

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE MACIZOS  
ROCOSOS Y DEPÓSITOS SEDIMENTARIOS DE LA  
CARRETERA HUALLANCA - CARAZ**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Héctor Manuel Gálvez Barrantes

**ASESOR:**

Guillermo José Zavala Rosell

Lima, noviembre, 2024


## Informe de Similitud

Yo, **Guillermo José Zavala Rosell**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada **ANÁLISIS Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE MACIZOS ROCOSOS Y DEPÓSITOS SEDIMENTARIOS DE LA CARRETERA HUALLANCA - CARAZ**, del autor **Héctor Manuel Gálvez Barrantes**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 21/11/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 21 de noviembre de 2024

Apellidos y nombres del asesor: <b>Zavala Rosell, Guillermo José</b>	
DNI: <b>07885623</b>	Firma 
ORCID: <b>0000-0002-2077-5001</b>	

## RESUMEN

La presente tesis comprende la caracterización, análisis y diseño de medidas de estabilización de tres sectores críticos, presentes en tramos específicos de la carretera Huallanca - Caraz, cuyos taludes están conformados por macizos rocosos y material sedimentario. El trabajo determina las características geotécnicas y geomecánicas de los taludes, a fin de evaluar su comportamiento actual y potencial vulnerabilidad. La problemática establece que los tres sectores críticos tienen en común presentar potenciales problemas de deslizamiento y una cinemática desfavorable por fallar planar.

Como sustento teórico se introduce la definición de los modelos constitutivos más apropiados para determinar los parámetros de resistencia de los materiales analizados. Para realizar el análisis geomecánico de los macizos rocosos se describe el criterio generalizado de Hoek - Brown, el cual define una envolvente de falla no lineal. Además, se introduce el desarrollo de las clasificaciones geomecánicas tales como el RMR, SMR y GSI a fin de cuantificar la calidad del macizo rocoso. Para definir la cinemática de los macizos rocosos se realizaron los análisis estereográficos de las familias de discontinuidades de cada sector, cuyos resultados concluyeron una falla predominante tipo planar. La resistencia a lo largo de las discontinuidades de la falla planar se cuantificó por medio del criterio de Barton - Choubey. En el caso de los taludes constituidos por material sedimentario se utilizó el modelo constitutivo de Mohr - Coulomb, el cual es aplicado para determinar los parámetros de resistencia de los suelos. Con esta base teórica, se determinó la vulnerabilidad de cada macizo rocoso considerando el método exacto de la cuña para el análisis de fallas locales. Para analizar las fallas globales, en todos los sectores, se consideró el método de dovelas, según el criterio de Spencer. Después de demostrar potenciales fallas en los taludes se definieron y se diseñaron los sistemas de contención más convenientes a fin de especificar factores de seguridad superiores a los mínimos normativos.

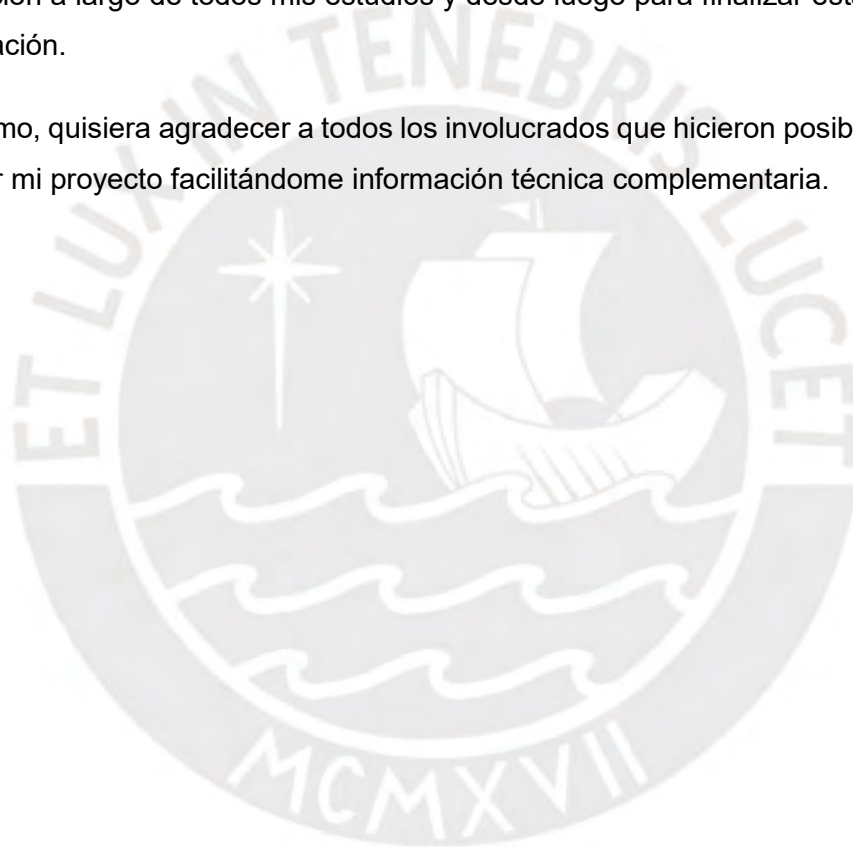
De esta manera se concluye que un sector crítico se define como un tramo de vía cuya hidrogeología y características geomecánicas desfavorables generarán inestabilidad afectando la transitabilidad de la vía. Estabilizar taludes de un sector crítico implica analizar qué criterio de falla modela adecuadamente los estados tensionales del material constituyente y su resistencia al corte. Además, fue importante determinar la geometría de la falla predominante a fin de definir qué método de equilibrio límite se ajusta a la cinemática del talud. Finalmente, se concluye que la medida de estabilización adoptada en cada sector inestable deberá mitigar la ocurrencia de fallas locales y globales, de tal manera de permitir transitabilidad a la vía a lo largo de la vida útil del proyecto.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quisiera expresar mi sincera gratitud a los ingenieros Guillermo Zavala y Humberto Pehovaz, quienes fueron los encargados que asesorarme en este proyecto de tesis. No solamente por el tiempo brindado, sino por cada corrección sugerida en pro de realizar un trabajo de calidad y que satisfaga las exigencias iniciales. Cada opinión y/o crítica ayudó a poder perfeccionar mi trabajo, encaminar los objetivos de mi tesis y ampliar mis conocimientos en la ingeniería, los cuales serán continuamente aplicadas en mi vida profesional.

Por otro lado, quisiera agradecer el respaldo mi núcleo familiar, los cuales fueron motivación a largo de todos mis estudios y desde luego para finalizar esta última etapa de titulación.

Por último, quisiera agradecer a todos los involucrados que hicieron posible que pusiera concluir mi proyecto facilitándome información técnica complementaria.



## TABLA DE CONTENIDOS

<b>1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES</b> .....	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. ANTECEDENTES .....	2
1.3. OBJETIVOS .....	4
1.3.1. Objetivo principal .....	4
1.3.2. Objetivos específicos .....	4
1.4. METODOLOGÍA .....	5
1.5. ALCANCES .....	6
<b>2. CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA</b> .....	<b>7</b>
2.1. GEOMORFOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	7
2.2. EVOLUCIÓN CONTRACTUAL DEL EXPEDIENTE DEL PROYECTO .....	8
2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA HUALLANCA – CARAZ .....	9
2.3.1. Características geológicas regionales .....	9
2.3.2. Características geológicas locales .....	11
2.3.3. Características climáticas .....	12
2.3.4. Vulnerabilidad por peligro geológico .....	12
2.4. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SECTORES CRÍTICOS .....	13
2.4.1. Sector inestable 1: Km 669+270 al Km 669+350 .....	13
2.4.2. Sector inestable 2: Km 672+240 al Km 672+500 .....	15
2.4.3. Sector inestable 3: Km 673+560 al Km 673+830 .....	16
<b>3. CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>18</b>
3.1. TALUD Y PROPIEDADES .....	18
3.1.1. Taludes en suelo .....	19
3.1.2. Depósitos sedimentarios .....	20
3.1.3. Taludes en roca .....	22
3.2. CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO .....	23
3.2.1. Geometría de formación .....	23
3.2.2. Clasificación geomecánica en macizos rocosos .....	25
3.2.2.1. Índice $RMR_{76}$ y $RMR_{89}$ .....	25
3.2.2.2. Índice $RMR_{14}$ .....	29
3.2.2.3. Índice SMR .....	31
3.2.2.4. Índice GSI (Índice Geológico de Resistencia) .....	34
3.2.2.5. Q-slope (2017) .....	36
3.3. CRITERIOS DE FALLA .....	38
3.3.1. Criterio de rotura de Hoek - Brown (1980) .....	38
3.3.2. Criterio de Hoek - Brown Generalizado (2002) .....	39
3.3.3. Criterio de rotura de Mohr - Coulomb .....	41
3.3.4. Compatibilidad entre las envolventes de Mohr - Coulomb y Hoek - Brown .....	42
3.4. TIPOS DE SUPERFICIE DE FALLA .....	44
3.4.1. Superficie de falla planar .....	44
3.4.1.1. Rotura plana .....	44
3.4.1.2. Rotura por cuña .....	45
3.4.1.3. Rotura por vuelco .....	46
3.5. METODOLOGÍA DE EQUILIBRIO LÍMITE .....	47
3.5.1. Método del bloque deslizable .....	48

3.5.1.1.	Efecto sísmico por medio del método pseudoestático.....	49
3.5.1.2.	Contribución de elementos estructurales.....	50
3.5.2.	Método de las dovelas .....	51
3.5.2.1.	Método de Spencer (1967).....	53
<b>4.</b>	<b>CAPÍTULO IV: ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN, CRITERIOS DE SELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN .....</b>	<b>55</b>
4.1.	ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN PARA TALUDES EN SUELO.....	56
4.2.	ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN PARA MACIZOS ROCOSO .....	64
4.3.	SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN .....	66
4.4.	DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN EN MACIZOS ROCOSOS.....	71
4.4.1.	Estabilización superficial: malla metálica de alta resistencia .....	71
4.4.1.1.	Componentes del sistema.....	72
4.4.1.2.	Mecanismos de falla.....	74
4.4.2.	Estabilización global: sistema de pernos de anclaje.....	75
4.4.2.1.	Partes del sistema anclaje .....	77
4.4.2.2.	Mecanismos de falla del sistema de anclaje.....	78
4.4.2.3.	Distribución de las tensiones a lo largo de la longitud del anclaje.....	81
<b>5.</b>	<b>CAPÍTULO V: ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y ESTABILIDAD DE TALUDES .....</b>	<b>83</b>
5.1.	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA .....	83
5.1.1.	Estación geotécnica .....	83
5.1.2.	Estaciones geotécnica - geomecánica.....	84
5.2.	ANÁLISIS CINEMÁTICO .....	85
5.2.1.	Resistencia al corte en la discontinuidad .....	85
5.2.2.	Análisis estereográfico .....	87
5.2.3.	Resultados cinemáticos .....	88
5.3.	CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA .....	89
5.3.1.	Clasificación RMR (Bieniawski 1989) y SMR (Romana, 1992) .....	89
5.3.2.	Clasificación GSI, Hoek - Brown Generalizado, 2002 .....	91
5.3.3.	Envolvente de falla de Hoek - Brown .....	91
5.4.	GENERALIDADES PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD .....	92
5.4.1.	Parámetros generales de diseño .....	93
5.4.2.	Criterios de falla y parámetros de resistencia .....	93
5.5.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE FALLAS LOCALES: FALLA PLANAR.....	94
5.5.1.	Resultados del análisis de falla local del talud in situ .....	95
5.6.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL TALUD IN SITU .....	96
5.6.1.	Resultados de los análisis de estabilidad global.....	96
5.7.	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES .....	97
5.7.1.	Recomendaciones para la estabilización.....	97
5.7.2.	Análisis de estabilidad global luego del proceso de corte .....	98
5.8.	DISEÑO DE LA SOLUCIÓN .....	99
5.9.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DE LOS TALUDES ESTABILIZADOS .....	102
<b>6.</b>	<b>CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>104</b>
<b>7.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>112</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Trayectoria entre las ciudades de Huallanca y Caraz (Google Earth, 2019) .....	8
Figura 2.2. Sectorización del Grupo Calipuy según regiones (Navarro et. al, 2010) .....	10
Figura 2.3. Mapa geológico de las formaciones estratigráficas.....	11
Figura 2.4. (a) Vista panorámica donde se observa la presencia de cárcavas de erosión y grieta pronunciada. (b) Talud conformado por depósito sedimentario recubierto por una matriz arenociliosa. (Estudio geomecánico del proyecto) .....	14
Figura 2.5. (a) Talud donde se evidencia la presencia de flujo y (b) Potencial infiltración debido a la influencia de la laguna Curcuy (Estudio geomecánico del proyecto). .....	15
Figura 2.6. Talud Superior, con potencial plano de falla (Estudio geomecánico del proyecto)...	15
Figura 2.7. Panorámica del sector inestable 2, donde se ubica la falla planar (Estudio geomecánico del proyecto). .....	16
Figura 2.8. (a) Familia de discontinuidades en el talud superior, con pendiente entre 70° y 78°. (b) Presencia de discontinuidades locales desfavorables (Estudio geomecánico del proyecto)	17
Figura 3.1. Falla rotacional circular (Braja Das 2015).....	20
Figura 3.2. Falla traslacional no circular y tipo cuña.....	20
Figura 3.3. Macizo rocoso y su representación estructural (Ramírez y Monge, 2004) .....	22
Figura 3.4. Estructura discontinua: Diaclasa (Tomado de <a href="http://www.meteorologiaenred">www.meteorologiaenred</a> ).....	23
Figura 3.5. Estructura discontinua: Falla estratigráfica (Tomado de presentación Estratigrafía y Deformaciones en <a href="http://slideplayer.es">slideplayer.es</a> ).....	24
Figura 3.6. Estructura continua: Pliegues. (Tomado de <a href="http://diccionario.geotecnia.online">diccionario.geotecnia.online</a> ).....	24
Figura 3.7. Cálculo del parámetro RQD de una de roca fracturada. ....	26
Figura 3.8. Envolvente de falla del criterio de Hoek - Brown Generalizado. ....	40
Figura 3.9. Envolvente de falla de Mohr - Coulomb. (Braja Das, 2015) .....	42
Figura 3.10. Método de equivalencia de áreas. ....	42
Figura 3.11. Criterios de falla de Hoek - Brown y Mohr - Coulomb (Hoek et al. 2002) .....	43
Figura 3.12. Falla plana (izquierda), falla tipo cuña (centro) y falla por volteo (derecha). (Wyllie and Mah, 2004) .....	44
Figura 3.13. Esquema de talud y proyección estereográfica de falla planar (Jaime Suarez, 1998). .....	45
Figura 3.14. Esquema de talud y proyección estereográfica de falla en cuña (Jaime Suarez, 1998). .....	46
Figura 3.15. Esquema de talud y proyección estereográfica de falla por vuelco (Jaime Suarez, 1998).....	46

Figura 3.16. Diagrama de cuerpo libre de un bloque de talud ante una falla planar en estado seco y parcialmente saturado.....	49
Figura 3.17. Diagrama de cuerpo libre de un bloque para análisis pseudoestático en un estado parcialmente saturado.....	50
Figura 3.18. Diagrama de cuerpo libre de un bloque de talud parcialmente saturado para un análisis pseudoestático con la contribución de un elemento estructural.....	51
Figura 3.19. Esquema de segmentación del talud por el método de dovelas.....	52
Figura 3.20. Diagrama de cuerpo libre de dovela según método de Spencer.....	54
Figura 4.1. Reducción del ángulo natural y corte en banquetas.....	56
Figura 4.2. Reconformación de la superficie del talud por medio de banquetas.....	58
Figura 4.3. Estabilización por medio de corte de la cabeza del talud y colocación de material de contrapeso al pie del talud.....	59
Figura 4.4. Sistemas de contención para estabilización de taludes (Suarez,2009).....	60
Figura 4.5. Sistemas de drenaje: (a) Subdrén para estructura de contención (b) Subdrén horizontal (c) Subdrén tipo zanja (d) Subdrén tipo pantalla y colchón de drenaje (e) Drenaje superficial de coronación y cuneta tipo zanja.....	61
Figura 4.6. Sistemas de estabilización y control de aguas para taludes suelo y macizo rocoso.....	63
Figura 4.7. Elementos estructurales para taludes de macizo rocoso.....	65
Figura 4.8. Elementos estructurales para la estabilización y mitigación de riesgo.....	66
Figura 4.9. Malla de alta resistencia 65/3mm (Geobrugg, 2010).....	72
Figura 4.10. Placa de sujeción y pretensión del sistema (Geobrugg, 2010).....	73
Figura 4.11. Conexión cable perimetral al anclaje de cabeza flexible (Geobrugg, 2010).....	73
Figura 4.12. Anclaje de cable doble espiral de cabeza flexible. (Geobrugg, 2010).....	74
Figura 4.13. Conexión entre mallas a través de clips (Geobrugg, 2010).....	74
Figura 4.14. Métodos de inyección: por gravedad, a presión y post- inyección.....	77
Figura 4.15. Partes del sistema de anclaje.....	78
Figura 4.16. Diagrama de resistencia a la tensión en la longitud de empotramiento.....	79
Figura 4.17. Diagramas de los modos de transferencia a lo largo del anclaje.....	82
Figura 4.18. Distribución simplificada del esfuerzo de tensión a lo largo del anclaje.....	82
Figura 1.2. Cuñas de falla planar del sector inestable 02: (a) Sección Km 672+260 y (b) sección Km 672+480.....	94
Figura 3.4. Cuñas de falla planar del sector inestable 03: (a) Sección Km 673+580 y (b) sección Km 673+670.....	95

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Principales familias de discontinuidad del sector inestable 2 (Estudio geomecánico del proyecto).....	16
Tabla 2-2. Orientación del talud inestable 2 (Estudio geomecánico del proyecto).....	16
Tabla 2-3. Principales familias de discontinuidad del sector inestable 3 (Estudio geomecánico del proyecto).....	17
Tabla 2-4. Orientación del talud inestable 3 (Estudio geomecánico del proyecto).....	17
Tabla 3-1. Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial (Brown, 1981).....	26
Tabla 3-2. Clasificación de la roca en función del valor del RQD.....	26
Tabla 3-3. Parámetros del RMR <sub>89</sub> y valorizaciones específicas. (Bieniawski, 1989).....	28
Tabla 3-4. Características mecánicas del macizo rocoso en función del índice RMR.....	29
Tabla 3-5. Parámetros del RMR <sub>14</sub> y valorizaciones específicas (Bieniawski et al., 2014).....	31
Tabla 3-6. Calidad del talud en función al índice SMR. (Romana, 1992).....	33
Tabla 3-7. Calidad del talud en función al índice SMR. (Romana, 2001).....	33
Tabla 3-8. Valores de SMR por cada tipo de rotura. (Romana, 2001).....	34
Tabla 3-9. Índice de resistencia geológica (GSI) para macizos rocosos fracturados (Hoek y Marinos, 2000).....	35
Tabla 3-10. Número de condición geológica. (Bar y Barton, 2017).....	37
Tabla 3-11. Condición física SRF <sub>a</sub> (Bar y Barton, 2017).....	37
Tabla 3-12. Esfuerzo y resistencia SRF <sub>b</sub> (Bar y Barton, 2017).....	37
Tabla 3-13. Discontinuidad principal SRF <sub>c</sub> (Bar y Barton, 2017).....	38
Tabla 3-14. Factores de seguridad para estabilización de taludes en suelo y roca.....	48
Tabla 4-1. Pendiente recomendada para talud en corte (Asociación de carreteras de Japón, 1984).....	57
Tabla 4-2. Criterios para la selección de las alternativas de solución.....	68
Tabla 4-3. Factores de seguridad para el diseño de anclajes.....	81
Tabla 5-1. Resultados de los ensayos de granulometría y límites.....	84
Tabla 5-2. Resultados de los ensayos de clasificación, densidad y humedad.....	84
Tabla 5-3. Resultado del ensayo triaxial CU.....	84
Tabla 5-4. Nomenclatura de las estaciones geomecánicas y martillo de Schmidt.....	85
Tabla 5-5. Resumen de las propiedades físicas de la roca.....	85
Tabla 5-6. Resumen de los parámetros de resistencia al corte de la discontinuidad.....	87

Tabla 5-7. Orientación de las familias de discontinuidad y del talud .....	87
Tabla 5-8. Mecanismos de fallas generados en el talud.....	89
Tabla 5-9. Resultados del RMR básico, según Bieniawski 1989 .....	90
Tabla 5-10. Resultados del índice SMR, según Romana 1992 .....	90
Tabla 5-11. Determinación del índice GSI según Hoek - Brown. ....	91
Tabla 5-12. Parámetros geomecánicos de la envolvente de falla de Hoek - Brown. ....	92
Tabla 5-13. Parámetros genéricos usados en el análisis de estabilidad.....	93
Tabla 5-14. Parámetros de resistencia para el análisis de equilibrio limite .....	93
Tabla 5-15. Resultados del análisis local planar del talud in situ .....	95
Tabla 5-16. Resultados del análisis global del talud in situ .....	97
Tabla 5-17. Características de corte implementada en los sectores inestables.....	98
Tabla 5-18. Resultados del análisis global luego del proceso de corte.....	98
Tabla 5-19. Resultados de la fuerza de diseño para el diseño de anclajes. ....	100
Tabla 5-20. Solicitaciones para el diseño del sistema de anclajes.....	100
Tabla 5-21. Parámetros de resistencia del sistema de anclajes. ....	101
Tabla 5-22. Parámetros de diseño y distribución del sistema de anclajes .....	102
Tabla 5-23. Parámetros de. Resultados del análisis global del talud estabilizado .....	102
Tabla 5-24. Evolución de los FS en las diferentes etapas del diseño .....	103
Tabla 6-1. Comparativo entre los resultados de Bieniawski, Romana y Hoek-Brown .....	107
Tabla 6-2. Porcentaje de variación de los parámetros de resistencia .....	108

# CAPÍTULO I: GENERALIDADES

## 1.1. INTRODUCCIÓN

Muchas de las carreteras que se diseñan en la actualidad se construyen en zonas donde la topografía existente no ofrece el ancho requerido según el diseño geométrico y las especificaciones técnicas. Además, la realidad geográfica de la sierra y selva del Perú propicia que estas carreteras estén frecuentemente adyacentes a taludes superiores inestables y/o quebradas abruptas al pie de estas. Esto conlleva a que la construcción de dicha carretera se complique desde el punto de vista ingenieril. Por esta razón, una construcción que no adopte medidas especializadas para corregir y prevenir los inconvenientes de su realidad geológica y topográfica conllevará a que la obra concluida no satisfaga los aspectos de seguridad, confort y funcionalidad, para los cuales fue diseñada. Esta situación se puede tornar complicada si en un mismo sector de carretera proyectada convergen varios problemas a la vez: ancho insuficiente de la calzada, elevación de cota de la rasante e inestabilidad de los taludes superiores y/o inferiores a la vía. Para resolver problemas relacionados con anchos insuficientes y elevaciones de calzada, las alternativas de solución más empleadas son el uso de elementos estructurales prefabricados en voladizo; la conformación de vías adicionales por medio de terraplenes con relleno de buenas características portantes en las zonas donde no existe el ancho suficiente; o procesos de corte en el talud superior para ganar ancho de vía. Por otro lado, para resolver problemas relacionados con la inestabilidad de taludes, las soluciones más recurrentes son la modificación geométrica del talud, para lo cual se deberá disminuir el ángulo natural de los taludes y/o segmentar la altura total por medio de un sistema de banquetas.

Bajo este contexto, las alternativas que ayuden a estabilizar los taludes y permitan construir el ancho suficiente de la carretera, acorde a las especificaciones, debe considerar una solución combinada que involucre las especialidades de diseño vial, estructuras y geotecnia. Sin embargo, hay situaciones en donde los procedimientos convencionales no son suficientes o no son recomendables, debido al contexto geológico de la zona. Ante condiciones desfavorables como taludes muy altos y empinados, condiciones hidrológicas adversas, material geológico meteorizado o fracturado y dimensiones inapropiadas para la construcción de una carretera, existen soluciones adicionales que involucran la implementación de elementos estructurales de contención y retención. Los sistemas de contención y retención son elementos estructurales compuestos de concreto armado, geosintéticos o acero que son utilizados para estabilizar mecánicamente taludes inestables y contener volúmenes de suelo a fin

de evitar rellenos o cortes masivos. Los elementos de contención son sistemas que estabilizan el talud inferior de la vía y encapsulan rellenos proyectados, tales como los muros de concreto armado o los muros de suelo reforzado. La finalidad de estos elementos estructurales será ampliar el ancho de la calzada sin generar rellenos masivos. Los elementos de retención son sistemas que estabilizan el talud superior de la vía sin alterar considerablemente su geometría inicial, tales como los sistemas de gaviones, mallas metálicas de alta resistencia, sistema de pernos de anclajes o estructuras metálicas Erdox. Como medidas complementarias para el buen comportamiento de los taludes y de la vía se podría considerar sistemas de drenaje, para aliviar tensiones hidrostáticas tales como cunetas, drenes o subdrenes y sistemas de control de erosión tales como biomantos degradables o hidrosiembra. Los puntos críticos estabilizados mecánicamente permitirán que, para sollicitaciones estáticas y dinámicas, los problemas de fallas por deslizamientos locales y/o profundas se reduzcan al mínimo y la vía sea capaz de trabajar adecuadamente ante la sobrecarga de diseño obtenida del estudio de tráfico.

Por lo tanto, ante la existencia de tramos críticos dentro de una carretera, se deberá analizar las deficiencias morfológicas del terreno circundante (taludes compuestos por suelo y/o macizo rocoso) para adoptar las soluciones más apropiadas que permitan la funcionalidad y seguridad de la vía a lo largo de su vida útil.

## **1.2. ANTECEDENTES**

Actualmente, en las carreteras del Perú se emplean diferentes tecnologías para lograr la estabilización de taludes, controlar los efectos de los huaycos y mitigar desastres naturales. Estas nuevas soluciones están orientadas a dar solución a puntos críticos presentes a lo largo de la vía, dando continuidad y funcionalidad a las carreteras públicas y privadas. La autoridad técnico - normativa de las carreteras públicas en el Perú está a cargo del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), el cual dicta las normas y los procedimientos necesarios para una adecuada operación técnica y es responsable del desarrollo de los sistemas de transporte. Para tener un control más especializado, el 12 de julio del 2002 el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) creó un proyecto especial mediante Decreto Supremo N° 033-2002- MTC denominado Provías Nacional, el cual es un organismo que goza de autonomía técnica, administrativa y financiera. Provías Nacional está encargado de la ejecución de proyectos de construcción, mejoramiento, rehabilitación y mantenimiento a lo largo de la Red Vial Nacional. El desarrollo de la Red Vial Nacional es determinante para el progreso socioeconómico de los pueblos porque permite la integración regional, debido

a que facilita el comercio, permite la descentralización del país, da mayor seguridad al usuario a lo largo del trayecto, reduce los tiempos de movilización y brinda bienestar al ciudadano.

Debido a que las carreteras públicas están regularizadas por regiones, Provías Nacional y los gobiernos regionales del país trabajan a la par para intervenir, supervisar y financiar carreteras que se encuentren en la jurisdicción de cada región. Provías Nacional destina determinado presupuesto para los proyectos desde la etapa de estudio hasta la etapa de construcción ya sea para su mejoramiento, rehabilitación o mantenimiento. El nivel de tratamiento de una determinada carretera dependerá de sus condiciones actuales. Las mayores exigencias, a nivel de consultoría y construcción, se dan cuando se decreta un proyecto de mejoramiento y rehabilitación, pues demanda una reestructuración de la carretera en el ancho de vía o reformulación del trazo. Generalmente, las vías nacionales que involucran o demandan el paso a través de la cordillera de los andes son las que demandan mayor reestructuración y presentan las mayores complicaciones a nivel geológico, geotécnico, hidrológico, logístico y constructivo.

Una de las regiones en donde se suscitan mayores dificultades geológicas y geotécnicas es la región de Ancash. El territorio de Ancash es en gran parte accidentado por la presencia de la Cordillera Blanca y la Cordillera Negra (Ramales de la Cordillera de los Andes), que corren paralelas y forman el Valle Santa o Callejón de Huaylas que divide el departamento de dos unidades geográficas claramente definidas: valle y cordillera (INGEMMET, 2011). La Cordillera Blanca y la Codillera Negra se desarrollan en paralelo hasta converger en la ciudad de Huallanca dando lugar a la falla geológica Cañón del Pato. A lo largo de esta falla y, en paralelo al río Santa, se encuentra la actual carretera que une las localidades de Huallanca o también llamada Ciudad Luz y la ciudad de Caraz. Esta carretera, en el tramo que comprende el Cañón del Pato, es de un solo carril con taludes inferiores abruptos y taludes superiores de gran altitud constituidos por macizos rocosos y material sedimentario de origen cuaternario.

Debido al espacio insuficiente de la calzada, sectores de vía no asfaltada, potenciales desprendimiento de roca sobre la carretera y potenciales fallas del macizo rocoso, el Gobierno Regional de Ancash y Provías Nacional acordaron en octubre del 2007 intervenir la carretera que conecta las ciudades de Santa, Chuquicara, Huallanca y Caraz por un monto de S/.112,30 millones con un aporte del 50% por cada una de las partes. El estudio específico, a nivel de factibilidad, de la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Huallanca - Caraz se inició en enero del 2012. Su estudio, a nivel definitivo, se inició en junio del 2015 y, actualmente, el expediente final está en proceso

de aprobación debido a cambios en el trazo de la vía y aprobación del estudio de impacto ambiental, el cual ha sufrido sucesivas observaciones.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. Objetivo principal**

El objetivo central que desarrollará este proyecto de tesis es asegurar la estabilidad de los taludes conformados por macizos rocosos y material sedimentario, los cuales corresponden a puntos críticos de la carretera Huallanca - Caraz.

Para este fin, se plantean y diseñan las medidas de solución más adecuadas para conseguir la estabilidad de los taludes en dichos puntos críticos, donde su realidad geológica exija soluciones estructurales para su sostenimiento.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

A continuación, se detallan los objetivos específicos que seguirán una metodología de avance con la finalidad de lograr el objetivo principal.

- Recapitular información geológica, geotécnica y geomecánica para determinar el comportamiento físico y mecánico predominante en cada talud compuesto por macizo rocoso o material sedimentario.
- Describir los criterios de falla más adecuados para un macizo rocoso y material sedimentario a fin de poder modelar la estructura del talud.
- Obtener el grado de vulnerabilidad de los taludes por medio del análisis de estabilidad local y global según tipo de falla que predomina en un talud de macizo rocoso o un talud de material sedimentario.
- Definir las alternativas de solución para estabilizar los taludes, los cuales posibiliten el correcto funcionamiento de la carretera. Una vez definidas las posibles soluciones, se seleccionarán las más adecuadas.
- Desarrollar el diseño e implementación de las soluciones seleccionadas y verificar la estabilidad del talud reforzado con la solución implementada, de tal manera de asegurar que los taludes sean normativamente estables.

#### **1.4. METODOLOGÍA**

Para poder alcanzar los objetivos del proyecto se ha planteado la siguiente metodología de trabajo:

Primero: recopilar información sobre los problemas geotécnicos, litológicos, hidrológicos, geomecánicos y geográficos que presentan los puntos críticos de estudio de la carretera Huallanca - Caraz. Esta información corresponde al comportamiento mecánico y físico de los taludes de macizo rocoso y material sedimentario.

Segundo: desarrollar el sustento teórico que ayude a responder las causas de inestabilidad de los taludes analizados. Describir las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos y los criterios de falla que mejor modele el comportamiento global de los taludes. Con ello, se podrá determinar los tipos de fallas y cuantificar el grado de vulnerabilidad de los taludes ante solicitaciones permanentes y agentes desencadenantes como intemperismo y aceleración sísmica.

Tercero: realizar los análisis de estabilidad global y local de los taludes de los sectores críticos según las consideraciones geotécnicas e hidrogeomecánicas. Por medio de estos resultados, se podrá determinar las respuestas de los taludes ante los agentes que propician su falla. Los análisis permitirán obtener el factor de seguridad (FS), el cual cuantifica el riesgo de ocurrencia del mecanismo de falla más probable.

Cuarto: describir las alternativas de solución más apropiadas para la estabilización de los taludes analizados, según los resultados brindados del análisis estático y pseudoestático. La descripción de las alternativas de solución dependerá si se desea la modificación del talud o si se desea implementar una estructura de contención. Luego, se deberá analizar y decidir la o las alternativas de solución que mejor atiendan la problemática de los taludes.

Quinto: realizar el diseño del sistema de estabilización definido en el punto anterior en función a su efectividad y factibilidad. Luego, se deberá dimensionar adecuadamente los sistemas de estabilización seleccionados, de manera que se logre el factor de seguridad adecuado, según normativas de referencia. Finalmente, se realizará la verificación de los factores de seguridad de los taludes reforzados con el sistema de estabilización implementado. Se validará la solución propuesta si se logra estabilizar el talud en condición estática y pseudoestática.

## 1.5. ALCANCES

La investigación estará dirigida a la caracterización geotécnica, análisis de estabilidad y estabilización del talud superior de 3 puntos críticos identificados en el proyecto de Rehabilitación y Mejoramiento de la carretera Huallanca - Caraz. El análisis determinará el grado de riesgo y vulnerabilidad que presentan los taludes a fin de determinar las medidas de solución más convenientes, según la falla predominante en cada sector.

Los 3 sectores inestables corresponden a las siguientes progresivas:

- i. Sector Inestable 1: Km 669+410 al Km 669+510
- ii. Sector Inestable 2: Km 672+240 al Km 672+500
- iii. Sector Inestable 3: Km 673+560 al Km 673+830

El análisis se realizará específicamente en estas 3 zonas, debido a que el estudio de campo los clasificó como sectores vulnerables y con alto peligro para el usuario. Los 3 sectores inestables tienen en común presentar potenciales problemas de deslizamiento, ser taludes de gran altura y estar conformados por macizos rocosos y/o depósitos sedimentarios de origen cuaternario.

Los tramos críticos serán descritos geotécnica y/o geomecánicamente para determinar el tipo de falla del talud, según su composición. Si el talud está compuesto por macizos rocosos se realizará un análisis cinemático de las familias de discontinuidad para determinar si el tipo de falla corresponde a tipo planar, tipo cuña o tipo volcadura. Si la clasificación de campo determina un predominio de depósito sedimentario, que recubre un macizo rocoso, se realizará un análisis de estabilidad por equilibrio límite considerando una falla circular. Para ambos tipos de composición de talud se calculará el factor de seguridad que indicará el nivel de vulnerabilidad en estado natural. Después de demostrar una potencial falla de los taludes, se definirán y se diseñarán los sistemas de estabilización más adecuados que aseguren el adecuado comportamiento de los taludes a lo largo de la vida útil de la carretera. Finalmente, se realizará la verificación de los factores de seguridad de los taludes considerando las modificaciones geométricas realizadas y la incorporación de los elementos estructurales de estabilización.

## **CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

### **2.1. GEOMORFOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO**

El departamento de Ancash está ubicado al noroeste del Perú. Está constituido por una zona de costa árida en el lado occidental de la región y una cadena montañosa dando desarrollo a la Cordillera Occidental. La zona costera es un territorio estrecho de 315 Km de largo que se desarrolla en paralelo al Océano Pacífico y la Cordillera de los Andes. La zona montañosa representa más del 70% de superficie de la región y está dividida en dos sub - cordilleras: la Cordillera Negra en el lado oeste y la Cordillera Blanca en el lado este. Los nombres asignados a estas cordilleras se deben a la presencia o no de glaciares. Por un lado, la Cordillera Blanca presenta 772 glaciares a lo largo de sus 200 Km de extensión, cuyo pico más alto se localiza en el nevado de El Huascarán con 6768 m.s.n.m. Por otro lado, la Cordillera Negra es denominada así por la ausencia de glaciares. Esta cordillera tiene una extensión de 130 Km, cuyo punto más alto se encuentra en la montaña de Coñocranra con 5181 m.s.n.m. Las dos cadenas montañosas dan lugar a un estrecho valle aluvial denominado Valle del Santa o Callejón de Huaylas. Este valle está formado por el recorrido del río Santa, el cual nace en la laguna Conococha, provincia de Bolognesi. El recorrido del río Santa se desarrolla a lo largo del Callejón de Huaylas con dirección de sur a norte, para luego cambiar de dirección al Oeste y finalmente desembocar en el Océano Pacífico. La cuenca del río Santa es considerada como un valle interandino; las vertientes son moderadamente suaves y son de origen glaciar. Presentan depósitos aluviales en los cuales se sitúan ciudades importantes como Huaraz, Caraz, Carhuaz y Yungay (INGEMMET, 2013). La formación de este valle se debe a que la Cordillera Negra y la Cordillera Blanca se desarrollan en paralelo de sur a norte, para luego producirse una convergencia orográfica de ambas cordilleras generando un cañón, denominado Cañón del Pato. El cañón del Pato se clasifica como un accidente geográfico, se localiza en el distrito de Huallanca, aproximadamente a 45 km al norte de la ciudad de Caraz, provincia de Huaylas y es la continuación del Callejón de Huaylas. Esta formación geológica se debe a la acción erosiva del caudaloso río Santa en su recorrido de este a oeste, el cual ha erosionado las rocas graníticas de la Cordillera Blanca y Cordillera Negra abriéndose paso por unos 40 Km. En 3 km del cañón, las dos cordilleras se aproximan a tal grado que generan una estrecha garganta llegando, en algunos sectores, a distanciarse por tan solo 12 m de ancho con paredes verticales de 60 de metros de altura. A lo largo del cañón se encuentran la central hidroeléctrica Cañón del Pato y la carretera que conecta

las ciudades de Huallanca y Caraz. La carretera a lo largo del cañón es de un solo carril y su trazo tiene como referencia el desarrollo del río Santa.



Figura 2.1. Trayectoria entre las ciudades de Huallanca y Caraz (Google Earth, 2019)

## 2.2. EVOLUCIÓN CONTRACTUAL DEL EXPEDIENTE DEL PROYECTO

La Rehabilitación y Mejoramiento de la carretera Huallanca - Caraz es uno de los proyectos que conforman la Red Vial Nacional y está gestionado por Provías Nacional y el Gobierno Regional de Áncash. Se trata de una carretera de rehabilitación y mejoramiento de 37 km ubicada en la provincia de Huaylas, la cual conecta los distritos de Huallanca y Caraz. Se estima que los beneficiarios por la construcción de esta carretera serán más de 17822 personas. Debido a las dificultades geológicas y ambientales, manifestadas por una serie de derrumbes en varios puntos de la carretera, la construcción estuvo planificada para fines del año 2022. Dentro del proyecto se tiene planificado la estabilización de sectores críticos debido a inestabilidad de los taludes inferiores a la vía, la construcción de 5 puentes, la construcción de 4 alcantarillas de gran luz, con sus respectivos cabezales, la pavimentación de toda la carretera, etc. A continuación, se detalla, en orden cronológico, la evolución contractual de la realización del expediente definitivo del proyecto hasta su estado actual.

- 10/2007: Provías Nacional y el Gobierno Regional de Ancash deciden intervenir la carretera SANTA - CHUQUICARA - HUALLANCA - CARAZ (104,4 Km), con financiamiento del 50% de ambas partes.
- 01/2012: Se inició el Estudio a nivel de Factibilidad de la carretera comprendido en los tramos de Huallanca y Caraz (variante Huaylas).
- 11/2013: Se aprobó el Estudio de Factibilidad realizado por la consultora Barriga - Dall'orto S.A. Ingenieros Consultores. Además, se declara viable el proyecto cuya denominación fue "Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Huallanca - Caraz".

- 12/2013: Se aprobó administrativamente el Estudio de Pre inversión, a nivel de Factibilidad, el cual consideró intervenir el pavimento con carpeta asfáltica.
- 01/2014: Se aprobó el Estudio Definitivo de la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Huallanca - Caraz por un monto de 2.95 millones de soles.
- 02/2015: Se otorgó la buena pro a la consultora Euroconsult Sucursal Perú para elaborar el estudio definitivo del proyecto. El 05/2015, se realizó el contrato por 2.5 millones de soles.
- 06/2015 - 12/2017: Período de elaboración del expediente final en las especialidades de topografía, trazo y diseño vial, estructuras, obras de arte, geología y geotecnia, hidrología e hidráulica.
- 04/2018: Se presentó el levantamiento de observaciones y nuevo estudio de tráfico.
- 12/2018: Se presentó el tomo de la especialidad de geología y geotecnia.
- 06/2017 - 01/2020: Período de aprobación y levantamiento de observaciones del EIA.
- 05/2020: Aprobación de DGASA y DGAAM y certificación ambiental del proyecto.

La culminación del expediente final se dará con la aprobación de la ingeniería de todas las especialidades por parte de Provías Nacional. Debido a la pandemia, crisis social y crisis económica, los proyectos viales están paralizados debido a que los presupuestos aprobados no consideran el incremento de los precios.

## **2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA HUALLANCA – CARAZ**

### **2.3.1. Características geológicas regionales**

Según clasificación fisiológica, en la región Ancash se distinguen tres zonas bien definidas: Planicie Costera, Piedemonte Occidental y Piedemonte Oriental. La planicie costera corresponde a la superficie subhorizontal del litoral cuyas altitudes fluctúan entre 0 y 500 msnm. Las zonas del Piemonte Occidental y Oriental corresponden a las superficies que comprenden la Cordillera Negra y la Cordillera Blanca, respectivamente. La zona donde se ubican los sectores críticos, que serán descritos más adelante en este capítulo, se localizan en el Piemonte Occidental. La zona está constituida por una cadena de cerros con orientación NO - SE, cuyas altitudes fluctúan alrededor de los 5700 msnm, donde predominan rocas volcánicas, rocas sedimentarias y rocas intrusivas. Morfológicamente constituye una superficie alargada, irregular y topográficamente accidentada con pendientes de taludes mayores a 60°.

El tramo de la carretera Huallanca - Caraz, forma parte de la Red Vial Nacional Pativilca - Huaraz - Caraz - Huallanca - Chimbote, la cual se desarrolla en el flanco oriental de la Cordillera Occidental de los andes peruanos y cuyas elevaciones siguen un rumbo general N30°W. Los estudios geológicos realizado por Cossío en 1964, Wilson en 1975

y Farrar & Noble, en 1976 concluyen que la conformación litológica que predomina la Cordillera norte Occidental de los Andes (extensión que comprenden las regiones de Ancash, La libertad, Cajamarca y Piura) comprenden extensas y potentes secuencias volcánicas desarrollada por masas de roca eruptiva emplazadas entre 53 y 14 millones de años (Ma), correspondiente a la escala temporal geológica Eoceno - Mioceno. Los autores clasificaron a estos depósitos volcánicos como Grupo Calipuy, perteneciente al volcanismo cenozoico. La Figura 2.2, muestra la división del Grupo Calipuy en 4 unidades volcánicas según la región a la que pertenece: Huancabamba, en la región Piura; Cajamarca, en la región Cajamarca; Santiago de Chuco, en la región La Libertad y Cordillera Negra, en la región Ancash. En adelante, la descripción se enfocará en la unidad localizada en la región Ancash debido a que es de interés en esta tesis.

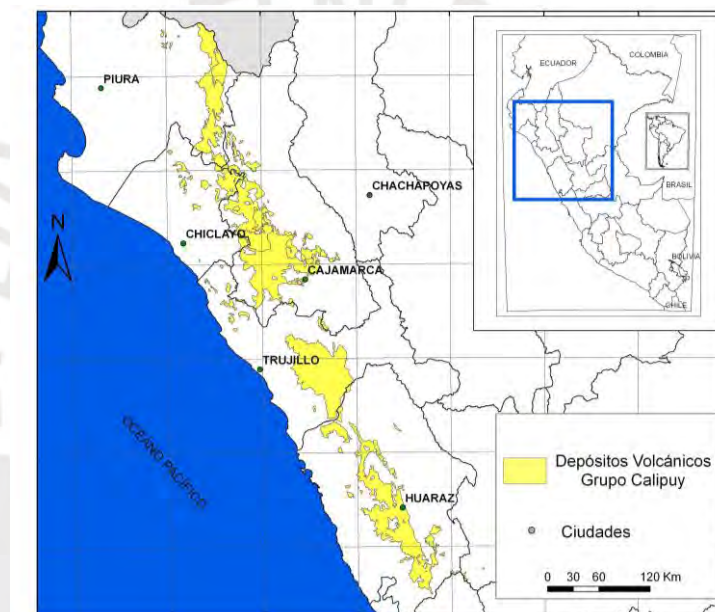


Figura 2.2. Sectorización del Grupo Calipuy según regiones (Navarro et. al, 2010)

Las unidades litoestratigráficas son procedentes del Mesozoico y Cenozoico. Dentro del Mesozoico predomina la formación Chicama, correspondiente al Jurásico superior, y el grupo Goyllarisquizga, correspondiente al Cretáceo. El Grupo Goyllarisquizga está constituido por las formaciones Farrat, Carhuaz, Santa, Chimú y Oyón. Dentro del Cenozoico predomina el Grupo Calipuy y los Depósitos Cuaternarios. El Grupo Calipuy constituido por las formaciones Ututo y Chururo, correspondiente al Terciario, mientras que los Depósitos Cuaternarios sobreyacen a todas las unidades descritas anteriormente. Además de las unidades litoestratigráficas se tiene la presencia de roca intrusivas, correspondiente al Batolito de la Cordillera Blanca, el cual está emplazado por roca preexistente debido a procesos orogénicos de la subducción. La roca plutónica predominante es la Tonalita y la Granodiorita.

### 2.3.2. Características geológicas locales

Para una adecuada caracterización de los taludes se deberá identificar las unidades estratigráficas que predominan en cada sector inestable. Según el informe de INGEMMET realizado por Navarro, Rivera y Monge en 2010, los sectores inestables estudiados se encuentran ubicados en el dominio estratigráfico oriental del Grupo Calipuy, donde predominan los siguientes grupos estratigráficos: Formación Chicama, Grupo Goyllarisquizga, roca intrusiva y Depósitos Cuaternarios. La Figura 2.3 muestra las formaciones litoestratigráficas involucradas en la zona de estudio.

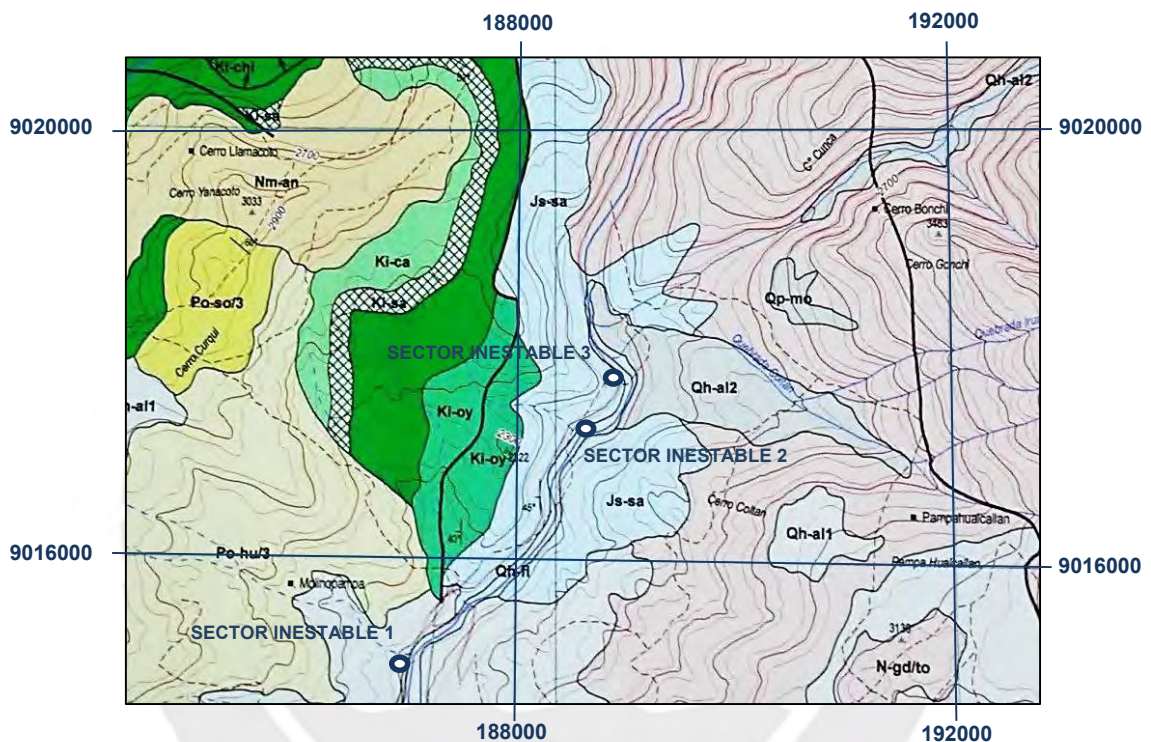


Figura 2.3. Mapa geológico de las formaciones estratigráficas.

Si bien la carretera de Huallanca - Caraz cruza por diversas estratigráficas a lo largo de toda su extensión, las unidades geológicas que constituyen las zonas de estudio pertenecen al mapa geológico del cuadrángulo de Corongo (18-h), según el estudio regional realizado por INGEMMET. En particular, las unidades geológicas donde se ubican los 3 sectores inestables son: Formación Chicama y Depósitos Cuaternarios.

- Formación Chicama (Js-sa/Js-chi): Formación Mesozoica que corresponde al Jurásico superior. Está compuesto por importantes capas de lutitas y horizontes de arenisca, con presencia de piritita y nódulos ferruginosos. Las capas de esta formación han sufrido intensos plegamientos, sobreescurrecimientos y acción mecánica de rocas intrusivas, por esa razón, ocurren frecuentemente deslizamientos y procesos de metamorfismo (formación de pizarras). Se estiman que tiene un espesor entre 800 m a 1000 m.

- Depósitos Cuaternarios (Qh-al): Corresponden a depósitos que sobresalen al Formación Chicama y al Grupo Goyllarisquizga. Este material está constituido por una mezcla de arenas, gravas, bolones, cantos, arcilla y limo. Son depósitos heterogéneos semiconsolidados, con niveles freáticos a poca profundidad. Su resistencia por capacidad portante varía de malo a bueno. Se localizan a lo largo de los lechos fluviales de los ríos formando terrazas a diferentes niveles sobre el valle principal del río Santa y sus afluentes.

### **2.3.3. Características climáticas**

Si bien el clima de la Región Ancash es variado debido a que cuenta con zonas costeras y zonas andinas, el clima dentro del área de estudio corresponde a templado y seco, debido a la influencia de la altura a la que está ubicada. Las precipitaciones durante los meses de junio a octubre son esporádicas con días abrigados y baja de temperatura durante las noches (temperaturas menores a los 0°C), más conocido como “heladas”. Específicamente, su clima se sitúa en la zona de tundra seca de alta montaña.

Las temperaturas medias anuales más elevadas pertenecen a la región quechua, las cuales oscilan entre los 13°C y 15°C durante los meses de diciembre a abril. Estas épocas están caracterizadas por lluvias durante las tardes y las noches. Las tormentas de nieve se localizan en alturas superiores a los 4,000.00 msnm. Por encima de este nivel, la temperatura baja a menos de 0° C, la vegetación se reduce a especies robustas de poca altura constituidas principalmente de gramíneas y arbustos.

### **2.3.4. Vulnerabilidad por peligro geológico**

Según el informe técnico “Zonas críticas por peligros geológicos y geohidrológicos en la Región Ancash” realizado por INGEMMET en 2007, la Región Ancash cuenta con 2020 ocurrencias de peligros geológicas a lo largo de todo su territorio. Dentro de los peligros geológicos que fueron identificados con mayor frecuencia están:

- Flujos y erosión de laderas
- Caídas y deslizamiento de depósitos sedimentarios
- Movimientos complejos
- Erosión fluvial e inundaciones y reptaciones
- Vuelcos, arenamientos y erosión marina

Según el estudio realizado por INGEMMET, una zona inspeccionada fue declarada crítica si evidencia peligros potenciales individuales y/o dicha zona formaba parte de un sector con una importante densidad de ocurrencias de peligros potenciales. Los sectores inspeccionados fueron principalmente las áreas de infraestructura, redes

viales, sectores con población, etc. El estudio evidencia la vulnerabilidad a las que están expuestas las obras de infraestructura y centros de poblado. Además, concluye que la presencia de los peligros geológicos identificados y denominados como puntos críticos son zonas específicas con potencial de generar algún desastre. Por lo tanto, sugiere que se realicen obras de prevención y/o mitigación para evitar en el corto plazo pérdidas humanas y materiales. La provincia de Huaylas, donde se encuentra la carretera Huallanca - Caraz, evidencia 5 zonas vulnerables con potencial de desastre. Dentro de esas zonas críticas se encuentra los distritos de Santa Catalina y Marca, ambos en la provincia de Pueblo Libre, donde se evidencia peligros potenciales por flujo de detritos y deslizamientos, respectivamente. Los tres sectores restantes se encuentran en el distrito de Huallanca donde se encuentran las zonas de Santa Cruz, Cañón del Pato (carretera Huallanca - Caraz) y la localidad de Yuracmarca. Los tres sectores tienen en común problemas con caída de rocas, debido a la presencia de roca fracturada y a la erosión fluvial. Para el caso específico de la carretera Huallanca - Caraz, se identificaron grandes daños en tramos aislados correspondiente a las entradas de los túneles, así como numerosos taludes con potencial deslizamiento debido a la presencia de roca fracturada y material sedimentario.

A lo largo de la vida útil de la carretera, los problemas descritos han generado accidentes de tránsito con pérdidas de vidas por caídas de rocas, derrumbes y agrietamientos en la carpeta asfáltica. En general, la vía que recorre el Cañón del Pato tiene taludes superiores que alcanzan los 200 m de altura. Considerando que además estos taludes llegan a tener pendientes de hasta 85°, cualquier tipo de deslizamiento o caída de fragmentos de roca caerán directamente sobre la vía con una gran energía cinética causando graves daños si llega a impactar a un vehículo. Otro riesgo detectado en los taludes de la vía son los depósitos sedimentarios que revisten los afloramientos rocosos y, debido a su matriz fina, cuentan con un potencial riesgo al deslizamiento.

## **2.4. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SECTORES CRÍTICOS**

### **2.4.1. Sector inestable 1: Km 669+270 al Km 669+350**

Este punto crítico se desarrolla en la coordenada UTM 18H 186950 E 9014959 N y tiene una longitud de vulnerabilidad de aproximadamente 100 m. Este sector está conformado por depósitos aluviales los cuales recubren un afloramiento rocoso. Se evidencian pequeñas zonas donde se ha producido deslizamiento de material y se han desarrollado grietas pronunciadas (figura 2.4.a). El depósito sedimentario presente es un suelo de color amarillo a gris claro de naturaleza aluvial debido a los depósitos generados por el

valle. Dentro de este sector se puede observar afloramiento superficial rocoso el cual está compuesto por rocas sub angulosas a sub redondeadas de distinto tamaño envueltos por una matriz compuesto de arena limo arcillosa (Figura 2.4.b). El suelo granular con elementos rocosos sub redondeado y matriz fina se clasifica como una grava limosa GM, según clasificación SUCS.



(a)



(b)

Figura 2.4. (a) Vista panorámica donde se observa la presencia de cárcavas de erosión y grieta pronunciada. (b) Talud conformado por depósito sedimentario recubierto por una matriz areno-arcillosa. (Estudio geomecánico del proyecto)

En la zona evaluada, no se encontró nivel freático o presencia visible de agua, sin embargo, se observó presencia de cárcavas a lo largo de la fuerte pendiente del talud debido al paso del agua en época de lluvia, tal como se muestra en la Figura 2.5.a. Otra fuente de erosión del talud es el viento, sobre todo en los sectores superiores del talud. El proceso erosivo del viento hace que las gravas y cantos subangulares pierdan confinamiento, se desprendan del macizo rocoso y finalmente caigan por gravedad. La zona de estudio se encuentra al pie de la laguna Curcuy, ubicada en la ciudad de Huaylas. Esta laguna representa una fuente potencial de filtraciones que podría atravesar el macizo generando un incremento de presiones intersticiales dando lugar a una fuente de inestabilidad para el talud (Figura 2.5.b)



Figura 2.5. (a) Talud donde se evidencia la presencia de flujo y (b) Potencial infiltración debido a la influencia de la laguna Curcuy (Estudio geomecánico del proyecto).

#### 2.4.2. Sector inestable 2: Km 672+240 al Km 672+500

Este punto crítico se desarrolla en la coordenada UTM 18H 188563 E 9017146 N y tiene una longitud de vulnerabilidad de aproximadamente 30 m. El macizo rocoso está conformado por pizarras con limonitas con un patrón de foliación desfavorable respecto de la estabilidad del talud (Figura 2.6). Este proceso de foliación ha generado potenciales superficies de falla del tipo planar, las mismas que podrían ser activadas con el incremento de presiones hidrostáticas debido a la presencia de agua de lluvia, tal como se observa en la Figura 2.7. El afloramiento rocoso está compuesto por pizarras provenientes del metamorfismo de la lutita, el cual pertenece a la Formación Chicama, es de color negro con presencia de pirita, moderadamente fracturada y alterada. Sin presencia de agua, pero sí de hidróxidos (limonitas). El sector es potencialmente inestable debido a la presencia de un plano de discontinuidad desfavorable cuya dirección de buzamiento y buzamiento es de  $205^{\circ}/27^{\circ}$ .



Figura 2.6. Talud Superior, con potencial plano de falla (Estudio geomecánico del proyecto).



Figura 2.7. Panorámica del sector inestable 2, donde se ubica la falla planar (Estudio geomecánico del proyecto).

Las principales familias de discontinuidades medidas en campo se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 2-1. Principales familias de discontinuidad del sector inestable 2 (Estudio geomecánico del proyecto).

Familia	F1	F2	F3	F4
Dirección de buzamiento / Buzamiento	315°/75°	052°/72°	205°/27°	290°/30°
Resistencia con el martillo geológico	R3	R3	R3	R3
Rugosidad (JRC)	2-4	2-4	2-4	2-4
Orientación de la Discontinuidad con respecto al Talud	Favorable	Favorable	Desfavorable	Favorable

Asimismo, la dirección de buzamiento y buzamiento del talud del sector inestable 2 se muestra en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2. Orientación del talud inestable 2 (Estudio geomecánico del proyecto).

TALUD	
Dirección de talud/ Inclinación	205°/68°

#### 2.4.3. Sector inestable 3: Km 673+560 al Km 673+830

Este punto crítico se desarrolla en la coordenada UTM 18H 188908 E 9017707 N. Este sector se caracteriza por presentar una vía no asfaltada con una reducción en el ancho de la calzada. Además, presenta una reducción entre las cotas de la vía y la cota del río Santa. Los taludes presentes en la zona son macizos rocosos que están conformados por pizarras, moderadamente fracturada y alterada, perteneciente a la Formación Chicama. Morfológicamente tiene características similares al sector inestable 2 debido a la cercanía entre ambos afloramientos rocosos. Sin embargo, se diferencian en la

fuerte pendiente que presenta este tercer sector crítico. A lo largo del sector, la vía cuenta con un talud superior cuya pendiente oscila entre  $70^\circ$  y  $78^\circ$ , incluso presenta taludes con ángulo negativo en la entrada a los túneles. A lo largo del sector inestable se detectaron discontinuidades desfavorables a la estabilidad del macizo rocoso, generando desprendimientos locales de bloques.



Figura 2.8. (a) Familia de discontinuidades en el talud superior, con pendiente entre  $70^\circ$  y  $78^\circ$ . (b) Presencia de discontinuidades locales desfavorables (Estudio geomecánico del proyecto)

Las principales familias de discontinuidades medidas en campo se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 2-3. Principales familias de discontinuidad del sector inestable 3 (Estudio geomecánico del proyecto).

Familia	F1	F2	F3	F4
Dirección de buzamiento / Buzamiento	50/89	295/25	35/70	200/35
Resistencia con el martillo geológico	R3	R3	R3	R3
Rugosidad (JRC)	4-6	2-4	4-6	2-4
Orientación de la Discontinuidad con respecto al Talud	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable

Asimismo, la dirección de buzamiento y buzamiento del talud del sector inestable 3 se muestra en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4. Orientación del talud inestable 3 (Estudio geomecánico del proyecto).

TALUD	
Dirección de talud / Inclinación	52/78

## **CAPITULO III: MARCO TEÓRICO**

El presente capítulo desarrollará los conceptos fundamentales para que el lector pueda entender las intenciones de este proyecto. En este capítulo se manejarán conceptos de mecánica de suelos, mecánica de rocas, análisis estereográfico, geotecnia y análisis de estabilidad por criterios de falla de un talud. La primera etapa del proyecto fue identificar y describir geotécnicamente los sectores inestables de la carretera. Lo siguiente será determinar la calidad estructural del talud según el tipo de falla que la gobierna. Para evaluar la falla en un talud de material sedimentario nos apoyaremos en la teoría establecida por Mohr - Coulomb, la cual es usada para modelar fallas circulares características de los suelos. Para determinar la calidad del macizo rocoso nos apoyaremos en la teoría establecida por Hoek - Brown. Desde la década de los años 80, Evert Hoek y otros profesionales, comenzaron el estudio del comportamiento de los macizos rocosos. En el año 2002, Hoek y Brown, desarrollaron un criterio generalizado para determinar la envolvente de falla de un macizo rocoso, el cual reemplazó el criterio establecido en los años ochenta. Actualmente, este criterio cuenta con aceptación mundial, por lo que es el más utilizado, por su fácil aplicación y por representar, de una manera más precisa, el mecanismo de falla de un macizo rocoso. A diferencia de los taludes en suelos, en donde predominan las fallas circulares, para determinar el tipo de falla que gobierna un determinado macizo rocoso se desarrollará la metodología del análisis de proyección estereográfica para determinar si en el talud predomina la falla planar, falla de cuña o falla por vuelco.

### **3.1. TALUD Y PROPIEDADES**

Se conoce con el término de talud a la superficie con una inclinación respecto de la horizontal siempre y cuando las masas de tierra o roca adopten permanentemente esta configuración. Cuando un talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera (Herrera 2006). Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan taludes artificiales ya sean taludes de corte o taludes de relleno (terraplén). Debido a la diversidad de formaciones geológicas que se dan en todo el mundo, los ingenieros se han encontrado con diferentes configuraciones de taludes, con relación a la forma y a las propiedades internas del suelo y la estratificación de rocas. Generalmente, dentro de un proyecto vial localizado a lo largo de la costa, la topografía por donde circula una carretera no presenta laderas con grandes desniveles, por lo que la probabilidad de producirse potenciales deslizamientos es reducida. Sin embargo, cuando la carretera atraviesa las regiones de la sierra y selva es común que la vía se abra paso a través de las laderas de la cordillera. Debido a que

el trazo de la vía debe seguir las curvas de nivel de la topografía, la tendencia es desarrollar trayectorias sinuosas acorde a las cadenas montañosas. Por esta razón, es común que la sección típica de los sectores de carretera que cruzan una cadena montañosa tenga una sección constante: un talud inferior y un talud superior a la vía.

A nivel de seguridad, todo estudio vial debe garantizar la seguridad del usuario. Por esa razón, la especialidad de geotecnia tendrá que verificar que todos los taludes presentes a lo largo de la vía no tengan una incidencia negativa. Debido a las diversas formaciones geológicas, los especialistas deberán aplicar los fundamentos en geotecnia, mecánica de suelos y mecánica de rocas a fin de identificar las características mecánicas de los taludes y conocer sus probables mecanismos de fallas. Este análisis es necesario debido a que el trazo preliminar no distingue entre zonas estables y zonas vulnerables. Incluso, en ocasiones el trazo obliga a realizar cortes que comprometen la estabilidad natural de las laderas. En los casos donde se vea comprometida la estabilidad de los taludes, la especialidad de geotecnia deberá considerar medidas de modificación geométrica o implementación de sistemas estructurales para atenuar cualquier riesgo geológico.

### **3.1.1. Taludes en suelo**

Los taludes de suelo son estructuras compuestas por material granular y fracción fina los cuales recubren un afloramiento rocoso. Según sea su historia geológica, los taludes de suelos son generados por la meteorización de la roca, cuyos granos son transportados por vía fluvial o aluvial concentrándose en puntos donde son compactados por gravedad y por capas posteriores de material formando una matriz de suelo uniforme o capas de material estratificado. Los parámetros característicos de resistencia que definen a los suelos que componen un talud son el ángulo de fricción interna (predominante en suelo granular) y la cohesión (predominante en suelo cohesivo). A partir de estos parámetros se podrá determinar la resistencia al corte del suelo. La resistencia al corte de una masa de suelo es la resistencia interna que posee, por área unitaria, para resistir deslizamiento relativo entre los granos que la constituyen cuando está sometido a un tensor de esfuerzos. Los máximos esfuerzos que se pueden aplicar están condicionados por la envolvente de falla, la cual se obtiene luego de ensayar diferentes muestras representativas de suelo sometidos a diferentes estados de tensión triaxial. Esfuerzos aplicados que exceden la resistencia máxima desencadenarán una superficie de falla a lo largo del talud representadas desde pequeñas grietas de tracción hasta una falla global. Los modos de falla de los taludes compuestos por suelo se asumen como deslizamientos rotacionales modelados como

una espiral logarítmica y simplificados como superficies circulares. Estas hipótesis son usadas para los métodos de cálculo de equilibrio límite en donde se puede analizar a la masa deslizable como un único bloque o como un conjunto de rebanadas verticales, el cual se conoce como el método de dovelas. En general, una falla rotacional describe movimientos rápidos cuya falla es en forma de curva afectando incluso a las masas profundas de los taludes.

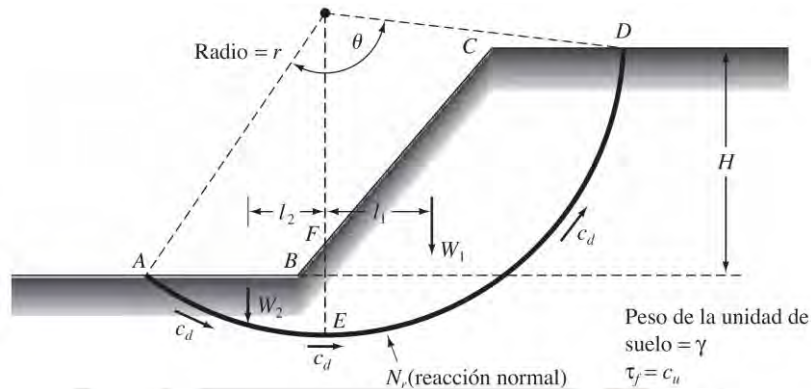


Figura 3.1. Falla rotacional circular (Braja Das 2015)

A pesar de que los métodos tradicionales asumen como hipótesis una falla circular, la realidad dicta que los taludes de suelo no tienen una superficie de falla exacta, sino que tiene una forma aleatoria en función al tipo de material que la compone. Por esa razón análisis más rigurosos de equilibrio límite, por el método de dovelas, generalizaron su aplicación a superficies no circulares para que puedan ser aplicadas a todo tipo de material. Esta generalización ayuda a extender el análisis para macizos rocosos altamente fracturados cuyo comportamiento se asemeja a un talud constituido por suelo

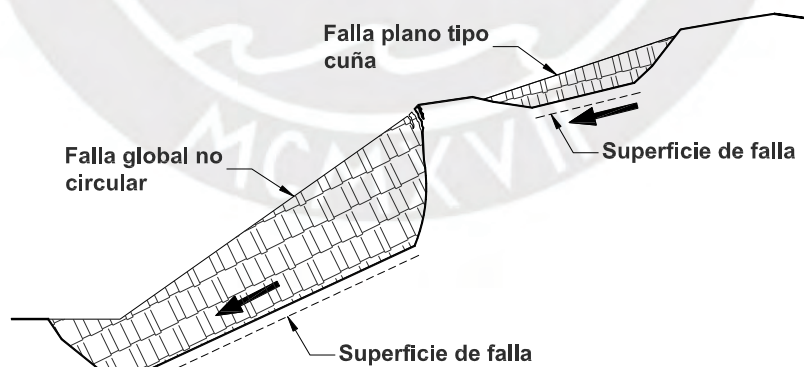


Figura 3.2. Falla traslacional no circular y tipo cuña.

### 3.1.2. Depósitos sedimentarios

Si bien una cadena montañosa está compuesta mayormente por macizos rocosos, procesos geomorfológicos y climáticos generan acumulación de materiales que cubren a los afloramientos rocosos y que son denominados depósitos sedimentarios. Estos

materiales se forman por medio de procesos de meteorización de la roca y transporte de detritos, principalmente por el agua de lluvia y corriente fluvial. La naturaleza de los sedimentos dependerá del tipo de macizo de origen, del medio de transporte y de las condiciones climáticas. Los depósitos sedimentarios se clasifican en:

- Depósito coluvial: acumulación de material de poco espesor cuyo origen es producto de la meteorización o alteración in situ de un macizo rocoso a lo largo de una ladera. El material que se genera es local, transportado por gravedad, proceso de hielo - deshielo y por el agua. Este proceso genera taludes de suelo o pequeños conos de derrubios sobre la formación rocosa de origen. La resistencia al corte de estas superficies es baja, sobre todo en la superficie de contacto con el macizo rocoso cuando se propician incrementos de presiones intersticiales producto de lluvias intensas.
- Depósito aluvial: acumulación de material transportado y depositado por el agua. Este tipo de material puede tener una gama amplia de tamaños, desde rocas de borde de diversas formas, tamaños intermedios como gravas gruesas, cantos y bloques hasta arenas gruesas y arcillas. Se distribuye en forma de capas sedimentarias y su distribución y permeabilidad dependerá de la granulometría del material, por lo que se le considera un material anisotrópico.
- Depósito fluvial: acumulación de material que generalmente se encuentran en los márgenes de los valles fluviales. Las partículas del sedimento están compuestas por clastos redondeados y alargados con una matriz de arena o arcilla. Además, este material tiene la característica de conformar clastos imbricados seleccionados, con la cual se genera una inclinación de los clastos a razón del flujo que los transporta de tal manera que sus ejes mayores se orienten en forma paralela, formando un ángulo con la dirección de la corriente.
- Depósito lacustre: acumulación de material compuesto por sedimento de grano fino con un alto contenido de material orgánico, característica que lo hace un suelo blando. El sedimento que se genera tiene un ordenamiento laminar en el cual predominan los limos y las arcillas. Su composición fina y orgánica lo hace un tipo de suelo de poca resistencia.
- Depósito glaciar: acumulación de materiales transportados y depositados por el proceso de hielo y agua de deshielo. Este sedimento de origen glaciar también es denominado tillitas o morrenas y está constituido por gravas gruesas, rocas y una matriz arcillosa. Su composición es heterogénea y anisotrópica por lo que son suelos muy sensibles al incremento de la presión intersticial producidos por las lluvias torrenciales y el deshielo.

### 3.1.3. Taludes en roca

La roca es un compuesto sólido formado por minerales que se puede encontrar en estado intacto o fracturado. Es usual considerar a la roca intacta como un elemento o probeta, el cual estará sujeto a pruebas de laboratorio como compresión uniaxial o ensayos triaxiales debido a que no presenta discontinuidades observables. Por medio de estas probetas se podrá calcular la potencial resistencia del material rocoso. Sin embargo, la mayoría de material rocoso se encuentra fracturada debido a la presencia de un conjunto de familias de discontinuidades naturales que alteran la estructura del macizo rocoso. Un macizo rocoso es la forma como se encuentra la roca en la naturaleza y se define por el tipo de roca que la conforma y por su estructura (Figura 3.3). Un macizo rocoso es estructuralmente heterogéneo y anisotrópico, debido a que está sujeto a diversas discontinuidades como juntas, pliegues, fallas y planos estratigráficos.

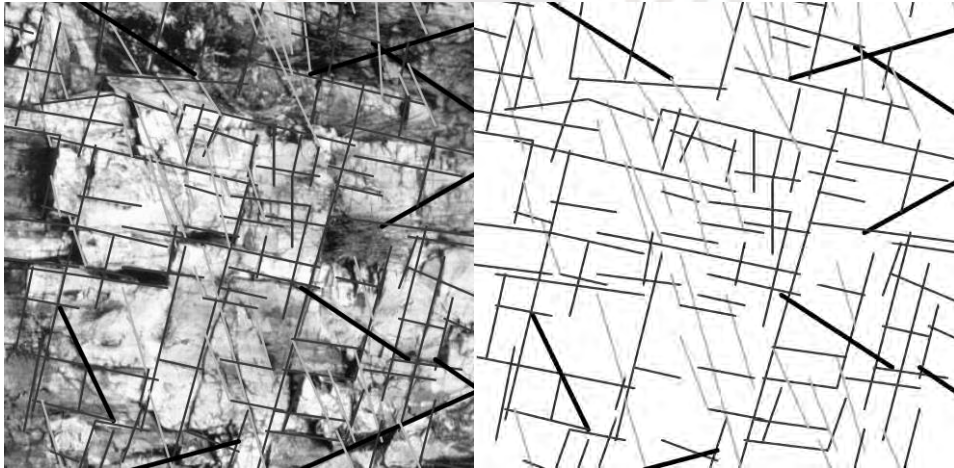


Figura 3.3. Macizo rocoso y su representación estructural (Ramírez y Monge, 2004)

A diferencia de los suelos, la estructura que se presenta en los taludes de roca resulta más complicada. Muchos de los taludes rocosos tienen una apariencia sólida y estable, sin embargo, algunas de éstos esconden anisotropías originadas por grietas, planos de fractura o estratificación, diaclasas y pliegues que hacen que el comportamiento mecánico no sea el esperado. (Ramírez y Monge, 2004). Los taludes en roca, formados de modo natural o por procesos de voladura, están sujetos permanentemente a procesos externos que propician su inestabilidad, generando un sector vulnerable o crítico. Entre los agentes que propician la inestabilidad de taludes naturales, se encuentra la sismicidad de la zona y las infiltraciones de agua de lluvia y/o nivel freático. Los flujos de agua percolan a través de las fisuras, generando presiones intersticiales y pérdida de material representadas en la aparición de cárcavas. En el caso de los taludes artificiales generados por procesos corte, la inestabilidad viene dada por los procesos de voladura. En ocasiones, es necesario modificar el relieve para aumentar el ancho de

la calzada, lo cual genera una ruptura en el equilibrio del talud. Además, si el perfilado genera una excesiva pendiente, puede propiciar que superficies desfavorables, respecto del ángulo de la cara del talud, activen la movilización de bloques o cuñas de falla.

### 3.2. CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

#### 3.2.1. Geometría de formación

Para definir la geometría de formación de un macizo rocoso, se debe distinguir el tipo de estructura que se produce en el talud. Los tipos de estructuras pueden clasificarse como discontinuas y continuas. En general, rigen el grado de deformaciones y esfuerzos a los que va a estar sujeto un macizo rocoso y además definen el carácter discontinuo y anisotrópico del mismo.

Dentro de las estructuras discontinuas se tienen las siguientes formaciones:

- **Diaclasas:** Son formaciones que se generan por la fisuración de la roca, sin generar desplazamiento relativo entre los bloques adyacentes, tal como se muestra en la Figura 3.4. Se originan por el cambio de volumen de la roca o por pérdida de carga debido a la erosión. En algunos casos las fisuras por diaclasas generan patrones bien definidos formando familias de bloques casi homogéneos. Un caso particular son las diaclasas sobre roca granítica, los cuales no tienen un patrón de fisuración, sin embargo, cumple en no presentar desplazamientos relativos entre bloques adyacentes.



Figura 3.4. Estructura discontinua: Diaclasa (Tomado de [www.meteorologiaenred](http://www.meteorologiaenred))

- **Falla estratigráfica:** Formación producto de una deformación frágil en donde se alcanza el punto de rotura, lo cual genera la fisuración de la roca a lo largo de un plano de falla. A diferencia de las diaclasas, la fisuración genera desplazamiento relativo entre los bloques adyacentes. Los tipos de falla son normal, inversa y de

desgarre (Figura 3.5). En una falla normal, la roca está sometida a esfuerzos de tracción y el plano de falla buza hacia el bloque hundido. En una falla inversa, la roca está sometida a esfuerzos de compresión y el plano de falla buza hacia el bloque elevado. En una falla de desgarre, la roca sufre desplazamientos horizontales a lo largo de un plano de falla, por lo que no hay elevación relativa entre bloques.

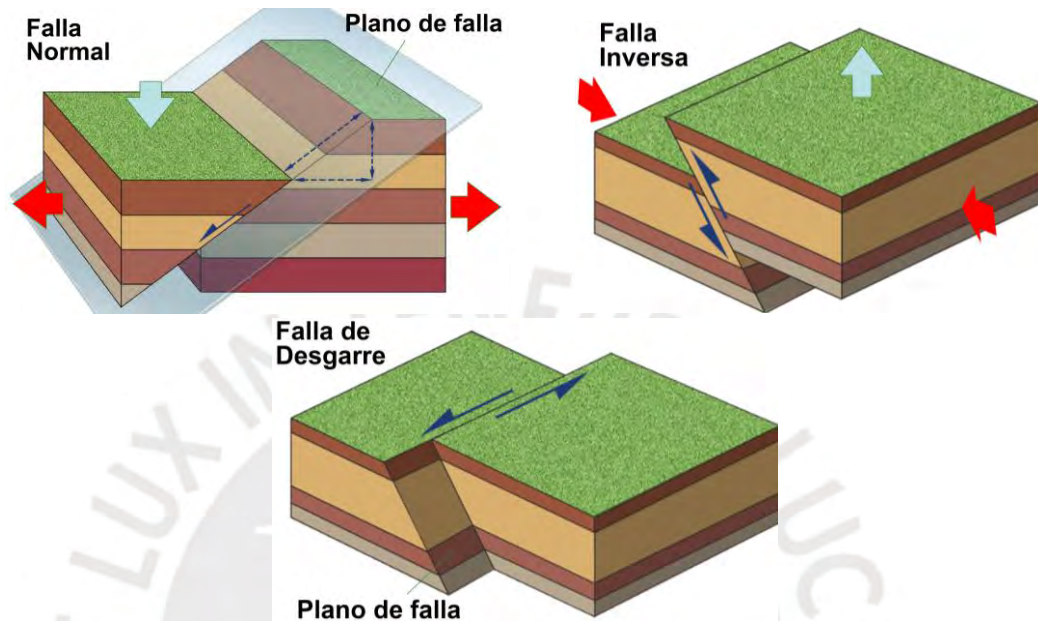


Figura 3.5. Estructura discontinua: Falla estratigráfica (Tomado de presentación Estratigrafía y Deformaciones en slideplayer.es)

Dentro de las estructuras continuas se tiene la siguiente formación:

- **Plegues:** Son ondulaciones producidas por esfuerzos de compresión. En un principio los estratos de la roca sedimentaria se depositan de manera horizontal. Conforme los estratos son sometidos a esfuerzos de compresión, en vez de producirse una línea de falla, los estratos dotados de plasticidad se deforman inelásticamente. Estas deformaciones dúctiles generan ondulaciones formando curvaturas superiores (anticlinales) y curvaturas inferiores (sinclinales), según se muestra en la Figura 3.6.

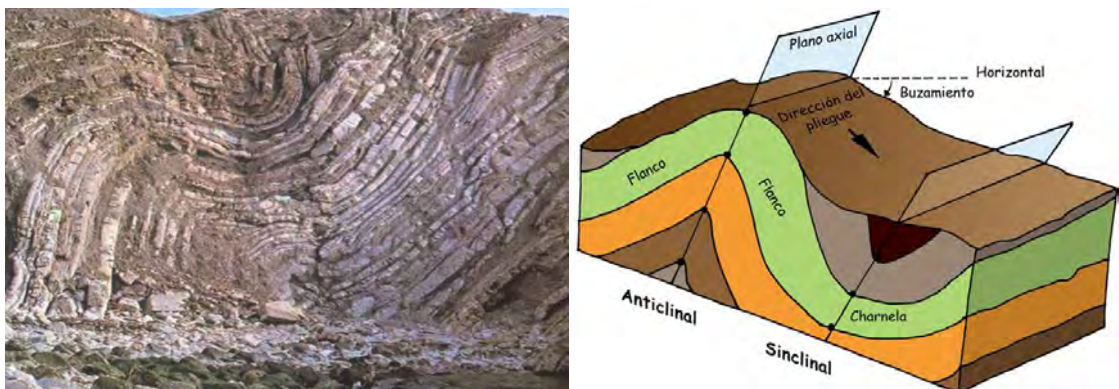


Figura 3.6. Estructura continua: Pliegues. (Tomado de diccionario.geotecnia.online)

### 3.2.2. Clasificación geomecánica en macizos rocosos

Las clasificaciones geomecánicas representan una serie de metodologías cuya finalidad es predecir el comportamiento estructural y la calidad del macizo rocoso por medio de una clasificación cualitativa y cuantitativa. Las tres clasificaciones que gozan de mayor aceptación en el campo de la ingeniería son la de Bieniawski (RMR), la de Barton (Q) y la de Hoek (GSI). También se considerará el índice SMR, propuesto por Romana debido a que representa un caso particular del índice RMR, el cual es usado para la clasificación de taludes. Por alcances de este proyecto, no se desarrollará el índice Q de Barton debido a que su aplicación se limita a las excavaciones subterráneas y túneles realizados en minería. Sin embargo, se hará referencia al índice Q-slope, el cual es un complemento del sistema Q de Barton ya que fue desarrollado para su aplicación en taludes. Además, será necesario desarrollar las clasificaciones geomecánicas propuestas por Bieniawski (RMR), Romana (SMR) y Hoek (GSI), debido a que son clasificaciones aplicables a taludes. Cuando Hoek y Brown desarrollaron su criterio de la envolvente de falla de un macizo rocoso incluyeron inicialmente el índice RMR dentro de sus relaciones matemáticas, lo cual hizo posible que la clasificación de Bieniawski (RMR) extendiera su aplicación a taludes (no solo a túneles y excavaciones subterráneas). Con las experiencias de campo, Hoek (1994) concluyó que el índice RMR no relacionaba adecuadamente el criterio de rotura con las observaciones geológicas de campo, especialmente para macizos rocosos débiles, por esa razón, desarrolló el índice GSI. El GSI mide el grado de libertad de los fragmentos de roca intacta, que componente al macizo rocoso, susceptibles a fallar por deslizamiento y volcadura. Este último índice describe con mayor precisión el comportamiento del macizo rocoso débil. A pesar de este cambio, el índice RMR es una clasificación geomecánica que aún goza de aceptación. Además, su adaptación a taludes, el índice SMR, ha extendido su rango de aplicación a este tipo de estructuras geotécnicas.

#### 3.2.2.1. Índice $RMR_{76}$ y $RMR_{89}$

El índice RMR (Rock Mass Rating) define la calidad de un macizo rocoso valorando cuantitativa y cualitativamente una serie de parámetros. Fue planteada por Bieniawski en 1973. Sin embargo, esta clasificación ha ido evolucionando en sus versiones complementarias de 1976 y 1989. Los parámetros que se evalúan en este criterio de clasificación se detallan a continuación:

- Resistencia a la roca sana, determinada mediante ensayos de carga puntual o ensayos de compresión uniaxial. La Tabla 3-1 muestra una referencia para obtener la condición y tipo de roca en función a la resistencia a la compresión uniaxial.

Tabla 3-1. Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial (Brown, 1981)

Clase	Descripción	Resistencia a la compresión uniaxial (MPa)	Estimación en terreno
R0	Extremadamente débil	0.25 – 1.00	La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.
R1	Muy débil	1.00 – 5.00	La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico.
R2	Débil	5.00 – 25.0	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial, poco profunda
R3	Moderadamente resistencia	25 – 50	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe firme del martillo geológico
R4	Resistente	50 – 100	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.
R5	Muy resistente	100 – 250	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.
R6	Extremadamente resistente	> 250	Golpes de martillo geológico sólo causan desprendimientos superficiales en la roca.

- RQD (Rock Quality Designation), medido en sondeos o estimado. En sí misma es un tipo de clasificación, el cual fue propuesto por Deere en 1967, pero Bieniawski la incorporó como uno de sus parámetros para su clasificación. El RQD mide el grado de fisura en una roca, y su expresión matemática es:

$$RQD = \frac{\text{suma de tramos sin fisura mayores a 10 cm}}{\text{longitud total de la columna de roca}} \times 100\% \quad (3.1)$$

A continuación, se muestra un ejemplo en donde se ilustra el cálculo del RQD para una muestra extraída de campo.

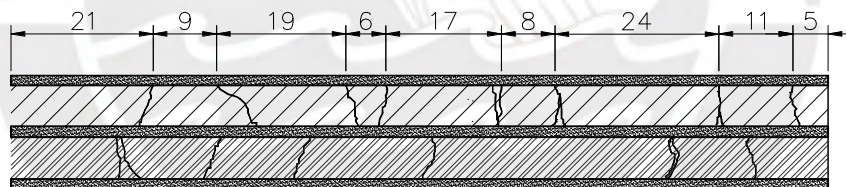


Figura 3.7. Cálculo del parámetro RQD de una de roca fracturada.

En este caso se tiene una longitud total de 1.2 m, luego de medir las longitudes entre fisuras válidas se tiene el siguiente valor de RQD:

$$RQD = \frac{21 + 19 + 17 + 24 + 11}{120} \times 100\% = 76.7\%$$

A partir del valor del RQD es posible determinar la calidad de la roca. Dicha clasificación se muestra en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2. Clasificación de la roca en función del valor del RQD

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

- Separación representativa entre dos planos de discontinuidad con las mismas características geomecánicas tales como fallas, fisuras o diaclasas consecutivas. La tendencia es que, a mayor concentración de juntas o discontinuidades, la resistencia del macizo rocoso disminuye.
- Estado de las discontinuidades. En campo se deberá evaluar el estado de las aberturas y bordes, el relleno de las juntas, la rugosidad de la superficie y el nivel de meteorización.
- Existencia de flujo de agua representado por la presión de poros. El agua disminuye la resistencia mecánica de la roca. El talud puede clasificarse desde un estado completamente seco hasta un estado con presencia de flujo.
- Orientación de las juntas. Este criterio fue añadido en la versión de 1989 y representa una disminución del puntaje total, respecto del RMR básico. La factorización dependerá del campo de aplicación (túneles, taludes, cimentaciones, etc.)

El criterio de clasificación exige realizar un ensayo de laboratorio e inspecciones de campo para poder definir el estado del macizo rocoso. La prueba de laboratorio consta en ensayar una muestra de roca sana a esfuerzos de compresión o carga puntual. Las inspecciones implican visitas a campo donde se recoge información cualitativa de la concentración y condiciones de las discontinuidades, así como las condiciones de saturación que se puede presentar.

Cada uno de los parámetros de evaluación, descritos anteriormente, están ligado a cierto puntaje, según una valorización específica, con lo cual se obtiene un determinado valor del RMR que podrá variar desde 1 hasta 100. Condiciones favorables recibirán un mayor puntaje. La diferencia entre las versiones del  $RMR_{76}$  y el  $RMR_{89}$  es la segmentación del puntaje asignado a cada campo de evaluación. En ambas versiones el puntaje asignado para la resistencia de la roca intacta y el valor del RQD es la misma (15 y 20, respectivamente), sin embargo, hay una variación en los puntajes asignados para la evaluación de la separación y estado de las discontinuidades, así como la presencia de agua. El  $RMR_{89}$  se desarrolló como una actualización del  $RMR_{76}$ , por lo que fue la versión vigente hasta la última actualización realizada en el 2014. Sin embargo, la versión del  $RMR_{89}$  aún tiene vigencia práctica en la ingeniería debido a que es la base para el cálculo de otras clasificaciones como el SMR. Por esa razón, será desarrollado y aplicado en este proyecto de tesis.

La Tabla 3-3 presenta la cuantificación de los cinco parámetros de análisis del  $RMR_{89}$ , a fin de poder clasificar la calidad del macizo rocoso a partir de rangos establecidos por Bieniawski (1989).

Tabla 3-3. Parámetros del RMR<sub>89</sub> y valorizaciones específicas. (Bieniawski, 1989)

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión Simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	< 1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2		RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
		Puntuación	20	15	13	6	3		
3		Separación de discontinuidad	> 2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m		
		Puntuación	20	17	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 min	0.1 - 1 min	1 - 5 min	> 5 min		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Meteorización	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
	Puntuación	6	5	3	1	0			
5	Presencia de agua	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 L/min	10 - 25 L/min	25 - 125 L/min	> 125 L/min		
		Relación Presión de poros/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		

La suma de todas las puntuaciones obtenidas en cada apartado mostrados en la Tabla 3-3, según la exploración geomecánica, contribuirá a determinar el índice RMR<sub>89</sub> básico.

$$RMR_{89 \text{ básico}} = R_c + R_{RQD} + R_s + R_d + R_U \quad (3.2)$$

Con los valores finales del RMR<sub>89</sub>, se podrá precisar la clase del macizo rocoso analizado. Dependiendo de la aplicación geotécnica donde esté involucrado el macizo rocoso (túneles, minería, cimentaciones o taludes), el valor del RMR obtenido de la Ec. 3.2 deberá ser corregido. Por esa razón, el valor del RMR de la Ec. 3.2 se denomina RMR básico o RMR<sub>b</sub>. Bieniawski inicialmente desarrolló la clasificación o sistema RMR para los campos de túneles y minería. Luego esta clasificación fue adoptada en la caracterización de taludes para lo cual Bieniawski sugiere algunos valores de ajuste conservadores ante la falta de datos suficientes. Para el campo de aplicación de taludes Bieniawski (1989) hace referencia a la contribución de Romana (1985), el cual aplica factores de ajuste al valor del RMR<sub>b</sub> a fin de considerar la orientación del talud y de las discontinuidades. La contribución de Romana (1985) se denomina sistema SMR.

Por medio de la Tabla 3-4, es posible determinar la clase del macizo rocoso en base al valor obtenido del RMR. Además, permite estimar los parámetros de resistencia al corte

para poder realizar la modelación del macizo rocoso por medio del criterio de falla de Mohr - Coulomb. Sin embargo, lo recomendado por Bieniawski solo ofrece rangos para los valores del ángulo de fricción y la cohesión. Por esa razón, estos parámetros deberán considerarse como una primera aproximación para una estimación referencial del análisis de estabilidad del talud.

Tabla 3-4. Características mecánicas del macizo rocoso en función del índice RMR.

NÚMERO DE CLASE	I	II	III	IV	V
Valor total del RMR	81 - 100	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Descripción	Muy buena	Buena	Normal	Mala	Muy mala
Cohesión (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Rozamiento interno	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°
Tiempo de mantenimiento	Desliza 15 m en 20 años	Desliza 10 m en 1 años	Desliza 5 m en 1 semana	Desliza 15 m en 10 horas	Desliza 1 m en 15 minutos

El índice RMR actualmente sigue vigente y aceptado debido a la simplificada correlación que existe entre su valor y los parámetros de resistencia al corte. Considerando que estas correlaciones solo brindan una estimación preliminar, la cual deberá ser contrastada con ensayos triaxiales, son útiles para fines de estimar el grado de vulnerabilidad del talud. Las expresiones de los parámetros  $c$  y  $\phi$ , para cualquier valor de RMR, se pueden inferir por medio de los rangos de los valores de cohesión y rozamiento interno propuesto por Bieniawski (Tabla 3-4). Las ecuaciones inferidas se muestran a continuación:

$$c = 5RMR(kPa) \quad (3.3)$$

$$\phi = 5 + \frac{RMR}{2} (deg.) \quad (3.4)$$

Actualmente, existen relaciones y programas que permiten calcular los parámetros de resistencia al corte de una manera más precisa basados en el índice GSI. Por esta razón, el índice RMR es usado mayormente para medir cualitativamente la calidad del macizo rocoso.

### 3.2.2.2. Índice RMR<sub>14</sub>

En el año 2014 se elaboró la última actualización de sistema RMR con la finalidad de realizar una mejora del índice geomecánico. La actualización y mejora radica en una modificación de los criterios de valorización y en la adición de un nuevo criterio de evaluación. Este nuevo criterio considera el efecto de la alterabilidad de la matriz rocosa por el agua. La estructura del RMR<sub>14</sub> mantiene, como criterio de evaluación, tres

parámetros del  $RMR_{89}$ . Estos criterios son la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta, densidad de las juntas o número de juntas por metro y el efecto del agua. Los rangos de valorización de estos parámetros también se han mantenido respecto de la versión del  $RMR_{89}$ . El  $RMR_{14}$  considera una modificación de los criterios de valorización de la resistencia de las juntas. Si bien mantiene los aspectos de continuidad (persistencia), rugosidad, tipo de relleno y meteorización, se ha eliminado la valorización por apertura. Además, cada aspecto tiene una valorización máxima de 5 a diferencia del  $RMR_{89}$  en donde la valorización máxima era de 6. Por lo tanto, el criterio por la condición de la discontinuidad actualmente tiene una valorización máxima de 20, sufriendo una reducción de 10 unidades, respecto del  $RMR_{89}$ . El nuevo parámetro incluido en el  $RMR_{14}$  es la alterabilidad, el cual se evalúa según los resultados obtenidos con el Stake Durability Test (prueba de durabilidad). Este ensayo mide la resistencia de la roca a ser desintegrada debido a ciclos de humedad y sequedad, cuantificado por medio del índice  $I_{d2}$ .

A continuación, se presentan los criterios para calcular los cinco parámetros que integran el  $RMR_{14}$ .

- Resistencia a compresión uniaxial: En base a los resultados del ensayo de compresión uniaxial se determina la valorización correspondiente por medio de la gráfica de la Tabla 3-5.
- Número de discontinuidades: Para este criterio se ha unificado el parámetro RQD y el espaciado de las juntas de la versión del  $RMR_{89}$ , de tal manera de valorizar la frecuencia de fracturas. Según el número de discontinuidades, la valorización se obtiene por medio de la Tabla 3-5.
- Resistencia de las juntas: Este criterio considera la continuidad de las juntas, la rugosidad, el tipo de relleno y la meteorización. La valorización de este criterio se obtiene por medio de la Tabla 3-5.
- Presencia de agua: En base a la presencia o no de agua en el macizo rocoso analizado, se determina la valorización correspondiente por medio de la Tabla 3-5.
- Alterabilidad de la matriz rocosa: En base a los resultados del índice  $I_{d2}$ , obtenido del ensayo de durabilidad, se determina la valorización correspondiente por medio de la Tabla 3-5.

La Tabla 3-5 presenta los cinco parámetros para la cuantificación del  $RMR_{14}$  básico, a fin de poder clasificar la calidad del macizo rocoso a partir de rangos establecidos por Bieniawski et al. (2014).

Tabla 3-5. Parámetros del RMR<sub>14</sub> y valorizaciones específicas (Bieniawski et al., 2014)

1	Resistencia de la roca intacta (MPa)					
	2	Número de discontinuidades				
3		Continuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	> 10 m
	5		4	2	0	
	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ondulada	Resbaladizo	
		5	3	1	0	
	Relleno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm	
		5	2	2	0	
Meteorización	Inalterada	Ligeramente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
	5	3	1	0		
4	Presencia de agua	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteo	Agua fluyendo
		15	10	7	4	0
5	Alterabilidad I <sub>d2</sub> (%)	>85	60 – 85	30 – 60	<30	
		10	8	4	0	

### 3.2.2.3. Índice SMR

En 1985, Romana introduce el índice SMR como una adaptación de la clasificación RMR de Bieniawski para su aplicación a taludes, por medio de adicionar factores de corrección. El índice SMR (Slope Mass Rating) se obtiene como la suma del RMR<sub>b</sub> y factores de ajuste que están en función a la orientación de las juntas y al efecto de la excavación sobre la cara del talud. Respecto del efecto de la orientación de las juntas, su influencia se mide como el producto de los parámetros F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub> y F<sub>3</sub> y, respecto del efecto de la excavación se mide por medio del parámetro F<sub>4</sub>, según se muestra en la Ec. 3.5.

$$SMR = RMR_{b_{89}} + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4 \quad (3.5)$$

$F_1$  mide qué tan paralelos se encuentran dispuestos el rumbo de la cara del talud ( $\alpha_s$ ) y el rumbo de la falla ( $\alpha_j$ ). Rumbos casi paralelos conllevará a valores desfavorables, cercano a 1, mientras que para rumbos distanciados en más de  $30^\circ$  conllevará a valores favorables, cercanos a 0.15. La ecuación de ajuste de  $F_1$  se muestra en la Ec. 3.6.

$$F_1 = (1 - \text{sen } |\alpha_j - \alpha_s|)^2 \quad (3.6)$$

$F_2$  mide el efecto desfavorable del buzamiento de la falla ( $\beta_j$ ) en la resistencia al corte de la superficie de rotura. Los valores de  $F_2$  varía entre 0.15, para buzamientos menores a  $20^\circ$  hasta 1, para buzamiento desfavorables, mayores a  $45^\circ$ . Para fallas por vuelco  $F_2$  adopta el valor de 1. La ecuación de ajuste de  $F_2$  se muestra en la Ec. 3.7.

$$F_2 = \tan^2 \beta_j \quad (3.7)$$

$F_3$  mide la probabilidad que la falla aflore en la cara del talud. Los valores de  $F_3$  fueron establecidos por Bieniawski para aplicar su clasificación a taludes. Romana en 1985, adopta estos valores y, en base al estudio de 31 taludes, perfecciona el valor de  $F_3$  aplicando los factores de corrección  $F_1$  y  $F_2$  de tal manera de obtener el primer sumando de corrección  $F_1 \cdot F_2 \cdot F_3$ . Para obtener el valor de  $F_3$ , mostrados en la Tabla 3-6, se deberá determinar el tipo de rotura (falla plana o falla por vuelco) y una relación entre el buzamiento del talud ( $\beta_s$ ) y el buzamiento de la falla ( $\beta_j$ ) para que, esos dos datos, se puedan determinar un valor adecuado de  $F_3$ .

$$\beta_j - \beta_s \text{ (falla plana)} \quad (3.8)$$

$$\beta_j + \beta_s \text{ (falla por vuelco)} \quad (3.9)$$

$F_4$  es el segundo sumando de corrección el cual mide el grado de alteración que sufre el talud por procesos de excavación. La Tabla 3-6 asigna cierto puntaje, según el grado de intervención.

En general, los factores descritos anteriormente pueden ser obtenidos por medio de la Tabla 3-6. Si bien los valores de los factores  $F_1$  y  $F_2$  pueden ser obtenidos por las ecuaciones Ec. 3.6 y Ec. 3.7, respectivamente, para propósitos de la clasificación, se recomienda usar los valores fijos de la tabla. Para obtener el valor adecuado de cada factor se deberá determinar previamente el tipo de rotura que predomina en el talud, debido a que la tabla brinda factores diferenciando entre falla plana (P) y falla por vuelco (T).

Tabla 3-6. Calidad del talud en función al índice SMR. (Romana, 1992)

F	VALORES		Muy Favorable	Favorable	Normal	Adverso	Muy Adverso
F1	P	$ \alpha_j - \alpha_s $	> 30°	30° a 20°	20° a 10°	10° a 5°	< 5°
	T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
	VALOR de F <sub>1</sub>		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
F2	$\beta_j$		< 20°	20° a 30°	30° a 35°	35° a 40°	> 45°
	P	VALOR de F <sub>2</sub>	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
	T	VALOR de F <sub>2</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
F3	P	$\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° a 0°	0°	0° a -10°	< -10°
	T	$\beta_j + \beta_s$	< 110°	110° a 120°	> 120°	-	-
	VALOR de F <sub>3</sub>		0	-6	-25	-50	-60
F4	Método de excavación del talud						
	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente		
	+15	+10	+8	0	-8		

Por medio de la Tabla 3-7 se puede definir la calidad del macizo rocoso que constituye el talud en función del valor final del índice SMR. Los rangos que se establecen definen la calidad del macizo, el nivel de estabilidad del talud y el tipo de rotura que se puede propiciar.

Tabla 3-7. Calidad del talud en función al índice SMR. (Romana, 2001)

NÚMERO DE CLASE	I	II	III	IV	V
SMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 21
Descripción	Muy buena	Buena	Normal	Mala	Muy mala
Estabilidad	Totalmente estable	Estable	Parcialmente estable	Inestable	Totalmente inestable
Rotura	Ninguna	Algunos bloques	Algunas juntas y muchas juntas	Juntas o grandes cuñas	Grandes por planos continuos
Sostenimiento	Ninguno	Ocasionales	sistemáticos	Corrección	Re-excavación

Por último, la Tabla 3-8 muestra los tipos de rotura que se pueden desencadenar con mayor probabilidad en función a determinados rangos de valores del índice SMR. Para obtener valores adecuados será importante determinar, en primera instancia, el tipo de falla de predomina en el macizo rocoso.

Para conocer el tipo de falla, será importante conocer los antecedentes cinemáticos del talud o realizar un análisis estereográfico. Conocido el tipo de falla, se podrá determinar la frecuencia de los eventos, según el valor del SMR que se haya cuantificado en la clasificación geomecánica.

Tabla 3-8. Valores de SMR por cada tipo de rotura. (Romana, 2001)

TIPO DE ROTURA	INTERVALOS DE SMR	FRECUENCIA
PLANA	SMR > 60	Ninguna
	60 > SMR > 40	Importantes
	40 > SMR > 15	Muy grandes
CUÑA	SMR > 75	Muy pocas
	75 > SMR > 49	Algunas
	55 > SMR > 40	Muchas
VUELCO	SMR > 65	Ninguna
	65 > SMR > 50	Menores
	40 > SMR > 30	Importantes
GLOBAL	SMR > 30	Ninguna
	30 > SMR > 10	Posible

#### 3.2.2.4. Índice GSI (Índice Geológico de Resistencia)

El índice GSI (Geological Strength Index) es un parámetro definido en campo, incluido por Hoek en el criterio de falla Hoek - Brown, con la finalidad de medir el grado de libertad de los bloques de roca intacta susceptibles a fallar por deslizamiento y rotación dentro de un cuerpo de macizo rocoso. Es un parámetro geomecánico que nace por la necesidad de caracterizar las tensiones y deformaciones del macizo rocoso. Para determinar el valor del GSI, se deberá tomar en cuenta el grado de fracturación de la roca y la calidad de la superficie de las discontinuidades. Estructuralmente se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas y la unión que existe entre ellas, que viene dada por la convergencia de las diferentes familias de discontinuidad. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta el grado de alteración, si ha sufrido erosión o no, el tipo de textura que presenta y aspectos que están ligados a la resistencia al corte de las discontinuidades. La diferencia que presenta con el índice RMR es que el índice GSI no considera las condiciones de agua subterránea ni la resistencia uniaxial. Debido al uso masivo de ambos índices se ha determinado relaciones para obtener los valores del GSI por medio del valor del RMR. Para macizos rocosos con suficiente calidad ( $RMR > 25$ ) el valor de GSI coincide con el valor del  $RMR_{76}$ . Si se desea usar el RMR de la versión de 1989, el valor del Índice Geológico de Resistencia será  $GSI = RMR_{89} - 5$ . El uso de GSI se debe restringir para el análisis de macizos rocosos de alta calidad y para macizos altamente fracturados

La Tabla 3-9 permite calcular el índice GSI propuesto por Hoek y Marinos en el 2000. La manera de obtener los valores, como se ha mencionado anteriormente, dependerá de la estructura del macizo rocoso y de las condiciones de los labios de las discontinuidades. Luego de realizar una inspección visual en campo se podrá seleccionar el tipo de estructura y condición de la superficie que represente con mayor

precisión el estado real del macizo rocoso. Los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los valores cercanos a 1 corresponden a macizos rocosos de pobre calidad con una estructura poco resistente, debido a la gran cantidad de fragmentación que presenta. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, corresponden a macizos de gran calidad, cuya estructura está constituida por una roca intacta o con poca fragmentación. Respecto a la terminología presentada en la Tabla 3-9, la calidad de los labios de discontinuidad se puede interpretar de la siguiente manera:

- Muy buena: superficies muy rugosas y sanas
- Buena: superficies rugosas, ligeramente meteorizadas
- Media: superficies lisas y moderadamente meteorizadas y alteradas
- Mala: superficies con espejos de falla y altamente meteorizadas, con rellenos de fragmentos angulares o con recubrimientos compactos
- Muy mala: Superficies con espejos de falla altamente meteorizadas con recubrimiento o relleno de material blando.

Tabla 3-9. Índice de resistencia geológica (GSI) para macizos rocosos fracturados (Hoek y Marinos, 2000)

ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		CONDICIONES DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES					
		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA	
		CALIDAD DECRECIENTE DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES →					
	INTACTO O MASIVO Muestras intactas de roca o macizos rocosos masivos con pocas discontinuidades y espaciadas.	ENCAJE, DECRECIMIENTO ENTRE LOS TROZOS DE ROCA ↓	90			N/A	N/A
	FORMADO POR BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques cúbicos delimitados por tres familias de discontinuidad, con los bloques bien encajados.		80				
	FORMADO POR MUCHOS BLOQUES Macizo rocoso consistente en bloques angulares de muchas caras delimitados por cuatro o más familias de discontinuidad. Los bloques están encajados, pero solo parcialmente.		70				
	FORMADO POR MUCHOS BLOQUES, DISTORCIONADO Y BANDEADO Macizo rocoso consistente en bloques angulares formados por la intersección de muchas familias de discontinuidad. Planos de estratificación o de esquistosidad persistentes.		60				
	DESINTEGRADO Macizos rocoso muy fracturado con una mezcla de bloques angulares y redondeados débilmente encajados.		50				
	LAMINADO Y CIZALLADO Debido a la existencia de numerosos planos débiles muy próximos de esquistosidad o de cizalla, no existen bloques.		40				
		30					
		20					
		10					
		N/A	N/A				

### 3.2.2.5. Q-slope (2017)

El Q-slope ha sido desarrollado como un complemento del sistema Q de Barton de tal manera de establecer una relación entre el parámetro Q y la pendiente estable del talud de macizo rocoso a largo plazo. Este parámetro permite ajustar las pendientes de los taludes a medida que se evidencian las condiciones del talud durante la construcción. De esta manera se podrá dar continuidad a los trabajos de excavación sin depender de los procedimientos analíticos (cinemática, equilibrio límite o modelos de elementos finitos) para evaluar, a tiempo real, la estabilidad de los cortes y banquetas proyectadas. En la etapa constructiva se suele realizar grandes trayectos de cortes de pendiente constantes a los macizos rocosos a pesar de no tener necesariamente la misma estructura y patrón de fallas. En consecuencia, habrá una alta probabilidad que los taludes presenten fallas locales tipo planar o tipo cuña durante la ejecución o en el corto plazo. El parámetro Q-slope permite corregir oportunamente las pendientes según las condiciones geomecánicas de cada frente de trabajo de tal manera de reducir significativamente las fallas locales y, por consiguiente, los mantenimientos rutinarios.

El método Q-slope fue desarrollado por Bar y Barton en el año 2017 cuya formulación se muestra en la Ec. 3.10.

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{J_n} \times \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \times \frac{J_{wice}}{SRF_{slope}} \quad (3.10)$$

Donde RQD (Rock Quality Designation) es el mismo parámetro descrito en el índice RMR,  $J_n$  es la cantidad de familias de juntas,  $J_r$  es la rugosidad de las juntas y  $J_a$  es el grado de alteración de las paredes de las juntas. Estos primeros cuatro parámetros son los mismos a los utilizado en el sistema Q original de Barton, descritos en la bibliografía de Barton et al. (1974) y Barton y Bar (2015).

La modificación está en los factores  $J_{wice}$  y  $SRF_{slope}$ . El factor de reducción debido al agua  $J_w$  ha sido sustituido por el parámetro  $J_{wice}$ , el cual cuantifica la exposición del talud a condiciones climáticas y ambientales a largo plazo. Este parámetro considera el efecto propio de la intemperie tales como erosión, períodos de lluvia, formación de cuñas de hielo y factores de ajuste en caso de presentar medidas de drenaje.

La Tabla 3-10 proporciona el número de condición geológica  $J_{wice}$ , el cual se obtiene según la calidad de la roca y la condición más desfavorable a la cual estará sometido el talud a largo plazo.

Tabla 3-10. Número de condición geológica. (Bar y Barton, 2017)

$J_{wice}^{(1)}$	Ambiente desértico	Ambiente húmedo	Tormentas tropicales	Cuñas de hielo
Estructura estable, roca competente	1.0	0.7	0.5	0.9
Estructura estable, roca no competente	0.7	0.6	0.3	0.5
Estructura inestable, roca competente	0.8	0.5	0.1	0.3
Estructura inestable, roca no competente	0.5	0.3	0.05	0.2

(1) Si el talud presentará medidas de drenaje aplicar  $J_{wice} \times 1.5$ , si el talud presentará alguna medida de refuerzo aplicar  $J_{wice} \times 1.3$  y si el talud presentará drenaje y refuerzo aplicar ambos factores  $J_{wice} \times 1.5 \times 1.3$

El factor de reducción de resistencia  $SRF_{slope}$  se obtiene considerando el valor más adverso entre los factores  $SRF_a$ ,  $SRF_b$  y  $SRF_c$  descrito en la Tabla 3-11, Tabla 3-12 y Tabla 3-13, respectivamente.

La Tabla 3-11 describe el factor de reducción de resistencia  $SRF_a$  para la condición física de la superficie del talud (actual o esperada) debido a la susceptibilidad a la intemperie y la erosión. La Tabla 3-12 describe los factores de reducción de resistencia  $SRF_b$  para rangos adversos de esfuerzo - resistencia en el talud. El factor se vuelve más crítico para materiales débiles y de baja resistencia (bajo valor de USC) y para elevados valores de esfuerzos aplicados (esfuerzo principal máximo  $\sigma_1$  estimado con la densidad del material y la geometría del talud). La Tabla 3-13 describe los factores de reducción de resistencia  $SRF_c$  para las discontinuidades principales, como fallas, zonas débiles o set de juntas. La discontinuidad principal analizada puede contener relleno de arcilla afectando negativamente la estabilidad del talud y puede o no tener una orientación similar al set de discontinuidades. Se analiza la discontinuidad principal ya que suele presentar propiedades geomecánicas considerablemente diferentes como una menor resistencia al corte debido al relleno plástico.

Tabla 3-11. Condición física  $SRF_a$  (Bar y Barton, 2017)

Descripción	$SRF_a$
Ligero afloramiento debido a la ubicación de la superficie, perturbaciones por voladura o excavaciones	2.5
Bloques sueltos, signos de grietas por tensión y corte de juntas, susceptibilidad a la intemperie, perturbaciones severas por voladuras	5
Como el caso anterior, pero fuerte susceptibilidad a la intemperie	10
El talud se encuentra en una etapa avanzado de erosión y afloramiento debido a la erosión periódica por agua y/o efectos de acuñamiento de hielo	15
Talud residual con importante transporte de material pendiente abajo	20

Tabla 3-12. Esfuerzo y resistencia  $SRF_b$  (Bar y Barton, 2017)

Descripción	$\sigma_c/\sigma_1^{(1)}$	$SRF_b$
Rango moderado esfuerzo – resistencia	50 – 200	2.5 – 1
Rango alto esfuerzo – resistencia	10 – 50	5 – 2.5
Falla de roca intacta localizada	5 – 10	10 – 5
Crushing o fluencia plástica	2.5 – 5	15 – 10
Flujo plástico de material ablandado por deformación	1 – 2.5	20 – 15

(1)  $\sigma_c$ : resistencia a la compresión no confinada (USC),  $\sigma_1$ : esfuerzo principal máximo

Tabla 3-13. Discontinuidad principal SRF<sub>c</sub> (Bar y Barton, 2017)

SRF <sub>c</sub>	Favorable	Desfavorable	Muy desfavorable	Causará falla si no hay soporte
Discontinuidad principal con poca o ninguna arcilla	1	2	4	8
Discontinuidad principal con RQD <sub>100</sub> =0 <sup>a</sup> debido a arcilla y roca fracturada	2	4	8	16
Discontinuidad principal con RQD <sub>300</sub> =0 <sup>b</sup> debido a arcilla y roca fracturada	4	8	12	24

(a) RQD<sub>100</sub>= 1 m de muestra perpendicular a la discontinuidad

(b) RQD<sub>300</sub>= 3 m de muestra perpendicular a la discontinuidad

Barton y Bar (2015) derivaron una fórmula simple para estimar la pendiente más empinada posible del talud ( $\beta$ ) sin la necesidad de refuerzo o estructura de soporte para alturas inferiores a 30 m, con una probabilidad de falla del 1%. En la práctica, esta fórmula aplicada para a cualquier altura de talud. La expresión planteada se muestra en la Ec. 3.11.

$$\beta = 20 \cdot \log Q_{slope} + 65 \quad (3.11)$$

### 3.3. CRITERIOS DE FALLA

Un criterio de falla busca establecer una relación matemática entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales o una relación entre esfuerzos principales, con la finalidad de predecir la resistencia de un material bajo solicitaciones triaxiales. Estas relaciones se pueden expresar gráficamente por medio de una envolvente de falla, la cual ayudará a determinar si un talud compuesto por suelo o macizo rocoso fallará o no. Dentro de los criterios de falla que más se utilizan para el análisis de un macizo rocoso están los criterios de Hoek - Brown y Hoek - Brown generalizado, mientras que el criterio que más se utiliza para analizar los suelos es el de Mohr - Coulomb.

#### 3.3.1. Criterio de rotura de Hoek - Brown (1980)

Hoek y Brown, en la década de los ochentas, desarrollaron su criterio de rotura como un sustento teórico dirigido al diseño de excavaciones subterráneas. Este criterio está definido para probetas de laboratorio de distintos tipos de rocas provenientes de macizos rocosos duros de tal manera de establecer un criterio de falla no lineal para roca intacta. En posteriores actualizaciones, su aplicación se pudo extender a macizos fracturados. El criterio parte de las propiedades de la roca intacta y otros parámetros característicos de la roca, los cuales se puede obtener mediante ensayos de laboratorio. El criterio de rotura de Hoek - Brown incorpora sistemas de clasificación del macizo rocoso de tal manera de vincular la formulación teórica del criterio de falla a las

observaciones geológicas en campo. En un principio se consideró el índice RMR, propuesto por Bieniawski, como parámetro fundamental en las fórmulas matemáticas. En posteriores actualizaciones se introdujo el índice de resistencia geológica (GSI) desarrollado por Hoek (1994) y Hoek et al. (1995), en reemplazo del RMR. El criterio original de Hoek - Brown (1980) formula una relación empírica entre los esfuerzos principales ( $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ ) y la resistencia a la compresión uniaxial del material intacto ( $\sigma_{ci}$ ) obtenido por medio de una amplia gama de pruebas triaxiales en muestras de roca intacta derivadas de macizos rocosos duros, según se muestra en la Ec 3.12:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[ m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^{0.5} \quad (3.12)$$

Donde  $m$  y  $s$  son constantes que dependen de la roca. En 1997 se realizó una modificación a fin de modelar el comportamiento de macizos poco resistentes ( $GSI < 25$ ) debido a que la propuesta inicial sobrevaloraba su resistencia y solo era representativa para valores de  $GSI > 25$ . La actualización consideraba la aplicación de las ecuaciones por intervalos: la versión inicial para un  $GSI \geq 25$  y la versión modificada para un  $GSI < 25$ . En el año 2002, Hoek et al. publicaron el criterio Generalizado de Hoek - Brown, el cual introduce el factor de alteración del macizo rocoso  $D$  y elimina la segmentación de las ecuaciones de tal manera de obtener funciones para cualquier valor de GSI.

### 3.3.2. Criterio de Hoek - Brown Generalizado (2002)

El criterio de Hoek - Brown Generalizado, es un criterio no lineal a diferencia del criterio de Mohr - Coulomb. Es el criterio más utilizado pues representa adecuadamente el comportamiento de un macizo rocoso. Desde que este criterio se formalizó, ambos autores han realizado actualizaciones periódicas con la finalidad de resolver problemas que surgieron a raíz de aplicar esta teoría a macizos rocosos de mala calidad, de tal manera de aplicar el criterio a macizos rocoso heterogéneos y débiles. Su aplicación se debe restringir cuando se analice un macizo rocoso cuyo comportamiento es isotrópico e intacto o, por el contrario, para macizos altamente fracturados. El criterio de falla Hoek - Brown Generalizado (2002), el cual relaciona los esfuerzos principales está sintetizado en las siguientes ecuaciones:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[ m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a \quad (3.13)$$

Donde  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$  son los esfuerzos efectivos principales,  $\sigma_{ci}$  es el esfuerzo a la compresión uniaxial de la roca intacta y  $m_b$  es un valor deducido del parámetro adimensional  $m_i$  propio de la roca intacta, el cual se expresa como:

$$m_b = m_i \exp \left[ \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right] \quad (3.14)$$

Además  $s$  y  $a$  son constantes que dependen del macizo rocoso, los cuales se expresan de la siguiente manera:

$$s = \exp \left[ \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right] \quad (3.15)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[ e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right] \quad (3.16)$$

En las tres últimas expresiones se hace uso de un factor  $D$ , que depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso originado por voladura o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0, para macizos rocosos in situ, hasta 1, para macizos rocosos muy alterados por una inadecuada voladura. La ecuación general nos permite obtener una envolvente de falla, la cual se muestra en la Figura 3.8. La expresión general de rotura nos permite determinar esfuerzos notables en puntos específicos de la envolvente de rotura: compresión pura y tracción pura. La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso se obtiene cuando  $\sigma_3' = 0$ . Si se reemplaza esta condición en la Ec. 3.13 se tiene:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (3.17)$$

Por otro lado, si se considera que  $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$  en la Ec. 3.13, se obtiene la resistencia a la tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (3.18)$$

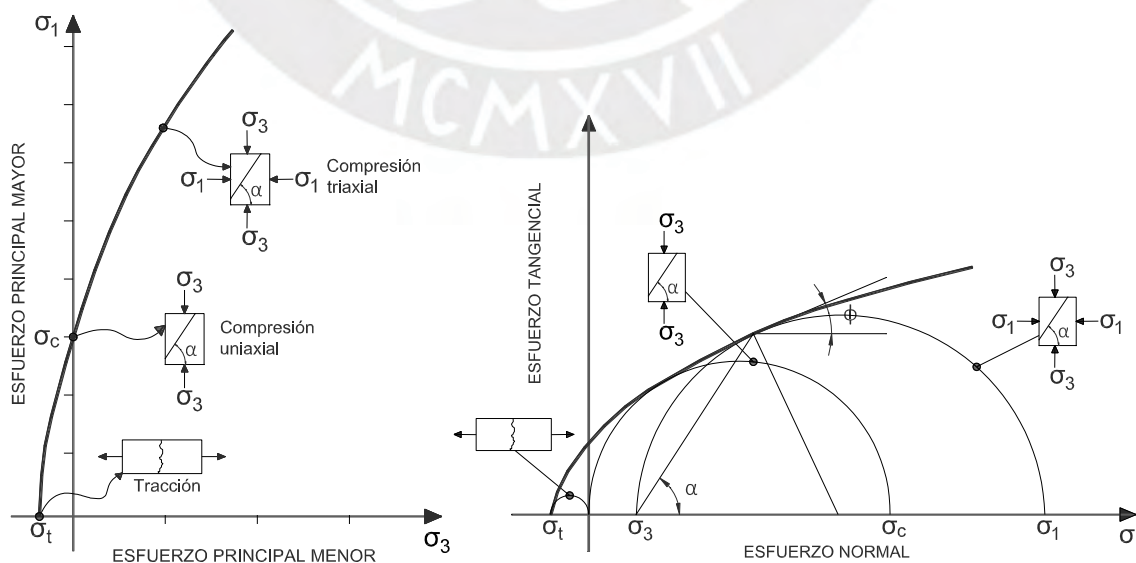


Figura 3.8. Envolvente de falla del criterio de Hoek - Brown Generalizado.

La condición para obtener la resistencia a la tracción representa un punto de esfuerzo biaxial, sin embargo, Hoek ha demostrado que, para materiales frágiles, la resistencia a la tracción uniaxial es igual a la resistencia de la tracción biaxial. En general, para cualquier punto sobre la envolvente de falla, se tiene una demanda de esfuerzo biaxial. Los esfuerzos normales, perpendiculares al plano de falla, y los esfuerzos de corte, paralelos al plano de falla, están relacionados a los esfuerzos principales por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (3.19)$$

$$\tau = [\sigma'_1 - \sigma'_3] \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (3.20)$$

Donde

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b \left( \frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1} \quad (3.21)$$

Por último, se puede obtener el módulo de elasticidad, por medio del módulo de elasticidad de la roca intacta  $E_i$ , de la siguiente manera:

$$E_{rm} = E_i \left[ 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60-15D-GSI)/11)}} \right] \quad (3.22)$$

### 3.3.3. Criterio de rotura de Mohr - Coulomb

Este criterio establece que la resistencia al corte de un material depende de los esfuerzos efectivos sobre el plano de falla. Los parámetros de resistencia que se definen en este criterio son: la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ). El criterio de rotura de Mohr - Coulomb, representa una envolvente de falla tipo lineal en la que el ángulo de fricción interna y la cohesión permanecen constantes, tal como se aprecia en la Figura 3.9. El criterio de falla de Mohr - Coulomb se sintetiza en la Ec. 3.23.

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan\phi' \quad (3.23)$$

Donde  $\tau$  es el esfuerzo tangencial o de corte que actúa en el plano de rotura, el cual forma un ángulo  $\theta$  con el esfuerzo efectivo principal menor  $\sigma'_3$  y  $\sigma'_n$  es el esfuerzo efectivo normal, el cual actúa perpendicularmente al plano de rotura. La expresión de Mohr - Coulomb se puede expresar en función a los esfuerzos principales  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ , tal como se muestra en la Ec. 3.24.

$$\sigma'_1 = \frac{2c \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3 \quad (3.24)$$

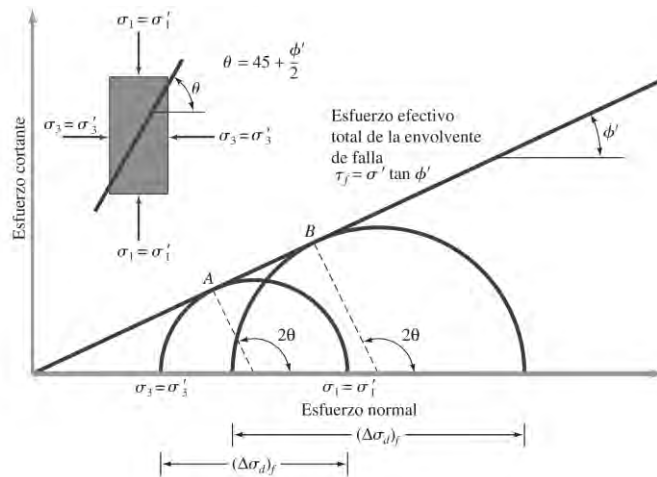


Figura 3.9. Envolvente de falla de Mohr - Coulomb. (Braja Das, 2015)

### 3.3.4. Compatibilidad entre las envolventes de Mohr - Coulomb y Hoek - Brown

Con la finalidad de relacionar las dos envolventes de falla mencionadas anteriormente se han definido varios métodos gráficos que cuya finalidad de ajustar, de la mejor manera, la envolvente de Mohr - Coulomb sobre la envolvente de Hoek - Brown de tal manera de obtener parámetros de resistencia equivalente. Existen distintos métodos de linealización del criterio de rotura de Hoek - Brown, tales como método de la secante, método de la tangente, método de la bilinealización, método de la regresión lineal y el método de la equivalencia de áreas. De los métodos que se mencionados anteriormente, el procedimiento más actualizado y, que es usado por los programas como el RocData, es el método de linealización mediante áreas equivalentes. Este método fue elaborado por Hoek, Carranza - Torres y Corkum, los cuales proponen encajar una recta que equilibre las áreas que quedan entre la envolvente de Hoek - Brown y la envolvente lineal de Mohr - Coulomb (Figura 3.10), para un determinado rango de esfuerzos. Matemáticamente se cumple que  $A_2 = A_1 + A_3$ . Este procedimiento permitirá determinar el ángulo de fricción y el valor de la cohesión equivalente a fin de poder realizar el cálculo del FS.

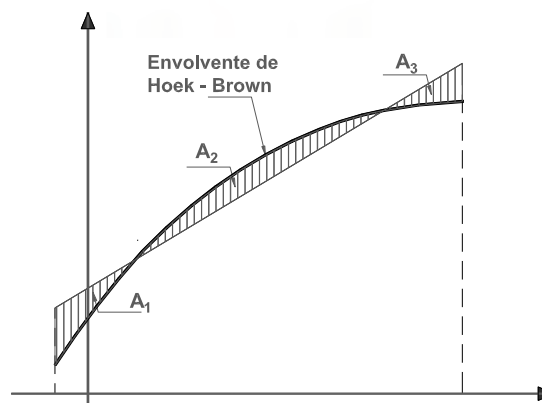


Figura 3.10. Método de equivalencia de áreas.

Para realizar este cálculo, programas como el RocData ejecutan este método para un intervalo de esfuerzos del eje principal menor definido entre  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$ , tal como se esquematiza en la Figura 3.11. El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr - Coulomb. Esto da lugar a las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción  $\phi'$  y la resistencia cohesiva efectiva  $c'$ :

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.25)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}][(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}]}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/(1+a)(2+a)}} \quad (3.26)$$

El valor de  $\sigma'_{3max}$  se estima en función al tipo de problema que se desea analizar, tales como túneles o taludes. Para el caso particular de los taludes, Hoek et. al (2002) propusieron una expresión para estimar el valor de  $\sigma'_{3max}$ , basándose en una amplia gama de resultados para diferentes geometrías y propiedades de macizos rocosos utilizando el método de rotura de Bishop. La expresión que se propuso es la siguiente:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left[ \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right]^{-0.91} \quad (3.27)$$

Donde H es la altura del talud y  $\sigma'_{cm}$  es la resistencia global del macizo rocoso, el cual se expresa mediante la siguiente relación:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (3.28)$$

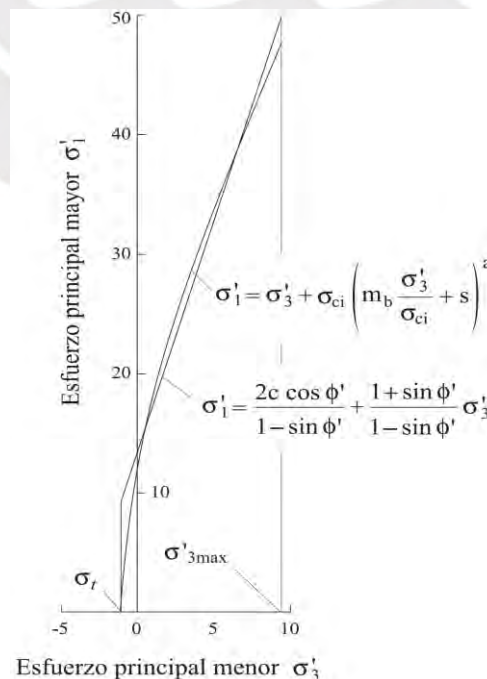


Figura 3.11. Criterios de falla de Hoek - Brown y Mohr - Coulomb (Hoek et al. 2002)

### 3.4. TIPOS DE SUPERFICIE DE FALLA

Los deslizamientos por rotura representan una zona o superficie en la cual se producen movimientos de masas formadas por diferentes tipos de materiales, tales como rocas, suelos, rellenos o combinaciones de los mismos. Las roturas se pueden producir progresivamente, por medio de roturas locales hasta generarse una rotura generalizada o global. También se pueden producir roturas súbitas, las cuales resultan más peligrosas debido a que la falla se produce sin presentar ningún signo de deterioro. Los tipos de rotura que se producen en los taludes rocosos son rotura plana, rotura tipo cuña y rotura por volteo (Figura 3.12). Los dos primeros tipos de rotura se producen por deslizamientos en uno o dos planos de discontinuidad que afloran en el talud, mientras que el tercer tipo de rotura se produce por movimientos relativos de bloques segmentados por planos de discontinuidad preexistentes. Por otro lado, para taludes compuestos por suelo, depósitos sedimentarios o roca muy fracturada, se producirá una superficie de falla rotacional que generalmente se asume como circular.

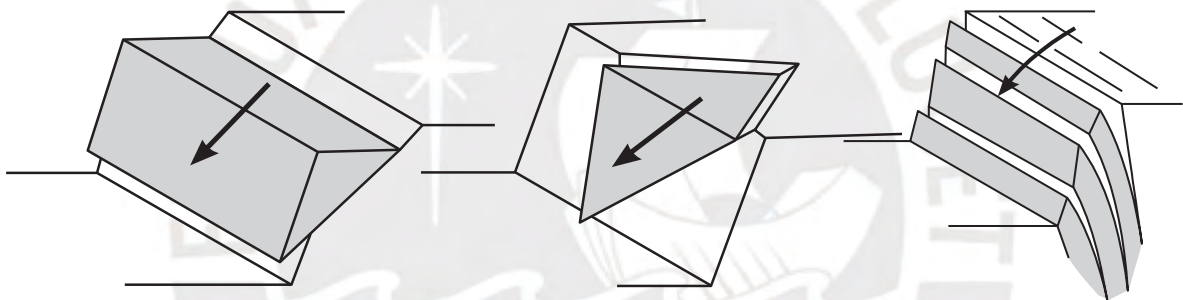


Figura 3.12. Falla plana (izquierda), falla tipo cuña (centro) y falla por volteo (derecha).  
(Wyllie and Mah, 2004)

#### 3.4.1. Superficie de falla planar

##### 3.4.1.1. Rotura plana

Se produce a través de una superficie plana debido a la presencia de una única discontinuidad que buza en el mismo sentido que la cara del talud. Para que se propicie la falla plana, se debe cumplir lo siguiente:

1. El buzamiento del talud debe ser mayor que el buzamiento de la discontinuidad ( $\Psi_f > \Psi_p$ ). Caso contrario, el talud será cinemáticamente estable.
2. Las direcciones de buzamiento del talud y de la discontinuidad deben ser paralelos o casi paralelos ( $|\alpha_p - \alpha_f| < 20^\circ$ ).
3. El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que el ángulo de fricción de la discontinuidad ( $\Psi_p > \Phi_p$ ).

4. La falla potencial debe estar limitada por superficies laterales que no aportan estabilidad. Además, se debe propiciar grieta de tracción en la corona del talud.

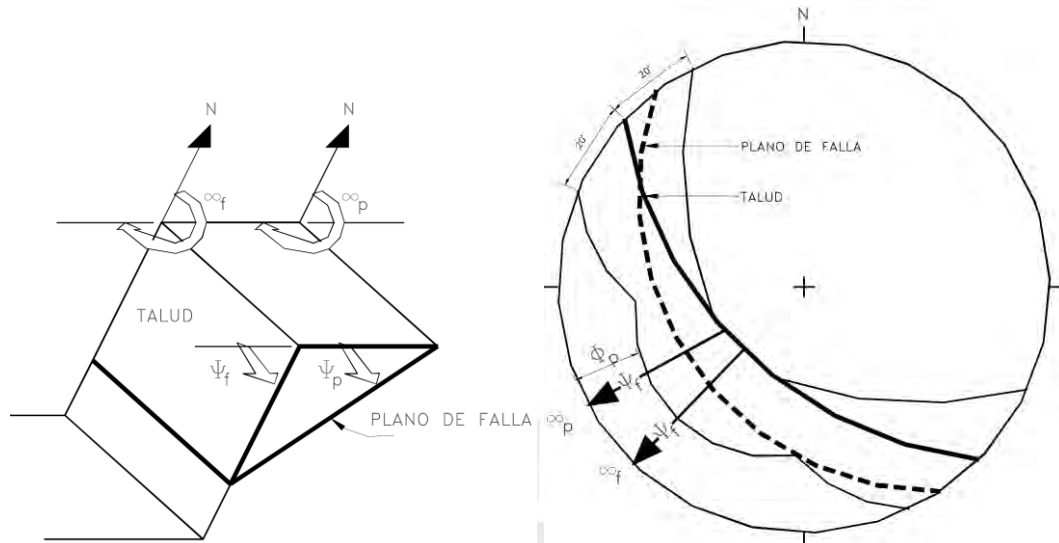


Figura 3.13. Esquema de talud y proyección estereográfica de falla planar (Jaime Suarez, 1998).

En caso haya una contribución adicional de resistencia por cohesión, puede que esta nueva componente evite la falla planar aun cumpliéndose las condiciones detalladas anteriormente. Por el contrario, en caso exista una fuerza desequilibrante adicional como el empuje hidrostático, la estabilidad no estará asegurada a pesar de que el ángulo de fricción ( $\Phi_p$ ) sea mayor al buzamiento de la discontinuidad ( $\Psi_p$ ), aun incluso se disponga de resistencia adicional por cohesión. Si un talud está propenso a fallar, uno de los primeros síntomas es la aparición de grietas de tracción o grietas por afloramiento directo de la discontinuidad sobre el terreno natural.

#### 3.4.1.2. Rotura por cuña

Este tipo de rotura se produce en la intersección de dos familias de planos de discontinuidad de diferente orientación. Para que se propicie la falla tipo cuña se debe cumplir lo siguiente:

1. El buzamiento del talud debe ser mayor que el buzamiento de la línea de intersección generada por los planos de discontinuidad ( $\Psi_f > \Psi_i$ ).
2. La parte inferior de la línea de intersección de las discontinuidades que generan la cuña debe aflorar sobre la superficie del talud, arriba del pie.
3. El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de ambas superficies ( $\Psi_i > \Phi$ ).
4. La intersección de los planos proyectados estereográficamente debe estar dentro de la zona sombreada de la Figura 3.14.

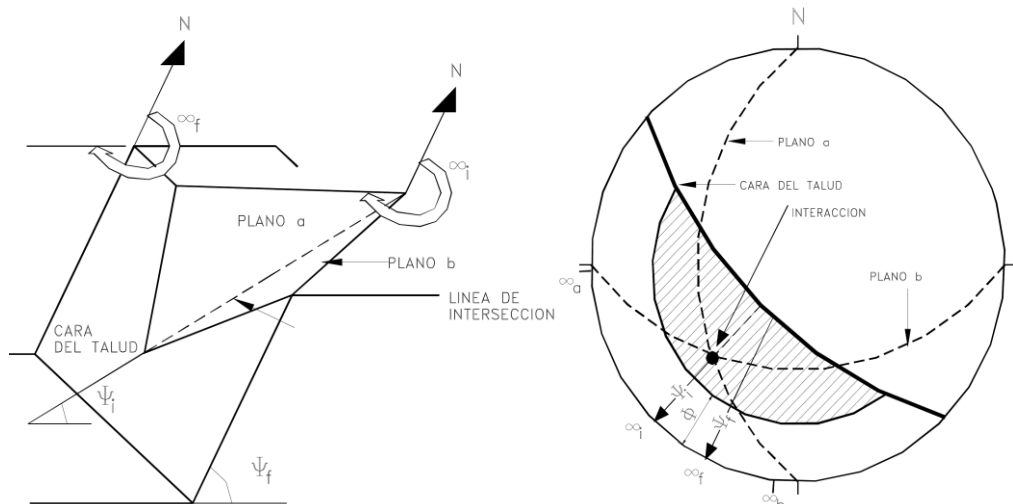


Figura 3.14. Esquema de talud y proyección estereográfica de falla en cuña (Jaime Suarez, 1998).

### 3.4.1.3. Rotura por vuelco

En este caso el buzamiento del plano de discontinuidad es contrario al buzamiento del talud, lo que provoca una división del macizo rocoso en bloques independientes que van cayendo por acción de la gravedad. Para que se propicie la falla por vuelco se debe cumplir lo siguiente:

1. El rumbo de las discontinuidades que limitan las capas debe ser aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En ningún caso la diferencia debe ser superior a  $10^\circ$  ( $|\alpha_p - \alpha_f| < 10^\circ$ ).
2. Se debe cumplir la siguiente relación:  $90 - \psi_f + \phi \leq \psi_p$

Gráficamente, la relación anterior equivale a que el polo del plano de la familia de discontinuidad se encuentre dentro de la región sombreada, según el análisis cinemático 3.15.

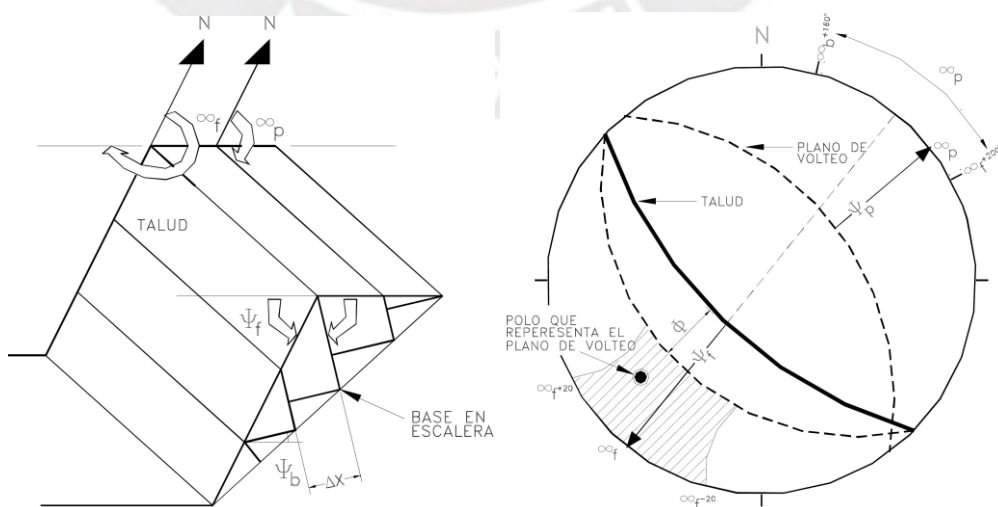


Figura 3.15. Esquema de talud y proyección estereográfica de falla por vuelco (Jaime Suarez, 1998).

### 3.4.2. Superficie de falla circular

Este tipo de rotura se da en taludes compuestos por suelo, depósitos sedimentarios y macizos rocosos de mala calidad, los cuales no siguen patrones de discontinuidad. La falla sigue una trayectoria circular a través de la línea de menor resistencia, desencadenando un deslizamiento rotacional. Para realizar el análisis de la falla circular se dispone de metodologías tales como métodos de ábacos y tablas, método del círculo de fricción, método de espiral logarítmica, el método de dovelas, entre otros. Dentro de los métodos mencionados, el método de dovelas goza de mayor aceptación debido a que brinda resultados más precisos, a diferencia de los otros métodos que solo brindan resultados aproximados, usados sobre todo para fines académicos. Dentro de la misma metodología de dovelas existentes diferentes autores, los cuales tienen diferentes consideraciones para resolver el sistema de ecuaciones el cual es indeterminado.

### 3.5. METODOLOGÍA DE EQUILIBRIO LÍMITE

El análisis de equilibrio límite es una metodología utilizada en el cálculo de estabilidad de taludes y de estructuras de contención. Este método se basa en modelar las fuerzas que actúan a lo largo del cuerpo o estructura rígida a fin de determinar la relación entre las fuerzas o momentos resistentes y las fuerzas o momentos actuantes. La relación de ambas sumatorias de fuerzas o momentos determinará una relación denominada factor de seguridad (Ec. 3.29).

$$FS = \frac{F_{Resistentes}}{F_{Desequilibrantes}} \quad (3.29)$$

En la actualidad, este método aún sigue vigente debido a su sencillez en el cálculo y porque los valores obtenidos son muy cercanos del valor real. Analíticamente el método de equilibrio límite se basa en ecuaciones lineales, por lo que es posible realizar análisis de regresión para aproximar parámetros de resistencia al corte de un talud cuando no se disponga de ensayos de laboratorio. Si la regresión se realiza sobre un talud que ha dado signos de estabilidad en el tiempo será posible aproximar el valor de la cohesión o ángulo de fricción, según el tipo de suelo que predomine en el talud, de tal manera de alcanzar, conservadoramente, un FS=1.00.

Además de los parámetros de resistencia al corte, en el análisis de estabilidad intervienen otras fuerzas que pueden alterar el equilibrio de los taludes. El efecto de estas fuerzas será la disminución del FS por medio de la reducción de las fuerzas resistentes y/o el aumento de las fuerzas desequilibrantes. Dentro de las fuerzas que causan este efecto se encuentran la presión de poros, el empuje dinámico del suelo y

el empuje lateral por sobrecargas variables. Si bien se puede afirmar que al obtener un FS mayor a uno se cumple el equilibrio de fuerzas, no necesariamente será el valor definitivo ya que, además, se deberá verificar que dicho valor sea mayor a los FS que exigen las normativas de referencia. En los casos donde la resistencia al corte del talud no sea el necesario para obtener un FS mínimo exigido por norma, se deberá incorporar estructuras de estabilización como muros de contención, mallas metálicas o pernos de anclaje modelados como fuerzas externas que se sumarán a las fuerzas resistentes de tal manera de alcanzar un factor de seguridad adecuado. Una vez que se haya superado los FS mínimos normativos, se garantizará que las fuerzas que se oponen al deslizamiento superarán en magnitud a las fuerzas que la inducen en una proporción adecuada para mitigar cualquier incertidumbre causada por alteración de muestra, variación en los ensayos de laboratorio, etc. La Tabla 3-14, muestra los factores de seguridad que se tomarán como referencia para el análisis de estabilidad de taludes según las recomendaciones de la AASHTO - LRFD, FHWA y NCHRP reporte 611 para fallas locales y falla global para los casos estático y pseudoestático.

Tabla 3-14. Factores de seguridad para estabilización de taludes en suelo y roca.

Tipo de falla	Coef.	Análisis estático	Análisis Pseudoestático
Falla local	FS <sub>l</sub>	1.500	1.300
Falla global	FS <sub>G</sub>	1.500	1.125

### 3.5.1. Método del bloque deslizable

El método del bloque deslizable es un caso de análisis por equilibrio límite, el cual se aplica para calcular la estabilidad de bloques definidos por planos de falla sometidos a cargas determinadas. Respecto de su aplicación en la geotecnia, este método es aplicado para analizar la estabilidad de macizos rocosos donde se asume que el cuerpo está delimitado por familias de discontinuidad, de tal manera que la masa susceptible a deslizar esté encima del plano de falla. Según la cantidad y orientación de los planos de falla que delimiten el bloque deslizable y la forma cómo actúan internamente las fuerzas sobre la superficie de falla, se deberá realizar un análisis específico. En caso la falla se produzca a lo largo de un solo plano o con la adición de una grieta de tracción en la corona del talud, la falla se denominará y se analizará como falla planar, mientras que si convergen dos planos de falla a lo largo de un mismo bloque se deberá realizar un análisis tipo cuña. Reemplazando los valores de estas fuerzas y tomando como ejes de descomposición vectorial la dirección paralela y perpendicular al plano de deslizamiento, la expresión del factor de seguridad (FS) se define de la siguiente manera:

$$FS = \frac{cA + W \cos[\Psi_p] \tan[\phi]}{W \sin[\Psi_p]} \quad (3.30)$$

El valor de  $\phi$  es el ángulo de fricción y  $c$  es la cohesión que se desarrolla a lo largo del plano de falla.  $A$  es el área de la superficie de la falla,  $W$  es el peso del bloque aplicado en su centroide y  $\Psi_p$  es ángulo de inclinación de la falla. La expresión anterior para determinar FS solo es válida para un escenario estático y en donde no se considere el empuje del agua. Los parámetros de resistencia al corte  $\phi$  y  $c$  desarrollan la fuerza de fricción y la fuerza de cohesión que se oponen al deslizamiento y hacen posible que el talud se encuentre estable. La fuerza de fricción es originada por la componente normal del peso respecto del plano de discontinuidad o de deslizamiento, mientras que la fuerza de cohesión es originada por la cohesión efectiva en la superficie de deslizamiento. Por otro lado, la fuerza que favorece el deslizamiento es aquella que proviene de la componente del peso, tangencial al plano de falla.

En los casos donde el talud presente nivel freático, se deberá incluir el efecto del empuje del agua (magnitudes que corresponden a  $U$  y  $V$  de la Figura 3.16). Incluir estas presiones intersticiales generará una reducción del valor de FS debido a que habrá una reducción de la fuerza normal y un incremento de la fuerza actuante en el bloque. La expresión del FS, incluyendo el efecto desequilibrante del empuje del agua, está dada definida en la Ec. 3.31.

$$FS = \frac{cA + (W \cos[\Psi_p] - U - V \sin[\Psi_p]) \tan[\phi]}{W \sin[\Psi_p] + V \cos[\Psi_p]} \quad (3.31)$$

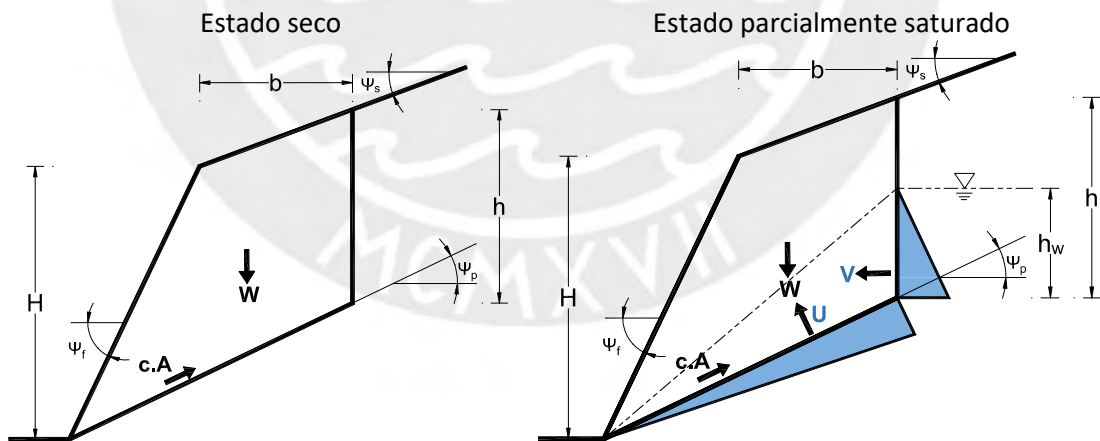


Figura 3.16. Diagrama de cuerpo libre de un bloque de talud ante una falla planar en estado seco y parcialmente saturado.

### 3.5.1.1. Efecto sísmico por medio del método pseudoestático

Para un adecuado comportamiento del talud será necesario, además del análisis estático, realizar un análisis sísmico. Para evaluar el comportamiento de un talud durante el sismo se utilizará el método de análisis pseudoestático en el cual se modela

el efecto desfavorable del sismo por medio de la adición de fuerzas inerciales horizontales y verticales. Se asume que estas fuerzas sísmicas son proporcionales al peso de la masa del bloque deslizante y a los coeficientes pseudoestáticos  $K_h = a_h/g$  y  $K_v = a_v/g$  (Figura 3.17), donde  $a_h$  y  $a_v$  se expresan como una fracción de la aceleración pico (PGA). El punto de aplicación de estas fuerzas inerciales se asume que pasa, conservadoramente, por el centro de gravedad del bloque. Si bien la fuerza pseudoestática se compone de una fuerza horizontal y otra vertical, es común que se desprece la fuerza vertical asumiendo un  $K_v \approx 0$ , mientras que la fracción horizontal del PGA ( $a_h$ ), utilizada para determinar  $K_h$ , quedará a criterio del diseñador. A pesar que conservadoramente se podría considerar un factor  $K_h$  utilizando todo el PGA, no es recomendable debido a que las aceleraciones máximas se registran por cortos períodos de tiempo generando fuerzas sísmicas de corta duración, las cuales cambian de dirección en cada instante. Por esta razón, existen criterios desarrollados para recomendar apropiados valores de  $K_h$  los cuales se basan en utilizar cierto porcentaje o fracción del PGA. La mayoría de las referencias como la FHWA (2003), Marcuson y Franklin (1983) y ASSHTO LRFD (2015) coinciden en que utilizar un valor de  $K_h$  equivalente al 50% de la aceleración pico o PGA es un valor apropiado para modelar las fuerzas pseudoestáticas. La expresión que considera la influencia de la acción sísmica en un estado parcialmente saturado será:

$$FS = \frac{cA + (W \cos[\Psi_p] - K_h W \sin[\Psi_p] - U - V \sin[\Psi_p]) \tan[\phi]}{W \sin[\Psi_p] + K_h W \cos[\Psi_p] + V \cos[\Psi_p]} \quad (3.32)$$

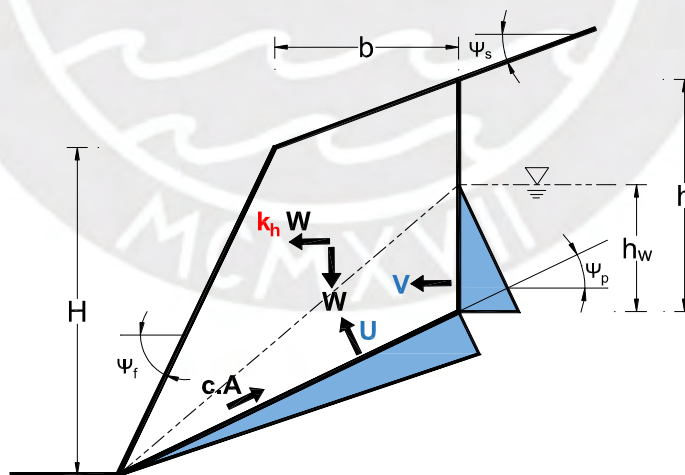


Figura 3.17. Diagrama de cuerpo libre de un bloque para análisis pseudoestático en un estado parcialmente saturado.

### 3.5.1.2. Contribución de elementos estructurales

Cuando se determina el factor de seguridad de un talud se deberá analizar dos situaciones: condición estática y condición pseudoestática. Si bien es probable que bajo

la condición estática se obtenga valores del  $FS > 1.00$ , solo garantizaría un equilibrio de fuerzas, lo cual explicaría por qué el talud no falla bajo cargas de servicio. Sin embargo, muchas veces el valor que se obtiene no es el suficiente para alcanzar la proporción adecuada que dicta los  $FS$  mínimos normativos. También se puede dar el caso en donde el  $FS$  obtenido del análisis estático sea mayor a uno ( $FS > 1.00$ ) e incluso supere los  $FS$  exigidos por norma, pero bajo condición pseudoestática no supere los  $FS$  mínimos. Estas situaciones serán motivo para denominar al talud como inestable y la respuesta para mitigar ese riesgo será considerar algún método de estabilización que atienda las deficiencias geométricas y geotécnicas del talud.

Los elementos estructurales que se utilizan en la estabilización de taludes trabajan a tensión y tienen dos efectos: proporcionan una fuerza resistente extra, tangencial al plano de falla y generar un incremento de la fuerza normal y, por consiguiente, en la fuerza de fricción. Un elemento estructural que trabaja a tensión se modela como una fuerza externa ( $T$ ) que incrementa el valor del Factor de Seguridad (Figura 3.18), debido a que la fuerza se descompone vectorialmente para aumentar las fuerzas resistentes y disminuir las fuerzas desequilibrantes. Finalmente, la ecuación que considera la contribución de un elemento estructura por medio de una fuerza externa, empuje hidrostático y fuerza inercial pseudoestática será:

$$FS = \frac{cA + (W \cos[\Psi_p] - K_h W \sin[\Psi_p] - U - V \sin[\Psi_p] + T \cos[\delta]) \tan[\phi]}{W \sin[\Psi_p] + K_h W \cos[\Psi_p] + V \cos[\Psi_p] - T \sin[\delta]} \quad (3.33)$$

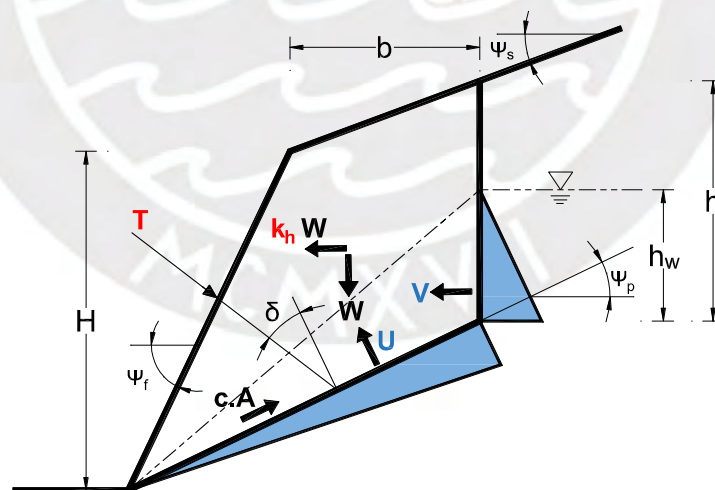


Figura 3.18. Diagrama de cuerpo libre de un bloque de talud parcialmente saturado para un análisis pseudoestático con la contribución de un elemento estructural.

### 3.5.2. Método de las dovelas

Este método se basa en segmentar la masa de talud susceptible a deslizar en tajadas verticales de ancho homogéneo ( $b$ ) (Figura 3.19). El número de dovelas dependerá de

la precisión requerida considerando que, a mayor número de dovelas, se conseguirá una mayor precisión. Debido a que este método no ofrece una solución analítica dado que el número de incógnitas supera la cantidad de ecuaciones que se puede plantear, los diferentes autores que han desarrollado este método plantean diversas consideraciones asumidas con la finalidad de eliminar incógnitas, lo cual hace que cada método se diferencie de otro. El método de dovelas considera el criterio de falla de Mohr - Coulomb y las ecuaciones de equilibrio para resolver el sistema de ecuaciones. Dentro de las ecuaciones disponibles están la sumatoria de fuerzas y momentos, respecto de un sistema de coordenadas y la expresión de Mohr - Coulomb presentada en la Ec. 3.23.

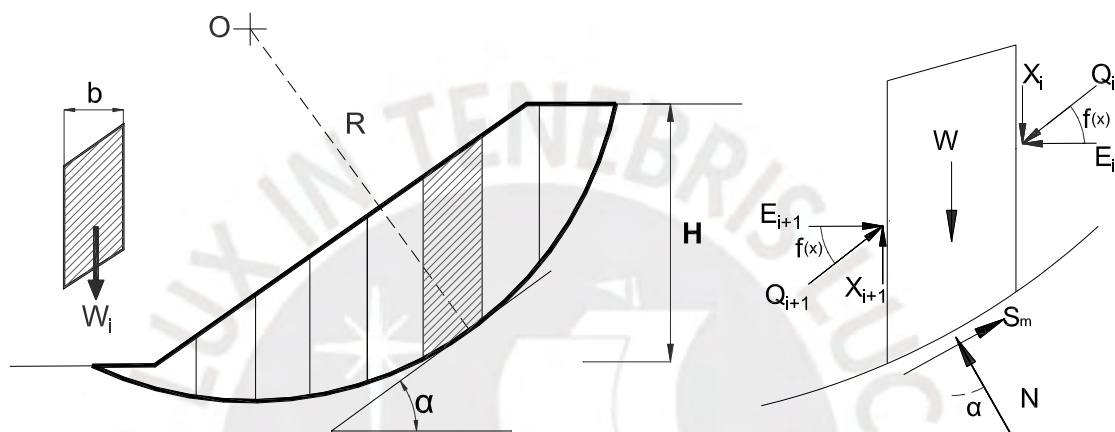


Figura 3.19. Esquema de segmentación del talud por el método de dovelas.

Los métodos de dovelas se clasifican, según los resultados obtenidos, en aproximados y precisos. Los métodos aproximados asumen determinadas fuerzas o componentes de fuerzas como nulas para reducir el número de incógnitas. Además, solo consideran superficies de fallas tipo circular. En este grupo se encuentra los siguientes métodos:

- Método ordinario o de Fellenius: Desprecia las fuerzas entre dovelas ( $Q=0$ ). Obtiene el FS por la sumatoria de fuerzas descompuestas respecto de la superficie de falla.
- Método de Bishop simplificado: Considera únicamente la componente horizontal de la fuerza entre dovelas ( $X=0$ ). Obtiene el FS por medio de sumatoria de momentos. El valor del FS se encuentra implícitamente en la ecuación, por lo que el valor final se obtiene por medio de iteraciones hasta encontrar la convergencia.
- Método de Janbu simplificado: Considera únicamente la componente horizontal de la fuerza entre dovelas ( $X=0$ ) para el cálculo de la fuerza normal, por lo que será la misma que la obtenida del método de Bishop. Analiza superficies no circulares y no satisface el equilibrio global de momentos. El método calcula un  $FS_0$  por medio del equilibrio de fuerzas, sin considerar fuerzas entre dovelas y, para incluir el efecto entre dovelas, se aplica un factor de corrección  $f_0$  de tal manera que  $FS=FS_0 \cdot f_0$ .

Los denominados métodos precisos satisfacen rigurosamente el equilibrio de fuerzas y momentos asumiendo determinadas orientaciones y puntos de aplicación de las fuerzas laterales entre dovelas. Además, pueden ser utilizados para modelar cualquier forma de superficie de falla. En este grupo se encuentran los siguientes métodos:

- Método de Spencer: Asume que la dirección de la fuerza resultante entre dovelas es constante ( $f(x)=\theta$ ). Resuelve totalmente el equilibrio de fuerzas y de momentos. Se obtiene dos FS, uno que proviene del equilibrio de fuerzas  $F_f$  y otro que proviene del equilibrio de momentos  $F_m$ . El FS final será el que se obtenga para cierto valor de  $\theta$  de tal manera que se cumpla que  $F_f=F_m$ .
- Método de Morgenstern - Price: Asume que la dirección de la fuerza resultante entre dovelas es descrita por una función matemática arbitraria ( $\lambda f(x)=X/E$ ). Resuelve totalmente el equilibrio de fuerzas y de momentos. Definida una función  $f(x)$  se calculan valores de  $\lambda$ ,  $F_f$  y  $F_m$  hasta que ambos factores sean iguales ( $F_f=F_m$ )

### 3.5.2.1. Método de Spencer (1967)

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de fuerzas. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas unas con otras, es decir, que tienen inclinación constante pero desconocida. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares, pero se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Se considera como un caso particular del método de Morgenstern y Price (1965) debido a que este último asume que la inclinación de la fuerza resultante entre dovelas varía a razón de una función arbitraria  $f(x)$ . Bishop (1955), definió el factor de seguridad (FS) como la relación entre la resistencia total al corte disponible ( $S$ ) en la superficie de deslizamiento y la resistencia necesaria para garantizar el equilibrio ( $S_m$ ).

$$FS = \frac{S}{S_m} \quad (3.34)$$

Además, se sabe que la resistencia total efectiva disponible ( $S$ ) está definida por la relación de Mohr - Coulomb presentada en la Ec. 3.23. Reemplazando en dicha expresión los parámetros de resistencia al corte y el valor de la normal, se obtiene la resistencia necesaria para garantizar el equilibrio, definida por la siguiente expresión:

$$S_m = \frac{c' b \sec \alpha}{FS} + (N - ub \sec \alpha) \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (3.35)$$

Tomando como referencia el diagrama de cuerpo libre presentado en la Figura 3.20, se realizará la descomposición de las fuerzas paralela y perpendicular al plano de

deslizamiento. Luego, las expresiones que se obtienen por la sumatoria de fuerzas en la dirección paralela ( $F_{//}$ ) y perpendicular ( $F_{\perp}$ ) al plano de falla serán:

$$\sum F_{//} = 0 \quad S_m = Q \cos(\alpha - \theta) + W \sin \alpha \quad (3.36)$$

$$\sum F_{\perp} = 0 \quad N = W \cos \alpha - Q \sin(\alpha - \theta) \quad (3.37)$$

Reemplazando los valores de  $S_m$  y  $N$  en la Ec. 3.38 y despejando apropiadamente el valor de la fuerza resultante entre dos dovelas ( $Q$ ), se obtiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{\frac{c'b \sec \alpha}{FS} + \frac{\tan \phi'}{FS} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ 1 + \frac{\tan \phi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (3.38)$$

Para que el talud sea estable cada dovela deberá permanecer en equilibrio. Analíticamente el equilibrio se garantiza si la suma vectorial de las fuerzas entre dovelas, así como sus respectivas componentes horizontal y vertical, son iguales a cero (Figura 3.20). Además, será necesario verificar que la sumatoria de momentos de las fuerzas entre dovelas, respecto de su centro de rotación también sea cero. Las tres relaciones de equilibrio se muestran a continuación:

$$\sum Q \cos \theta = 0 \quad \sum Q \sin \theta = 0 \quad \sum QR \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (3.39)$$

Los valores del FS obtenidos, utilizando la ecuación de equilibrio de fuerzas, se designan como  $FS_f$  y los obtenidos utilizando la ecuación de equilibrio de momentos, se designan como  $FS_m$ . Se deberá encontrar valores de FS y  $\theta$  de tal manera de cumplir las tres relaciones vectoriales de la Ec. 3.39. Dentro de todos los valores de  $FS_f$  y  $FS_m$  que satisfagan la condición anterior, para un conjunto de valores de  $\theta$ , el FS final será aquel que cumpla con la siguiente condición:

$$FS_f = FS_m \quad (3.40)$$

$W$  = peso de la dovela  
 $b$  = ancho de dovela  
 $Q$  = fuerza resultante entre dovelas  
 $S_m$  = fuerza tangencial a la superficie de falla  
 $N$  = fuerza normal a la superficie de falla  
 $\alpha$  = ángulo entre la fuerza normal y la fuerza vertical  
 $\theta$  = inclinación de la fuerza resultante  
 $R$  = brazo de palanca

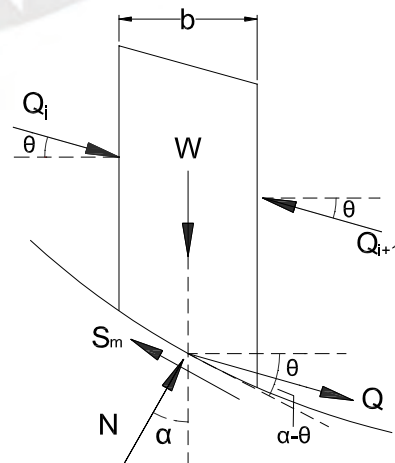


Figura 3.20. Diagrama de cuerpo libre de dovela según método de Spencer.

## **CAPÍTULO IV: ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN, CRITERIOS DE SELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN**

Una de las principales causas por la cual se origina inestabilidad en un talud es la presencia de potenciales superficies de falla. El movimiento relativo entre las capas de suelo y/o roca a lo largo de una superficie de falla son desencadenados o potenciados por presiones intersticiales, grietas de tracción, alteraciones en el talud natural como cortes y voladuras o por la presencia de un considerable ángulo de inclinación de la cara del talud, muy cercano a 90°. Otros motivos que producen inestabilidad son el exceso de presión de poros causado por niveles freáticos altos, ausencia de sistemas de drenaje y subdrenaje y la pérdida de resistencia friccionante debido a procesos de reptación e intemperismo.

Para contrarrestar las fuentes de vulnerabilidad mencionados anteriormente, el presente capítulo describirá alternativas de estabilización que mitiguen los diferentes tipos de falla de los sectores críticos presentados en el capítulo II. Si bien existen métodos de solución para estabilizar taludes en suelo y roca, los métodos de estabilización de taludes rocosos resultan más complejos que los taludes de suelo o depósitos sedimentarios debido a que el análisis geotécnico debe ser más especializado (análisis geomecánico y cinemático) y porque se debe implementar, en la mayoría de los casos, sistemas estructurales para garantizar la no ocurrencia de falla a lo largo de una discontinuidad.

Respecto a los tres sectores inestables descritos en el capítulo II, se puede concluir que el primer sector inestable está compuesto por material sedimentario aluvial, mientras que los dos sectores restantes están compuestos por macizos rocosos compuestos fundamentalmente por pizarras. Debido a la composición de cada sector, la solución para estabilizar cada tipo de talud dependerá del material que la compone. Para los taludes de material aluvial será necesario evaluar la reconformación o abatimiento de la superficie del talud mientras que, para los taludes de macizos rocosos, será necesario implementar elementos estructurales. Para los macizos rocosos se evaluará la alternativa la modificación geométrica con un enfoque de solución complementaria. Los sectores inestables 2 y 3 están conformados por taludes cuyo ángulo excede los 75° y alturas que superan los 30 m. Realizar modificaciones significativas en la geometría del talud con dichas características, conllevaría a que los corte causen alteraciones desencadenando la activación de superficies de fallas en las familias de discontinuidad preexistentes. Por esta razón, procesos de corte solo serán considerados para eliminación de fallas de cuñas superficiales, perfilado de la superficie y replanteo del trazo de vía. Debido a que los métodos tradicionales no son aplicables, se recurrirá a la

implementación de elementos estructurales que logren estabilizar el macizo rocoso sin alterar su configuración natural. Independientemente de la composición de los taludes de los tres sectores críticos (suelo, macizo rocoso o una mezcla de ambos materiales) será importante considerar un sistema de drenaje complementario a fin de disipar los efectos desfavorables del agua superficial o de escorrentía y agua subterránea generada por filtración, según sea el contexto hidrogeológico de la zona de estudio.

#### 4.1. Alternativas de estabilización para taludes en suelo

Respecto de las alternativas que se recomiendan para taludes compuestos por suelo o material sedimentario, se sugiere en primera instancia realizar modificaciones en la geometría de la superficie del talud por medio del abatimiento de la superficie debido a que es el método más frecuente. Sin embargo, existen otras alternativas de solución en caso no sea posible reducir el ángulo del talud, los cuales también pueden ser incorporadas como alternativas complementarias. A continuación, se mencionarán los métodos más recomendables para estabilizar taludes compuestos por suelo.

- Disminución de la pendiente

La modificación geométrica se basa en disminuir el ángulo de reposo de la cara del talud natural a una menos crítica, a fin de evitar potenciales deslizamientos. Si el talud excede una altura de 10m, resultaría poco conveniente realizar una disminución constante del talud, por lo que se deberá recurrir a un planteamiento de corte segmentado con descansos intermedios denominado banquetas, tal como se muestra en la Figura 4.1.

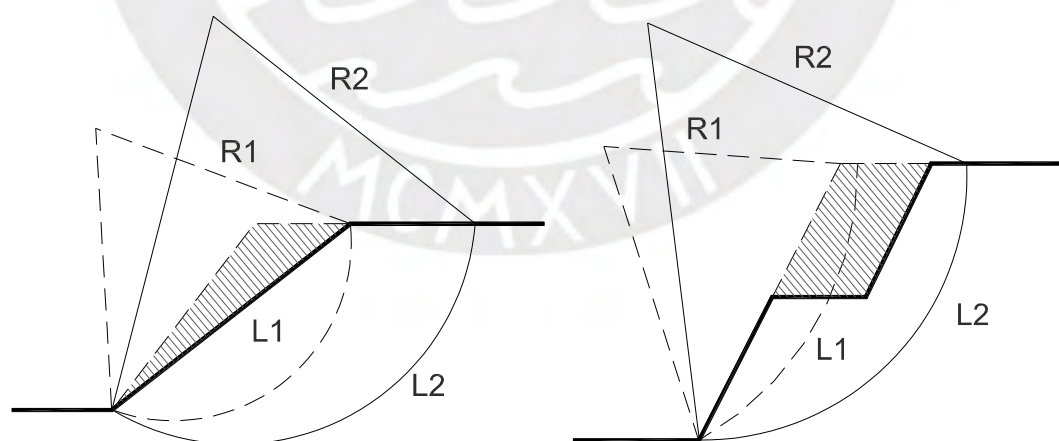


Figura 4.1. Reducción del ángulo natural y corte en banquetas.

La finalidad de reducir el ángulo del talud es incrementar el radio del círculo de falla profundizando la superficie de potencial deslizamiento hacia un estrato más compacto. La inclinación final del talud dependerá del tipo de material, de su granulometría y de su estructura. Suelos más competentes como roca sana o suelo granular denso podrán

asumir una mayor pendiente que los suelos menos competentes como las arenas finas o suelo cohesivo. La Tabla 4-1 ha sido elaborada por la Asociación de carreteras de Japón con la finalidad de recomendar rangos para pendientes de taludes de corte según el tipo de suelo, sus propiedades y rangos de alturas. Por medio de esta referencia se podrá optar por la pendiente más apropiada según las características del material aluvial del sector inestable 1: Km 669+410 al Km 669+510.

Tabla 4-1. Pendiente recomendada para talud en corte (Asociación de carreteras de Japón, 1984)

Tipo de Material	Propiedad	Altura	Pendiente recomendada
Roca Sana	-	-	0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda	Roca fracturada	-	0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa y SP	-	1.5H:1V a 2H:1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5 m	0.8H:1V a 1H:1V
		5 m a 10 m	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5 m	1H:1V a 1.2H:1V
		5 m a 10 m	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Denso	Menos de 10 m	0.8H:1V a 1H:1V
		10 m a 15 m	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 10 m	1H:1V a 1.2H:1V
		10 m a 15 m	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos	-	0 a 10 m	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelo cohesivo mezclado con masa de roca o bloques	-	Menos de 5 m	1H:1V a 1.2H:1V
		5 m a 10 m	1.2H:1V a 1.5H:1V

- Construcción de banquetas

Las banquetas o bermas constituyen descansos intermedios que segmentan un talud en graderías a fin de lograr mayor estabilidad global. Se debe incorporar el uso de banquetas cuando la altura y la inclinación del talud signifiquen una amenaza para lograr la estabilidad, cuando se presente estratos con características diferentes, cuando el talud natural tenga un cambio de pendiente o cuando se quiera mitigar altas velocidades de escorrentía a lo largo de la cara del talud que generarían procesos de erosión. Dependiendo del tipo de material o la función que desempeñarán, las banquetas deberán proyectarse con un ancho entre 1 a 3 m. Si bien las banquetas son proyectadas para aliviar esfuerzos, los descansos que se generan pueden ser aprovechados como área de trabajo de partidas posteriores o como base de una posterior estructura de contención. Las cotas de las banquetas deberán posicionarse de tal manera que los taludes segmentados tengan alturas entre 5 a 10 m de altura. Toda configuración deberá ser respaldada por un análisis de estabilidad global.

Respecto del manejo de aguas superficiales, en zonas donde se registran importantes precipitaciones, es recomendable construir banquetas con pendientes entre 2% a 5% de tal manera de conducir el flujo hacia una zanja ubicada en el pie del talud del siguiente nivel. Las respectivas pendientes de las banquetas y de los taludes conducirán el agua por gravedad hacia las zanjas, tal como se muestra en la Figura 4.2. La figura también ilustra las diferentes pendientes que pueden asumir los taludes, según el material constituyente de cada estrato.

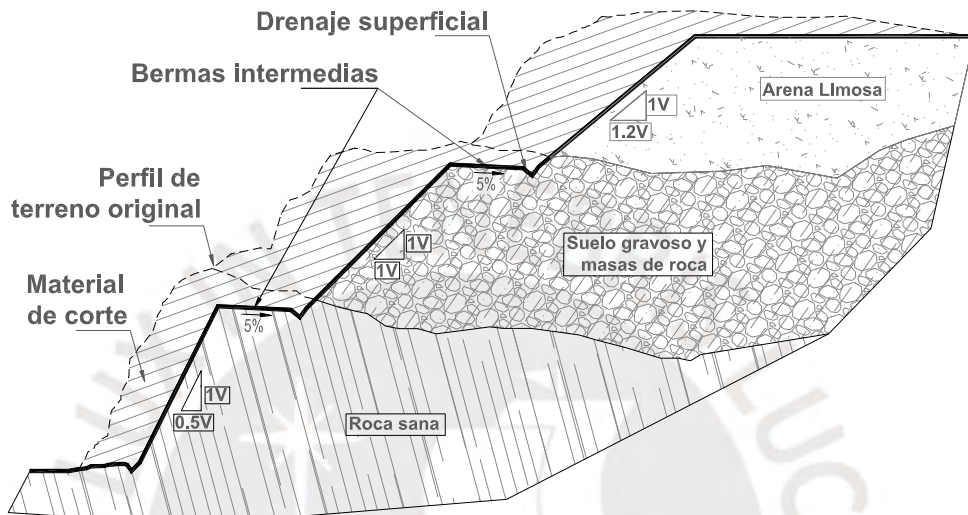


Figura 4.2. Reconformación de la superficie del talud por medio de banquetas.

En general, se recomienda utilizar banquetas en las siguientes situaciones:

1. Cuando hay un punto de cambio de pendiente.
  2. Cuando hay un cambio de las propiedades del material o estratificación.
  3. Cuando se necesite una base adecuada para cimentar una estructura.
  4. Para reducir procesos de erosión debido a velocidades altas de escorrentía.
  5. Para conformar zonas de inspección, reparación y mantenimiento.
- Corte en la cresta del talud

Realizar el corte de la cabeza del talud es un método de estabilización que busca disminuir las fuerzas desequilibrantes al descargar parte de la masa deslizable. Tal como se aprecia en la Figura 4.3, generalmente se excava la cresta del talud debido a que esta masa de suelo ejerce una sobrecarga sobre la masa resistente. Las dimensiones del corte serán definidas por un análisis de estabilidad, el cual deberá verificar que dicho corte sea el suficiente para lograr la estabilidad global del talud. El efecto favorable de extraer volumen de material es la reducción de los esfuerzos desequilibrantes y el incremento del radio del círculo de rotación generando que la superficie de falla se movilice a un estrato más profundo. Dado que la eliminación de

material en la parte superior del talud reduce las sobrecargas, la nueva configuración de las fuerzas actuantes se reducirán cuantificándose en un incremento del factor de seguridad. Este método se aplica generalmente para estabilizar taludes en donde ya existe una superficie de falla activa en la cresta o en donde se desea retirar material suelto o poco consolidado. Su aplicación se puede extender a taludes compuestos por macizos rocosos para estabilizar las crestas de los taludes cuando afloran líneas de grietas de tracción.

- Colocación material en el pie del talud

Este método se basa en colocar un contrapeso compactado, en la zona del pie del talud, cuyo volumen esté en un rango de 1/3 a 1/2 de la masa potencialmente deslizable. Este método se contrapone al corte de cresta del talud pues incorpora material para incrementar las fuerzas resistentes que se oponen al deslizamiento. Sin embargo, ambos métodos pueden funcionar de manera complementaria en caso se opte por colocar, en el pie del talud, un contrapeso cuyo origen sea el material de corte de la cabeza del talud. El método es efectivo cuando la falla que gobierna el talud es de tipo pie. El contrapeso del suelo compactado genera una traba mecánica propiciando que la superficie de menor resistencia pase por debajo del contrapeso incrementando el radio de rotación y el factor de seguridad. Por el contrario, si la falla que gobierna el talud es determinada como profunda, no se recomienda usar este método debido a que el contrapeso no impedirá la activación de la superficie de falla, tal como se muestra en la Figura 4.3. El material destinado al contrapeso puede ser relleno granular, pedraplén o enrocado. También es común el uso de estructuras como muros de gaviones o muros de suelo reforzado, los cuales se instalan parcialmente enterrados al terreno para genera una llave de corte.

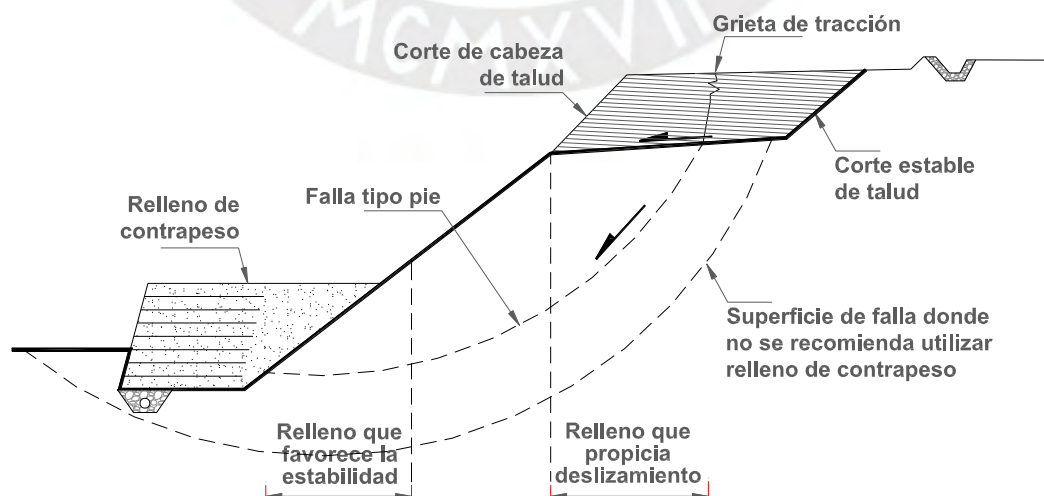


Figura 4.3. Estabilización por medio de corte de la cabeza del talud y colocación de material de contrapeso al pie del talud.

- Estructuras de contención

Los elementos de contención son estructuras que resisten los empujes activos del suelo natural, rellenos o roca, los cuales encapsulan el material y evitan su deslizamiento (Figura 4.4). Según el mecanismo de sostenimiento, los muros pueden ser de tipo cantilever o funcionar a gravedad. Los muros tipo cantilever están compuestos por concreto armado en forma de placa a lo largo del talud, los cuales transmiten las fuerzas hacia la fundación por medio de su cimentación. Los muros a gravedad están compuestos por material masivo competente como concreto ciclópeo, enrocado o suelo reforzado. Su geometría y peso deben ser el suficiente para resistir los empujes activos y evitar deslizamientos del material a contener. Para el caso de los muros de concreto, existen muros que trabajan a semigravedad, los cuales están compuestos con concreto simple parcialmente reforzados a fin de reducir las dimensiones del muro.

Según el tipo de deformación que presenten, los sistemas de contención pueden ser rígidos o flexibles. Las estructuras rígidas se caracterizan por no presentar deformaciones importantes incluso si están cerca del colapso. Generalmente están compuestos por concreto ya sea concreto armado, concreto simple o concreto ciclópeo. Los sistemas flexibles, por su parte, se caracterizan por presentar deformaciones importantes antes de colapsar. A lo largo de su vida útil, pueden sufrir deformación por creep sin que ello genere fallas en su estructura. Estos sistemas funcionan generalmente a gravedad y están compuestos por rocas, gaviones o suelo reforzado con geosintéticos. En general, todos los sistemas de contención deben incorporar un sistema de drenaje compatible para liberar posibles filtraciones y no generar presiones intersticiales

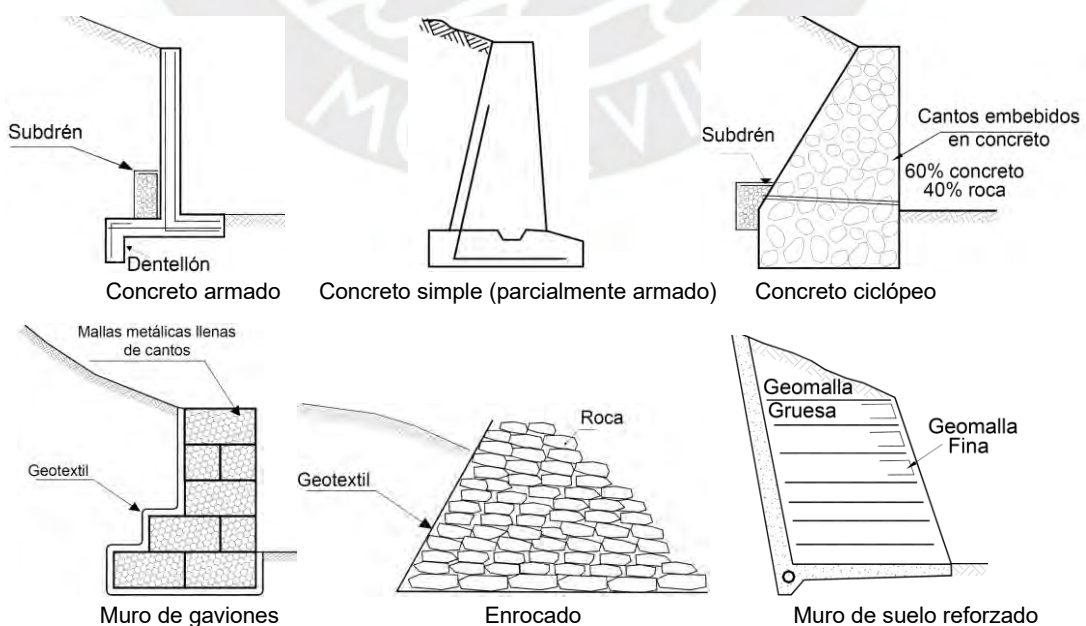


Figura 4.4. Sistemas de contención para estabilización de taludes (Suarez, 2009)

- Elementos de drenaje

Los sistemas de drenaje y subdrenaje constituyen métodos preventivos para el control de agua superficial y subterránea, respectivamente. La función de estos elementos es captar, conducir y dirigir flujos de escorrentía o flujos que percolan a través del talud. Los sistemas de drenaje superficial previenen problemas de erosión, cárcavas y socavación en el pie del talud. Los sistemas de subdrenaje disipan la presión de poros, la cual representa una fuerza desequilibrante, evita la expansión del material y gestiona el flujo de fuentes hidrológicas. Según la interacción del flujo con el talud, las soluciones pueden abarcar canales de concreto y cunetas convencionales, escaleras hidráulicas o elementos de impermeabilización. Dentro de los elementos de drenaje y subdrenaje incluidos en la estabilización de taludes se tiene las siguientes alternativas:

- Drenaje superficial de coronación
- Cuneta tipo zanja
- Subdrén de penetración horizontal
- Subdrén trapezoidal
- Subdrén rectangular
- Colchones drenantes
- Subdrén tipo pantalla

La Figura 4.5 esquematiza las soluciones de drenaje y subdrenaje mencionados anteriormente.

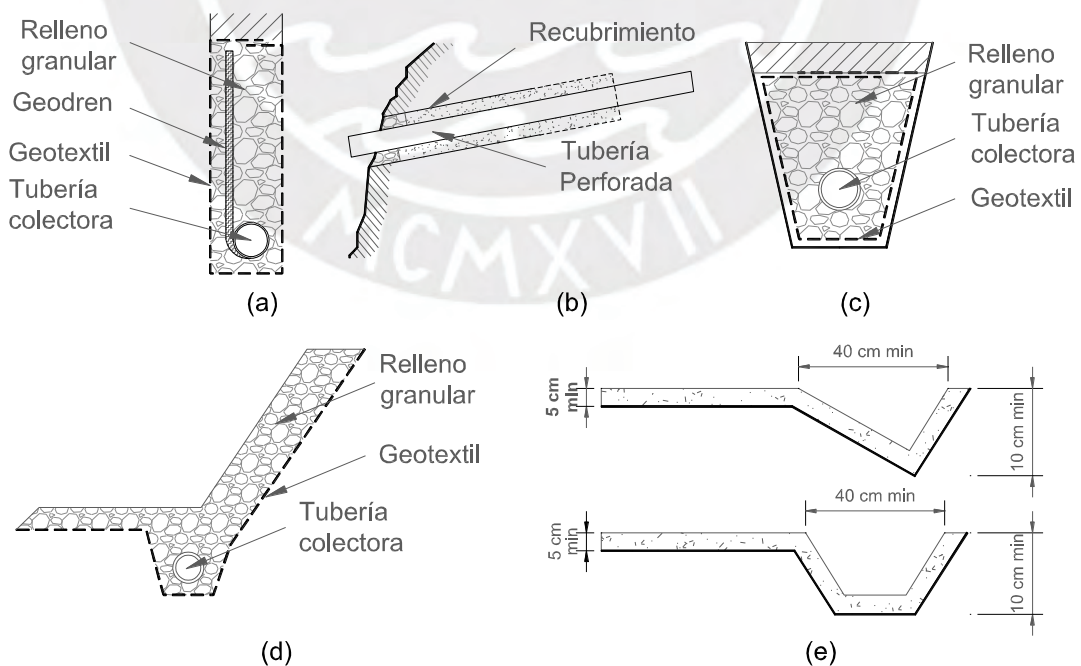


Figura 4.5. Sistemas de drenaje: (a) Subdrén para estructura de contención (b) Subdrén horizontal (c) Subdrén tipo zanja (d) Subdrén tipo pantalla y colchón de drenaje (e) Drenaje superficial de coronación y cuneta tipo zanja.

Finalmente, la Figura 4.6 muestra un esquema general de las soluciones de estabilización detalladas anteriormente aplicadas a un talud conformado por macizo rocoso y material sedimentario. Los sistemas de estabilización están segmentados en 4 sectores con sus respectivos sistemas de drenaje, los cuales serán descritos de forma ascendente en función a su cota.

- El primer sector está estabilizado por un muro de suelo reforzado como elemento de contención y contrapeso. Como medida de prevención se ha incorporado un sistema de subdrenaje compuesto por un colchón drenante y un subdrén tipo pantalla. El subdrén tipo pantalla es utilizado para proteger el relleno estructural de posibles filtraciones que puedan causar presión de poros. En caso de propiciarse alguna filtración serán captados por el subdrén y conducidos a lo largo del colchón drenante hasta una saliente.
- El segundo sector está estabilizado por un sistema de banquetas con pendientes apropiadas, según el tipo de suelo, complementado por un drenaje de coronación y cuneta tipo canal en la zona de descanso entre banquetas. Además, en el pie del talud inferior cuenta con un dren tipo zanja, el cual está conectado a un subdrén horizontal que capta filtraciones del macizo rocoso, evitando que el suelo que conforma los taludes se sature.
- El tercer sector está estabilizado por un muro de concreto armado cantiléver con su respectivo sistema de drenaje compuesto por un subdrén rectangular detrás del muro. En este caso el muro de concreto armado sirve para encapsular el material de relleno usado para la conformación de la vía.
- Por último, el cuarto sector, compuesto por un macizo rocoso, está estabilizado por medio del corte de la cabeza del talud y por medio de la reducción de la pendiente natural. La solución se complementa con un subdrén horizontal que capta filtraciones del macizo rocoso derivándola a una cuneta de concreto a lo largo del pie del talud.

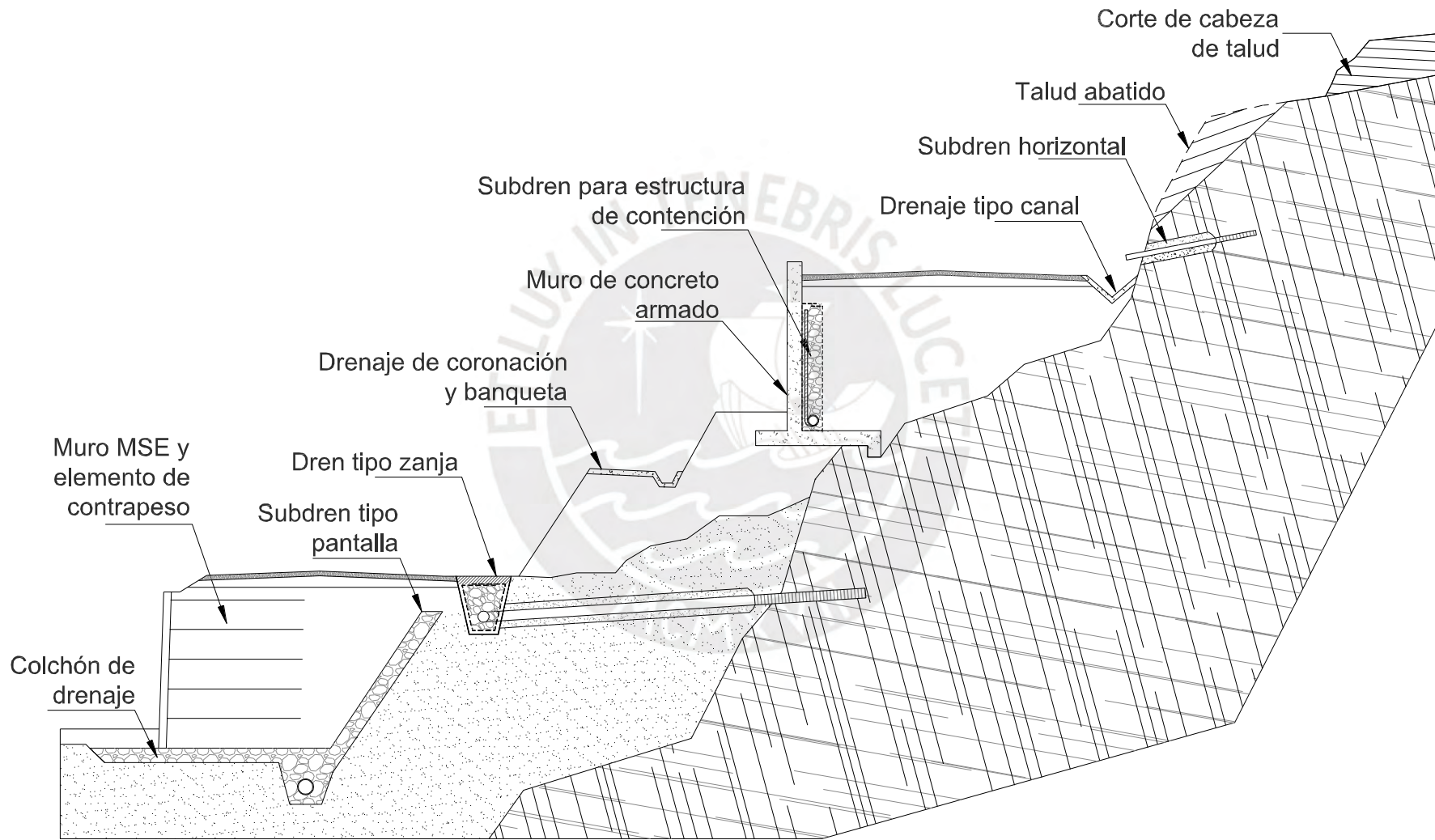


Figura 4.6. Sistemas de estabilización y control de aguas para taludes suelo y macizo rocoso.

#### **4.2. Alternativas de estabilización para macizos rocoso**

A diferencia de los taludes compuestos por suelos, los taludes de macizo rocoso son estructuras conformadas por bloques rígidos segmentados por familias de discontinuidades. Excepto las rocas muy fracturadas, desintegradas y altamente foliadas, los macizos rocosos vulnerables deberán estabilizarse respetando su configuración inicial. Salvo pequeños desquinces de bloques menores y corte en la cresta del talud, no es recomendable realizar una modificación total de la superficie del talud ya que podría desencadenar la activación de superficies de falla. Además, el tamaño de los bloques dificultaría los procesos de corte, por lo que forzar un desquinche de una masa considerable podría conllevar a tener un efecto desfavorable. Por esa razón, para la estabilización de un macizo rocoso, es más factible recurrir a la incorporación de elementos estructurales que proporcionen tensión a la matriz natural de la roca manteniendo la integridad estructural del talud.

Dentro de las soluciones de estabilización disponibles, existen aquellas donde su aplicación puede prescindir de un diseño de respaldo dado a que se prioriza la calidad en la ejecución, debido a que la solución se encuentra estandarizada. Por ejemplo, el concreto lanzado o shotcrete es una solución muy recurrente, sobre todo en el sector minero. Esta solución de basa en expulsar concreto fluido directamente sobre la cara del talud o sobre un revestimiento previo como una malla electrosoldada. Si bien se deberá determinar el espesor de protección, lo que más interesa son los métodos de ejecución y la calidad de mezcla. Así también se podría mencionar otros métodos como el desquinche de bloques, barras de concreto reforzado y apoyos de concreto. La incorporación de estos métodos dependerá de una correcta inspección en campo para determinar puntos adecuados de aplicación tales como bloques con probabilidad de desplome, zonas de pérdida de material para que sean recuperadas por medio de bloques de concreto o zonas en donde se pueda propiciar fallas planas menores que puedan ser evitadas por medio cuñas de concreto reforzada. Por el contrario, existe otro grupo de soluciones donde sí se requerirá de un diseño de respaldo pues constituyen elementos estructurales de acero y/o concreto cuyas dimensiones y resistencia dependerán de las características geomecánicas del talud y solicitaciones de carga.

Las soluciones de estabilización se pueden clasificar en función al tipo de protección que atienden: estabilidad superficial, estabilidad global o mitigación de riesgo. Las soluciones que atienden la falla superficial son aquellos que recubren la superficie de la cara del talud con la finalidad de contener los medianos y pequeños bloques originados por fallas locales situados en los primeros metros de espesor del talud. La malla de

acero y las geomallas biaxiales son ejemplos de este tipo de soluciones. Las soluciones que atienden la falla global son sistemas que generalmente atraviesan el cuerpo del talud, para proporcionar tensión radial y servir como nexo entre bloques separados por planos de falla, impidiendo deslizamiento relativo entre ellos. Dentro de los sistemas que atienden la falla global se encuentran los cables tensados, micropilotes, pernos de anclajes con bulbo y soil nailing. Si bien los dos grupos mencionados garantizan la no ocurrencia de un tipo determinado de falla, es común implementar sistemas mixtos eligiendo un sistema de cada tipo para que trabajen en conjunto. Además, no es recurrente encontrar taludes en donde predomine solo un tipo de falla. Por último, los sistemas de mitigación de riesgo son aquellos que no acatan la fuente del problema, sino que la gestionan a fin de atenuar sus efectos. Por ejemplo, las barreras dinámicas no impiden la caída de bloques de roca, pero mitigan su efecto interrumpiendo su trayectoria y amortiguando su energía cinética y potencial acumulada. Si bien existen diferencias entre las soluciones planteadas para un talud de suelo y un talud de macizo rocoso, lo común en ambas situaciones es la incorporación de sistemas de drenaje en zonas de lluvia frecuente o con alguna fuente hidrológica que causen la elevación del nivel freático. Para el caso de los macizos rocosos es común utilizar subdrenes horizontales insertados al talud por medio de perforaciones.

Las Figuras 4.7. y 4.8 muestran dos esquemas donde se presenta las alternativas de estabilización descritas anteriormente.

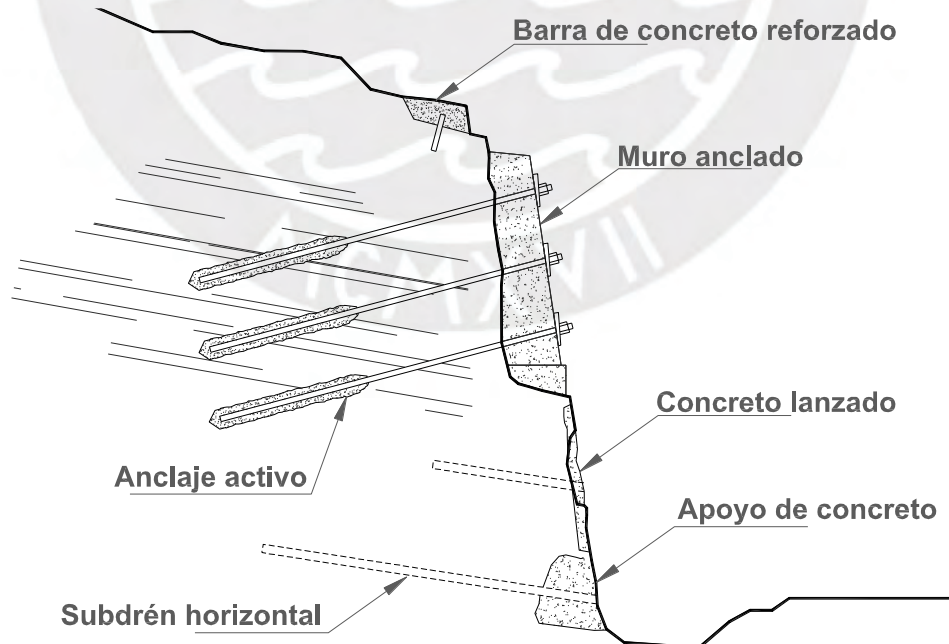


Figura 4.7. Elementos estructurales para taludes de macizo rocoso.

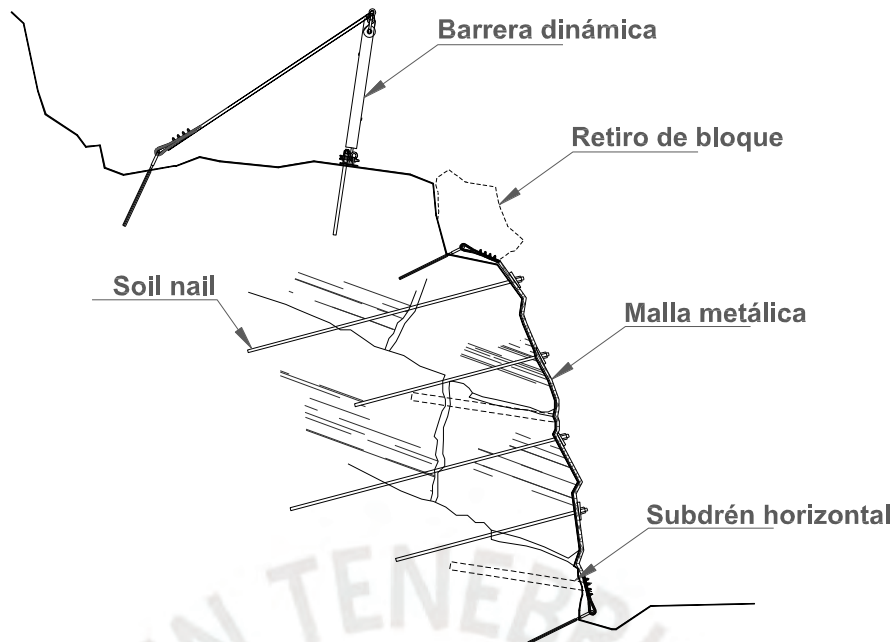


Figura 4.8. Elementos estructurales para la estabilización y mitigación de riesgo.

#### 4.3. Selección de las alternativas de solución

Para seleccionar la solución más apropiada en la estabilización de los taludes compuestos por suelo sedimentario o por macizo rocoso será necesario contextualizar algunos criterios que ayuden a descartar algunas soluciones, hasta encontrar una que satisfaga las exigencias geométricas y constructivas, y que estén respaldadas por un diseño sólido. Dentro de los criterios se detallan las siguientes demandas:

- Solución que estabilice el talud integralmente. Se debe tener en cuenta que la solución no debe atacar zonas puntuales o parciales, sino que debe garantizar una continuidad a lo largo de toda la superficie libre del talud a estabilizar.
- Solución sencilla de instalar. Debido a que la zona de análisis presenta taludes abruptos, todas las alternativas van a tener ciertos desafíos en el momento de implementar la solución en obra. Por esta razón, se recomienda que la solución sea prefabricada. El que sea prefabricada implica que sea montada en obra sin la necesidad de un armado laborioso. Lo que se busca en este criterio es que la solución evite ejecutar partidas preliminares como encofrados o preparación de mezclas en campo.
- Solución capaz de instalarse en reducidos anchos de trabajo. La instalación de la solución deberá tener en cuenta que su área de trabajo será el ancho de la carretera, cuya calzada mide un promedio de 7 m. No se dispondrá de más espacio debido a que pasado el ancho de vía se encuentra un talud inferior colindante con el río Santa.

- Solución que permita el libre drenaje. Es importante atenuar los efectos de la presión intersticial debido a precipitaciones y/o fuentes hidrológicas.
- Solución que estabilice la falla global del talud. La solución debe garantizar la no ocurrencia de una falla global, ya sea traslacional o rotacional, ya que se debe garantizar la integridad de la carretera.
- Solución que estabilice las fallas superficiales. Es importante que se garantice la no ocurrencia de las fallas superficiales ya que la pérdida continua de material correspondiente a la fachada del talud podría desencadenar una posible falla más profunda. Por esa razón, se debe garantizar que el material sedimentario o macizo rocoso no pierda confinamiento y no desarrolle nuevas líneas de fallas o discontinuidades.
- Solución que goce de confiabilidad y aceptación. La solución debe tener antecedentes en proyectos similares comprobados satisfactoriamente. Además, se debe garantizar su desempeño por medio de certificados de calidad.
- Solución con un respaldo sólido de diseño. La solución deberá estar sustentada por un diseño que permita garantizar que se haya tenido en cuenta todas las solicitaciones y sobrecargas a la cual va a estar sometido los taludes. Además, los diseños deberán estar respaldados por una metodología de cálculo, normativas nacionales o normativas internacionales que el MTC considere como válidas (Normas americanas y/o Código Europeo).
- Solución compatible con otras. En caso sea necesario se podría implementar dos soluciones en simultaneo para contrarrestar diferentes estados de falla. Es importante que ambas soluciones brinden diferentes estados tensionales, sean geoméricamente compatibles y puedan garantizar la estabilidad de los taludes de manera conjunta.

En base a los criterios definidos anteriormente se concluye lo siguiente:

Para la estabilización del material sedimentario, predominante en el sector inestable 1, lo más recomendable será abatir la pendiente en función al tipo de material constituyente, según las recomendaciones de la Tabla 4.1. Debido a que se trata de un talud superior a la vía, no será posible incorporar elementos estructurales como muros de concreto armado o muros de suelo reforzado pues implicaría invadir considerablemente el talud natural (al menos el 70% de la altura del muro a proyectar) incrementando la probabilidad de propiciar una falla global en el proceso de corte. Generalmente, esas soluciones son factibles en los taludes inferiores a la vía a fin de ganar un mayor ancho de calzada o para replantear nuevos trazos de vía sin generar

taludes con rellenos masivos. La solución de la modificación de la pendiente será complementada con la incorporación de sistemas de drenaje superficial de coronación y cunetas tipo zanja para la correcta circulación del flujo de agua de escorrentía. Para esto, se deberá especificar la pendiente en las baquetas y las dimensiones de la zanja colectora.

Para estabilizar taludes compuestos por macizos rocosos, predominantes en los sectores inestables 2 y 3, se tendrá en cuenta los dos tipos de falla que se pueden propiciar: falla global y falla local. Tal como se mencionó en el punto 4.2, los sistemas estructurales solo atienden un tipo particular de falla, por lo que atenuar ambos mecanismos implicará la elección de un sistema mixto y compatible.

La elección de los sistemas se dará por medio de una puntuación. Se asignará un punto a cada posible solución por cada criterio que cumpla. Las soluciones que más criterios satisfagan, para el caso de falla superficial y global, serán las seleccionadas. En caso de empate se considerará los antecedentes y utilización de las soluciones en proyectos similares, costos de los sistemas, tiempos de importación, flete, etc de tal manera de seleccionar la más conveniente. Dentro de la lista no se considerará soluciones puntuales como apoyos de concreto, barras de concreto reforzado o desquinche de bloques debido a que corresponden a soluciones complementarias cuyo uso está limitado a zona específicas. También se está omitiendo las barreras dinámicas debido a que representan una solución de mitigación de riesgo, mas no es una solución de estabilización de talud.

Tabla 4-2. Criterios para la selección de las alternativas de solución

Criterios de selección de la alternativa más apropiada y alternativas a evaluar	Protección en toda la cara del talud	No requiere la necesidad de estructuras de apoyo como muro de concreto, viga de arrioste, etc.	Instalación en reducido ancho de trabajo	Permite libre drenaje	Estabilización global	Estabilización superficial	Certificación de calidad	Ingeniería de respaldo	Instalación compatible con otros sistemas	Total
Alternativas para estabilización superficial										
Concreto lanzado (Shotcrete)	x					x	x	x	x	5
Muro de concreto			x			x	x	x	x	5
Mallas metálicas	x	x	x	x		x	x	x	x	8
Alternativas para estabilización global										
Micropilote	x		x	x			x	x		4
Sistema de anclaje con bulbo	x		x	x	x		x	x	x	7
Cables tensados	x		x	x	x		x	x	x	7
Pernos de anclaje (Soil Nailing)	x	x	x	x	x		x	x	x	8

Tal como se muestra en la Tabla 4-2, se ha cuantificado la factibilidad de cada sistema de estabilización para determinar la alternativa que cumpla las exigencias del proyecto. Debido a que hay dos tipos de falla que contrarrestar, las soluciones se han separado, según el tipo de estabilización que atiende, para facilitar la selección de los sistemas por cada modo de falla. Como se busca una solución integral, las alternativas seleccionadas, según el puntaje alcanzado, serán: malla metálica de alta resistencia, para evitar fallas superficiales y pernos de anclaje, para evitar una falla global.

Respecto de las alternativas de estabilización superficial, podemos notar que la malla metálica de alta resistencia cumple con todos los criterios descritos anteriormente. Esta solución protegerá toda el área del talud que sea declarado vulnerable a través de elementos prefabricados ensamblados in situ. El sistema se basa en desenrollar paños de 3.5 m de ancho de malla metálica, desde la parte más alta del sector de talud vulnerable, a lo largo de una línea horizontal superior de cable perimetral, unido a cada paño por medio de clip de presión. Estos cables, a su vez, están sujetos y tensionados por medio de anclajes de cabeza flexible en los extremos (punto inicial y final del cable) y en puntos intermedios. Los paños de malla se colocan garantizando una cobertura del 100% y se conectan entre sí por medio de clips a lo largo de toda su longitud. Una vez completado el desarrollo de los paños, se procede a instalar los cables perimetrales verticales para cerrar el área de protección. No necesita ningún tipo de encofrado y se adapta perfectamente el sistema de anclajes pasivos, los cuales transmitirán tensión a la malla a través de las placas de sujeción. De esta manera, la zona de protección quedará tensionada impidiendo que cualquier bloque superficial, con una falla definida, caiga sobre la vía. La resistencia de la malla será determinada por medio de un diseño, el cual comprobará los estados de tensiones a la cual va a estar sometida la malla, asociado a un determinado patrón de anclaje. Por esta razón, el diseño definirá la resistencia de la malla y la distribución del patrón de anclaje mas no la longitud del perno, dado que dicha longitud será definida posteriormente en el análisis global del talud.

Las demás soluciones han sido descartadas fundamentalmente por la fuerte pendiente de los taludes, necesidad de un área de trabajo que excede el disponible o necesidad de estructuras de apoyo como muro de concreto, viga de arriostre, etc. Por ejemplo, los muros anclados se construyen conformando anillos de concreto hasta cubrir el área a proteger; sin embargo, son inviables para cubrir áreas considerables de talud con un relieve sinuoso e irregular, debido a su naturaleza rígida. Además, para anclar adecuadamente los anillos de concreto, será necesario anclajes con bulbo con un patrón

más denso de pernos que los utilizados para anclar una malla metálica. Considerando que la instalación de los anclajes representa la partida más costosa, el muro anclado económicamente tampoco sería viable. Por su parte, el éxito del concreto lanzado o Shotcrete depende considerablemente de la fuerza con que se proyecta la mezcla sobre la cara del talud. Debido a que es importante que toda la superficie vulnerable sea reforzada con Shotcrete, la solución no es recomendable en zonas donde hay presencia de niveles freáticos altos o fuentes de agua que puedan percolar a través de la roca fracturada, ya que éstas serán atrapadas por la cáscara rígida de concreto ocasionando un incremento de presiones que no podrán ser disipadas. Llegará el momento en que la presión superará la resistencia tensional de la cáscara rígida produciéndose una ruptura abrupta del concreto y la falla del talud.

Respecto de las alternativas de estabilización global, podemos notar que el sistema de pernos de anclaje cumple con todos los criterios descritos anteriormente. A diferencia de las alternativas de estabilización superficial, donde los puntajes son más contundentes, se puede concluir que, salvo los micropilotes, todos los sistemas son recomendables, debido a que atienden las exigencias del proyecto. Estos sistemas proporcionan los mismos beneficios mecánicos de resistencia, ya que todos son modelados como elementos de tensión que interceptan la superficie de falla. En ese sentido, la decisión final irá de la mano con seleccionar un sistema que sea compatible geoméricamente con la malla metálica y cuyas cargas de trabajo se encuentren en rangos adecuados. Además, se requiere un sistema estructural que prevenga nuevos planos de falla e impida la activación dinámica de fallas preexistentes. Por esa razón, se elegirá el sistema de pernos pasivos debido a que es el más adecuado para estabilizar taludes con fallas poco profundas y cuyas fallas potenciales aún no se han activado o se encuentran en equilibrio mientras no se produzca un evento que rompa su estado estacionario. A diferencia de las otras alternativas, la instalación de los pernos pasivos, al no considerar bulbos, implicará un menor costo comparado a los anclajes activos debido a que el tipo de inyección que se aplicará serán por procesos de gravedad.

Los anclajes activos son usados cuando se requiere que los pernos trabajen de manera inmediata a altas cargas de trabajo, por lo que necesitarán de un bulbo, en su parte posterior, para garantizar el desarrollo de altas tensiones. Generalmente los sistemas con bulbo son utilizados para controlar al máximo las deformaciones y desplazamientos laterales. En esos casos, sí es necesario que el anclaje trabaje en todo momento para evitar que las fallas sigan activando el deslizamiento de otros bloques ubicados en capas

más profundas. También son aplicados en situaciones donde la línea de menor resistencia del talud se localiza a grandes profundidades, por lo que el bulbo será necesario para que el anclaje no falle por arrancamiento debido a gran cantidad de masa que deberá soportar. Respecto de los anclajes de cables tensados también son considerados activos y su aplicación es factible cuando se desea suministrar al sistema altas de cargas de trabajo o cuando se desea empotrar sistemas rígidos como muros de concreto. Por esa razón, son comúnmente usados para anclar muros de corte de obras de infraestructura. Su aplicación se extiende al proceso de pretensado y postensado de estructuras de concreto armado, estribos de puente y estructuras metálicas. Su conexión mecánica en la cabeza del anclaje considera acopladores con cuñas de sujeción para bloquear el anclaje durante el proceso de postensado ejecutado con gatas hidráulicas. Dadas las características geométricas y de instalación de la cabeza del anclaje, el sistema será incompatible con la malla metálica seleccionada previamente. En cambio, los soil nails utilizan tuercas de ajuste para tensar y transferir la carga del perno hacia la placa de sujeción y malla metálica (Figura 4.9). Por último, los micropilotes, si bien son sistemas que proporcionan tensión, su uso está destinado fundamentalmente para mejorar las características de capacidad portante de fundaciones constituidas por estratos cohesivos, suelos finos saturados o suelos con problemas de licuación. También son usados para densificar suelos blandos los cuales serán sometidos a cargas importantes que puedan generar asentamientos diferenciales excesivos.

#### **4.4. Descripción de los sistemas de estabilización en macizos rocosos.**

##### **4.4.1. Estabilización superficial: malla metálica de alta resistencia**

El sistema de malla de alta resistencia está destinado a estabilizar taludes abruptos, compuestos por material no consolidado y rocas. Su finalidad es contener el material disgregado o meteorizado y bloques de roca con riesgo de deslizamiento. La malla está constituida por alambre de alto límite elástico y va sujeta al terreno mediante anclajes para suelo o roca, respetando un patrón definido por diseño. La unión de los anclajes y la malla se da mediante una placa que forma parte de la cabeza del mismo anclaje. La región del talud reforzada por la malla está delimitada por cables perimetrales, los cuales están sujetos al terreno por medio de anclajes espirales de cabeza flexible. Cuando la extensión de la zona a reforzar supere un ancho de 40 m, se deberán incluir anclajes intermedios de cabeza flexible para garantizar una adecuada tensión del cable perimetral. Una vez que la malla haya sido desarrollada, conectada con los cables

perimetrales, conectada con otros paños adyacentes y correctamente anclada, comenzará a trabajar para prevenir deformaciones y deslizamientos de material.

#### 4.4.1.1. Componentes del sistema

- Malla metálica de alta resistencia: La malla de alta resistencia está hecha de alambre de 3 mm de diámetro ( $d$ ) compuesto de acero al carbón de alto límite elástico con una resistencia a la ruptura por tensión de  $1770 \text{ N/mm}^2$ . El alambre es suficientemente resistente para poder estirarse sobre las aristas vivas de la roca sin presentar ningún daño, debido a que presenta características homogéneas, con una capacidad de carga de  $150 \text{ kN/m}$  en la dirección principal de resistencia (eje longitudinal). La geometría de la malla es tridimensional en forma romboidal ( $x \cdot y = 83 \cdot 143 \text{ mm}$  ( $\pm 3\%$ )), cuya circunferencia inscrita ( $D_i$ ) en cada rombo mide  $65 \text{ mm}$ , el cual genera una orientación general de la malla ( $\xi$ ) de  $49^\circ$ . Un paño estándar mide  $3.5 \text{ m}$  de ancho por  $30 \text{ m}$  de largo, el cual tiene una densidad de patrón romboidal por  $\text{m}^2$  de  $n_q = 12 \text{ uds/m}$  y  $n_l = 7 \text{ uds/m}$ , con un peso de  $1.65 \text{ kg/m}^2$ . Cuenta con un recubrimiento contra la corrosión cuya composición está a base de una aleación al 95% de Zinc y 5% de Aluminio y una densidad de  $150 \text{ g/cm}^2$ . Debido a las características geométricas de cada rollo, la cobertura total se logra uniendo cada paño con clips de sujeción.

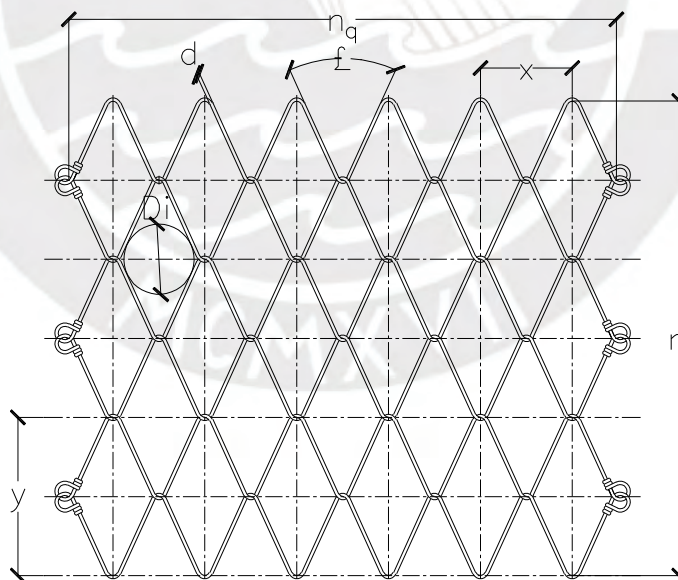


Figura 4.9. Malla de alta resistencia 65/3mm (Geobrugg, 2010)

- Placa de sujeción: Placa de geometría romboidal cuyos ejes miden  $33 \text{ cm} \times 20.5 \text{ cm}$  con un espesor de  $10 \text{ mm}$ . La placa está constituida por acero inoxidable con un peso de  $2.2 \text{ kg}$  y una resistencia a la flexión mayor a  $2.5 \text{ kN.m}$ . Su función es garantizar la óptima transmisión de carga de los anclajes hacia la malla por medio de un

pretensado que ejerce la tuerca, ubicada en la cabeza del anclaje, cuya fuerza de pretensión varía entre 30 kN y 50 kN. La placa de fijación cuenta con dientes de 20 mm que sobresalen para amarrar a la malla y terreno a través de la fuerza de pretensado.

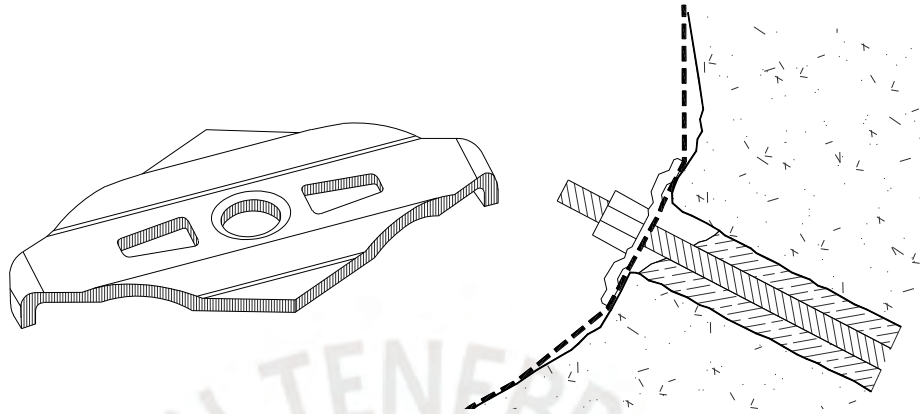


Figura 4.10. Placa de sujeción y pretensión del sistema (Geobrugg, 2010)

- **Cable perimetral:** Elemento longitudinal que se emplea para asegurar la malla a lo largo del perímetro del área de talud a reforzar. Los cables están compuestos de acero, con un diámetro de 12 mm, cuya fuerza mínima de rotura es de 91 kN. Estos cables se distribuyen en sentido horizontal como vertical a lo largo de todo el perímetro de protección. El cable perimetral horizontal superior sirve de guía de amarre en el proceso de desenrollar los paños de malla metálica. Los cuatro sectores de cable (2 verticales y 2 horizontales) estarán conectados al terreno por medio de anclajes tipo espiral de cabeza flexible, uno a cada extremo. El procedimiento consta en rodear el cable a través de la cabeza flexible del anclaje y sellar ambos cables por medio de 4 sujetacables, tal como se muestra en la Figura 4.11. En cada intersección de cable perimetral horizontal y vertical se deberá instalar un perno de anclaje y placa de sujeción para asegurar la intersección.

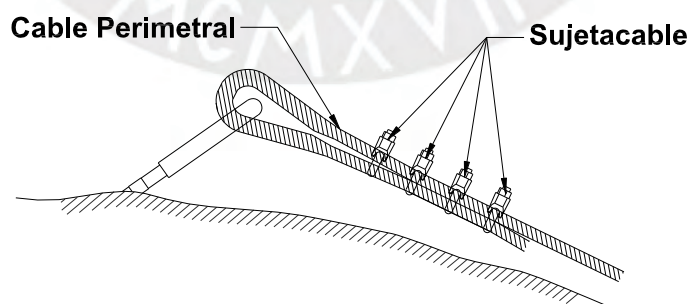


Figura 4.11. Conexión cable perimetral al anclaje de cabeza flexible (Geobrugg, 2010)

- **Anclaje de cable doble espiral de cabeza flexible:** Anclajes complementarios que se emplean en los extremos del contorno de la zona a estabilizar y en puntos intermedio, en caso se necesite, para arriostrar y tensar los cables perimetrales. Los anclajes

cuentan con un diámetro de 10.5 mm, cuya carga de trabajo es de 100 kN. Su longitud depende del tipo de terreno, pero generalmente está en el rango de 2 a 3 m.

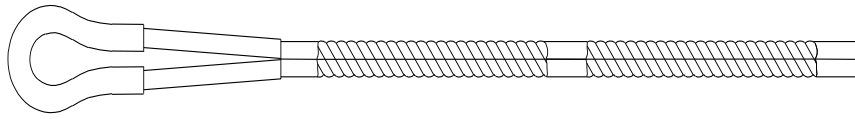


Figura 4.12. Anclaje de cable doble espiral de cabeza flexible. (Geobruigg, 2010)

- **Accesorios de conexión:** Estos corresponden a los Clip de unión y garra de presión. Por un lado, los Clip son uniones que se disponen a lo largo de dos paños de malla adyacentes, uno por cada rombo conectado. Por otro lado, las garras de presión son elementos de conexión que sirven para fijar la malla metálica con el cable perimetral. Generalmente se agrega una garra por cada tres rombos. En taludes irregulares, donde el cable perimetral no tiene contacto con el talud, se debe fijar el cable a la malla cada dos rombos.

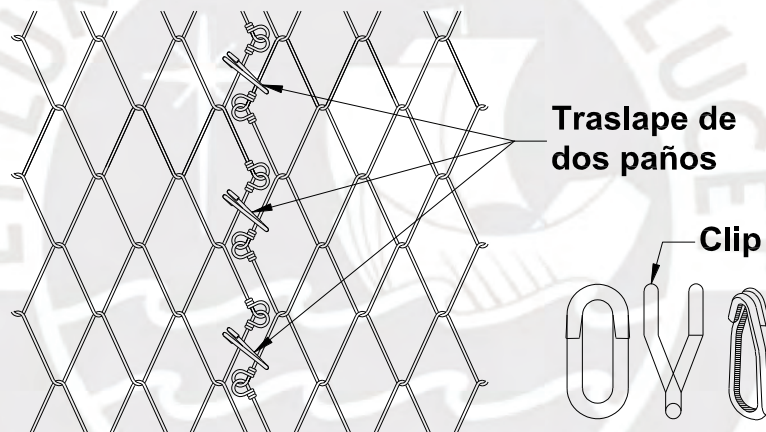


Figura 4.13. Conexión entre mallas a través de clips (Geobruigg, 2010)

#### 4.4.1.2. Mecanismos de falla

La malla de alta resistencia es uno de los componentes del sistema integral de estabilización del macizo rocoso. Su función será garantizar la no ocurrencia de falla superficial. La falla superficial es aquella que se produce en los primeros metros del talud debido a desprendimientos de material no consolidado o por la fisura de material meteorizado. En ese sentido, la malla de alta resistencia ejerce tensión sobre la superficie del talud por medio del torque de ajuste aplicado sobre la placa de sujeción y los pernos de anclaje. Este torque hace que la placa ejerza tensión sobre la malla y trabaje para evitar cualquier desprendimiento local. La selección de la calidad de la malla metálica debe estar orientada en mitigar los siguientes mecanismos de tipos de falla:

- Falla superficial paralela al talud: Es aquella que se propicia entre la capa superficial del talud y el siguiente estrato. Si la capa superficial tiende a deslizarse sobre un material más firme, debe estabilizarse como una sola masa mediante anclajes y tensada superficialmente por la malla metálica. La malla deberá contener la masa delimitada por el patrón de anclaje ( $a \times 2b$ ). Si esta falla se propicia la malla deberá desarrollar su resistencia a la tracción ( $Z_m=150 \text{ kN/m}$ )
- Falla local entre anclajes: El sistema de anclajes es dimensionado para detener los deslizamientos globales del talud, sin embargo, también previenen las inestabilidades locales en conjunto con la malla metálica. Estas fallas corresponden a deslizamientos puntuales de material entre dos filas consecutivas de anclajes. Si se genera una falla local entre anclajes la malla metálica deberá desarrollar, en la zona inferior su capacidad de soporte al cortante ( $P_R= 90\text{kN}$ ) y, en la parte superior, deberá desarrollar su capacidad de soporte frente a esfuerzos paralelos al talud ( $Z_R= 30\text{kN}$ ).
- Falla por punzonamiento: Este mecanismo de falla mide la resistencia al corte de la malla metálica debido a la presión que ejerce la superficie de la placa de sujeción y la fuerza de empuje que ejerce la cuña de material. La resistencia al punzonamiento de la malla dependerá del número de alambres que cubra la placa de sujeción, la cual será determinada por medio de ensayos para cada tipo de placa ( $D_R=180 \text{ kN}$ ).

#### **4.4.2. Estabilización global: sistema de pernos de anclaje**

El sistema de anclaje es un conjunto de elementos longitudinales que trabajan estructuralmente para transmitir tensión circundante a lo largo de toda su extensión. Estos elementos se distribuyen a lo largo de la superficie del talud por medio de un patrón definido en el análisis de estabilidad global. El anclaje tiene como objetivo sostener y reforzar las masas de rocas generando un nexo mecánico entre bloques segmentados con la finalidad de mantener la integridad estructural del macizo. A nivel de análisis, los pernos de anclaje son modelados como fuerzas externas que se suman a las fuerzas resistentes para estabilizar un bloque vulnerable evitando que deslice sobre su plano de falla. Para realizar un adecuado modelado del sistema de anclaje será importante tener un conocimiento preciso de las características geomecánicas del macizo rocoso, particularmente en lo referente a las familias de discontinuidades y a su arreglo espacial. Con dicha información se podrá realizar un análisis estereográfico para determinar si el buzamiento de la falla predominante tiene una orientación favorable o desfavorable respecto del buzamiento de la cara del talud. Solo en los casos en donde el buzamiento de la falla sea desfavorable, será necesario implementar un sistema de anclaje para evitar la formación de cuñas de bloques deslizables.

Los sistemas de anclaje se pueden clasificar según su geometría, según el nivel de carga inicial, según su vida útil de servicio y según el método de inyección. Según su geometría, los anclajes o soil nail se pueden clasificar por medio de diámetros estandarizados, los cuales están asociados a determinadas cargas de trabajo. Los diámetros típicos de estos elementos son: 25 mm, 28 mm y 30 mm. Según el nivel de carga inicial, los anclajes pueden ser activos o pasivos. Los anclajes activos son elementos pre tensionados por medio de cilindros hidráulicos poco tiempo después de su instalación. Las cargas de tensado generalmente están en el orden del 60% al 90% de la carga de trabajo del anclaje, lo cual permite que aporte resistencia a la estructura del talud desde el primer instante de servicio. Los anclajes pasivos son elementos que están sometidos a tensiones del orden del 10% de su carga de trabajo. Desarrollan toda su carga cuando el macizo rocoso experimenta movimiento inminente, lo cual hace que la carga se active impidiendo el potencial desplazamiento. Según la vida útil de servicio, los anclajes pueden ser temporales, con una vida útil entre 1 a 3 años o permanentes, con una vida útil entre 75 y 100 años. Según el método de inyección, los anclajes pueden ser inyectados a gravedad, inyectados por medio de presión o por medio de un proceso de post - inyección (Figura 4.14). En general, el proceso de inyección es el recubrimiento que se le brinda al anclaje para cubrir el espacio entre el perno y el orificio de perforación con la finalidad de desarrollar adherencia entre la superficie del perno y la roca. La inyección por gravedad es el método de colocar mortero aprovechando la inclinación de la perforación. Es recomendable en rocas poco fracturadas donde el ángulo de inclinación del perno tenga más de 10°. La inyección a presión es el método de colocar mortero aplicando presiones mayores a 3.5 kg/cm<sup>2</sup> generando una zona de bulbo, debido a la expansión del diámetro de perforación ocupado por mortero expandido. Este proceso incrementa la resistencia al arrancamiento debido a que hay un aumento en la densidad de material que rodea al perno. Por último, el proceso post - inyectado es el proceso de colocar mortero en dos etapas. El proceso comienza con una inyección inicial de mortero colocado a gravedad. Luego se continúa con una segunda inyección a gran presión aplicada sobre la primera capa endurecida. La segunda capa de inyección propiciará la fractura de la capa inicial y la desplazará radialmente a lo largo del perno abriéndose paso a través de las fisuras de la roca. El diámetro del bulbo se incrementará adoptando la forma de un cilindro con fracturas, cuyo diámetro promedio es, por lo menos, dos veces el de la perforación. Este proceso es el que proporciona la máxima adherencia debido a que, además de incrementar las dimensiones del bulbo al igual que la inyección a presión, genera trabas mecánicas entre mortero y roca incrementando aún más la resistencia al arrancamiento o pullout.

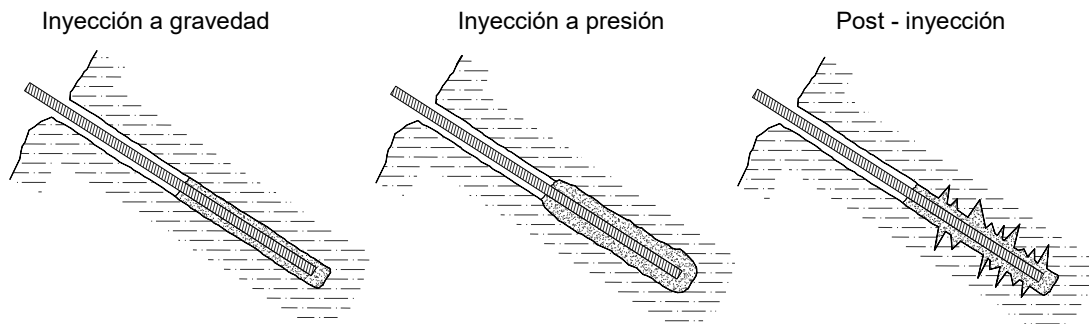


Figura 4.14. Métodos de inyección: por gravedad, a presión y post- inyección.

#### 4.4.2.1. Partes del sistema anclaje

Los pernos de anclaje constan de tres partes funcionales: cabeza de anclaje, zona libre, y longitud de empotramiento. Cada parte realiza un trabajo mecánico para lograr una adecuada transferencia de carga. Cada parte se describe a continuación:

- **Cabeza del anclaje:** Es la parte externa del anclaje la cual está compuesta por el segmento de perno sobresaliente, respecto de la cara del talud, la placa de sujeción y la tuerca. Tiene como función conectar mecánicamente el sistema de anclaje con el sistema de estabilización superficial. Esta conexión implica una transferencia de la fuerza de pretensión que inicialmente la tuerca aplica sobre la placa para que ésta, a su vez, genere tensión sobre el sistema de estabilización superficial (malla metálica).
- **Zona libre:** es la parte del anclaje localizada entre la cabeza del anclaje y el inicio de la longitud de empotramiento. Debido al proceso de inyección con mortero desarrolla adherencia en toda su longitud, lo cual hace posible la transferencia de esfuerzos cortantes a lo largo de la longitud libre del anclaje.
- **Longitud de empotramiento ( $L_P$ ):** es la parte del anclaje posterior a la zona libre, la cual se localiza detrás de la superficie de falla global del talud. Al igual que la zona libre, está recubierta con mortero para desarrollar adherencia entre el perno y el macizo rocoso, pero no necesariamente con el mismo método de inyección. La diferencia radica en que la adherencia que debe desarrollar la longitud de empotramiento debe ser tal que evite la falla por arrancamiento, además de transmitir esfuerzo cortante. Por esa razón, los anclajes activos requieren una inyección a presión en la zona de empotramiento para generar un bulbo que fije el anclaje y este pueda desarrollar carga de trabajo. En cambio, los anclajes pasivos generalmente mantienen una inyección uniforme debido a que su carga de trabajo está condicionada a la activación de un plano de falla.

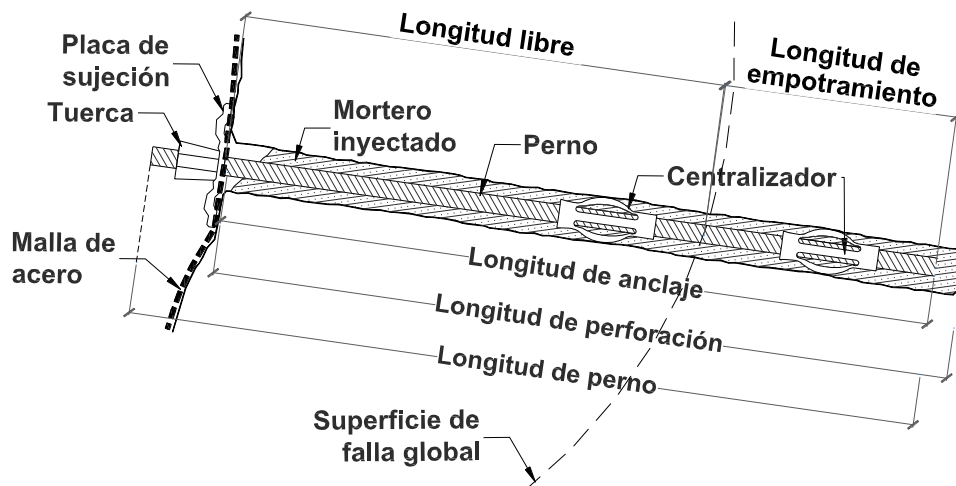


Figura 4.15. Partes del sistema de anclaje.

Adicionalmente a las partes descritas, existen elementos complementarios usados para facilitar los procesos de instalación y desarrollar de la mejor manera la adherencia necesaria. Estos elementos se describen a continuación:

- Mortero o lechada de cemento: mezcla compuesta de agua, cemento y arena fina menor a 2 mm con una proporción de agua/cemento comprendido entre 0.4 y 0.6, cuya dosificación dependerá de las características del talud. El mortero ingresará por inyección en la región comprendida entre la perforación y el perno para servir como recubrimiento. Cuando el mortero haya fraguado el anclaje desarrollará la adherencia necesaria para transferir esfuerzos cortantes. Para macizos rocosos muy fracturados, se realizará una inyección previa para sellar las discontinuidades y no perder mezcla.
- Centralizadores: elementos inertes que sirven para alinear correctamente los anclajes de tal manera que haya una repartición simétrica del mortero en todo el anclaje

#### 4.4.2.2. Mecanismos de falla del sistema de anclaje

Para un adecuado comportamiento del sistema, el diseño respectivo deberá analizar los mecanismos de falla que se puedan generar en un anclaje para garantizar una adecuada transferencia de carga en toda su longitud. Por medio del análisis de las fuentes de falla será posible dimensionar las partes del anclaje para que puedan resistir las demandas de los efectos desequilibrantes a lo largo de su vida útil. A continuación, se explicarán los mecanismos de fallas que se puede presentar en un anclaje:

- Falla por arrancamiento:

La falla por arrancamiento ocurre cuando se excede la adherencia última entre el talud y la matriz compuesta de perno y mortero. La falla se produce a lo largo del anclaje

debido a una adherencia insuficiente o por una longitud de empotramiento insuficiente. Para prevenir la falla por arrancamiento se deberá explicar el mecanismo de transferencia de esfuerzos que se produce en el anclaje. La Figura 4.16 muestra un esquema del esfuerzo cortante  $q$ , el cual se moviliza a lo largo de la longitud de empotramiento del anclaje con diámetro  $D_{DH}$ .

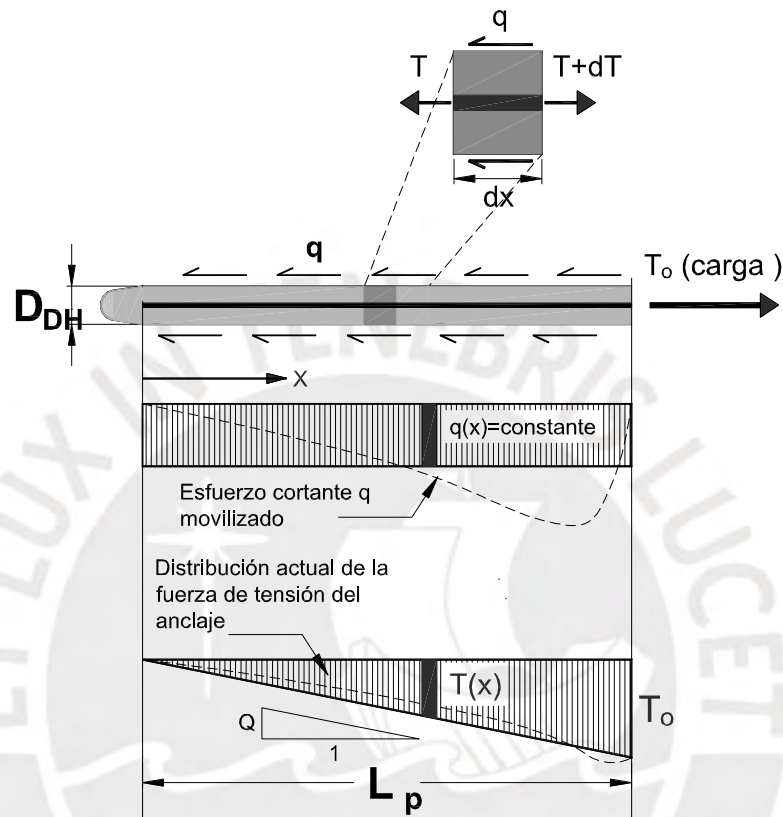


Figura 4.16. Diagrama de resistencia a la tensión en la longitud de empotramiento.

Si bien la gráfica muestra que el esfuerzo cortante  $q(x)$  no es uniforme debido a la variabilidad del suelo, mortero y cargas actuantes, se asume que dicho esfuerzo es una constante de valor  $q$  de tal manera de poder cuantificar el valor de la resistencia al arrancamiento  $Q$ , por unidad de longitud, de la siguiente manera:

$$Q = \pi q D_{DH} \quad (4.1)$$

Considerando el elemento diferencial de ancho  $dx$ , la fuerza de tensión  $T_o$  se podrá calcular por medio de integrar el diferencial de tensión  $dT$  desde  $x=0$  hasta  $x=L_p$ , con lo cual se obtiene la siguiente expresión:

$$dT = Q dx \rightarrow T_o = \int_0^{L_p} Q dx = \int_0^{L_p} \pi q D_{DH} dx = Q L_p \quad (4.2)$$

Por medio de las Ec. 4.1 y Ec. 4.2, se puede deducir que la fuerza de resistencia al arrancamiento  $R_{PO}$  se puede expresar de la siguiente manera:

$$R_{PO} = Q_{adm}L_p = \frac{Q_u L_p}{FS_p} = \frac{\pi q_u D_{DH} L_p}{FS_{PO}} \quad (4.3)$$

Donde  $q_u$  es la resistencia última al arrancamiento,  $Q_u$  es la capacidad de resistencia al arrancamiento por unidad de longitud y  $FS_p$  es el factor de seguridad por arrancamiento, el cual considera las incertidumbres del suelo y de la interacción entre mortero y suelo.

- Falla en la interface anclaje - mortero:

Este tipo de falla se desencadena cuando se tiene una insuficiente adherencia entre el anclaje y el mortero. Este tipo de falla está constituido por tres mecanismos: la adherencia propiamente dicha, la fricción y la trabazón. La adherencia es la unión física entre el acero y el material cementante a nivel microscópico. A esa escala el material cementante se une al anclaje por medio de su superficie rugosa. El segundo mecanismo de interacción es la fricción cuyo desarrollo va a depender de la rugosidad de la superficie del acero, de la tensión normal infligida en la inyección y de la magnitud de las fuerzas cortantes desequilibrantes. Por último, la trabazón mecánica se desarrolla a partir de la interacción del material cementante y las irregularidades que presenta el perno, tales como corrugas o roscas. La trabazón es el mecanismo dominante de adherencia para barras helicoidales, debido a que la transferencia de resistencia al corte se amplifica por la traba mecánica del mortero en las deformaciones y salientes del perno.

- Falla por capacidad de carga:

La capacidad de carga de un anclaje  $R_T$  es la tensión bajo la cual se agota la resistencia de cualquiera de las partes que constituyen el sistema anclaje: perno, mortero o material que constituye el talud. Respecto del perno, la falla por capacidad de carga se produce cuando la tensión aplicada en el anclaje es mayor que la resistencia estructural del perno. En un comienzo se produce la fluencia del perno, luego se produce una deformación plástica del elemento hasta llegar a la ruptura del mismo. Sin embargo, durante su deformación plástica el perno aún es capaz de asumir tensiones prolongando su capacidad de carga hasta el colapso. Para la comprobación de la capacidad de carga del acero se deberá trabajar con cierto porcentaje de su carga de trabajo. Se recomienda que la carga de trabajo del acero no exceda el 60% de la resistencia mínima a tracción especificada para un proyecto de condiciones permanentes y, para condiciones temporales, no deberá exceder el 75%. La capacidad de carga  $R_T$  del anclaje se puede expresar de la siguiente manera:

$$R_T = \frac{T_{fy}}{FS_T} \geq P_{Nd} \quad (4.4)$$

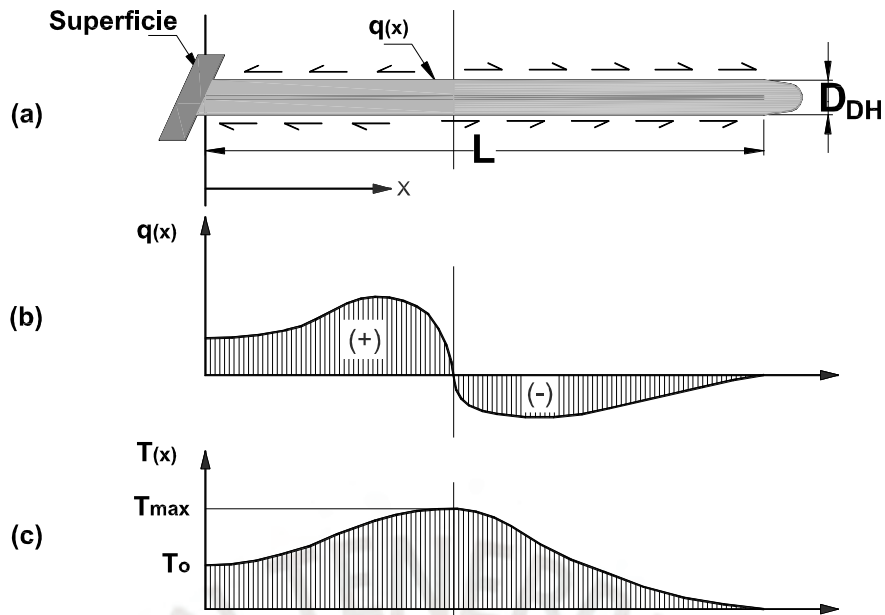
Donde  $T_{fy}$  es la carga de fluencia,  $P_{Nd}$  es la carga nominal de diseño y  $FS_T$  es el factor de seguridad por capacidad de carga. La carga nominal es la carga amplificada proveniente de la máxima sollicitación en los anclajes. La carga máxima será determinada por medio de fuerzas externas aplicados a los taludes de tal manera de lograr los factores mínimos. Finalmente, la Tabla 4-3 muestra los factores de seguridad recomendados (FHWA, 2003) para el dimensionamiento de los anclajes, el cual será desarrollado en el capítulo 6.

Tabla 4-3. Factores de seguridad para el diseño de anclajes

Tipo de falla	Coef.	Carga estática	Carga sísmica
Falla por arrancamiento	$FS_{PO}$	2.00	1.50
Falla por capacidad de carga	$FS_T$	1.80	1.35
Falla global	$FS_G$	1.50	1.125

#### 4.4.2.3. Distribución de las tensiones a lo largo de la longitud del anclaje

Para realizar el debido diseño del sistema de anclajes será necesario analizar la distribución de fuerzas que se generan a lo largo del anclaje y el revestimiento. Para el análisis interno del perno sólo se considera la resistencia a la tracción y se desprecian las contribuciones por cortante y flexión, por lo que la simplificación de este análisis resulta ser conservadora. Según se muestra en la Figura 4.17 (a), la distribución del esfuerzo cortante cuenta con signos contrarios divididos por la superficie de falla: una dirigida hacia la cara del talud, considerado como un esfuerzo positivo y la otra dirigida hacia el final del anclaje, considerado como un esfuerzo negativo. El cambio de dirección lo determina el punto de máxima tensión y un punto de paso de la superficie de falla. La Figura 4.17 (b) y (c) muestran las gráficas de los esfuerzos cortantes y el esfuerzo de tracción a lo largo del anclaje, respectivamente. La distinción de signos del esfuerzo cortante, tangencial al anclaje, denota las distintas orientaciones al corte a la que está sometido el anclaje. El punto de inflexión de esta curva coincidirá con el cambio de orientación del esfuerzo cortante y también será la ubicación donde se genere la tensión máxima en el anclaje. La distribución de la tensión es variable: inicia con un valor inicial  $T_o$ , el cual es la fuerza de tensión en la cabeza del anclaje. Luego la tensión aumenta hasta alcanzar un valor máximo  $T_{máx}$ , el cual no necesariamente coincidirá con la intersección con la línea de falla del talud. A partir de este punto el esfuerzo de tensión comienza a reducirse a razón constantes hasta llegar a cero al final del anclaje.



$T_{max}$ = Fuerza máxima de anclaje  
 $T_0$ = Fuerza de tensión en la cabeza del anclaje

Figura 4.17. Diagramas de los modos de transferencia a lo largo del anclaje.

Para temas de diseño, la distribución de las tensiones que se generan en el perno puede simplificarse, según se muestra en la Figura 4.18. Según este esquema el perno inicia con una tensión en la cabeza igual a  $T_0$ . la resistencia crece como una pendiente igual a  $Q$  (igual a la resistencia de diseño al arrancamiento), alcanzando un valor máximo igual a la resistencia de diseño del anclaje  $T_{m\acute{a}x}$ . Este valor permanece constante hasta que inicia el desarrollo de la pérdida de tensión. En esta zona el esfuerzo de tensión disminuye con una inclinación  $Q$  hasta que el esfuerzo sea igual a cero.

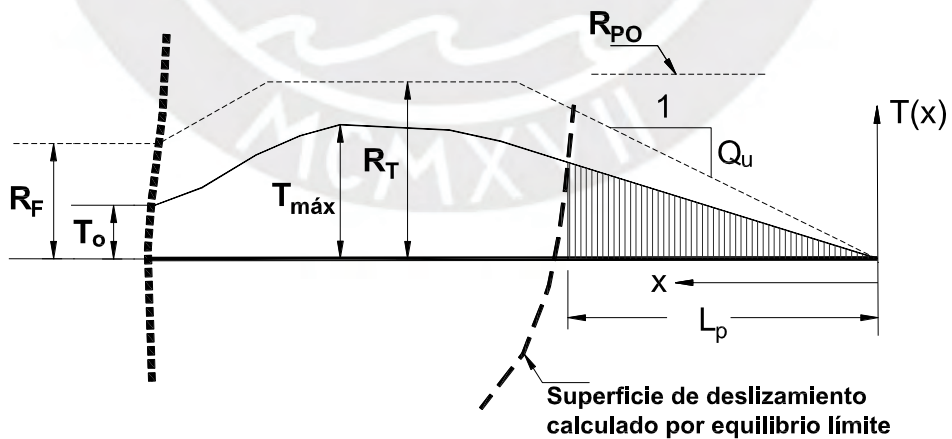


Figura 4.18. Distribución simplificada del esfuerzo de tensión a lo largo del anclaje.

## **CAPÍTULO V: ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y ESTABILIDAD DE TALUDES**

En este capítulo se aplicarán los conceptos plasmados en el marco teórico para realizar la caracterización geomecánica y geotécnica de los sectores inestables. En primer lugar, se realizará el análisis cinemático para determinar el tipo de falla que gobierna los taludes de macizos rocosos. Conocido el tipo de falla, se realizará el análisis de estabilidad local para determinar el potencial de deslizamiento. Luego se determinarán los parámetros de resistencia al corte de los taludes para realizar el análisis de estabilidad global en estado natural. En segundo lugar, se realizará el diseño de los sistemas de contención en caso se determine vulnerabilidad en los taludes. Los taludes serán definidos como inestables si el FS calculado es menor a los mínimos establecidos por las normativas de referencia. Por último, se recalculará los FS de los taludes estabilizados para comprobar su correcto comportamiento en estado estático y sísmico.

### **5.1. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA**

La investigación geotécnica se basa en recapitular información por medio de una exploración de campo y extracción de muestras significativas. La investigación de basó en un mapeo geológico - geotécnico, definición de estaciones geotécnicas y/o geomecánicas, así como la toma de muestras procedente de cada sector de investigación para su caracterización física y mecánica.

#### **5.1.1. Estación geotécnica**

La estación geotécnica corresponde al sector inestable 1: Km 669+410 al Km 669+510, el cual se caracteriza por predominar material sedimentario que recubre un afloramiento rocoso constituido por limonita. Para realizar la caracterización física y mecánica se tomaron dos (2) muestras en diferentes progresivas. Dentro de los ensayos realizados para la caracterización física están las pruebas de densidad, granulometría y límites de Atterberg a fin de clasificar el tipo de suelo correspondiente al material sedimentario. Dentro de los ensayos realizados para la caracterización mecánica del suelo está el ensayo triaxial tipo CU, el cual medirá las características mecánicas a nivel de esfuerzos totales y efectivos. Estas investigaciones permitirán caracterizar el material y establecer los parámetros de resistencia al corte necesario para realizar el análisis de estabilidad global de los taludes. Las Tablas 5-1 y 5-2 muestran, por un lado, los resultados finales de granulometría y límites de Atterberg de la matriz fina, con lo cual se podrá clasificar el material según el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS) y, por otro

lado, los pesos en estado húmedo y seco debido a que es un parámetro para el cálculo de estabilidad global y porque es una referencia para los datos de remoldeo de la muestra para el ensayo triaxial CU. Los ensayos de propiedades índice fueron realizados siguiendo los procedimientos indicados por las siguientes normas:

- Análisis granulométrico por tamizado e hidrómetro, NTP 339.128 / ASTM D422.
- Límite líquido y límite plástico, NTP 339.129 / ASTM D4318.
- Contenido de humedad, NTP 339.127 / ASTM D2216.

Tabla 5-1. Resultados de los ensayos de granulometría y límites

Sector de investigación	Material	Profundidad (m)	Granulometría			LL (%)	LP (%)	IP (%)
			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)			
Km 669+290	Material sedimentario	0.00 - 1.00 m	58.6	22.3	19.1	38	29	9
Km 669+330		0.00 - 1.00 m	60.3	18.4	21.3	42	30	12

Tabla 5-2. Resultados de los ensayos de clasificación, densidad y humedad

Sector de investigación	Material	Profundidad (m)	Clasif. SUCS	Humedad (%)	Peso húmedo (kN/m <sup>3</sup> )	Peso seco (kN/m <sup>3</sup> )
Km 669+290	Material sedimentario	0.00 - 1.00 m	GM	6.8	19.23	18.09
Km 669+330		0.00 - 1.00 m	GM	7.4	19.12	17.80

Respecto de los ensayos de caracterización mecánica, se realizaron dos (2) ensayos triaxiales CU con medición de presión de poros, de diámetro de 4", en muestras de suelo sedimentario en las progresivas Km 672+290 y Km 672+330. El ensayo se realizó en muestras remodeladas a densidad y contenido de humedad natural. El objetivo del ensayo fue obtener los parámetros de resistencia al corte en términos de esfuerzo efectivos, los cuales será utilizados en el análisis de estabilidad global de los taludes. El ensayo fue realizado siguiendo los procedimientos indicados en las normas ASTM D4767. Los resultados del ensayo triaxial se presentan en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3. Resultado del ensayo triaxial CU

Sector inestable	Profundidad (m)	Clasif. SUCS	Esfuerzos totales		Esfuerzos efectivos	
			$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)
Km 669+290	0.00 - 1.00 m	GM	24.5	12	37.5	28.4
Km 669+330	0.00 - 1.00 m	GM	23.0	17	36.0	34.7

### 5.1.2. Estaciones geotécnica - geomecánica

Las estaciones geotécnica - geomecánica corresponden al sector inestable 2: Km 672+240 al Km 672+500 y al sector inestable 3: Km 673+560 al Km 673+830 debido a que en dicha zona predomina taludes compuestos por macizos rocosos. Por lo tanto, además de realizar una caracterización física, se deberá realizar una caracterización

cinemática y estructural de las discontinuidades. La evaluación geomecánica de los macizos rocosos tiene como finalidad determinar el índice geológico de resistencia (GSI) por medio de observaciones geológicas sobre los macizos expuestos (Hoek et al. 2002). Para ello, se tomaron en cuenta las condiciones estructurales y la calidad de las discontinuidades de los macizos rocosos evaluados. Se desarrollaron dos (2) estaciones geomecánicas cuyos registros son resumidos en la Tabla 5-4. Además, se ejecutaron dos (2) ensayos con martillo Schmidt tipo L en los taludes en donde se realizaron las estaciones geomecánicas, con el fin de determinar el número de rebote y poder complementar la caracterización de los labios de discontinuidad del macizo rocoso.

Tabla 5-4. Nomenclatura de las estaciones geomecánicas y martillo de Schmidt

Sector Inestable	Estación Geomecánica	Coordenadas UTM		Grado de dureza <sup>(1)</sup>	$\sigma_c$ <sup>(2)</sup> (MPa)	Litología
		Este	Norte			
SI-02	EG-HC17-01	188563	9017146	R3	25-50	Pizarra - Limonita
SI-03	EG-HC17-02	188908	9017707	R4	50-100	Pizarra - Limonita

(1) Rango definido por Brown (1981)

(2) Rango de resistencia a compresión simple de la capa superficial de la roca, según grado de dureza.

Los ensayos de propiedades físicas fueron ejecutados según los procedimientos indicados en la norma ASTM D2216-02. Los resultados de los ensayos de propiedades físicas se presentan en la Tabla 5-5.

Tabla 5-5. Resumen de las propiedades físicas de la roca

Sector Inestable	Estación Geomecánica	Profund. (m)	Humedad (%)	Porosidad (%)	Peso húmedo (kN/m <sup>3</sup> )	Peso seco (kN/m <sup>3</sup> )
SI-02	EG-HC17-01	0.45	0.8	4.59	21.25	21.08
SI-03	EG-HC17-02	0.45	1.1	3.85	21.48	21.25

## 5.2. ANÁLISIS CINEMÁTICO

### 5.2.1. Resistencia al corte en la discontinuidad

Para determinar la resistencia al corte en una discontinuidad, Patton (1966) realizó una serie de ensayos de corte directo en rocas con discontinuidad rugosa comprobando que, a bajas tensiones normales, la resistencia al corte se puede expresar de la siguiente manera:

$$\tau = \sigma'_n \tan[\phi_r + i] \quad (5.1)$$

Esta expresión comprueba que el efecto que produce la rugosidad de una discontinuidad de inclinación  $i$ , respecto de la horizontal, sobre su resistencia al corte es el aumento del ángulo de fricción en un valor igual a  $i$ . Considerando que las discontinuidades del macizo son rugosas sin relleno, se utilizará el criterio de Barton - Choubey para determinar el ángulo de fricción en la discontinuidad. La teoría de Barton - Choubey sostiene que la resistencia al corte en una discontinuidad está controlada por tres

componentes: una componente de fricción cuantificada en el ángulo de fricción residual de la superficie de la discontinuidad ( $\phi_r$ ), una componente geométrica cuantificada por el coeficiente de rugosidad de la junta (JRC) y una componente que mide la resistencia de las asperezas que conforman la rugosidad (JCS). JCS se calcula como la resistencia a la compresión simple de los labios de continuidad. Barton en 1973-1990, propuso una relación para modelar el comportamiento resistente de las juntas rugosas presentes en las discontinuidades, la cual se presenta a continuación:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[ \phi_r + JRC \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) \right] \quad (5.2)$$

El ángulo de fricción residual  $\phi_r$ , se puede obtener por medio del ángulo de fricción básico  $\phi_b$  por medio de la siguiente expresión:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \cdot (r/R) \quad (5.3)$$

Donde r es el número de rebote en la pared de la discontinuidad y R es el número de rebote de la roca intacta. Para estimar el ángulo de fricción básico  $\phi_b$ , Stimpson (1981) demostró que por medio de ensayos con testigos les posible medir el ángulo de inclinación  $\alpha$ , el cual define el deslizamiento inminente de los testigos. Además, determinó que este parámetro se relaciona con el ángulo de fricción básico  $\phi_b$  por medio de la siguiente expresión:

$$\phi_b = \arctan \left[ \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \tan \alpha \right] \quad (5.4)$$

Para determinar el valor de la resistencia a la compresión de los labios de discontinuidad, Barton - Choubey encontraron una relación de tal manera de aproximar el valor de JCS conociendo el número de rebote promedio r, calculado con el martillo de Schmidt y el peso específico de la roca  $\gamma$ , expresado en  $\text{kN/m}^3$ . Dicha expresión se muestra a continuación:

$$JCS (MPa) = 10^{0.00088\gamma r + 1.01} \quad (5.5)$$

La exploración geotecnia identificó, para los tramos analizados de macizo rocoso, baja humedad y moderada a baja meteorización de las superficies de discontinuidad, de alguna manera debido a la baja rugosidad de las juntas ( $JRC < 6$ ). Conocidos los números de rebote r, en la junta, y R, en la roca sana se podrá calcular el ángulo residual  $\phi_r$ , por medio de la Ec. 5.3. La Tabla 5-6 muestra los parámetros geomecánicos necesarios para el cálculo cinemático de las discontinuidades. Además, dichos parámetros servirán para modelar la resistencia al corte de la falla local planar y tipo cuña de los macizos rocosos, según el modelo de falla de Barton - Choubey.

Tabla 5-6. Resumen de los parámetros de resistencia al corte de la discontinuidad

Estación Geomecánica	Litología	N° de Rebote prom. (r)	JCS (MPa)	Grado de dureza	JRC <sup>(1)</sup>	$\alpha^{(2)}$	$\phi_r$
EG-HC17-01	Pizarra - Limonita	25.4	30.5	R3	3	27.8	27.0
EG-HC17-02	Pizarra - Limonita	23.6	28.6	R4	5	31.3	27.4

(1) Se ha considerado el valor medio del rango, según los perfiles normalizados propuesto por Barton.

(2) Resultado del tilt-test, según Stimpson, 1981.

Para el análisis cinemático se considerará conservadoramente 27° como ángulo de fricción de la discontinuidad para ambas estaciones geomecánicas, de tal manera de considerar la resistencia residual, sin el aporte de la dilatancia. Dicho ángulo se proyectará estereográficamente como el cono de fricción para analizar la ocurrencia de la falla planar, falla tipo cuña y falla por vuelco.

### 5.2.2. Análisis estereográfico

La proyección estereográfica es un tipo de proyección azimutal muy usada en la ingeniería geológica cuyo fin es representar orientaciones e inclinaciones cuantificados por una dirección y buzamiento, respectivamente. Lo que se busca representar es una relación angular y convergencia de las estructuras geológicas tales como fallas, fracturas, diaclasas, foliación y estratificación, así como la influencia de estas discontinuidades sobre la integridad de un macizo rocoso. Este análisis permite representar formas tridimensionales en superficies de dos dimensiones manteniendo la escala de sus dimensiones. Dentro del campo geotécnico, el análisis estereográfico es usado para representar las principales familias de discontinuidad presentes en un talud. El análisis permite visualizar la concentración de polos, respecto de la orientación e inclinación del talud, que puedan propiciar determinado mecanismo de falla.

La información obtenida a partir del mapeo estructural realizado ha sido procesada usando el programa Dips V6. Los análisis estereográficos desarrollados se presentan en el Anexo II. La Tabla 5-7 presenta la orientación promedio (Buzamiento y dirección de buzamiento) de las familias principales registradas en los macizos rocosos para cada una de las estaciones geomecánicas.

Tabla 5-7. Orientación de las familias de discontinuidad y del talud

Estación Geomecánica	Litología	Familia de discontinuidad	Orientación	
			Buzamiento (°)	Dir. de buzamiento (°)
EG-HC17-01	Pizarra - Limonita	F1	75	315
		F2	72	052
		F3	27	205
		F4	30	290
		Talud	68	205

EG-HC17-02	Pizarra - Limonita	F1	89	050
		F2	25	295
		F3	70	035
		F4	35	200
		Talud	78	052

### 5.2.3. Resultados cinemáticos

Estructuralmente los mecanismos de falla en un macizo rocoso se producen como resultado de una insuficiente resistencia al corte a lo largo de un plano de falla preexistente denominado discontinuidad. Un talud de macizo rocoso está controlado básicamente por tres mecanismos de fallas según como bucen y se orienten las discontinuidades respecto de la cara del talud, tal como se profundizó en el punto 3.4. La falla planar se produce a través de una superficie plana debido a la presencia de una única discontinuidad que buza aproximadamente en el mismo sentido que la cara del talud. La falla tipo cuña se produce en la intersección de dos familias de planos de discontinuidad de diferente orientación, los cuales afloran en la cara del talud. La falla por volteo por flexión se produce cuando el buzamiento del plano de discontinuidad es contrario al buzamiento del talud, lo que provoca una división del macizo rocoso en bloques independientes que van cayendo por acción de la gravedad.

Para el análisis cinemático se tomará toda la información recopilada durante la ejecución de las estaciones geomecánicas (Tabla 5-7), con el objetivo de determinar los posibles tipos de rotura que se puedan generar en los taludes de macizo rocoso, utilizando para tal fin el programa Dips V6, el cual permite analizar y visualizar datos estructurales usando las mismas técnicas que una proyección estereográfica manual. La finalidad es determinar qué tipo de falla es la que gobierna en el macizo rocoso: falla planar, falla en cuña o falla por volteo. Según lo explicado en el punto 3.4, para cada grupo de familias de discontinuidad, el programa Dips V6 analizará las condiciones que se deberá cumplir para que se propicie una determinada falla. Según el tipo de falla que se analice, el programa determinará un porcentaje de probabilidad de ocurrencia de falla considerando planos individuales y todos los planos en simultáneo. En el caso particular de la falla planar bastará que una sola familia o conjunto (Set) cumpla con las condiciones geomecánicas para que el talud deba ser analizado por dicho mecanismo de falla. En cambio, para una falla tipo cuña se deberá comprobar la probabilidad de ocurrencia de dos fallas específicas en simultáneo,

En la Tabla 5-8 se muestra los resultados del grado de probabilidad de ocurrencia de los tres tipos de falla por cada familia de discontinuidad, recopilada en cada Estación Geomecánica (EG).

Tabla 5-8. Mecanismos de fallas generados en el talud.

Estación Geomecánica	Familia de discontinuidad	Mecanismos de falla			
		Falla planar	Falla tipo cuña	Vuelco por flexión	Vuelco directo
EG-HC17-01	F1 (75°/315°)	-	-	-	Plano base
	F2 (72°/052°)	-	-	-	-
	F3 (27°/205°)	100%	-	-	-
	F4 (30°/290°)	-	-	-	-
	En simultáneo	25%	33.3%	-	16.7%
EG-HC17-02	F1 (89°/050°)	-	-	-	-
	F2 (25°/295°)	-	-	-	-
	F3 (70°/035°)	100%	-	-	Plano base
	F4 (35°/200°)	-	-	-	-
	En simultáneo	20%	10%	-	20%

Según los resultados presentados en la Tabla 5-8, podemos concluir que los taludes analizados en las dos estaciones geomecánicas presentarán un alto grado de probabilidad de presentar una falla tipo planar. Esto guarda correspondencia con la litología de formación de los taludes ya que al tratarse de un macizo compuesto por pizarra - limonita, su esquistosidad va a propiciar plano homogéneos paralelos con cierta orientación. Otro comentario que se recoge de los resultados es que, si bien no se produce falla por volteo directo, el análisis cinemático si determina la ocurrencia de planos bases críticos, los cuales representan planos de liberación ya que el polo representativo de la familia de discontinuidad se encuentra fuera del límite establecido por el cono de fricción (ver Anexo III, volteo directo). Por lo tanto, dichos planos son potenciales planos de deslizamiento que propicie volcamiento. Estos planos bases críticos se presentan en simultáneo a las fallas planares debido a que lo origina el mismo polo, con la salvedad que son analizados en diferentes situaciones de falla. Debido a que la litología de los macizos corresponde a una pizarra - limonita con un marcado patrón de esquistosidad, el análisis de equilibrio límite deberá contemplar cuñas y bloques de fallas, los cuales serán analizados bajo la concepción de fallas planas locales.

### 5.3. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA

#### 5.3.1. Clasificación RMR (Bieniawski 1989) y SMR (Romana, 1992)

A partir del registro de las estaciones geomecánicas, se ha efectuado la caracterización del macizo rocoso en el proyecto, siguiendo el sistema de clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989) y su ajuste para la caracterización de taludes SMR (Romana, 1992). Para la elaboración de este registro se siguieron las recomendaciones del ISRM (International Society of Rock Mechanics), a fin de obtener parámetros relevantes tales como: RQD, resistencia de la roca intacta, grado de meteorización, grado de fracturación

y condición de las discontinuidades. La Tabla 5-9 presenta el resumen de los valores de RMR promedio básico, el tipo de clase y su clasificación según la caracterización geomecánica presentada en el Anexo I. Además, Bieniawski nos brinda expresiones presentados en las ecuaciones 3.3 y 3.4 para aproximar los parámetros de resistencia al corte (valores preliminares) que deberán ser contrastadas con los resultados obtenidos del criterio de falla de Hoek - Brown Generalizado.

Tabla 5-9. Resultados del RMR básico, según Bieniawski 1989

Estación Geomecánica	Litología	RMR básico	Clase	Cohesión (kPa)	Angulo de Fricción (°)	Descripción
EG-HC17-01	Pizarra - Limonita	55	III	275	33	Normal
EG-HC17-02	Pizarra - Limonita	62	II	310	36	Buena

La Tabla 5-9 nos muestra los resultados de ambas estaciones geomecánicas, con lo cual se puede concluir que, según los parámetros de clasificación, el macizo rocoso de la segunda estación geomecánica es de mayor calidad estructural, debido a su mayor puntaje, lo cual ratifica las condiciones de los taludes in situ. Geométricamente los taludes de la estación geomecánica 2 son más altos y con mayor pendiente que los taludes de la estación 1. Por esta razón, se puede concluir que los taludes de la estación geomecánica 2 tiene una mejor calidad del macizo rocoso debido a que permanecen en equilibrio (condición estática) bajo una configuración más exigente a nivel de tensiones y un mismo proceso de esquistosidad que el presentado en la estación 1.

Tal como se comentó en la parte teórica, Romana (1992) propuso el índice SMR para corregir el valor del RMR básico con la finalidad de extender la clasificación geomecánica a los taludes. La Tabla 5-10 presenta el resumen de los resultados de la clasificación desarrollada en el Anexo I, donde se muestra las características del talud como el tipo de estabilidad, el tipo probable de rotura y el tratamiento a seguir, según el valor obtenido para el índice SMR para las fallas tipo plana (planar y cuña) y vuelco.

Tabla 5-10. Resultados del índice SMR, según Romana 1992

Estación Geomecánica	Tipo de falla	SMR	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
EG-HC17-01	Plana	41	Regular	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático
	Vuelco	65	Buena	Estable	Algunos bloques	Ocasional
EG-HC17-02	Plana	37	Mala	Inestable	Juntas grandes o cuñas	Corrección
	Vuelco	68	Buena	Estable	Algunos bloques	Ocasional

Según los resultados mostrados en la Tabla 5-10, se puede concluir que los resultados son congruentes con el análisis cinemático en donde se concluyó que la falla crítica es la falla tipo planar. Además, los análisis cinemáticos concluyen que habrá poca

probabilidad de producirse falla por vuelco, lo cual se ratifica por un alto valor del SMR frente a la falla por vuelco (SMR mayor a 61). Según los rangos establecidos por la Tabla 3-6, valores del SMR entre 21 a 40 implicará taludes con una condición mala para afrontar fallas planas. En ese sentido, se concluye que la estación geomecánica 2 tendrá un mal comportamiento en las zonas donde el talud y la discontinuidad crítica propicien una falla tipo planar. Por otro lado, si bien en la estación geomecánica 1 se ha obtenido un puntaje mayor a 40, se debe considerar que el valor obtenido corresponde al extremo inferior del siguiente rango (SMR entre 41 a 60). Por esa razón, lo más adecuado, a nivel de diseño, será considerar el talud como una zona de calidad mala a nivel local para fallas planas. Otra conclusión importante es que, a pesar de que en la estación geomecánica 2 se obtuvo un valor de RMR favorable (RMR=62, Calidad buena, Clase II) no considera aspectos cinemáticos de fallas. Con esto se puede afirmar que, si bien la calidad estructural del macizo es favorable, reportando una ocurrencia baja de una falla global, si existe una probabilidad de ocurrencia de fallas locales a nivel superficial.

### 5.3.2. Clasificación GSI, Hoek - Brown Generalizado, 2002

El modelo de Hoek - Brown (2002) considera el índice geológico de resistencia (GSI) para cuantificar la resistencia del macizo a partir de su calidad estructural y de la condición de los labios de discontinuidad. Como se mencionó en el capítulo 3, el índice GSI reemplazó al índice RMR como parámetro geomecánico que constituye la envolvente de falla para macizos rocosos. Sin embargo, dado el uso masivo del índice RMR para calificar la calidad de la roca, se ha elaborado expresiones que relacionan ambos parámetros. La expresión que relaciona los índices GSI y RMR, de la versión de 1989, se puede calcular como  $GSI = RMR_{89} - 5$  (para macizos rocosos con suficiente calidad con un  $RMR > 25$ ). La Tabla 5-11 presenta el resumen de los valores del GSI, los cuales están respaldados por los cálculos presentados en el Anexo I.

Tabla 5-11. Determinación del índice GSI según Hoek - Brown.

Estación Geomecánica	Parámetros de calidad del macizo			Constantes de la envoltura de falla			
	Estructura del macizo	Condición de la junta	Rango <sup>(1)</sup>	RMR <sub>89</sub>	GSI <sub>o</sub> (RMR <sub>89</sub> -5)	Incertid.	GSI
EG-HC17-01	Formado por muchos bloques	Media	37-55	55	50	-2	48
EG-HC17-02	Formado por muchos bloques	Buena	45-65	62	57	-2	55

(1) Rango establecido por Hoek y Marinos (2001) presentado en la Tabla 3-9

### 5.3.3. Envoltura de falla de Hoek - Brown

Conocido el valor geomecánico del índice GSI, el siguiente paso será determinar los parámetros de resistencia que componen la envolvente de falla de Hoek - Brown (2002).

Para esto será necesario conocer, además del valor del GSI, ciertos parámetros de resistencia característicos para cada tipo de roca, tales como resistencia a la compresión simple de la roca intacta, constante de la roca intacta  $m_i$  y el grado de alteración de la roca (D). Luego de determinar el valor de estos parámetros, se usará el programa RocData, el cual permitirá calcular las constantes involucradas en la envolvente de falla presentada en la Ec. 3.11. Además, permite obtener la envolvente de falla y los parámetros de resistencia al corte equivalente de Mohr - Coulomb, por medio de una regresión lineal a fin de equilibrar las áreas que se generan en la parte superior e inferior de la recta de Mohr - Coulomb, respecto de la envolvente de falla de Hoek - Brown. Los resultados del programa RocData, donde se plasma la envolvente de falla de Hoek - Brown, la curva y parámetros de resistencia equivalente de Mohr - Coulomb, se muestran en el Anexo IV. El detalle del cálculo de cada constante de la envolvente de falla está sustentado en el Anexo V, a fin de verificar los resultados obtenidos por medio del programa RocData. Finalmente, la Tabla 5-12 muestra los parámetros de resistencia y las constantes de la envolvente de falla de Hoek - Brown.

Tabla 5-12. Parámetros geomecánicos de la envolvente de falla de Hoek - Brown.

Estación Geomecánica	Parámetros de resistencia				Constantes de la envoltura de falla <sup>(2)</sup>		
	UCS <sup>(1)</sup> (MPa)	GSI	$m_i$	D	$m_b$	s	a
EG-HC17-01	41.8	48	7	0.80	0.317	0.000379	0.507
EG-HC17-02	54.2	55	7	0.85	0.428	0.000933	0.504

(1) Resistencia a la compresión uniaxial según valores del número de rebote R.

(2) La gráfica de la envolvente de falla se muestra en el Anexo IV y el sustento en el Anexo V

#### 5.4. GENERALIDADES PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La finalidad de caracterizar geotécnica y geomecánicamente los taludes es determinar parámetros de resistencia que puedan ser utilizados para determinar la vulnerabilidad de los taludes utilizando procedimientos de equilibrio límite. Tal como se comentó en el punto 3.5, el análisis de equilibrio límite es una metodología utilizada en el cálculo de estabilidad de taludes y de estructuras de contención. Este método se basa en modelar las fuerzas que actúan a lo largo del cuerpo o estructura rígida a fin de determinar la relación entre las fuerzas o momentos resistentes y las fuerzas o momentos actuantes denominado factor de seguridad (FS). Si bien es fácil concluir que la fuerza de gravedad, la fuerza inercial del sismo, fuerza hidrostática y el empuje del suelo son fuerzas actuantes, resulta más complejo cuantificar la magnitud de la fuerza resistente. Por esa razón, en los puntos anteriores se ha realizado un análisis geotécnico a fin de modelar parámetros de resistencia al corte de los materiales que conforman los taludes. Dichos parámetros están respaldados por ensayos, observaciones geomecánicas y

procedimientos numéricos. Otro aspecto para el cálculo de estabilidad será definir los escenarios de análisis y los valores aceptables que permitan garantizar el buen comportamiento de los taludes en el tiempo. Los escenarios de análisis están definidos por el análisis de falla local y falla global, mientras que los valores aceptables estarán definidos por los factores de seguridad mínimos permisibles recomendados por una norma de referencia aceptada por entidades públicas reguladoras como el MTC.

#### 5.4.1. Parámetros generales de diseño

Son aquellos parámetros que serán constantes en todos los análisis de estabilidad a pesar que se traten de diferentes metodologías y sectores de análisis. La Tabla 5-13 muestra los parámetros de diseño considerado en el análisis de estabilidad.

Tabla 5-13. Parámetros genéricos usados en el análisis de estabilidad.

Sector inestable	Parámetros generales de diseño					
	Geometría de falla		Coeficiente sísmico <sup>(1)</sup>		Método de dovelas	Número de dovelas
	Global	Local	Falla global	Falla local		
SI-01	Circular	-	0.175g	0.35g	Spencer	25
SI-02	No Circular	Plana				
SI-03						

(1) Coeficiente sísmico obtenido a la norma E 0.30 Sismorresistente para la localidad de Huallanca y Caraz, ubicados en la zona 3.

#### 5.4.2. Criterios de falla y parámetros de resistencia

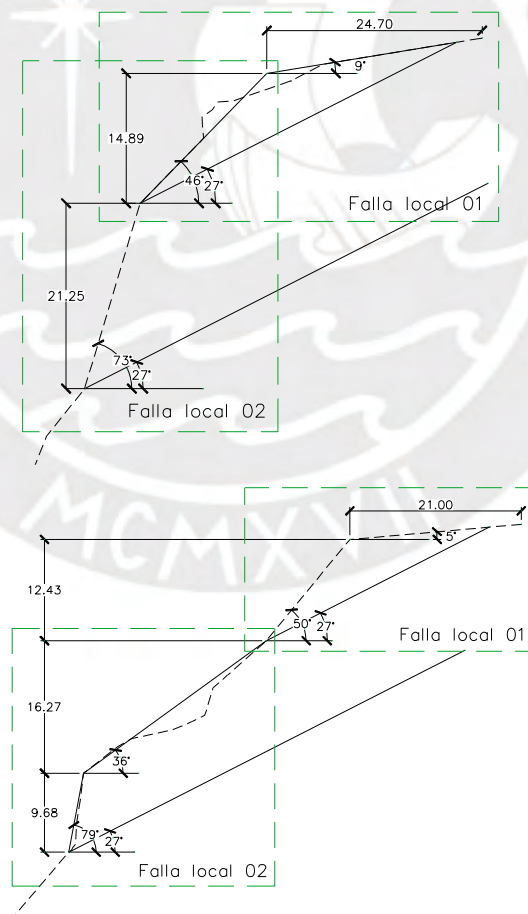
Si bien todos los análisis de estabilidad siguen la metodología de equilibrio límite, el enfoque que se le dará a cada análisis dependerá del tipo de falla y del tipo de material constituyente del talud. Por esa razón, se presenta la Tabla 5-14, en la cual se clasifica los parámetros de resistencia de los taludes según el tipo y criterio de falla. Por medio de estos parámetros se podrá cuantificar la fuerza de resistencia al corte respecto a determinadas superficies de falla. Los análisis de falla local se realizarán con el programa Rocplane V2, mientras que los análisis de estabilidad global se realizarán con el programa Slide V6. Los análisis y resultados mencionados se muestran en los Anexos VI y VII, respectivamente.

Tabla 5-14. Parámetros de resistencia para el análisis de equilibrio límite

Tipo de falla	Falla local			Falla global					
	Barton - Bandis			Mohr - Coulomb		Hoek - Brown			
Criterio de falla									
Parámetro de resistencia	JCS (kPa)	JRC	Phi <sub>b</sub> (°)	Cohesión (kPa)	Phi (°)	GSI	UCS (kPa)	m <sub>b</sub>	D
SI-01a	-	-	-	28.4	37.5	-	-	-	-
SI-01b	-	-	-	34.7	36.0	-	-	-	-
SI-02	41800	3	27.0	-	-	48	41800	7	0.80
SI-03	54200	5	27.4	-	-	55	54200	7	0.85

## 5.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE FALLAS LOCALES: FALLA PLANAR

Por medio de los parámetros de entrada determinados en las secciones anteriores, para cuantificar la resistencia al corte de la discontinuidad, el cual define bloques o cuñas de fallas planas, se utilizará el programa Rocplane V2. El bloque o cuñas que origina una falla planar se modela como cuerpo rígido en donde actuarán el conjunto de fuerzas actuantes y resistentes con sus respectivos módulos y direcciones. Si esta cuña es cinemáticamente inestable, no se cumplirá el equilibrio de fuerzas y se producirá un movimiento relativo a lo largo del plano de falla. La estabilidad del bloque quedará garantizada si se cumplen los factores de seguridad mínimos:  $FS=1.50$ , para condición estático y  $FS=1.30$ , para condición pseudoestática. Los análisis de equilibrio límite se realizarán según la metodología expuesta en el punto 3.5.1: Método del bloque deslizable. El programa Rocplane V2 cuenta con el respaldo teórico de dicha metodología de cálculo y de los criterios de falla descritos en el capítulo 3 para cuantificar la resistencia del corte de los materiales. Las Figuras 5.2 y 5.3 esquematizan las cuñas de fallas de los sectores inestables 2 y 3 consideradas en el análisis local.



(a) Sección Km 672+260

(b) Sección Km 672+480

Figura 1.2. Cuñas de falla planar del sector inestable 02: (a) Sección Km 672+260 y (b) sección Km 672+480.

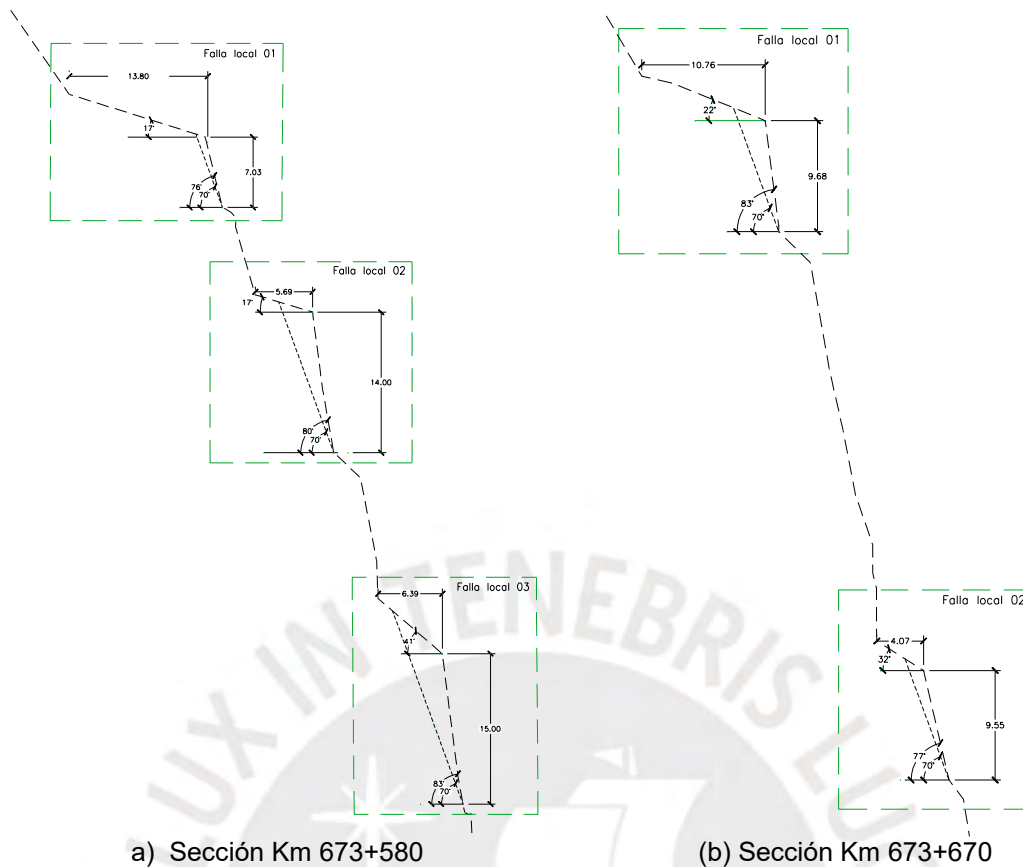


Figura 3.4. Cuñas de falla planar del sector inestable 03: (a) Sección Km 673+580 y (b) sección Km 673+670.

### 5.5.1. Resultados del análisis de falla local del talud in situ

Para el análisis local del talud se considerará una falla tipo planar, lo cual está sustentado en el análisis cinemático de las familias de discontinuidad presentado en el anexo III y presentados, a manera de resumen, en la Tabla 5-8. Además, se considerará el criterio de falla de Barton - Choubey para modelar la resistencia de la discontinuidad, cuyos parámetros de resistencia están presentados en la Tabla 5-14. Los resultados obtenidos por medio del programa Rocplane V2 se resumen en la Tabla 5-15, el cual muestra los factores de seguridad de los bloques y cuñas de fallas presentadas en las Figuras 5.1 y 5.2 para la condición estática y pseudoestática. Los reportes obtenidos del programa Rocplane V2 se muestran en el Anexo VI.

Tabla 5-15. Resultados del análisis local planar del talud in situ

Sector Inestable	Sección de análisis	Superficie de falla	Factor de seguridad		Condición
			Estático	Pseudoestático	
SI - 02	Km 672+260	Planar 01	1.40	0.69	Inestable
	Km 672+480	Planar 01	1.40	0.69	Inestable
SI - 03	Km 673+580	Planar 01	1.05	0.04	Inestable
		Planar 02	1.17	0.04	Inestable
		Planar 03	1.19	0.04	Inestable
	Km 673+670	Planar 01	1.17	0.04	Inestable
		Planar 02	1.19	0.04	Inestable

Según los resultados obtenidos, se concluye que los sectores analizados son inestables debido a que, para condición pseudoestática, los FS son menores a la 1. Para el caso del sector SI-03 se obtiene un FS cercano a cero, por esa razón, hay una gran probabilidad de que, ante un evento sísmico, se activen las fallas y se produzca el deslizamiento de varias cuñas. Si bien los factores de seguridad en condición estática son mayores a 1 demostrando cierta estabilidad debido a que las fuerzas resistentes superan a las fuerzas actuantes, no cumple con el mínimo de  $FS=1.50$  recomendado por la norma de referencia. Por esa razón, es probable que ante la presencia de alguna fuerza desequilibrante no contemplada (a nivel de servicio) se suscite una falla, dado que la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes no guarda una proporción adecuada. Dado que los resultados del FS no cumplen con los mínimos exigidos, se deberá plantear un sistema estructural que trabaje a tensión con la finalidad de aportar al sistema una fuerza externa estabilizadora de tal manera de obtener un FS superior al mínimo exigido. Con esto, se garantizaría que en los planos de discontinuidad no se genere deslizamiento relativo. Otra solución complementaria será realizar procesos de corte para reducir la pendiente del talud y eliminar las cuñas de fallas superficiales. El corte también podría deberse al replanteo del trazo de la vía que obligue a la modificación geométrica de los taludes.

## **5.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL TALUD IN SITU**

Luego de analizar la vulnerabilidad frente a fallas locales, se deberá verificar el riesgo de falla general o global de todo el talud. Para realizar dicho análisis se utilizará el programa Slide V6, el cual utiliza la metodología la segmentación de dovelas para calcular el factor de seguridad. La metodología busca resolver un sistema de ecuaciones provenientes del equilibrio de fuerzas y de los modelos de falla que buscan cuantificar la resistencia al corte de los materiales. Dentro de los autores que proponen solución al sistema de ecuaciones se utilizará el Método de Spencer debido a que, junto al método de Morgenstern - Price, se le considera un procedimiento preciso debido a que resuelve totalmente el equilibrio de fuerzas y de momentos. Los modelos de falla considerados en los análisis de estabilidad global serán el criterio de falla de Mohr - Coulomb, para superficies circulares, característico de los suelos y el criterio de falla de Hoek - Brown para superficies no circulares, característicos de los macizos rocosos.

### **5.6.1. Resultados de los análisis de estabilidad global**

Los taludes analizados se componen en depósito sedimentario y macizos rocosos. El sector inestable 01 (SI-01) corresponde a taludes compuestos de material sedimentario clasificado como una grava limosa (GM), por lo que se utilizará el criterio de falla de

Mohr - Coulomb para cuantificar la resistencia al corte y se considerará una geometría de falla circular. Los sectores inestables 02 y 03 (SI-02 y SI-03) corresponden a taludes compuestos de macizos rocosos (roca metamórfica pizarra), por lo que se utilizará el criterio de falla de Hoek - Brown y se considerará una falla no circular. La Tabla 5-16 muestra los resultados finales de los análisis de estabilidad para los escenarios estáticos y pseudoestáticos. Los análisis de estabilidad de cada sección crítica se muestran en el Anexo VII.

Tabla 5-16. Resultados del análisis global del talud in situ

Sector Inestable	Sección de análisis	Superficie de falla	Factor de seguridad		Condición
			Estático	Pseudoestático	
SI - 01	Km 669+290	Circular	1.256	0.901	Inestable
	Km 669+330	Circular	1.237	0.893	Inestable
SI - 02	Km 672+260	No circular	1.306	0.938	Inestable
SI - 03	Km 673+580	No circular	1.595	1.053	Equilibrio
	Km 673+670	No circular	1.376	0.990	Inestable

Los resultados muestran los valores del FS del talud en estado natural. Notar que hay sectores en condición estática que se encuentran en equilibrio ( $FS > 1.00$ ), sin embargo, no garantizaría la no ocurrencia de fallas a nivel global ni fallas locales en condición pseudoestática ( $FS < 1.00$ ). Además, se deberá tener en consideración que en los sectores SI-02 y SI-03 se realizará una rectificación del trazo de la vía, por lo que el corte no necesariamente implicará una estabilización del talud. Los sectores analizados en condición estática, cuyo FS sea mayor a 1, se encontrarán en equilibrio. Esto demuestra que, a nivel de servicio, los taludes no presentarán problemas de inestabilidad a menos que agentes desencadenantes propicien una merma en la resistencia del talud. Sin embargo, a nivel normativo, a excepción del sector SI-03 Km 673+580, los taludes no cumplen las condiciones de estabilidad debido a que los FS obtenidos no superan los valores recomendados por la norma de referencia ( $FS > 1.50$ ). Alcanzar un FS permisible implica normalizar una proporción adecuada entre las fuerzas resistentes y las actuantes de tal manera de mitigar cualquier incertidumbre en la modelación, en la caracterización del material, en los ensayos de laboratorio o en el actuar de una sollicitación no contemplada en el análisis.

## 5.7. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

### 5.7.1. Recomendaciones para la estabilización

Dado los resultados presentados en la Tabla 5-15 y 5-16, se deberá realizar la estabilización de los taludes conformados por material sedimentario y macizo rocoso, para lo cual se recurrirá, en primera instancia, a la modificación del talud, según lo expuesto en el punto 4.1. En ese sentido, se seguirá las recomendaciones de la Tabla

4-1 para estimar el ángulo de corte recomendado según el tipo de material y geometría del talud.

La finalidad del proceso de corte es realizar un sistema de banquetas a fin de disipar los esfuerzos acumulados en el talud general y remover cuñas de fallas superficiales. Según las características in situ de los taludes, el procedimiento de corte deberá proyectarse como un método complementario y no aplicable a todos los taludes ya que es probable que se necesite considerar un corte muy abatido para superar los FS mínimos. Por esa razón, el método de corte contribuirá parcialmente a la estabilización y/o contribuirá como perfilado previo de un posterior sistema de estabilización. La Tabla 5-17 resumen las características del proceso de corte y la finalidad del mismo.

Tabla 5-17. Características de corte implementada en los sectores inestables

Sector Inestable	Sección de análisis	Finalidad del corte	Pendiente recomendada	Altura de banqueta (m)
SI - 01	Km 669+290	Estabilización	0.80H:1V	8.0
	Km 669+330	Estabilización	0.80H:1V	8.0
SI - 02	Km 672+260	Perfilado / Remoción de cuñas superficiales	0.50H:1V	25.0
SI - 03	Km 673+580	Replanteo de trazo de vía	1.0H:4.0V	Variable
	Km 673+670	Replanteo de trazo de vía	1.0H:4.0V	Variable

### 5.7.2. Análisis de estabilidad global luego del proceso de corte

El proceso de corte realizado en los taludes tiene dos finalidades: como método de solución y como replanteo para el trazo de la nueva vía. En ese sentido, no se podría concluir que el proceso de corte implique necesariamente una estabilización, sobre todo en los sectores donde el corte se realizará para fines de proyectar el nuevo trazo. La Tabla 5-18 muestra los resultados del análisis de estabilidad global del talud luego de aplicar el corte como método de estabilización y replanteo del trazo de vía.

Tabla 5-18. Resultados del análisis global luego del proceso de corte.

Sector Inestable	Sección de análisis	Superficie de falla	Litología o tipo de suelo	Factor de seguridad		Condición
				Estático	Pseudoestático	
SI - 01	Km 669+290	Circular	Grava limosa	1.362	0.985	Inestable
	Km 669+330	Circular	Grava limosa	1.348	0.955	Inestable
SI - 02	Km 672+260	No circular	Pizarra - limonita	1.394	1.022	No cumple
SI - 03	Km 673+580	No circular	Pizarra - limonita	1.420	0.992	Inestable
	Km 673+670	No circular	Pizarra - limonita	1.244	0.983	Inestable

A excepción del sector SI-3, donde los FS disminuyen respecto del talud natural, se concluye que el proceso de corte contribuye a la estabilidad de los taludes. Esto se debe a que el corte realizado en los sectores SI-1 y SI-2 fue proyectado como banquetas para dar estabilidad a los taludes. Sin embargo, su contribución es limitada debido a que el

proceso no es lo suficientemente efectivo para superar los FS mínimos exigidos. Proyectar taludes más abatidos conllevaría a alterar sustancialmente la integridad de los taludes y cortar grandes cantidades de material que posteriormente deberán ser movilizadas y eliminadas en un DME. Por esa razón, el corte se llevará a cabo para nivelar la superficie del talud para un posterior sistema de estabilización superficial, para proyectar taludes superiores y para remover cuñas de fallas locales potenciales. Respecto al sector SI-3 se concluye que, debido a que el corte proyectado se debe a una necesidad geométrica para el replanteo del trazo de la vía, la nueva configuración del talud implicará un mayor riesgo, respecto a su estado natural. Si bien es importante determinar la estabilidad de los taludes en estado natural a fin de cuantificar la vulnerabilidad, será más importante determinar la estabilidad de los taludes bajo la configuración final, debido a que será la geometría puesta en servicio.

## **5.8. DISEÑO DE LA SOLUCIÓN**

### **5.8.1. Cálculo de la fuerza externa de diseño**

Debido a que el proceso de corte no garantiza la estabilidad de los taludes críticos y, en algunos casos incluso genera inestabilidad, se proyectará un sistema de anclajes que contribuya a una mejora en la estabilidad local y global y, poder así, alcanzar los factores de seguridad mínimos requeridos. Además, el patrón de anclajes proyectado servirá para anclar la malla de alta resistencia, la cual disipará cualquier falla superficial que se pueda suscitar en el área limitada por el patrón de diseño. Para realizar el diseño del sistema de anclajes se deberá determinar las sollicitaciones de carga que deberá asumir cada anclaje. Por esa razón, se deberá calcular la fuerza externa necesaria por ml de talud analizado para garantizar el factor de seguridad mínimo en la condición más crítica. Por ejemplo, para las fallas locales la fuerza externa pseudoestática deberá ser la suficiente para alcanzar un  $FS=1.30$ , mientras que para las fallas globales la fuerza externa debería ser la suficiente para alcanzar un  $FS=1.125$ . El programa Rocplane V2 nos permite determinar la fuerza externa directamente de tal manera de alcanzar el FS requerido para estabilizar fallas locales. En el programa Slide V6, en cambio, se modeló para cada sección de análisis, un tentativo patrón de anclajes cuya resistencia se fue variando hasta encontrar el FS requerido para estabilizar fallas globales, de tal manera de calcular la fuerza externa como la sumatoria de tensiones del patrón preliminar. Los análisis descritos anteriormente se muestran en el Anexo IX. La Tabla 5-19 muestra el resultado de las fuerzas externas determinadas para garantizar los FS mínimos para las fallas globales y locales para cada sector de análisis. La fuerza externa máxima, por cada sector inestable, será la que se utilice en el diseño del sistema de anclajes.

Tabla 5-19. Resultados de la fuerza de diseño para el diseño de anclajes.

Sector Inestable	Sección de análisis	Tipo de falla	Fuerza externa (kN/m)	FS para sismo con $F_{ext}$	Fuerza de diseño (kN/m) <sup>(5)</sup>
SI - 01	Km 669+290	Global	269.09	1.136	269.09
SI - 02	Km 672+260	Local 01 <sup>(1)</sup>	612.00	1.310	720.00
		Global <sup>(2)</sup>	720.00	1.125	
SI - 03	Km 673+580	Global <sup>(3)(4)</sup>	475.00	1.143	475.00
	Km 673+670	Local 01	30.00	1.360	
		Local 02	172.00	1.310	
		Local 03	305.00	1.310	

(1) La falla local corresponde a la configuración luego del proceso de corte.

(2) La fuerza externa de diseño se determinó de la sección Km 672+260 debido a que corresponde a la sección geometría más desfavorable.

(3) Solo se determinó la fuerza externa para falla global debido a que las cuñas superficiales serán removidas en el proceso de corte

(4) La fuerza externa para falla global se determinó para la sección Km 673+580 debido a que corresponde a la geometría más desfavorable del sector.

(5) La fuerza de diseño para cada sector corresponde al máximo ratio de fuerza externa por metro lineal por cada longitud de talud intervenido (visto en sección).

Luego de demostrar la inestabilidad y cuantificar la fuerza externa estabilizadora en cada sector, se realizará el diseño del sistema de anclajes de tal manera de alcanzar los FS mínimos a nivel local y global. Los anclajes trabajan estructuralmente aportando tensión circundante a lo largo de toda su extensión y tiene como objetivo sostener y reforzar las masas de material generando un nexo mecánico entre bloques segmentados o masa disgregada, con la finalidad de mantener la integridad estructural del talud.

### 5.8.2. Solicitaciones

El sistema de anclajes deberá ser diseñado para soportar las cargas amplificadas derivadas de la fuerza externa de diseño calculada según se presenta en la Tabla 5-19 y sustentado por los análisis presentados en el Anexo IX. La carga externa por ml se deberá expresar como esfuerzo para determinar la fuerza necesaria de estabilización por m<sup>2</sup> de talud. Luego esta sollicitación se deberá amplificar por el factor  $F_1$  explicado en la metodología de cálculo del sistema de anclajes presentado en el Anexo XI. Para obtener la carga nominal, se deberá multiplicar el esfuerzo amplificado por el patrón de anclaje seleccionado. Finalmente, la carga nominal de diseño por ml se obtiene dividiendo la carga nominal por el ancho tributario del patrón de anclaje. La Tabla 5-20 muestra el resumen de los resultados del cálculo de la carga nominal de diseño de los tres sectores inestables, los cuales son presentados en el Anexo X.

Tabla 5-20. Solicitaciones para el diseño del sistema de anclajes.

Sector Inestable	Carga externa (kN/m)	Esfuerzo actuante (kN/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo nominal (kN/m <sup>2</sup> )	Carga nominal $P_{Nd}$ (kN)	Carga nominal $P_{Nd}$ por ml (kN/m)
SI-01	269.09	25.63	38.44	346.0	115.3
SI-02	720.00	25.89	38.83	349.5	116.5
SI-03	475.00	19.47	29.21	262.9	87.6

### 5.8.3. Parámetros de resistencia

Luego de calcular la carga nominal, el segundo paso será calcular los parámetros de resistencia del anclaje y del material circundante al anclaje. La finalidad de calcular los parámetros de resistencia es determinar el diagrama de tensiones admisibles que el anclaje aportará al sistema a lo largo de su vida útil. La capacidad al arrancamiento admisible  $Q_{adm}$  se calculó por medio de la Ec. 4.1, donde la resistencia al arrancamiento  $q_u$  mide el esfuerzo mínimo que se deberá aplicar al conjunto anclaje - recubrimiento para que deslice respecto del material. A nivel de tensiones, la capacidad al arrancamiento admisible  $Q_{adm}$  representa la pendiente con la cual disminuye la capacidad de carga  $R_T$  en cada metro desde el punto máximo de tensión hasta el final del anclaje (Figura 4.18). La capacidad de Carga  $R_T$  es la tensión debajo del cual se espera que el perno trabaje en su vida útil, el cual se calcula por medio de la Ec. 4.4. En base al valor de  $R_T$ , se seleccionará un diámetro de anclaje suficiente para superar la carga nominal.

Tabla 5-21. Parámetros de resistencia del sistema de anclajes.

Sector Inestable	Resistencia al arrancamiento $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	Diámetro de perforación (mm)	Capacidad al arrancamiento adm. $Q_{adm}$ (kN/m)	Diámetro de diseño $\Phi$ (mm)	Capacidad de carga $R_T$ (kN)
SI-01	450	75	70.69	28	365.2
SI-02	675	90	127.23	28	365.2
SI-03	675	90	127.23	28	365.2

### 5.8.4. Parámetros de diseño y distribución del sistema de anclajes

Los parámetros de diseño que serán introducidos en el programa Slide V6 se muestran en la Tabla 5-22. Además de estos datos el programa solicitará el patrón de los anclajes para poder distribuir los parámetros de resistencia por ml. El patrón de anclajes se define por el área de influencia  $S=a \times b$ , donde  $a$  es la separación de los entre anclajes fuera del plano de la sección de análisis y  $b$  es la separación entre filas de anclajes definido en la sección. Definida la separación fuera del plano, el programa expresará la resistencia por ml debido a que es la unidad con la que se realiza el análisis de estabilidad del talud. Para la capacidad de carga por revestimiento se está considerando una fuerza de pretensión de  $V=30$  kN que equivale a  $10$  kN/m ( $a=3.00$ m).

El patrón y la longitud de los anclajes deberán diseñarse de forma optimizada respetando los factores de seguridad. Debido a que los diseños de carretera deberán estar bajo la revisión del MTC, el costo de la solución será un criterio de aceptación para la aprobación de los expedientes de obra. En ese sentido, para el caso de los sistemas de anclajes la optimización del diseño se basará en determinar el mínimo diámetro, la

mínima longitud y la máxima separación posible. Cuando los taludes presenten alturas importantes será factible segmentar los anclajes por grupo de líneas de refuerzo con longitudes de pernos diferentes por cada grupo. La determinación de la longitud de los anclajes dependerá de la superficie de falla crítica. A mayor profundidad de la falla, mayor longitud tendrá el anclaje. Otro aspecto a tener en cuenta para definir la longitud de diseño es que los anclajes deberán cortar necesariamente la superficie de falla para que su contribución tensional sea efectiva.

Tabla 5-22. Parámetros de diseño y distribución del sistema de anclajes

Sector Inestable	Patrón de anclaje (S=a x b)	Longitud de anclaje (m)		Capacidad de carga $R_T$ (kN/m)	Capacidad al arrancamiento adm. $Q_{adm}$ (kN/m/m)	Capacidad del revestimiento $R_F$ (kN/m)
		Fila	Longitud			
SI-01	3 x 3	Fila 1 a 3	12.00	121.7	23.6	10
SI-02	3 x 3	Fila 1 a 4	12.00	121.7	42.4	10
		Fila 5 a 9	18.00			
		Fila 10 a 27	6.00			
SI-03	3 x 3	Fila 1 a 9	10.00	121.7	42.4	10
		Fila 10 a 17	6.00			

## 5.9. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DE LOS TALUDES ESTABILIZADOS

Por medio del programa Slide V6 se modeló la contribución del sistema de anclajes en el cuerpo del talud de los sectores inestables. Con la contribución de los anclajes habrá una redistribución de fuerzas sobre las dovelas modificando la superficie de falla, de tal manera de obtener una proporción adecuada entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. Los análisis de estabilidad global se presentan en el Anexo XII.

### 5.9.1. Resultados finales

La Tabla 5-23 muestra los resultados finales del análisis de estabilidad luego de proyectar el proceso de corte e incorporar el sistema de anclajes, modelado según los parámetros de resistencia presentados en el punto 5.8.

Tabla 5-23. Resultados del análisis global del talud estabilizado

Sector Inestable	Sección de análisis	Superficie de falla	Factor de seguridad		Condición
			Estático	Pseudoestático	
SI - 01	Km 669+290	Circular	1.518	1.140	Cumple
	Km 669+330	Circular	1.513	1.135	Cumple
SI - 02	Km 672+260	No circular	1.523	1.194	Cumple
SI - 03	Km 673+580	No circular	1.538	1.201	Cumple
	Km 673+670	No circular	1.542	1.199	Cumple

Según los resultados obtenidos se puede concluir que todos los taludes serán normativamente estables debido a que, para todos los sectores y todas las condiciones de análisis, se superan los factores mínimos exigidos. Con esto se asegura que los

taludes serán estables bajo las consideraciones de diseño. Si bien el sistema de anclajes ha contribuido sustancialmente a la estabilización, el diseño plasmado cuenta con la una adecuada optimización, lo cual se puede plasmar por los diferentes juegos de patrones y las diferentes longitudes en una misma sección de análisis. Según se plasma en los análisis de estabilidad global (Anexo XII) los pernos de los niveles inferiores serán los encargados de estabilizar el talud a nivel global, mientras que los patrones de anclajes, localizados en la zona media y superior, serán las encargadas de estabilizar fallas locales y planos globales menores. Por esa razón, los anclajes de la zona inferior son los que tendrán mayor longitud a diferencia de los anclajes proyectados en los niveles superiores que serán de longitud más corta. La Tabla 5-24 muestra la evolución de los FS en las diferentes etapas de análisis. Con estos resultados se finaliza el análisis y estabilización de los sectores críticos de la Carretera Huallanca - Caraz, el cual deberá pasar por la revisión de las entidades revisores para su aprobación.

Tabla 5-24. Evolución de los FS en las diferentes etapas del diseño

Sector Inestable	Sección de análisis	Talud in situ		Talud luego del corte		Talud estabilizado	
		Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático	Estático	Pseudo estático
SI-01	Km 669+290	1.256	0.901	1.362	0.985	1.512	1.184
	Km 669+330	1.237	0.893	1.348	0.955	1.512	1.174
SI-02	Km 672+260	1.306	0.938	1.394	1.022	1.523	1.194
SI-03	Km 673+580	1.595	1.053	1.420	0.992	1.538	1.201
	Km 673+670	1.376	0.990	1.244	0.981	1.542	1.199

## CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES

### 6.1. CONCLUSIONES

#### I. Respecto de la zona de estudio

- La inestabilidad de los taludes a lo largo de una carretera rural puede darse por varias circunstancias: meteorización del material que constituye el talud, alteración natural del talud a geometrías más demandantes o pérdidas progresivas de resistencia, debido a eventos sísmicos, presión hidrostática, procesos de hielo y deshielo, etc.
- La carretera de Huallanca - Caraz es un proyecto de mejoramiento y rehabilitación cuya geología está conformada por diversas estratigrafías a lo largo de toda su extensión. Sin embargo, las unidades geológicas que constituyen las zonas de estudio corresponden a la Formación Chicama (Js-Chi) y depósitos cuaternarios. La Formación Chicama está constituida por importantes capas de lutitas y horizontes de arenisca negras, así como roca con metamorfismo como pizarras. Esta unidad geológica está presente en los sectores 2 y 3. Los depósitos cuaternarios están constituidos por una mezcla semiconsolidadas de arenas, gravas, bolones, cementada por una matriz limo-arcillosa, los cuales están presentes en el sector 1.
- Un sector crítico se define como un tramo de vía cuya geología, geometría y solicitaciones no garantiza un correcto nivel de equilibrio de fuerzas y deformaciones. Cuando un sector es declarado crítico, Provías Nacional deberá proyectar una intervención de la carretera a nivel de rehabilitación y mejoramiento. Esta intervención se formalizará por medio de un concurso público para la selección del consultor designado para que se encargue de realizar el expediente. En dicho expediente se deberá sustentar el grado de vulnerabilidad de los taludes y su respectiva solución. En general, la especialidad de geotecnia será una de las especialidades que contribuirá en la elaboración del expediente de obra ya que su especialidad incluye la etapa de exploración, el análisis y la estabilización de taludes.
- La estabilización de taludes es una de las especialidades de la geotecnia. Esta especialidad será la encargada de caracterizar, analizar y, en caso amerite, reforzar la zona vulnerable del talud a fin de asegurar factores de seguridad normativamente adecuados. Lo que se busca es proteger la integridad física de los usuarios y prevenir daños estructurales debido a derrumbes no controlados. Para estabilizar un talud se deberá determinar el grado de vulnerabilidad, por medio de la determinación del mecanismo de falla y del FS del talud in situ. Conocido el grado de vulnerabilidad se planteará la mejor alternativa de estabilización de tal manera de generar un talud estable a lo largo de la vida útil del proyecto.

## II. Respecto de los sectores inestables

- Los principales peligros que se producen en los tramos que componen los sectores críticos son los deslizamientos traslacionales de los taludes compuestos por material sedimentario semiconsolidado y el deslizamiento de cuñas de fallas, debido a la fracturación de la roca. A nivel de falla global, los análisis concluyen que la vulnerabilidad de los macizos rocosos (sectores SI-2 y SI-3) están dado bajo una condición pseudoestática.
- El material predominante del sector inestable 1 corresponde a un material aluvial cuya clasificación SUCS equivale a una grava limosa, por lo tanto, el análisis geotécnico se enfocó como suelo, considerando una superficie de falla circular y el modelo constitutivo de Mohr - Coulomb. El material predominante de los sectores inestables SI-2 y SI-3 corresponden a macizos rocosos compuestos por pizarra. Por esa razón, se realizó un análisis cinemático para determinar el tipo de falla (planar, cuña o vuelco) y determinar sus parámetros de resistencia bajo el modelo de falla de Hoek - Brown generalizado (2002).

## III. Respecto de las clasificaciones geomecánicas

- El proyecto desarrolló las clasificaciones geomecánicas propuestas por Bieniawski (RMR), Romana (SMR) y Hoek - Brown (GSI), debido a que permiten determinar parámetros de resistencia de los taludes. El índice RMR es una de las clasificaciones pioneras en lo que respecta a caracterización geomecánica de la roca. Romana por su parte perfeccionó lo propuesto por Bieniawski, a fin de extender la caracterización a los taludes incorporando, dentro de sus parámetros, la orientación y buzamiento del talud y de la falla, así como el proceso de excavación de la superficie del talud. Por último, Hoek y Brown introdujeron el parámetro geomecánico GSI debido a que el índice RMR no relacionaba adecuadamente el criterio de rotura con las observaciones geológicas de campo, especialmente para macizos rocosos débiles, Sin embargo, el índice GSI está basado en el RMR a nivel de inspección de campo.
- La diferencia que presenta el índice RMR con el índice GSI es que este último no incluye dos parámetros de caracterización del macizo rocoso: condiciones de agua subterránea y la orientación de la estructura geológica. Sin embargo, debido al uso masivo de ambos índices se ha determinado relaciones para obtener los valores del GSI por medio del valor del RMR, debido a que la mayoría de geotecnistas están familiarizados con este último índice. Para macizos rocosos de regular calidad (RMR >25) el valor del GSI coincide con el valor del RMR76. Si se desea usar el RMR de la versión de 1989, el valor del Índice Geológico de Resistencia será  $GSI = RMR_{89} - 5$ .

#### IV. Respecto de los criterios de rotura

- Los criterios de rotura son funciones que modelan envolventes de falla, los cuales describen estados de tensiones de una partícula de material. Los modelos se basan en métodos empíricos debido a que son el resultado de diversos ensayos de campo y pruebas laboratorio. Una vez obtenida la expresión matemática, que describe de la mejor manera, la geometría de la envolvente se concluirá que las constantes que relacionan los esfuerzos principales deben ser interpretadas como los parámetros de resistencia del material analizado. A nivel geotécnico, la resistencia de los materiales viene dado por su resistencia al corte a lo largo de la potencial superficie de falla.
- El criterio de Mohr - Coulomb se utilizó para modelar la resistencia de los suelos en donde se consideró superficies de falla circulares debido a que las masas están constituidas por grano grueso, medio y fino. Además, es frecuente utilizar este modelo cuando la resistencia a la compresión del material es considerablemente superior a la resistencia a la tracción. El sector inestable 1 fue modelado bajo este criterio debido a que está conformado por suelo sedimentario aluvial.
- El criterio de Hoek - Brown es utilizado para determinar la resistencia de los macizos rocosos cuya falla son modeladas como superficies no circulares, debido a la fracturación de la roca por las familias de discontinuidad existentes. Los sectores inestables 2 y 3 fueron modelados bajo este criterio debido a que presentan macizos rocosos compuestos por roca metamórfica pizarra.
- El modelo de Barton, Choubey y Bandis es utilizado para determinar la resistencia al corte de un plano de discontinuidad definido, por lo que se podrá determinar la estabilidad de cuñas locales de los macizos rocosos en donde se haya demostrado cinemáticamente la potencial presencia de fallas planares o fallas tipo cuña. El análisis de estabilidad se respalda por la metodología del bloque deslizable, el cual se considera numéricamente exacta, a diferencia de los análisis de dovelas que son métodos aproximados.

#### V. Respecto de los parámetros de resistencia obtenidos

- El desarrollo teórico de los criterios de falla hizo posible cuantificar los parámetros de resistencia de los taludes según el tipo de falla y del tipo de material constituyente. Debido a que los modelos de rotura tienen un enfoque empírico, fue necesario realizar ensayos de laboratorio tales como ensayos triaxiales, ensayos de compresión simple de roca intacta y resistencia a la compresión de la discontinuidad. Además, fue necesario realizar observaciones de campo para cuantificar los índices de resistencia (RMR, SMR y GSI). La Tabla 5-14 clasifica los parámetros de

resistencia de los taludes, según el tipo falla, para los tres criterios de rotura desarrollados. Por medio de estos parámetros se podrá cuantificar la fuerza de resistencia al corte de las superficies de falla, lo cual hace posible determinar el FS del talud.

- Los resultados cinemáticos y geomecánicos fueron congruentes, debido a que por ambos caminos se concluyó que la falla crítica y, la que tiene más porcentaje de ocurrencia, es la falla planar respecto de la falla tipo cuña y tipo vuelco. Además, por medio de los análisis cinemáticos se concluyó que habrá una baja probabilidad de producirse falla por vuelco, lo cual se ratifica por un alto valor del SMR frente a la falla por vuelco (SMR mayor a 61). Según los rangos establecidos se concluye que la estación geomecánica 2 tendrá un mal comportamiento en las zonas donde el talud y la discontinuidad crítica propicien una falla tipo planar. Por otro lado, a pesar que en la estación geomecánica 1 se obtuvo un valor de SMR mayor a 40, se debe considerar que el valor obtenido corresponde al extremo inferior del siguiente rango (SMR entre 41 a 60), por lo que, a nivel de diseño, se consideró como una zona de calidad mala a nivel de falla local.
- Comparación de los parámetros de resistencia según cada clasificación  
Con la finalidad de validar los resultados obtenidos por los diferentes autores que buscan cuantificar la resistencia al corte de los macizos rocosos, la Tabla 6-1 muestra una comparación de resultados de las clasificaciones geomecánicas aplicadas a los taludes de los sectores inestables 2 y 3.

Tabla 6-1. Comparativo entre los resultados de Bieniawski, Romana y Hoek-Brown

Estación Geomecánica	Clasificación Bieniawski, Romana				Clasificación Hoek - Brown		
	RMR	SMR	c (kPa)	Phi (°)	GSI	c (kPa)	Phi (°)
EG-HC17-01	55	41 (P) 65 (T)	275	33	48	288.87	34.96
EG-HC17-02	62	37 (P) 68 (T)	310	36	55	475.15	37.15

- Según los resultados de los índices RMR y SMR se concluye que, a pesar de que un macizo rocoso tenga un valor de RMR favorable (RMR > 61), no garantiza que a nivel superficial tenga una calidad suficiente para no presentar fallas locales. Esto se debe a que el análisis para determinar el valor del RMR no considera aspectos cinemáticos de fallas y solo puede dar un enfoque de resistencia global del macizo rocoso y servir como punto de partida para determinar el valor del GSI. En cambio, el índice SMR, al considerar dentro de sus cálculos la orientación y el buzamiento del talud y de la falla, es más apropiado para analizar la ocurrencia de fallas locales.
- Si bien se puede obtener los parámetros geomecánicos por diferentes autores es necesario interpretar los valores obtenidos y ver el grado de certeza que cuenta cada autor, a fin de caracterizar de la mejor manera la resistencia de los taludes.

Considerando que los resultados de resistencia obtenidos de las relaciones propuestas por Bieniawski son aproximadas, la Tabla 6-2 muestra el porcentaje de variación respecto de los obtenido por el criterio de Hoek - Brown, el cual se considera más preciso debido a que es una evolución del primer criterio mencionado.

Tabla 6-2. Porcentaje de variación de los parámetros de resistencia

Parámetro geomecánica	Cohesión (kPa)		Porcentaje de variación (%)	Ang. de fricción (°)		Porcentaje de variación (%)
	RMR	GSI		RMR	GSI	
EG-HC17-01	275	288.87	4.80%	33	34.96	5.61%
EG-HC17-02	310	475.15	34.76%	36	37.15	3.10%

Según los resultados se puede concluir que, excepto el valor de la cohesión de la EG-02 los porcentajes de variación no exceden el 10%. Con esto se puede concluir que, para un análisis preliminar (expediente a nivel de perfil o factibilidad), las expresiones de Bieniawski nos proporcionan valores cercanos a los parámetros de resistencia al corte que se obtiene por el método preciso de Hoek - Brown. Además, se puede observar que los resultados obtenidos por Hoek - Brown son mayores a los obtenidos por Bieniawski, por lo que si se utilizasen los parámetros simplificados para un diseño preliminar se estaría del lado de la seguridad. Sin embargo, para un diseño final (expediente a nivel definitivo) sería conveniente utilizar los valores exactos de Hoek - Brown para evitar sobredimensionar las estructuras de estabilización.

#### VI. Respecto del análisis de estabilidad

- Los análisis de estabilidad son procedimientos numéricos que se basan en la metodología de equilibrio límite. Según el tipo de falla, los procedimientos se clasifican como métodos exactos y no exactos. El análisis de estabilidad de cuñas y bloques aplicado a fallas locales corresponde a un ejemplo del método exacto. Por su parte, el método de dovelas y el método del círculo de fricción conforman el grupo de métodos no exactos. El método de dovelas, a su vez, se clasifica en métodos aproximados y métodos precisos. El método de que utilizó para realizar los análisis de estabilidad fue el método de Spencer debido a que es un método preciso. Se considera preciso porque satisface el equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos y porque puede analizar superficies de cualquier geometría (superficies no circulares)
- Los análisis de estabilidad para fallas locales y globales fueron realizados con el apoyo de los programas Rocplane V2 y Slide V6, respectivamente. Para determinar el tipo de falla cinemática de utilizó el programa Dips V6, el cual realiza un análisis estereográfico de las familias de discontinuidad y determina el porcentaje de ocurrencia de una falla plana, falla tipo cuña o falla por vuelco.

- El procedimiento que se ha seguido en los análisis fue el siguiente: se verificó el grado de vulnerabilidad de los taludes en estado natural. Luego se analizó la estabilidad de los mismos ante diferentes procesos de corte. El proceso de corte ha tenido diferentes finalidades, según el sector inestable analizado. Por ejemplo, para los sectores inestables 1 y 2, el proceso de corte tuvo por finalidad abatir el talud natural, eliminar cuñas superficiales de falla, proyectar sistemas de banquetas y realizar el perfilado de la superficie para una posterior instalación de un sistema de enmallado. En cambio, en el sector inestable 3, el corte fue proyectado debido a que el diseño del nuevo trazo obligaba a cortar el talud natural para la conformación de la nueva vía. Debido a que el proceso de corte no se utilizó necesariamente para fines de estabilización, la segunda etapa del análisis fue determinar la vulnerabilidad de los taludes luego del proceso de corte. En caso los taludes hubiesen logrado los FS mínimos requeridos, la estabilización habría culminado en esta etapa. Dado que el proceso de corte proporcionó una mejora limitada y, en el caso del sector inestable 3, propició inestabilidad, la tercera etapa del análisis fue modelar un sistema de sostenimiento basado en el diseño del sistema de anclajes. Finalmente, se evaluó los taludes estabilizados para verificar el cumplimiento de los FS mínimos requeridos y validar el adecuado diseño del sistema de anclajes.

#### VII. Respecto del sistema de estabilización

- Estabilizar un talud requiere analizar qué criterio de falla modela de la mejor manera los estados tensionales del material constituyente y su resistencia al corte. Además, será importante determinar la geometría de las posibles fallas a fin de determinar qué métodos de estabilización son los adecuados para mitigar el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla.
- El punto 4.3 desarrolló posibles alternativas de solución para la estabilización global de los taludes. Según los resultados de la Tabla 4-2, se puede notar que el sistema de anclaje cumple con todos los criterios de selección. Si bien los pernos con bulbo y los cables tensados proporcionan los mismos beneficios mecánicos de resistencia, la decisión final irá de la mano con seleccionar un sistema que sea compatible geoméricamente con la solución de estabilización superficial (malla metálica) y que su instalación sea económicamente viable. Además, se requiere un sistema estructural que prevenga nuevos planos de falla e impida la activación dinámica de fallas preexistentes. Por esa razón, se eligió el sistema de anclajes pasivos debido a que es la solución más adecuada para estabilizar taludes con presencia de fallas superficiales y fallas profundas. Además, permite determinar patrones de anclajes con diferentes longitudes optimizando el costo por ml de solución.

- A nivel de diseño, los anclajes fueron incorporados como elementos de tensión para mitigar fallas globales y fallas locales. Para garantizar que los anclajes trabajen en pro de evitar deslizamientos, se deberá proyectar patrones debidamente distribuidos de tal manera de interceptar la superficie de falla crítica del talud. Todo anclaje que no atraviese la superficie de falla no desarrollará tensión y su resistencia no tendrá incidencia. Cuando la estabilidad global está garantizada con cierto patrón de anclajes, no será necesario proyectar la misma longitud de dicho patrón a lo largo de toda la altura de talud. El procedimiento a seguir será optimizar los siguientes niveles de refuerzo con una longitud menor, de tal manera que las fallas intermedias y menores sean atendidas con la longitud optimizada, dado que se desarrollarán a una menor profundidad, respecto de la cara del talud.
- La Tabla 5-24 muestra los FS de los taludes de los sectores inestables para las tres situaciones analizadas a fin de visualizar la evolución de los resultados, según el tipo de intervención realizada. En general, se puede concluir que los taludes in situ son inestables bajo la condición pseudoestática. Por esa razón, los taludes deberán ser intervenidos a fin de implementar medidas de solución que garanticen su estabilidad a largo plazo. Los FS de los taludes in situ, en condición estática, son mayores a 1, lo cual es congruente con el comportamiento estable de los taludes bajo cargas de servicio. Sin embargo, esta condición no garantiza la ocurrencia de fallas locales. Además, los taludes tendrán el riesgo potencial de derrumbe en caso se presente un sismo con una magnitud similar al considerado en el diseño.
- Como medida preliminar, se proyectaron procesos de corte para abatir las fuertes pendientes y banquetas para segmentar alturas mayores a 25 m. Para el caso particular de los macizos rocosos, el proceso de corte a proyectar deberá ser limitado ya que no se desea alterar la estructura del macizo y activar potenciales superficies de falla. Luego del proceso de corte los factores de seguridad aumentan sólo en los sectores donde dicho corte fue planificado para abatir la pendiente o remover cuñas de falla superficial. En los sectores donde el corte fue planificado como proceso de voladura para el nuevo trazo, se puede observar que los FS disminuyen. Finalmente, ratificando el adecuado modelado del sistema de anclajes se verifica que los FS de los taludes estabilizados cumplen con los requerimientos mínimos de la norma de referencia, por lo que se puede considerar un diseño satisfactorio.
- La finalidad de la estabilización es que los taludes adyacentes a la vía sean seguros y no signifiquen un factor de riesgo para el usuario. Se deberá considerar que las secciones para el desarrollo del análisis geotécnico son las más críticas, por esa razón, es de esperar que secciones menos exigidas a nivel de geometría y pendiente, tengan factores de seguridad más elevados. Esto debido a que la solución de

estabilización se proyectará de manera homogénea a lo largo de todo el desarrollo de los sectores inestables. Luego de asegurar la correcta funcionabilidad de los taludes, se puede concluir que los usuarios podrán transitar por una vía segura donde su integridad no se verá comprometida por alguna falla geotécnica.

## 6.2. RECOMENDACIONES

- Debido a las características geológicas de los proyectos viales, el ingeniero civil especializado en geotecnia debe tener conocimiento de la mecánica de suelos, ingeniería de cimentaciones, así como de la mecánica de rocas a fin de poder inspeccionar, analizar y cuantificar la resistencia de los suelos y macizos rocosos ya sea en taludes, fundaciones, mejoramientos de subrasante, etc.
- Se recomienda que en los estudios de las obras viales el equipo de ingeniería cuente con profesionales en las ramas de geotécnica, geología y geomecánica ya que son especialidades que deben retroalimentarse en la toma de data de campo, así como el procesamiento numérico-analítico de la mecánica de materiales (roca y suelo).
- Para caracterizar la calidad del macizo rocoso en taludes, el valor del  $RMR_{básico}$  no es concluyente ya que no fue concebido para caracterizar taludes. Será un parámetro representativo cuando sea corregido por aspectos cinemáticos, por lo que se recomienda siempre corregir al  $RMR_{básico}$  según la metodología de Romana.
- El criterio de falla de Hoek - Brown no es aplicable a todos los casos ya que el índice GSI no tiene sentido físico para macizos poco fracturados a sanos ni para macizos altamente fracturados. En esos casos se recomienda usar la metodología de la roca intacta y realizar ensayos triaxiales a la roca sana o analizar el talud altamente fracturado como un suelo residual, según el criterio de falla de Mohr - Coulomb.
- El método que se implementó para realizar los análisis de estabilidad global fue el método de Spencer debido a que es un método preciso. En los análisis de estabilidad se recomienda usar una metodología precisa porque satisface el equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos y porque puede analizar superficies de cualquier geometría (superficies circulares y no circulares).
- En la etapa de la construcción de los proyectos se recomienda realizar verificaciones en campo de la calidad del macizo rocoso según la metodología de  $Q_{slope}$ , a fin de poder validar y contrastar la data de campo con la información del estudio de tal manera de poder rectificar a la pendiente del talud, en caso amerite.
- Como líneas de investigación se recomienda realizar el estudio de la evolución del criterio de falla de Hoek - Brown ya que a lo largo del tiempo ha tenido actualizaciones a nivel numérico y cambios cualitativos que restringen la utilización del criterio.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO (2014). "LRFD Bridge Design Specifications," 7th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- Alva Hurtado, J. (2006) *Estabilización de taludes de taludes* [diapositivas]. Lima. Consulta: 3 de octubre de 2016 <[http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a\\_labgeo/labgeo30\\_p.pdf](http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo30_p.pdf)>
- Asociación de Carreteras del Japon (JRA) - Masonic 39 Mori Building (1984). Manual de protección de taludes. Tokio: CISMID.
- Bañon Blazquez, L. (2000) Manual de carreteras. Volumen II: construcción y mantenimiento. Alicante: Ortiz e Hijos, Contratista de Obras, S.A. pp 17/1 - 17/22.
- Bar, N., Barton, N. (2017) The Q-Slope Method for Rock Slope Engineering. *Rock Mech Rock Eng* 50, 3307–3322. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1305-0>
- Barton, N., Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Mecánica de rocas* 10 , 1–54. <https://doi.org/10.1007/BF01261801>
- Bieniawski Z.T. (1989) *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley
- Bieniawski, Z.T., Celada, B., Varona, P. y Rodríguez, A. (2014) Innovating Tunnel Design by an Improved Experience-based RMR System. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014*. Foz do Iguaçu.
- Das Braja, M. (2015) *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, 4° Edición. México: Cengage Learning.
- Das Braja, M. (2006) *Principios de ingeniería de cimentaciones*. México: International Thomson
- Dirección General de Carreteras del Ministerio De Fomento, (2003). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes (UNE-EN 1537:2001)*. Aenor. 2001.
- Elias, V., Juran I. (1991). *Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations*. Report FHWA-RD-89-198. FHWA, U.S. Department of Transportation.
- Fredlund, D.G., Knesn, J. (1977) *Comparison of slope stability methods of análisis*. Saskatchewan, Canada: University of Saskatchewan
- Federal Highway Administration (FHWA) (2015). *Soil Nail Walls Reference Manual "LRFD Bridge Design Specifications" 7th Edition*, Publication No. FHWA-NHI-14-007, Washington, DC:
- Federal Highway Administration (FHWA) (2003), *Geotechnical Engineering Circular N° 7, Soil Nail Walls*. Publication No. FHWA 0-IF-03-017. Washington, D.C.

- Geobrugg (2017) Anexo del manual TECCO® INOXIDABLE Sistema de Estabilización de Taludes. 2° Edición. Romanshorn, Suiza: © Geobrugg AG
- Geobrugg (2015) Datos Técnicos Malla TECCO® G65/3 de alambre de acero de alta resistencia. Romanshorn, Suiza: © Geobrugg AG
- Geobrugg (2010) TECCO® Sistema de Estabilización de Taludes: Manual de Instalación. 13° Edición Romanshorn, Suiza: © Geobrugg AG
- Herrera Garcia, M. (2006) Estabilidad de taludes para carretera. Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Morelia: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. British Columbia: <<http://www.rocscience.com>>
- Hoek, E., Bray J.W. (1977). Rock Slope Engineering. London: Instn Min. Metall.
- Hoek, E., Brown et al. (2018). The Hoek – Brown failure criterion and GSI. 2018 Edition. Vancouver, Canada and Brisbane, Australia.
- Hoek, E., Brown, et al. (1997). Practical estimates of rock mass strength. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 34 (8), 1165 –1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. And Corkum, B. (2002) The Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. Proc. 5th North American Rock Mechanics Sym. and 17th Tunneling Assn of Canada. Toronto:NARMS-TAC.
- Instituto Geológico Minero y Metalúrgico INGEMMET (2010) Riesgo Geológico en la Región Ancash. Lima, Perú
- Instituto Geológico Minero y Metalúrgico INGEMMET (2003) Memoria descriptiva de la revisión y actualización del cuadrángulo de Carhuaz (19-h). Lima, Perú
- Instituto Geológico Minero y Metalúrgico INGEMMET (1989). Estudio Geomecánico de la Cuenca del Río Santa. Lima, Perú
- Marinos, P., Hoek, E. (2000). GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng 2000 Conference, Melbourne.
- Marcuson, W.F., Franklin A.G. (1983). Seismic Design, Analisis and Remedial Measures to Improve the Stability of Existing Earth Dams-Corps of Engineers Approach. Seismic Design of Embankments and Caverns. T.R. Howard, Ed, New York: ASCE.
- Meteorología en Red*.(s.f.). Disponible el 20 de noviembre de 2022. Recuperado de <https://www.meteorologiaenred.com/diaclases.html>

- Ministerio De Vivienda, Construcción (2018). Reglamento Nacional de Construcciones. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima: SENCICO.
- Ministerio De Vivienda, Construcción (2006). Reglamento Nacional de Construcciones. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima: SENCICO.
- Ministerio De Transporte y Comunicaciones (2016). Manual de Carreteras Túneles, muros y obras complementarias. Dirección General de Camino y Ferrocarriles
- Ministerio De Transporte y Comunicaciones (2016). Manual de Puentes. Dirección General de Camino y Ferrocarriles
- Muñoz Pelaez, J. (2008) Apuntes sobre la Norma Peruana De Diseño Sismorresistente E 0.30. Lima: PUCP.
- Navarro, P., Rivera, M. y Monge R. (2010) Geología y Metalogenia del Grupo Calipuy (Volcanismo Cenozoico) Segmento Santiago de Chuco, Norte del Perú, Boletín N ° 28 Serie D. Lima: Dirección de Geología Regional, INGEMMET.
- NCHRP (2008). Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments, National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 611, Transportation Research Board, Washington, DC.
- Osimennin (2017) Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas. Lima: INVERSIONES IAKOB S.A.C
- Ramirez P. Y Monje L. (2004). Mecánica de Rocas parte 1 y 2: Fundamentos e ingeniería de taludes. Madrid.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2016). Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento
- Romana, M.; Serón, J.B.; Montalar, E. Y Jordá, L. (2001). La clasificación geomecánica SMR: Aplicación, experiencias y validación. Valencia: Departamento de Ingeniería del Terreno, Universidad Politécnica de Valencia
- Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of BIENIAWSKI classification to slopes. En Int. Symp. on the role of rock mechanics ISRM. Zacatecas.
- Ros Ávila, J. (2011). Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos (Tesis de grado). Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

- Sfriso, A. Estabilidad de taludes en roca [diapositivas]. Buenos Aires. Consulta: 3 de noviembre de 2016
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Geotechnique*, Vol 17.
- Suárez, J. (2009). Deslizamientos. Técnicas de remediación vol. 2. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (2009). Deslizamientos. Análisis geotécnico vol. 1. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Terzaghi, K., Peck R.B., (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2° edition, Wiley, New York.
- Tomas, R, Ferreiro, I., Sentana, I. Y Diaz, C. (2002) Aplicaciones de la proyección estereográfica en ingeniería geológica. XIV Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica. Santander: Universidad de Alicante, España
- Ucar Navarro, R. (2002) *Manual de Anclaje en Obras de tierra*. Merida.
- Vanegas Bravo, C. (2010) Estudio sobre criterios de rotura mediante métodos tenso Deformacionales y métodos de equilibrio límite para un macizo Rocoso con aplicación al talud izquierdo del cuenco dissipador del Proyecto hidroeléctrico Mazar. Cuenca.
- Wyllie, D.C., Mah, C.W. (2004). *Rock Slope Engineering*. London: Spon Press.
- Zavala, B., Valderrama, P., Luque, G. Y Barrantes, R. (2007) Zonas críticas por peligros geológicos y geohidrológicos en la región Ancash. Lima: Sector Energía y Minas - INGEMMET