



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL CORTE UBICADO EN EL
KILÓMETRO 71+100 DE LA AUTOPISTA JALA - PUERTO
VALLARTA**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA


PRESENTA:

ING. GRECIA GRISBERT ARANDA CARRILLO

DIRECTOR DE TESINA: M.I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

SEPTIEMBRE 2022

Vo. Bo.

M.I. Juan Luis Umaña Romero



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.

Agradecimientos

Universidad Nacional Autónoma de México

Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología

Centro SCT Nayarit

Ing. Jonathan Damián Rodríguez

Ing. Juan Manuel Izar González

Ing. Octavio Topete García

M.I. Juan Luis Umaña Romero

M.I. Valentín Castellanos Pedroza

Ing. Bardomiano Soria Castañeda

A mi familia...

Índice

Agradecimientos.....	1
Resumen/Abstract.....	4
Introducción	5
CAPÍTULO 1. FUNDAMENTOS METODOLÓGICOS	6
1.1 Planteamiento del problema.....	6
1.2 Justificación	6
1.3 Objetivos.....	7
1.3.1 General	7
1.3.2 Específicos.....	7
1.4 Diseño de la investigación	8
1.4.1 Alcance	8
CAPÍTULO 2. MARCOS DE REFERENCIA	9
2.1 Marco teórico	9
2.1.1 Factores que determinan la estabilidad de taludes	9
2.1.2 Criterio de falla de Mohr-Coulomb.....	10
2.1.3 Criterio de falla de Hoek- Brown.....	13
2.1.4 RMR de Bieniawski	17
2.1.5 Criterio de Barton-Bandis	18
2.1.6 Estabilidad de taludes	24
2.1.7 Estereogramas.....	25
2.1.4 Estabilización con anclas	28
2.2 Marco legal	32
CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO	33
3.1 Área de estudio.....	33
3.1.1 Aspectos fisiográficos.....	35
3.1.2 Aspectos ambientales	37
3.1.2 Aspectos sociales.....	39
3.1.3 Aspectos económicos	40
3.2 Antecedentes.....	40
3.3 Resultados.....	46
3.3.1 Descripción de la situación actual y pasada.....	47

3.3.2 Caracterización geomecánica	53
3.3.3 Recomendaciones.....	56
3.4 Conclusiones	65
Referencias bibliográficas	66

Resumen/Abstract

El presente trabajo busca emitir recomendaciones como una herramienta más en la toma de decisiones sobre los trabajos de estabilización en el talud de corte del kilómetro 71+100 de la autopista Jala- Puerto Vallarta dentro de los alcances del mismo, a partir de la comparativa visual de la situación actual y pasada, clasificación geomecánica y evaluaciones de los mecanismos de falla característicos de los materiales presentes en la obra.

Palabras clave: Estabilidad de taludes, RMR, GSI, Clasificación Q.

The present work seeks to issue recommendations as one more tool in decision-making on the stabilization work on the cut slope of kilometer 71+100 of the Jala- Puerto Vallarta highway within its scope, based on the visual comparison of the current and past situation, geomechanical classification and evaluations of the characteristic failure mechanisms of the materials present in the field.

Keywords: Slope stability, RMR, GSI, Q Classification.

Introducción

Las vías de comunicación buscan minimizar los tiempos de traslado y dar un viaje con seguridad y comodidad como es el caso de las autopistas que se construyen actualmente en nuestro país como es el caso de la autopista Jala- Puerto Vallarta que es el tramo Jala- Vallarta cuenta con 2 carriles en cada sentido de circulación para atender la demanda a la zona turística de los estados de Jalisco y Nayarit. Al buscar cumplir sus objetivos, una autopista tiende a generar si bien trayectos más rectos, al cruce de topografía muchas veces accidentada que termina en la construcción de altos taludes de corte muchas veces limitados en cuanto a su inclinación por el derecho de vía marcado en la normativa que sumado con la presencia de intemperismo y sus alteraciones derivadas en combinación con las lluvias intensas de la zona conllevan a taludes inestables que ponen en riesgo la transitividad de la vía terrestre.

En el presente trabajo se compara por medio de fotografías la situación actual y pasada del corte ubicado en el kilómetro 71+100 la autopista Jala- Puerto Vallarta, donde en verano de 2018 se presentó desprendimiento de material de manera importante, así como la aparición de grietas en la parte superior del talud donde se encuentra un camino vecinal. A su vez se realiza la clasificación geomecánica por medio de las metodologías RMR, Q de Barton y Geological Strength Index (GSI) para enmarcar de manera más precisa el comportamiento generalizado de los materiales presentes en el talud. En la parte final del trabajo se encuentra una serie de recomendaciones dentro del alcance de la investigación para los trabajos de estabilización y futuros trabajos de investigación sobre el mismo que buscan contribuir a la toma de decisiones.

CAPÍTULO 1. FUNDAMENTOS METODOLÓGICOS

1.1 Planteamiento del problema

Una de las situaciones más complejas y que requieren de mayor inspección técnica durante la construcción de un camino es sin duda la estabilización de taludes junto con sus correspondientes movimientos de tierra. El hecho de estar expuesto a agentes de intemperismo y meteorización como son el agua, viento y las mismas vibraciones del sistema un talud se encuentra propenso a una desestabilización. Tal caso ocurrió en 2018 durante la construcción del tramo Compostela- Las Varas de la Autopista Jala- Puerto Vallarta en el corte que abarca del kilómetro 71+100 al 71+350. Los materiales por los que está conformado este corte han sido descritos en trabajos previos como rocas malas en cuanto a aptitud geotécnica se refiere. A partir de los estudios generados se hizo la propuesta de solución de estabilización de taludes, proyecto conformado por anclaje y malla triple torsión.

1.2 Justificación

Comenzada a construir en 2011, ya se ha habilitado parte de la misma. La construcción de esta carretera ha estado marcada por una serie de deslizamientos también en otros puntos de su longitud, lo que ha repercutido en la habilitación de la misma en ciertos tramos para su uso. Con este proyecto se espera desahogar la carretera federal 200 que cuenta con 2 carriles de circulación y ya ha excedido su capacidad de servicio debido a la explosión económica de la zona principalmente por actividades turísticas y viajeros de largo itinerario haciéndola inclusive peligrosa a la circulación, existen zonas reducidas de rebase y cabe mencionar que las pendientes presentes la hacen clasificarla como una carretera sinuosa. En la siguiente imagen se observa la oferta actual de conectividad de la zona [1]. Dado lo anterior el mantenimiento y aseguramiento de la estabilidad de los taludes de cortes implica que la autopista podrá servir como medio de conexión entre el estado de Jalisco y el sur de Nayarit. La situación de desprendimiento de material en diversos puntos del tramo ha generado la adecuación de soluciones geotécnicas que deben ser monitoreadas y evaluadas para su aseguramiento y prevención de cualquier problema que se pudiera presentar a lo largo de la vida del proyecto y de esta manera llevar a lo largo del mismo un nivel de servicio para el cual fue diseñado.

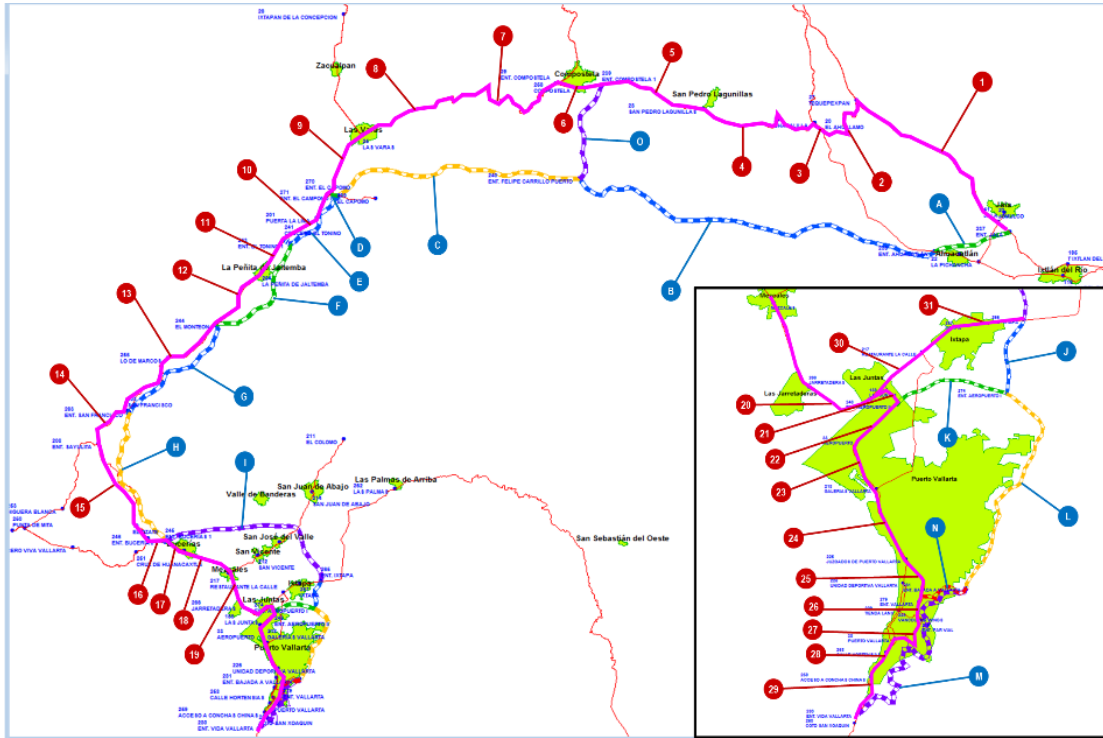


Ilustración 1 Oferta de circulación previo al inicio de la construcción de la autopista. Tomado de Proyectos México, 2015.

1.3 Objetivos

1.3.1 General

Reconocer y describir las condiciones actuales y pasadas en el material del corte ubicado en el kilómetro 71+100 de la Autopista Jala - Puerto Vallarta a partir del colapso ocurrido en 2018 para emitir recomendaciones y conclusiones.

1.3.2 Específicos

- Descripción de las condiciones de estabilidad pasadas y actuales.
- Caracterizar geotécnicamente la zona de estudio con las herramientas al alcance.
- Emitir recomendaciones de estabilización a partir de los resultados obtenidos.

1.4 Diseño de la investigación

La recopilación de información referente a reportes expedidos al momento de la presentación de la desestabilización creará el punto de partida para la descripción a detalle de las características de los materiales encontrados en la zona de estudio a su vez con ayuda de programas de cómputo se procederá al análisis de y discriminación de variables relacionadas a desprendimientos.

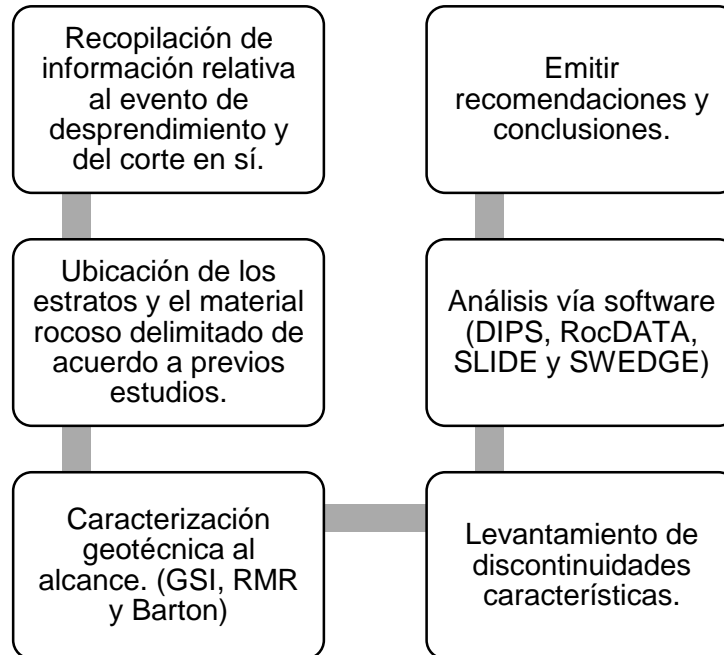


Ilustración 2 Guía de proceso

1.4.1 Alcance

Como resultado final se pretenden obtener recomendaciones a consideración por el/los proyectistas en las tareas de estabilización del corte en mención, a partir de la evaluación geomecánica de las metodologías mencionadas con levantamientos por observación y brújula, evaluación de resistencia a la compresión con uso de esclerómetro y obtención también a su vez de parámetros por medio de bibliografía reconocida en el área. Se analiza el mecanismo de falla preponderante en cada una de las zonas diferenciadas del talud (cuñas y falla circular) en condiciones estáticas y con presencia de agua en el caso de las cuñas.

CAPÍTULO 2. MARCOS DE REFERENCIA

2.1 Marco teórico

2.1.1 Factores que determinan la estabilidad de taludes

Dentro de los diversos medios de comunicación el desprendimiento de material de una ladera¹ o de un talud de corte² un camino suele reportarse con diversos términos como derrumbe, deslizamiento o caído siendo en tanto utilizado hasta cierto punto de manera generalizada como sinónimos sin embargo en la rama de la ingeniería podemos diferenciarlos dependiendo principalmente de las condiciones de agua y la rapidez con la que se genera, definiendo la gama de los mismo como movimientos o procesos gravitacionales.

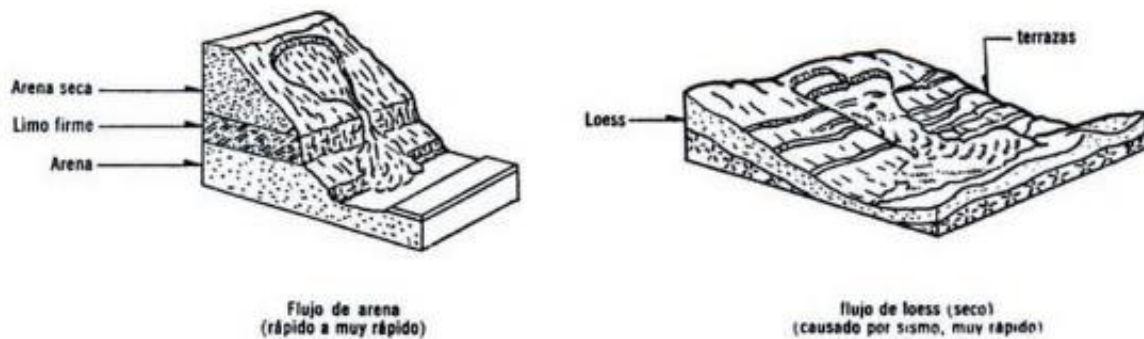


Ilustración 4 Ejemplos de movimientos gravitacionales. Tomado de Rico Rodríguez & Castillo, 1974.

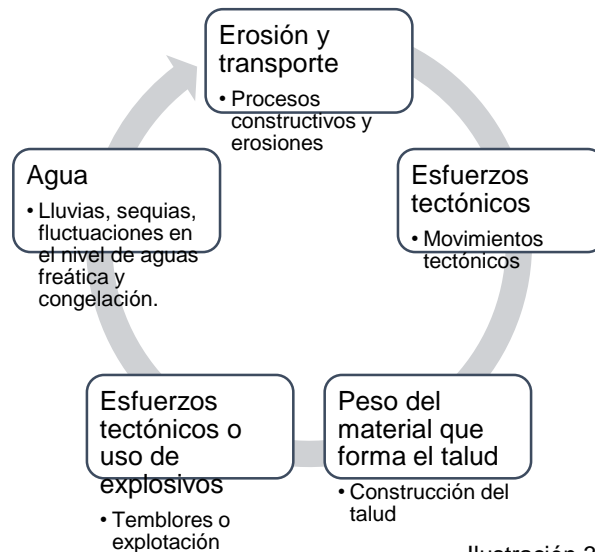


Ilustración 3 Factores involucrados en la estabilidad de laderas o taludes [38].

¹ Inclinación natural del terreno.

² Excavaciones ejecutadas a cielo abierto en el terreno natural hasta el nivel de sub rasante. Dirección General de Servicios Técnicos (2014).

En la construcción de caminos es común que se presenten las condiciones para que se generen desde caídos de rocas hasta fenómenos de reptación de manera general. En la imagen siguiente se observa la comparación de procesos.

Para que exista un proceso gravitacional la topografía del lugar delimitada por la rasante de los caminos genera la altura de los taludes de corte que suelen ser más pronunciadas en zonas montañosas o lomeríos; una vez que se forma una ladera o un talud de corte las características del material norman la inclinación favorecedora o desfavorecedora para que se produzca un movimiento en combinación con la exposición a los agentes de intemperismo que generan degradación en las rocas y/o suelos que se encuentran presentes [2].

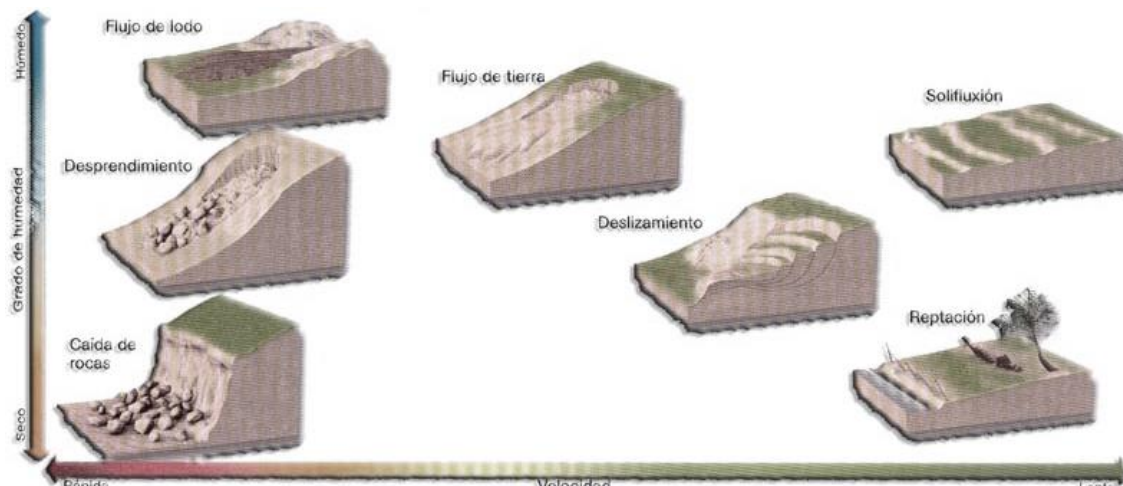


Ilustración 5 Procesos gravitacionales. Tomada de Geo UAP, 2015.

2.1.2 Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Dentro de los problemas de ingeniería geotécnica sin duda alguna destacan los relacionados con la estabilidad de taludes debido a los diversos factores que involucran una masa de suelo o roca con determinada pendiente. Las metodologías de análisis de estabilidad de taludes basan sus resultados principalmente al establecer la relación entre los parámetros de resistencia del suelo: cohesión, ángulo de fricción interna, esfuerzo normal y resistencia al esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante es una propiedad que se relaciona con un estado de falla en donde se presenta el esfuerzo cortante y un esfuerzo normal denotada por la resistencia friccionante al deslizamiento entre partículas sólidas, la cohesión y adhesión entre las partículas del suelo y la trabazón y resistencia propia de las partículas a sufrir una deformación. Redefiniendo la resistencia al corte τ por una unidad de área que el conjunto de suelo genera como oposición a fallar y deslizarse.

En el comportamiento de suelos gruesos destacan los parámetros de compacidad o densidad relativa, la forma de los granos, la distribución granulométrica, resistencia individual de los granos y el tamaño de las partículas.

La teoría de Mohr-Coulomb expresa en términos de esfuerzos efectivos expresada por la ley de esfuerzos totales, esta teoría radica en la suposición de que un material falla cuando el esfuerzo aplicado y que se genera un esfuerzo cortante máximo en el plano de falla con un esfuerzo normal asociado, que también es conocido como esfuerzo tangencial. Este parámetro fue propuesto como una función tanto de acomodo y forma de las partículas suelo, como el coeficiente de fricción entre ellas.

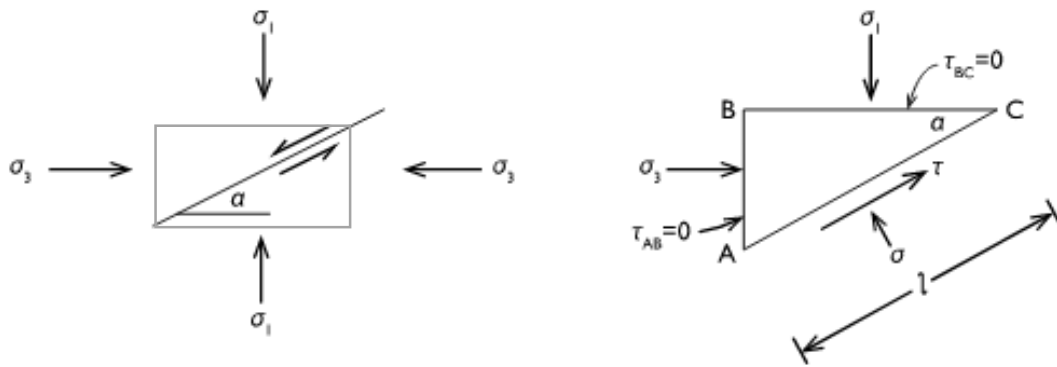


Ilustración 6 A partir de una probeta de suelo se carga con los esfuerzos y resulta un esfuerzo normal y de corte asociado a la falla.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Donde τ es el esfuerzo tangencial, c la cohesión, σ esfuerzo normal y φ ángulo de fricción interna

$$\begin{aligned} \sigma_T &= \sigma' + u \\ u &= h_w \gamma_w \end{aligned}$$

Donde los esfuerzos totales están relacionados con los esfuerzos efectivos por medio de la presión de poros o presión intersticial (u) que dependen de la altura o columna del agua y el peso específico del agua. La teoría de Mohr-Coulomb ha tenido buenos resultados en diversos problemas sobre todo en aquellos relacionados con suelos arenosos con esfuerzos bajos y en suelos plásticos saturados normalmente consolidados. En suelos plásticos no saturados o preconsolidados, la generalización que existen dos conceptos de falla:

- Se identifica por el principio del comportamiento inelástico del material
- Momento de ruptura del material

Se puede clasificar en criterios dinámicos como la teoría de la deformación unitaria o Saint-Venant que predica que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, o en tensión o compresión. Otra teoría es la de Rankine también conocida como la teoría del máximo esfuerzo normal donde se considera la ruptura

o flujo plástico del material comienza o se determina a partir del esfuerzo principal mayor y no de los otros esfuerzos principales.

Bridman ha cuestionado ambas teorías ya que demostró que si un material se sujeta a deformaciones principales iguales según tres direcciones cartesianas ortogonales.

Una arena densa tiene una falla por abarrilamiento, existen una falla por ensañamiento dado que una parte del suelo se vuelve muy rígida y comienza un punzonamiento. Y la falla plástica es el tercer tipo es una falla plástica con exposición lateral. Terzaghi determinó que las ecuaciones anteriores deben sustituirse por una presión intergranular concluyendo que la presión efectiva no es la total si no aquella intergranular relacionada un determinado contenido de agua ω , dado que la resistencia al esfuerzo cortante disminuye a mayor contenido de agua.

$$\tau = c_{f(\omega)} + (\sigma_t - u)\tan\varphi$$

Terzaghi también descubrió que el valor de la presión de poro no solo depende de la condición de carga s no también de la velocidad de aplicación lo que condujo a las categorías lenta y rápida.

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi$$

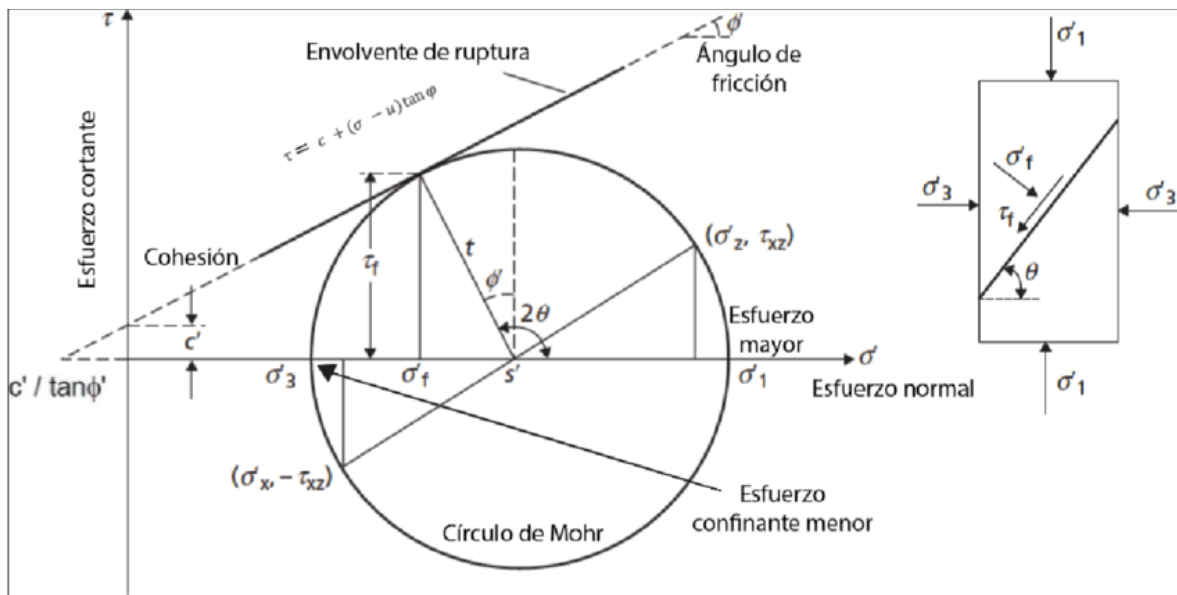


Ilustración 7 Criterio de falla de Mohr-Coulomb. Tomada de Sequeira-Arguedas, 2020.

Como se observa en el diagrama anterior la envolvente de ruptura o falla tiene un comportamiento lineal observable en la expresión de la resistencia al corte cuya intersección con la ordenada determina la cohesión del elemento en cuestión y la pendiente de la recta tangente al círculo es el ángulo de fricción.

2.1.3 Criterio de falla de Hoek- Brown

Este criterio se propuso en la década de los ochenta [3] con la intención de proveer información de entrada para el análisis requerido para el diseño de excavaciones subterráneas en roca basándose en las propiedades de la roca intacta para después introducir factores que reduzcan las propiedades iniciales a partir de las discontinuidades de un macizo rocoso.

El llamado criterio generalizado de Hoek-Brown se denota por:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

Donde:

σ'_1 Esfuerzo principal mayor

σ'_3 Esfuerzo principal menor

σ_{ci} Resistencia a la compresión simple de la roca intacta

GSI Geological Strength Index

m_i Valor constante (descrito más adelante)

D grado de perturbación por excavación

La resistencia a la compresión simple de la roca intacta puede ser determinado por ensayos de laboratorio o métodos empíricos de campo como lo es el esclerómetro.

La constante m_i es un valor obtenido a partir de pruebas triaxiales donde Hoek la define como:

$$m_i = \frac{\mu \sigma_{ci}}{\beta \sigma_t}$$

Donde σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial, σ_t es la resistencia a la tracción (TS), μ es el coeficiente de fricción para el deslizamiento preexistente de superficies de grietas, y β es un parámetro de mecánica de fractura intermedia que puede ser obtenido a partir de datos experimentales.

Las pruebas triaxiales necesarias para la obtención suelen ser costosas y muchas de las veces tardadas por lo que existen cinco metodologías alternativas para su obtención [4]: Guías [5][3], R index [3][6] [7][8][9], Modelo basado en la UCS [10] [11], modelo basado en TS [11] y el modelo basado en esfuerzo inicial de las grietas [8].

Rock type	Class	Group	Texture			
Sedimentary	Clastic		Coarse	Medium	Fine	Very fine
			Conglomerates 21 ± 3 Breccias 19 ± 5	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes 18 ± 3	Claystones 4 ± 2 Shales 6 ± 2 Marls 7 ± 2
	Non-Clastic	Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Carbonates	Crystalline Limestone 12 ± 3	Sparitic Limestones 10 ± 2	Micritic Limestones 9 ± 2	Dolomites 9 ± 3
		Organic	Coal ⁿ 8–21			Chalk 7 ± 2
Metamorphic	Non foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels 19 ± 4 Metasandstone 19 ± 3	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite 29 ± 3	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites 7 ± 3	Slates 7 ± 4
Igneous	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5		
			Granodiorite 29 ± 3			
		Dark	Gabbro 27 ± 3	Dolerite 16 ± 5		
			Norite 20 ± 5			
	Hypabyssal		Porphyries 20 ± 5		Diabase 15 ± 5	Peridotite 25 ± 5
	Volcanic	Lava		Rhyolite 25 ± 5 Andesite 25 ± 5	Dacite 25 ± 3 Basalt 25 ± 5	Obsidian 19 ± 3
Pyroclastic		Agglomerate 19 ± 3	Breccia 19 ± 5	Tuff 13 ± 5		

Tabla 1 Guía de valores para la constante m_i para rocas intactas Hoek (2007). Tomada de Zuo y Shen, 2020.

Otra de las constantes de la que hace mención el criterio de Hoek-Brown es el parámetro D que refleja la alteración del macizo rocoso debido al proceso de alteración que varían de 0 a 1 dependiendo el tipo de obra civil a realizarse para taludes en obras de ingeniería civil los daños por la excavación resultan ser modestos particularmente controlados, sin embargo, la descompresión puede causar alteración. Los valores oscilan para taludes entre 0.7 y 1 [12].

2.1.3.1 Geological Strength Index GSI

La primera versión del diagrama GSI se realizó con el supuesto de que personal especializado en reconocimiento geológico determinaran sus parámetros, sin embargo, la necesidad de delimitar los parámetros de entrada más allá de variables cualitativas llevo a una versión en 2013 donde se involucran el índice de calidad de las rocas (RQD) y la condición de las juntas de Bieniawski (1998).

Para la condición de las juntas se evalúan los criterios característicos por observación para ser asignado un valor numérico representativo, la suma de todas las evaluaciones genera el conocido $JCond_{89}$.

Criterio	Rangos de evaluación				
	< 1 m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	más de 20 m
Longitud de la discontinuidad (persistencia)					
Evaluación	6	4	2	1	0
Separación (apertura)	Ninguna	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	más de 5 mm
Evaluación	6	5	3	1	0
Rugosidad	Muy rugoso	Rugoso	Ligeramente rugoso	Suave	Liso
Evaluación	6	5	3	1	0
Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno suave <5mm	Relleno suave >5mm
Evaluación	6	4	2	2	0
Alteración	Sin alteración	Ligeramente alterado	Moderadamente alterado	Altamente alterado	Descompuesto
Evaluación	6	5	3	1	0

Condición de las discontinuidades	Superficies muy rugosas No continuo sin separación Pared no erosionada roca	Superficies ligeramente ásperas Separación < 1 mm Paredes ligeramente desgastado	Superficies ligeramente ásperas Separación < 1 mm Paredes muy degradadas	Superficies de lados lisos o extracciones < 5 mm de grueso o separación 1 – 5 mm Continuo	Gubia blanda > 5 mm grueso o separación > 5 mm Continuo
Índice	30	25	20	10	0

Tabla 2 Definición de $JCon_{89}$ de Bieniawski (1989) [13].

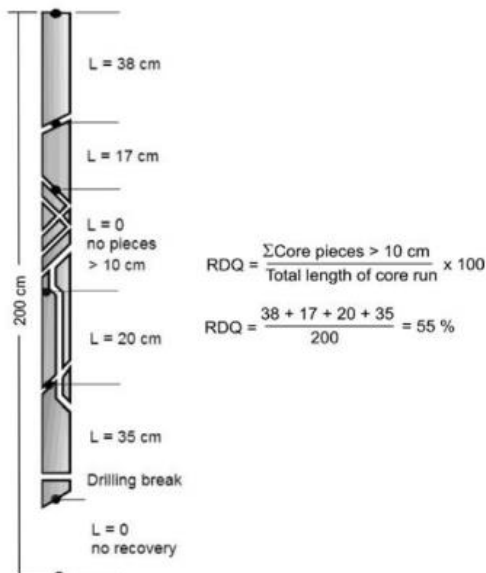


Ilustración 8 Definición de RQD. Tomada de Hoek et. al 2013.

El RQD se define como el porcentaje de roca intacta mayor de 100 mm en la longitud total de la extracción y fue desarrollado por Deere en 1963 [14]. La estimación del RQD puede ser obtenida por métodos de campo en los que se evalúa la cantidad de grietas que coinciden con una posible extracción a lo largo de determinada distancia.

Con ambos parámetros antes mencionados y junto con la caracterización cualitativa se asigna un valor correspondiente en el diagrama del GSI donde aparecen valores de 0 a 80 cuyos ejes describen la estructura y las condiciones de las superficies del macizo rocoso.

El uso de GSI es recomendable para macizos cuya falla se pueda ocasionar en la estructura del macizo rocoso, para aquellos que la falla será ocasionada por bloques o cuñas no es recomendable el uso del criterio de falla de Hoek-Brown [15].

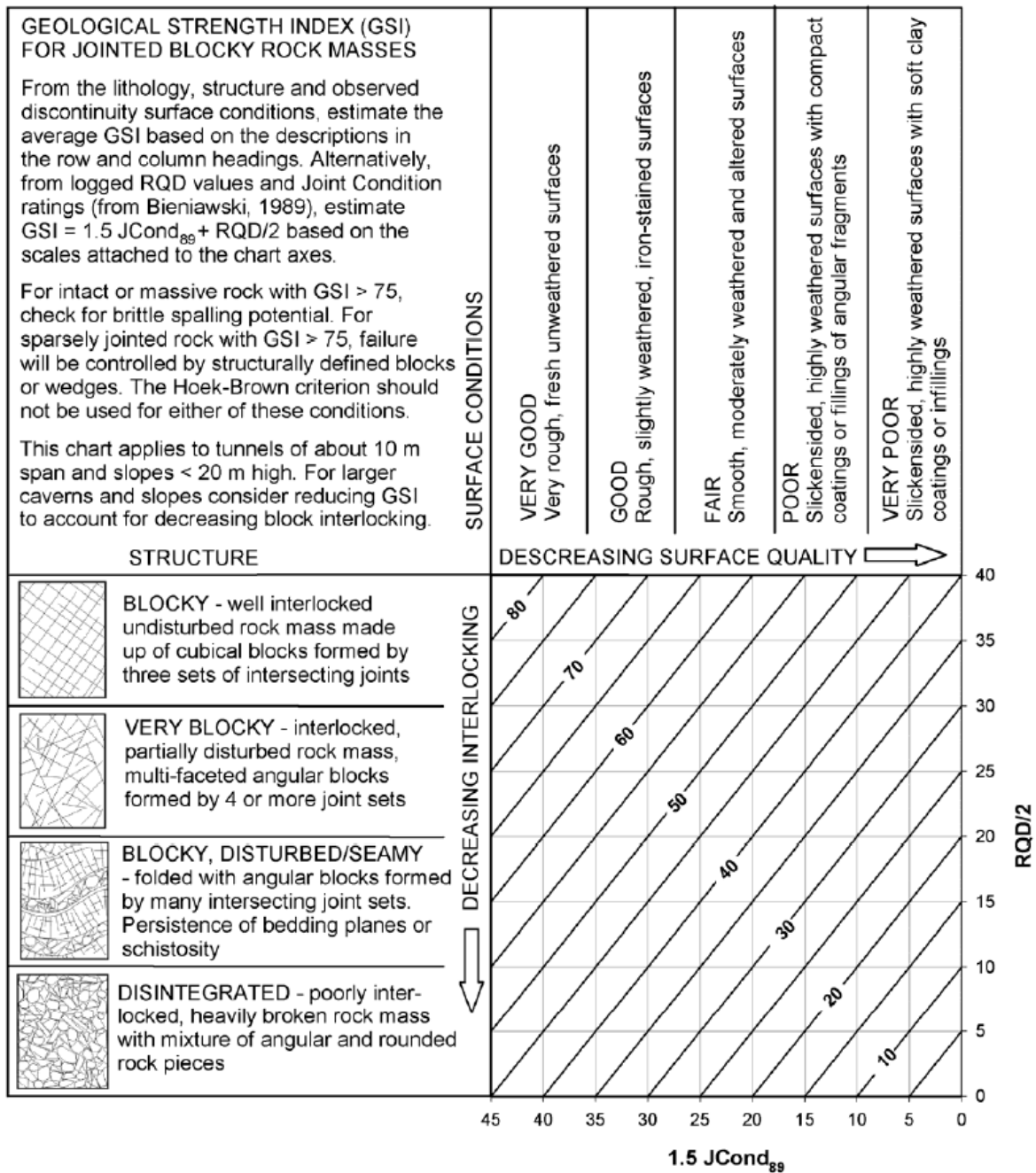


Ilustración 9 Cuantificación del GSI por medio de la condición de las juntas y el RQD. Tomada de Hoek et. al 2013.

2.1.4 RMR de Bieniawski

La clasificación geomecánica de Bieniawski o clasificación RMR como también se le conoce tiene como propósito caracterizar el macizo rocoso con parámetros de resistencia. El autor por medio de una guía evalúa la resistencia la compresión uniaxial, el RQD, el espaciado de las discontinuidades, la condición de las discontinuidades, condiciones hidrogeológicas y la orientación de las discontinuidades con respecto a la estructura de excavación cada uno de los parámetros es sumado y se obtiene la clase de la I a la V [16].

Resistencia de la matriz rocosa							
Ensayos de carga puntual MPa	>10	10-4	4-2	2-1	Para estos valores es preferible la resistencia a la compresión simple		
Compresión simple MPa	>250	250-100	100-50	50-25	5-25	5 – 1	<1
Puntuación	15	12	7	4	2	1	0

RQD	RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%
	Puntuación	20	17	13	6	3
SD	Separación de las discontinuidades	>2m	0.6-2m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	< 0,06 m
	Puntuación	20	15	10	8	5
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad (persistencia)	< 1 m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	más de 20 m
	Puntuación	6	4	2	1	0
	Separación (apertura)	Ninguna	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	más de 5 mm
	Puntuación	6	5	3	1	0
	Rugosidad	Muy rugoso	Rugoso	Ligeramente rugoso	Suave	Liso
	Puntuación	6	5	3	1	0
	Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno suave <5mm	Relleno suave >5mm
	Puntuación	6	4	2	2	0
	Alteración	Sin alteración	Ligeramente alterado	Moderadamente alterado	Altamente alterado	Descompuesto
Puntuación	6	5	3	1	0	

Tabla 3 Clasificación geomecánica de Bieniawski 1989 (Continúa).

Presencia de agua	Caudal por 10m del túnel	Nulo	10 litros/minuto	10-25 litros/minuto	25-125 litros/minuto	>125 litros/minuto
	Relación: Presión de agua/tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
	Estado general	Seco	Ligeramente seco	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
	Puntuación	15	10	7	4	0
Orientación de las discontinuidades	Elemento	Muy favorable	Favorable	Medio o regular	Desfavorable	Muy desfavorable
	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentación	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación geomécanica	Clase	I	II	III	IV	V
	Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
	Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
	Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 metros de vano	6 meses con 8 metros de vano	1 semana con 5 metros de vano	10 horas con 2.5 metros de vano	30 minutos con 1 metro de vano
	Cohesión kg/cm ²	>4	3-4	2-3	1-2	< 1
	Ángulo de fricción	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

Tabla 4 Clasificación geomécanica de Bieniawski 1989 (continuación).

2.1.5 Criterio de Barton-Bandis

El criterio de Barton-Bandis trabaja con el esfuerzo residual que es aquel posterior a la resistencia pico que es la máxima que puede generarse, por tanto, el ángulo de fricción residual es el parámetro de resistencia con el cual se trabaja suponiendo que no existe cohesión ya en el desempeño final de la resistencia por lo tanto se asume como 0 ya que las discontinuidades tenderán a perder esa resistencia.

$$\tau_r = \sigma_n \tan \varphi_r$$

Donde τ_r es la resistencia al esfuerzo cortante residual, σ_n es el esfuerzo normal y φ_r el ángulo de fricción residual.

Los autores proponen obtener φ_r con una relación entre los parámetros Jr y Ja de la clasificación Q de Barton.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

donde

- RQD "Rock Quality Designation".
 J_n Número de familias juntas.
 J_r Rugosidad de las juntas.
 J_a Meteorización de las juntas.
 J_w Coeficiente reductor que tiene en cuenta la presencia de agua.
SRF "Stress Reduction Factor", factor dependiente principalmente de las tensiones existentes en el macizo rocoso.

El primer coeficiente representa el tamaño de los bloques, el segundo estima la resistencia al corte entre los bloques y la última refleja el estado de las tensiones en el macizo rocoso. Para llegar a esos valores se estiman por medio de descripciones.

DESCRIPCIÓN	J_n
- Roca masiva	0,5-1
- Una familia de diaclasas	2
- Una familia y algunas juntas ocasionales	3
- Dos familias	4
- Dos familias y algunas juntas	6
- Tres familias	9
- Tres familias y algunas juntas	12
- Cuatro o más familias, roca muy fracturada, "terrones de azúcar", etc.	15
- Roca triturada terrosa	20
En boquillas, se utiliza 2 J_n y en intersecciones de túneles 3 J_n	

DESCRIPCIÓN	J_a	ϕ_r°
* Contacto entre las dos caras de la junta.		
- Junta sellada dura, sin reblandecimiento, impermeable, p.ej. cuarzo, paredes sanas.	0,75	
- Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
- Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no reblandecibles, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	2	25-30
- Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fracción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
- Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción, p.ej. caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 ó 2 mm.	4	8-16

Tabla 5 Parámetro J_n y J_a (Continúa). Tomado de Alejano, 2005 [17].

*Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento.	J_a	φ_r°
- Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
- Rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos, fuertemente sobreconsolidados. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	6	16-24
- Sobreconsolidación media o baja, reblandecimiento; rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	8	12-16
- Rellenos de arcillas expansivas, p.ej. montmorillonita, de espesor continuo de 5 mm. El valor J_a depende del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12

* No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta ha sufrido un desplazamiento cortante.	J_a	φ_r°
- Zonas o bandas de roca desintegrada o roca machacada y arcilla.	6-8 u 8-12	6-24 "
- Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fracción de arcilla, sin reblandecimiento.	5	6-24
- Milonitos arcillosos gruesos	10-13 ó 13-20	6-24 "

DESCRIPCIÓN	J_r
* Contacto entre las dos caras de la junta mediante un desplazamiento cortante de menos de 10 cm	
- Juntas discontinuas	4
- Junta rugosa o irregular ondulada	3
- Suave ondulada	2
- Espejo de falla, ondulada	1,5
- Rugosa o irregular, plana	1,5
- Suave plana	1
- Espejo de falla, plana	0,5

Tabla 6 Parámetros J_a y J_r (Continúa). Tomado de Alejano, 2005 [17].

* No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ambas se desplazan lateralmente	J_r
- Zona conteniendo minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de la junta	1
- Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las dos caras de la junta	1
NOTA: Si el espaciado de la familia de juntas es mayor de 3 m hay que aumentar el J_r en una unidad. Para juntas planas con espejo de falla provisto de lineaciones, si éstas están orientadas en la dirección de mínima resistencia, se puede usar $J_r=0,5$	

DESCRIPCIÓN	J_w	Presión agua kg/cm ²
- Excavaciones secas o de fluencia poco importante, p.ej. menos de 5 l/min localmente.	1	<1
- Fluencia o presión medias, ocasional lavado de los rellenos de las juntas.	0,66	1-2,5
- Fluencia grande o presión alta; considerable lavado de los rellenos de las juntas.	0,33*	2,5-10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas al dar las pegas, decayendo con el tiempo.	0,1-0,2*	>10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	0,05-0,1*	>10
Los valores presentados con el signo * son sólo valores estimativos. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar J_w . Los problemas causados por la formación de hielo no se consideran.		

DESCRIPCIÓN	
1. Zonas débiles que intersectan la excavación y pueden causar caídas de bloques, según avanza la misma.	SRF
A Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor (cualquier profundidad).	10
B Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación menor de 50 m).	5
C Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación mayor de 50 m).	2,5
D Varias zonas de fractura en roca competente (libre de arcilla), roca suelta alrededor (cualquier profundidad).	7,5
E Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad de excavación menor de 50 m).	5
F Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad mayor de 50 m).	2,5
G Juntas abiertas sueltas, muy fracturadas, etc. (cualquier profundidad).	5

Tabla 7 Parámetros J_w y SRF (Continúa). Tomado de Alejano, 2005 [17].

2. Rocas competentes, problemas de tensiones en las rocas.	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	>200	>13	2,5
J Tensiones medias.	200-10	13-0,66	1,0
K Tensiones altas, estructura muy compacta (normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales).	10-5	0,66-0,33	0,5-2,0
L Explosión de roca suave (roca masiva).	5-2,5	0,33-0,16	5-10
M Explosión de roca fuerte (roca masiva).	<2,5	<0,16	10-20
σ_c y σ_t son las resistencias a compresión y tracción, respectivamente, de la roca; σ_1 es la tensión principal máxima que actúa sobre la roca.			
3. Roca fluuyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostáticas.			SRF
N Presión de flujo suave.			5-10
O Presión de flujo intensa.			10-20
4. Rocas expansivas, actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.			SRF
P Presión de expansión suave.			5-10
R Presión de expansión intensa.			10-20
- Observaciones al SRF:			
i Reducir los valores del SRF en un 25-50% si las zonas de rotura sólo influyen pero no intersectan a la excavación.			
ii En los casos en que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la anchura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2,5 a 5 (ver H).			
iii Para campos de tensiones muy anisótropos (si se miden) cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,8 \sigma_c$ y $0,8 \sigma_t$; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,2 \sigma_c$ y $0,6 \sigma_t$, donde σ_3 es la tensión principal mínima que actúa sobre la roca.			

Tabla 8 Parámetro SRF (Continuación). Tomado de Alejano, 2005 [16].

Partiendo del mismo criterio, los autores propusieron una ecuación en donde ϕ_r está compuesto también por los conceptos del JRC y JCS que representan el coeficiente de rugosidad y la resistencia a la compresión de la discontinuidad.

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \left[\phi_r + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

Para lo cual es necesario realizar pruebas de tilt test, martillo Schmidt y con el peine de Barton definir la rugosidad de la discontinuidad [18].

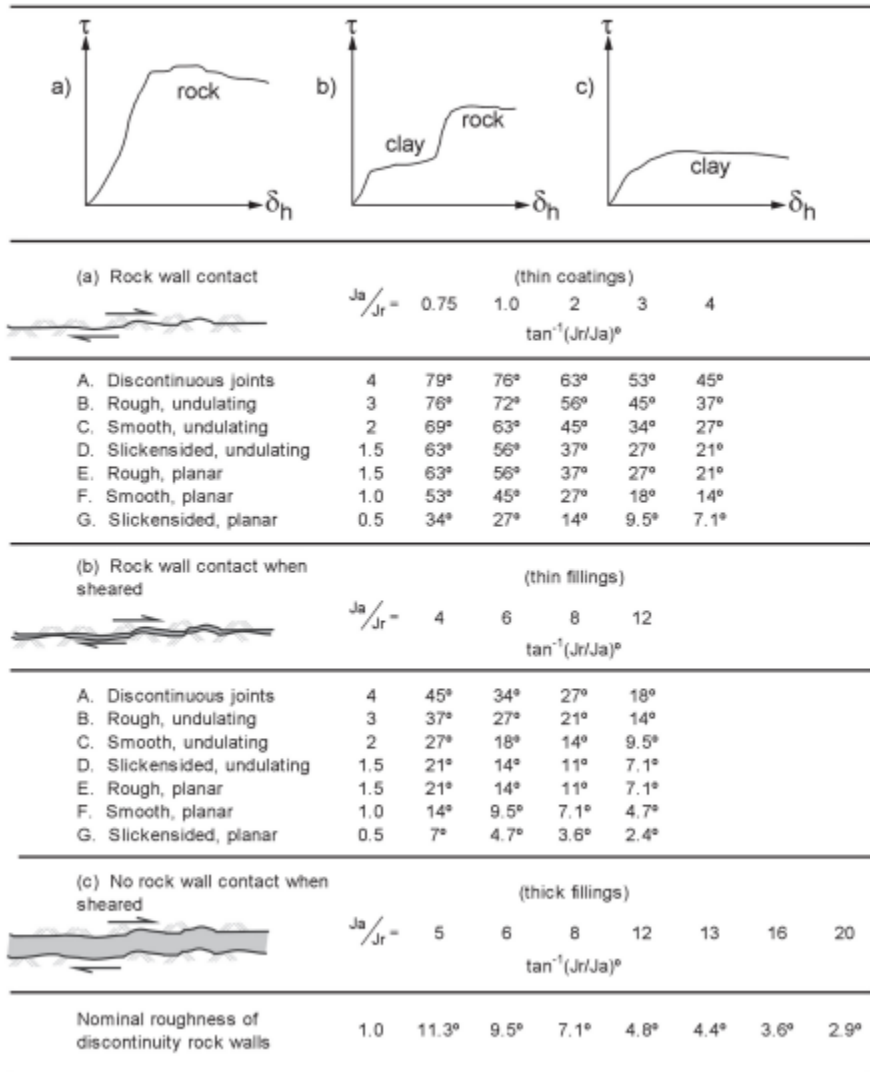


Tabla 9 Obtención del ángulo de fricción usando el sistema Q. Tomada de [18].

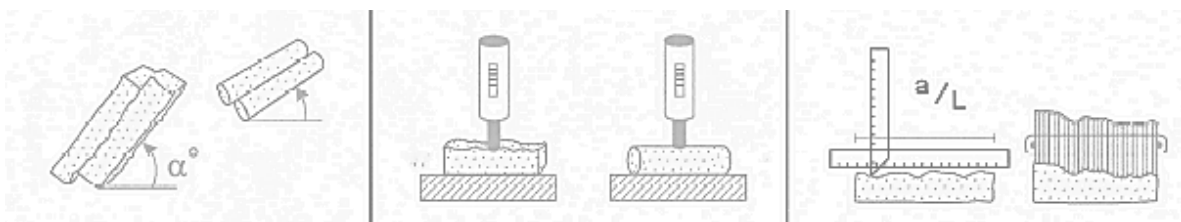


Ilustración 10 Tilt test, Martillo Schmidt, Peine de Barton para el perfil de rugosidad. Modificado de [18].

Para obtener el valor de φ_r por medio del tilt test se obtiene un φ_b y junto con la resistencia a la compresión de la discontinuidad r y la resistencia de la roca intacta R , se aplica la ecuación 8.

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right)$$

2.1.6 Estabilidad de taludes

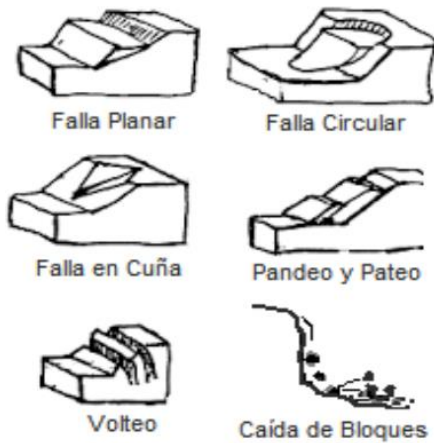


Ilustración 11 Distintos tipos de falla en taludes. Tomado de Ugalde, 2015.

Los modos de fallas de un talud de suelo suelen ser de manera circular mientras en macizos rocosos las discontinuidades suelen marcar la pauta para que ocurra un movimiento o proceso gravitatorio. En el área geotécnica del análisis de estabilidad de taludes se ha desarrollado rápidamente con la facilidad de acceso a medios electrónicos dando paso a la aplicación del método del elemento finito. Para los geotécnicos actuales no solo basta con saber manipular los diferentes softwares que existen si no tener la habilidad y paciencia de realizar y juzgar los resultados de tal manera que pueda evadir errores. A través del análisis del problema la mejor forma de obtener los resultados más certeros es la selección de las variables relacionadas con las

condiciones de falla; sin lugar a dudas una de las cuales es el grado de drenaje definido por $T = C_v t / D^2$ donde las variables representan el coeficiente de cohesión, tiempo de construcción o carga y la longitud del drenaje. Las condiciones de drenaje son analizadas en términos de esfuerzos efectivos y totales (ϕ' , c' , ϕ y c) determinados por las pruebas drenadas y no drenadas con mediciones de presión de poro .

El análisis de estabilidad involucra la resolución del problema ya sea de fuerza o de momento además estos análisis se formulan desde el punto de vista de pesos totales unitarios y presiones límite de agua, y pesos sumergidos unitarios y presiones límite del agua. Siendo la primera la mejor opción. Cuando se realiza un análisis en términos de esfuerzos totales se debe asumir que las presiones de poro como datos de entrada se toman con valor de cero, utilizadas para análisis a su vez la evaluación del esfuerzo total cuando los pesos unitarios y las presiones de agua externa son aplicadas. Para construcciones con varias etapas y terraplenes el análisis a corto tiempo es crítico. En taludes naturales la condición más desfavorable es la asociada con altas presiones de poro y presiones de agua en grietas durante periodos húmedos catalogadas como condiciones drenadas y analizadas utilizando esfuerzos efectivos con presiones de agua determinados por el análisis de infiltraciones. Los valores típicos aceptables para el factor de seguridad F rondan los 1.3 para el final de la construcción y 1.5 para condiciones a largo paso.

$$F = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\text{Fuerza resistente}}$$

De las metodologías más utilizadas llaman la atención el método de Bishop Simplificado [19] y el Método de Morgenstern y Price [20]; el primero solo aplica para superficies de falla circulares, satisface el equilibrio de momento y fuerzas

verticales, pero no satisface el equilibrio de fuerzas horizontales; mientras que Morgenstern y Price se aplica para cualquier forma de falla, satisface todas las condiciones de equilibrio y permite una variación en la orientación de las fuerzas laterales. Dentro del problema de estabilidad de taludes es importante trabajar con la resistencia al corte constante, es decir, aquella llamada residual. Para que una evaluación sea válida se recomienda los factores de seguridad mínimos por las diferentes metodologías deben ser comparadas esto es porque diferentes metodologías tienen diferentes superficies de desplazamiento crítico.

La diferencia máxima entre los factores de seguridad que satisfacen todas las condiciones de equilibrio es del 12% o menos; sin embargo, diferencias de más menos 6% entre los factores analizados se considera que es la respuesta correcta. Chen y Morgenstern desarrollaron un programa en 1983 que se basa en métodos analíticos sofisticados. Encontrar la superficie de deslizamiento crítico es una parte esencial, para deslizamientos circulares se suele cambiar el centro de círculo y variar su radio; para superficies no circulares es más compleja la evaluación y se utilizan métodos como el de Boutrop y Lovell o Baker. Si se compara un análisis bidimensional con uno tridimensional el factor de seguridad tridimensional es mayor en la mayoría de los casos y el método ordinario de dovelas no es aplicable.

Las características importantes de los materiales utilizados en el reforzamiento de taludes son resistencia a la tracción, rigidez de tensión, deformación entre otras. El método del elemento finito es el proceso más utilizado para calcular deformaciones, permite modelar fácilmente a través de programas computacionales las condiciones actuales, la comparativa de las deformaciones calculadas es mayor en la metodología que en campo.

Las relaciones de esfuerzo deformación juegan un papel crítico en este análisis: elástico lineal, elástico multilinear, hiperbólico, elastoplástico y elasto-viscoplástico. Se debe tener cuidado con la metodología del elemento finito ya que factores como el grado de compactación, contenido de agua de compactación y la posibilidad de experimentación y pruebas de los materiales de campo pueden hacer una diferencia significativa en cuanto a la reacción de los materiales sin embargo respuesta grandes ventajas y se le puede ver como una metodología altamente aplicable [21].

2.1.7 Estereogramas

Los estereogramas son representaciones de la dirección y buzamiento de las discontinuidades contenidas en un macizo rocoso para su representación se realiza una visita de campo y por medio de la presentación grafica se conjuga la cuña resultante. La diferenciación de estructuras lineales como el eje axial de un pliegue o una estructura tipo plano como la estratificación son representados de manera tridimensional por medio de una esfera a partir de la dirección y buzamiento o inclinación del mismo, generando un polo que queda en el cuadrante opuesto a la dirección de buzamiento; el círculo máximo y la dirección de buzamiento de un plano mantienen siempre una relación de arco-flecha [22].

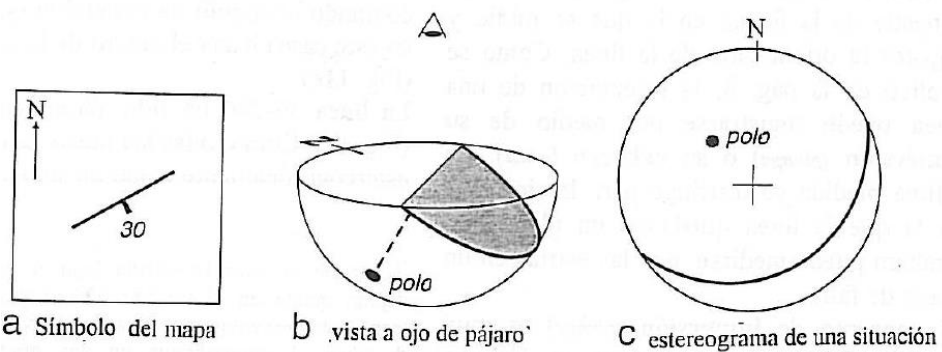
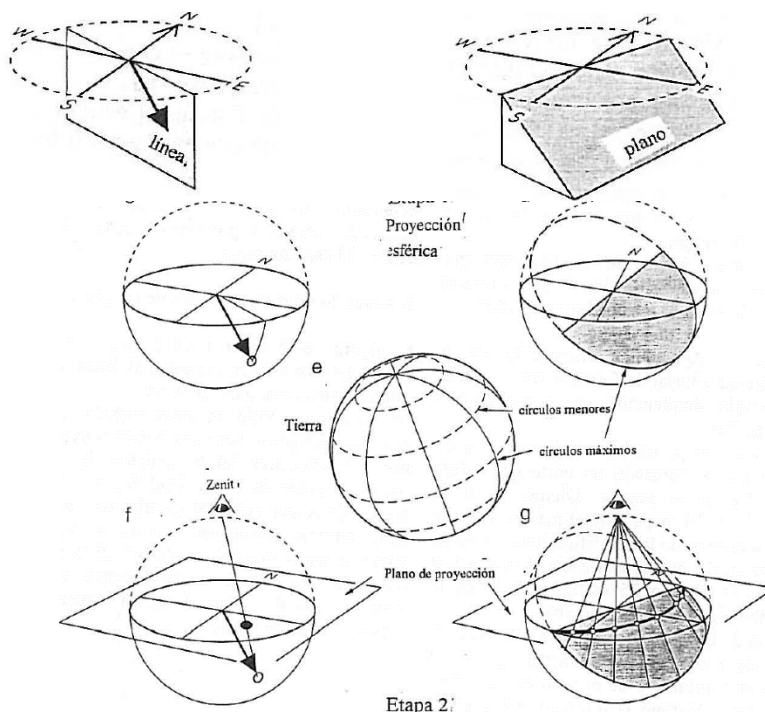


Ilustración 12 Representación del plano 060/30SE. Tomada de Leslie y Lesión, 2004.

Línea estructural o plano se proyecta en una esfera



Los puntos y los círculos máximos se proyectan desde el hemisferio inferior

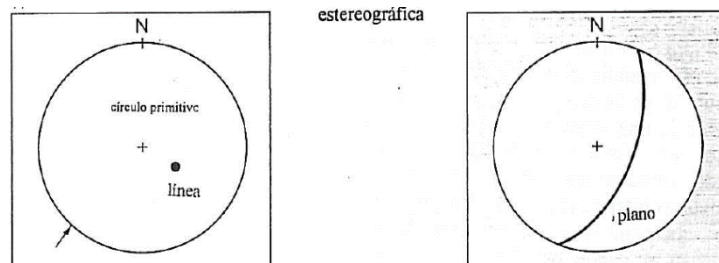


Ilustración 13 Proceso de realización de estereogramas. Modificado de Leslie y Lesión, 2004.

La formación por cuña sucede debido a la presencia de la intersección de dos planos quedando fuera de la superficie abarcada por el plano correspondiente al talud y para que la cuña sea inestable en el criterio de posibilidad cinemática el ángulo de fricción residual deberá ser menor que el buzamiento de la línea de intersección en la proyección [17].

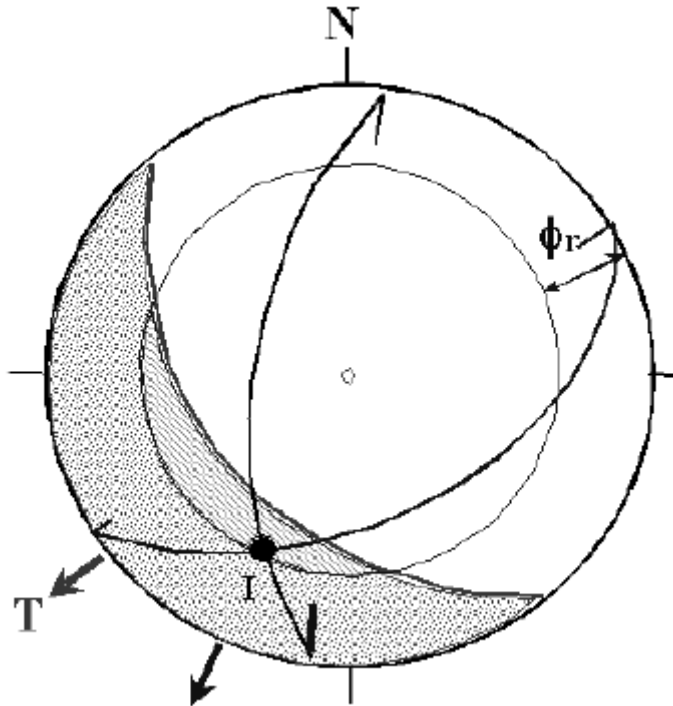


Ilustración 14 Criterio de posibilidad cinemática de que se produzca un deslizamiento de cuña. Tomada de Ramírez, 2005.

Para calcular la fuerza de anclaje T necesario para estabilizar una cuña se obtiene del cálculo de la resultante del agua y el peso de la cuña con determinado factor de seguridad. Para obtener el valor del módulo de anclaje, se compone vectorialmente el peso efectivo W_e con anclaje, denominándose al vector resultante peso efectivo total W_{et} [17].

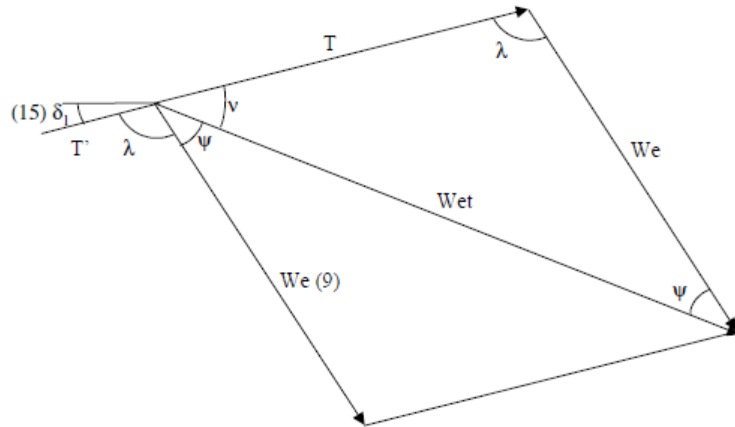


Ilustración 15 Cálculo de la fuerza de anclaje. Tomada de Ramírez, 2005.

$$T = \frac{\text{sen } \psi}{\text{sen } \nu} W_e$$

2.1.4 Estabilización con anclas

De acuerdo a Ovando y Olguín (2002) la utilización de anclas es un sistema de estabilización versátil, aplicable a condiciones geotécnicas variadas (desde macizos rocosos hasta suelos finos) en obras como muros de retención, la estabilización de presas, resistencia de supresiones, soporte en galerías y túneles, etc. donde el protagonista sigue siendo la propia resistencia del suelo o roca a tratar ya que funge como soporte del ancla.

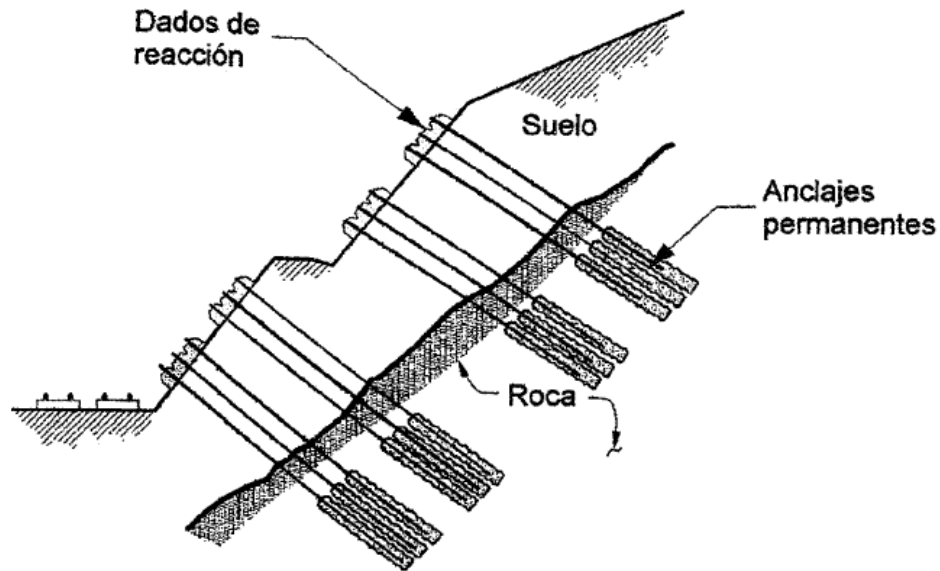


Ilustración 16 Estabilización de un corte con anclas embebidas en roca. Tomada de Ovando y Olguín, 2002.

Las partes principales de un ancla se nombran en tres segmentos:

- **Bulbo de inyección:** Funciona como medio de equilibrio entre el suelo y el elemento ancla, cumple dos funciones ya que contienen la lechada principal creando un ambiente confinado adosado al terreno y al mismo tiempo aísla o protege la parte interior.
- **Longitud libre:** esta parte queda libre de lechada del bulbo de inyección, sin embargo, se rellena de una lechada de menor calidad ya que no existe transferencia de cargas.
- **Longitud de tensado:** Elemento expuesto para tensar o efectuar pruebas de carga.

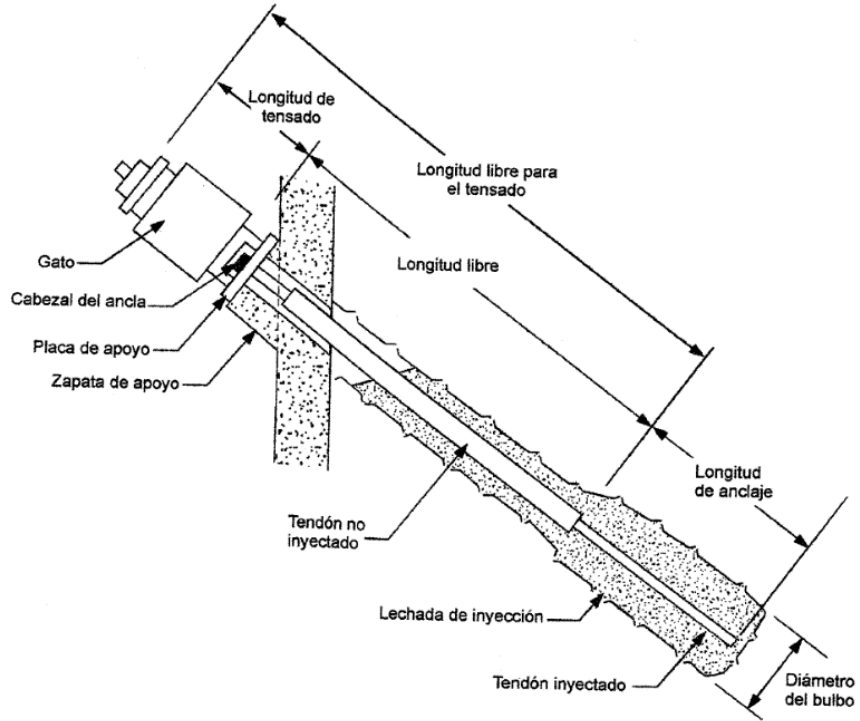


Ilustración 18 Principales elementos de un ancla. Tomada de Ovando y Olguín, 2002.

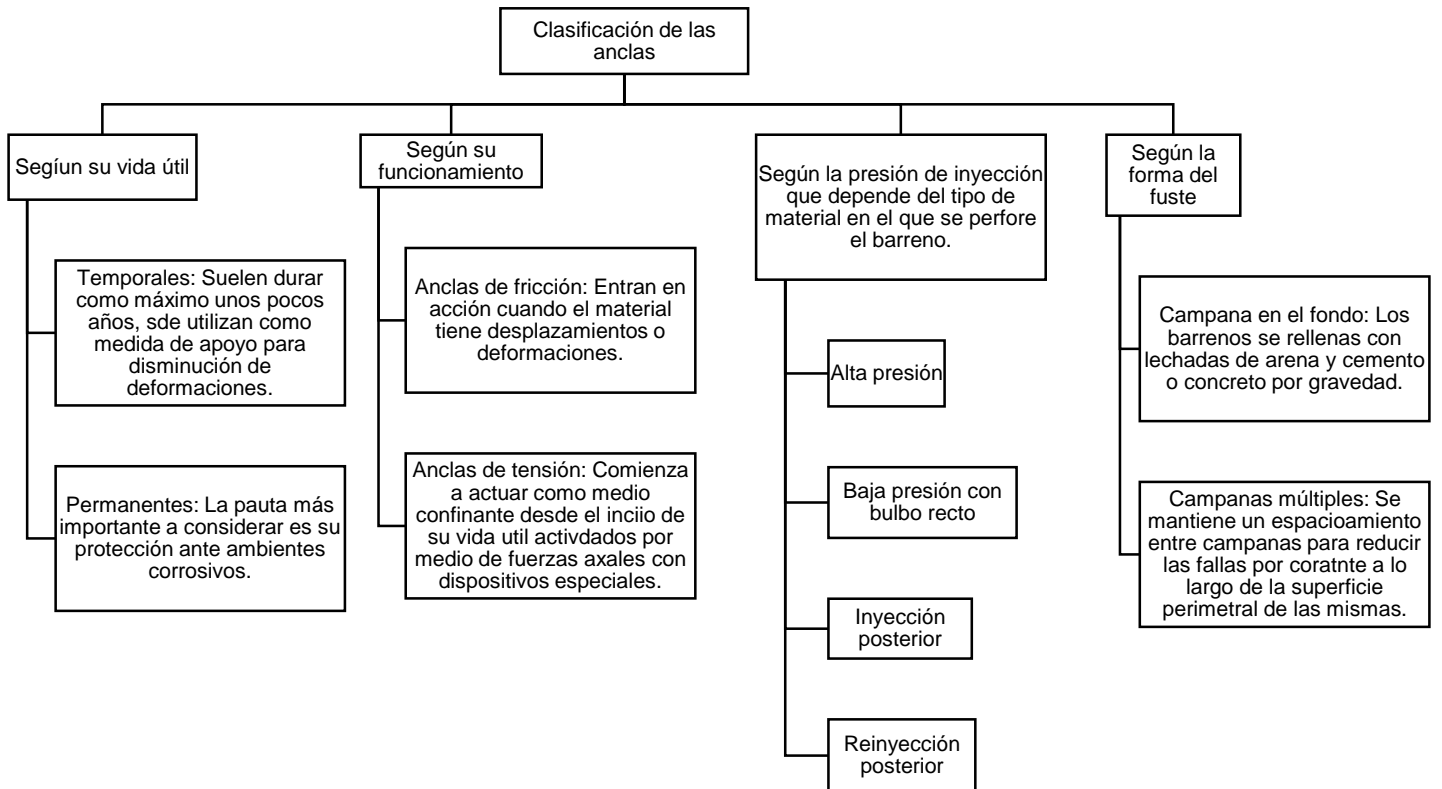


Ilustración 17 Clasificación de las anclas. Elaborado a partir de Ovando y Olguín, 2002.

Al igual que en cualquier otro proyecto geotécnico la información preliminar que puedan brindar diferentes fuentes de información gubernamental son esenciales en el proceso de diseño de anclaje, así como la exploración de campo denotando la geología estructural y regional hasta las propiedades índice, mecánicas, las condiciones hidráulicas y de sismicidad todo para llevar a la conclusión de un diseño que sea seguro ante todos los modos potenciales de falla [23].

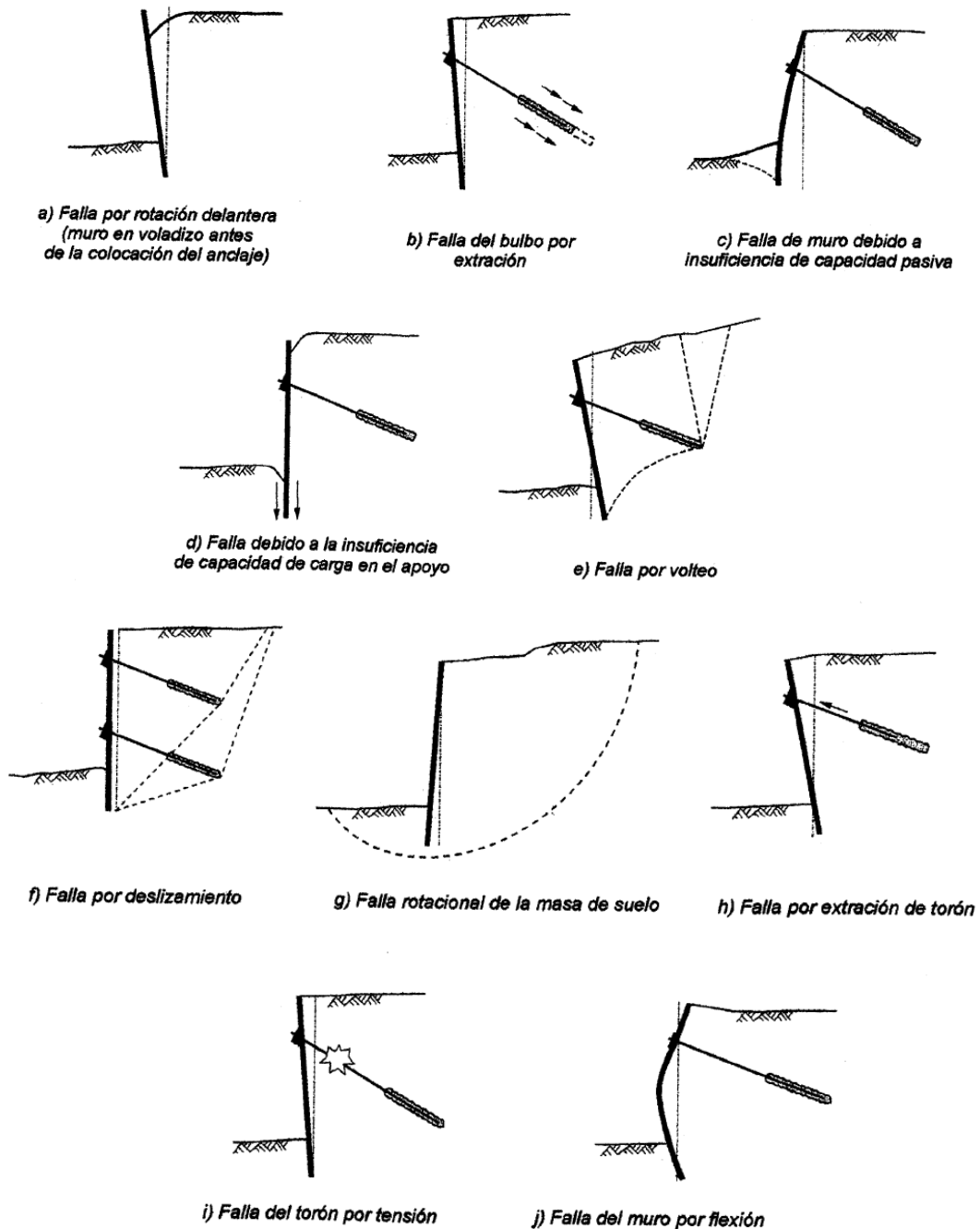


Ilustración 19 Modos de falla de un tablestacado con anclaje. Tomada de Ovando y Olguín, 2002.

Como se mencionó con antelación el objetivo del diseño de anclas sea cual fuese su clasificación será asegurar el elemento a retener, a continuación, se muestra el proceso de diseño para garantizar el funcionamiento del sistema de anclaje.

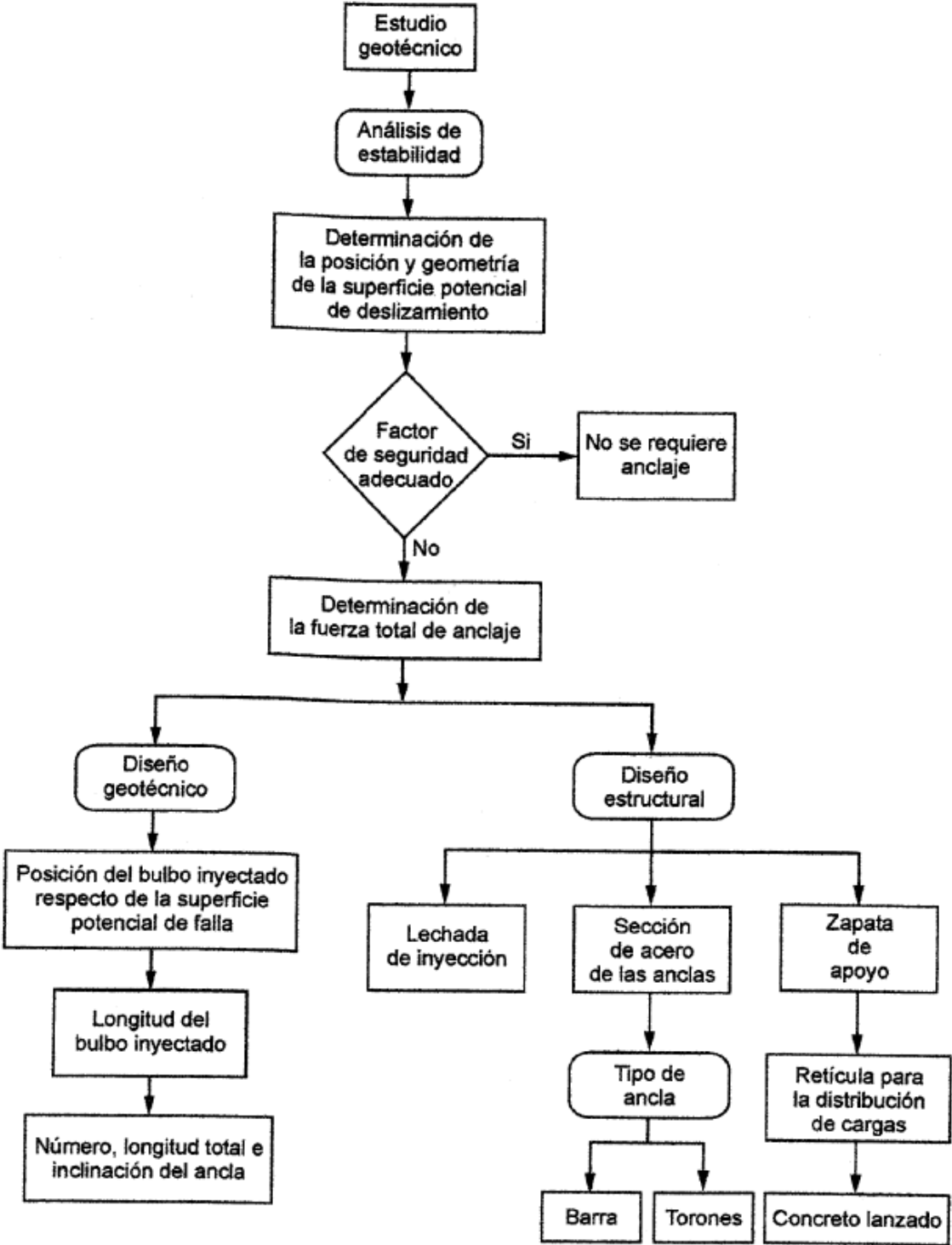


Ilustración 20 Secuencia de cálculo para diseño de un sistema de anclaje. Tomada de Ovando y Olgúin, 2002.

Una vez obtenida la fuerza de anclaje se procede a determinar el patrón de anclaje, para ello se debe conocer la condición de análisis (estática, estática + agua, pseudoestática, etc.) y la selección del tipo de anclaje para determinar su capacidad de trabajo.

La capacidad de anclaje CA o fuerza de anclaje dado por el elemento de acero y dependiente del área de acero A_s y el límite de fluencia F_y [24]. Con el requerimiento de verificar en laboratorio por la autoridad competente en determinado caso.

$$CA = A_s \cdot F_y$$

La capacidad de trabajo CT de las anclas es el 75% de CA, esto para detener un margen de diferencias entre la capacidad de fluencia de las diferentes anclas y para obtener el número de anclas necesarias se dividirá la fuerza de anclaje T para determinado factor de seguridad.

$$No. de anclas = T/CT$$

El patrón de anclaje se obtiene con el área de la cuña de diseño AC y el número de anclas.

$$Patron\ de\ anclaje = \sqrt{\frac{AC}{No.\ de\ anclas}}$$

2.2 Marco legal

Producto de las normas de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes se tiene como guía en la realización de proyectos carreteros el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras [25] de donde aplican principalmente los siguientes capítulos:

- Capítulo 3. Estudios geológicos y exploración
- Capítulo 4. Integración geotécnica y diseño preliminar
- Capítulo 5. Proyecto de los tajos de acceso
- Capítulo 12. Drenaje e impermeabilización

La normatividad en cuestiones de conservación rutinaria de la N·CSV·CAR·2·01·001/01 a N·CSV·CAR·6·01·008/11. De N·CTR·CAR·1·03·001/00 a N·CTR·CAR·1·03·014/09, para la evaluación del Sistema de drenaje y localización de posibles infiltraciones.

De N·CTR·CAR·1·01·001/11 a N·CTR·CAR·1·01·017/00 se encuentran los lineamientos para estabilización de taludes, recubrimientos y procesos de colocación de anclas estabilizadoras.

CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO

3.1 Área de estudio

La carretera Jala-Puerto Vallarta llamada Vía corta a Puerto Vallarta que permitirá una conexión de la ciudad de Guadalajara con Puerto Vallarta.



Este proyecto se divide en tres etapas la primera es el tramo Jala - Compostela con una longitud de 54 km actualmente en operación inaugurada en 2017. La etapa actualmente en construcción Compostela – Las Varas con 28.4 km y la tercera etapa

Ilustración 21 Localización de la Autopista Jala- Puerto Vallarta con énfasis en la zona de estudio, avances en 2015. Tomada de Proyectos México, 2021.

es de Las Varas –Puerto Vallarta con una longitud aproximada de 90.29 km.

Se trata de una autopista con las siguientes secciones de construcción:

Tramo Jala-Las Varas: Autopista tipo A4, con una sección transversal de 21.0 m, para alojar 4 carriles de circulación de 3.5 m cada uno, acotamientos laterales externos de 2.5 m, internos de 0.5 m y faja separadora central de 1.0 m, en una longitud de 82.4 km en terrenos plano y lomerío. Incluye 4 entronques con derecho de vía total de 60 m.

Ramal a Compostela: Autopista tipo A2, con una sección de 12.0 metros, 2 carriles de circulación de 3.5 m cada uno y acotamientos laterales externos de 2.5 m, en terreno lomerío. Incluye un entronque.

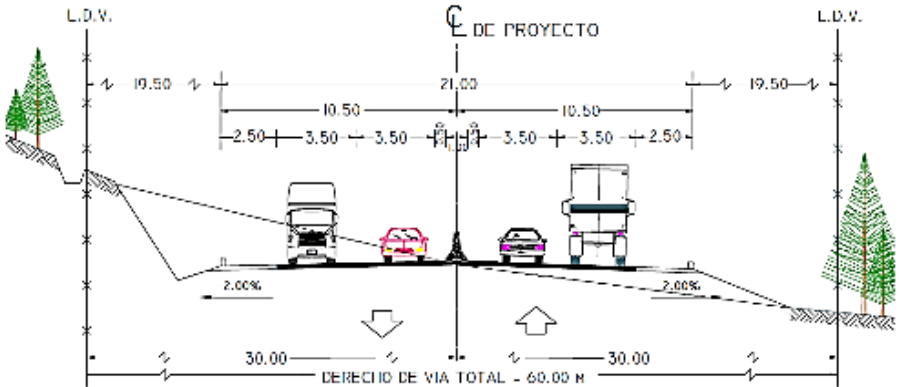
Tramo Las-Varas-Puerto Vallarta: Autopista tipo A2, con una sección de 12.0 metros, 2 carriles de circulación de 3.5 m cada uno y acotamientos laterales externos de 2.5 m, en terreno lomerío. Incluye 3 túneles y 8 entronques [1].

El corte de estudio se localiza del km 71 + 100 al 71 + 350 lado izquierdo, en la imagen debajo se observa la marca del kilómetro 72+000 para referenciar su ubicación, en 2018 se encontraba en construcción actualmente esos tramos se encuentran pavimentados, aunque cerrados a la circulación vehicular.



Ilustración 22 Vista satelital del corte de estudio. Google Earth, 2018.

SECCION TIPO



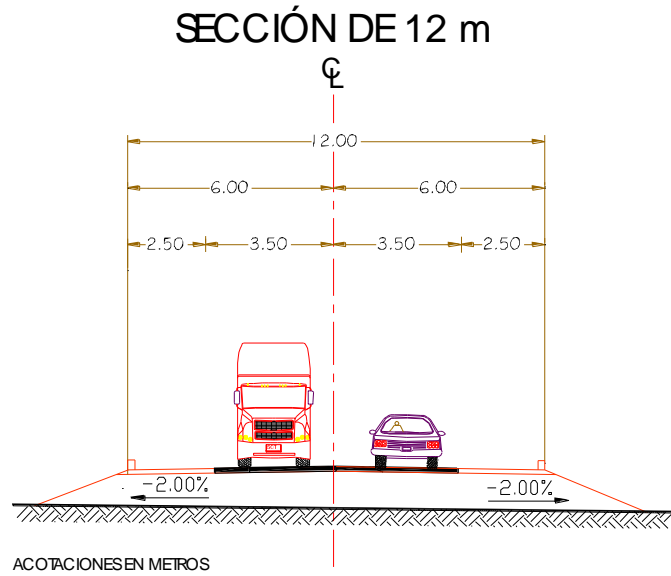


Ilustración 23 Secciones tipo A4 y A2 de la autopista. Tomada de Proyectos México, 2021.

3.1.1 Aspectos fisiográficos



Ilustración 24 Localización del estado de Nayarit. Elaborado a partir del Marco Geoestadístico 2020.

Nayarit colinda al norte con Sinaloa y Durango y al sur con el estado de Jalisco, es parte de la zona conocida como occidente del país entre las coordenadas 23°05'04" al norte, al sur 20°36'12" de latitud norte; al este 103°43'15", al oeste 105°45'37" de longitud oeste. Cuenta con 20 municipios de los cuales destacan la capital Tepic,

Bahía de Banderas y San Blas por su atractivo turístico. Su territorio cubre alrededor de 27,857 km², compuesto por las provincias fisiológicas Sierra Madre Occidental, Llanura Costera del Pacífico, Eje Neovolcánico y la Sierra Madre del Sur. Entre las formas del relieve podemos encontrar Sierra, lomerío, meseta, llanuras, valle y cañón.

En cuanto a litología respecta, la mayoría de los depósitos pertenecientes a las eras Mesozoica y Cenozoica de tipo ígneo y sedimentario en zonas específicos concentrados. El municipio de Compostela que corresponde a aquel donde está localizado el corte de estudio tiene una superficie de 823.6 km² con 75% de zonas accidentadas o montañosas, 21% de zonas planas y el resto de zonas intermedias. Existen depósitos sedimentarios clásicos del terciario con afloramientos de rocas sedimentarias marinas y metamórficas, con extensión también de rocas ígneas. La altura media sobre el nivel del mar es de 260 m [26].

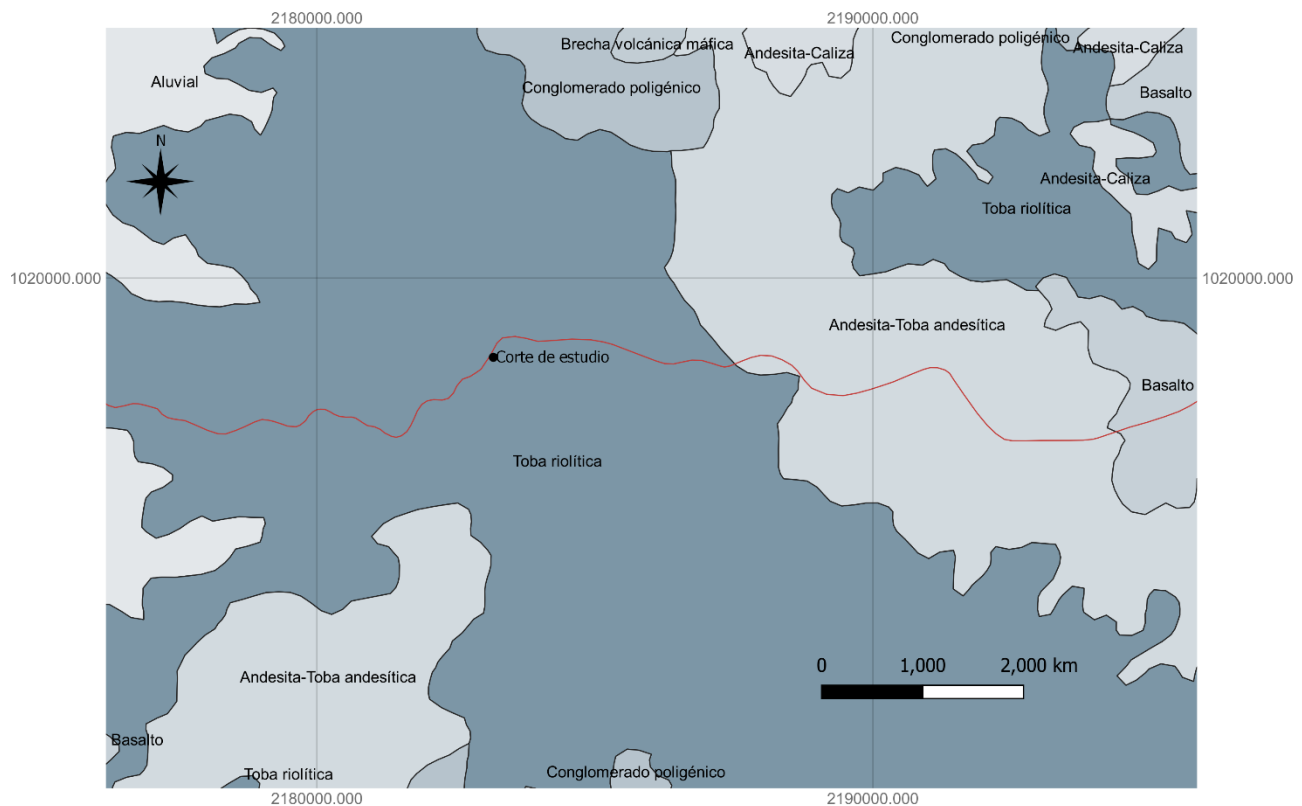


Ilustración 25 Litología de la zona de estudio. Elaborado a partir de los datos del Servicio Geológico Mexicano (SGM), 2021.

La andesita-toba riolítica descrita en la información de SGM pertenece al periodo Cretácico- Paleoceno de la era Mesozoica de formación indeterminada con clave SGM KsTpaTR.

3.1.2 Aspectos ambientales

91.5% del estado de Nayarit presenta clima cálido subhúmedo, el 6% templado subhúmedo presente en las sierras, el 2% seco y semiseco hacia el sur y sureste del estado y el restante 0.5% es cálido húmedo. La temperatura media anual del estado es de 25°C, las temperaturas mínimas promedio son alrededor de 12°C en el mes de enero y las máximas promedio puede ser mayores a 35°C durante mayo y junio.

Las lluvias se presentan en el verano durante los meses de mayo a septiembre, la precipitación media del estado es de 1 100 mm anuales. El clima cálido subhúmedo es favorable para el cultivo de: maíz, frijol, sorgo, tabaco, arroz, sandía, cacahuete, jitomate, chile seco, la caña de azúcar, café, mango, plátano y aguacate [27].

Ríos

- Grande de Santiago (Más largo y caudaloso)
- San Blasito-San Pedro Mezquital
- Ameca
- Jesús María
- Acaponeta
- Huaynamota
- Bolaños
- Las Cañas
- Huicicila
- Tetiteco
- El Mezquital
- Atengo
- El Naranjo
- La Tigra
- Huajimic
- Mololoa
- Camotlán
- Joraviejo
- Las Vacas
- El Riecito
- Santiago
- La Soledad

De los cuales Refilion, Huicicila, Izttapa, Ameca, El Zapotán, Iztaa, Miravalles, Marcos, El Monteón y la Trigrera se encuentran en el municipio de Compostela. Correspondientes a las Regiones hidrográficas 13 Huicicila y 14 Ameca [28]. Presenta un clima muy cálido en gran parte de su territorio, por ello, cuenta con una vegetación ideal para especies tropicales, aunque tiene superficies con vegetación de origen templado. Se encuentra la zona de manglares de agua salobre de San Blas hasta Tecuala; pastizales y matorrales. De la superficie del estado, 20% se dedica a las actividades agrícolas [27]. Gran parte del territorio del estado está cubierto por selva seca donde se pueden encontrar ejemplares de armadillo, jabalí de collar, zorrillo, venado cola blanca, boa, víbora de cascabel, sapito y salamandra. Es importante destacar que la zona de construcción de la carretera atraviesa el denominado corredor del jaguar razón por la cual se tienen consideraciones ambientales como la localización de pasos de fauna silvestre. En ambientes acuáticos suelen encontrarse tiburón, mantarraya, delfín y ballena. En zona de manglares que son áreas protegidas existen Martín pescador, garza, cocodrilo, murciélago, halcón y búho. Dentro del territorio existe la declaratoria de peligro de extinción para el ocelote [27].

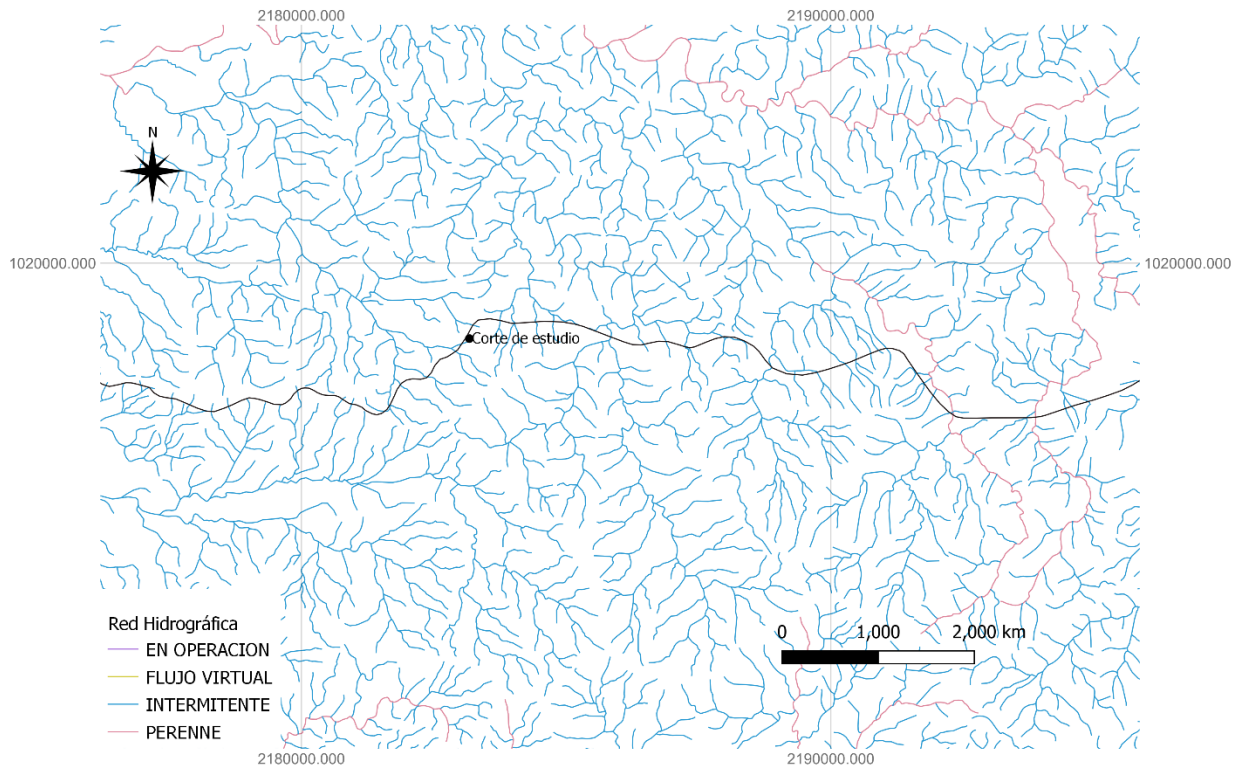


Ilustración 27 Red hidrográfica. Elaborado a partir de los datos del SIATL, 2021.

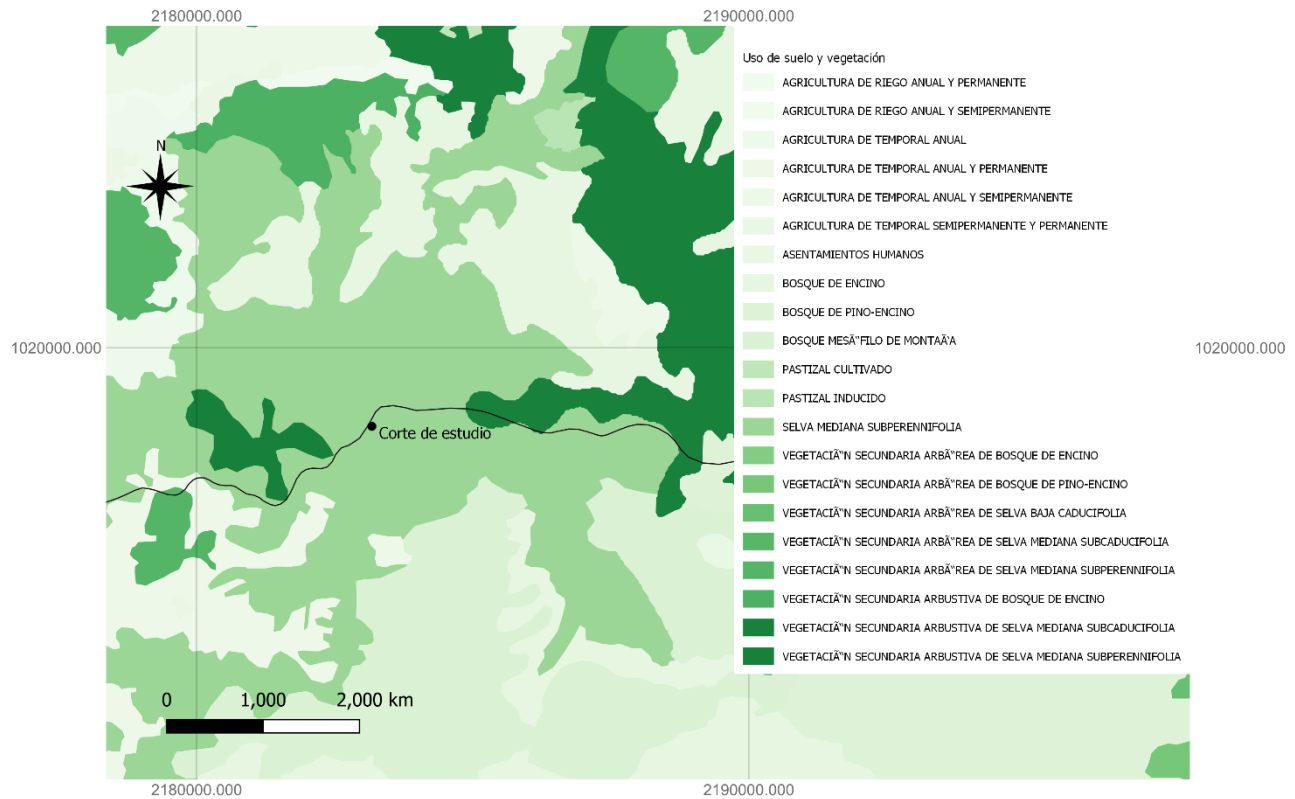


Ilustración 26 Uso de suelo y vegetación. Elaborado a partir de los datos de INEGI consultados en 2021.

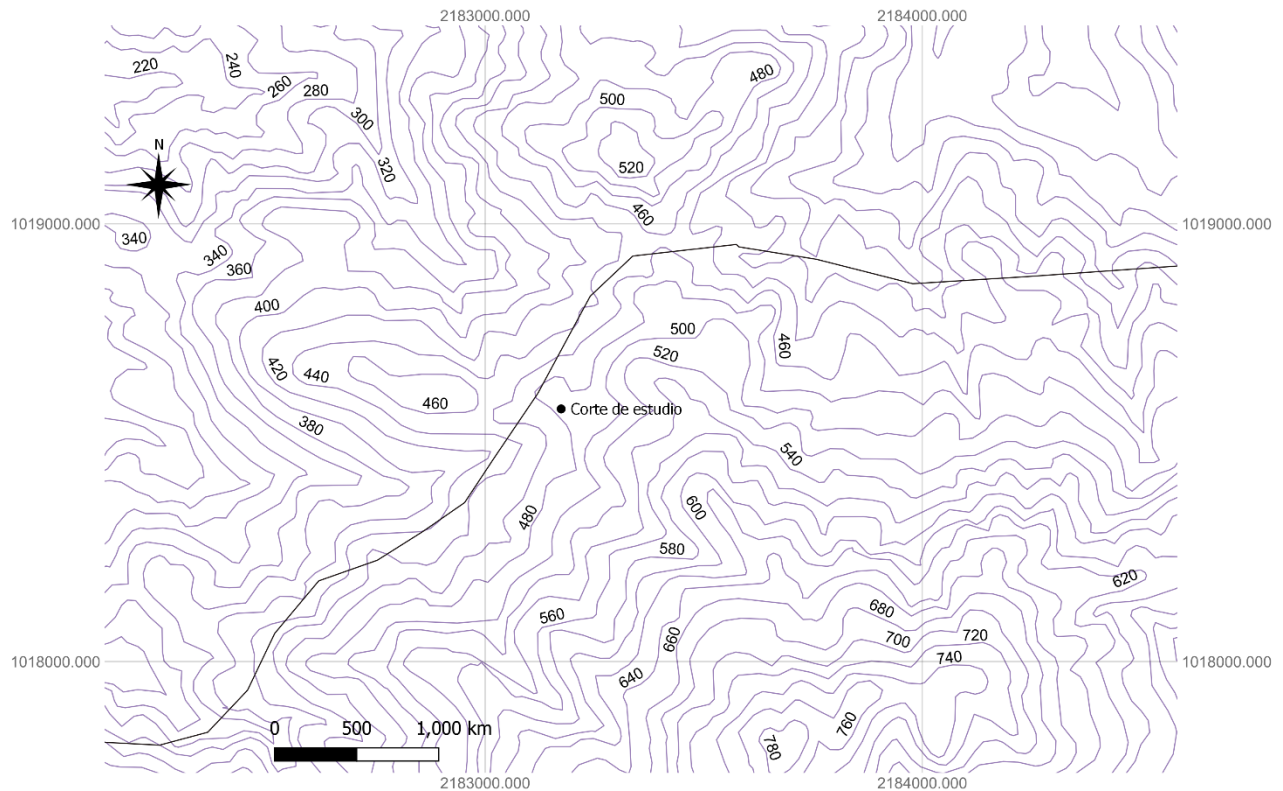


Ilustración 28 Curvas de nivel. Elaborado a partir de los datos de INEGI, 2014.

3.1.2 Aspectos sociales

El estado de Nayarit cuenta con 1,235,456 habitantes de la cual 77,436 pertenecen al municipio de Compostela, según el censo 2020 la población del municipio se incrementó un 10% en comparativa con un 13% de incremento a nivel estado [29].

En 2015, 38% de la población se encontraba en situación de pobreza moderada y 3.76% en situación de pobreza extrema. La población vulnerable por carencias sociales se estableció en 39.1% y la población vulnerable por ingresos fue de 6.34%. En 2020, el 1.16% de la población no tenía acceso a sistemas de alcantarillado, 1.15% no contaba con red de suministro de agua, 1.17% no tenía baño y 0.97% no contaba con energía eléctrica [29].

vidrio que están soldados entre sí al ser rocas que llegan a tener una fuerte adhesión entre sus partículas puede presentarse el caso en el que la textura original reflejada por los fragmentos de vidrio se desvanece [32]. La roca de color gris claro a rojizo con tonos morados y de color gris al intemperismo. La estructura de las rocas en pseudoestratos, textura piroclástica, en donde destacan *fiammes* de forma alargada que indican la dirección de flujo, semidura el golpe del martillo, en donde se observan líticos del tamaño de las gravas y arenas de composición andesítica y riolítica con bordes angulosos embebidos en una matriz criptocristalina de vidrio, cuarzo y feldespatos. En esta roca se observó la matriz con una alteración muy avanzada diferenciada por zonas en donde predominan las alteraciones del tipo caolinítica y propílica las cuales se generan a partir de un proceso de hidrolisis. La alteración ha hecho que en algunas zonas la roca se comporte como una roca blanda en donde se disgrega fácilmente por lo que se observa un graneado de materiales de forma constante. En algunas partes del corte se encuentra cubierto por depósitos de talud compuestos por suelos, fragmentos de rocas y raíces con espesores de hasta 50 cm [33].

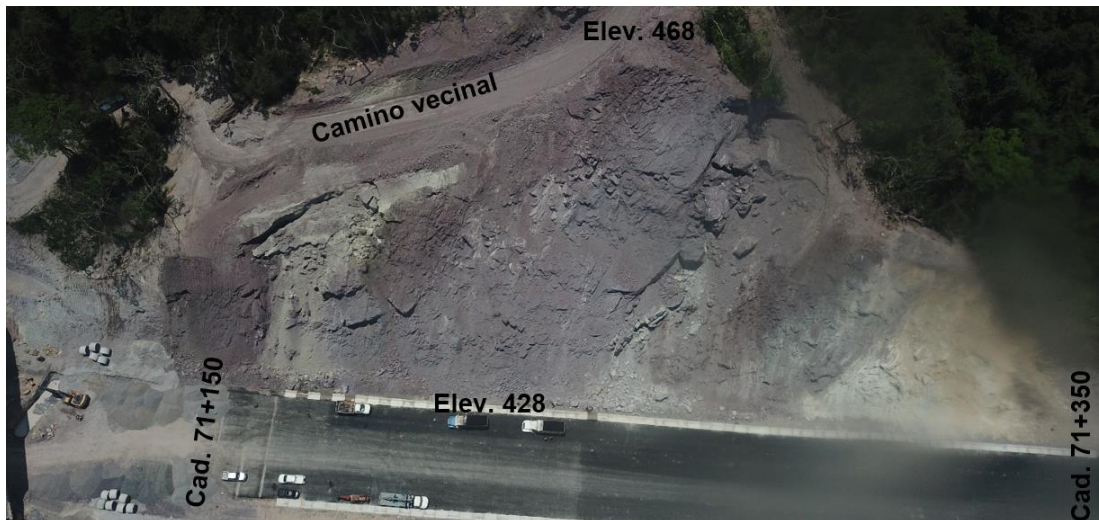


Ilustración 30 Vista área del corte. Tomada de Vargas ,2018.

Las discontinuidades que se encontraron fueron determinadas como características que afectan al macizo rocoso, delimitando fallas normales y fracturas cuyas discontinuidades encontradas son mayores a 10 metros de longitud y que debido a la construcción del corte se generó una desestabilización debido a la inclinación de las mismas.

El trazo de la falla se encuentra entre el 71+250 al 71+270 km y del 71+150 al 71+170 km. El trazo de las fallas tiene una forma cóncava en la parte sur. En campo se observó que los materiales que removi6 la falla aún continúan desplazándose hacia el Norte. Las fallas se generaron por la confluencia de los sistemas de fallas, la pseudoestratificación y la alteración avanzada de la roca. A continuación se anexa la tabla de discontinuidades encontradas del 71 + 050 al 71 + 350 [33].

Dentro del mismo informe técnico se realizó un análisis de formación de cuñas y bloques mediante el programa DIPS donde se aprecia la formación de cuña.

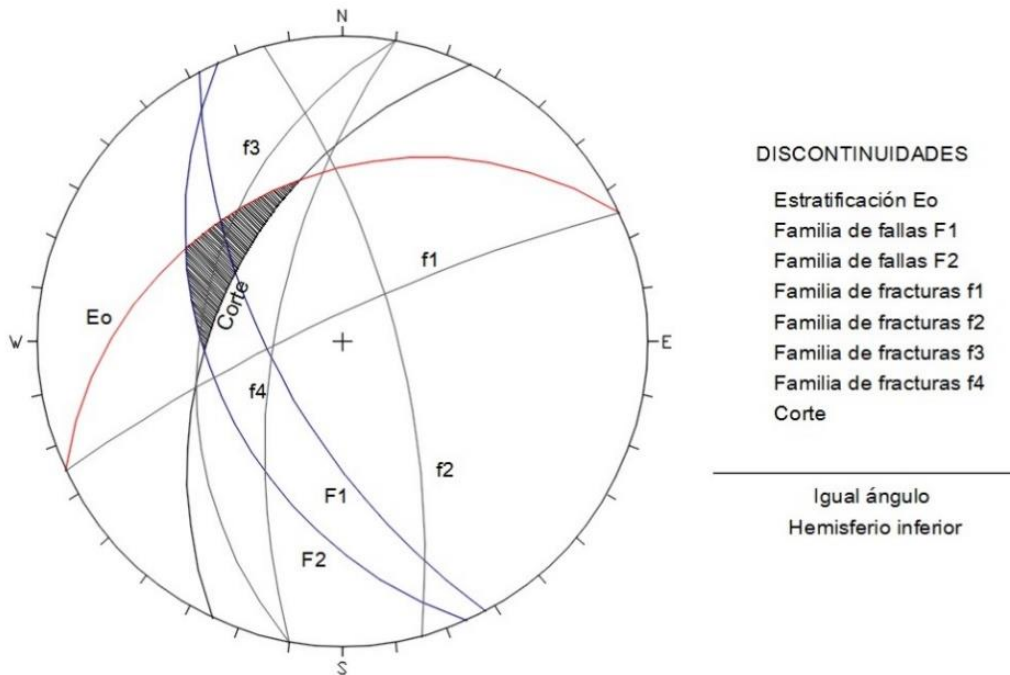


Ilustración 31 Esterograma de los planos de discontinuidad. Tomada de Vargas, 2018.

De los resultados del estudio se determinó por medio de la clasificación de *Biewniawski* que la roca constituyente del corte es de mala calidad debido a la orientación desfavorable.

CLASIFICACIÓN DE CUALIDADES GEOTÉCNICAS CON BASE AL SISTEMA RMR BIENAWSKI (1989)											
Cadenamiento	Compresión Uniaxial (Mpa)	RQD(%)	Espaciamiento entre discontinuidades	Condición de las discontinuidades	Agua	Suma	Corrección por la orientación con respecto a la excavación	Suma final	Rango	Clasificación	Observaciones
71 + 050 al 71 + 350	25 - 50	25 - 50	0,20 a 0,60 m	Ligeramente Rugosas, relleno blando, muy alterado	seco	45	Desfavorables al corte	20	II	Roca mala	roca fuertemente intemperizada con alteración caolínica
	4	6	10	10	15		-25				

Ilustración 32 Clasificación geotécnica del macizo rocoso en el corte. Tomada de Vargas, 2018.

A continuación, se presenta evidencia fotográfica de reportes técnicos en días posteriores al evento de desprendimiento donde el camino que va hacia el poblado La Cuata desde el poblado las Truchas se vio afectado.



Ilustración 34 Caído 71+100 al km 71+340 I. Tomado de reporte Fotográfico SCT 03 de julio, 2018.



Ilustración 33 Caído 71+100 al km 71+340 II. Tomado de reporte Fotográfico SCT 03 de julio, 2018.



Ilustración 35 Caído 71+100 al km 71+340 II. Tomado de reporte Fotográfico SCT 03 de julio, 2018.



Ilustración 36 Grieta en camino de pobladores I. Tomada de reporte Fotográfico SCT 03 de julio, 2018.



Ilustración 38 Grieta en camino de pobladores II. Tomada de reporte Fotográfico SCT 03 de julio, 2018.



Ilustración 37 Caído 71+100 al km 71+340. Tomado de reporte Fotográfico 03 de agosto SCT, 2018.



Ilustración 39 Caído 71+100 al km 71+340 vista superior. Tomado de reporte Fotográfico SCT 03 de agosto, 2018.

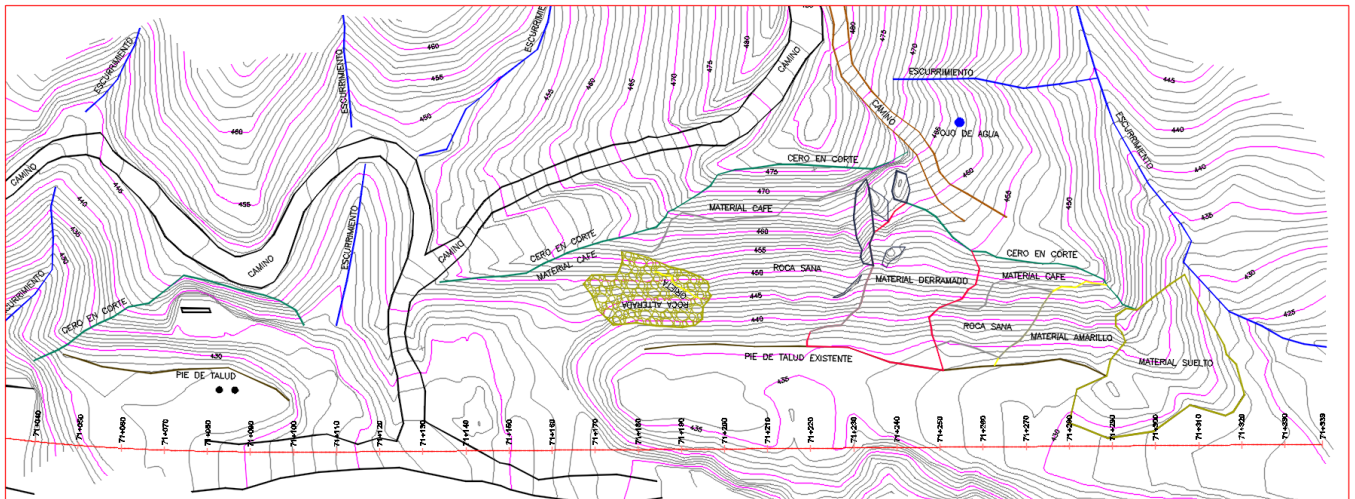


Ilustración 40 Levantamiento general. Tomada de Anexo no. 4 SCT, 2018.

PLANTA GENERAL DE LEVANTAMIENTO AL 02/03/18

3.3 Resultados

Al visitar el sitio se puede observar que el talud sigue presentando desprendimiento de material en diversos puntos, para poder caracterizar geotécnicamente el talud se realizó la división en cuatro zonas de acuerdo al material derramado en cuatro zonas partiendo en sentido del cadenamiento. La zona 1 del 71+100 al 71+158, zona 2 del 71+158 al 71+175, zona 3 del 71+175 al 71+280 y la zona 4 del 71+280 al 71+350.

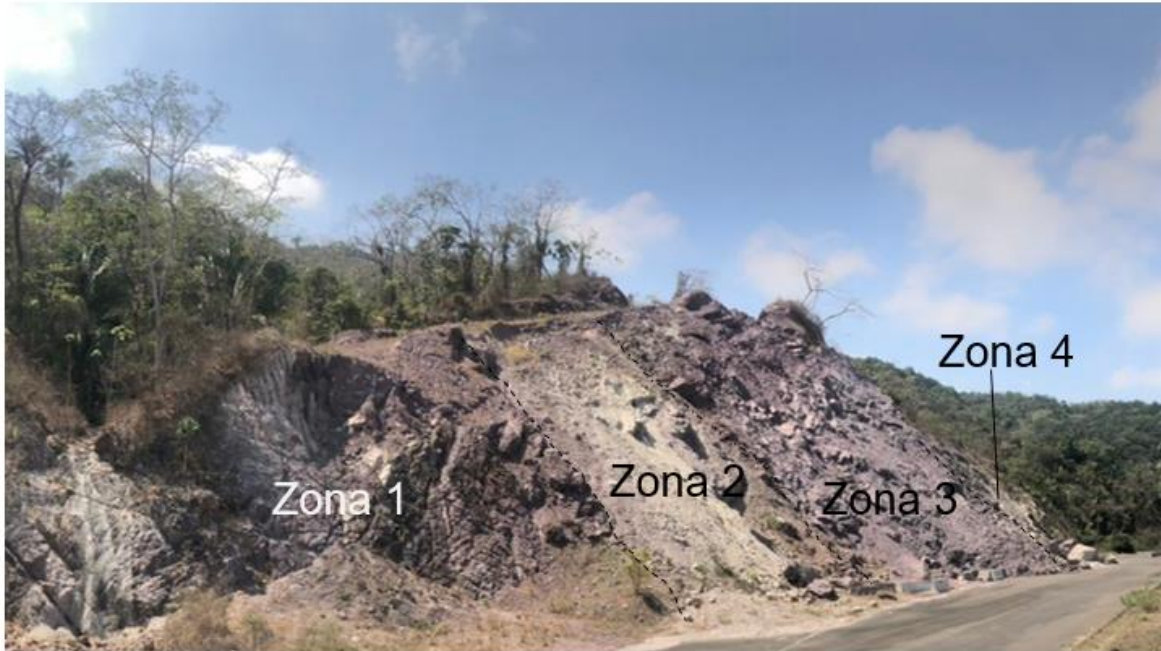


Ilustración 41 Ilustración 8 Corte 71+100 al km 71+350, división de zonas de análisis.

3.3.1 Descripción de la situación actual y pasada

Han pasado cuatro años del reporte fotográfico realizado por la SCT y la emisión de la nota técnica número 14, en las visitas realizadas se observa un cambio importante en la superficie del talud. En la visita realizada el día 5 de junio del presente año aun no comenzaba la temporada de lluvias, para la siguiente visita realizada el día 16 de julio se observó desprendimiento de material y flujo de agua debido a la temporada de lluvias.



Ilustración 42 03 de Agosto 2018. Tomada de Informe fotográfico SCT.



Ilustración 44 Vista del talud de corte 05 de junio de 2022.



Ilustración 43 Vista del talud de corte 16 de julio de 2022.



Ilustración 45 Vista del talud de corte zonas 3 y 4 el 13 de agosto de 2022.



Ilustración 46 Izquierda a derecha: Contacto litológico zona 1, agua fluyendo en el talud zona 4, material inestable en zona 3. 16 de Julio 2022

Durante las 3 visitas fue evidente que la principal fuente de desestabilización son las lluvias, ya que se observa a simple vista perdida de material en un periodo inferior a un mes entre las imágenes principalmente en las zonas 2 y 3. Las zonas con flujo constante de agua fueron principalmente las zonas 1 y 4, siendo las más bajas en cuanto altura. En la zona 1 existe un contacto litológico de donde se puede observar escurrimiento directamente sobre él, lo que ha generado la acumulación de sedimento y desgaste del material.

En la zona 2 de la visita de julio a la de agosto se tuvo perdida de material en la superior del talud, esta misma zona recapitulando de 2018 a la fecha ha perdido material en toda su altura. En la zona 3 en la imagen de 2018 podemos observar el volumen de material que invade un carril de circulación mientras que en el presente se invaden dos carriles.



Ilustración 49 Talud vista del 03 de julio de 2018. Tomada de Reporte fotográfico SCT.



Ilustración 48 Vista del talud de corte 13 de agosto de 2022.



Ilustración 47 Zona de escurrimiento cadenamiento 71+100.

En las dos imágenes anteriores podemos ver como el talud de corte con pendiente original 1:1 ha perdido el perfilamiento, las cunetas se encuentran obstaculizadas por el material caído y los árboles en la parte superior reflejan movimiento activo en la zona 3. Al revisar los alrededores del talud sobre todo en el cadenamiento 71+100 donde se encuentra una zona de escurrimiento importante se observa material arrastrado, interferencias de flujo que hacen que se estanque el agua en la parte superior.



Ilustración 51 Zona de escurrimiento en camino a pobladores.

La zona 4 se caracteriza por contener material muy fragmentado de color amarillento delimitado por discontinuidades muy marcadas, el material que se ha desprendido suelen ser fragmentos de alrededor de 50 cm o inferiores, siendo la zona que menos diferencias muestra desde 2018.



Ilustración 50 Zona 4 en la actualidad.

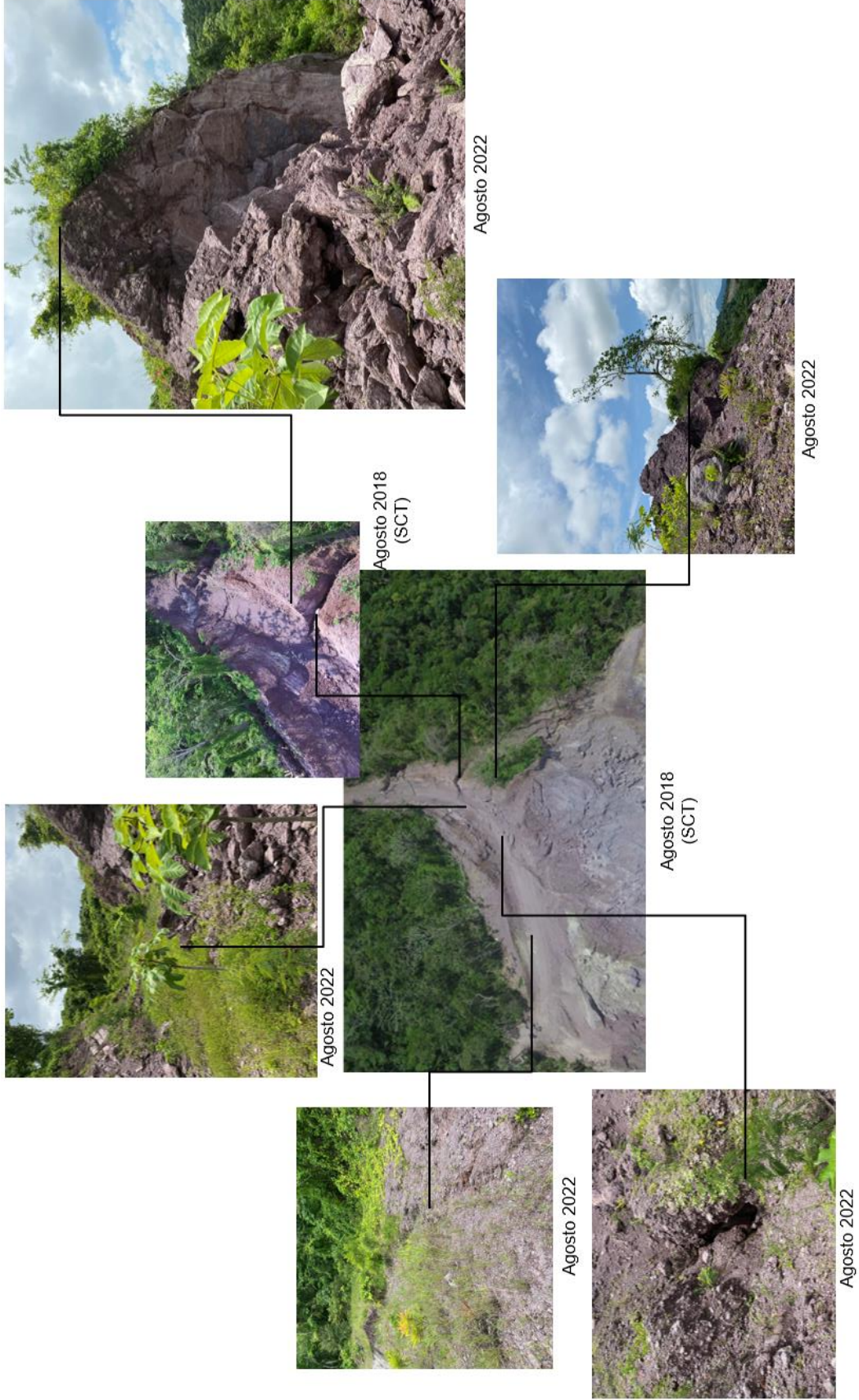


Ilustración 52 Comparación de la situación actual y pasada de la parte superior del corte donde corte donde se aprecian grietas, pérdidas de material y arrastre del mismo por flujo de agua.

3.3.2 Caracterización geomecánica

Para cada una de las zonas de estudio se obtuvieron las clasificaciones propuestas por Bienawski 1989 RMR, el GSI por Hoek y la Q de Barton con el fin de evaluar sus características y a través de las mismas obtener los parámetros de resistencia cohesión y ángulo de fricción que sean más convenientes.

La resistencia a la compresión simple fue obtenida por medio de métodos empíricos como lo es el martillo Schmidt, por su uso más cotidiano se utilizó para las pruebas un martillo tipo N, cuyos resultados fueron correlacionados a un tipo L por la ecuación [34] con su respectiva corrección por inclinación [35] para su uso en el diagrama de resultados del martillo tipo L, se tomaron 10 lecturas de las cuales fueron descartadas 5 y promediadas [36]:

$$R_L = -14,957 + 1,159R_N$$

Zona	RL inferido	Peso volumétrico de la roca	Resistencia a la compresión simple
		kN/m ³	MPa
1	29.6	22.9	35
2	-6.8	22.5	12
3	38.2	23.1	65
4	20.8	24.3	37

Tabla 10 Resultados de la prueba con martillo Schmidt, uso del diagrama .

Para obtener el peso específico de las rocas se tomaron muestras de mano y fueron embebidas en cera para sumergirlas y obtener su volumen.



Ilustración 53 Prueba con martillo Schmidt en zona 1.



Ilustración 54 Muestras de mano de las zonas 1 a la 4 de izquierda a derecha al natural y con preparación de cera.

La obtención del RQD se realizó en campo por medio de la medición de la separación entre las discontinuidades y su intersección con una línea de dos metros sumando las longitudes mayores a 10 cm.

Zona	RQD
1	25%
2	25%
3	63%
4	48%

Tabla 11 RQD para cada zona de estudio.

Para cada una de las zonas se obtuvieron las siguientes evaluaciones con el sistema de clasificación geomecánica RMR.

Zona	RQD	Resistencia de la roca intacta	Separación de las discontinuidades	Estado de las discontinuidades				
				MPa	m	Longitud de la discontinuidad	Abertura cm	Rugosidad
1	25%	35	0.1	>20m	5	Rugosa	Relleno duro >5mm	Moderadamente
2	25%	12	0.2	>20m	2	Rugosa	Relleno blando >5mm	Muy
3	63%	65	1.5	>20m	5	Rugosa	Relleno duro >5mm	Moderadamente
4	48%	37	0.5	>20m	1	Suave	Relleno blando <5mm	Ligeramente alterado

Zona	Resistencia de la roca sana	RQD	Estado de las discontinuidades						Presencia de agua	Corrección	RMR	Clase	Tipo de roca
			Separación de las discontinuidades	Longitud	Abertura	Rugosidad	Relleno	Alteración					
1	2	8	8	0	0	5	2	3	0	-50	0	V	Muy mala
2	2	8	8	0	0	5	0	1	0	-50	0	V	Muy mala
3	7	13	15	0	0	5	4	3	10	-50	7	V	Muy mala
4	2	8	10	0	3	0	2	5	0	-50	0	V	Muy mala

Tabla 12 Evaluación RMR.

Fue calculada la condición de las juntas $JCond_{89}$ en sus apartados de persistencia, separación, rugosidad, relleno y alteración dando como resultado:

Zona	Persistencia	Separación	Rugosidad	Relleno	Alteración	JCond89
1	0	0	0	2	1	3
2	0	0	0	2	0	2
3	0	0	3	6	5	14
4	0	4	1	6	1	12

Tabla 13 Jcond 89.

Con lo anterior y el RQD se estableció la relación en la clasificación geomecánica GSI 2013 y la versión 2000 por medio de la observación, para los cálculos posteriores se utilizarán los resultados de la versión 2013 [15].

Zona	JCond89	RQD/2	GSI (2013)	GSI (2000)
1	3	13%	17	30
2	2	13%	15	20
3	14	31%	45	65
4	12	24%	36	45

Tabla 14 Clasificación GSI.

Fue calculado el parámetro conocido como Q de Barton.

Zona	RQD	Jn	Ja	Jr	Jw	SRF	Q de Barton	Tipo de macizo
1.00	25.00	12.00	3.00	1.50	0.66	10.00	0.07	Extremadamente malo
2.00	25.00	20.00	4.00	1.00	1.00	10.00	0.03	Extremadamente malo
3.00	62.50	12.00	6.00	3.00	1.00	10.00	0.26	Muy malo
4.00	47.50	15.00	2.00	1.00	0.66	10.00	0.10	Muy malo

Tabla 15 Clasificación Q de Barton para cada una de las zonas.

Nótese que en todas las clasificaciones los resultados fueron adversos para la estabilidad del corte, situación que corresponde a lo observado en campo [16].

3.3.3 Recomendaciones

En la visita al sitio de estudio se determinaron las discontinuidades características de cada una de las zonas y se generaron los estereogramas correspondientes de acuerdo a su posicionamiento, la zona 2 se tomará como un solo macizo rocoso donde el criterio de falla no será determinado por las discontinuidades y para lo cual se utilizará el criterio de Hoek- Brown.

Para poder conocer mejor el comportamiento de cada una de las zonas se procedió a realizar el cálculo de los parámetros de resistencia de acuerdo al mecanismo de falla más probable para ello se seleccionó el criterio a aplicar y el resultado de la evaluación. Para las zonas 1, 3 y 4 de acuerdo al comportamiento del macizo se concluyó que las fallas se presentan debido a las discontinuidades por lo que se les aplica el criterio de falla de Barton- Bandis, en el cual la cohesión es asumida como 0 MPa y ϕ depende de J_r y J_a o del ϕ básico, JCR y JCS, se realizaron ambos cálculos para poder seleccionar aquel que fuera más desfavorable.

Zona	J_a	J_r	Φ°
1	3	1.5	26.6
3	6	3	26.6
4	2	1	26.6

Tabla 16 Obtención del ángulo de fricción con la relación J_r/J_a por zonas [18].



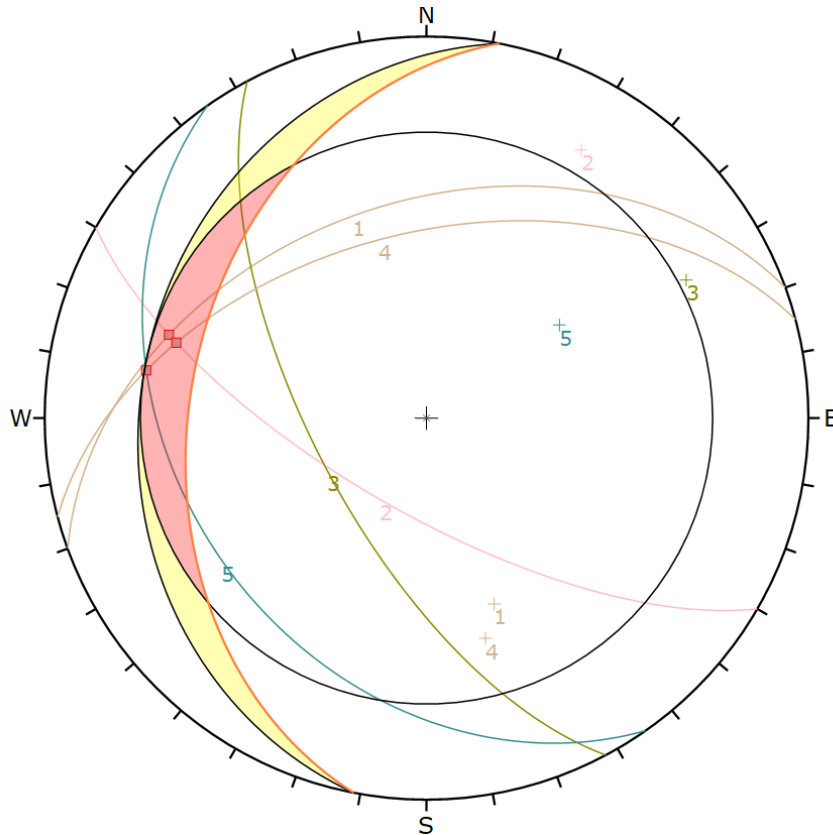
Ilustración 55 10 cm de la superficie de las discontinuidades, de arriba hacia abajo zona 1, zona 3 y zona 4

Zona	Φ_b°	r	R	ϕ_r	JRC [18]	JCS MPa	Altura del talud m	Peso volumétrico de la roca T/m ³	σ_n Mpa	Φ°
1	25	6.9	29.6	9.7	10	20	18.2	2.3	0.42	26
		19.6	38.2						0.97	
3	27	10.6	20.8	16.2	8	23	17.2	2.5	0.43	30
		19.6	38.2						0.97	

Tabla 17 Obtención del ángulo de fricción segunda metodología por zonas [18].

Sistema de discontinuidades	Dip	Dip direction	Zona
1	43	340	1
2	70	210	1
3	66	242	1
4	50	345	1
5	35	235	1
6	80	257	3
7	21	225	3
8	35	280	3
9	40	35	3
10	38	255	3
11	75	35	4
12	18	320	4
13	60	355	4
14	47	255	4
15	22	310	4
16	87	293	4

Tabla 18 Sistema de discontinuidades localizadas en las diferentes zonas.



Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	38		
Slope Dip Direction	281		
Friction Angle	26°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	3	10	30.00%
	Color	Dip	Dip Direction
	User Planes		
1		43	340
2		70	210
3		66	242
4		50	345
5		35	235
	Plot Mode	Pole Vectors	
	Vector Count	0 (0 Entries)	
	Intersection Mode	User Planes	
	Intersections Count	10	
	Hemisphere	Lower	
	Projection	Equal Area	

Ilustración 56 Análisis de cuñas zona 1 en DIPS.

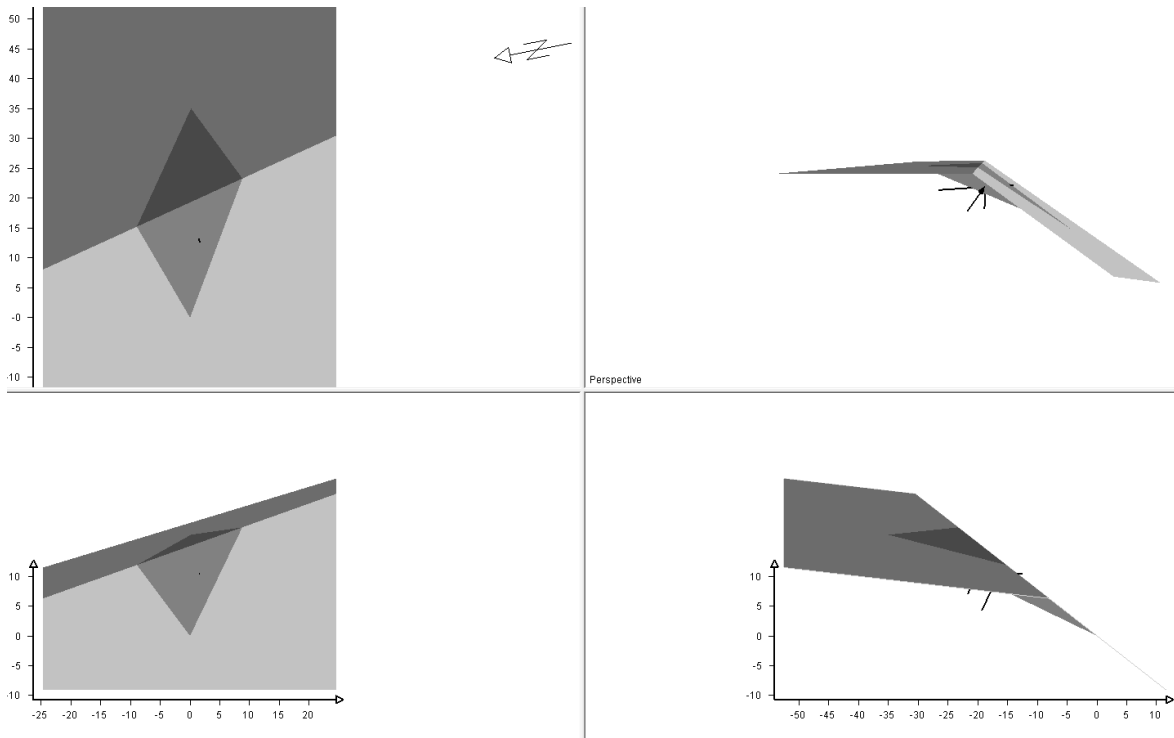


Ilustración 57 Modelado de cuña con propuesta de anclaje pasivo en Swedge.

En la zona 1 se determinó la intersección del sistema 1 y 5 en la zona crítica como cuña máxima a valorar. Se revisó la falla plana y no se encontraron resultados. En la zona se encuentra una cuña ya deslizada precisamente determinada por las discontinuidades analizadas por lo cual fueron tomados los datos de resistencia de la junta para colocar el parámetro de resistencia $\phi F1=27^\circ$ y $\phi F5=21^\circ$ junto con las discontinuidades que delimitan el material ya perdido, dado que la tendencia es la perdida de material en ese mismo sentido.

Sistema de discontinuidades	Jr		Ja		ϕr°
1	1.5	Rugosa o irregular plana	3	Recubrimiento de limo o arena arcillosa	27
5	1.5	Rugosa o irregular plana	4	Recubrimiento de minerales blandos, caolinita y calcita.	21

Ilustración 58 Ángulo de fricción residual para las discontinuidades zona 1.

En la evaluación determinista en condición estática da un factor de seguridad de 1.04. La evaluación probabilista con la técnica de Monte Carlo en el programa variando los parámetros de resistencia, dirección de inclinación e inclinación arrojó un 77% de probabilidades de falla para 100% de las fracturas llenas.

En la zona tres se tienen 3 intersecciones en zona critica, siendo aquella en la zona roja la de las familias 10 y 8.

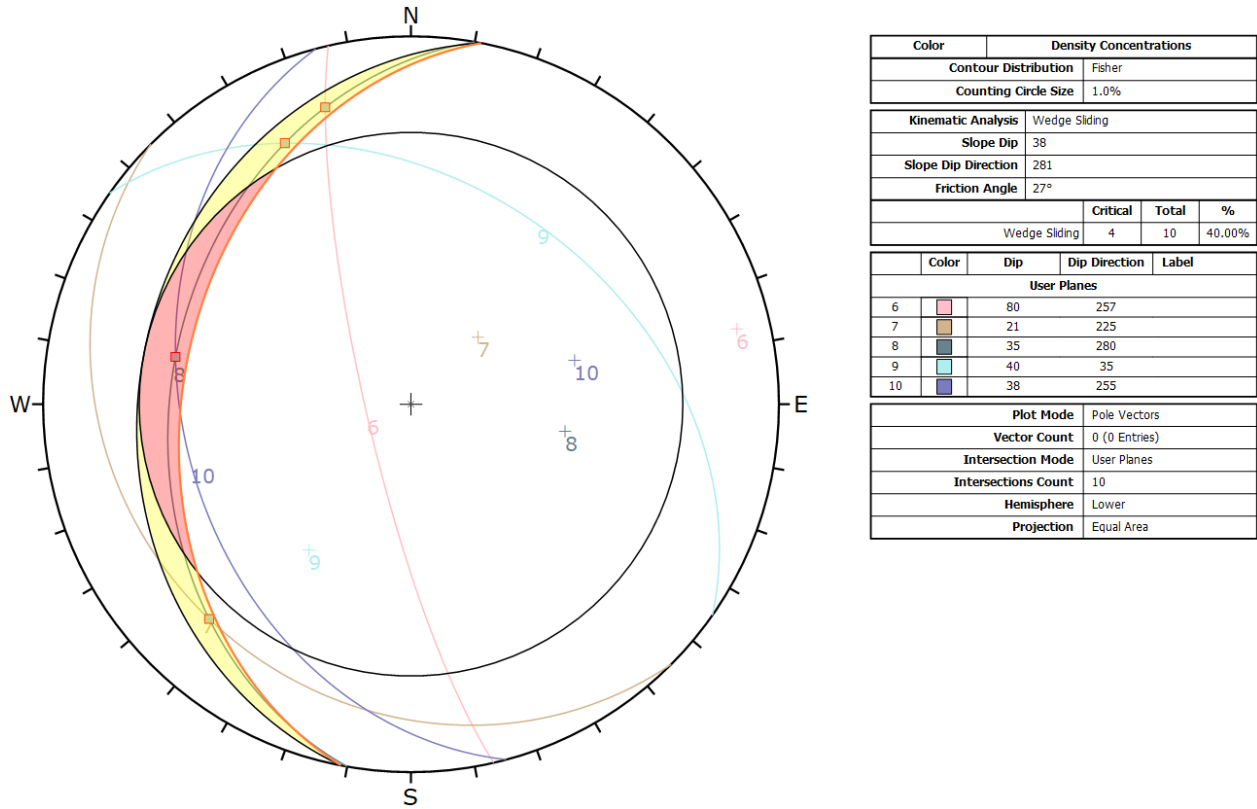


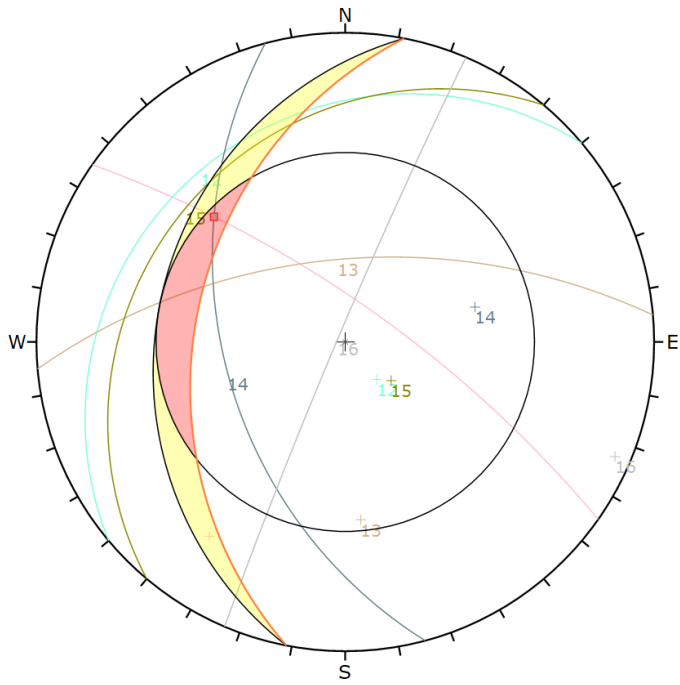
Ilustración 59 Análisis de cuña en zona 3, DIPS.

Sistema de discontinuidades	Jr	Ja	ϕ_r°
8	3	Rugosa o irregular ondulada	6
		Zonas o bandas de roca desintegrada	27
10	1	Suave plana	2
		Juntas alteradas ligeramente	27

Tabla 19 Ángulo de fricción residual para las discontinuidades zona 3.

En la zona 3 que es la más alta de todas se consideró para cuestiones de análisis las fracturas llenas al 75% dado lo observado en campo y debido a la posición del camino los escurrimientos tienden a moverse hacia las partes más bajas como son la zona 1 y 4.

Para la zona 4 se reconocieron 6 sistemas de discontinuidades.



Color	Density Concentrations		
Contour Distribution	Fisher		
Counting Circle Size	1.0%		
Kinematic Analysis Wedge Sliding			
Slope Dip	38		
Slope Dip Direction	281		
Friction Angle	27°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1	15	6.67%
Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes			
1	75	35	11
2	18	320	12
3	60	355	13
4	47	255	14
5	22	310	15
6	87	293	16
Plot Mode Pole Vectors			
Vector Count	0 (0 Entries)		
Intersection Mode	User Planes		
Intersections Count	15		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Ilustración 61 Análisis de cuñas zona 4, DIPS.

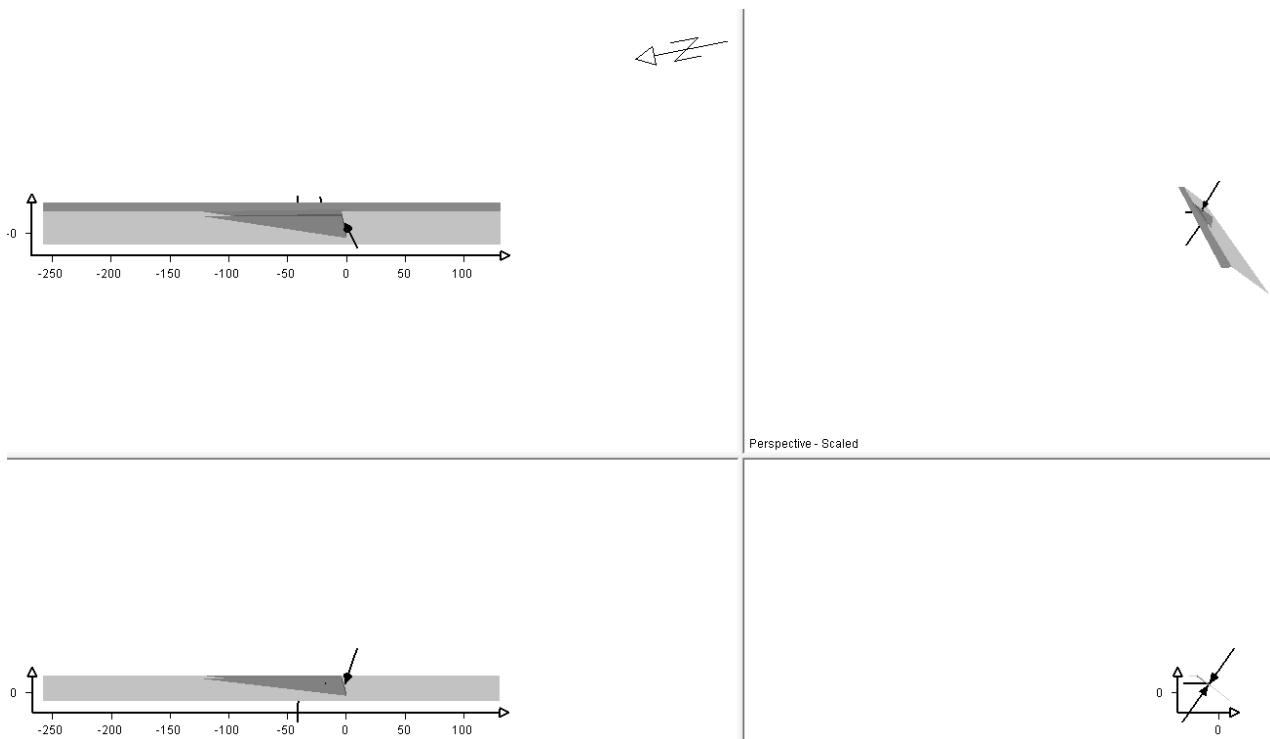


Ilustración 62 Análisis de cuña formada por sistemas 8 y 10 en Swedge.

Se analizó el estereograma en busca de falla plana y no se encontró coincidencia, dentro de los alcances de este trabajo se encuentra el análisis por cuña (sistemas 11 y 14) sin embargo para la zona 4 se recomienda también realizar un análisis de falla por volteo.

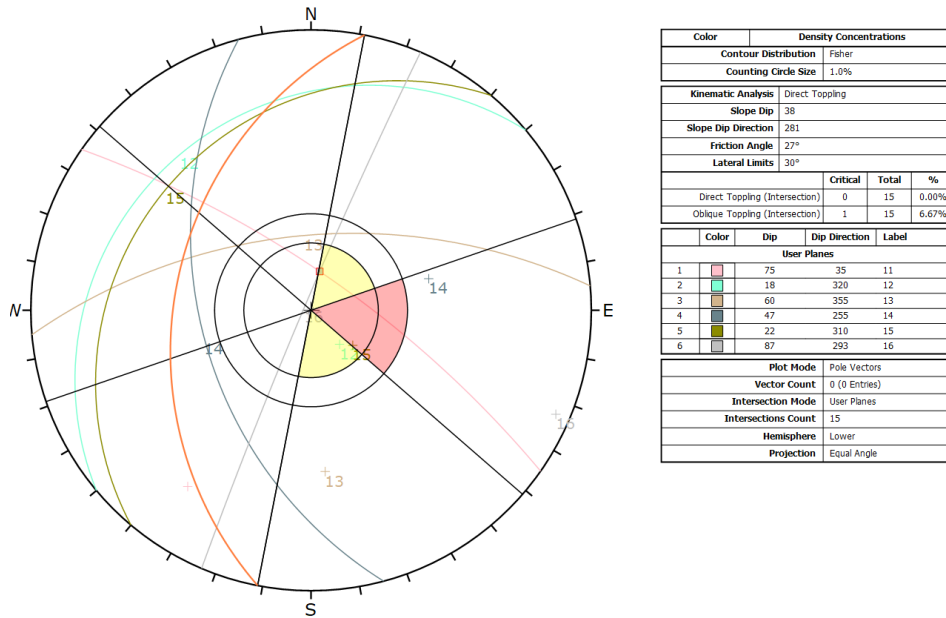


Ilustración 63 Análisis de falla por volteo zona 4 con una coincidencia de los sistemas 15 y 13, DIPS.

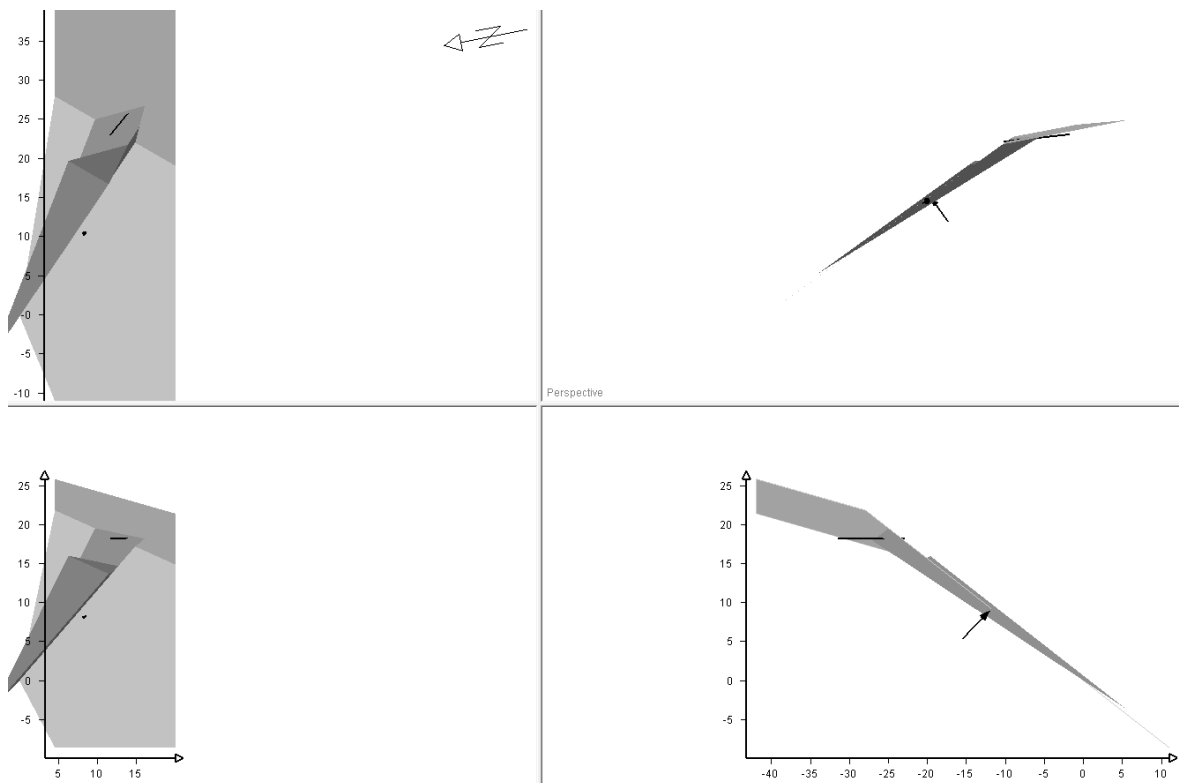


Ilustración 64 Análisis de cuña en zona 4, Swedge.

A continuación se presenta un resumen de las evaluaciones en el programa Swedge tanto determinista como probabilista en condiciones estáticas con presencia de agua en las fracturas.

FS	Zona 1	Zona 3	Zona 4
Condición estática	1.1891	0.803028	1.547
50% fracturas llenas	1.07059	0.514341	1.2459
75% fracturas llenas	0.789118	0	0.530607
100% fracturas llenas	0.241163	0	0

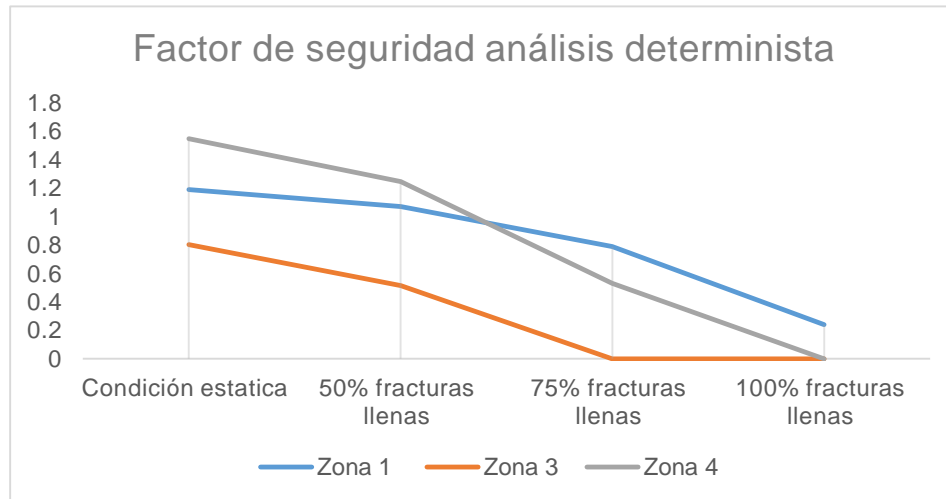


Tabla 20 Factores de seguridad calculados para diversas condiciones, Swedge.

Probabilidad de falla	Zona 1	Zona 3	Zona 4
Condición estática	48%	52%	44%
50% fracturas llenas	51%	55%	49%
75% fracturas llenas	59%	72%	60%
100% fracturas llenas	77%	87%	86%

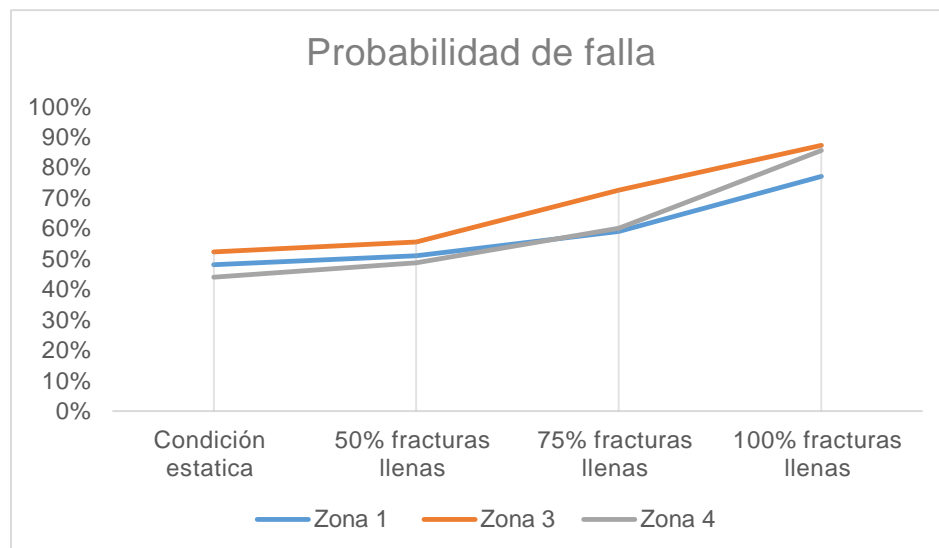


Tabla 21 Análisis probabilista para diversas condiciones de las áreas estudiadas.

Por medio del programa Swedge se obtuvieron las capacidades de las anclas requeridas en toneladas, así como el peso y área de las cuñas sobre el talud.

	Zona 1	Zona 3	Zona 4
Condición fracturas llenas	100%	75%	100%
Capacidad en toneladas	743	1314	409
Peso de la cuña T	1361.89	1451.58	209.531
Área de la cuña m2	216.5	1389.76	99.8199
Patrón calculado m	2.1	3.10	2.0
Patrón recomendado m	2x2	2x2	2x2

Tabla 22 Recomendaciones de patrón de anclaje partir de geometría de la cuña.

El patrón de separación de anclaje pasivo para varilla de 1" \varnothing con $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en cada una de las áreas se puede visualizar en la tabla anterior en cuanto a la recomendación se redondea hacia el múltiplo de 0.5 m inferior inmediato, salvo por la zona 3 donde por la separación de las discontinuidades se recomienda reducir la red de anclaje. La inclinación respecto a la horizontal del anclaje se sugiere de 0° , es decir, horizontal y perpendicular al talud.

Para la zona dos se tomará como criterio de falla el propuesto por Hoek- Brown, a partir de los parámetros antes definidos se obtuvieron las variables mb, s y a del criterio en el programa RocDATA.

Hoek-Brown Classification

sigci 12 MPa

GSI 15

mi 13

D 1

Hoek-Brown Criterion

mb 0.030

s 7.04e-7

a 0.561

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.5338 MPa

Unit Weight 0.022 MN/m3

Slope Height 39 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.027 MPa

phi 10.80 deg

Rock Mass Parameters

sigt 0.0003 MPa

sigc 0.004 MPa

sigcm 0.169 MPa

Em 230.97 MPa

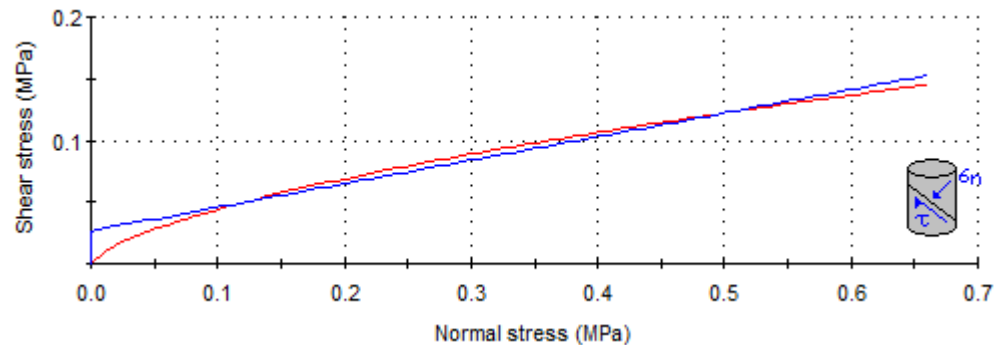


Ilustración 65 Esfuerzo normal contra resistencia al esfuerzo cortante con envolvente del criterio Mohr – Coulomb para el material de la zona 2, RocDATA.

En el programa Slide con ayuda del perfil correspondiente a la zona 2 tomado del anexo 4 proporcionado por la SCT, se procedió a obtener el factor de seguridad en condiciones estáticas. Dado que las pruebas realizadas fueron por métodos empíricos no corroborados en laboratorio se recomienda lograr un factor de seguridad acorde, en este caso 2.0.

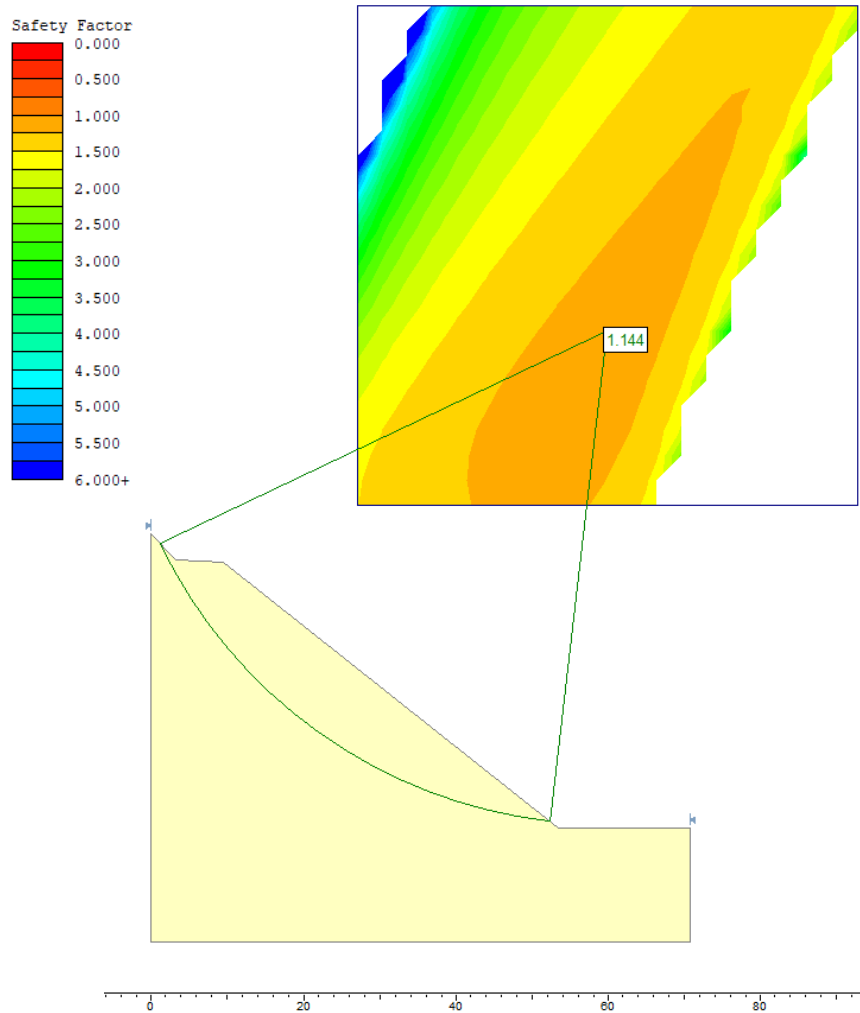


Ilustración 66 Búsqueda de círculo de falla con factor de seguridad de 1.144 con la metodología de dovelas de Bishop Simplificado en Slide.

Para la zona 2 se recomienda la determinación del nivel de agua para poder estimar adecuadamente el tratamiento de anclaje, por el criterio de falla seleccionado el mecanismo de falla es de tipo circular lo que determinará una inclinación del anclaje más eficiente no horizontal como fue en el caso de las zonas anteriores.

Uno de los puntos de mayor importancia a atender en los trabajos de estabilización son las obras de drenaje, en la comparativa de las imágenes en especial aquellas correspondientes al camino en la parte superior se pueden apreciar hasta la actualidad fracturas mismas que en temporada de lluvia permites la infiltración de agua en el macizo rocoso, por lo cual se sugiere la implementación de

contracunetas que deriven a la zona de escurrimiento en el cadenamiento 71+100 desde la parte más alta del talud en un sentido y de la misma manera en el sentido contrario hacia el cadenamiento 71+350. La colocación de drenes deberá determinarse sobre todo en la zona dos con la localización de la altura hasta la que lleva el agua. Se incita a realizar un nuevo levantamiento topográfico del talud para la generación de nuevos volúmenes de corte y de un abatimiento del talud (se propone 1.3:1) debido a los caídos generados en los últimos años, a partir de este comparar si ha existido un movimiento importante en la parte superior del talud de las zonas 3 y 4 que a simple vista pareciera presentar movimientos; pudiera ser complementario a esto la evaluación y procesamiento de imágenes satelitales de la zona para dilucidar de manera más puntual los proceso gravitacionales que se presentan en esa zona y evaluar la viabilidad de darle tratamiento a esas grietas para evitar la infiltración abundante en época de lluvias y/o redirigir esos escurrimientos.

A lo largo del talud y sobre todo en la zona 4 se tienen pequeños desprendimientos de material por lo cual la instalación de malla triple torsión permitirá controlar este material. Las recomendaciones de anclaje deberán ser evaluadas en condiciones pseudoestáticas y sus factores de seguridad comparados con los solicitados por la autoridad correspondiente.

3.4 Conclusiones

Durante las vistas que se realizaron se pudo hacer la comparación de la situación del talud a partir del caído ocurrido en 2018 donde el corte presentaba síntomas de una desestabilización que se agudizo con la temporada lluvias y se vio reflejada en la perdida de material y grietas en la parte superior del mismo. De la situación antes mencionada se corroboró el comportamiento de mala calidad de cada una de las zonas del macizo rocoso con la evaluación con los criterios de clasificación geomecánica GSI, Q de Barton y RMR que a su vez sirvieron para poder evaluar de mejor marea algunos parámetros de resistencia y así emitir algunas recomendaciones de estabilización del macizo, mismas que buscan contribuir como un punto de visa más para la toma de decisiones en cuanto a los trabajos de estabilización donde resulta de vital importancia atender las escorrentías y su intrusión en el macizo rocoso en la parte superior que en combinación con trabajos de anclaje brindarán seguridad durante la circulación por la autopista. Se recomiendan estudios más profundos en este caso para poder reducir cualquier riesgo a los usuarios de la autopista.

Referencias bibliográficas

- [1] Proyectos México, “Análisis de Costo-Beneficio,” *Autopista Jala-Compostela-Bahía de Banderas-Puerto Vallarta*, 2015. <https://www.proyectosmexico.gob.mx/wp-content/uploads/2021/02/ACB-Jala-Compostela-Vallarta-2015-V3.docx>.
- [2] J. Monroe, R. Wicander, and M. Pozo, *Geología: dinámica y evolución de la Tierra*. 2008.
- [3] E. Hoek and E. Brown, “Empirical strength criterion for rock masses,” *J Geotech Geoenvironmental Eng*, no. 106:15715, 1980.
- [4] J. Zuo and J. Shen, “The Hoek-Brown Constant m_i ,” in *The Hoek-Brown Failure criterion—From theory to application*, Singapore: Springer Nature Singapore, 2020.
- [5] E. Hoek, “Rock mass properties,” in *Practical rock engineering*, 2007.
- [6] G. Mostyn and K. Douglas, “Strength of intact rock and rock masses In: Haberfield C et al (eds),” *Proc. Int. Conf. Geotech. Geol. Eng.*, vol. 1, pp. 1389–1421, 2000.
- [7] M. Sari, “A simple approximation to estimate the Hoek–Brown parameter ‘ m_i ’ for intact rocks,” in *In: Rock mechanics in civil and environmental engineering*, London: Taylor and Francis, 2010.
- [8] M. Cai, “Practical estimates of tensile strength and Hoek-Brown strength parameter m_i of brittle rocks,” *Rock Mech Rock Eng*, vol. 43, no. 2, pp. 167–184, 2010.
- [9] L. Richards and S. Read, “A comparative study of m_i , the Hoek-Brown constant for intact rock material,” in *In: Proceedings 45th US rock mechanics/geomechanics symposium. American Rock Mechanics Association*, San Francisco, CA, 2011.
- [10] J. Shen and M. Karakus, “Simplified method for estimating the Hoek-Brown constant for intact rocks,” *J Geotech Geoenvironmental Eng*, vol. 140, no. 6, p. 04014025, 2014.
- [11] B. Vásárhelyi, L. Kovács, and Á. Török, “Analysing the modified Hoek-Brown failure criteria using Hungarian granitic rocks,” *Geomech Geophys Geo-Energy Geo-Resour*, vol. 2, no. 2, pp. 131–136, 2016.
- [12] E. Hoek, C. Carranza, and B. Corkum, “Hoek-brown failure criterion – 2002 edition,” *Narms-Tac*, pp. 267–273, 2002.
- [13] Z. T. Bieniawski, *Engineering rock mass classification*. New York: Wiley Interscience.
- [14] D. U. Deere, “Technical description of rock cores for engineering purposes,”

- Felsmechanik und Ingenieurgeologie (Rock Mech. Eng. Geol.*, vol. 1, no. 1, pp. 16–22, 1963.
- [15] E. Hoek, T. G. Carter, and M. S. Diederichs, “Quantification of the geological strength index chart,” *47th US Rock Mech. / Geomech. Symp. 2013*, vol. 3, pp. 1757–1764, 2013.
- [16] Z. Bieniawski, “Geomechanics classification,” *Eng. rock mass Classif.*, pp. 51–69, 1989.
- [17] P. Ramírez and L. Monge, “Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes,” 2004. Accessed: Jul. 10, 2019. [Online]. Available: http://oa.upm.es/14183/1/MECANICA_DE_ROCAS_1.pdf.
- [18] N. Barton, “Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions,” *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, vol. 5, no. 4, pp. 249–261, 2013, doi: 10.1016/j.jrmge.2013.05.008.
- [19] A. W. Bishop, “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes,” *Geotechnique*, vol. 10, no. 4, pp. 129–150, 1960.
- [20] N. R. Morgenstern and V. E. Price, “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces,” *Geotechnique*, vol. 15, no. 1, pp. 79–93, 1965, doi: <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>.
- [21] J. M. Duncan, “State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes,” *J. Geotech. Eng.*, vol. 122, no. 7, pp. 577–596, 1996, doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1996)122:7(577).
- [22] R. J. Lisle and P. R. Leyshon, *Stereographic Projection Techniques for Geologists and Civil Engineers*, 2nd ed. Cambridge University Press, 2004.
- [23] E. Ovando and E. Olguín, “Capítulo 5. Sistemas de anclaje,” in *Manual de construcción geotécnica TOMO I*, Sociedad Mexicana de Mécanica de Suelos, Ed. 2002.
- [24] R. C. Hibbeler, *Mécanica de materiales*. PEARSON EDUCACIÓN, 2006.
- [25] Dirección General de Servicios Técnicos, *MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2018*, 2nd ed. 2018.
- [26] INAFED, “Enciclopedia de los Municipios y Delegaciones de México.,” *Compostela*, 2021. <http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM18nayarit/municipios/18004a.html>.
- [27] Instituto Nacional de Estadística y Geografía, “Cuentame...,” *Relieve. Nayarit*, 2018. <http://cuentame.inegi.org.mx/monografias/informacion/nay/territorio/relieve.aspx?tema=me&e=18> (accessed Sep. 28, 2018).
- [28] INEGI, “Red hidrográfica: SIATL,” *Red Hidrográfica*, 2021. https://antares.inegi.org.mx/analisis/red_hidro/siatl/#.

- [29] INEGI, “Data México,” *Nayarit: Economía, empleo, equidad, calidad de vida, educación, salud y seguridad pública*, 2021. <https://datamexico.org/es/profile/geo/nayarit-na> (accessed Nov. 29, 2021).
- [30] Gobierno de Compostela, “Web,” *Economía*, 2021. <http://www.e-compostela.gob.mx/transparencia/33/economia.html> (accessed Nov. 29, 2021).
- [31] XLI Ayuntamiento, “Gobierno de Compostela,” *Turismo*, 2021. .
- [32] R. Maitre, A. Streckeisen, B. Zanettin, M. Le Bas, B. Bonin, and P. Bateman, “Igneous Rocks: A Classification and Glossary of Terms,” *Igneous Rocks A Classif. Gloss. Terms*, Ed. by R. W. Le Maitre A. Streckeisen B. Zanettin M. J. Le Bas B. Bonin P. Bateman, pp. 252. ISBN 0521619483. Cambridge, UK Cambridge Univ. Press. January 2005., vol. 1, 2004.
- [33] J. A. Vargas Godínez, “NOTA TÉCNICA GEO-CPJV-2018/014,” 2018.
- [34] H. A. Viles, A. Goudie, S. Grab, and J. Lalley, “The use of the Schmidt Hammer and Equotip for rock hardness assessment in geomorphology and heritage science: A comparative analysis,” *Process. Landforms*, vol. 36, pp. 320–333, 2011, doi: 10.1002/esp.2040.
- [35] A. J. A. Ortubé and L. O. Suárez Burgoa, “Estimación de la variabilidad mecánica de placas de roca por ensayos no-destructivos: métodos de análisis,” *Ing. y Cienc.*, vol. 14, no. 27, pp. 101–116, 2018, doi: 10.17230/ingciencia.14.27.5.
- [36] L. R. Aucay Maldonado and J. D. Ordoñez Ordoñez, “Aplicabilidad del esclerómetro o martillo de Schmidt a la determinación de la resistencia a la compresión simple en rocas,” p. 81, 2019.
- [37] Dirección General de Servicios Técnicos, “Manual de Proyecto Geometrico de Carreteras 2014,” 2014.
- [38] A. Rico and H. del Castillo, *La ingeniería de suelos en las vías terrestres : carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. Limusa, 1974.