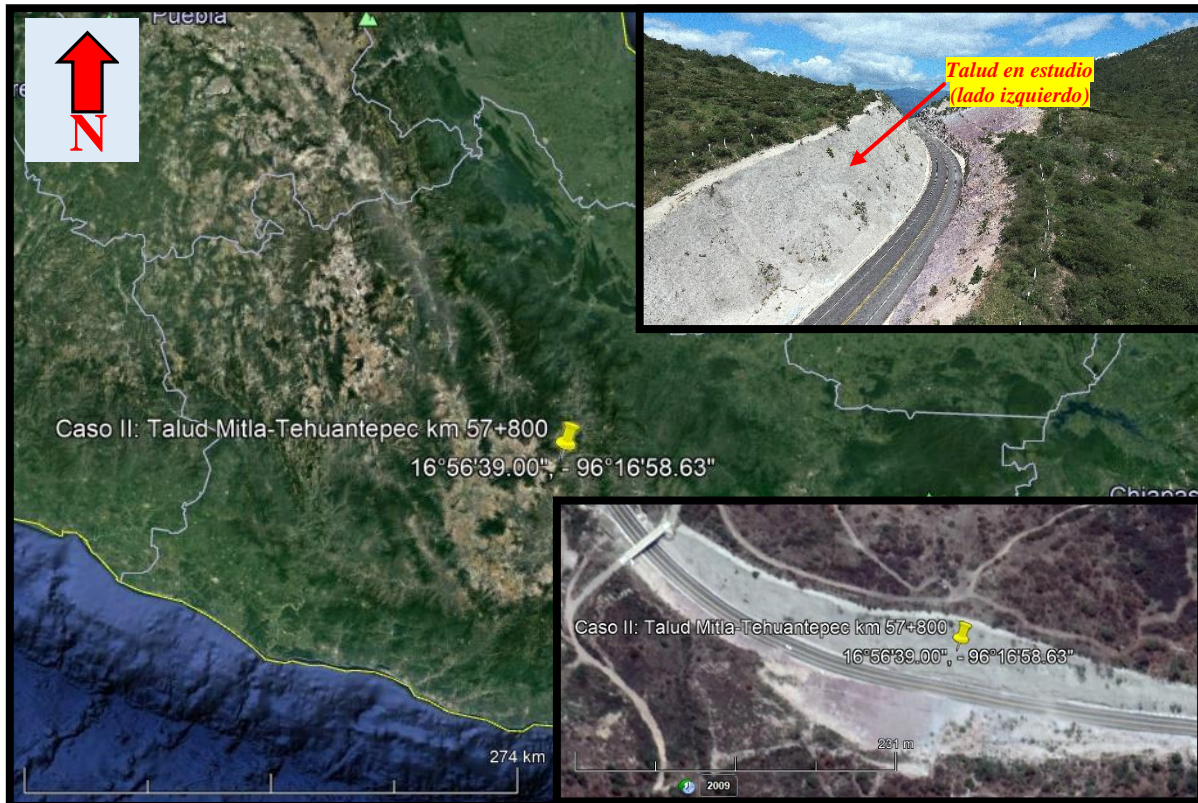


**Figura 4.33.** Sección transversal de las obras de drenaje existentes y propuestas (SCT, 2016-A)

## 4.2. CASO II: TALUD MITLA-TEHUANTEPEC

### 4.2.1. INFORMACIÓN GENERAL Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En esta sección se analizará el caso del talud izquierdo ubicado en la autopista Mitla–Tehuantepec (km 57+800) en el estado de Oaxaca, el cual se muestra en la **Fig. 4.34**, se ubica en el centro del Estado de Oaxaca, entre las ciudades de Tlacocula de Morelos y San Pablo Villa de Mitla, hacia el sureste de Mitla. Se utilizará la información de estudios topográficos, geofísicos, geológicos y geotécnicos con el fin de evaluar la estabilidad del corte y diseñar el sistema de anclaje.



**Figura 4.34.** Ubicación del talud en estudio ubicado en el km 57+800 de la autopista Mitla-Tehuantepec (SCT, 2016-B)

En el corte del lado derecho se compone de roca andesita poco fracturada, con echados favorables a la cara del talud, existen bloques pequeños que deben retirarse, pero estos son producto de la falta de amacice y del proceso de excavación, ya que se utilizaron explosivos. Sobre este estrato de roca quedan vestigios de un estrato arenoso que fue retirado debido a que provocaba problemas a la vía, pues se erosionaba intensamente y azolvaba las cunetas, así como inhabilitaba el tránsito en la carretera.

Por otra parte, el talud del lado izquierdo, el cual será motivo de estudio en el presente trabajo, el problema de inestabilidad es mayor que el corte del lado derecho, debido a que el echado de los estratos y la topografía evitan retirar el estrato inestable, cuenta con un recubrimiento de concreto lanzado el cual se aprecia agrietado en una dirección horizontal, lo cual puede indicar que ocurrirá una falla plana o circular, los drenes transversales parecen no cumplir con su función y no existe una contracuneta que capte las aguas provenientes del área de aportación, permitiendo que se infiltre y genere un empuje hidrostático.



Durante los recorridos de reconocimiento del sitio se observaron la presencia de grietas en el concreto lanzado en la parte inferior del talud izquierdo, además se notó un ligero abultamiento en la carpeta y cuneta, lo que es indicio de una falla de tipo circular, también era notable el crecimiento de vegetación a través del concreto, en este talud no encontraron contracunetas a pesar de tener un área de aportación grande, tal como se observa en la **Fig. 4.35 (SCT, 2016-B)**.

Del mismo modo, se observó que la zona central del talud era la más afectada, debido a que presentaba un fuerte agrietamiento en la cara del talud lo cual podía generar una falla plana o circular a la mitad del talud, en el contacto entre la arena y el macizo rocoso. La parte superior es sensiblemente horizontal y tiene un camino secundario no revestido, lo cual favorecía la infiltración. Los drenes transversales eran insuficientes y el empuje hidrostático generaba el desprendimiento del concreto lanzado (**Fig. 4.36**).

También se observó que el tipo de materiales que se encuentra en el extremo del talud es un material erosionable el cual presenta severos daños debidos al intemperismo, por lo cual el colapso del talud es inminente en caso de no tomarse las acciones correctivas necesarias, tal como se aprecia en la **Fig. 4.37**.



**Figura 4.35.** Presencia de grietas e indicadores cinemáticos que evidencian los daños en el talud (SCT, 2016-B).





*Figura 4.36. Presencia de severas grietas y desprendimiento de concreto lanzado en la zona central del talud (SCT, 2016-B).*

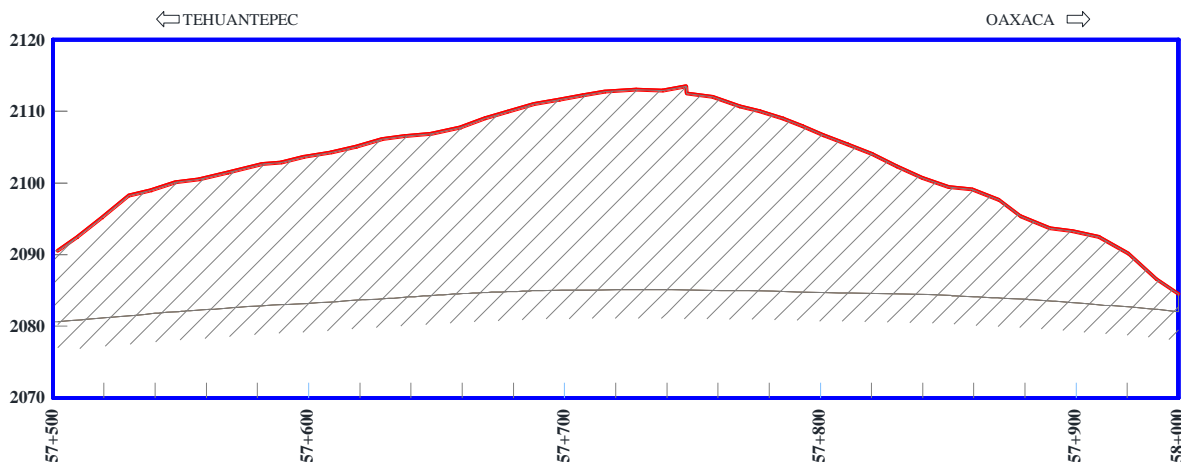


*Figura 4.37. Colapso parcial del talud (SCT, 2016-B).*

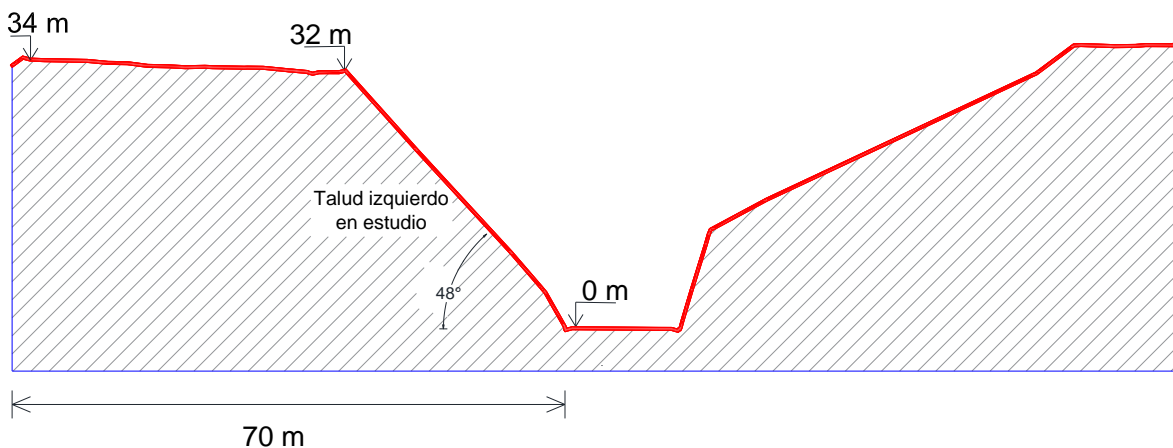
#### 4.2.2. ESTUDIOS REALIZADOS

##### (A) LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Para el talud izquierdo se realizó una nivelación a un eje propuesto sobre el hombro, asimismo se levantaron secciones a cada 10 metros para obtener la configuración detallada del corte y del terreno adyacente incluyendo en la planimetría el derecho de vía, así como las obras complementarias con las que cuenta el talud. A continuación, el perfil longitudinal y transversal del talud en estudio se muestran en las **Figuras 4.38** y **4.39**, respectivamente.



**Figura 4.38.** Perfil topográfico longitudinal del lado izquierdo correspondiente al talud en estudio (SCT, 2016-B)



**Figura 4.39.** Perfil topográfico transversal del talud en estudio (SCT, 2016-B)

A continuación, en la **Tabla 4.19** se resumen los datos generales de la geometría del talud analizado, los cuales serán utilizados más adelante en el análisis de estabilidad con y sin un sistema de anclaje.

**Tabla 4.19. Información general del talud (SCT, 2016-B)**

<b>Característica</b>	<b>Descripción</b>	<b>Observaciones</b>
Ubicación	km 57+800	No cuenta con
Coordenadas	16°56'39.00"N, 96°16'58.63"W	contracunetas, tiene un
Lado estudiado	izquierdo	revestimiento de concreto
Longitud	490 m	lanzado sobre una malla, y
Altura	H = 32.00 m	un alto grado de
Inclinación	$\beta = 48^\circ$	meteorización en uno de sus
		extremos

**(B) ESTUDIOS GEOFÍSICOS**

No fue posible realizar sondeos de tipo rotatorio ya que el material predominante en el área presentaba una dureza tal que la herramienta asignada al sitio era rechazada en el avance (SCT, 2016-B). Para este sitio fue más representativa una inspección visual de los materiales que componen el corte, por lo cual se realizaron exploraciones geofísicas para complementar la información recabada mediante el levantamiento geológico, con el fin de tener más y mejor información para proponer las medidas de estabilización más adecuadas.

Los estudios geofísicos se realizaron con el fin de registrar de manera indirecta las características estratigráficas del área, a través de las mediciones de resistividad eléctrica y velocidades de *onda P* obtenidas en superficie, con la finalidad de determinar la estratigrafía del talud en estudio. Asimismo, obtener indirectamente las características cuantitativas a través de los métodos geoelectrico (espesor y resistividad) y sísmico (espesor y velocidades de *onda P*) de las diferentes capas localizadas en el área del corte analizado.

Los estudios geofísicos se dividieron en: (a) exploración geoelectrica y (b) geosísmica. La primer actividad consistió en el levantamiento de dos Sondeos Eléctricos Verticales (SVE's) y la segunda actividad consistió en implementarán cuatro Tendidos de Sísmica de Refracción (TSR's) distribuidos en una línea sísmica con la finalidad de correlacionar los datos de velocidad (compactación y alteración de los materiales). Con los resultados obtenidos se realizaron secciones geoelectricas y secciones geosísmicas, en las que se observan las unidades geoelectricas, velocidades de *onda P* registradas y su espesor. A continuación, se muestra la distribución sobre el talud de los dos SEV's y cuatro TSR's en las Figuras 4.40 y 4.41, respectivamente.



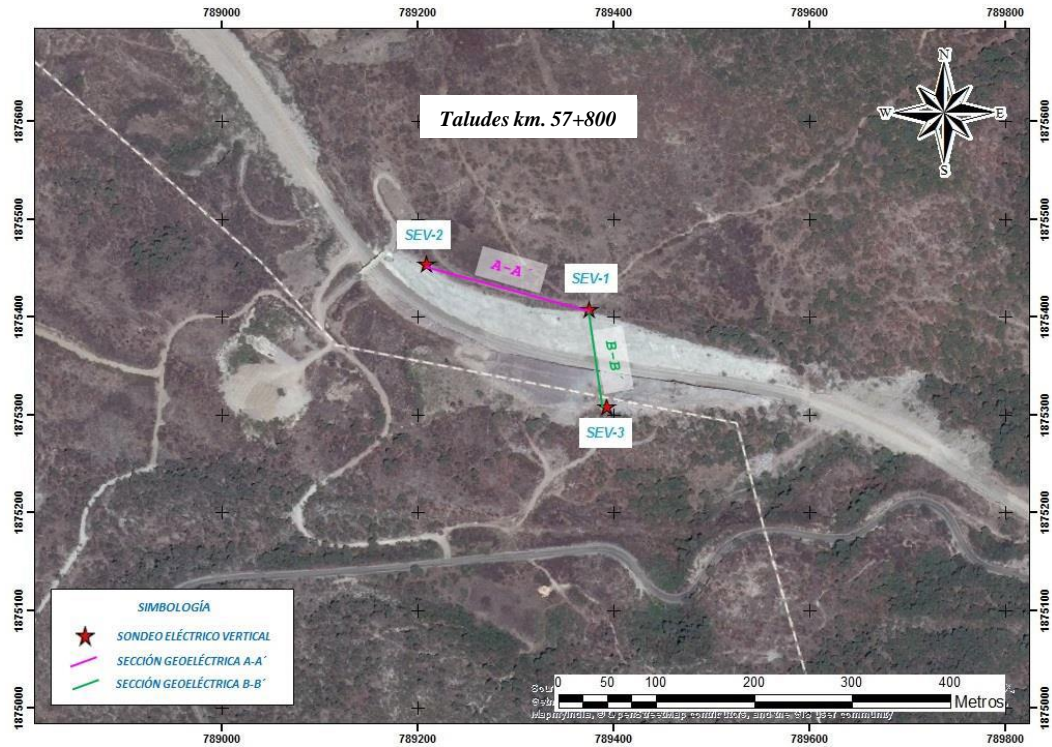


Figura 4.40. Ubicación de los SEV's sobre el talud izquierdo (SCT, 2016-B)

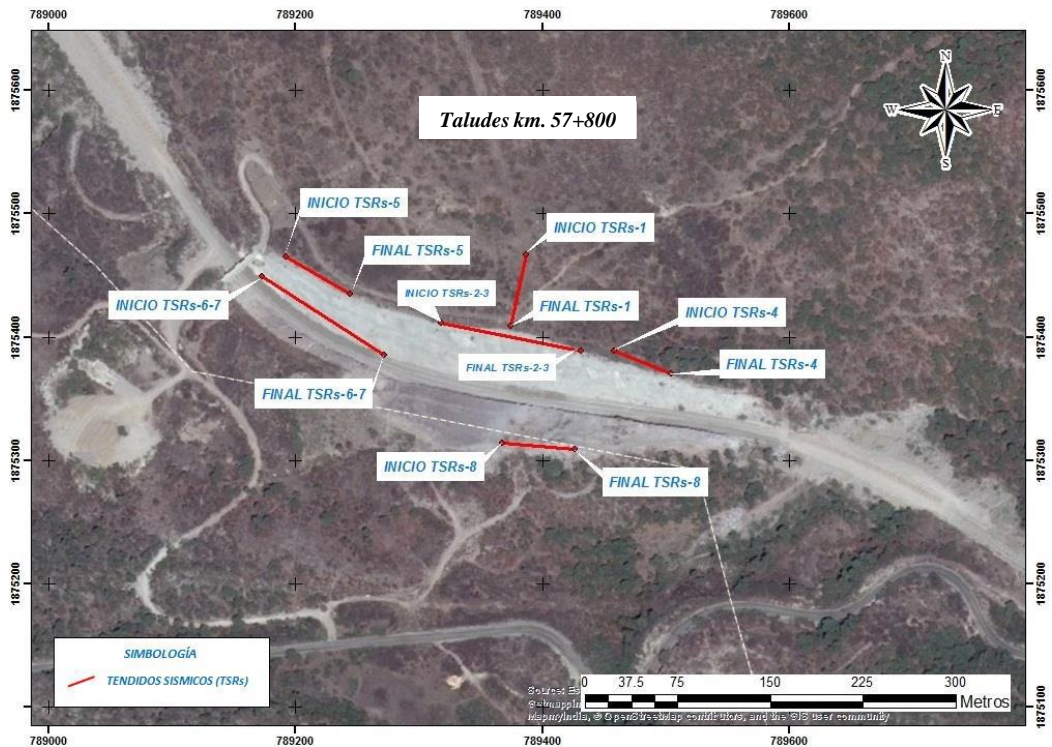
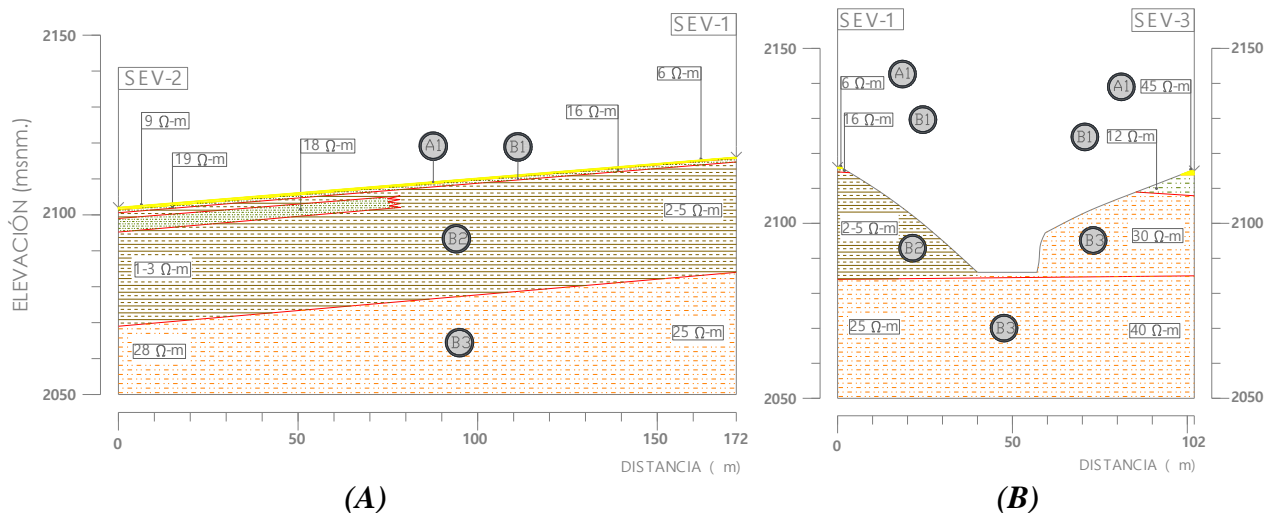


Figura 4.41. Ubicación de TSR's sobre el talud izquierdo y derecho (SCT, 2016-B)

En la siguiente **Tabla 4.20** se indican los espesores y resistividades de las unidades geoelectricas identificadas mediante los *SEV's*, se presentan únicamente las unidades del talud izquierdo que infieren sobre el corte de interés. Mientras que en la **Fig. 4.42** se representa esquemáticamente el perfil geoelectrico.

**Tabla 4.20.** Características de las unidades geoelectricas identificadas mediante los *SEV's* (*SCT, 2016-B*)

<i>unidad geoelectrica</i>	<i>resistividad <math>\Omega</math>-m</i>	<i>espesor promedio (m)</i>	<i>litología asociada</i>	<i>Observaciones hechas en recorridos</i>
A1	6 a 80	0.3 a 2.5	cubierta superficial de suelo y toba dacitico-andesitica	muy alterado
A2	30 a 44	1.3 a 1.8	cubierta superficial de suelo, lutita y toba limo-arenosa	muy alterado
B1	12 a 19	0.8 a 60	toba arcillo-arenosa, de composición dacitico-andesitica	cementada
B2	1 a 5	1.6 a 31	toba alterada	afectada por la presencia de varillas y concreto
B3	23 a 45	2.6 y base	toba de matriz arenosa, de composición dacitico-andesitico	fracturada



**Figura 4.42.** Perfil geoelectrico del talud en estudio ubicado en el km 87+800: (A) Sección geoelectrica A-A', y (B) Sección geoelectrica B-B' (*SCT, 2016-B*)

De acuerdo con *SCT (2016-B)* la sección geoelectrica A-A' del talud en estudio se comporta inestable debido que la unidad **B3** se asocia a una toba fracturada de matriz arenosa



y la unidad **B2** se asocia a una toba alterada, como resultado a mayor profundidad más inestable se interpreta la sección. Por su parte en la sección geoelectrica **B-B'** el talud se comporta inestable debido a que el **SEV-1** y **SEV-3** registraron resistividades que corresponden a una toba fracturada y esta abarca todo el talud.

**(C) ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS**

El objetivo de estos estudios fue identificar los factores geológicos de mayor significado geotécnico, para aportar recomendaciones constructivas, desde el punto de vista de la ingeniería geológica. Así como proporcionar información de campo y gabinete útil y confiable para integrarla con estudios de áreas afines y dar solución a las problemáticas existentes. A continuación, en la siguiente tabla se muestra la clasificación de Bieniawski **RMR (Rock Mass Rating)** realizada al talud de lado izquierdo.

**Tabla 4.21. Clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR) del talud izquierdo (SCT, 2016-B)**

<b>Parámetros de clasificación</b>	<b>Clasificación</b>	<b>Puntuación</b>
<b>1) Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)</b>		
Ensayo de carga puntual	No aplica	0
Compresión simple	25-5	2
<b>2) Índice RQD de la roca</b>		
*RQD (%)	50-75	13
<b>3) Separación entre diaclasas</b>		
Separación entre diaclasas (m)	>2	20
<b>4) Estado de las discontinuidades</b>		
Longitud de la discontinuidad (m)	10-20	1
Abertura (mm)	>5	0
Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
Relleno	Relleno blando, < 5 mm	2
Alteraciones	Moderada, Alteradamente	3
<b>5) Agua freática</b>		
Caudal por 10 m de túnel	No aplica	0
Presión agua/tensión principal mayor	No aplica	0
Estado general	Goteando	4
<b>Corrección por discontinuidades</b>	<b>Clasificación</b>	<b>Puntuación</b>
Túneles	No aplica	0
Cimentaciones	No aplica	0
Taludes	No aplica	0
<b>Clasificación</b>	<b>Puntuación 48</b> <b>Clase III</b> <b>Calidad Media</b>	

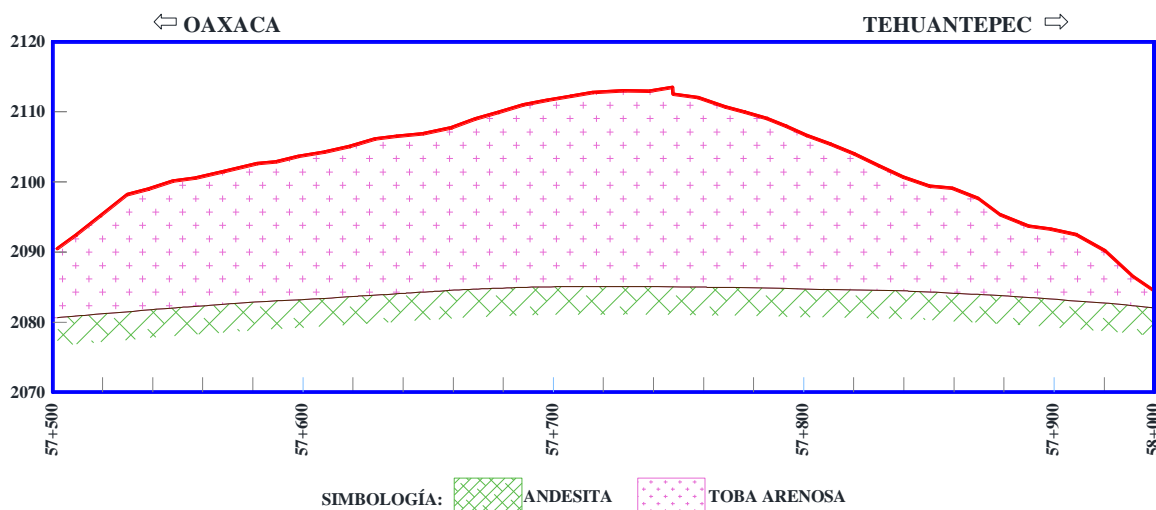
*\*De las muestras obtenidas en campo sólo fue posible extraer el núcleo a una de la cual corresponde el RQD reportado. La información presentada en esta tabla pertenece al informe final al cual no se tuvo acceso.*

En la siguiente tabla se establecen los rangos admisibles para la cohesión y ángulo de fricción de un material considerando su clasificación *RMR*, estos valores comparados con los determinados mediante el análisis inverso indican que el ángulo de fricción está dentro de los límites establecidos por *Gonzales de Vallejo (2002)* mientras que la cohesión es conservadora.

**Tabla 4.22.** Calidad de macizos rocosos en relación con el índice *RMR* (*González de Vallejo et al., 2002*)

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Cohesión (t/m <sup>2</sup> )	Ángulo de rozamiento (°)
I	Muy Buena	100 - 81	> 4	> 40	> 45
II	Buena	80 - 61	3 - 4	30 - 40	35 - 45
III	Media	60 - 41	2 - 3	20 - 30	25 - 35
IV	Mala	40 - 21	1 - 2	10 - 20	15 - 25
V	Muy Mala	< 20	< 1	< 10	< 15

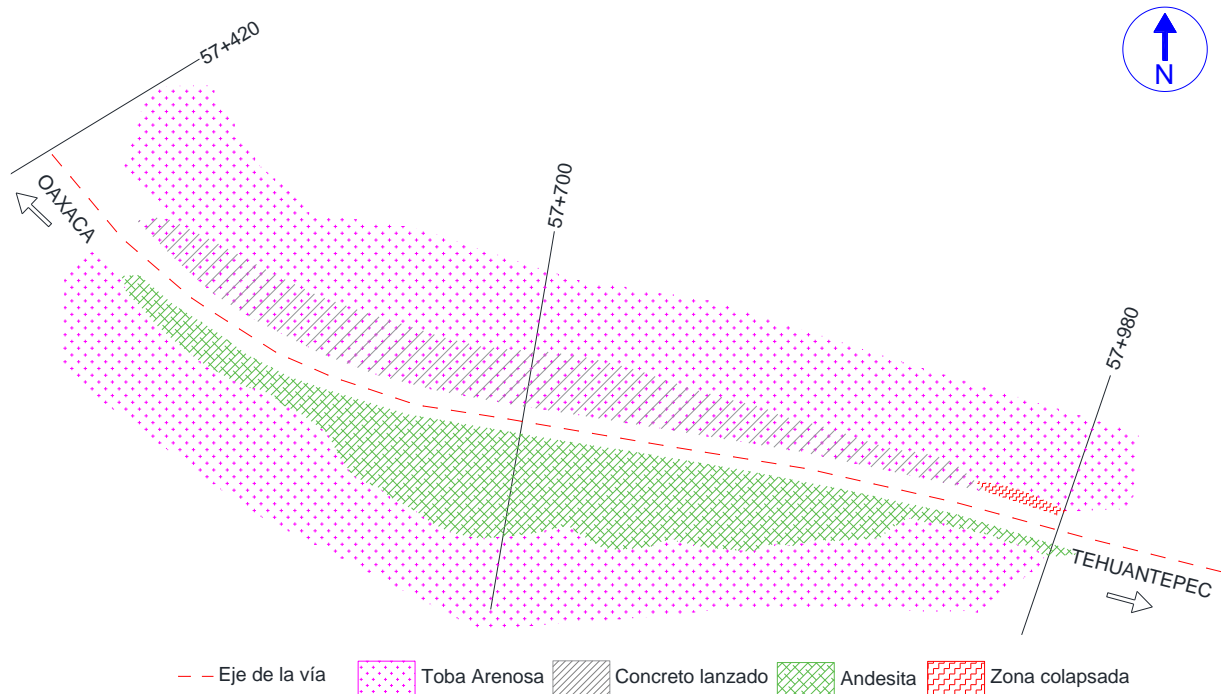
Por otra parte, en la siguiente figura se muestra el perfil geotécnico del talud en estudio, se observa que está constituido en su mayor parte por un material clasificado como una Toba arenosa, asimismo subyace un estrato de roca clasificada como Andesita.



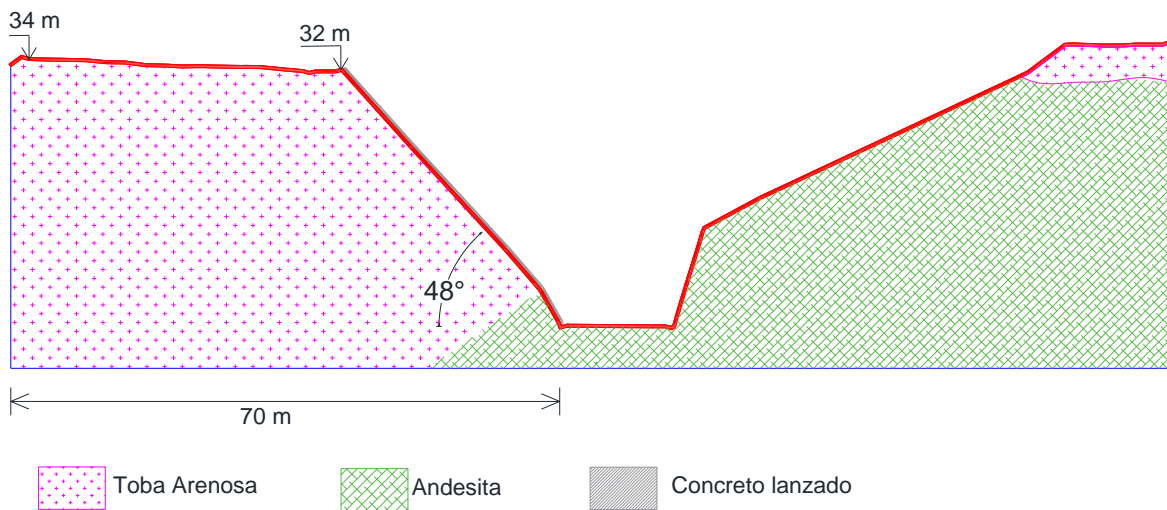
**Figura 4.43.** Perfil geotécnico longitudinal del talud en estudio (*SCT, 2016-B*)

Igualmente, en la siguiente *Fig. 4.44* se muestra una vista en planta tanto del talud izquierdo como del derecho, se aprecia que el material predominante es la Toba arenosa, la cual está presente en toda el área de interés, mientras que el talud estable es el que está

compuesto por un material clasificado como roca Andesita. Por su parte en la **Fig. 4.45** se presenta el perfil geotécnico transversal el cual se usará para hacer el análisis de estabilidad.



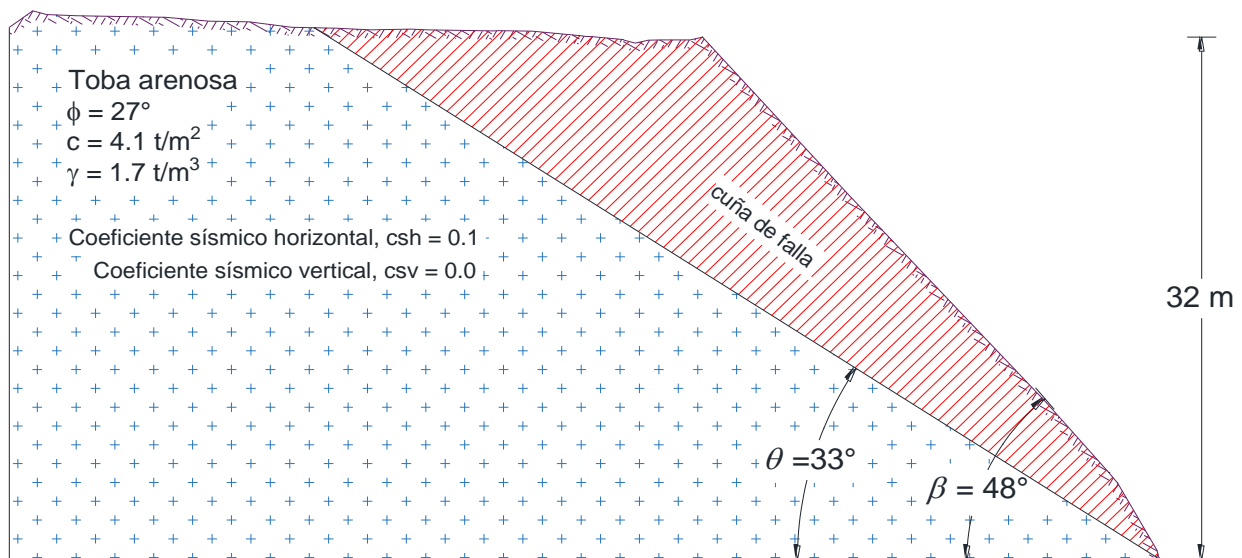
**Figura 4.44.** Vista en planta de la distribución de los materiales presentes en el área de interés (SCT, 2016-B)



**Figura 4.45.** Perfil geotécnico transversal del talud en estudio (SCT, 2016-B)

#### 4.2.3. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD MEDIANTE DIFERENTES MÉTODOS, SIN CONSIDERAR EL USO DE ANCLAS

En esta sección se analizará la estabilidad del talud en estudio sin el uso de un sistema de anclaje, en la **Fig. 4.46** se muestran las propiedades geotécnicas, geometría del talud y coeficientes sísmicos que se usarán tanto para el análisis de anclas y sin estas. La altura y la inclinación son diferentes a lo largo del talud, mientras que la inclinación en su corona es de aproximadamente  $2^\circ$ , sin embargo, para fines prácticos se determinó que la altura promedio es de 32 m, su inclinación es de  $48^\circ$  con respecto a la horizontal, y la inclinación en la corona se despreció considerándose de  $0^\circ$ , también se consideró al talud como un corte de suelo homogéneo en donde el material predominante es una Toba arenosa. El ángulo de fricción y la cohesión se determinaron mediante un análisis inverso, considerando un  $FS_{min} < 1.5$  ya que esta condición implica que en caso de que el talud falle la integridad de los usuarios de la carretera estará comprometida de acuerdo con los criterios de **Rodríguez (2018)**. Por lo cual se pretende incrementar la seguridad hasta que el  $FS_{min} \geq 1.5$  usando los datos obtenidos mediante el análisis inverso.



**Figura 4.46.** Geometría y propiedades geotécnicas del talud Mitla-Tehuantepec km 57+800 (SCT, 2016-B)

(A) DEMÉNEGHI (2015)

A continuación, en la siguiente tabla se presenta la estimación del  $FS_{min}$  mediante iteraciones, para lo cual se dieron incrementos constantes de un grado al ángulo que forma la cuña de falla con respecto a la horizontal ( $\theta$ ) partiendo desde  $21^\circ$  hasta llegar a  $40^\circ$ , el procedimiento de cálculo es el establecido en la sección 4.1.2-A. Se asume que la cuña de falla más desfavorable es la que se forma cuando  $\theta = 33^\circ$  ya que se obtiene un  $FS_{min} = 1.32$ .

**Tabla 4.23.** Determinación de  $FS_{min}$  del del talud Mitla-Tehuantepec km 57+800 sin considerar el uso de anclas

$\theta$ (°)	$L_2$ (m)	$L_3$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$W$ (t)	$Sh$ (t)	$V$ (t)	$c L_2$ (t-m)	$\Sigma F_R$ (t)	$\Sigma F_A$ (t)	$AN$ (t)	$FS_{min}$
21	89.29	54.55	872.80	1483.76	148.38	1483.76	366.10	1044.81	670.25	0.00	1.56
22	85.42	50.39	806.24	1370.60	137.06	1370.60	350.23	971.58	640.52	0.00	1.52
23	81.90	46.57	745.19	1266.82	126.68	1266.82	335.78	904.73	611.60	0.00	1.48
24	78.67	43.06	688.96	1171.24	117.12	1171.24	322.57	843.48	583.38	0.00	1.45
25	75.72	39.81	636.98	1082.87	108.29	1082.87	310.45	787.18	555.78	0.00	1.42
26	73.00	36.80	588.75	1000.87	100.09	1000.87	299.29	735.29	528.71	0.00	1.39
27	70.49	33.99	543.85	924.54	92.45	924.54	288.99	687.34	502.11	0.00	1.37
28	68.16	31.37	501.93	853.27	85.33	853.27	279.46	642.93	475.93	0.00	1.35
29	66.01	28.92	462.67	786.53	78.65	786.53	270.62	601.70	450.11	0.00	1.34
30	64.00	26.61	425.80	723.87	72.39	723.87	262.40	563.37	424.62	0.00	1.33
31	62.13	24.44	391.10	664.88	66.49	664.88	254.74	527.67	399.43	0.00	1.32
32	60.39	22.40	358.36	609.22	60.92	609.22	247.58	494.38	374.50	0.00	1.32
33	58.75	20.46	327.40	556.59	55.66	556.59	240.89	463.29	349.82	0.00	1.32
34	57.23	18.63	298.06	506.71	50.67	506.71	234.62	434.23	325.36	0.00	1.33
35	55.79	16.89	270.20	459.35	45.93	459.35	228.74	407.04	301.10	0.00	1.35
36	54.44	15.23	243.70	414.29	41.43	414.29	223.21	381.58	277.03	0.00	1.38
37	53.17	13.65	218.44	371.35	37.13	371.35	218.01	357.73	253.14	0.00	1.41
38	51.98	12.15	194.32	330.35	33.03	330.35	213.10	335.38	229.42	0.00	1.46
39	50.85	10.70	171.26	291.14	29.11	291.14	208.48	314.43	205.85	0.00	1.53
40	49.78	9.32	149.17	253.59	25.36	253.59	204.11	294.79	182.43	0.00	1.62

Altura del talud,  $H$  (m) = 32.00

Inclinación del talud,  $\beta$  (°) = 48.00

Sobre carga,  $Q$  (t/m<sup>2</sup>) = 0.00

Inclinación en la corona del talud,  $\alpha$  (°) = 0.00

Fuerza sísmica horizontal,  $Sh$  (t)

Área de la cuña de falla ( $A$ )

cohesión,  $c$  (t/m<sup>2</sup>)

Peso de la cuña de falla ( $W$ )

Fuerzas resistentes,  $F_R$  (t)

Fuerza  $V$  (t)

Fuerzas actuantes,  $F_A$  (t)

Factor de seguridad mínimo, ( $FS_{min}$ )

Longitudes de la cuña de falla,  $L_1, L_2, L_3$

Fuerza de anclaje  $AN$  (t)  $L_1$  (m) = 43.06



Por otra parte, en base a la tabla anterior en la siguiente figura se aprecia la variación del factor de seguridad con respecto al ángulo de inclinación de la superficie de falla, se indica el valor crítico del ángulo de la superficie de falla ( $\theta_{crit}$ ) cuando el factor de seguridad es mínimo,  $33^\circ$  y 1.32 respectivamente.

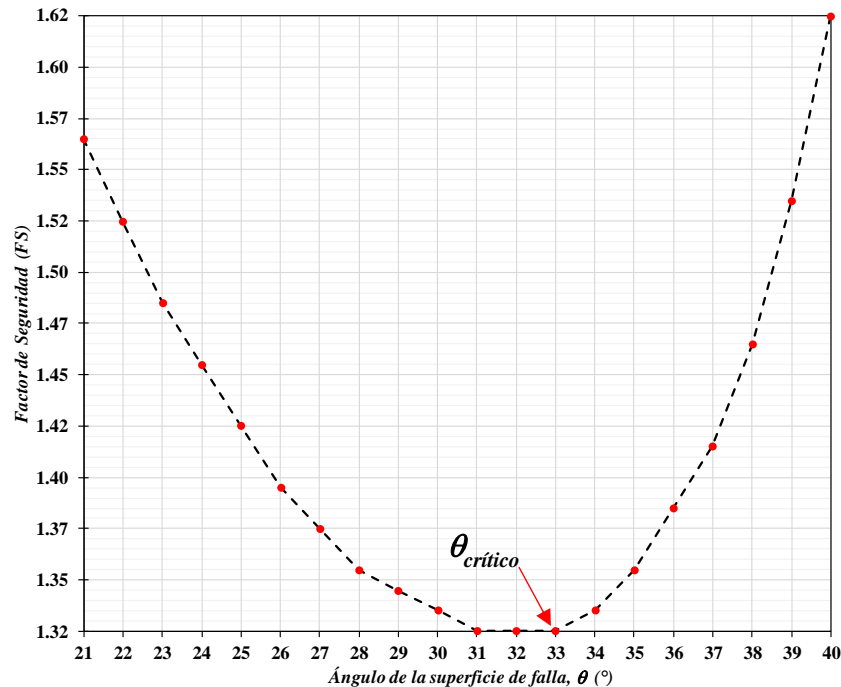
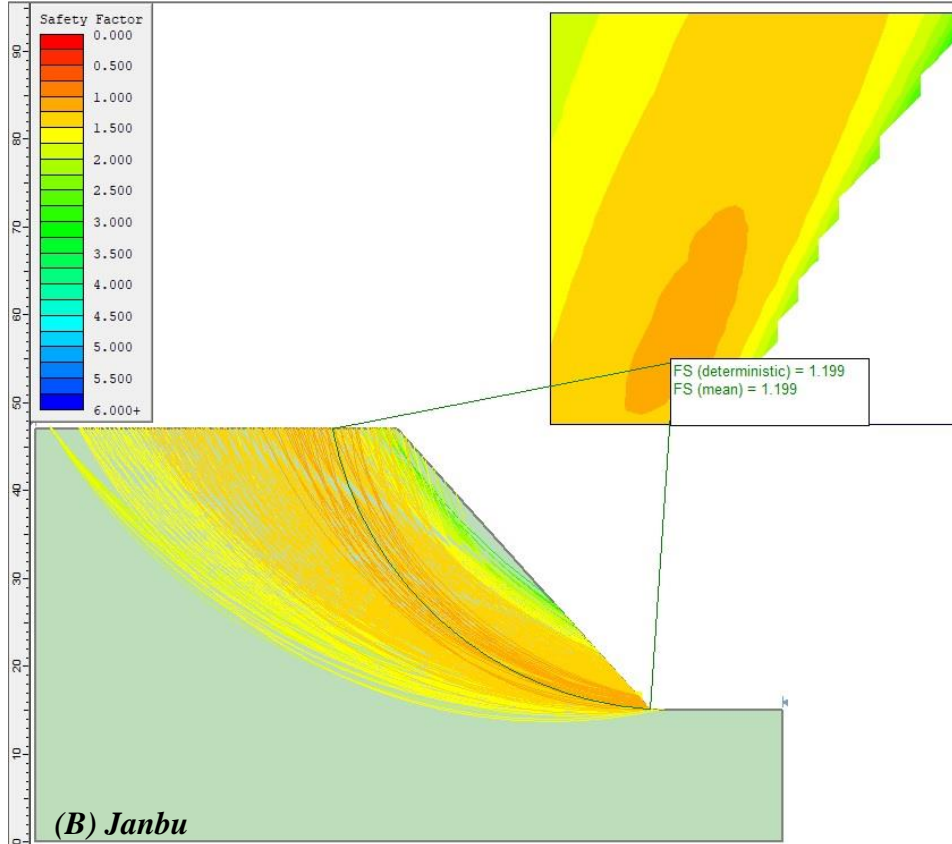
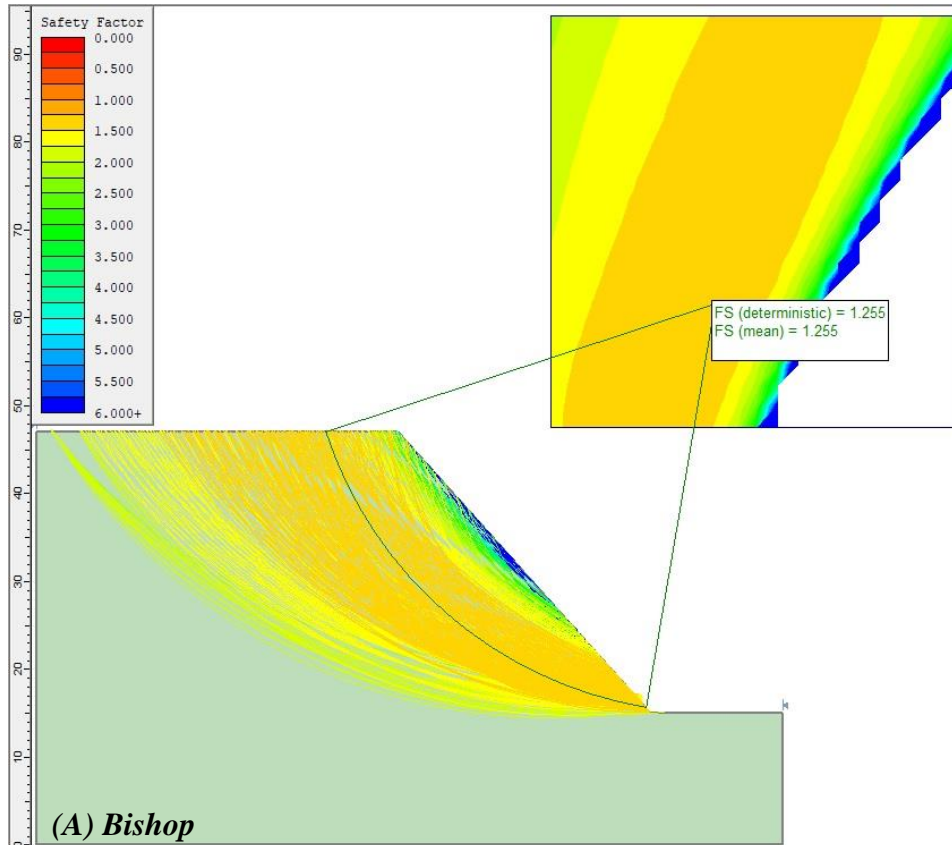


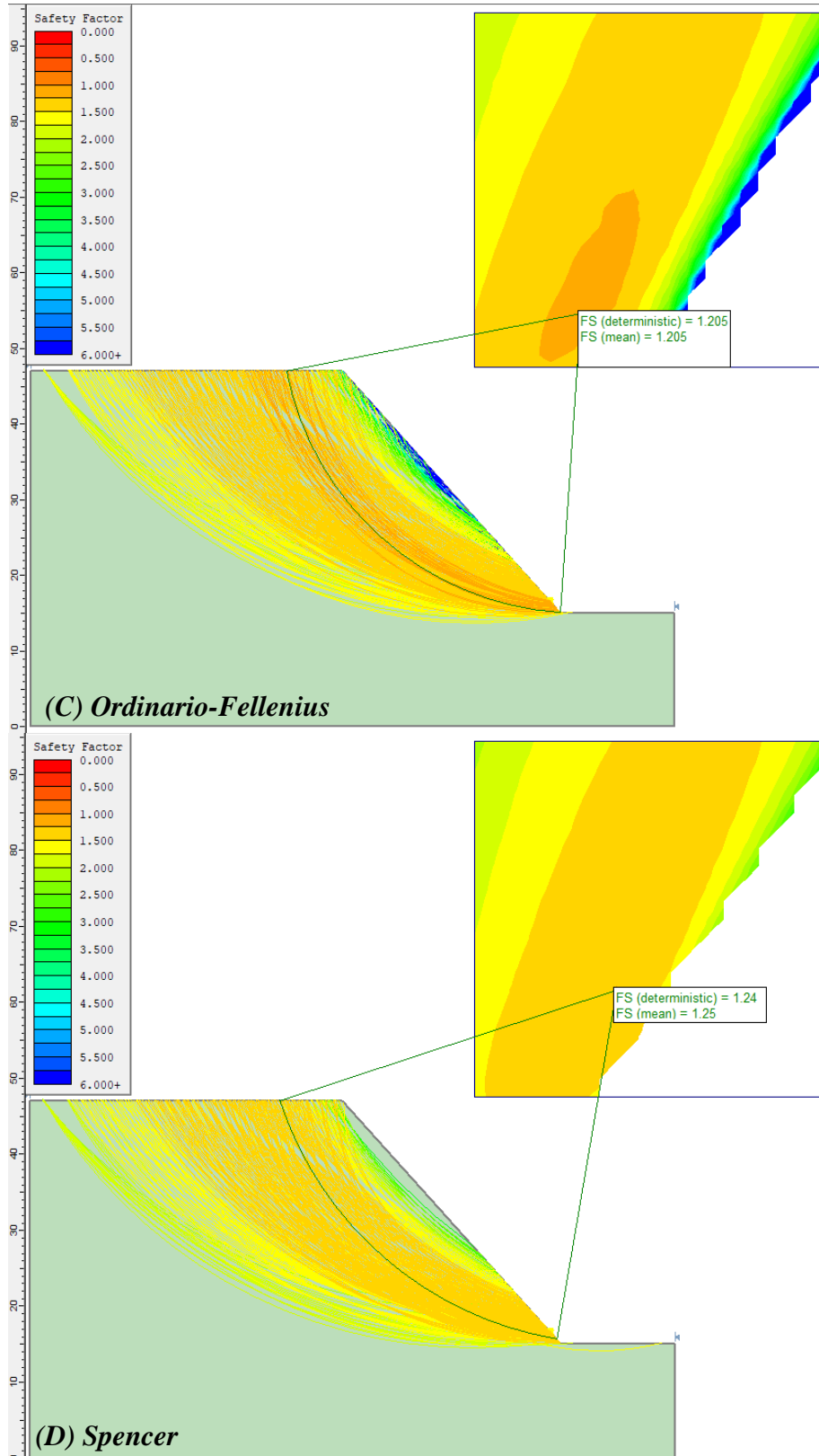
Figura 4.47. Variación del  $FS_{min}$  con respecto al ángulo de la superficie de falla ( $\theta$ )

### (B) MÉTODOS TRADICIONALES

#### Slide V 5.0:

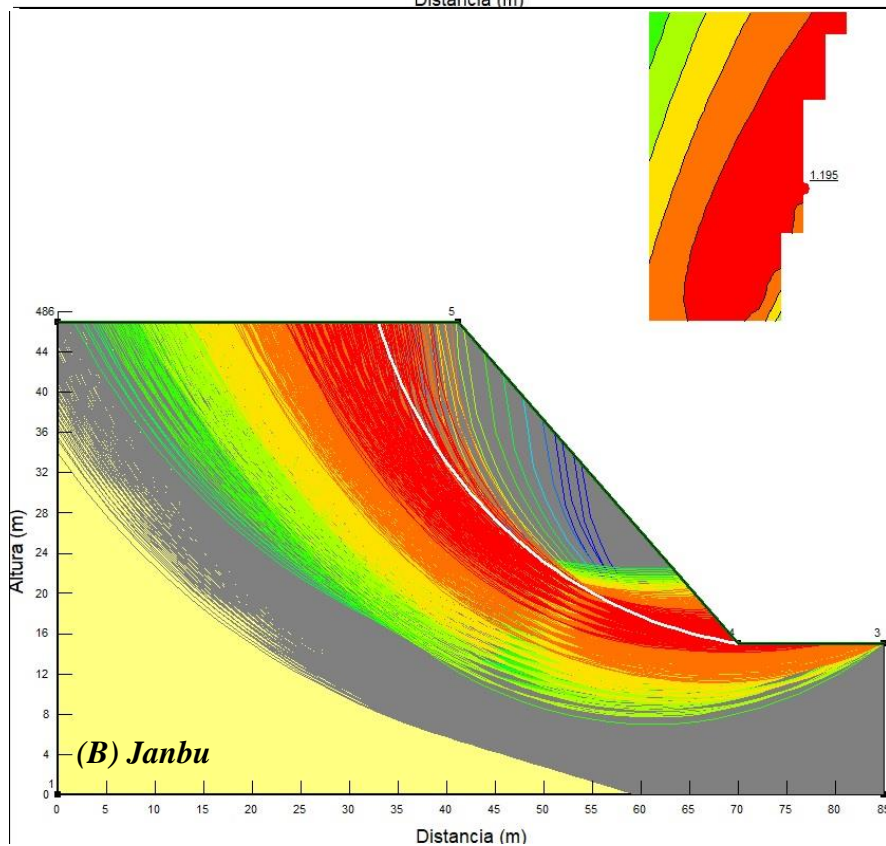
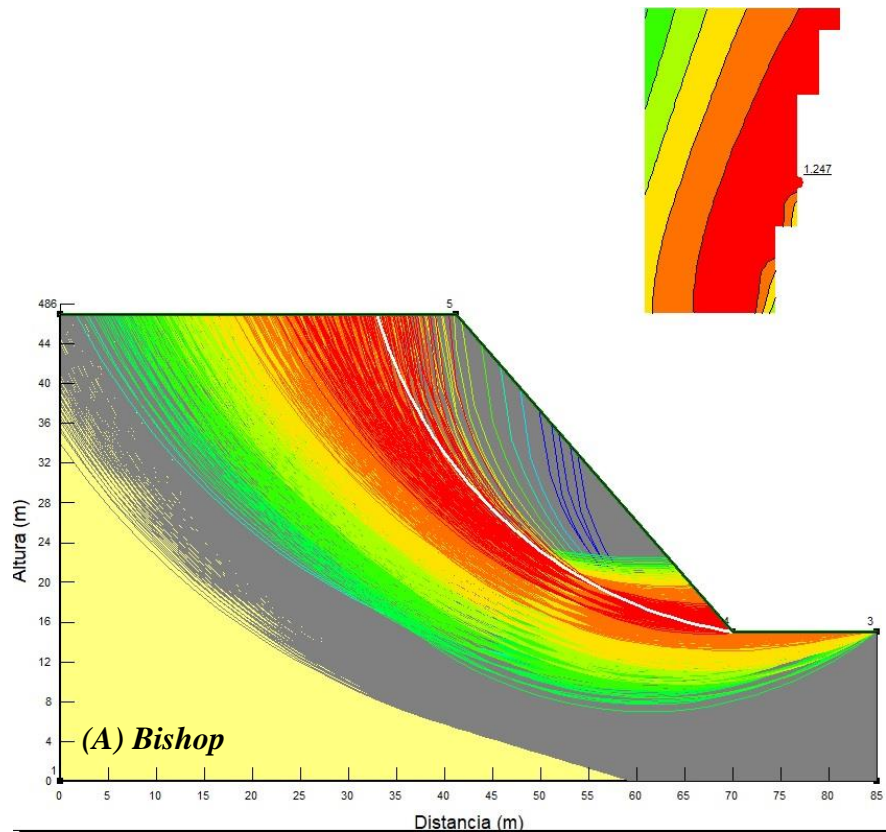
A continuación, se presenta la determinación del factor de seguridad mínimo ( $FS_{min}$ ) del talud analizado mediante los métodos de: (a) Bishop, (b) Janbu, (c) Morgenstern-Price, (d) Ordinario-Fellenius, y (e) Spencer; por medio de los programas Slide V 5.0 y GeoStudio 2012. Se consideraron los parámetros establecidos anteriormente en la Figura 4.48.



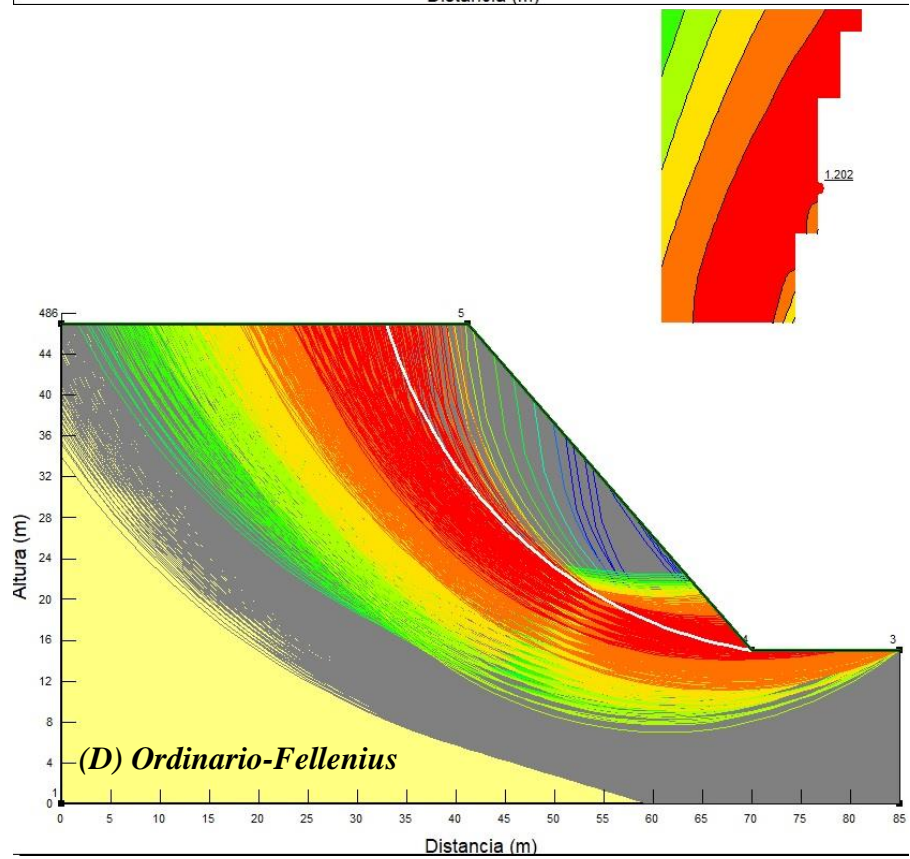
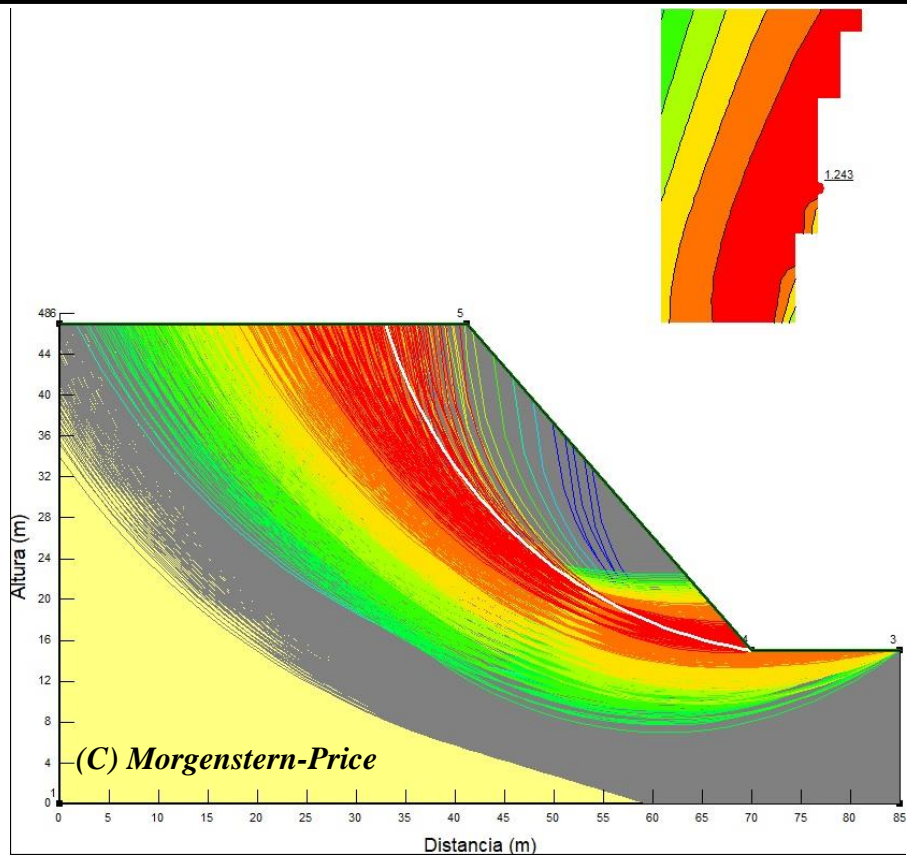


**Figura 4.48.** Determinación del  $FS_{min}$  obtenido con el programa Slide V5.0: (a) Bishop,  $FS_{min} = 1.255$ , (b) Janbu,  $FS_{min} = 1.199$ , (c) Ordinario-Fellenius,  $FS_{min} = 1.205$ , y (d) Spencer,  $FS_{min} = 1.24$

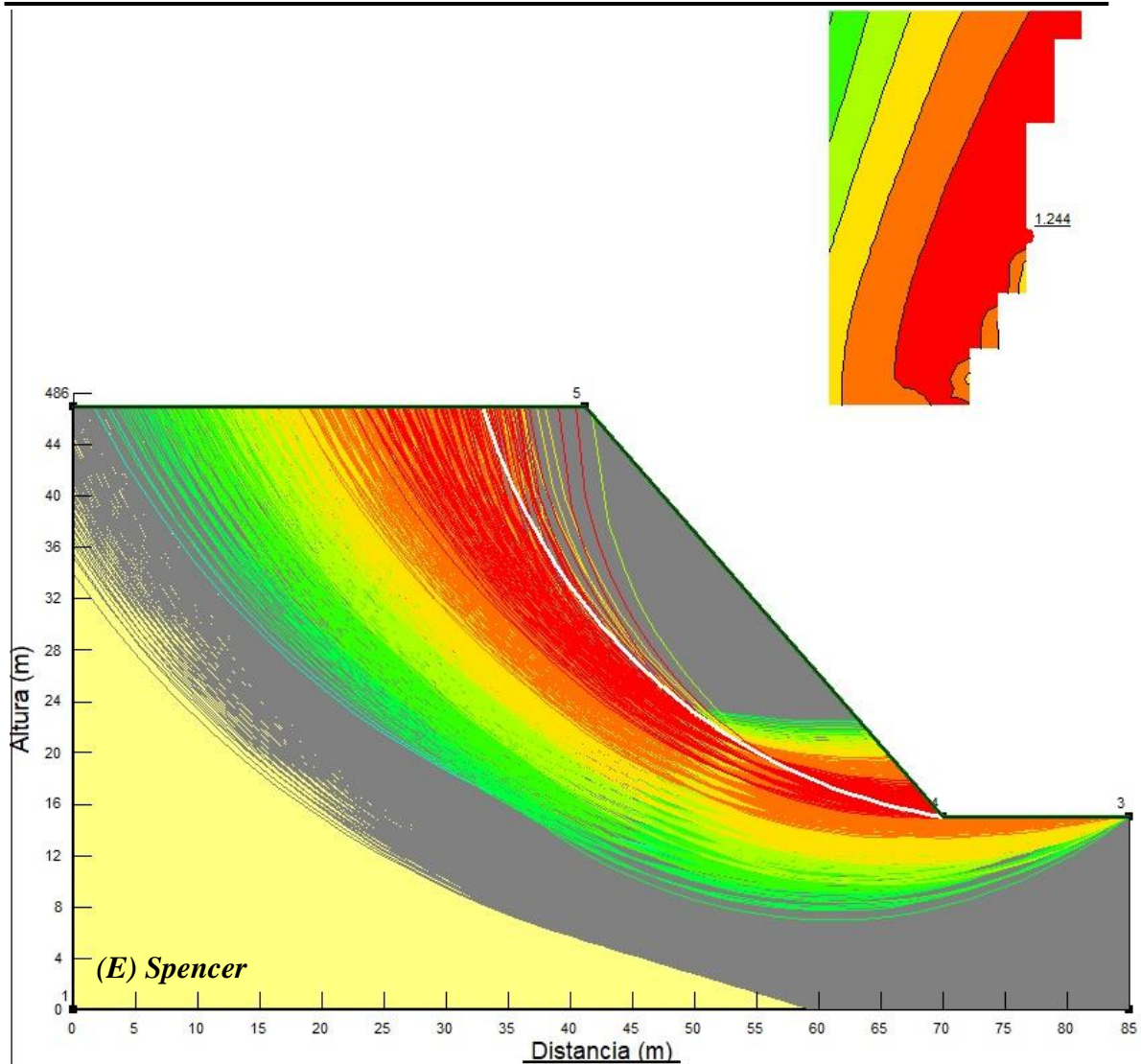
GeoStudio 2012:







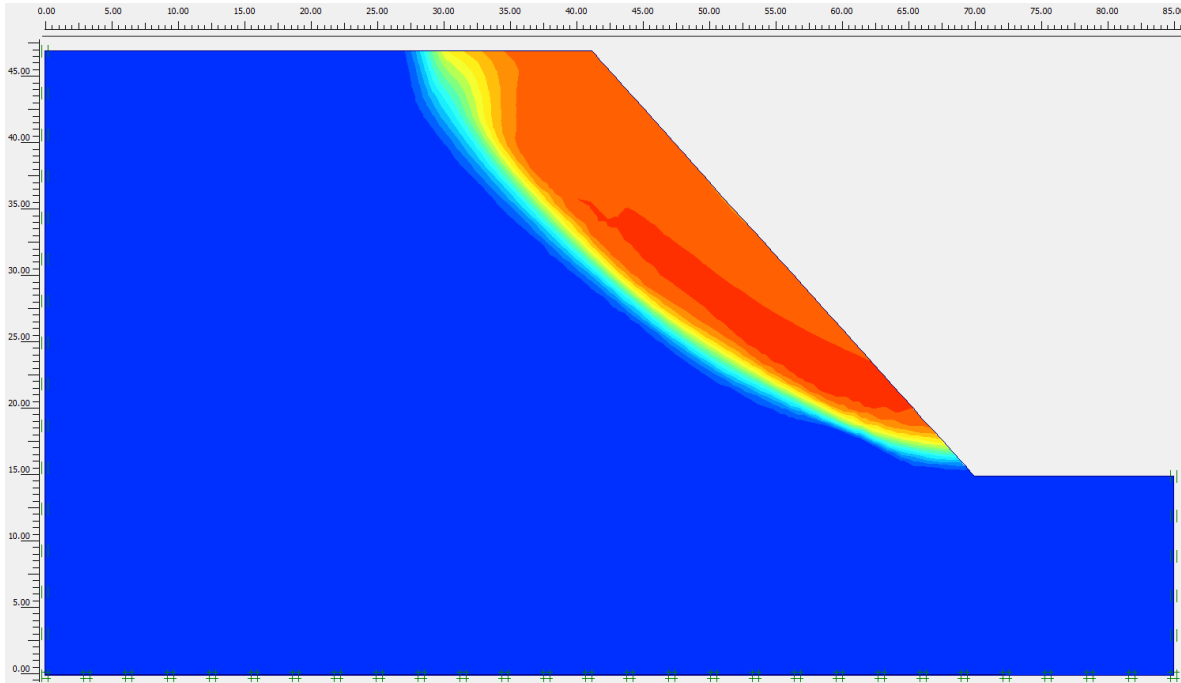




**Figura 4.49.** Determinación del  $FS_{min}$  obtenido con el programa GeoStudio 2012: (a) Bishop,  $FS_{min} = 1.247$ , (b) Janbu,  $FS_{min} = 1.195$ , (c) Morgenstern-Price,  $FS_{min} = 1.243$ , (d) Ordinario-Fellenius,  $FS_{min} = 1.202$ , y (e) Spencer,  $FS_{min} = 1.244$

**(C) MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)**

En esta sección se presenta la estabilidad del talud en estudio mediante elementos finitos usando el programa *Plaxis V.8.5*, se determinó el factor de seguridad mínimo y su respectiva cuña de falla. En la **Fig. 4.50** se muestra que el  $FS_{min} = 1.17$  lo cual indica que el talud es inestable y se hace necesario el uso de anclas.



**Figura 4.50.** Determinación del factor de seguridad mínimo ( $FS_{min} = 1.17$ ) y superficie de falla sin considerar el uso de anclas

En la **Tabla 4.24** se muestran los resultados del cálculo del  $FS_{min}$  obtenido mediante diferentes métodos y sin considerar el uso de anclas.

**Tabla 4.24.** Resumen de resultados de la determinación del  $FS_{min}$  mediante varios métodos

Método	Slide V6.0	GeoStudio 2012
Bishop	1.255	1.247
Janbu	1.199	1.195
Morgenstern-Price	1.205	1.243
Ordinario-Fellenius	-	1.202
Spencer	1.24	1.244
Deméneghi	1.32	
Plaxis V.8.5	1.17	

4.2.4. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CON ANCLAS

(A) DEMÉNEGHI (2015)

En el análisis sin considerar el uso de anclas se determinó el ángulo que forma la cuña de falla más crítica ( $\theta = 33^\circ$ ), con la información anterior se procedió a calcular la fuerza de anclaje y el diámetro de las anclas, tal como se muestra a continuación en la **Tabla 4.25**.

**Tabla 4.25.** Determinación de la fuerza de anclaje y diámetro de las anclas

$\theta$ (°)	AN (t)	T (t)	$T_1$ (t)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	D (m)	D (cm)
33	96.42	197.88	39.58	3.75E-04	0.022	2.19

AN: Fuerza de anclaje       $T_1$ : Fuerza en un ancla      D: Diámetro del ancla  
 T: Fuerza de tensión      A: Área del ancla

Por resistencia estructural se necesita un torón de diámetro igual a 2.19 cm que cumpla con un área de acero mínima de  $3.75 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ . Sin embargo, como este diámetro no es comercial, se propone un arreglo de 4 torones de diámetro igual a 0.5 in cada uno, los cuales en conjunto aportarán un área de acero igual a  $5.07 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ .

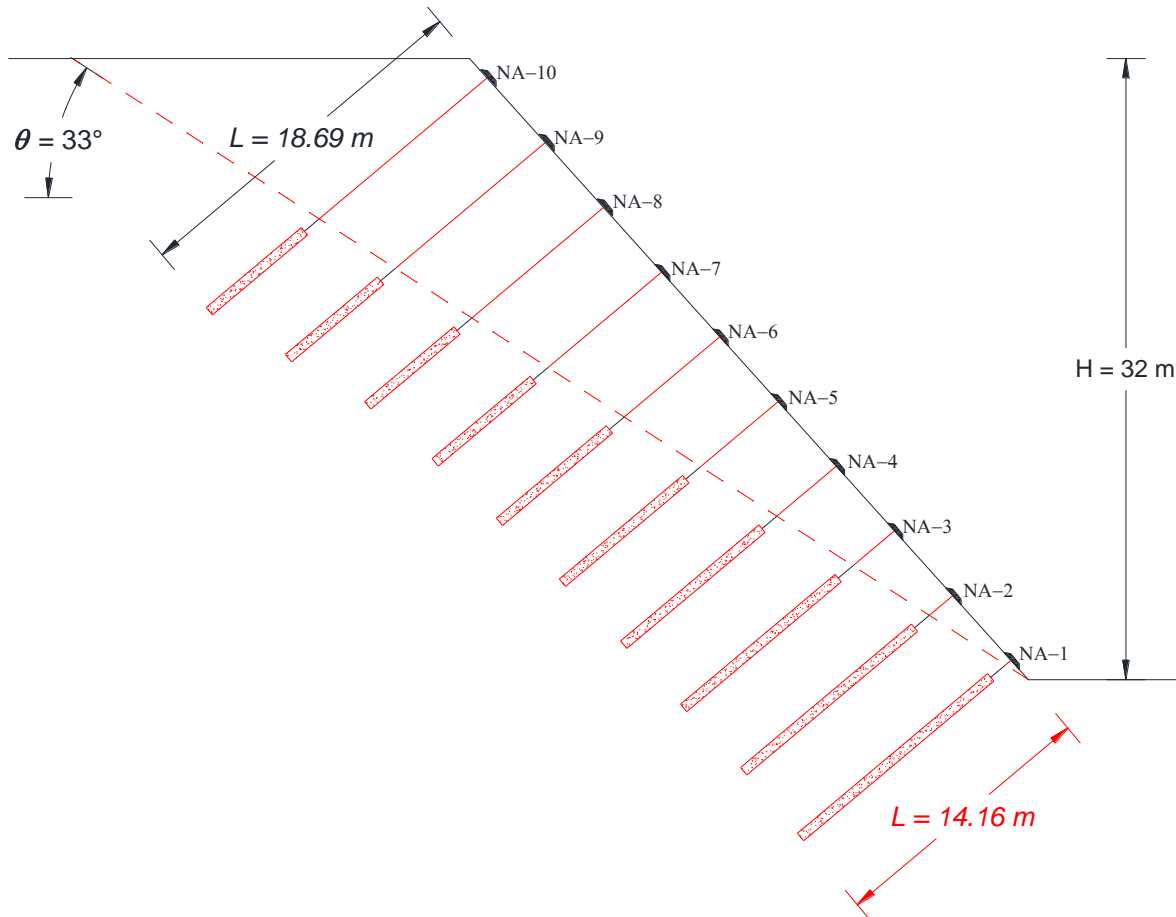
Para este corte en estudio se proponen 10 niveles de anclas con una separación de ~3.3 y 3.0 m vertical y horizontal respectivamente, colocadas a partir de 1.0 m de altura con respecto al pie del talud. A continuación, en la siguiente tabla se muestra de forma resumida los resultados del cálculo de la longitud libre ( $L'$ ), longitud de empotramiento ( $L_e$ ), y longitud total ( $L$ ), así como la altura de colocación de cada nivel de anclaje, estas distancias determinan mediante iteraciones hasta que  $T_{1c} \geq T_1$ .

**Tabla 4.26.** Determinación de las longitudes de instalación de cada ancla, así como sus alturas de colocación

Nivel de anclaje	$y_1$	$L_e$	L	$L'$	$y_{E1}$	$x_{A4}$	$y_{A4}$	$x_{A2}$	$y_{A2}$	$y_{B1}$	$y_{E2}$	$y_{A1}$	$x_{A1}$	$x_{E1}$	$x_{B1}$	$pv_4$	$pv_2$	$K_0$	$\sigma_2$	$\sigma_4$	$P_p$	$T_{1c}$	$T_1$
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(-)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t)	(t)
NA-1	1.00	12.80	14.16	0.36	0.77	6.84	7.60	1.94	2.16	1.00	0.13	32.00	28.81	1.18	0.90	19.69	3.45	0.55	2.54	16.03	20.13	39.95	39.58
NA-2	4.33	11.50	14.08	1.58	3.32	10.28	11.42	5.88	6.52	4.33	2.67	32.00	28.81	5.11	3.90	21.15	6.55	0.55	4.82	17.22	26.19	39.66	39.58
NA-3	7.67	10.40	14.19	2.79	5.87	13.80	15.33	9.81	10.90	7.67	5.24	32.00	28.81	9.05	6.91	22.84	9.62	0.55	7.08	18.59	32.21	39.82	39.58
NA-4	11.00	9.30	14.31	4.01	8.42	17.30	19.21	13.74	15.26	11.00	7.78	32.00	28.81	12.97	9.90	24.52	12.72	0.55	9.36	19.96	38.27	39.68	39.58
NA-5	14.33	8.30	14.52	5.22	10.98	20.84	23.15	17.66	19.62	14.33	10.34	32.00	28.81	16.90	12.90	26.32	15.78	0.55	11.61	21.43	44.26	39.62	39.58
NA-6	17.67	7.40	14.84	6.44	13.53	24.44	27.14	21.61	24.00	17.67	12.89	32.00	28.81	20.84	15.91	28.28	18.89	0.55	13.90	23.02	50.35	39.72	39.58
NA-7	21.00	6.60	15.25	7.65	16.08	28.06	31.16	25.54	28.36	21.00	15.44	32.00	28.81	24.77	18.91	30.34	21.96	0.55	16.16	24.70	56.36	39.91	39.58
NA-8	24.33	6.00	15.86	8.86	18.63	31.76	35.27	29.46	32.00	24.33	17.99	32.00	28.81	28.69	21.91	32.66	23.82	0.55	17.53	26.59	60.00	40.01	39.58
NA-9	27.67	6.20	17.28	10.08	21.19	35.77	39.73	33.40	32.00	27.67	20.55	32.00	28.81	32.63	24.91	35.99	19.47	0.55	14.33	29.30	51.49	39.97	39.58
NA-10	31.00	6.40	18.69	11.29	23.74	39.78	44.18	37.32	32.00	31.00	23.10	32.00	28.81	36.56	27.91	39.33	15.13	0.55	11.13	32.02	42.98	40.05	39.58

$L_b (m) = 1.00$        $N_\phi = 2.66$        $y_{A1} (m) = 32.00$        $x_{A1} (m) = 28.81$        $K_\theta = 0.55$

Por otra parte en la siguiente figura se representa la distribución que deberán de tener los 10 niveles de anclajes dentro del cuerpo del talud de acuerdo a la tabla anterior. Se observa que las longitudes de las anclas varían desde 14.16 hasta 18.69 m, se indica también la cuña de falla con su respectivo ángulo de inclinación ( $\theta = 33^\circ$ ), con esta distribución de anclaje se alcanza un  $FS_{min} = 1.5$ .



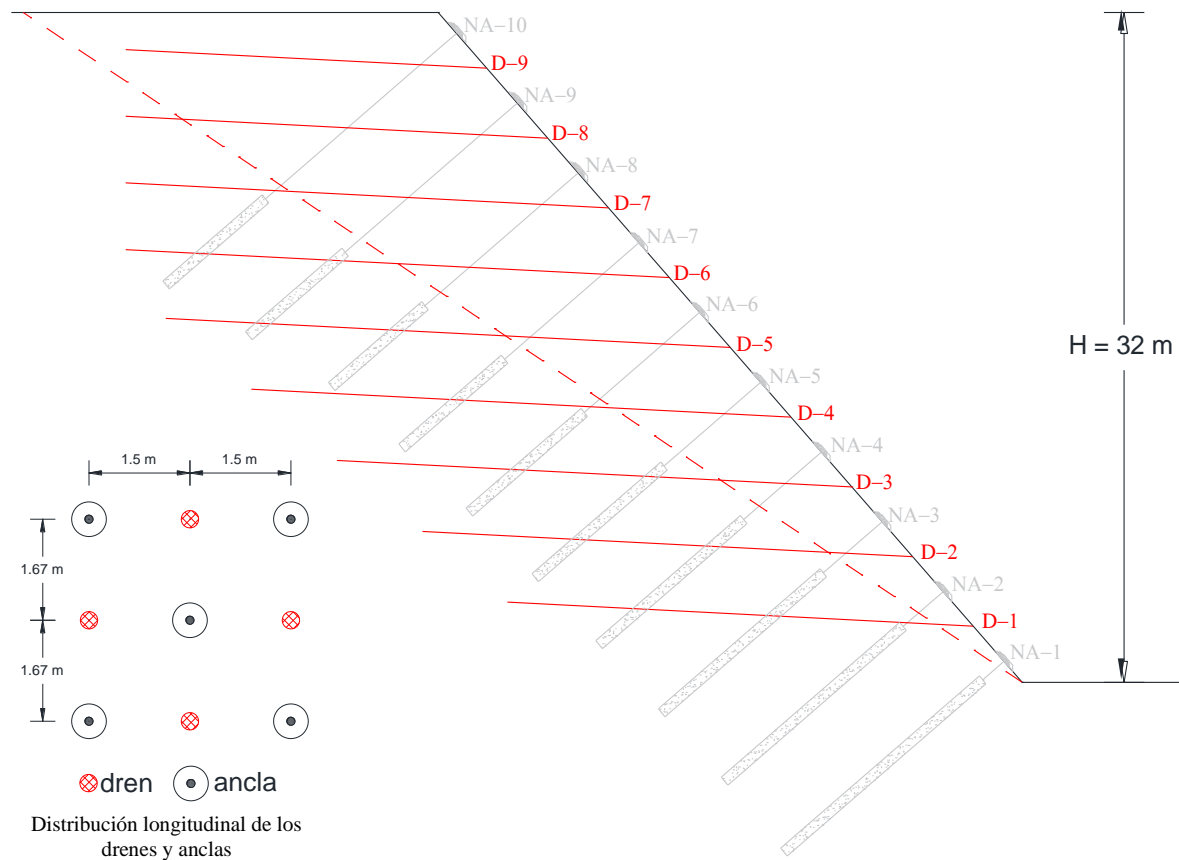
**Figura 4.51.** Distribución del sistema de anclaje para estabilizar el talud Mitla-Tehuantepec km 57+800,  $FS_{min} = 1.5$

Finalmente se presenta un arreglo de drenes para complementar el sistema de estabilidad del talud en estudio. Se proponen 9 niveles de drenes intercalados entre las anclas, equidistantes a cada 3.3 m verticalmente y 3 m horizontalmente con las alturas y longitudes de instalación indicadas en la **Tabla 4.27**. Todos los drenes deberán de tener una pendiente del 5% hacia la cara del talud y deberán de ser construidos con tubos de 0.05 m de diámetro, perforados, cubiertos con geosintéticos, además de cumplir con las características de la norma: N·CMT·3·04·003/05 (**SCT, 2005**), del mismo modo los drenes deberán ser instalados

tal como lo indica la norma: N-CTR CAR 1 03 012/00 (*SCT, 2000*). En la *Fig. 4.52* se muestra en vista frontal y longitudinal la distribución tanto de las anclas como de los drenes propuestos.

**Tabla 4.27.** Características de los drenes propuestos

Número de dren	Altura de colocación (m)	Longitud (m)	Diámetro (m)	Pendiente (%)
D-1	2.7	23.0	0.05	5.0
D-2	6.0	24.2	0.05	5.0
D-3	9.3	25.5	0.05	5.0
D-4	12.7	26.7	0.05	5.0
D-5	16.0	27.9	0.05	5.0
D-6	19.3	26.9	0.05	5.0
D-7	22.7	23.9	0.05	5.0
D-8	26.0	20.9	0.05	5.0
D-9	29.3	17.8	0.05	5.0

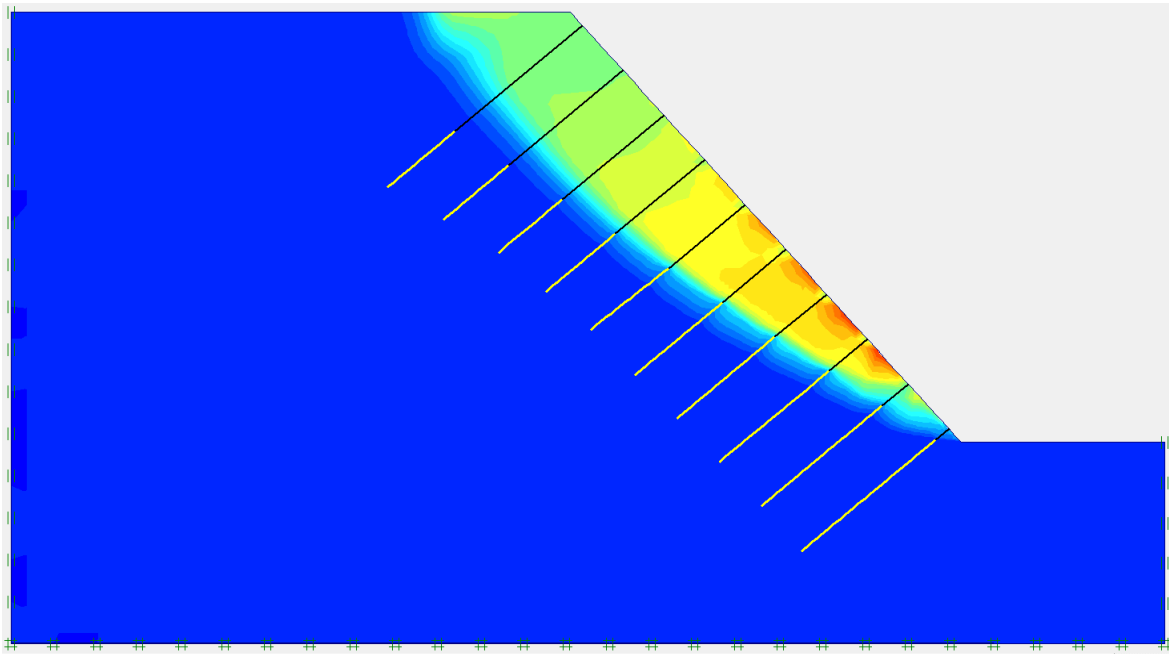


**Figura 4.52.** Distribución intercalada de los drenes y anclas del talud Mitla-Tehuantepec km 57+800



**(B) MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)**

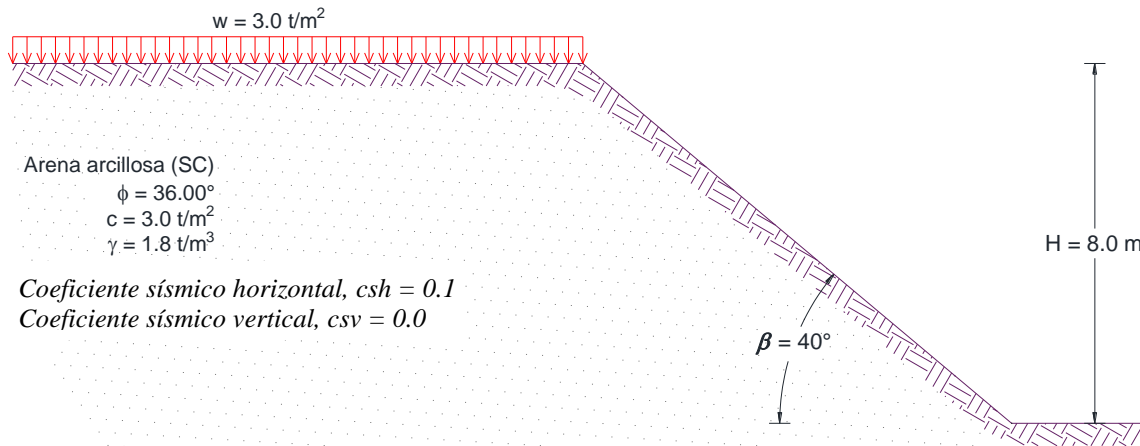
Por otra parte, en la **Fig. 4.53** se presenta el talud estabilizado con el sistema de 10 niveles de anclas propuesto, el factor de seguridad aumenta a  $FS_{min} = 1.60$  superando al mínimo solicitado el cual es de  $FS_{min} \geq 1.5$ . Los bulbos de las anclas quedan fuera de la superficie de falla, por lo cual se confirma que la distribución del arreglo de anclaje propuesto es adecuada para el talud en estudio.



**Figura 4.53.** Talud estabilizado mediante 10 niveles de anclas,  $FS_{min} = 1.60$

### 4.3. CASO III: TALUD EN ZONA URBANA

El presente caso corresponde a un ejercicio académico en donde los datos presentados son proporcionados por *Deméneghi (2015)*. Se tratará un corte en el cual el material predominante es de característica granular, otro distintivo importante es que el talud soportará una sobrecarga en la corona. Se requiere reforzar el talud mostrado en la *Fig. 4.54*, de tal forma que se obtenga por lo menos un factor de seguridad  $FS_{min} \geq 1.5$ . Se estimó la estabilidad del talud sin considerar el uso de anclas y después con el uso de éstas, para lo cual se empleó el método propuesto por *Deméneghi (2015)* y métodos tradicionales, posteriormente se comprobaron los resultados mediante el método de elementos finitos (*MEF*).



**Figura 4.54.** Geometría y características del talud en donde predomina el material granular

#### 4.3.1. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD MEDIANTE DIFERENTES MÉTODOS, SIN CONSIDERAR EL USO DE ANCLAS

##### (A) DEMÉNEGHI (2015)

En primera instancia, se hará un análisis en condiciones estáticas, sin considerar el uso de anclas y la aplicación de la sobrecarga, esto con el fin de evaluar las condiciones de estabilidad naturales del talud, en la práctica profesional también este tipo de análisis sirve para justificar o bien descartar el uso de anclas, ya que el corte puede ser estable en condiciones naturales. El cálculo de la estabilidad de un talud sin considerar un sistema de anclaje ni las acciones impuestas por un sismo es sencillo y se estima con la siguiente expresión *Deméneghi (2015)*.



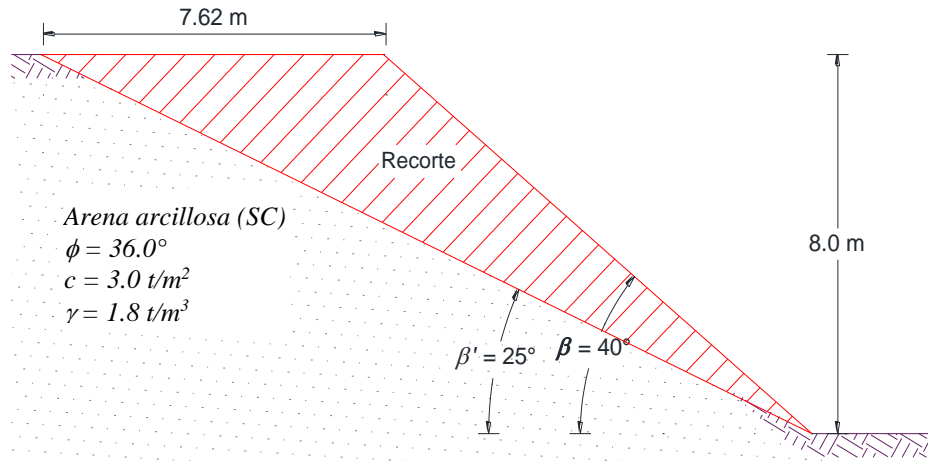


Figura 4.55. Talud natural sometido a un recorte hasta que  $\beta = 25^\circ$  para alcanzar un  $FS \geq 1.50$

Por otra parte, en la **Tabla 4.29** se presenta el cálculo mediante iteraciones aplicando las mismas ecuaciones de la **sección 4.1.3-A**. Se observa que  $\theta$  se hace variar desde 22 hasta 32° ya que fuera de este rango los resultados son incongruentes, asimismo, se muestra que el  $FS_{min}$  es menor a la unidad cuando el ángulo de inclinación de la cuña de falla es menor a 30°, por lo cual se asume que la superficie de falla más desfavorable se presenta cuando  $\theta = 30^\circ$ .

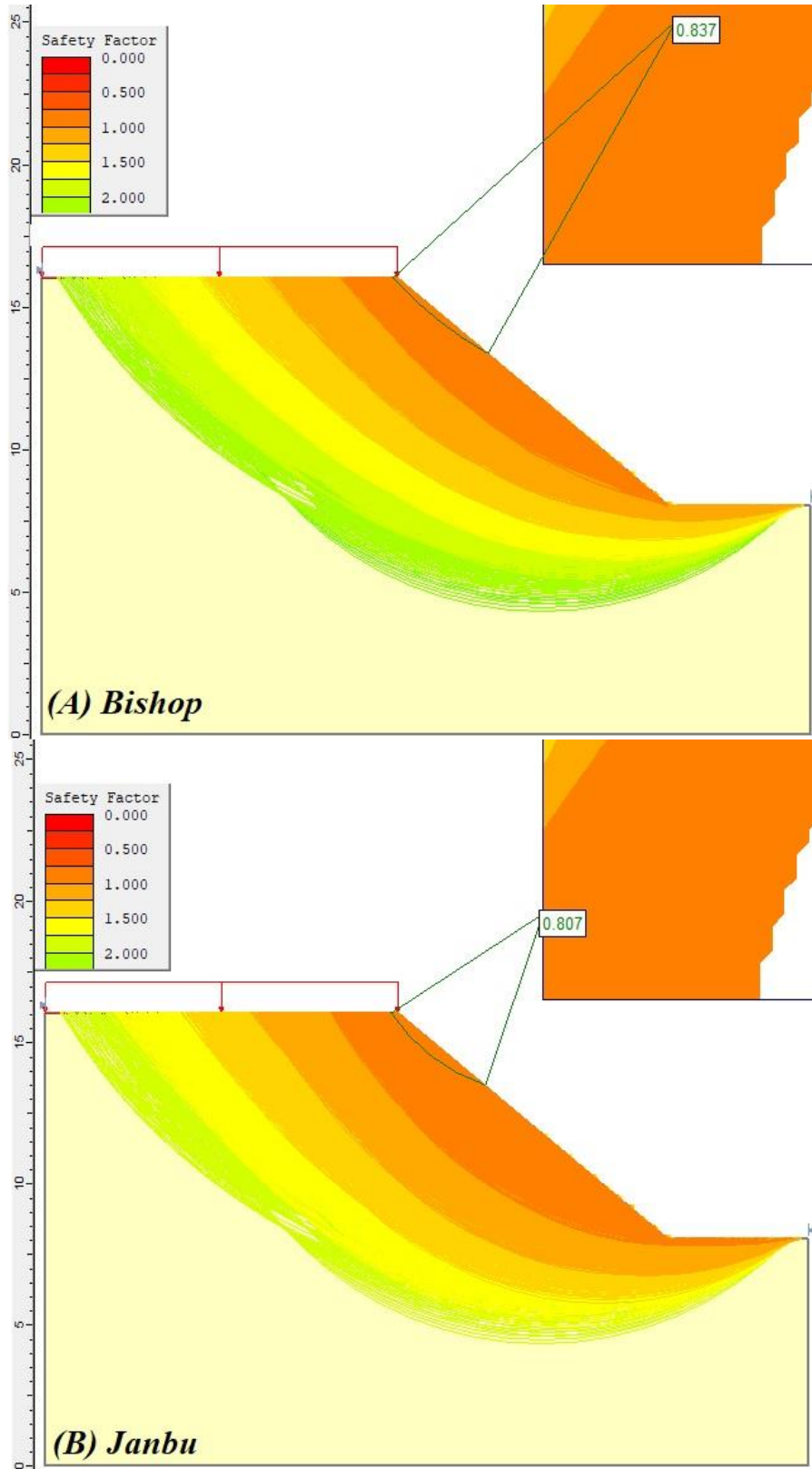
Tabla 4.29. Estimación del  $FS_{min}$  mediante iteraciones del talud en estudio

$\theta$ (°)	H (m)	$\beta$ (°)	$\alpha$ (°)	$L_1$ (m)	$L_2$ (m)	$L_3$ (m)	A (m <sup>2</sup> )	W (t)	Q (t/m <sup>2</sup> )	Sh (t)	V (t)	c L <sub>2</sub> (t-m)	$\Sigma F_R$ (t)	$\Sigma F_A$ (t)	AN (t)	$FS_{min}$
22	8.0	40.0	0.00	12.45	21.36	10.27	41.07	73.92	30.80	10.47	104.72	0.00	67.69	48.94	0.00	1.38
23	8.0	40.0	0.00	12.45	20.47	9.31	37.25	67.05	27.94	9.50	94.99	0.00	60.83	45.86	0.00	1.33
24	8.0	40.0	0.00	12.45	19.67	8.43	33.74	60.73	25.30	8.60	86.03	0.00	54.56	42.85	0.00	1.27
25	8.0	40.0	0.00	12.45	18.93	7.62	30.49	54.88	22.87	7.77	77.74	0.00	48.81	39.90	0.00	1.22
26	8.0	40.0	0.00	12.45	18.25	6.87	27.47	49.45	20.61	7.01	70.06	0.00	43.52	37.01	0.00	1.18
27	8.0	40.0	0.00	12.45	17.62	6.17	24.67	44.40	18.50	6.29	62.90	0.00	38.65	34.16	0.00	1.13
28	8.0	40.0	0.00	12.45	17.04	5.51	22.05	39.68	16.54	5.62	56.22	0.00	34.15	31.36	0.00	1.09
29	8.0	40.0	0.00	12.45	16.50	4.90	19.59	35.27	14.70	5.00	49.96	0.00	29.99	28.59	0.00	1.05
30	8.0	40.0	0.00	12.45	16.00	4.32	17.29	31.12	12.97	4.41	44.09	0.00	26.14	25.86	0.00	1.01
31	8.0	40.0	0.00	12.45	15.53	3.78	15.12	27.22	11.34	3.86	38.56	0.00	22.57	23.16	0.00	0.97
32	8.0	40.0	0.00	12.45	15.10	3.27	13.07	23.53	9.81	3.33	33.34	0.00	19.26	20.50	0.00	0.94

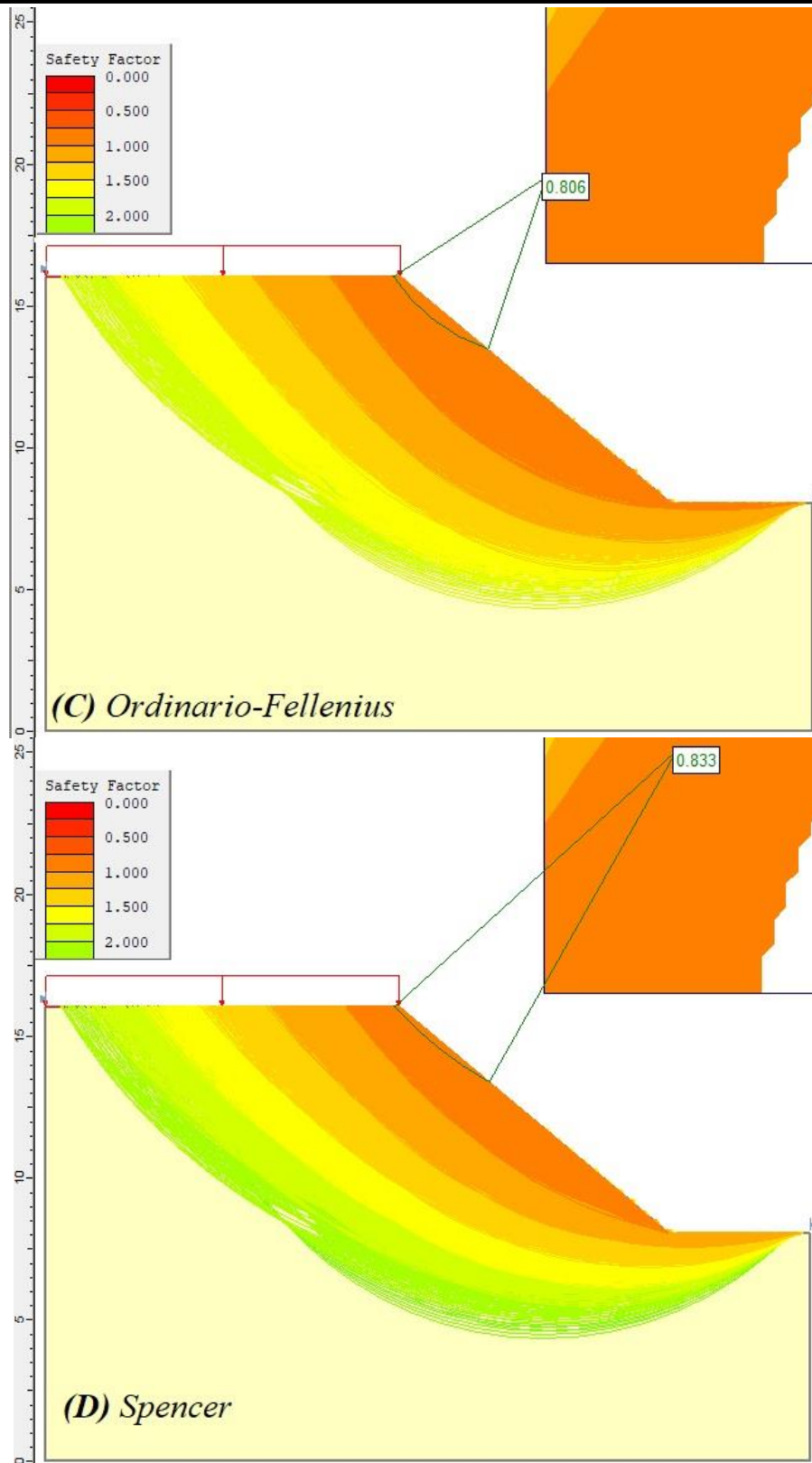
$\theta$  Ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento      Q Sobre carga  
 H Altura del talud      Sh Fuerza sísmica horizontal  
 $\alpha$  Ángulo de inclinación de la corona del talud      V Fuerza cortante  
 $\beta$  Ángulo de inclinación del talud       $\Sigma F_R$  Sumatoria de fuerzas resistentes  
 $L_1, L_2$  y  $L_3$  Longitudes de la cuña de falla       $\Sigma F_A$  Sumatoria de fuerzas actuantes  
 A Área de la cuña de falla       $FS_{min}$  Factor de seguridad mínimo  
 W Peso de la cuña de falla      AN Fuerza del sistema de anclaje

**(B) MÉTODOS TRADICIONALES**

Slide V 5.0:

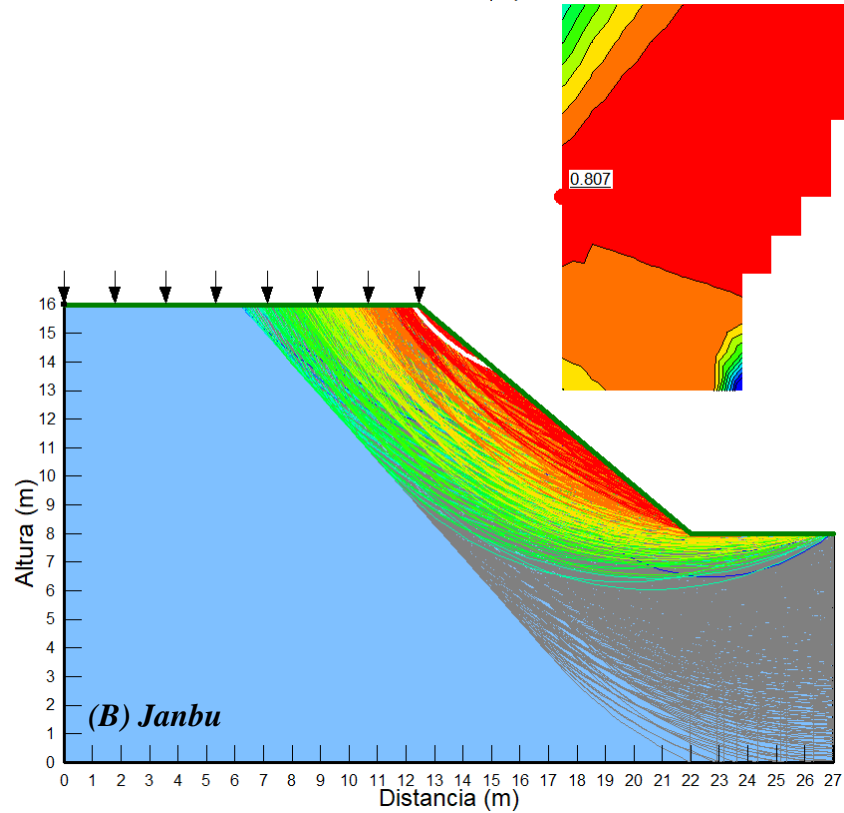
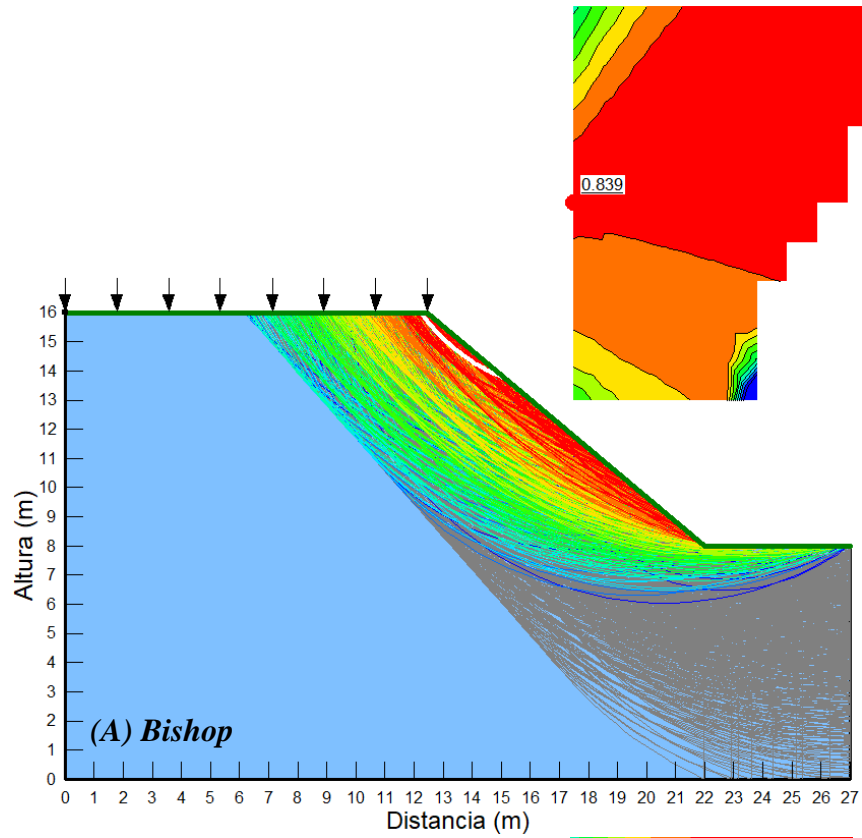


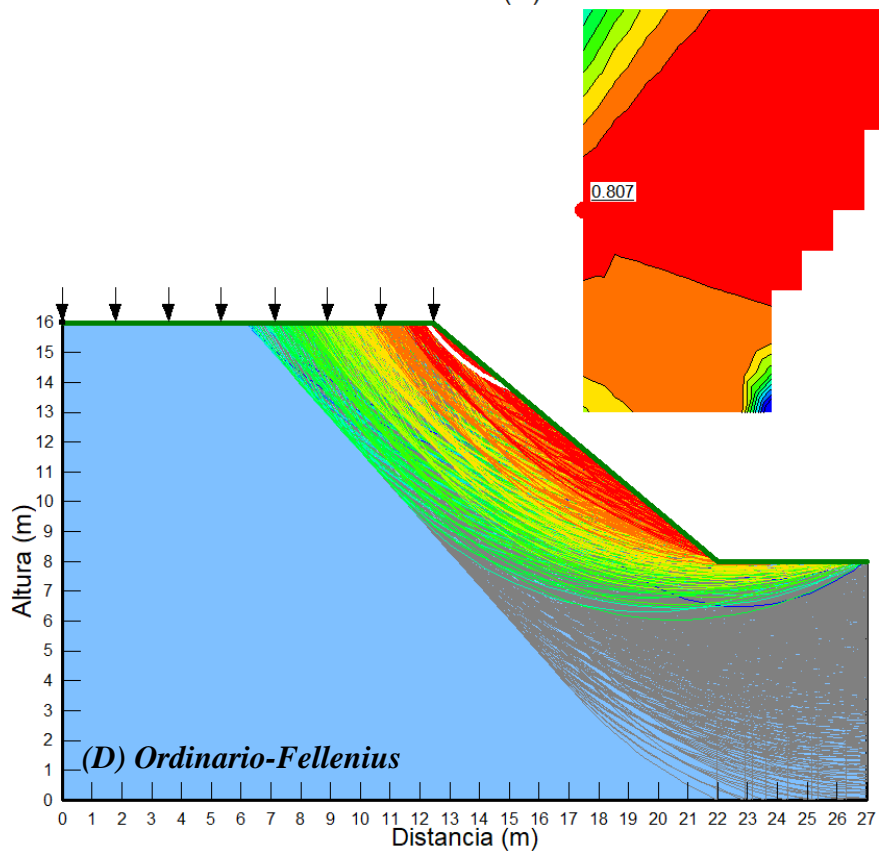
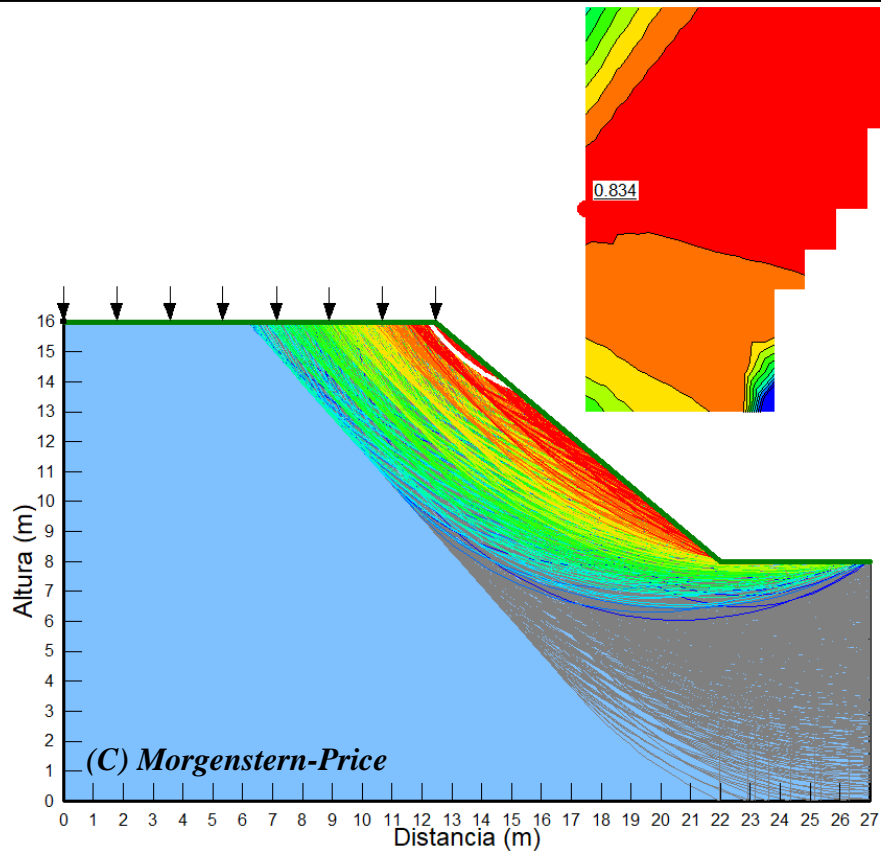


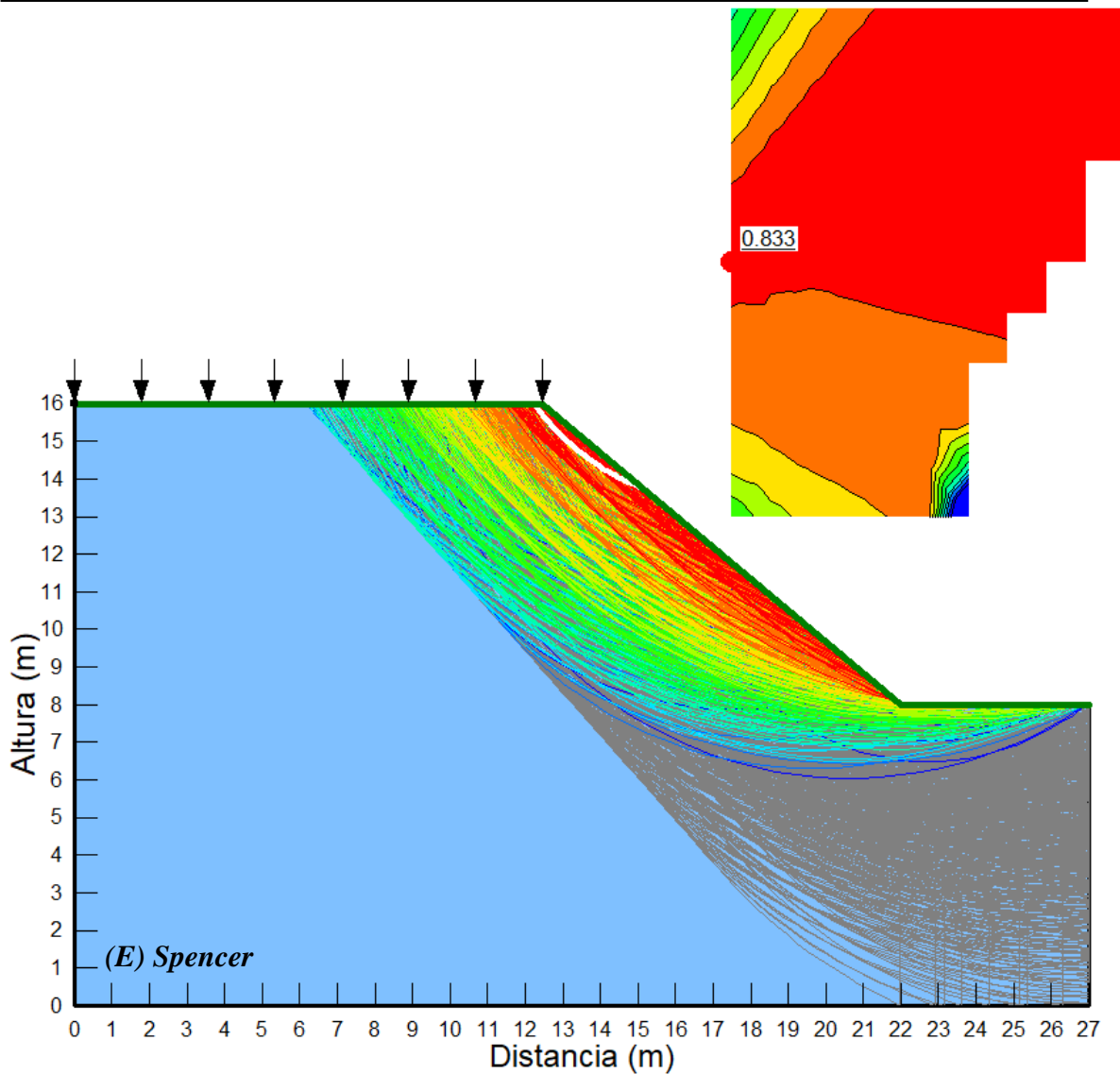


**Figura 4.56.** Determinación del  $FS_{min}$  obtenido con el programa Slide V5.0: (a) Bishop,  $FS_{min} = 0.837$ , (b) Janbu,  $FS_{min} = 0.807$ , (c) Ordinario-Fellenius,  $FS_{min} = 0.806$ , y (d) Spencer,  $FS_{min} = 0.833$

GeoStudio 2012:







**Figura 4.57.** Determinación del  $FS_{min}$  obtenido con el programa GeoStudio 2012: (a) Bishop,  $FS_{min} = 0.839$ , (b) Janbu,  $FS_{min} = 0.807$ , (c) Morgenstern-Price,  $FS_{min} = 0.834$ , (d) Ordinario-Fellenius,  $FS_{min} = 0.807$ , y (e) Spencer,  $FS_{min} = 0.833$

### (C) MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

En esta sección se presenta el análisis de estabilidad del talud en estudio tomando en cuenta la sobrecarga de  $3.0 \text{ t/m}^2$  y sin considerar el sistema de anclaje. En la siguiente figura se muestra la geometría del talud, se aprecia el área en donde se presentará la cuña de falla. Se confirma que el talud en condiciones naturales es inestable ya que factor de seguridad estimado mediante *Plaxis V.8.5* es  $FS = 1.31$  y el mínimo solicitado es  $FS_{min} \geq 1.5$ , por lo cual es necesario estabilizar el talud mediante un sistema de anclaje.

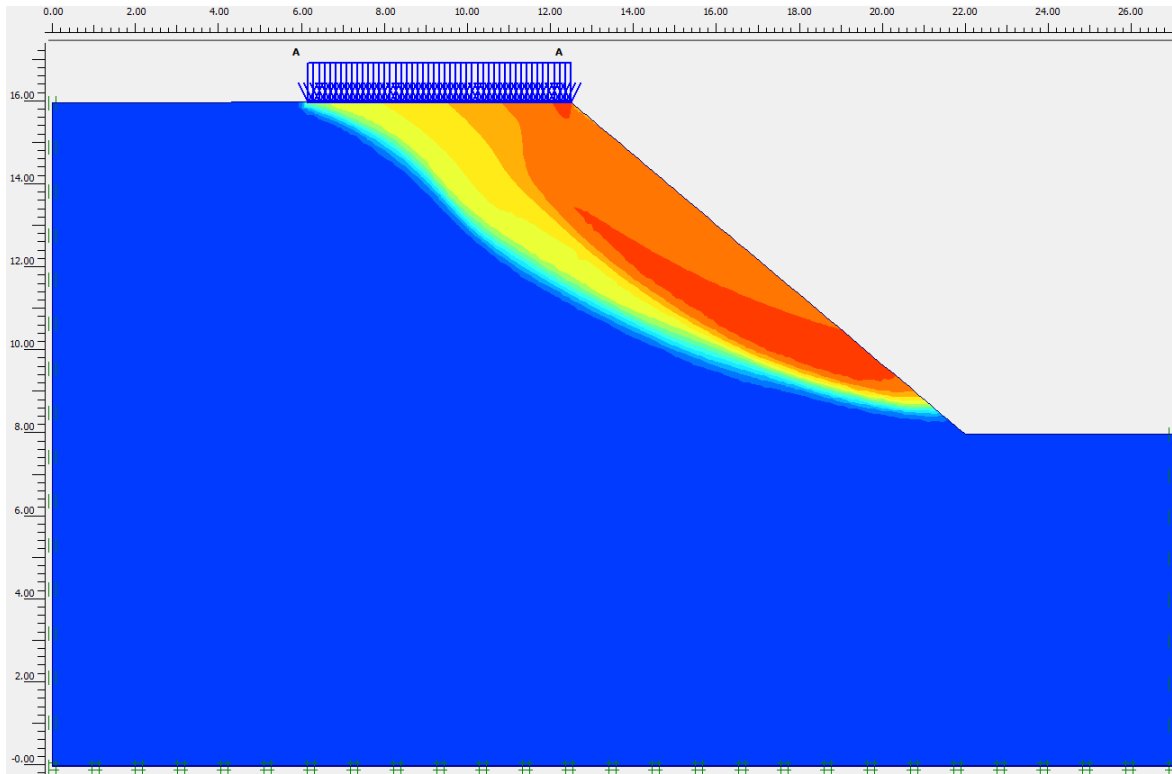


Figura 4.58. Talud en estado natural y sin refuerzo con un  $FS_{min} = 1.31$

En la siguiente tabla se muestran los resultados del cálculo del  $FS_{min}$  obtenido mediante diferentes métodos y sin considerar el uso de anclas.

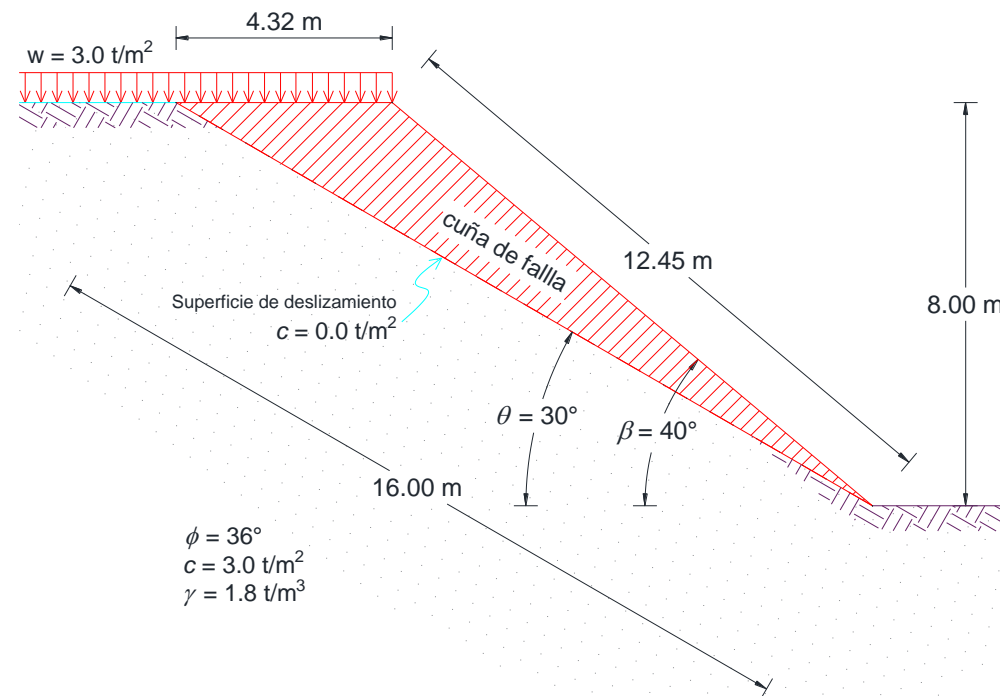
Tabla 4.30. Resumen de resultados de la determinación del  $FS_{min}$  mediante varios métodos

Método	Slide V6.0	GeoStudio 2012
Bishop	0.837	0.839
Janbu	0.807	0.807
Morgenstern-Price	-	0.834
Ordinario-Fellenius	0.806	0.807
Spencer	0.833	0.833
Deméneghi	1.01	
Plaxis V.8.5	1.31	



**4.3.2. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD CON ANCLAS****(A) DEMÉNEGHI (2015)**

En la sección **4.3.1-A** se determinó que la cuña de falla más crítica se presentará cuando su ángulo de inclinación ( $\theta$ ) vale  $30^\circ$ , en esta parte del presente trabajo se estabilizará esa cuña de falla mediante un sistema de anclaje. Para este caso de estudio el método de **Deméneghi (2015)** asume que la cuña de falla es cinemáticamente admisible y se presentará una falla plana a lo largo de la superficie de deslizamiento (**SD**) cuando  $\theta = 30^\circ$ , para que esto sea posible se considera que la cohesión en la **SD** es igual a cero, además de que esta es la condición más desfavorable. Mientras que para la zona en donde se instalará el bulbo de empotramiento sí se considerará la cohesión del material que compone al talud.



**Figura 4.59.** Cuña de falla que se forma cuando la superficie de deslizamiento más desfavorable es  $\theta = 30^\circ$

A continuación, se procede a realizar la estabilidad del talud mediante un sistema de anclaje. Para este caso en estudio se proponen tres niveles de anclas colocadas a las siguientes alturas:  $y_1 = 2.0\text{ m}$ ,  $y_2 = 4.0\text{ m}$ , y  $y_3 = 6.0\text{ m}$ . Se procedió con la misma secuencia de cálculo desarrollada en la **sección 4.1.3-A**, de tal forma que se determinó la fuerza de anclaje, diámetro de las anclas, y distancias de colocación, tal como se muestra en la siguiente tabla y en la **Fig. 4.60**.



lo que implica que la longitud total del ancla será  $L \approx 7.6 \text{ m}$ , mientras que para el segundo nivel ( $y_2 = 4.0 \text{ m}$ )  $L_e = 5.7 \text{ m}$  y su longitud total será  $L \approx 7.90$ . De la misma manera para el tercer nivel de anclaje ( $y_3 = 6.0 \text{ m}$ )  $L_e$  y  $L$  serán de 5.40 y  $\sim 8.40 \text{ m}$ , respectivamente. Este arreglo de anclas descrito se representa esquemáticamente en la **Fig. 4.61**.

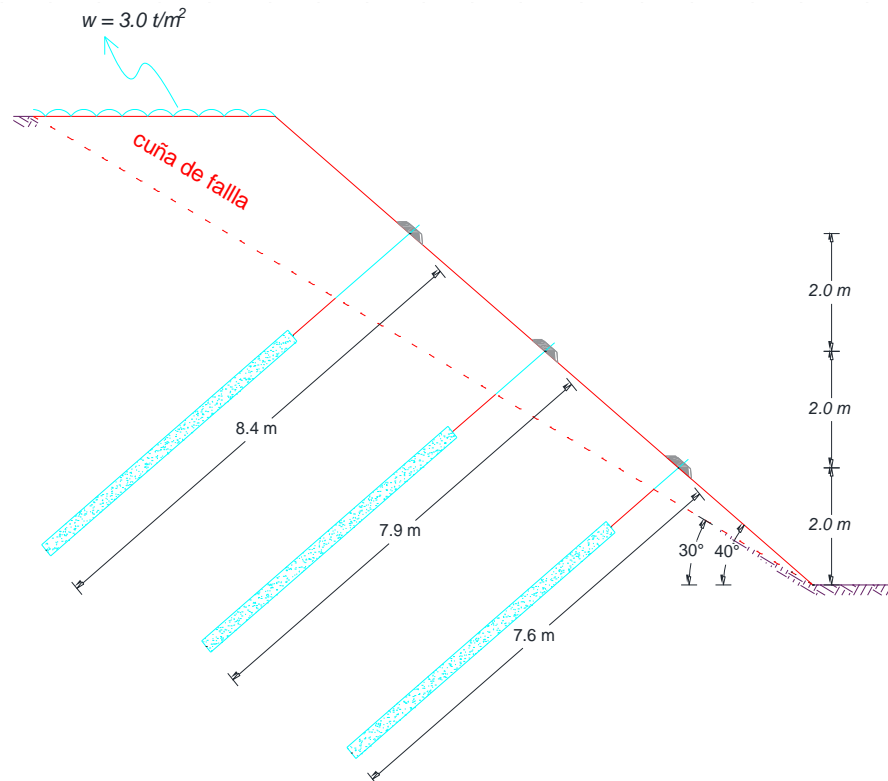
**Tabla 4.32.** Variación por iteraciones de  $L_e$  hasta que  $T_{1c} \geq T_1$

$L_e$ (m)	$L$ (m)	$L'$ (m)	$y_{EI}$ (m)	$x_{A4}$ (m)	$y_{A4}$ (m)	$x_{A2}$ (m)	$y_{A2}$ (m)	$y_{B1}$ (m)	$y_{E2}$ (m)	$x_{EI}$ (m)	$x_{B1}$ (m)	$p_{v4}$ (t)	$p_{v2}$ (t)	$\sigma_2$ (t)	$\sigma_4$ (t)	$N_\phi$ -	$P_p$ (t)	$T_{1c}$ (t)	$T_1$ (t)
<b>ALTURA DE COLOCACIÓN <math>y_1 = 2.0 \text{ m}</math></b>																			
1.50	3.1	0.57	1.63	4.16	3.49	3.59	3.01	2.00	0.98	2.82	2.38	8.37	6.65	4.35	6.33	3.85	28.52	10.83	22.32
2.00	3.6	0.57	1.63	4.35	3.65	3.59	3.01	2.00	0.98	2.82	2.38	8.95	6.65	4.35	6.77	3.85	28.52	11.78	22.32
4.00	5.6	0.57	1.63	5.12	4.59	3.59	3.01	2.00	0.98	2.82	2.38	11.81	6.65	4.35	8.93	3.85	28.52	16.40	22.32
6.00	7.6	0.57	1.63	5.88	5.87	3.59	3.01	2.00	0.98	2.82	2.38	15.27	6.65	4.35	11.55	3.85	28.52	22.62	22.32
<b>ALTURA DE COLOCACIÓN <math>y_2 = 4.0 \text{ m}</math></b>																			
1.50	3.7	1.15	3.26	6.99	5.87	6.42	5.38	4.00	2.62	5.65	4.77	9.71	7.97	5.21	7.34	3.85	31.83	12.01	22.32
2.00	4.2	1.15	3.26	7.18	6.02	6.42	5.38	4.00	2.62	5.65	4.77	10.29	7.97	5.21	7.78	3.85	31.83	13.03	22.32
4.00	6.2	1.15	3.26	7.95	6.67	6.42	5.38	4.00	2.62	5.65	4.77	12.61	7.97	5.21	9.54	3.85	31.83	17.71	22.32
5.70	7.9	1.15	3.26	8.60	7.22	6.42	5.38	4.00	2.62	5.65	4.77	14.57	7.97	5.21	11.02	3.85	31.83	22.45	22.32
<b>ALTURA DE COLOCACIÓN <math>y_3 = 6.0 \text{ m}</math></b>																			
1.50	4.2	1.72	4.89	9.81	8.00	9.24	7.75	6.00	4.25	8.47	7.15	10.62	9.30	6.08	8.03	3.85	35.18	13.14	22.32
2.00	4.7	1.72	4.89	10.00	8.00	9.24	7.75	6.00	4.25	8.47	7.15	10.91	9.30	6.08	8.25	3.85	35.18	14.14	22.32
4.00	6.7	1.72	4.89	10.77	8.00	9.24	7.75	6.00	4.25	8.47	7.15	12.07	9.30	6.08	9.13	3.85	35.18	18.46	22.32
5.70	8.4	1.72	4.89	11.42	8.00	9.24	7.75	6.00	4.25	8.47	7.15	13.05	9.30	6.08	9.87	3.85	35.18	22.51	22.32

$y_{A1} (m) = 8.00$

$x_{A1} (m) = 9.53$

$K_0 = 0.41$

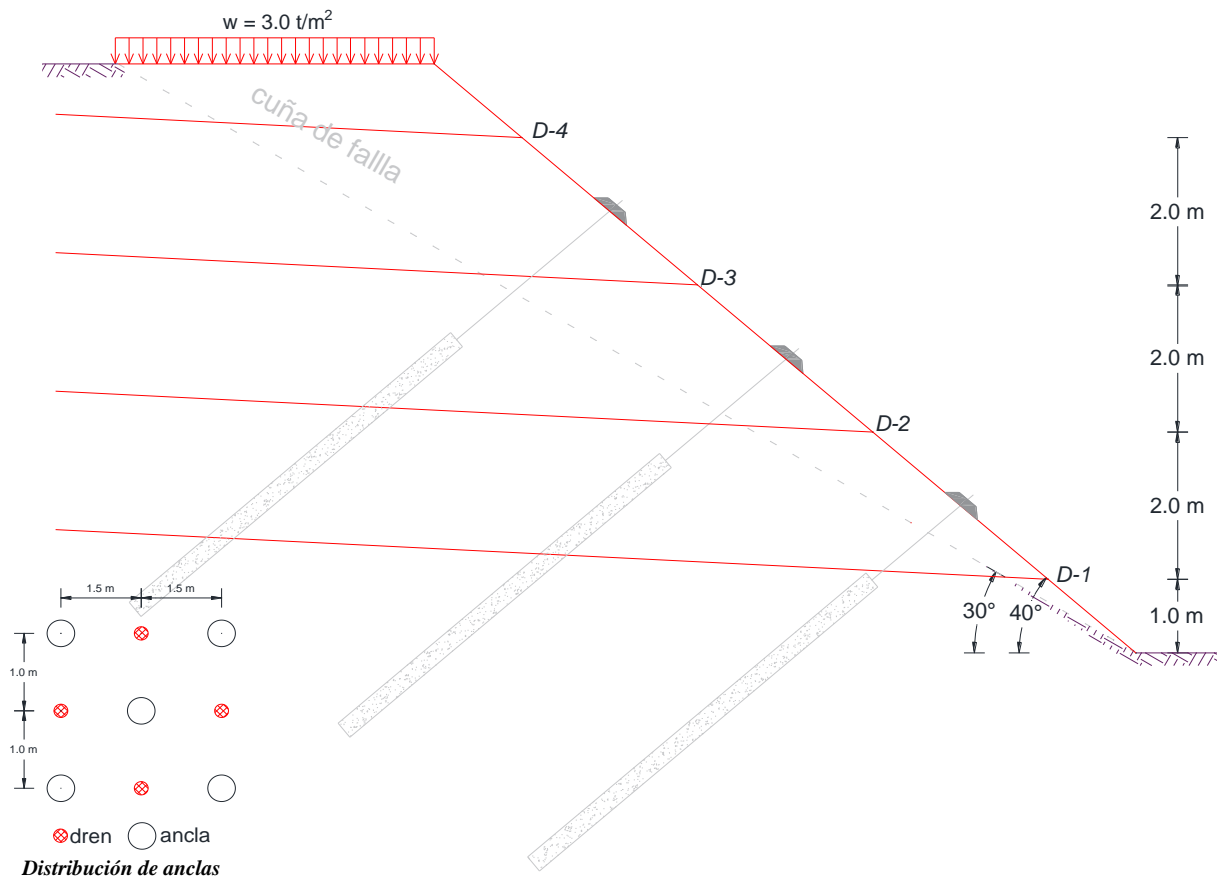


**Figura 4.61.** Distribución de las anclas en el cuerpo del talud analizado

Por otra parte, para complementar al sistema de anclaje se proponen cuatro niveles de drenes horizontales. El arreglo entre anclas y drenes tendrá la distribución indicada en la **Fig. 4.62**. Todos los drenes deberán de tener una pendiente del 5% hacia la cara del talud y deberán de ser construidos con tubos de 0.05 m de diámetro, perforados, y cubiertos con geosintéticos, además de cumplir con las características de la norma: N·CMT·3·04·003/05 (SCT, 2005), del mismo modo los drenes deberán ser instalados tal como lo indica la norma: N·CTR CAR 1 03 012/00 (SCT, 2000).

**Tabla 4.33.** Características de instalación de los drenes propuestos

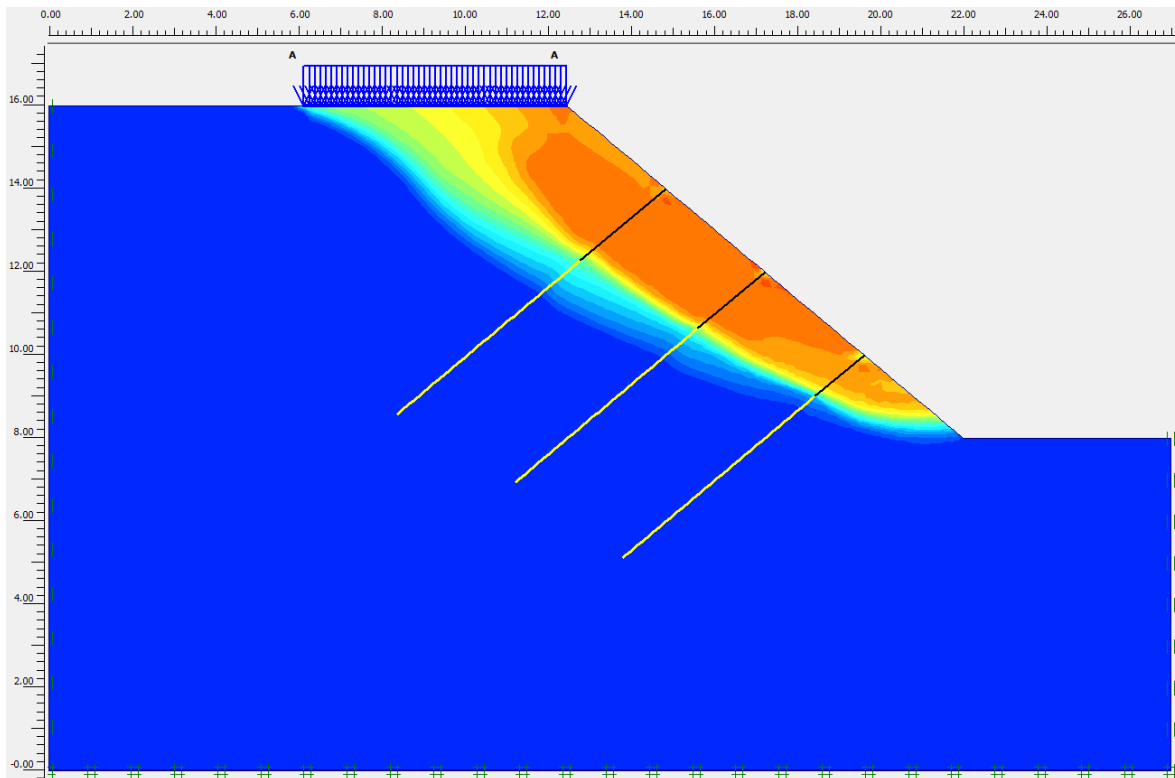
Número de dren	Altura de colocación (m)	Longitud (m)	Diámetro (m)	Pendiente (%)
D-1	1.0	13.5	0.05	5.0
D-2	3.0	11.1	0.05	5.0
D-3	5.0	8.7	0.05	5.0
D-4	7.0	6.3	0.05	5.0



**Figura 4.62.** Distribución de las anclas en el cuerpo del talud analizado

**(B) MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)**

En esta parte del presente trabajo se hará la revisión del sistema de anclaje propuesto en la sección 4.3.2-A mediante el apoyo del programa *Plaxis V.8.5*. En la *Fig. 4.63* se presenta el resultado del análisis de estabilidad del talud considerando el uso del sistema de anclaje, así como las acciones impuestas por una sobrecarga de  $3.0 \text{ t/m}^2$ , el factor de seguridad determinado fue de  $FS_{min} = 1.84$  superando el mínimo solicitado ( $FS_{min} \geq 1.5$ ). Se observa que el bulbo de empotramiento esta fuera de la cuña de falla por lo cual las anclas contribuirán a la estabilidad de talud.



*Figura 4.63. Talud estabilizado mediante anclas con un  $FS_{min} = 1.84$*



# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## Conclusiones:

1. Se propuso una solución para cada uno de los tres casos de taludes estudiados, se tenía una incertidumbre en cuanto a la estabilidad sin anclas, mediante el análisis hecho se determinó que los taludes en condiciones previas a la instalación de las anclas eran inestables.
2. La propuesta de anclaje hecha para cada talud estudiado satisface los factores mínimos de seguridad recomendados por **Rodríguez (2018)**.
3. En base a los resultados obtenidos se observa que cuando se aplica el método de **Deméneghi (2015)** sin considerar el uso de anclas la topografía del talud influye en el resultado del  $FS_{min}$ . La cuña de falla al resultar una poligonal (Caso I) y no una cuña de geometría regular (Caso II y III) el  $FS_{min}$  disminuye notablemente en comparación con los que fueron calculados mediante los métodos de equilibrio límite, lo que genera que las anclas sean de longitud considerable.
4. Sin considerar el uso de anclas y cuando la cuña de falla resultante es de una geometría regular los resultados del  $FS_{min}$  obtenidos con **Deméneghi (2015)** son acordes con los resultados obtenidos mediante los métodos tradicionales de equilibrio límite.
5. Cuando se considera el uso de anclas los  $FS_{min}$  determinados mediante elementos finitos en los tres casos de estudio son acordes con el  $FS_{min}$  de diseño solicitado en el método de **Deméneghi (2015)**. La influencia de la topografía del talud (punto 3) queda minimizada a costa de la longitud de las anclas.
6. El método de **Deméneghi (2015)** no estima la magnitud de los desplazamientos debidos a un posible deslizamiento de la cuña de falla por lo que la comparación de este parámetro no es posible con el método de elementos finitos en el cual sí se estiman.
7. El método propuesto por **Deméneghi (2015)** proporcionó resultados confiables para estabilizar taludes mediante anclas, presenta la ventaja de que puede ser implementado sin la necesidad de un programa especializado, debido a que es un procedimiento iterativo únicamente se requiere de una hoja de cálculo programable.



8. Los taludes analizados en el presente trabajo están localizados en zonas sísmicas en donde se han presentado los eventos más catastróficos de México, por lo cual en el análisis con y sin anclas sí se consideró la acción de los sismos. La influencia de los sismos se estima como *fuerza sísmica horizontal* ( $S_h$ ) la cual está en función del peso de la cuña de falla, sobre carga en caso de existir y un coeficiente sísmico horizontal.
9. Para taludes de gran altura como en los casos I y II, 28 y 32 m, respectivamente, es indispensable realizar estudios de topografía, geología, geofísicos, hidrológicos y por su puesto estudios geotécnicos ya que proveen de información útil para seleccionar la mejor opción de solución.
10. Desde mi punto de vista si se tiene un buen sistema de drenaje que garantice lo más rápido posible el desalojo del agua dentro del cuerpo del talud se tiene resuelto en gran parte el problema de estabilidad de taludes.

**Recomendaciones:**

1. Para mejorar la conducción de los escurrimientos en el sitio se propone reconstruir y mejorar las obras hidráulicas en la corona del talud, como por ejemplo contracunetas de sección trapecial.
2. Los drenes de penetración transversal deben instalarse de manera que puedan ser sometidos a un mantenimiento durante la conservación de la vialidad. Este mantenimiento consiste en su limpieza interior, para lo cual existe la maquinaria apropiada, generalmente a base de cepillos con cerda metálica, integrados a máquinas de acción mecánica.
3. Para retardar el proceso de alteración y erosión se propone proteger a los taludes de los casos I y III mediante concreto lanzado, o bien revestirlos con vegetación endémica.
4. Para el talud del caso I, con el fin de proteger la vialidad contra la caída de bloques se propone instalar una barrera dinámica de 3.0 m de altura en el pie del talud.
5. En el talud del caso III se deberá construir una losa de concreto armado con el fin de uniformizar la sobrecarga en la corona del talud.
6. En el caso I, para disminuir la longitud de las anclas se sugiere hacer un recorte mediante bermas de la parte superior del talud con el fin de disminuir el peso de la masa de suelo lo que implica anclas de longitudes menores.



## REFERENCIAS

1. Alva, F. J. (2001), “**Estabilidad de taludes en presas de tierra de sección homogénea considerando los efectos de filtración y sísmicos**”, *Tesis de Maestría*, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
2. Ashby, J. R. (1989), “**A resume of the Miocene stratigraphic history of the Rosarito Beach Basin, northwestern Baja California, Mexico**”, En: Patrick L. Abbott, editor, *Geologic Studies in Baja California*, Book 63.
3. Ashford, S. A. y Sitar, N. (1994), “**Seismic response of steep natural slopes**”, Rep. No. UCB/EERC 94-05, Earthquake Engineering Re-search Center, College of Engineering, Univ. of California at Berkeley.
4. ASTM. (2006), “**Especificación normalizada para Torón de acero de siete alambres sin recubrimiento para concreto preesforzado**”, Designación: A 416/A416M-06
5. Budhu, M. (2000), “**Soil mechanics and foundations**”, *Chapter 11. Slope stability*. Pag. 522-553.
6. Carlos, R. (2010), “**Base de datos de deslizamiento ocasionados por sismo y lluvias y su representación utilizando sistemas de información geográfica**”, *Cap. 3.2.3. Análisis regional por de Newmark para deslizamiento inducidos por sismo. Pág. 24-27*. Tesis de Licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México
7. Carter, J. P., Desai, C.S., Potts, D. M., Schweiger, H. F. y Sloan, S. W. (2000), “**Computing and computer modelling in geotechnical engineering**”, International conference on geotechnical and geological engineering; GeoEng 2000; 2000; Melbourne, Australia
8. CNA, Comisión Nacional del Agua. (2007), “**Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento**”, *Exploración Geosísmica, Cap. 3. Método de refracción sísmica*. Pág. 31-58.
9. Corona, R. y Benavides, M. E. (2012), “**Principales efectos causados por el sismo del 20 de marzo de 2012 en la costa de los estados de Guerrero y Oaxaca**”, *México*.
10. Cousins, B. F. (1978), “**Stability charts for simple earth slopes**”, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 104 (GT2): 267-279.
11. Cunha, R. P. (2018), “**Tipos de estructuras de retención para proyectos de taludes: Alternativas, ventajas, anclajes, cálculo y diseños tipo en taludes rocosos**”, *Universidade de Brasília (Pós-Graduação em Geotecnia)*, 2do Curso internacional de estabilidad de taludes y laderas naturales, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. Ciudad de México.
12. Delgado-Argote, L. A. (2000), “**Evolución tectónica y magmática neógeno de la margen oriental de Baja California central**”, *Tesis de Doctorado*, Instituto de Geología, Universidad Nacional Autónoma de México.
13. Deméneghi, A. (2015), “**Anclas de tensión**”, *Apuntes de Mecánica de suelos*. Universidad Nacional Autónoma de México. pág. 1-19.



14. Díaz-Rodríguez, J. A. (2018), “**Estabilidad de taludes**”, *Apuntes de la clase Mecánica de suelos teórica*. Programa de maestría y doctorado en ingeniería civil-geotecnia. Universidad Nacional Autónoma de México.
15. EPOCH. European Community Programme. (1993), “**Temporal occurrence and forecasting of landslides in the European Community**”, Flageollet, J. C. (ed.), 3 volumes. Contract no. 90 0025.
16. FHWA. (1988), “**Highway Slope and Maintenance and Slide Restoration Workshop Manual**”, United States Department of Transportation, Report No. FHWA-RT-88-040, pág 280.
17. Figueroa, J. (1962), “**Historia sísmica y estadística de temblores de la costa occidental de México**”, Boletín bibliográfico de geofísica y oceanografía americanas, Parte Geofísica, Instituto Panamericano de Geografía e Historia
18. Figueroa, J. (1973), “**Sismicidad en Baja California**”, Boletín No. 321, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
19. Gastil, G. Y Krummenacher, D. (1978), “**The migration of the axis of Pacific margin magmatism across Baja California, Sonora and Chihuahua**”, Resúmenessobre el primer Simposio sobre la Geología y Potencial Minero del Estado de Sonora, Instituto de Geología, UNAM.
20. Gastil, R. G., Phillips, R. P. y Allison, E. C. (1975), “**Reconnaissance Geology of the State of Baja California**”, *Geol. Soc. of America, Memoir 14*, pp. 170.
21. Gómez, G. (2010), “**Peligro geológico en la zona de playa Saldamando-El mirador en la autopista Tijuana-Ensenada**”, *Cap. 3.1. Formación Alisitos*, pág. 11. Tesis de Maestría, Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.
22. González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2002), “**Ingeniería geológica**”, *Cap. 3.8. Clasificaciones geomecánicas*, págs. 229-234.
23. Griffiths, D.V. y Lane, P.A. (1999), “**Slope stability analysis by finite elements**”, *Geotechnique*, vol. 49, no. 3, pp. 387-403. 1999.
24. Hammah, R. E., Yacoub, T. E., Corkum, B. y Curran, J. H. (2005), “**A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation**”, *Proc. 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences – GeoSask 2005*, Saskatoon, 480–487.
25. Hungr, O. (1987), “**Three-dimensional slope stability analysis by the method of columns, using a microcomputer**”, *Proc. 1st Can. Symp. Microcomputer Applications to Gtotechnique*, Regina, 22-23 Oct., to be published.
26. Hunter, J. H. and Schuter, R. L. (1968), “**Stability of simple cutting in normally consolidated clays**”, *Géotechnique* 18 (3): 372-378.
27. IMT, Instituto Mexicano del Transporte. (2018), “**Red nacional de caminos**”, Representación cartográfica en formato digital y georreferenciada de la red nacional de caminos. (<https://www.gob.mx/imt/acciones-y-programas/red-nacional-de-caminos>),



28. Jaimes, M. A, Reinoso E. y Niño M. (2008), “**Estimación de desplazamiento de laderas inducido por sismo en México**”, para ser enviado para su publicación a la revista de Ingeniería Sísmica.
29. Jambu, N. (1954), “**Stability analysis of slopes with dimensionless parameters**”, PhD thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.  
Jibson, R.W. y Keefer, D. K. (1993), “**Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid seismic zone**”, Geological Society of America Bulletin, Vol. 105, pp. 521–536.
30. Legg M. R., Wong V. y Suárez F. (1991), “**Geologic structure and tectonics of the inner Continental Borderland of northern Baja California**”, En: Paul Dauphin and Bernard Simoneit, Editors, The gulf and peninsular province of the Californias, American Association of Petroleum Geologists, Memoir
31. Montoya, A. (2009), “**Confiability en estabilidad de taludes**”, *Tesis de Maestría*. Universidad Nacional Autónoma de México. pág. 1-134.
32. Morganstern, N. R. (1963), “**Stability charts for earth slopes during rapid drawdown**”, *Geotechnique*, 13 (2):121-131.
33. Newmark, N. M. (1965). “**Effects of earthquakes on dams and embankments**”, *Geotechnique* 15, 139-160.
34. Ou, C. Y. (2006), “**Deep excavation: theory and practice**”, Taylor & Francis/Balkema, London; New York.
35. Ovando, E. y Holguín, E. (2002), “**MCG-I, Manual de construcción geotécnica, tomo I**”, *Cap. 5. Sistemas de anclaje en suelos*. Pág. 237-322. Sociedad Mexicana de ingeniería geotécnica.
36. Plaxis Version 8.5. (2004), “**Tutorial manual**”, Editado por R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands.
37. Potts, D. M. y Zdravkovic, L. (1999), “**Finite element analysis in geotechnical engineering**”, Theory. Imperial College of Science, Technology and Medicine.
38. Reyes, J. M., Vázquez, J. C., Cruz, J. R. y Luna, O. (2012), “**Falla y rehabilitación de un talud carretero en el Estado de Guerrero**”, XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, noviembre 14 a 16, 2012–Cancún, Quintana Roo. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
39. Rico, A. y Del Castillo, H. (1974), “**La ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles, y autopistas**”, Vol. 1. Cap. VII-4D. Drenes de penetración transversa. Pág. 425.
40. Rico, A. y Del Castillo, H. (2000), “**La ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles, y autopistas**”, 16° Reimpresión, Limusa, México.
41. Rodríguez, J. F. (2018), “**Métodos de análisis de estabilidad de taludes**”, *Universidade de Brasília (Pós-Graduação em Geotecnia)*, 2do Curso internacional de estabilidad de taludes y laderas naturales, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. Ciudad de México.





42. Sánchez, F. A. (2015), “**Apuntes de la clase Métodos numéricos aplicados a la geotecnia**”, Programa único de especializaciones de ingeniería (geotecnia), Universidad Nacional Autónoma de México.
43. SCT, Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2000), “**Drenes de penetración transversal**”, Norma: N·CTR CAR 1 03 012/00
44. SCT, Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2005), “**Tubos de Policloruro de Vinilo (PVC) para Sistemas de Subdrenaje**”, Norma: N·CMT·3·04·003/05
45. SCT, Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2012), “**Isovetas de Intensidad-Duración-Frecuencia, República Mexicana**”, DGPSTC-SCT
46. SCT, Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2016-A), “**Estudio: Topográfico, Geológico, Geofísico, Hidrológico-hidráulico y Geotécnico del corte del km 86+500 al km 86+700 cuerpo B de la autopista Tijuana-Ensenada**”.
47. SCT, Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2016-B), “**Estudio preliminar para la estabilidad del corte ubicado en el km 57+800 de la autopista Mitla-Tehuantepec, en el estado de Oaxaca**”.
48. Sepúlveda, A. (2011). “**Comportamiento sísmico de taludes de roca, Aplicación del Método de Newmark**”, Tesis de Licenciatura, Universidad Politécnica de Madrid.
49. SGM, Servicio Geológico Mexicano. (2019), “**Carta Geológico-Minera de Ensenada (H11-2) Baja California**”, Consultada el 12 abril 2019 en: [https://mapserver.sgm.gob.mx/Cartas\\_Online/geologia/2\\_H11-2\\_GM.pdf](https://mapserver.sgm.gob.mx/Cartas_Online/geologia/2_H11-2_GM.pdf)
50. Silver L. T. and Anderson T. H. (1978), “**Mesozoic magmatism and tectonism in Northern Sonora and their implications for mineral resources**”, Resúmenes sobre el primer Simposio sobre la Geología y Potencial Minero del Estado de Sonora, Instituto de Geología, UNAM.
51. Skempton, A. W. y F. A. DeLory. (1957), “**Stability of natural slopes in London Clay**”, *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, 2: 378-381.
52. Slide 2D. (2002), “**2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes**”, *User's Guide, Rocscience Inc.*
53. Slide V.6. (2010), “**Análisis Inverso de Propiedades del Material**”, Tutorial 23
54. Spencer, E. (1967), “**A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel-slice forces**”, *Géotechnique*, 17. 11-26.
55. SSN, Servicio Sismológico Nacional. (2020), “**Catálogo de sismos: http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/**”,
56. Taylor, D. W. (1937), “**Stability of earth slopes**”, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. XXIV (3): 337-386.
57. Wyllie, D. C. y Mah, C. W. (2004), “**Rock slope engineering: civil and mining**”, 4th ed. Taylor and Francis. U.K.