

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Geológica-Geotecnia

**ANISOTROPÍA DEL MACIZO ROCOSO EN ROTURA DE TALUDES
VÍA ELEMENTOS FINITOS PARA EL PUENTE SHIRACBALL
SANTIAGO DE CHUCO - LA LIBERTAD**

TESIS

Presentada por:

Bach. CÉSAR ROMERO OSCAMAYTA

Para optar Título Profesional de:

INGENIERO GEÓLOGO - GEOTÉCNICO

TACNA - PERÚ

2022

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Faculta de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Geológica-Geotecnia

HOJA DE JURADO

TESIS

“ANISOTROPÍA DEL MAVIZO ROCOSO EN ROTURA DE TALUDES VÍA
ELEMENTOS FINITOS PARA EL PUENTE SHIRACBALL SANTIAGO DE
CHUCO-LA LIBERTAD”

Presentado por el bachiller César Romero Oscamayta
Tesis sustentada y aprobada el 08 de marzo del 2022, con el siguiente jurado

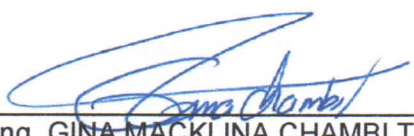
Presidente

: 
MSc. Ing. CONRADO GABINO BEDOYA JAÉN

Miembro – Secretario

: 
Mgr. Ing. FREDY CLETO CABRERA OLIVERA

Miembro

: 
M.Sc. Ing. GINA MACKLINA CHAMBI TAPAHUASCO

Asesor de Tesis

: 
Ing. HISMAEL TIBURCIO RODRÍGUEZ ILLACHURA

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres:

Juana Oscamayta Chino y Alejandro Romero Huanca.

AGRADECIMIENTO

Por encima de todo, agradezco a Dios por siempre guiarme en mi vida, ayudarme en los momentos más difíciles y poner en mi camino a personas que ayudaron en mi formación personal y académica.

A toda mi familia, por el apoyo incondicional, comprensión y por las palabras de incentivo; de manera especial, agradezco a mis padres Alejandro y Juana, a mi esposa Adriana, quienes siempre estuvieron alentándome a seguir adelante.

A los amigos de estudio que me acompañaron en las aulas durante cinco años, egresados de la escuela que me brindaron su amistad y la oportunidad de laborar con ellos (Herman M., Reymundo J., César H., Alfredo H. Esteban A. y Marú C.) y los docentes de la escuela quienes ayudaron en mi formación académica, también a mis amigos extranjeros: Marcos, Jonathan, Peterson y Junior, quienes me acogieron como parte de sus familias estando fuera del país.

No podría dejar de registrar mis agradecimientos a mi asesor Ing. Hismael Rodríguez Illachura, por su orientación, colaboración y revisión en todo momento del presente trabajo y por su amistad.

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE ANEXOS.....	x
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	4
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	5
1.2.1. Antecedentes del problema.....	5
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	6
1.3.1. Problema general.....	6
1.3.2. Problemas específicos	6
1.4. JUSTIFICACIÓN	6
1.5. LIMITACIONES	7
1.6. OBJETIVOS	7
1.6.1. Objetivo general.....	7
1.6.2. Objetivos específicos.....	7

1.7. HIPÓTESIS	7
1.7.1. Hipótesis general	7
1.7.2. Hipótesis específicas	8
1.8. VARIABLES	8
1.8.1. Variables independientes	8
1.8.2. Variables dependientes	8
1.8.3. Operacionalización de las variables	8
CAPÍTULO II.....	9
MARCO TEÓRICO.....	9
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	9
2.2. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	10
2.2.1. Roca intacta, discontinuidades y macizo rocoso.....	10
2.2.2. Sistemas de clasificación geomecánico.....	12
2.3. COMPORTAMIENTO GEOMECÁNICO DE LOS MACIZOS ROCOSOS EN TALUDES.....	12
2.3.1. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad del talud	14
2.4. PROPAGACIÓN DE FRACTURAS, COALESCENCIA Y MECANISMOS DE ROTURA	17
2.4.1. Propagación de fracturas y modos de rotura.....	18
2.4.2. Propagación y fenómeno de la coalescencia.....	20
2.4.2.1. Fractura de tracción primaria (Wing crack).....	22
2.4.2.2. Fractura secundaria por cizallamiento (Secondary crack).....	23

2.5. RESISTENCIA Y CRITERIO DE ROTURA EN MECÁNICA DE ROCAS	28
2.5.1. Criterio de resistencia para roca intacta.....	31
2.5.2. Criterio de resistencia en discontinuidades.....	35
2.5.3. Criterio de resistencia para macizo rocoso	40
2.6. DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO.....	42
2.6.1. Módulo elástico del macizo rocoso.....	43
2.6.2. Método de estimación de rigidez	44
2.7. ANISOTROPÍA DEL MACIZO ROCOSO.....	44
2.8. ANÁLISIS DE LA ROTURA POR MECANISMOS “STEP-PATH” POR EQUILIBRIO LÍMITE	47
2.8.1. Modelo de cálculo propuesto por Jennings (1970)	48
2.9. ANÁLISIS DE LA ROTURA POR MECANISMO “STEP-PATH” VÍA MÉTODOS NUMÉRICOS	53
2.9.1. Método de elementos finitos.....	53
2.9.1.1. Método de reducción de resistencia al cizallamiento (SSR) ...	57
CAPÍTULO III	59
CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	59
3.1. UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD.....	59
3.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	61
3.2.1. Topografía.....	61
3.2.2. Temperatura	61
3.2.3. Precipitación	61

3.2.4. Hidrología	62
3.2.5. Hidrogeología.....	63
3.3. ASPECTO GEOLÓGICO.....	63
3.3.1. Geología local	65
3.3.1.1. Volcánico Monyungo (Po-mo)	66
3.3.1.2. Depósito coluvial (Qh-co)	67
3.3.2. Geomorfología local.....	68
3.3.2.1. Ladera de montaña empinada	69
3.3.2.2. Quebrada.....	70
3.3.2.3. Cárcavas.....	70
3.3.3. Geodinámica externa.....	71
3.3.3.1. Chorreras	72
3.3.3.2. Deslizamientos superficiales.....	72
3.4. SISMICIDAD	72
3.5. GEOTECNIA	74
3.5.1. Investigaciones geotécnicas	74
3.5.1.1. Ensayos geofísicos	74
3.5.1.2. Sondaje mecánico.....	76
3.5.1.3. Ensayos de laboratorio	76
3.5.1.4. Evaluación del macizo rocoso en superficie.....	79
3.5.1.5. Proyección estereográfica.....	80
3.5.1.6. Módulo de elasticidad del macizo rocoso.....	83
3.5.1.7. Estimación de rigidez de discontinuidades.....	84

CAPÍTULO IV	85
METODOLOGÍA.....	85
4.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	86
4.2. TRABAJOS DE CAMPO	86
4.3. ELABORACIÓN DE MODELOS FÍSICOS DE TALUDES	86
4.3.1. Caso I: Taludes con discontinuidades co-planares.....	90
4.3.2. Caso II: Taludes con configuración de discontinuidades de punta a la punta.....	92
CAPÍTULO V	95
RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	95
5.1. ANÁLISIS DE TALUDES CON DISCONTINUIDADES DISPUESTAS CO-PLANAR.....	95
5.1.1. Análisis de taludes con alturas de 18,70 m y 57,0 m	98
5.1.2. Análisis de taludes con alturas de 173,00 m.....	101
5.2. ANÁLISIS DE TALUDES CON DISCONTINUIDADES DISPUESTAS DE PUNTA A LA PUNTA.....	102
5.2.1. Análisis de taludes con alturas de 18,70 m y 57,00 m	105
5.2.2. Análisis de taludes con alturas de 173,00 m.....	108
5.3. ANÁLISIS DEL TALUD EN EL ESTRIBO DERECHO DEL PUENTE SHIRACBALL.....	110
CONCLUSIONES	113
RECOMENDACIONES	117
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	118
ANEXOS.....	128

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Plano geológico local

Anexo 2. Plano ubicación de investigaciones geotécnicas

Anexo 3. Planta y perfil geológico geotécnico

Anexo 4. Registros de perforación y ensayos de laboratorio

Anexo 5. Evaluación geomecánica del afloramientos

Anexo 6. Análisis de proyección estereográfica.

Anexo 7. Determinación de los parámetros de resistencia de las discontinuidades y el macizo rocoso.

Anexo 8. Análisis de estabilidad para el caso co-planar.

Anexo 9. Análisis de estabilidad de taludes para el caso encuentro de punta a la punta.

Anexo 10. Análisis de estabilidad para talud de 18,7 m de altura considerando dos familias de discontinuidad

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Acceso a la zona de estudio	61
Tabla 2. Tiempo de retorno y coeficiente sísmico para el puente Shiracball.....	73
Tabla 3. Resumen de los ensayos geofísicos realizados en los estribos del puente	74
Tabla 4. Resultados de los horizontes del subsuelo según las velocidades ondas primaria V_p	75
Tabla 5. Resultado de los horizontes del subsuelo según las velocidades de corte V_s	75
Tabla 6. Ubicación y profundidad de las perforaciones mecánicas realizado en los estribos del puente.	76
Tabla 7. Resultado de las propiedades físicas de la matriz rocosa	77
Tabla 8. Resultado de las propiedades de resistencia de la matriz rocosa	78
Tabla 9. Resultado del ensayo triaxial de la matriz rocosa	78
Tabla 10. Ubicación de las estaciones geomecánicas en los estribos del puente .	79
Tabla 11. Resultado de la clasificación geomecánica según Bieniawski (1989) .	80
Tabla 12. Resultado de las familias de discontinuidad obtenidas	82
Tabla 13. Parámetros geotécnicos adoptados para los análisis de taludes.....	89
Tabla 14. Configuración de los taludes y discontinuidades en los modelos para el primer método de análisis.	91
Tabla 15. Configuración de los taludes y discontinuidades para encuentro de punta a la punta.	93
Tabla 16. Resultado de F.S para los taludes de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m para inclinación de plano de rotura 40°	96
Tabla 17. Resultado de F.S para los taludes de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m para inclinación de plano de rotura 40°	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Foto de rotura step-path en el talud del vaso de la central hidroeléctrica Xiaowan.	1
Figura 2. Geometría típica de un talud en minería a cielo abierto.....	3
Figura 3. Perfil longitudinal esquemático del puente con disposición de discontinuidades y puentes de roca.....	5
Figura 4. Transición de la roca intacta para un macizo rocoso fracturado.	11
Figura 5. Factores que influyen el comportamiento del macizo rocoso en taludes.	13
Figura 6. Padrón de discontinuidades de un talud rocoso con dos familias de juntas: (a) Talud con altura de 30 m de altura y ángulo de inclinación de 70°; (b) Talud inter-rampa de 90 m de altura, con un ángulo de 50° de inclinación. (c) Talud de gran escala con 500 m de altura y ángulo de inclinación de 50°.....	16
Figura 7. Superficie de rotura en un talud hipotético con numerosos y diferentes mecanismos de rotura.....	17
Figura 8. Detalle de una abertura elíptica en una placa plana y características geométricas.....	19
Figura 9. Modos fundamentales de rotura de una fisura.....	20
Figura 10. Tipos de propagación de fracturas observadas en una muestra de roca sometida a la compresión axial.....	22
Figura 11. Tipos de coalescencia en fisuras adyacentes.	26
Figura 12. Simulaciones numéricas de propagación de fracturas en condiciones de compresión. (a) método RFPA de Wang y (b) método DEM por Camones. ¡Error! Marcador no definido.	
Figura 13. Criterio de rotura general en dos dimensiones.	30
Figura 14. Influencia del esfuerzo principal intermedio (σ_2) en el esfuerzo principal mayor de rotura en el mármol Carrara.	34
Figura 15. Criterio de rotura de Patton, trayectoria bilineal de rotura.....	37

Figura 16. Perfiles de rugosidad en la superficie de la junta y el valor JRC.	39
Figura 17. Relaciones entre esfuerzo principal mayor y menor para el criterio de Hoek-Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb.	42
Figura 18. Ilustración gráfica de la expresión de Jaeger para un único plano de debilidad.	46
Figura 19. Cizallamiento a lo largo de un plano con juntas no persistente en un talud rocoso.	48
Figura 20. Rotura potencial a lo largo de la superficie AB que incluye dos familias de discontinuidad pre-existes.	50
Figura 21. Roturas potenciales y tipos de coalescencia: (a) Rotura potencial a lo largo de la superficie AB que intercepta cierto número de discontinuidades con buzamiento α . (b) Modos de unión de las discontinuidades por propagación entre puentes de roca intacta.	52
Figura 22. Elementos del método de elementos finitos de un cuerpo.	55
Figura 23. Ubicación general de la zona de estudio	59
Figura 24. Ubicación específica de la zona de estudio	60
Figura 25. Ubicación hidrográfica de la zona de estudio.....	62
Figura 26. Geología regional en el ámbito del puente Shiracball	64
Figura 27. Contexto estructural regional en el ámbito del puente Shiracball	65
Figura 28.. Geología local del puente Shiracball y área de influencia	66
Figura 29. Afloramiento de roca de la formación Monyungo en la zona del Puente	67
Figura 30. Cobertura de coluvial sobre ambas laderas de acceso al puente	68
Figura 31. Vista general de los rasgos morfológicos de la zona de estudio.....	69
Figura 32. Unidades geomorfológicas del área de investigación.....	70
Figura 33. Procesos de geodinámica externa en el entorno del estudio	71
Figura 34. Proyección estereográfica de la estación geomecánica EG-02	81
Figura 35. Flujograma de la metodología a seguir en el presente trabajo.	85

Figura 36. Definición de condiciones de contorno y discretización del talud de 18,70 m de altura.	88
Figura 37. Talud con configuración de discontinuidades co-planar, con inclinación del plano de rotura 40°, ángulo de inclinación de discontinuidades 40° y longitud de puente de roca intacta 1,0 m.	90
Figura 38. Talud con configuración de discontinuidad punta a la punta con plano de rotura de 40°.....	92
Figura 39. Comparación de factores de seguridad (F.S) para taludes con alturas de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m con variación de puentes de roca (P.R) y longitud de discontinuidades (LD).....	97
Figura 40. Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 18,70 m, puente de roca de 1,0 m y longitud de discontinuidades de 5,67 m.	99
Figura 41. Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 57,00 m, puente de roca de 1,0 m y longitud de discontinuidades de 5,67m.	100
Figura 42. Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 173,00 m, puente de roca de 2,0 m y longitud de discontinuidades de 5,67 m.	102
Figura 43. Comparación de factores de seguridad (F.S) para taludes con alturas de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m con variación de puentes de roca (P.R), inclinación de los planos de discontinuidad (I.P.D) y longitud de discontinuidades (LD).	104
Figura 44. Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 18,70 m, puente de roca de 1,0 m, longitud de discontinuidades de 5,67 e inclinación de discontinuidades de 30° y 50°.	106
Figura 45. Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 57,00 m, puente de	

roca de 1,0 m, longitud de discontinuidades de 5,67 e inclinación de discontinuidades de 30° y 50°.	107
Figura 46. Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 173,00 m, puente de roca de 2,0 m, longitud de discontinuidades de 11,34 e inclinación de discontinuidades de 50°.	109
Figura 47. Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas en el talud del estribo derecho del puente Shiracball.....	111

RESUMEN

En el macizo rocoso de un talud, ocurren diferentes mecanismos de rotura influenciadas por las discontinuidades pre-existentes, pero los más estudiados son las discontinuidades que atraviesa toda la cara del talud; para los cuales existen métodos de cálculos analíticos bien establecidos, tales mecanismos ocurren generalmente en taludes de altura pequeña. Para taludes de mediana a gran altura, la persistencia de las discontinuidades no siempre puede abarcar toda la escala del talud y se desenvuelven mecanismos de rotura tipo “*Step-Path*”, que envuelven necesariamente las discontinuidades y los puentes de roca. Para el presente trabajo, se consideró taludes con alturas de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m, ángulos de talud global de 75° y 55°, e inclinaciones del plano de rotura de 40° y ángulos de inclinación de discontinuidades de 20°, 30°, 40° y 50°, puentes de roca de 0,5 m, 1,0 m y 2,0 m y variación de longitud de discontinuidades de 1,37 m a 11,34 m. Los métodos empleados para determinar los FS en los análisis de estabilidad fueron: mediante método de elementos finitos con la técnica de SSR (Shear Strength Reduction) y por equilibrio límite empleando la teoría de Jennings (1970).

De los 108 taludes analizado por SSR, se verificó la influencia de las discontinuidades en taludes de 18,7 m y 57,0 m de altura, de configuración coplanar y encuentro punta a la punta, con inclinación de discontinuidades restringidos entre 30° a 40°. Sin embargo, para taludes de 173,00 m de altura, la influencia de discontinuidades es imperceptible, debido a ello el mecanismo de rotura ocurre por el macizo. Además, solo es factible comparar taludes de 18,70 m por SSR y Jennings, con inclinación de discontinuidades entre 30° a 40°. Finalmente, se realizó un análisis por SSR para un talud de 18,70 m con 02 familias de discontinuidad considerando la carga de servicio y peso propio del macizo, obteniendo un F.S de 2,33 para el talud global estable.

Palabras clave: Elementos finitos, taludes, mecánica de rocas, step-path.

ABSTRACT

In the rock mass of a slope, different failure mechanisms occur influenced by pre-existing discontinuities, but the most studied are the discontinuities that cross the entire face of the slope, for which there are methods of well-established analytical calculations, such mechanisms generally occur on slopes of small height. For medium to high slopes, the persistence of discontinuities cannot always cover the entire slope scale and “Step-Path” type failure mechanisms develop, which necessarily involve discontinuities and rock bridges. For the present work, slopes with heights of 18.7 m, 57.0 m, and 173.0 m, global slope angles of 75° and 55° , and failure plane inclinations of 40° and inclination angles of discontinuities of 20° , 30° , 40° , and 50° , rock bridges of 0.5m, 1.0 m and 2.0 m and discontinuity length variation from 1.37 m to 11.34m. The methods used to determine the FS in the stability analyzes were: by means of the finite element method with the SSR (Shear Strength Reduction) technique and by limit equilibrium using the Jennings theory (1970).

Of the 108 slopes analyzed by SSR, the influence of discontinuities was verified on slopes of 18.7 m and 57.0 m in height, with a co-planar configuration and point-to-point encounter, with discontinuity inclination restricted between 30° to 40° . However, for slopes of 173.00 m height, the influence of discontinuities is imperceptible, due to this the failure mechanism occurs through the rock mass. In addition, it is only possible to compare slopes of 18.70 m by SSR and Jennings, with discontinuity inclination between 30° and 40° . Finally, an SSR analysis was performed for a slope of 18.70 m with 02 discontinuity families considering the service load and the own weight of the rock mass, obtaining an F.S of 2.33 for the stable global slope.

Keywords: Finite elements, slopes, rock mechanics, step-path.

INTRODUCCIÓN

El estudio de estabilidad de taludes se realiza en proyectos de minería e ingeniería civil. Generalmente, el mecanismo que se estudia ocurre en explotaciones mineras a cielo abierto, de mediano a grandes alturas de talud global. En estos casos, es poco probable que ocurra un mecanismo de rotura condicionada únicamente por las persistencias de las discontinuidades preexistentes, una vez que los mecanismos envueltos son más complejos y envuelven discontinuidades y puentes de roca, es conocido como “*step-path*”.

El mecanismo de rotura “*step-path*” se desarrolla por medio de propagación de fracturas que se unen entre sí juntas adyacentes (figura 1). Ese mecanismo de rotura en taludes de macizos rocosos es influenciado por la configuración de las discontinuidades no persistentes, de manera co-planar y encuentro de punta a punta, por la inclinación, persistencia de las discontinuidades, y los parámetros de resistencia mecánica del puente de roca y discontinuidades.

Figura 1

Foto de rotura step-path en el talud del vaso de la central hidroeléctrica Xiaowan.



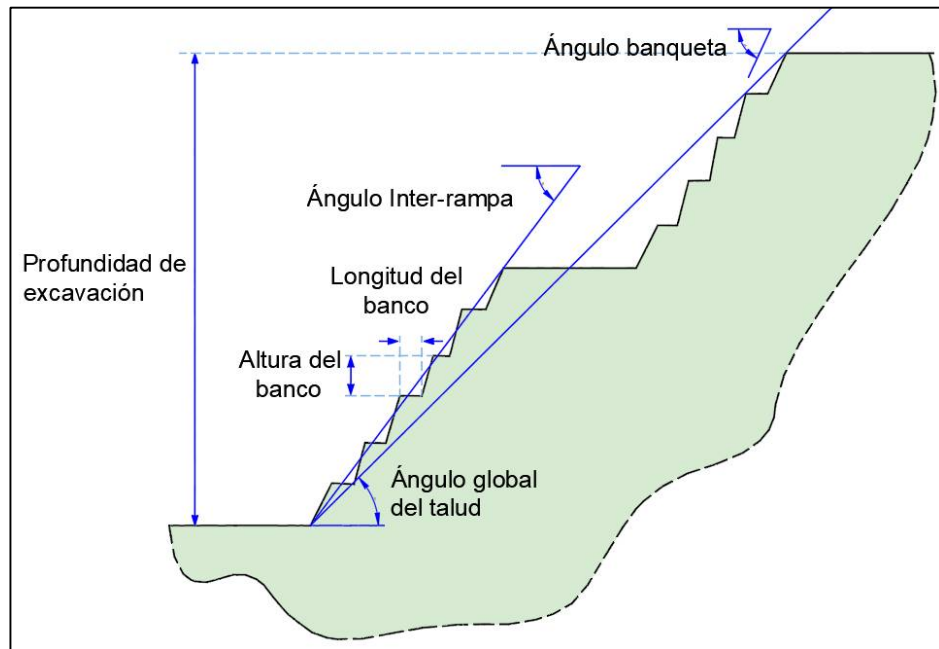
Fuente: Da Huang et al. (2014)

Esta investigación da continuidad a una secuencia de trabajos realizados por Jennings (1970), Bobet y Einstein (1998), Wang et al. (2003), Park y Bobet (2009), Camones et al. (2013), Huang et al. (2014) y los autores mencionados estudiaron la iniciación, propagación y coalescencia de las fracturas entre las juntas pre-existentes.

Es importante conocer los diferentes mecanismos de rotura que pueden ocurrir en los taludes para que se pueda emplear un criterio de análisis adecuado en los proyectos de ingeniería, siendo los más estudiados aquellos enteramente generados por discontinuidades persistentes en la escala de un talud. Tales mecanismos son: rotura planar, en cuña y por volteo, que se dan generalmente en taludes de escala pequeña o banquetas e inter-rampas (figura 2), donde las discontinuidades tienen la persistencia suficiente para cubrir toda la cara del talud. Este mecanismo no será estudiado en esta investigación, debido a que el enfoque es investigar el mecanismo “*step-path*”.

Figura 2

Geometría típica de un talud en minería a cielo abierto.



Fuente: Wyllie y Mah (2005)

Actualmente, se vienen realizando estudios numéricos del mecanismo de rotura *step-path* en taludes y excavaciones subterráneas, debido a que existe poca información concluyente al respecto. Existe aún dificultades en la creación de modelos constitutivos que representen adecuadamente un macizo rocoso anisotrópico, siendo la principal dificultad en el desarrollo de modelos físicos en taludes vía métodos numéricos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

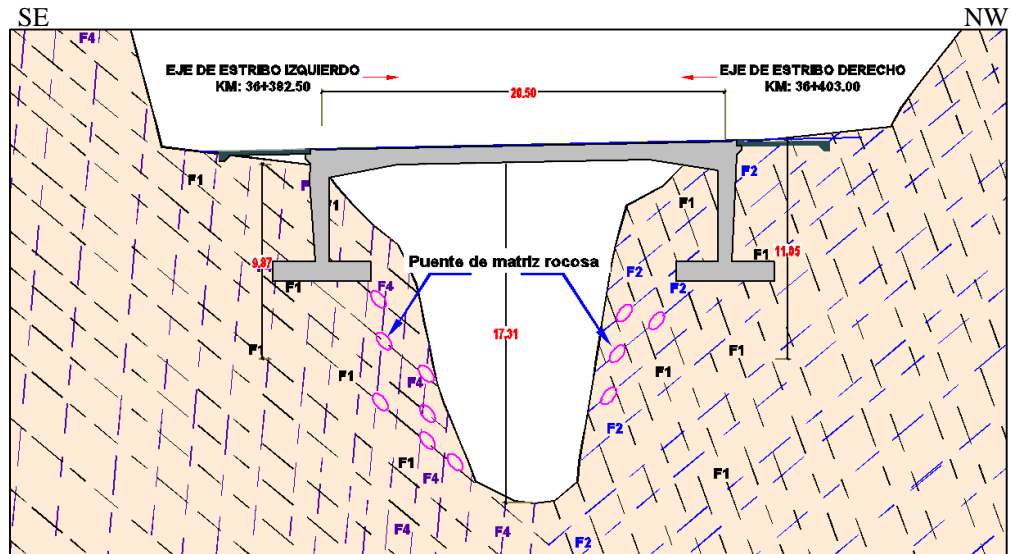
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Un análisis de estabilidad de talud en el macizo rocoso es influenciado por la presencia de estructuras y el factor escala. Por tanto, es importante conocer los diferentes mecanismos de rotura que pueden ocurrir, para emplear el criterio de rotura adecuado en los análisis analíticos o numéricos, para obtener el factor de seguridad y dar solución adecuada a una obra de ingeniería, siendo los más estudiados aquellos enteramente generados por discontinuidades persistentes. Tales mecanismos son: rotura planar, cuña y volteo, que ocurren generalmente en taludes de pequeña escala y, en las cuales, la persistencia de la discontinuidad puede abarcar toda la cara del talud.

Para taludes de mediana a grandes escalas, el mecanismo de rotura debe envolver necesariamente las discontinuidades y puentes de roca intacta. A esta, se la denomina *step-path*, por tanto, la propagación de la fractura (coalescencia) se genera por la combinación entre discontinuidades y puentes de roca. En la figura 3, se observa el perfil geológico del puente Shiracball con orientación Sur-Este (estribo izquierdo) a Nor-Oeste (estribo derecho), donde es probable la ocurrencia del mecanismo de rotura *step-path*.

Figura 3

Perfil longitudinal esquemático del puente con disposición de discontinuidades y puentes de roca.



El puente proyectado se encuentra emplazado sobre una quebrada con profundidad de 18,70 m, ángulo de taludes de 70° a 75°, con orientación de familia de discontinuidades J1 (57/159) y J2 (43/331) que buzan desfavorablemente (figura 3).

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Antecedentes del problema

Actualmente, en la mayoría de los proyectos de ingeniería relacionados a la mecánica de rocas en taludes y excavaciones subterráneas, no están siendo considerados el efecto de la anisotropía en el macizo rocoso, a pesar de existir publicaciones de investigaciones en el mundo, en esta investigación se aplica para un caso de estudio.

Wang et al. (2003) y Vyazmensky et al. (2008) muestran la aplicación del mecanismo de rotura *step-path* para observar la influencia de la persistencia y orientación de las discontinuidades pre-existentes en la formación de la

superficie de rotura, las cuales envuelven discontinuidades y también puentes de matriz rocosa por efecto de coalescencia.

Por tanto, es de suma importancia determinar los parámetros de resistencia mecánica de las discontinuidades y del macizo rocoso, mediante ensayos de laboratorio y por criterios semi-empíricos en campo, desarrollados por diferentes autores.

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1. Problema general

¿Cómo determinar la influencia de la anisotropía del macizo rocoso en rotura de taludes vía elementos finitos y equilibrio límite para el puente Shiracball Santiago de Chuco - La Libertad?

1.3.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles son las propiedades físicas y parámetros de resistencia mecánica de las discontinuidades y macizo rocoso que conforman el talud del puente Shiracball?

- ¿Determinar la variación de factores de seguridad por elementos finitos y equilibrio límite considerando la anisotropía del macizo rocoso en taludes del puente Shiracball?

1.4. JUSTIFICACIÓN

El presente trabajo de investigación busca contribuir al estudio de análisis de estabilidad de taludes considerando la anisotropía en el macizo rocoso, mediante el método de elementos finitos para determinar factores de seguridad empleando la técnica SSR (Shear Strength Reduction) y para equilibrio límite (Jennings, 1970).

En la actualidad, la mayoría de los proyectos geotécnicos en el Perú relacionados a la mecánica de rocas en taludes y excavaciones subterráneas, de la industria minera y construcción civil, no está considerando el efecto de

la anisotropía en el macizo rocoso y el factor escala, a pesar de existir publicaciones de investigación en el mundo sobre el tema. El motivo de esta investigación es dar a conocer en qué condición el talud rocoso debe ser considerado como medio continuo homogéneo o discontinuo anisotrópico.

1.5. LIMITACIONES

No poder determinar de manera directa en campo los módulos dinámicos (E y ν) del macizo, la rigidez normal y tangencial de las discontinuidades. Estas se obtendrán mediante correlaciones de ensayos de laboratorio y evaluación de campo.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo general

Determinar la influencia de la anisotropía del macizo rocoso en rotura de taludes vía elementos finitos para el puente Shiracball Santiago de Chuco - La Libertad.

1.6.2. Objetivos específicos

- Determinar las propiedades físicas y parámetros de resistencia mecánica de las discontinuidades y macizo rocoso del puente Shiracball.
- Analizar la variación de los factores de seguridad por elementos finitos y equilibrio límite considerando la anisotropía en el macizo rocoso para taludes del puente Shiracball.

1.7. HIPÓTESIS

1.7.1. Hipótesis general

H1: Existe influencia de la anisotropía en el macizo rocoso para la rotura de taludes vía elementos finitos para el puente Shiracball Santiago de Chuco - La Libertad.

1.7.2. Hipótesis específicas

H2: Se determinan las propiedades físicas y parámetros de resistencia mecánica de las discontinuidades y macizo rocoso que conforman el talud del puente Shiracball.

H3: Se determinan la variación de factores de seguridad por elementos finitos y equilibrio límite considerando la anisotropía del macizo rocoso en taludes del puente Shiracball.

1.8. VARIABLES

1.8.1. Variables independientes

El macizo rocoso del talud, conformada por discontinuidades y matriz de roca.

1.8.2. Variables dependientes

Análisis de estabilidad de taludes por métodos de elementos finitos y equilibrio límite.

Los indicadores son los siguientes:

- Valor de factor de seguridad local y global (F.S)
- Rango de valores de esfuerzo y deformación del talud

1.8.3. Operacionalización de las variables

Las variables independientes y dependientes mencionadas son analizadas, tanto cualitativamente como cuantitativamente mediante la evaluación del macizo rocoso en campo, ensayos de laboratorio y simulación numérica, lo que permite operacionalizar el objetivo de esta investigación y, finalmente, determinar la influencia de las discontinuidades en talud.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS

Se han realizado una serie de investigaciones en laboratorio y modelos teóricos concernientes a la influencia de la anisotropía del macizo rocoso, para poder explicar el mecanismo de rotura que puede acontecer en un medio anisotrópico propio de un macizo rocoso, casos aplicados en proyectos de ingeniería son limitados, debido a que aún está en proceso de desarrollo. Las investigaciones más relevantes relacionados con el tema se exponen a continuación:

Demostraron que es factible evaluar la influencia que tiene las discontinuidades en la roca, el mecanismo de rotura que ocurre con tres ejemplos de taludes hipotéticos y también fue considerado el factor escala incrementando la altura de los taludes. Se empleó la técnica reducción de resistencia por cizallamiento (SSR) mediante elementos finitos (Hammah y Yacoub, 2009).

Sagong y Bobet (2002) estudiaron y analizaron con probetas de yeso incluyendo fisuras en el interior de la muestra. Estas fueron sometidas a ensayo de compresión simple, observaron que inicia dos tipos de fractura en el borde de las fisuras: fractura primaria y secundaria. La primaria son de tracción que inicia en un ángulo con la fisura y se propaga de manera estable en sentido a la compresión máxima y la fractura secundaria es por cizallamiento que inicia a propagarse a lo largo de la fisura de manera estable.

Estudiaron la rotura de taludes por mecanismo *step-path* en roca con juntas intermitentes, considerando 6 configuraciones de juntas en el macizo rocoso usando el código de partículas de flujo (PFC) que corresponde a un medio discontinuo, para observar la iniciación, propagación y coalescencia entre los

puentes de roca intacta. Después, calcularon modelos de taludes hipotéticos para reproducir los mecanismos observados al inicio, se obtuvieron los factores de seguridad mediante desarrollo numérico en medio discontinuo y las cuales fueron comparados con cálculos de equilibrio límite, al comparar los factores de seguridad se encontraban próximas (Huang et al., 2014).

Realizaron modelamiento de mecanismos de rotura tipo *step-path* usando el método de los elementos discretos, siendo los resultados comparados y discutidos con el de equilibrio límite, observándose en el modelamiento la rotura por propagación de discontinuidades y la coalescencia de estas, el objetivo es mostrar que el método de los elementos discretos pueden ser una alternativa importante a ser considerada, en el momento de evaluar este tipo de rotura, que es un problema latente en taludes de gran altura en minería (Camones et al., 2013).

Los autores Hammah et al. (1995), demostraron que la aplicación del medio continuo por el método de elementos finitos con la representación explícita de las discontinuidades, denominado JMEF, es un procedimiento alternativo para el análisis de estabilidad de taludes de macizos rocosos fracturados y es aplicable para diferentes escalas del problema.

2.2. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

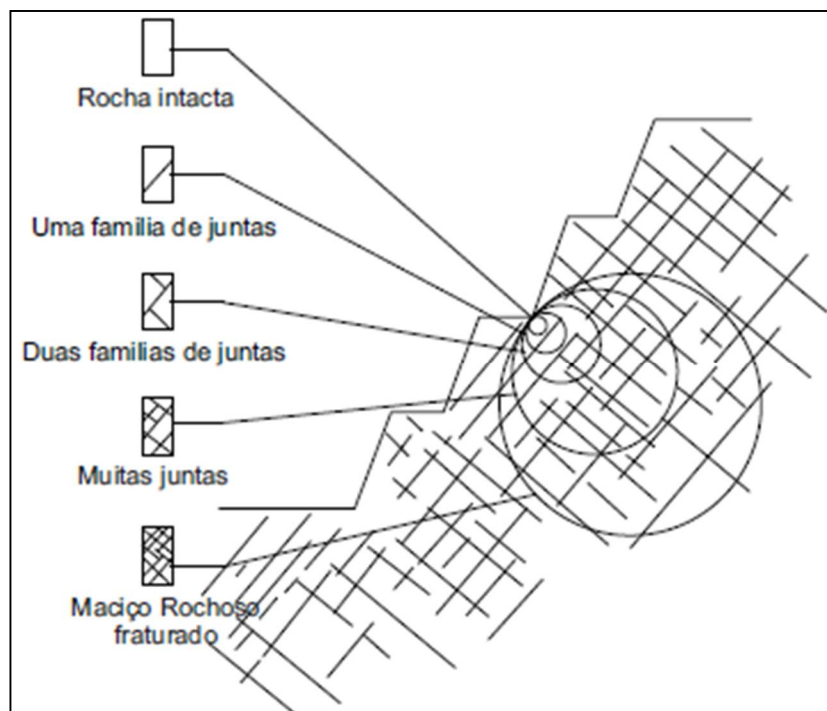
2.2.1. Roca intacta, discontinuidades y macizo rocoso

La roca intacta o matriz rocosa es la parte del material sin discontinuidades predominantes. Las discontinuidades son consideradas como planos de debilidad (fallas, diaclasas, foliación, fracturas, etc.) que pueden controlar el macizo rocoso. El macizo rocoso es la masa de roca que puede contener o no presencia de discontinuidades.

Para estudiar las propiedades de resistencia mecánica del macizo rocoso, es necesario definir primero la escala de la obra en relación con las discontinuidades existentes, pues dependiendo de la misma, esta tendrá interferencia solamente de la roca intacta, o de una, dos o varios sistemas discontinuidades (Wyllie y Mah, 2004, p. 431), conforme se muestra en la figura 4.

Figura 4

Transición de la roca intacta para un macizo rocoso fracturado.



Fuente: Wyllie y Mah (2004)

De la figura 4, se puede ver la transición de la roca intacta para un macizo rocoso fracturado. A pequeña escala, el comportamiento estaría controlado únicamente por la resistencia de la roca intacta (si no existiera discontinuidad).

Aumentando la escala, la potencial superficie de rotura podría ocurrir por una discontinuidad y si continuamos aumentando, la superficie de rotura podría ocurrir un mecanismo complejo, involucrando tanto discontinuidades como la roca intacta, como es el caso de esta investigación.

2.2.2. Sistemas de clasificación geomecánico

Todas las obras de ingeniería en rocas, tanto subterránea como superficial, requiere del conocimiento adecuado de las características in-situ del macizo rocoso. El desarrollo de esta tesis no es ajeno, también es de importancia realizar y conocer la caracterización del macizo rocoso en ambos estribos del puente y taludes. Para esto, se emplearon las siguientes clasificaciones geomecánicas:

- Sistema de clasificación “Rock Mass Rating” (RMR) propuesto por (Bieniawski, 1989).
- Índice de designación de calidad de la roca (RQD) desarrollado por (Deere, The RQD index in practice, 1989).

Los sistemas de clasificación mencionadas evalúan las características de un macizo rocoso, tales como resistencia a la compresión de la roca intacta, orientación, espaciamiento, persistencia, condición, relleno de las discontinuidades y la condición hidrogeológica.

2.3. COMPORTAMIENTO GEOMECÁNICO DE LOS MACIZOS ROCOSOS EN TALUDES

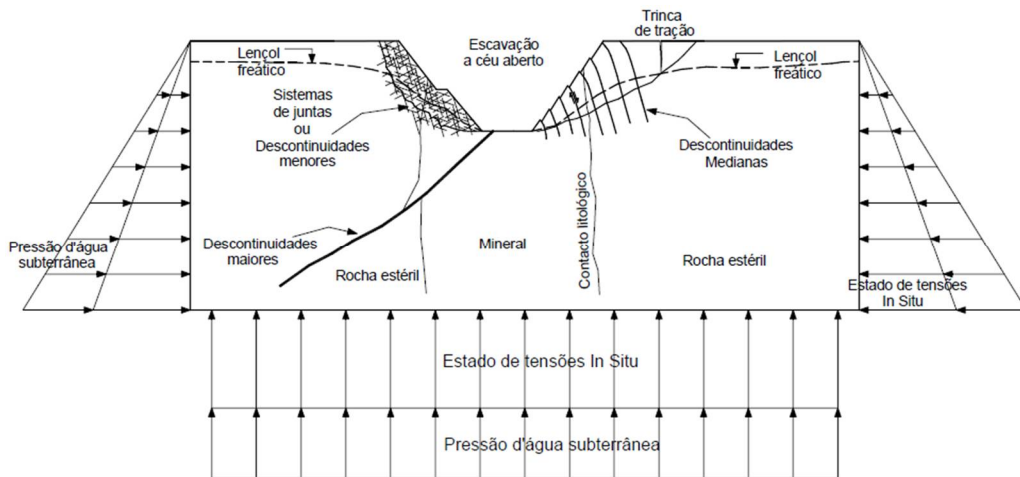
Las principales particularidades que presentan los macizos rocosos en las operaciones mineras y civiles son las heterogeneidades y discontinuidades, pues están compuestos por bloques de rocas intactas separadas por discontinuidades.

Los macizos rocosos son atravesados por variadas estructuras geológicas, que los tornan discontinuos (denominadas discontinuidades) y rocas intactas. Los puentes de roca intacta se encuentran interrumpiendo las discontinuidades y a la vez se limita su extensión (persistencia). En un macizo, puede ser considerado más de una familia de discontinuidades y diferentes litologías (Baczynski, 2000, p. 6). Conforme a las características descritas, en la mayoría de los macizos rocosos, existirán zonas con diferentes propiedades de resistencia y deformabilidad.

Según Zea (2004), el comportamiento geomecánico de taludes de gran escala puede ser influenciado por diferentes factores, como se puede observar en la figura 5.

Figura 5

Factores que influncian el comportamiento del macizo rocoso en taludes.



Fuente: Zea (2004)

A partir de las informaciones cualitativas y cuantitativas colectadas de varios casos de rotura de taludes ocurrida en minas a cielo abierto, según Hoek

et al. (2000b), se puede decir que son muchos los factores que influyen al comportamiento y evaluación de estabilidad del talud, conforme se puede observar en la figura 5.

Según Stacey (1968), los factores que gobiernan la estabilidad de taludes son:

- La naturaleza del macizo rocoso, contemplando las rocas intactas, discontinuidades, zonas de cizallamiento, etc.
- La resistencia del macizo rocoso considerando las rocas intactas, discontinuidades, fallas, etc.
- La ocurrencia del agua subterránea.
- La geometría de la excavación; el ángulo de inclinación de los taludes, altura, etc.
- El estado de esfuerzos in-situ y las inducidas, como consecuencia de la excavación.
- La aceleración sísmica debida a los desmonte y eventos sísmicos.
- Las condiciones climáticas.
- El tiempo.

De los factores mencionados, en esta tesis, se estudia la influencia del control estructural en el comportamiento del macizo rocoso.

2.3.1. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad del talud

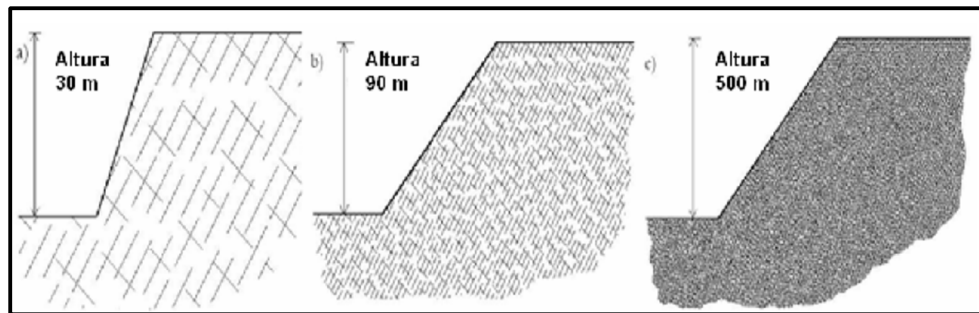
La geología estructural es obviamente uno de los factores más importantes que gobiernan a la estabilidad del talud. Las condiciones de bajos esfuerzos en taludes superficiales implican roturas controladas por estructuras (discontinuidades), tales como planar, cuña y volteo, dominantes en taludes en roca. Hoek et al. (2000) indican que el papel de las estructuras de orden secundaria (por ejemplo, juntas) es de consideración más problemática del

punto de vista práctico, de que las estructuras geológicas de primer orden, como fallas. Esas superficies estructurales de orden secundario son de distribución más frecuente y su influencia en la resistencia del macizo rocoso debe ser incorporada al criterio de rotura de la masa rocosa, considerada como medio “continuo equivalente” (Hoek et al., 2000).

Sjöberg (1997) concordó con la afirmación anterior y señaló que, en los taludes de gran escala, en función de la persistencia y frecuencia de las discontinuidades, la masa rocosa debe ser tratada como “continuo equivalente”. Debajo están ilustradas la persistencia de consideración de un medio continuo equivalente, a medida que aumenta la escala del talud en relación con un dato del padrón estructural del macizo (figura 6), para: (a) un talud con banqueta de altura de 30 metros y ángulo de la cara 70° , (b) talud de altura inter-rampa de 90 metros y ángulo de cara 50° , (c) talud de gran escala con altura de 500 metros y ángulo del talud global de 50° . Conforme se verifica en la figura 6, la ilustración de las secciones transversales de taludes con dos familias de discontinuidades hipotéticas, sugiere que en la medida en que aumenta la escala del talud, la necesidad de modelar el macizo rocoso como un medio continuo equivalente.

Figura 6

Padrón de discontinuidades de un talud rocoso con dos familias de juntas: (a) Talud con altura de 30 m de altura y ángulo de inclinación de 70°; (b) Talud inter-rampa de 90 m de altura, con un ángulo de 50° de inclinación. (c) Talud de gran escala con 500 m de altura y ángulo de inclinación de 50°.

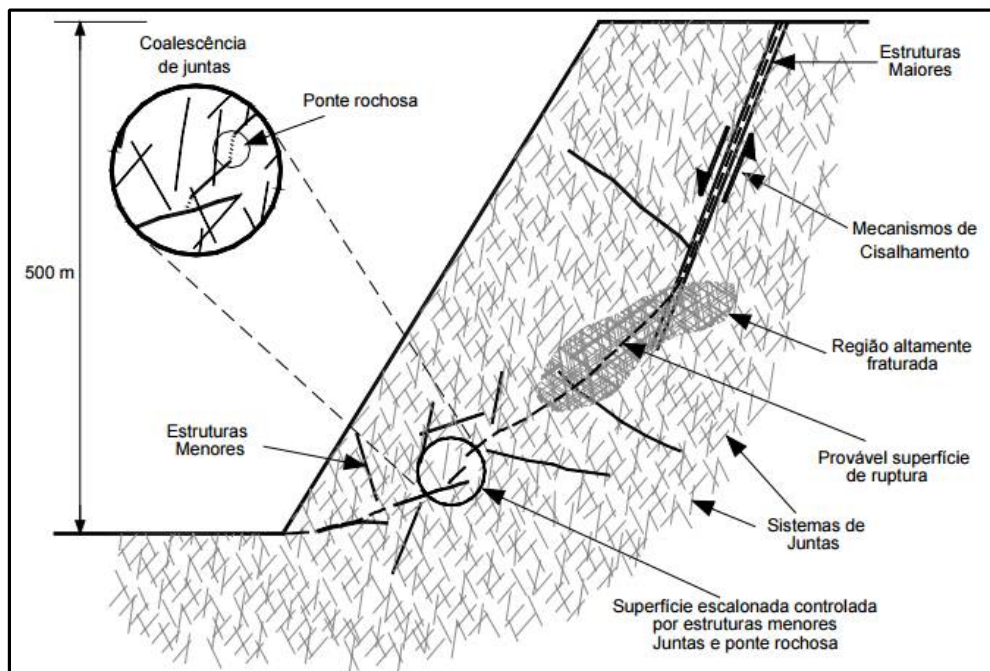


Fuente: Modificado de Sjöberg (1997)

En taludes de gran escala, ya sea en proyectos civiles o mineras, las posibilidades de rotura pueden ser controladas por discontinuidades individuales, pudiendo afectar la estabilidad en nivel de banquetas o por la estructura del macizo, afectando al talud global, en una rotura sin control estructural. También ocurren roturas globales originadas por estructuras persistentes que afectan, asimismo, la estabilidad de todo el conjunto del talud; aunque, conforme se puede observar en la figura 7, esas discontinuidades mayores pueden controlar completamente la estabilidad, ya que los macizos rocosos pueden presentar estructuras geológicas y fracturas procedentes del proceso evolutivo de la excavación, resultando en escenarios complejos, en los cuales varios factores condicionan la estabilidad (Hoek et al., 2000b).

Figura 7

Superficie de rotura en un talud hipotético con numerosos y diferentes mecanismos de rotura.



Fuente: Modificado de Hoek et al. (2000b)

2.4. PROPAGACIÓN DE FRACTURAS, COALESCENCIA Y MECANISMOS DE ROTURA

El comportamiento del macizo rocoso es determinado por la presencia de discontinuidades que se encuentran en cualquier escala, desde interfases de grados (microfracturas) a juntas y fallas regionales. Las discontinuidades, juntas o fisuras en el macizo provocan dos efectos:

- Disminuyen la resistencia y rigidez de la roca.
- Son una fuente de iniciación de nuevas fisuras que a su vez pueden propagarse y se interligan (coalescen) con otras fisuras y disminuir aún mas la resistencia y rigidez de la roca.

La iniciación y coalescencia de fracturas entre las juntas pre-existentes son mecanismos importantes de control de la rotura en taludes de roca dura, especialmente cuando las juntas iniciales en los taludes tienen baja persistencia. Un mayor entendimiento de la iniciación y coalescencia de fracturas en 2D puede ser de beneficio en el dimensionamiento de los taludes para proyectos de ingeniería. La teoría de la iniciación y coalescencia de fracturas está fundamentada en la mecánica de fracturas clásica.

2.4.1. Propagación de fracturas y modos de rotura

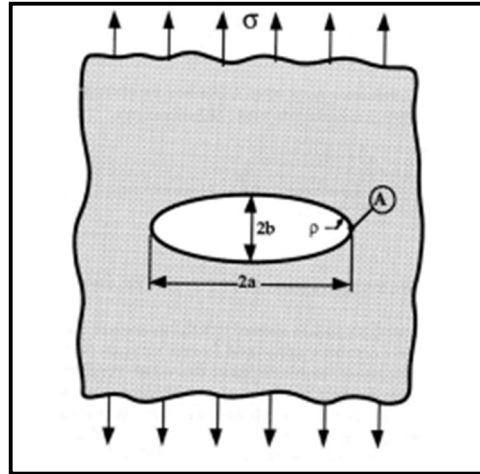
La propagación de una fractura es un fenómeno que ha sido estudiado por la mecánica de fracturas clásica, inicialmente propuesta para materiales metálicos, pasando después a ser empleada en el entendimiento del comportamiento de propagación en la mecánica de rocas. Inglis (1913) fue el primero en cuantificar los efectos de concentración de esfuerzos en torno de las fisuras, al analizar una abertura elíptica en placas planas de metal. En ese análisis, Inglis obtiene una expresión que determina el esfuerzo en la extremidad del eje mayor de la elipse (figura 8), considerando que los esfuerzos en el contorno de la abertura no son influenciados por las dimensiones finitas de la placa, o sea, el largo de ese último es mucho mayor que $2a$ y el ancho es mucho mayor que $2b$. La ecuación para el esfuerzo en el punto A de la figura 8 es:

$$\sigma_A = \sigma \left(1 + 2 \sqrt{\frac{a}{\rho}} \right) \quad (1)$$

Donde $\rho = b^2/a$ es el radio de curvatura de la punta de la elipse

Figura 8

Detalle de una abertura elíptica en una placa plana y características geométricas.



Fuente: Miranda (2003)

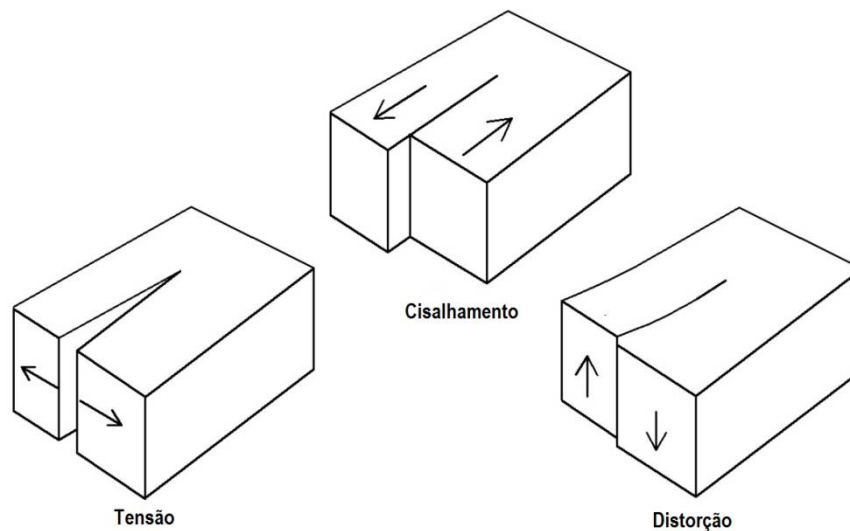
De acuerdo con la ecuación 1, el efecto de la concentración de esfuerzos es tanto mayor cuanto más aguda fuera la abertura, o sea, cuanto menor sea el radio de curvatura de la elipse en el punto A. La concentración del esfuerzo para un radio de curvatura tiende a cero en el punto A de la elipse, en este caso llamado de fractura, tiende al infinito. Esto sugiere que la rotura ocurrirá en un esfuerzo nominal aplicada próxima a cero, lo que evidentemente no ocurre en la realidad. Inglis apenas resolvió el problema de la abertura, mas no explicó el por qué, con las constataciones matemáticas, las piezas no rompían. Fue Griffith (1921) quien dio el siguiente paso para el entendimiento sobre los mecanismos de fracturas.

Griffith (1921) propuso que una fisura pre-existente en un material es el precursor de la propagación de fractura y que la extensión de esta requiere que la liberación de energía de deformación sea mayor que el aumento de energía superficial debido a las nuevas superficies generadas. La teoría de Griffith fue

modificada por Irwin y Chona (1987) y otros, quienes introdujeron un factor de intensidad de esfuerzo, K , de tal forma que se produce la iniciación de fracturas cuando K excede un valor crítico K_c , denominado tenacidad de la fractura crítica. Sih (1973) sugirió el uso de un factor de densidad de energía de deformación como criterio de propagación de las fracturas. La dirección de propagación de la fractura será aquella que conduce a la tasa de liberación de energía de la deformación máxima. La mecánica de fracturas clásica define tres modos de rotura fundamentales: tracción (Modo I), cizallamiento (Modo II) y distorsión (Modo III) ver figura 9.

Figura 9

Modos fundamentales de rotura de una fisura.



Fuente: Miranda (2003)

2.4.2. Propagación y fenómeno de la coalescencia

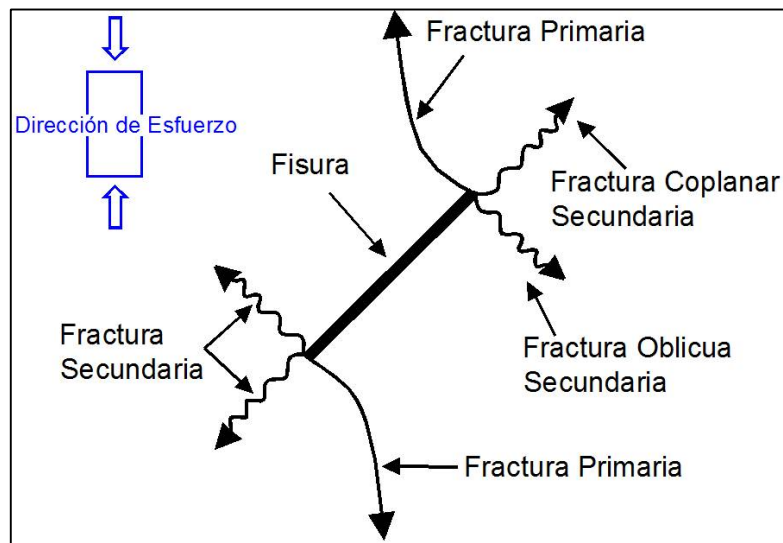
El macizo rocoso es un medio geológico complejo que usualmente contiene diferentes tipos de discontinuidades pre-existentes en diferentes escalas. Sobre

una carga aplicada, se inicia un mecanismo de rotura complejo, que envuelve diferentes combinaciones de discontinuidades que son ligadas una a otra por roturas dentro de la roca intacta. Ese mecanismo es llamado de “*Step-Path*”. Nuevas roturas son iniciadas fácilmente en los bordes de las discontinuidades pre-existentes, debido a los movimientos relativos de las superficies de discontinuidades pre-existentes, debido a los movimientos relativos de las superficies de discontinuidad. Esas roturas se propagan en una dirección paralela al esfuerzo principal máxima en la roca (Li et al., 2005; Wong y Einstein, 2009; Park y Bobet, 2009; Yang y Jing, 2011), resultando eventualmente en una falla inestable, debido a la iniciación de esa nueva superficie de rotura, que podrá juntarse con otra discontinuidad pre-existente, o con una propagación de ella, interligándose una a la otra. Ese fenómeno de conexión entre discontinuidades es llamado de *coalescencia*.

Park y Bobet (2009) realizaron ensayos en muestras con fracturas en yeso, sometidas a compresión uniaxial y observaron dos tipos de propagación, iniciadas próxima de la punta de la fisura original: fractura primaria y secundaria. La fractura primaria es generada por tracción, haciendo un ángulo con la fisura original y se propaga curvilíneamente en dirección a la máxima compresión. En cambio, la fractura secundaria es generada por cizallamiento, comenzando a propagarse a lo largo del propio plano de la fisura original. Presenta material triturado en las puntas, como indicativo de alta compresión y cizallamiento. Dos tipos de fractura secundaria son posibles: co-planar y oblicua (figura 10). A medida que la carga aumenta, las fracturas primarias se propagan de manera estable y las fracturas secundarias pueden propagarse de una manera inestable y producir *coalescencia*, que ocurre cuando dos fracturas originales son unidas entre si (figura 10).

Figura 10

Tipos de propagación de fracturas observadas en una muestra de roca sometida a la compresión axial.



Fuente: Park & Bobet (2009)

2.4.2.1. Fractura de tracción primaria (Wing crack)

Esas fracturas ocurren por tracción (modo I), iniciándose en las puntas o en las proximidades de las puntas de las fisuras pre-existentes, pudiendo ser esta una fisura abierta o cerrada. La forma de esa fractura es generalmente curvilínea, propagándose en sentido de la dirección de la carga aplicada (figura 10) y no presenta material triturado en su superficie. El ángulo inicial de propagación es alto en relación con la fisura, cuando la propagación es iniciada en la punta o en sus proximidades. El punto de inicio de la propagación tiende a deslizarse para el centro de la fisura cuando esta hace un alto ángulo con la dirección de carga aplicada. Ese tipo de propagación es el primero en aparecer (Park y Bobet, 2009).

2.4.2.2. Fractura secundaria por cizallamiento (Secondary crack)

Son fracturas por cizallamiento (modo II) que aparecen después de la fractura de tracción primaria y siempre son iniciadas en las puntas de la fisura pre-existente. Existen dos tipos de fracturas secundarias: coplanares o cuasi-coplanares a la fisura y oblicua (figura 10). Esos tipos de propagación presentan material pulverizado en su superficie, producto del cizallamiento sometido (Park y Bobet, 2009).

Cuando el movimiento relativo de las superficies de una fisura inicia la propagación, una nueva fisura es generada en el material intacto, la cual se conecta con otra fisura pre-existente o aún con una fisura generada por la propagación de esta última. La *coalescencia* es definida como la conexión de fisuras o de fracturas, a través de su propagación, pudiendo acontecer por la unión de fracturas de tracción primaria, de fracturas por cizallamiento secundario o por la combinación de estas. Shen y Stephansson (1993), Shen, (1995), Wong y Chau (1998), Bobet y Einstein (1998); Wong y Einstein (2009), Park y Bobet (2009) estudiaron el comportamiento mecánico de los materiales fisurados pre-existentes (material artificial y roca), señalizando que la geometría y la inclinación de las fisuras pre-existentes en las rocas tiene una influencia importante en la resistencia, deformación y en el comportamiento de roturas.

Park y Bobet (2009) describieron hasta ocho tipos de coalescencia, siendo cada tipo característico de una geometría de fisuras pre-existentes particular. Los esfuerzos en la cual las fisuras primarias y secundarias se inician y ocurre la coalescencia depende fuertemente de la geometría y del número de fisuras pre-existentes, como también del aumento del ángulo de inclinación de estas. Por tanto, se pueden tener los siguientes tipos de coalescencia (figura 11):

- Tipo I: Fisuras pre-existentes coplanares. La unión de las fisuras ocurre por la interligación de fracturas coplanares secundarias. Es observado también el desenvolvimiento de las fracturas de tracción primaria en las puntas de fisuras asociadas a la coalescencia como en los extremos.
- Tipo II: Fisuras no coplanares. La unión ocurre por la interligación de fracturas coplanares secundarias por una fractura por tracción. Es posible de ser observado también el desenvolvimiento de otros tipos de propagación de fracturas.
- Tipo III: Fisuras no coplanares. La unión ocurre por la interligación de fracturas coplanares secundarias con una fractura por tracción. La fractura primaria es formada en la punta de una fisura pre-existente y se propaga hasta la fractura coplanar secundaria de otra fisura. En la configuración final, son observadas dos fracturas de tracción en paralelas.
- Tipo IV: Fisuras no coplanares (como sobreposición parcial de sus proyecciones horizontales). La unión ocurre por la interligación de fracturas de tracción primaria con las fisuras pre-existentes. Es posible que se desenvuelvan también otros tipos de propagación de fracturas.
- Tipo V: Fisuras no coplanares (con sobreposición completa de sus proyecciones horizontales). Transición entre las coalescencias de los tipos IV y VI. La coalescencia se da por fracturas coplanares secundarias interligadas por fracturas secundarias oblicuas, ambas de cizallamiento. Son observadas también fracturas de tracción primaria en las puntas extremas de las fisuras pre-existentes.
- Tipo VI: Fisuras no coplanares (con sobreposición completa de sus proyecciones horizontales). La unión ocurre por la interligación de fracturas oblicuas secundarias por medio de una fractura de tracción primaria, partiendo de las puntas de las dos primeras. Es posible de

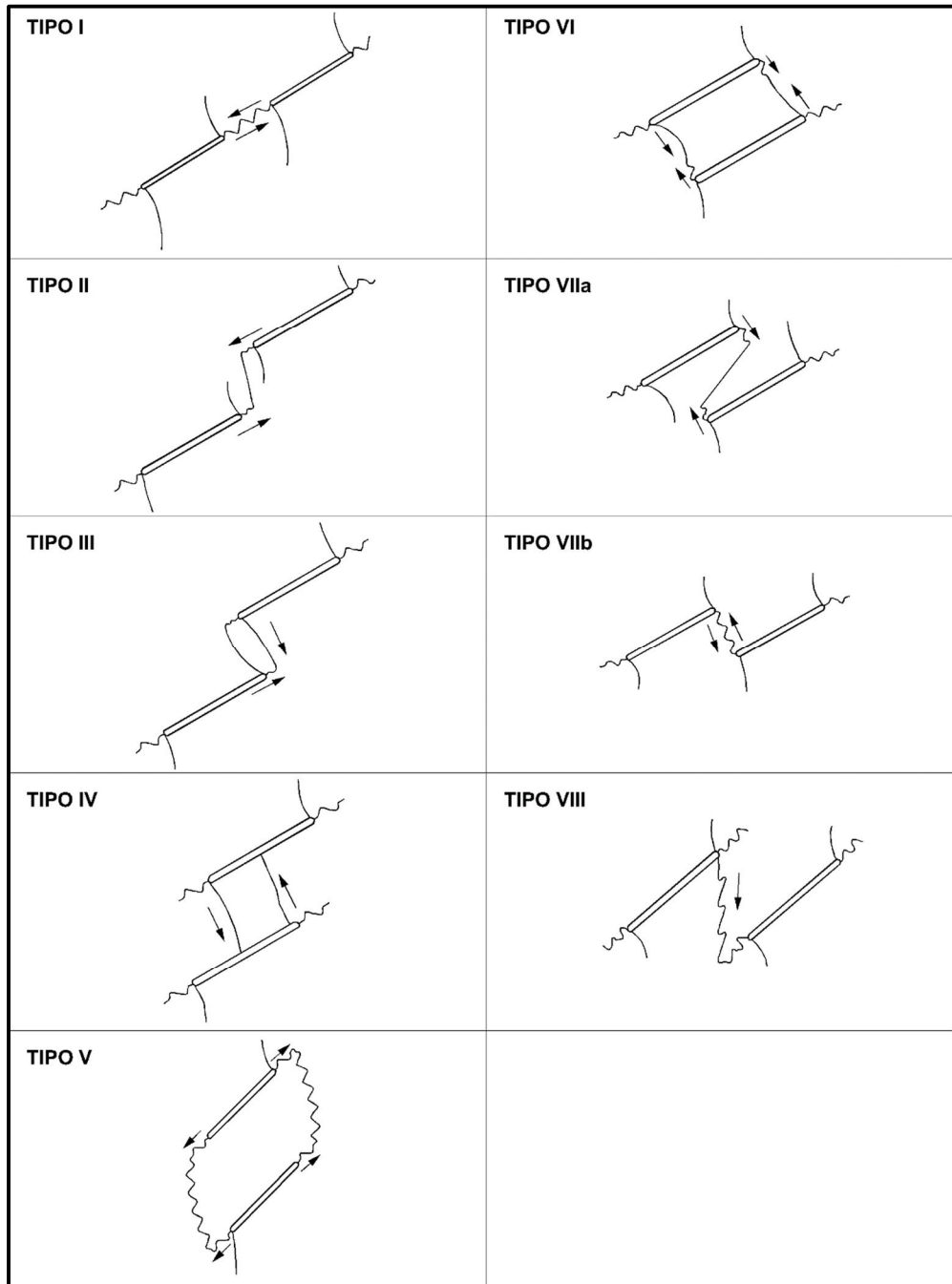
observar aún, el desenvolvimiento de las fracturas secundarias coplanares.

- Tipo VIIa y VIIb: Fisuras no coplanares (con sobreposición parcial [a] y sin sobreposición [b]). Ocurre una interligación entre fracturas oblicuas secundarias, por medio de una fractura de tracción (primaria) en el caso (a), o directamente, en el caso (b).
- Tipo VIII: Fisuras no coplanares. Coalescencia formada por la interligación de una fractura oblicua secundaria y una fractura coplanar secundaria (Park y Bobet, 2009; Camones et al. 2013).

En la figura 11, se muestra el esquema de los diferentes tipos de coalescencia descritos por Park y Bobet (2009).

Figura 11

Tipos de coalescencia en fisuras adyacentes.



Fuente: Park y Bobet (2009)

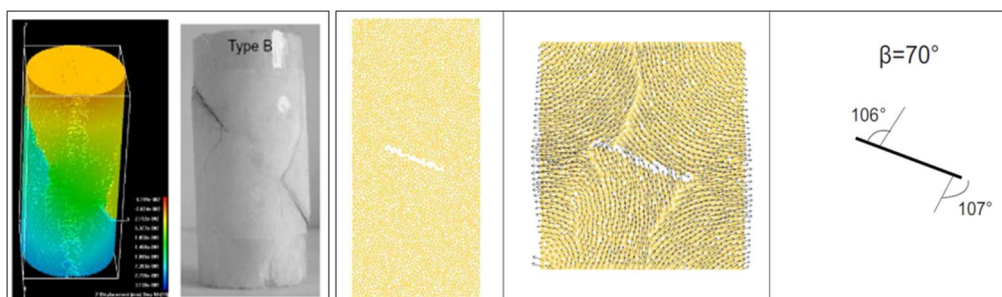
En las últimas décadas, surgió un gran número de estudios con simulaciones numéricas del mecanismo de propagación de fracturas. Por ejemplo, Sato et al. (2001) discutieron la influencia de la interacción mecánica de las fisuras pre-existentes con la propagación de fracturas, utilizando el método de las discontinuidades y desplazamientos (MDD). Van de Steen et al. (2001) simularon ensayos de compresión confinada, empleando un código de métodos de elementos de contorno (MEC). Una serie de experimentos numéricos fueron realizadas para determinar la influencia de la orientación de la fisura inicial, el ángulo de fricción residual, el ángulo de dilatancia y la presión de confinamiento, sobre la inclinación de la fractura y su mecanismo de propagación. Haeri et al. (2014) estudiaron el mecanismo de propagación de fracturas y la coalescencia debido a cargas compresivas en los materiales frágiles, conteniendo fisuras pre-existentes. Los resultados demostraron que las fracturas coalescen con aplicación de esfuerzos y factores de intensidad de los esfuerzos (K), que cambian para condiciones de carga diferentes.

Li y Wong (2014) modelaron la coalescencia de dos fisuras pre-existentes, abiertas y paralelas, en roca sometida a una carga de compresión uniaxial. Clasificaron los modos de coalescencia de acuerdo con su mecanismo. Li et al. (2015), discutieron el mecanismo del crecimiento de la superficie de fractura (figura 12) usando un software de análisis de procesos de rotura en rocas (RFPA), vía mecánica del daño (damage mechanics). Además de los trabajos ya mencionados, otras investigaciones utilizaron métodos diferentes (figura 12), como el método de elementos discretos (DEM) empleado por Camones et al. (2013) y Zhang y Wong (2013); el de análisis de deformación continua (DDA), Zhang et al. (2008); el método de elementos finitos (FEM), Pan et al. (2014) y Bobet y Einstein (1998) y el método de elementos finitos extendido (XFEM), Zhou y Yang (2012), modelando los procesos, se

concluyen los procesos de propagación de fracturas y obteniéndose mecanismos de coalescencia.

Figura 12

Simulaciones numéricas de propagación de fracturas en condiciones de compresión. (a) método RFPA de Wang y (b) método DEM por Camones.



Fuente: Wang et al. (2013) y Camones et al. (2013)

2.5. RESISTENCIA Y CRITERIO DE ROTURA EN MECÁNICA DE ROCAS

La resistencia del macizo rocoso es una función de la resistencia de la roca intacta y de las discontinuidades. Esa resistencia puede variar, dependiendo de los esfuerzos naturales a las cuales se encuentran sometidas, condiciones geoambientales e hidrogeológicas. La presencia de diferentes unidades litológicas o zonas de falla indican regiones de debilidad y anisotropía, con diferentes comportamientos y características de resistencia (Vallejo et al., 2004).

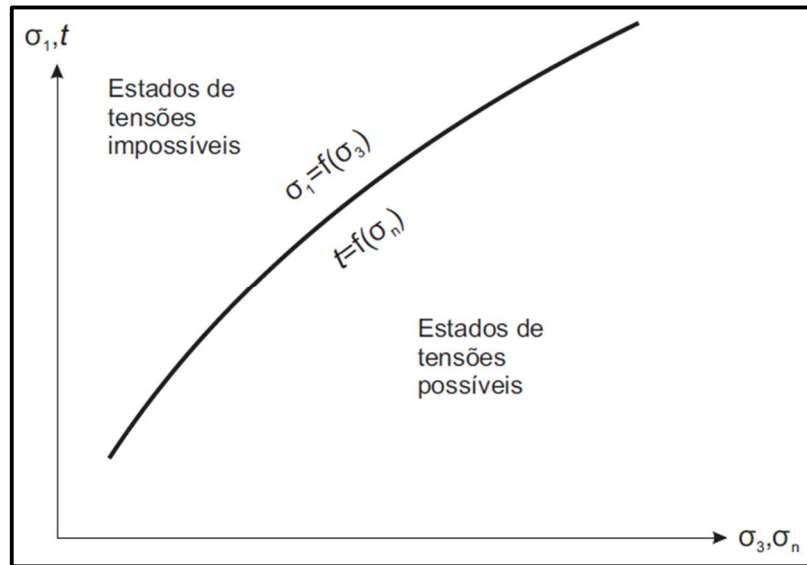
La configuración geométrica de las discontinuidades en un talud de roca puede dar características heterogéneas y discontinuas (anisotrópicas) en un macizo, influyendo al comportamiento de resistencia y deformabilidad, y ocasionando una superficie de rotura preferencial. Según el grado de fracturamiento, el comportamiento y las propiedades resistentes de un macizo rocoso (Vallejo et al., 2004) pueden ser condicionados por:

- Resistencia de la roca intacta (isotrópica o anisotrópica).
- Resistencia al cizallamiento de una familia de discontinuidades.
- La resistencia al cizallamiento de dos y tres familias de discontinuidades, según la escala del problema (esas familias tiene que ser representativas del macizo rocoso).
- La resistencia global de un sistema de bloques rocosos con comportamiento isotrópico.

Actualmente, es común usar un criterio de rotura para el macizo rocoso, bien como, ecuaciones para estimar su deformabilidad. Una premisa frecuente en los criterios de rotura para un macizo rocoso es asumida como isotrópico. El criterio de rotura del macizo rocoso es muchas veces formulado en función de los esfuerzos principales; $\sigma_1 = f(\sigma_3)$ o en función de los esfuerzos normal y de cizallamiento en el plano crítico, $\tau = f(\sigma_n)$, configurando la envoltoria de resistencia. La figura 13, esquemáticamente, la definición de un criterio de rotura general, para aplicaciones bidimensionales. Los parámetros σ_1 y τ denotan normalmente la resistencia de pico, mas también pueden representar la resistencia residual.

Figura 13

Criterio de rotura general en dos dimensiones.



Fuente: Vallejo et al. (2013)

Los criterios son divididos en dos tipos: teóricos y empíricos. La formulación más adecuada depende de la aplicación, por tal razón algunos son destinados apenas para previsiones prácticas y otros para incorporación en códigos computacionales, que usan las ecuaciones fundamentales de la mecánica. La utilidad de cualquier método es determinada por la mayor o menor facilidad de obtención de los datos necesarios a la obtención de los parámetros del criterio. La dificultad aumenta especialmente para criterios aplicados en tres dimensiones (Lade, 1993).

Los criterios de rotura fueron inicialmente desenvueltos para previsiones más simples, como la roca intacta o discontinuidades y posteriormente extendidos a los macizos rocosos.

2.5.1. Criterio de resistencia para roca intacta

La expresión más conocida para estimar la resistencia de la roca intacta y también de las discontinuidades es el criterio de resistencia de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n * tg\varphi \quad (2)$$

Los parámetros de este criterio, cohesión (c) y ángulo de fricción (φ) son comúnmente empleados para expresar las propiedades de resistencia de la roca intacta y discontinuidad y, son por esta razón, los más empleados con tal propósito en softwares geotécnicos.

En muchos problemas, se admite el criterio de Coulomb como adecuado. Entre tanto, los ensayos de laboratorio y campo muestran que las envolventes de resistencia de las rocas intactas (Terzaghi, 1962) y de las discontinuidades (Barton, 1976) en la realidad no son lineales. Eso significa que la envolvente lineal de Coulomb no es una buena representación de las resistencias de la roca intacta y de las discontinuidades. Además de eso, el criterio de Coulomb asume que la rotura de la roca intacta ocurre por una fractura de cizallamiento, lo que no es siempre una suposición válida.

Generalmente, los criterios de resistencia clásicos, tales como el criterio de Coulomb y la teoría de Griffith modificada (McClintock y Walsh, 1962; Murrell, 1963), además aquellos con un número limitado de parámetros (Lundborg, 1972), fueron considerados insatisfactorio para la previsión de la resistencia de la roca intacta. Eso llevó al estudio y desenvolvimiento de criterios empíricos. Un resumen de los principales criterios de resistencia empírica para rocas intactas se encuentra en Sheorey (1994). Existen varios en la literatura, pero la mayoría no consiguió ser aceptada en la práctica por causa de la incerteza en relación con su aplicabilidad, además de ser limitados a un rango restringido de tipos de roca. El criterio empírico más popular para rocas

intactas es el de rotura de Hoek y Brown (1980) que es ampliamente empleado en la práctica.

La relación parabólica teórica desarrollada por Griffith (1921, 1924) para prever la fractura de materiales frágiles, fue usada por Hoek y Brown (1980) para desenvolver el criterio empírico para las rocas intactas, ecuación (3):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1,0 \right)^{0,5} \quad (3)$$

Donde σ_1 es la resistencia a la compresión uniaxial y m es el parámetro de Hoek-Brown que depende del tipo de litología.

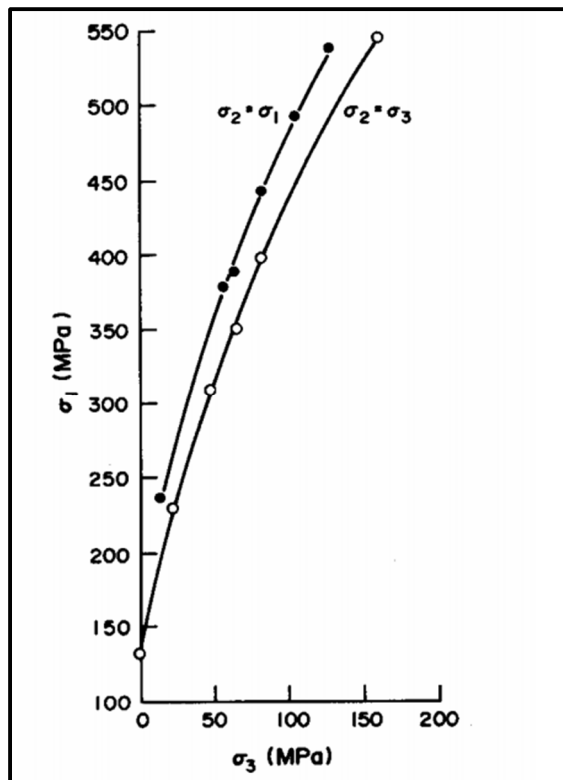
La popularidad del criterio de rotura de Hoek-Brown fue alcanzada debido a su simplicidad, facilidad de obtención o estimación de los parámetros y su aplicabilidad a un amplio rango de tipos de roca intacta. Los parámetros de entrada σ_c y m son determinados por medio de regresión lineal de un conjunto existente de ensayos uniaxiales y triaxiales en la roca intacta. En el caso de m , una estimación puede ser hecha vía tablas con datos para varios tipos de roca, que vienen siendo actualizadas desde Hoek y Brown (1980). La relación de m con el tipo de roca y la utilización de un valor constante de 0,5 para el exponente en la ecuación (3) fueron recientemente cuestionados por (Mostyn y Douglas, 2000). Hoek (1983) indicó que el parámetro m es dependiente de factores, tales como la composición mineral, del tamaño de los granos y su angularidad, etc. Cuando esos factores difieren significativamente dentro de un mismo tipo de roca (como las areniscas), el valor de m debe ser cuidadosamente seleccionado (Hoek y Brown, 1980).

Además de m , u otro parámetro necesario es apenas la resistencia compresiva uniaxial σ_{ci} . Ese parámetro es una característica de muchos criterios de rotura y es usado como un valor conveniente para normalizar la escala de los envoltorios de rotura.

Hay dos limitaciones en relación con el criterio de Hoek-Brown. La primera es ignorar el esfuerzo principal intermedia, σ_2 y solo ser definido para materiales frágiles. La suposición de que la rotura es solamente controlada por los esfuerzos principales mayor y menor es ciertamente una simplificación exagerada, pero Jaeger y Cook (1976) sugirieron que σ_2 pueda ser ignorado sin grandes errores para materiales isotrópicos. Por lo tanto, eso no puede ser aplicado para macizos rocosos con juntas, que son anisotrópicos (Reik y Zacas, 1978). Hoek y Brown (1980) justificaron dejar de lado σ_2 en beneficio de la simplicidad, teniendo en cuenta la intención de extender el criterio para macizos rocosos muy fracturados (isotrópicos). La influencia del esfuerzo principal intermedio σ_2 en la rotura de rocas puede ser ensayada a través de los ensayos triaxiales en compresión ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) y extensión ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) para proporcionar límites superiores e inferiores para el efecto de σ_2 . Mogi (1966) concluyó que el esfuerzo principal intermedia σ_2 puede actuar para incrementar el esfuerzo principal mayor σ_1 en hasta 50% en algunos casos. La figura 14 muestra la influencia de σ_2 para un mármol de Carrara (Murrell, 1963). Esa figura muestra que el límite inferior de las previsiones de σ_1 ocurre cuando $\sigma_2 = \sigma_3$. Por consiguiente, desconsiderar σ_2 lleva a una estimativa conservadora de σ_1 .

Figura 14

Influencia del esfuerzo principal intermedio (σ_2) en el esfuerzo principal mayor de rotura en el mármol Carrara.



Fuente: Murrel (1963)

Por tanto, parece que el esfuerzo principal intermedio no influencia a la rotura, tanto como al esfuerzo principal menor σ_3 .

Dada las presiones de confinamiento típico en minería e ingeniería civil, Hoek y Brown (1980) registraron el criterio de rotura para rocas frágiles. Esto ocurre debido al hecho que el criterio fue derivado de la forma parabólica del criterio de rotura de Griffith, que por eso solo es aplicable para materiales frágiles. Hoek (1983) citó trabajos anteriores de Schwartz (1964) y Mogi (1966) que mostraban como el cambio en la relación entre los esfuerzos

principales afectaban acentuadamente la transición “frágil-ductil”. Hoek y Brown (1980) sugirieron que la aplicabilidad del criterio debe ser limitada a la fracción frágil ($\sigma_1 > 2\sigma_3$). Hoek (1983) propuso una regla importante, limitando el esfuerzo principal menor $\sigma_3 < \sigma_c$ (resistencia a la compresión uniaxial). Mostyn y Douglas (2000) cuestionaron recientemente la suposición de que el criterio de rotura deba ser restringido para materiales frágiles y sugirieron alteraciones al criterio de Hoek y Brown para extender su aplicabilidad a la región dúctil.

2.5.2. Criterio de resistencia en discontinuidades

Generalmente la resistencia de los planos de discontinuidad es analizada con el criterio de Mohr-Coulomb y los parámetros son determinados a partir del ensayo de resistencia al cizallamiento en discontinuidades, en laboratorio o in-situ. Para evaluar la resistencia de una discontinuidad, se deben conocer las características relativas a su persistencia, rugosidad, espesor, naturaleza del relleno y el efecto del agua en las propiedades del relleno.

Así como para describir la resistencia de la roca intacta, el criterio lineal de Coulomb ha sido usado para predecir la resistencia de una discontinuidad planar. En tanto, similarmente al que ocurre con la roca intacta, investigaciones en discontinuidades revelan que la envolvente de resistencia no es lineal (Newland y Allely, 1957; Patton, 1966; Krsmanovic y Langof, 1964; Lane y Heck, 1964 y Byerlee, 1967).

Patton (1966) fue el primer investigador en la mecánica de rocas que hizo una relación entre el comportamiento de cizallamiento de las juntas, la carga normal y la rugosidad. Él demostró que las asperezas adicionan una dilatación (aumento de volumen), el cual influye directamente sobre el comportamiento cizallante. Su trabajo es basado en un modelo idealizado de una junta en la cual la aspereza es representada a través de una serie de triángulos de ángulo

constante (dientes). Patton (1966) observó que, para cargas o esfuerzos normales bajos, prácticamente no hay cizallamiento de las asperezas. La formulación para determinar la resistencia al cizallamiento es representada por:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (4)$$

Donde i es el ángulo medio de las irregularidades del plano cizallado o “rugosidad efectiva” y ϕ_b es el ángulo de fricción básico.

Para el caso de valores de esfuerzos normales muy elevados, donde los dientes de las asperezas son cizallados fácilmente, Patton (1966) encontró una relación razonable a través de resultados experimentales, aplicando un criterio de rotura diferente:

$$\tau = c_j + \sigma_n \tan(\phi_r) \quad (5)$$

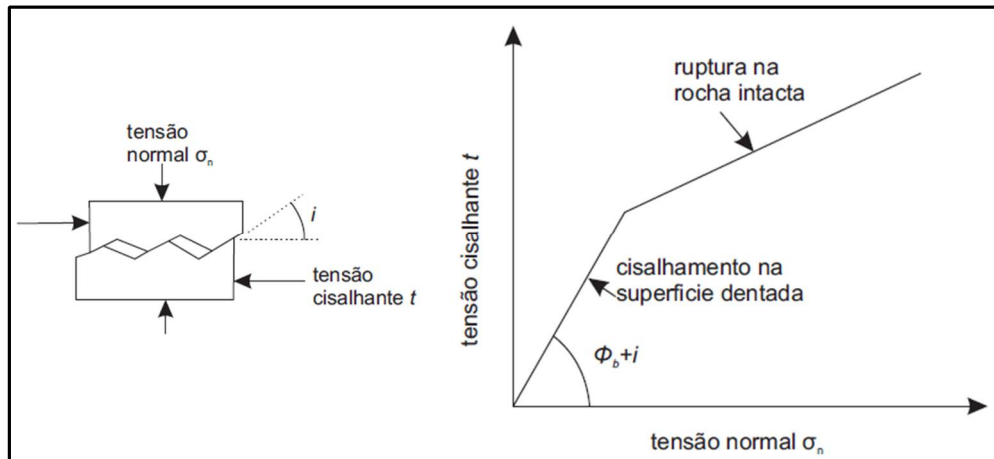
Donde c_j es la cohesión aparente de la junta y ϕ_r es el ángulo de fricción residual.

Esa simple extensión del criterio de Mohr Coulomb puede explicar los grandes efectos en la resistencia al cizallamiento que tiene las asperezas o las rugosidades de las discontinuidades y que han sido observado en ensayos de cizallamiento realizados en rocas.

Los criterios de rotura de Patton (1966), de forma combinada, proporcionan una envolvente bilineal (ver figura 15), la cual describe de forma correcta la resistencia al cizallamiento de superficies que contienen un número de asperezas espaciadas regularmente y de dimensiones iguales. Debido que en realidad las asperezas no se presentan de forma tan regular geoméricamente, los criterios no son satisfactorios para describir el comportamiento de cizallamiento de las discontinuidades en los macizos rocosos.

Figura 15

Criterio de rotura de Patton, trayectoria bilineal de rotura.



Fuente: Hoek (1983)

Una aproximación alternativa al problema de prever la resistencia al cizallamiento de las juntas rugosas fue propuesta por Barton (1976), el cual desarrolló un criterio empírico incluyendo parámetros de rugosidad (asperezas) de la discontinuidad y valores de resistencia a la compresión de las paredes de la roca a través de la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\text{JRC} \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad (6)$$

Donde JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta; JCS es la resistencia a la compresión de la roca en la superficie de fractura; σ_n es el esfuerzo normal y τ es el esfuerzo tangencial o cizallante sobre el plano de la discontinuidad.

Barton y Choubey (1977) basado en los resultados de los ensayos en el laboratorio y el comportamiento de las discontinuidades, presentaron un criterio empírico para determinar la resistencia al cizallamiento para discontinuidades rugosas, el cual es expresado por la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\text{JRC} \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (7)$$

Según esa expresión, la resistencia de la discontinuidad depende de tres componentes, la primera, la componente de fricción ϕ_r , la segunda componente geométrica dada por el parámetro JRC y la tercera, la componente de asperezas, controlada por la relación JCS/σ_n . Esa aspereza y la componente geométrica representan la rugosidad “ i ”, pues el valor total de la resistencia a la fricción es dado por $(\phi_r + i)$ y, generalmente, no supera valores de 50°.

Para determinar el ángulo de fricción residual, generalmente, se estima de las paredes de la junta que este alterada y, en consecuencia, el ángulo de fricción residual será inferior a la fricción de la roca sana ϕ_b . Para su determinación, Barton y Choubey (1977) sugirieron que el ϕ_r puede ser estimado por:

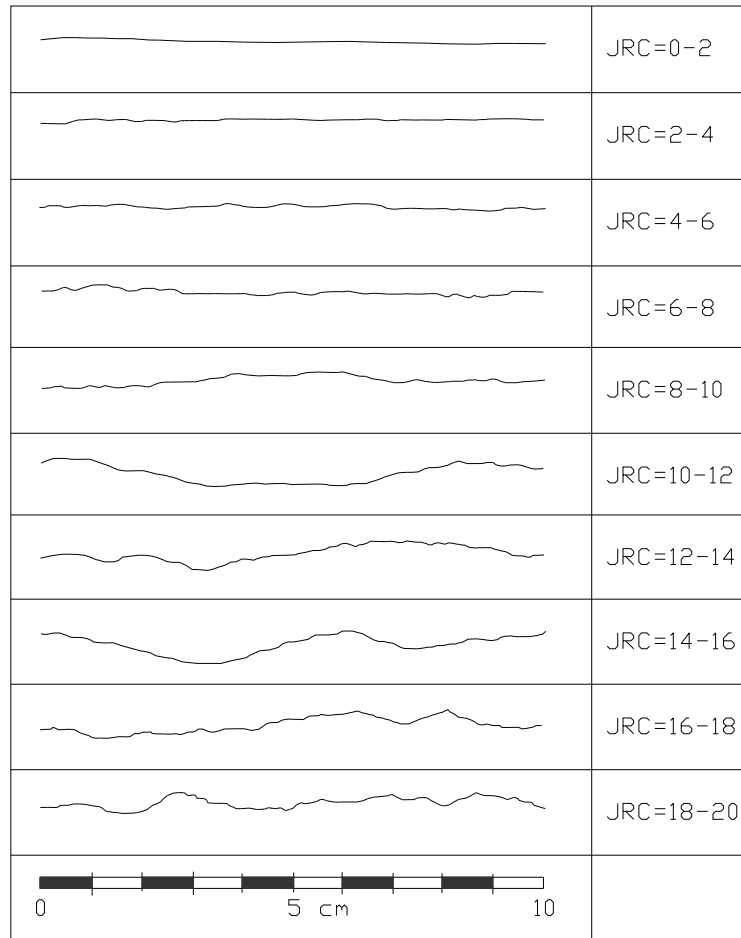
$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad (8)$$

Donde R es el número de rebotes del martillo de Schmidt, sobre la superficie del material sano y seco; r es el número de rebotes del martillo Schmidt sobre la pared de la junta en estado natural, húmeda o seca y ϕ_b es el ángulo sano de fricción básico de la roca, determinado según bibliografía. En el caso de las paredes de la discontinuidad están sanas, $\phi_r = \phi_b$.

El coeficiente de rugosidad de la junta JRC puede ser estimado por la comparación de la apariencia de la superficie de la discontinuidad según los perfiles presentados por Barton y Choubey (1977) y es representado en la figura 16.

Figura 16

Perfiles de rugosidad en la superficie de la junta y el valor JRC.



Fuente: Barton y Choubey (1977)

La apariencia de la superficie de discontinuidad es comparada con los perfiles mostrados en la figura 16 y valor JRC corresponde al perfil que sea más representativo.

Existe una serie de métodos sugeridos para la estimación del valor de resistencia a la compresión de las paredes de la junta JCS publicadas por la ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1978. También es

conocido el uso de mediciones de rebote con el martillo de Schmidt en la superficie de la fractura para determinación del valor de JCS.

Los valores de JRC y JCS pueden ser corregidos por el factor de escala. Siendo estos parámetros definidos para una longitud de 100 mm, la corrección de estos para longitudes mayores será estimada por las siguientes ecuaciones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02JRC_0} \quad (9)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02JRC_0} \quad (10)$$

Siendo JRC_0 y JCS_0 los valores de rugosidad y resistencia de la pared de la discontinuidad referida a la longitud L_0 de 100 mm; y los valores JRC_n y JCS_n equivalen a los parámetros corregidos para la longitud real L_n de campo.

2.5.3. Criterio de resistencia para macizo rocoso

Para obtener los parámetros de resistencia mecánica y realizar la simulación del comportamiento de los macizos rocosos, se emplean criterios de rotura a partir de la clasificación del macizo rocoso, siendo el propuesto por Hoek y Brown (1988), y actualizado por Hoek et al. (2002) en donde se consideran la resistencia de la roca intacta y las constantes m_b , s y a ; las cuales se estiman en función de la fábrica estructural y la condición de las discontinuidades del macizo, en donde se incorpora y define el índice de resistencia geológica (GSI). La ecuación generalizada del criterio de rotura Hoek-Brown es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (11)$$

Donde m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (12)$$

s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (13)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (14)$$

El valor de m_i es una constante de la roca intacta, la cual se determina a partir de ensayos de compresión triaxial. Por otro lado, el valor D es un factor que depende al efecto del daño por voladura y relajación de esfuerzos, el cual varía entre 0 y 1 siendo el mínimo para macizos rocosos no disturbados y el máximo para muy disturbados.

Dado que muchos softwares geotécnicos incluyen en sus algoritmos el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, es necesario determinar los ángulos de fricción y la resistencia cohesiva para cada macizo rocoso e intervalo de esfuerzos. Esto se realiza ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación 11, para intervalo de esfuerzo principal y menor definido por $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$, tal como se puede ver en la figura 17.

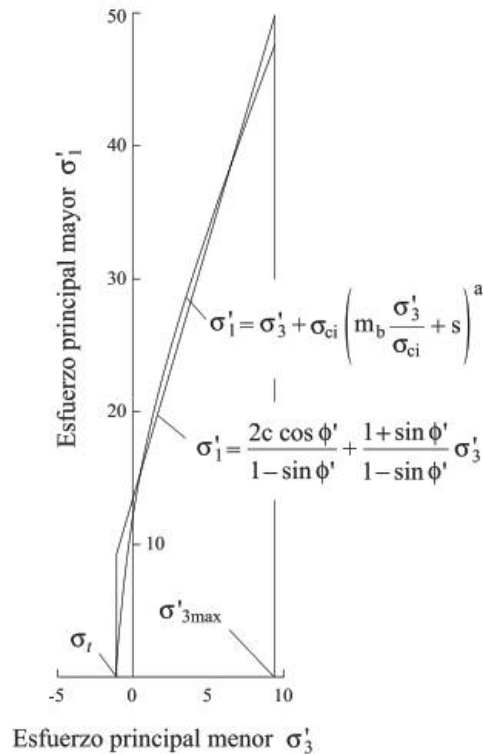
El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb. Esto da lugar a las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción y la resistencia cohesiva:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (15)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (16)$$

Figura 17

Relaciones entre esfuerzo principal mayor y menor para el criterio de Hoek-Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb.



Fuente: Hoek et al. (2002)

2.6. DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

El módulo de deformación de un macizo rocoso es uno de los parámetros más importantes que se debe tener en cuenta al momento de realizar un diseño geotécnico.

Las discontinuidades presentes en el macizo rocoso juegan un rol importante al obtener el módulo de deformación, debido a esto hace que el factor escala cobre una gran importancia. El volumen elemental representativo es, en la gran mayoría de las ocasiones, demasiado grande para poder realizar ensayos de laboratorio que definan correctamente las propiedades del macizo

y, por tanto, el único método que proporciona una estimación razonable es el empleo de ensayos in situ a gran escala (Deere y Miller, 1966).

A continuación, se desarrollan 02 de varias de las correlaciones existentes en el estudio de la mecánica de rocas.

2.6.1. Módulo elástico del macizo rocoso

Hoek y Brown (1997) modifican la correlación de Serafim y Pereira (1983) para proponer una nueva fórmula que represente mejor el comportamiento de los macizos rocosos.

Una de las modificaciones es la introducción de la resistencia a compresión simple de la roca intacta. La deformación está controlada principalmente por el comportamiento de las discontinuidades mientras que, en macizos de peor calidad, la deformabilidad de la roca intacta cobra importancia. La segunda modificación es el cambio del RMR_b por el GSI.

$$E_c = \sqrt{\frac{UCS}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (17)$$

Galera et al. (2005) publican el análisis de numerosos ensayos presiométricos realizados por los autores, así como datos publicados por Bieniawski (1978), Serafim y Pereira (1983).

Como resultado del análisis, proponen la siguiente correlación entre el módulo de deformación del macizo y el RMR_b considerando el módulo elástico de la roca intacta:

$$E_c = E_i * e^{\left(\frac{RMR-100}{36}\right)} \quad (18)$$

2.6.2. Método de estimación de rigidez

Es necesario conocer la rigidez normal y al corte de las discontinuidades para realizar un análisis anisotrópico del macizo rocoso. Mediante este parámetro, se relaciona la carga aplicada con el desplazamiento en el mismo eje de aplicación, La metodología de obtención de la rigidez normal (K_n) se realiza mediante los lineamientos sugerido por los desarrolladores de la Rocscience. Se detalla en la siguiente ecuación:

$$K_n = \frac{E_i E_m}{s(E_i - E_m)} \quad (19)$$

Donde E_i y E_m corresponden al módulo de deformación de roca intacta y macizo rocoso respectivamente, s al espaciamiento de discontinuidad, los parámetros K_n y K_s estimados se miden en Mpa/m.

Por otro lado, la rigidez al corte (K_s) se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$K_s = \frac{K_n}{2(1+\nu)} \quad (20)$$

Donde ν es la relación de Poisson.

2.7. ANISOTROPÍA DEL MACIZO ROCOSO

A pesar que el criterio de resistencia asume el comportamiento de los macizos rocosos como material isotrópico, la mayoría de ellas tiene direcciones de rotura preferencial, lo que significa que son anisotrópicos. En el caso de las rocas sedimentarias, variaciones mineralógicas entre estratos diferentes y las superficies de deposición, donde los planos de estratificación pueden causar anisotropía. En las rocas metamórficas, la anisotropía se asocia principalmente a la esquistosidad de las foliaciones.

Existe anisotropía en propiedades tanto de resistencia (tracción, compresión y cizallamiento) como de deformabilidad (Ramamurthy, 1993). Existen dos tipos de anisotropía: inherente e inducida. La anisotropía inherente surge en la

formación de las rocas (planos de estratificación, foliaciones y esquistosidad) y la anisotropía inducida es causada por los cambios de los esfuerzos sufridos después de la formación (generando juntas, fracturas, planos de cizallamiento y fallas).

La extensión para macizos rocosos de los criterios de resistencia de la roca intacta, como es el caso del criterio de Hoek-Brown, vale apenas para macizos rocosos isotrópicos. Expresiones para prever la resistencia de rocas y macizos anisotrópicos fueron investigadas por Jaeger (1960), Bray (1967), Walsh y Brace (1964), McLamore y Gray (1967), Hoek (1983) y Ramamurthy (1993).

Todos los investigadores citados arriba, excepto las de Jaeger (1960) y Bray (1967), son empíricas. La ecuación de Jaeger (1960) usó el criterio de Mohr-Coulomb para representar las resistencias de las rocas intactas y los planos de debilidad (discontinuidad):

$$\tau = c_j + \sigma_n \tan \phi_j \quad (21)$$

Jaeger (1960) empleó las ecuaciones de transformación de los esfuerzos, relacionando los esfuerzos principales con los esfuerzos normales y de corte en un plano con inclinación β en relación al esfuerzo principal mayor. Sustituyendo σ_n y τ en la ecuación de arriba, por las expresiones en términos de esfuerzos principales, se obtiene la siguiente ecuación:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{2(c_j + \sigma_3 \tan \phi_j)}{(1 - \tan \phi_j \cot \beta) \sin 2\beta} \quad (22)$$

Donde c_j es la cohesión de la discontinuidad, ϕ_j es el ángulo de fricción de la discontinuidad y β es el ángulo de la discontinuidad con σ_1 .

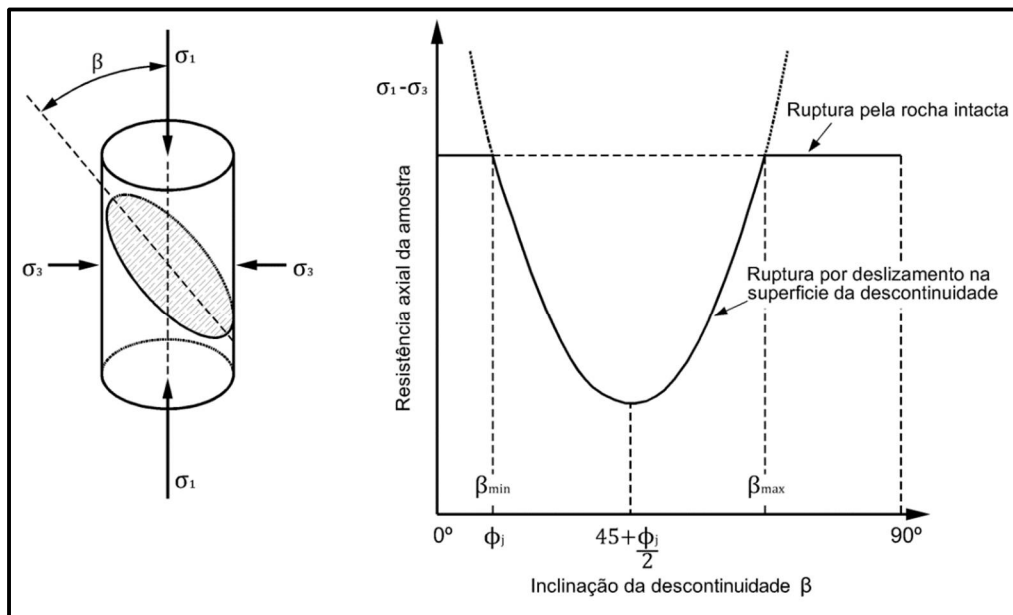
En un gráfico de esfuerzo desviador versus inclinación de la discontinuidad, β , la curva obtenida a partir de la expresión de arriba es una parábola, como mostrado en la figura 18, en la cual la resistencia mínima ocurre con la siguiente inclinación:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_j}{2} \quad (23)$$

La ecuación (23) tiene para el infinito cuando $\beta \rightarrow 90^\circ$ e $\beta \rightarrow \phi_j$. Por tanto, cuando el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) es mayor que la resistencia de la roca intacta, la resistencia de la muestra queda limitada por esa última y la rotura ocurre por ella. Una limitación de la teoría de Jaeger (1960) es que los valores de cohesión y la fricción son constantes. Ramamurthy (1993) sugiere que la expresión desarrollado por MacLamore y Gray (1967) puede ser útil para modelar los cambios en los parámetros de Mohr-Coulomb con β .

Figura 18

Ilustración gráfica de la expresión de Jaeger para un único plano de debilidad.



Fuente: Hoek (1983)

Hoek y Brown (1988) recomienda usar el criterio anisotrópico propuesto por Amadei B. (1988) o Bray (1967) para sistemas de juntas de alta frecuencia. Amadei y Savage (1989; 1993) propusieron herramientas para auxiliar en el

entendimiento del carácter anisotrópico de la resistencia del macizo fracturado.

2.8. ANÁLISIS DE LA ROTURA POR MECANISMOS “STEP-PATH” POR EQUILIBRIO LÍMITE

Las discontinuidades causan mayor deformabilidad y baja resistencia en macizos rocosos. Por esa razón, las propiedades mecánicas son influenciadas por los puentes de roca intacta y la orientación de las discontinuidades, estas tienen efectos grandes en la estabilidad de los taludes en roca (Reza et al., 2005). Los mecanismos de rotura envolviendo los puentes de roca, conocido por *step-path*, son determinantes cuando las discontinuidades no tienen una persistencia suficiente para extenderse por todo el cuerpo del talud. Jennings (1970) desarrolló el primer método de equilibrio límite para analizar tal mecanismo, en el cual, se forma una superficie de rotura escalonada, que se origina de la iniciación, propagación y *coalescencia* de fracturas por los puentes de roca intacta entre discontinuidades adyacentes.

En esta investigación, se destaca un método para analizar por equilibrio límite el mecanismo de *step-path*, desarrollado por Jennings (1970). Los factores de seguridad (F.S) son evaluados, considerando la rotura por *step-path*, llevándose en cuenta la resistencia de las discontinuidades y los puentes de roca. Los factores de seguridad son definidos como la relación entre las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras. Los métodos de cálculo de F.S de Jennings (1970) son relativamente simple, pero actualmente no son empleados usualmente en la ingeniería. Este método tiene algunos inconvenientes, propios de métodos de equilibrio límite: primeramente, el comportamiento de esfuerzo deformación del macizo rocoso no es tomado en cuenta en el cálculo del factor de seguridad; en segundo lugar, la forma de la superficie de deslizamiento debe ser calculada por iteración y error. A partir de la rotura, su

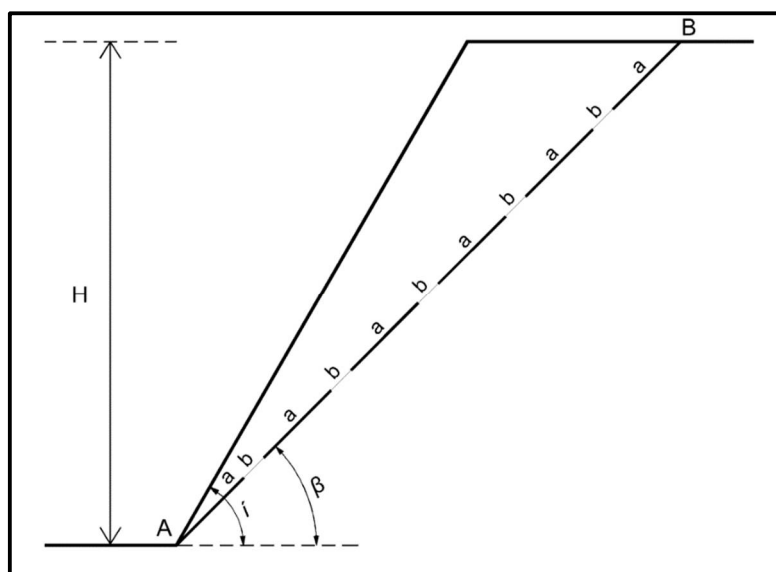
progresión es compleja. Además de eso, los esfuerzos iniciales no son consideradas en los análisis de equilibrio límite (Reza et al., 2005).

2.8.1. Modelo de cálculo propuesto por Jennings (1970)

Según Jennings (1970), la rotura del talud tiende a ocurrir en superficies que pasan por un conjunto de juntas pre-existentes y parcialmente a través de la roca intacta. Por tal razón, la estabilidad del talud dependerá de la extensión en la que será movilizada la resistencia de la roca intacta, o sea, de una medida de intertravamiento de los planos de discontinuidad pre-existentes en el cuerpo del talud. El cual puede ser colocado en términos de la discontinuidad (persistencia) de las discontinuidades o juntas, como se puede observar en la figura 19. En dicho modelo, es considerado un plano de rotura potencial, la cual contiene un cierto número de longitud de juntas “a” a lo largo del plano. Las longitudes “b” representan la extensión del puente de roca intacta localizada entre juntas.

Figura 19

Cizallamiento a lo largo de un plano con juntas no persistente en un talud rocoso.



Fuente: Jennings (1970)

Para potenciales planos de rotura AB, la longitud total de las juntas es $\sum a$ y la longitud total de los puentes de roca intacta es $\sum b$. El coeficiente de continuidad de las juntas k es definido con relación al plano AB como:

$$k = \frac{\sum a}{\sum a + \sum b} \quad (24)$$

El coeficiente de discontinuidad, que representa la proporción de la superficie de rotura compuesta por las discontinuidades, es:

$$(1 - k) = \frac{\sum b}{\sum a + \sum b} \quad (25)$$

Si la rotura ocurre a lo largo del plano AB, la resistencia al movimiento resultará parcialmente de la resistencia cortante a lo largo de la junta, a través de la longitud $\sum a$ y parcialmente de la resistencia al cortante de la roca intacta, sobre la longitud $\sum b$. El talud es considerado como que tiene el comportamiento de un material hipotético, cuyos parámetros aparentes son una cohesión c_a y un ángulo de fricción ϕ_a ; entonces, tales parámetros aparentes pueden ser calculados en términos de la resistencia de las juntas y los puentes de roca intacta por las siguientes ecuaciones:

$$RF = AB(c_a + \sigma_n \tan \phi_a) \quad (26)$$

$$RF = (c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + \sum a(c_j + \sigma_n \tan \phi_j) \quad (27)$$

Donde σ_n es el esfuerzo normal en la superficie AB e c_m , ϕ_m , c_j y ϕ_j , son respectivamente los parámetros de resistencia cortante aplicado a la roca intacta y las superficies de las juntas. Como $AB = \sum a + \sum b$, se obtiene:

$$c_a = (1 - k)c_m + kc_j \quad (28)$$

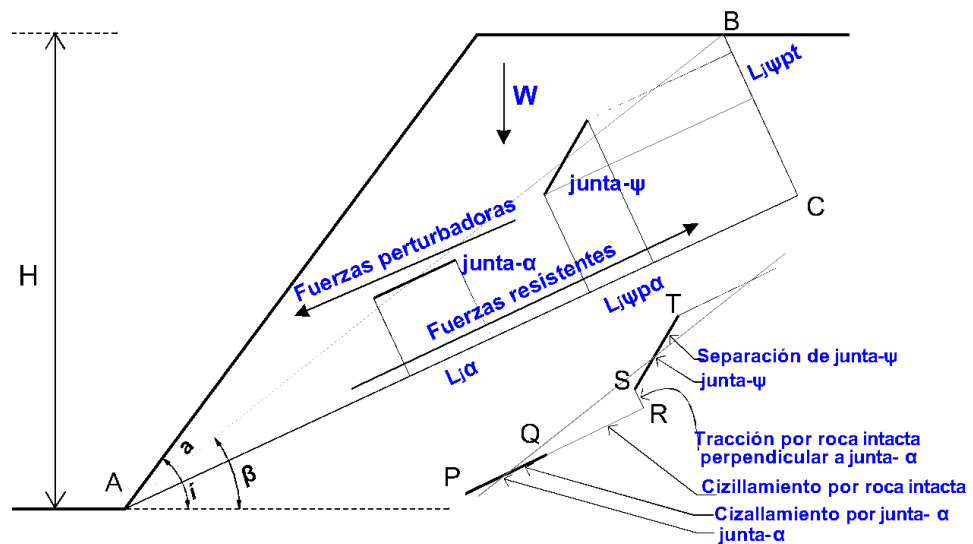
$$\tan \phi_a = k \tan \phi_j \quad (29)$$

Donde s_m es la resistencia media al corte de la roca intacta a lo largo del plano de rotura que es predominantemente dependiente de la cohesión c_m .

En algunos casos, la superficie equivalente puede contener más de una familia de discontinuidades. Estas familias pueden ser no coplanares, por ejemplo, se tiene el caso de dos familias de discontinuidades (figura 20), las junta (α) y (ψ) no son paralelas a la línea AB. Para este caso, se supone que la rotura ocurre por cortante sobre la junta α , propagándose por cortante en los puentes de roca intacta hasta un punto donde la rotura por tracción empieza a ocurrir. A partir de ahí, la rotura se propaga perpendicularmente a las juntas ψ , interligándose las dos discontinuidades.

Figura 20

Rotura potencial a lo largo de la superficie AB que incluye dos familias de discontinuidad pre-existes.



Fuente: Jennings (1970)

Para tal caso, el coeficiente de discontinuidad para el cizallamiento a lo largo del plano AB es definido por:

$$k_{\alpha\psi\beta} = \frac{\sum L_{ja} + \sum L_{j\psi p\alpha}}{AC} \quad (30)$$

Para el esfuerzo de tracción o coeficiente es calculado a través de la siguiente expresión:

$$k_{\psi\beta t} = \frac{\sum L_{j\psi pt}}{BC} \quad (31)$$

La resistencia a lo largo de la superficie de rotura es entonces calculada de la siguiente forma:

$$RF = AC(1 - k_{\alpha\psi\beta})(c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + ACk_{\alpha\psi\beta}(c_j + \sigma_n \tan \phi_j) + BC(1 - k_{\psi\beta t})t_m \quad (32)$$

Donde t_m es la resistencia a la tracción de la roca intacta. La fuerza desestabilizadora (DF) es definida como la componente del peso de la masa rocosa que se mueve en la dirección del deslizamiento. Entonces, es definida como $W \sin \alpha$. El factor de seguridad es finalmente definido como:

$$F.S = \frac{RF}{DF} \quad (33)$$

El coeficiente de continuidad es el parámetro más importante. Es por medio del que se introduce el mecanismo de rotura por “*step-path*”. Este coeficiente es muy sensible a la forma como las discontinuidades se unen. Dichas uniones entre discontinuidades son llamados de *coalescencia*, que influyen al coeficiente de continuidad, dependiendo de su tipo pueden ser para una familia de discontinuidades, de punta a punta (caso I), de punta al punto medio de la discontinuidad (caso II) y el de punta hasta la cuarta parte de la otra discontinuidad (caso III). Estos tipos de coalescencia son representados en la figura 21b, considerando una familia de discontinuidad en la figura 21a, con $d_{m\alpha}$ siendo el espaciamiento y L_{ja} la longitud de la persistencia media, y $AB = L_{\beta}$ la longitud total del plano de rotura, de donde se tiene lo siguiente:

Que el número de discontinuidad interceptada en la línea L_β es:

$$n = \frac{BC}{d_{m\alpha}} = \frac{L_\beta \sin(\beta - \alpha)}{d_{m\alpha}} \quad (34)$$

y la continuidad de las discontinuidades en el plano β es:

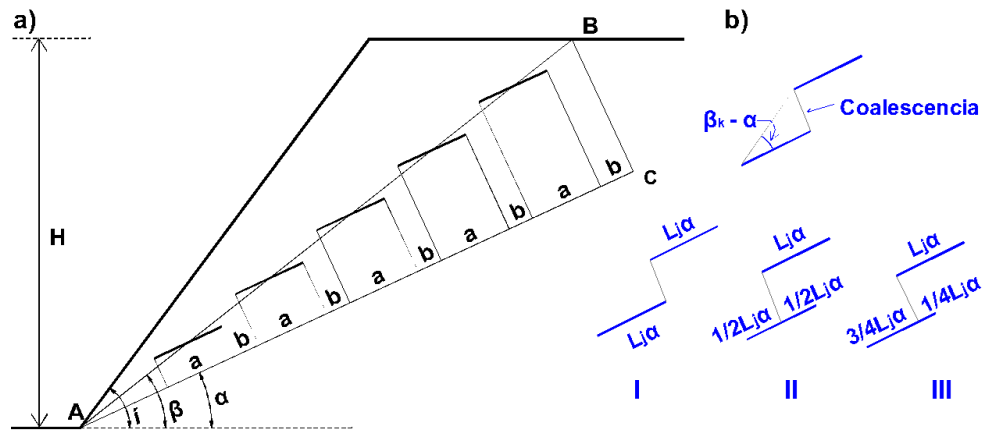
$$K_{\alpha\beta} = \frac{\sum \alpha}{AC} = \frac{nL_j\alpha}{L_\beta \cos(\beta - \alpha)} \quad (35)$$

O también, sustituyéndose n por la expresión (34),

$$K_{\alpha\beta} = \frac{L_j\alpha}{d_{m\alpha}} \tan(\beta - \alpha) \quad (36)$$

Figura 21

Roturas potenciales y tipos de coalescencia: (a) Rotura potencial a lo largo de la superficie AB que intercepta cierto número de discontinuidades con buzamiento α . (b) Modos de unión de las discontinuidades por propagación entre puentes de roca intacta.



Fuente: Jennings (1970)

2.9. ANÁLISIS DE LA ROTURA POR MECANISMO “STEP-PATH” VÍA MÉTODOS NUMÉRICOS

Recientemente, los ingenieros especialistas inician a considerar el mecanismo “*step-path*” y los puentes de roca intacta en taludes de roca. Actualmente, estos son desarrollados mediante modelos numéricos para taludes de gran escala en minería a cielo abierto y taludes naturales de grandes alturas (Eberhardt et al., 2004).

En los análisis de esfuerzo-deformación, no se calcula el factor de seguridad directamente; a pesar de que el factor de seguridad sea llevado a la resistencia al corte calculado en condición de equilibrio, realizada el análisis, al igualar la resistencia al cortante corresponde a la condición de rotura (Reza et al., 2005). Existen dos maneras básicas para realizar, las cuales son empleados en esta tesis, para obtener los factores de seguridad mediante métodos numéricos (específicamente, por el método de elementos finitos). Para esto, se usó la técnica de reducción de resistencia al cizallamiento (SSR).

2.9.1. Método de elementos finitos

En la actualidad, el método de los elementos finitos (FEM) es el método numérico más ampliamente aplicado en los campos de la ciencia e ingeniería. Desde su origen en la década de 1960, han sido empleado para la solución aproximada de problemas de mecánica de rocas, consiguiendo simular el comportamiento de macizos rocoso de más realista, con la incorporación de elementos de junta o de interface (Naylor et al., 1981; Pande et al., 1990; Beer y Watson, 1992).

El método de elementos finitos (FEM) envuelve seis (06) pasos básicos: discretización, selección de funciones aproximadas, derivación de ecuaciones, agrupación de propiedades de los elementos para formar las ecuaciones

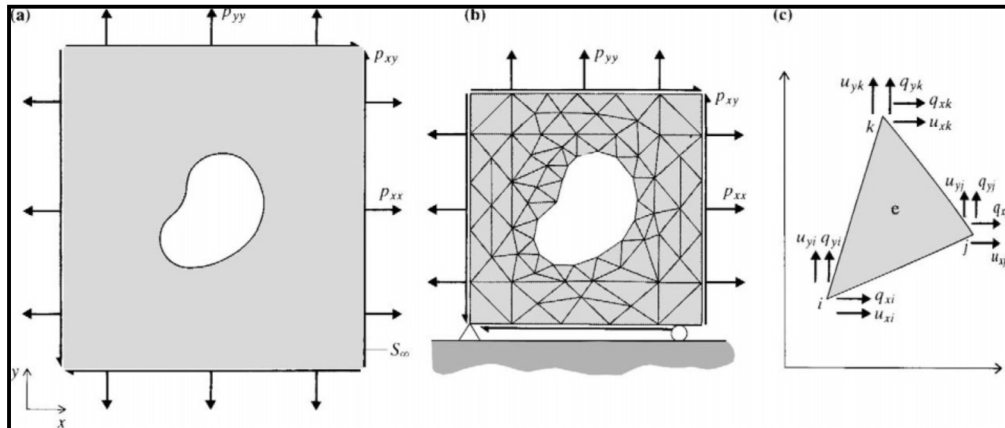
globales y cálculo de las cantidades primarias (ejemplo, desplazamientos) y secundarias (ejemplo, esfuerzos) (Desai y Christian, 1977).

La discretización consiste en dividir un medio continuo en un sistema equivalente de pequeños elementos discretos, denominados elementos finitos. Cada elemento es analizado y tratada individualmente. Para cada elemento, se atribuyen propiedades físicas o constitutivas y se formulan matrices de rigidez. En seguida, se reúnen los elementos y se obtiene ecuaciones para una estructura como un todo, con la respectiva rigidez global. Existen diferentes tipos de elementos a ser utilizados, de acuerdo con el problema estudiado. Para problemas unidimensionales, se utilizan elementos de barra; para bidimensionales, se puede utilizar triángulos y cuadriláteros; para problemas tridimensionales, son comúnmente empleados tetraedros y hexaedros (Desai y Christian, 1977).

La figura 22 muestra el desenvolvimiento de un modelo de elementos finitos. En la figura 22^a, se tiene un medio infinito, la carga y una abertura en su interior. En la figura 22b, se tiene una malla típica del modelo, con extensión limitada, compuesta de elementos triangulares de tres puntos nodales. Las condiciones de contorno pueden ser aplicadas como fuerzas de superficie o desplazamiento prescrito. En la figura 22c, se exhibe un elemento individualizado, con las componentes de fuerza y desplazamientos nodales (Brady y Brown, 1985).

Figura 22

Elementos del método de elementos finitos de un cuerpo.



Fuente: Brady y Brown (1985)

En determinadas regiones, tales como próximas a la cara de un talud o túnel y pilares de en excavaciones subterráneas, es necesaria una densidad mayor de elementos, ya que la variación de los esfuerzos es acentuada (ver figura 22b).

En la selección de funciones de aproximación, se asume un patrón de solución para la variable primaria escogida (desconocida) que puede ser, por ejemplo, el desplazamiento nodal. El patrón de solución es expresado en forma polinómica, en términos de los desplazamientos de los nodos del elemento. La adopción del polinomio de orden más elevada ayuda aproximar el patrón de desplazamientos a la solución exacta. El uso de funciones de interpolación son funciones que asumen un valor unitario en un nodo particular y cero en los demás nodos del elemento. Algunos procedimientos están disponibles para derivación de los matrices de rigidez de cada elemento, pudiendo ser citados los métodos variacionales y de los residuos ponderados. El empleo de cualquier procedimiento resulta en ecuaciones expresadas en

forma matricial (Desai y Christian, 1977). Queda expresada la ecuación de la siguiente manera:

$$[k]\{u\} = \{q\} \quad (37)$$

Donde:

[k] Es matriz de rigidez local

{u} Es vector de desplazamiento nodal local

{q} Es vector que contiene fuerzas nodales locales en la formulación para desplazamientos.

La ecuación 37 es obtenida para cada elemento del modelo estructural discreto, superponiéndose a las ecuaciones de cada elemento. Obteniéndose una relación de rigidez para todo el sistema, ese procedimiento es llamado como método de la rigidez directa, debe satisfacer el principio básico de que la estructura permanezca continua, o sea, debe satisfacer la compatibilidad de desplazamientos de los puntos nodales en todos los elementos adyacentes. La relación de rigidez global queda entonces expresada por el siguiente sistema de ecuaciones (Desai y Christian, 1977):

$$[K]\{U\} = \{Q\} \quad (38)$$

Donde:

[K] Matriz de rigidez global

{U} Vector de desplazamiento global

{Q} Vector que contiene las fuerzas nodales globales.

Antes de la resolución del sistema de la ecuación 38, las condiciones geométricas (cinemática) prescritas en el contorno son introducidas. En la llamada formulación en desplazamientos (en la cual los desplazamientos son la variable de aproximación primaria escogida), los desplazamientos nodales

son calculados invirtiéndose el sistema de ecuación 38. De ahí las deformaciones y esfuerzos, correspondientes a cantidades secundarias, son calculadas a partir de los desplazamientos nodales utilizando las relaciones deformación-desplazamiento y, en seguida, las relaciones de esfuerzo-deformación o constitutivas (Desai y Christian, 1977).

Conforme la clasificación propuesta por Naylor (1982), se tiene una serie de FEMs propuestos para los análisis de estabilidad de taludes. Los métodos pueden ser clasificados como “métodos de límite perfeccionados” y “métodos directos”. En esta investigación, se enfocará en los métodos directos, dentro de los cuales, se tiene la técnica Shear Strength Reduction (SSR).

2.9.1.1. Método de reducción de resistencia al cizallamiento (SSR)

Según Dawson et al. (1999), Griffiths y Lane (1999), Matsui y San (1992), es posible calcular el factor de seguridad en los taludes empleando modelos numéricos; tales como en análisis por elementos finitos, se reduce progresivamente los parámetros de resistencia del material hasta alcanzar el límite de rotura en el talud. El método está generalmente basado en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y permite atribuir factores de seguridad a partir de una reducción sistemática de las propiedades de resistencia del material hasta inducir a la rotura.

Así mismo, la resistencia al cizallamiento o de corte (τ), de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb, es constituido de dos componentes. Una es debido a la cohesión (c), que es la constante, y la otra, a la fricción, que depende de los esfuerzos normales ($\sigma_n \tan\phi$). Se tiene:

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi \quad (39)$$

y la reducción de la resistencia al cizallamiento queda expresada como:

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c}{F} + \sigma_n \frac{\tan\phi}{F} \quad (40)$$

En este caso, los parámetros reducidos son representados por:

$$c^* = \frac{c}{F} \text{ y } \phi^* = \arctan\left(\frac{\tan\phi}{F}\right) \quad (41)$$

Siendo F el factor de reducción.

De esta manera, es incrementado gradualmente el valor del factor de reducción, hasta que se obtenga una condición de rotura del talud; entonces, F es considerado como una aproximación al factor de seguridad para el modelo.

Los pasos para determinar el factor de reducción crítico (F) que lleva a un talud ser estable ($F \geq 1$) a la rotura son:

- Desarrollar un modelo de elementos finitos para un talud, usando las propiedades de resistencia y deformabilidad. Calcular los resultados del modelo y gravar la deformación máxima total.
- Aumentar el valor de F (o el factor de reducción) como descrito anteriormente y calcular los parámetros del material por Mohr-Coulomb, reduciendo los parámetros de resistencia mecánica. Ingresar con los nuevos valores de los parámetros geotécnicos en el modelo del talud y recalculer los resultados. Después, gravar la deformación total máxima.
- Repetir el procedimiento anterior, usando valores progresivamente crecientes de F, hasta que el modelo de elementos finitos no pueda converger para una solución estática, esto es, continuar reduciendo las propiedades de resistencia del material hasta que el talud rompa. Ahí que, el valor crítico de F lleva al talud a la rotura y es interpretado como el valor de factor de seguridad del talud.

CAPÍTULO III

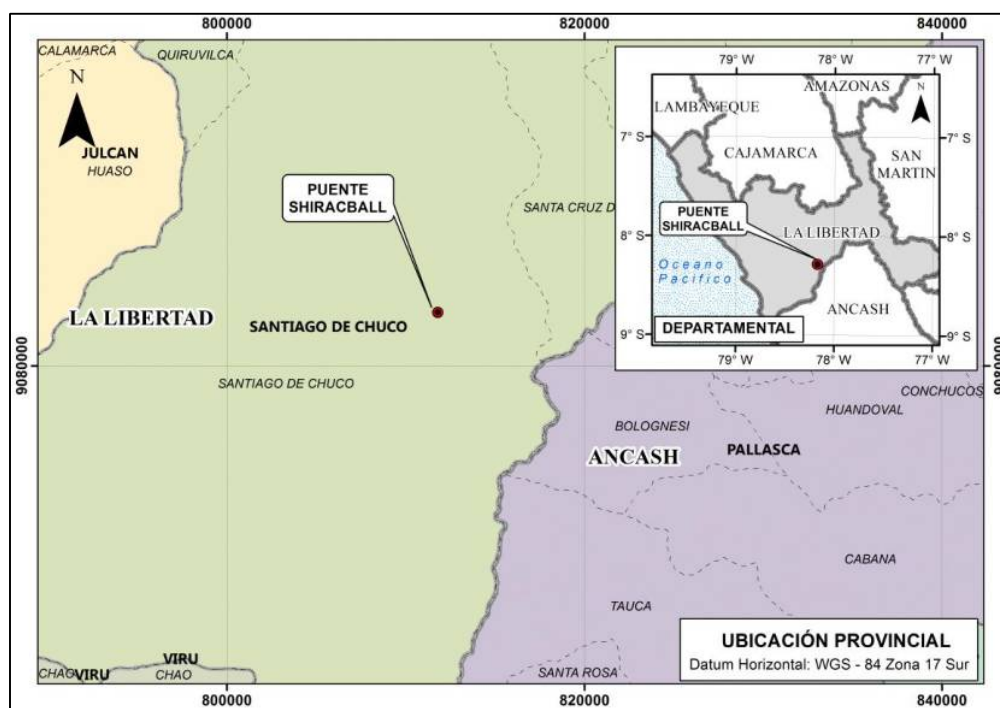
CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1. UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD

La zona de investigación se encuentra geográficamente en la cordillera occidental de los Andes, región de la Libertad, provincia y distrito Santiago de Chuco (figura 23); específicamente, en las coordenadas UTM WGS-84: 811696 Este y 9083005 Norte, a una altitud de 2705 m.s.n.m.

Figura 23

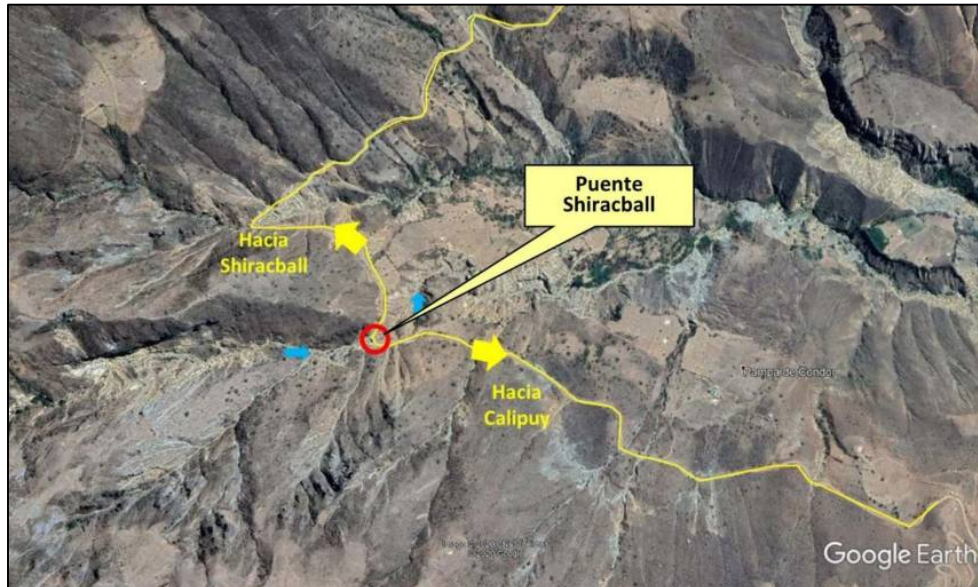
Ubicación general de la zona de estudio



El área de estudio se encuentra específicamente en el puente Shiracball como referencia, tal como se puede ver en la figura 24.

Figura 24

Ubicación específica de la zona de estudio.



Fuente: Google earth, (2019)

La vía principal de acceso desde Lima es la carretera Panamericana Norte hasta la ciudad de Trujillo, luego de Trujillo por la vía PE-10A asfaltada al centro poblado de Shorey, prosiguiendo en dirección Sur-Este por una vía afirmada hasta llegar a la provincia y distrito de Santiago de Chuco, desde ahí se continúa al Sur-Oeste por una trocha hasta llegar a la zona de estudio.

La distancia aproximada desde la ciudad de Lima hasta la zona de estudio es aproximadamente de 759,0 Km., tal como se puede ver en la tabla 1:

Tabla 1

Acceso a la zona de estudio.

Rutas	Condición de la vía	Distancia	Tiempo
Lima - Trujillo	Asfaltada	558 km	6 h y 30 min
Trujillo - Shorey	Asfaltada	123 km	2 h y 44 min
Shorey – Santiago de Chuco	Afirmado	41,9 km	1 h
Santiago de Chuco - Shiracball	Trocha	36,1 km	1 h y 20 min

De la tabla 1, se puede ver el tiempo total de viaje desde la ciudad de Lima hasta la zona de estudio, siendo un tiempo aproximado de 11 horas con 35 minutos.

3.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.2.1. Topografía

La altitud en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m) varía entre 2670 a 2860 m.s.n.m. aproximadamente, presenta un relieve muy accidentado.

3.2.2. Temperatura

El valor promedio de la temperatura en la zona de estudio es de 18,5° C, con valor máximo de 32° C y valor mínimo de 7° C, alcanzando las más altas temperaturas entre abril a junio.

3.2.3. Precipitación

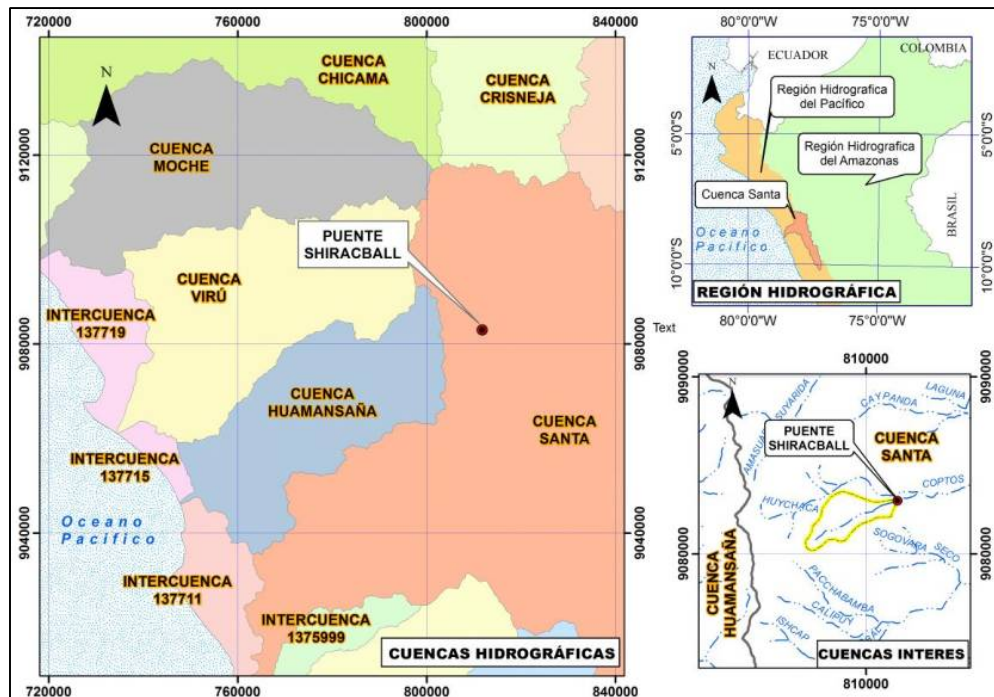
Respecto a la precipitación pluvial en la zona de estudio, tiene una variación espacial y temporal que va de acuerdo con el patrón general atmosférica. En general, se tiene precipitaciones del orden de hasta 760 mm para las alturas de entre los 1800 a 3000 m.s.n.m., siendo las mayores precipitaciones en la temporada de verano entre noviembre y abril, y menores entre mayo a setiembre.

3.2.4. Hidrología

La zona de investigación se encuentra dentro de la cuenca del río Tablachaca, la que se ubica en la cuenca hidrográfica del Río Santa y pertenece a la región hidrográfica del Pacífico (figura 25).

Figura 25

Ubicación hidrográfica de la zona de estudio.



En la figura 25, se puede observar la microcuenca intermitente de interés llamado Coptos. De la cual, se puede estimar el recurso hídrico proveniente de la precipitación pluvial en una época normal de año medio (sin considerar el fenómeno del Niño), aporta agua de 50 mm por año húmedo y discurre por la quebrada principal donde está emplazado el puente Shiracball, las características de la ladera son de roca de naturaleza volcánica y piroclástica.

En cambio, si se considera la presencia del fenómeno del Niño pueden ocurrir cambios, dependiendo de la intensidad con la que se presente en la zona de estudio: si la intensidad de la lluvia es alta, entonces el agua que discurrirá por la red hidrográfica será mayor de lo normal; por las características litológicas y geomorfológicas, el agua de la lluvia drenará hacia la quebrada principal, siendo la infiltración y evaporación mínima.

3.2.5. Hidrogeología

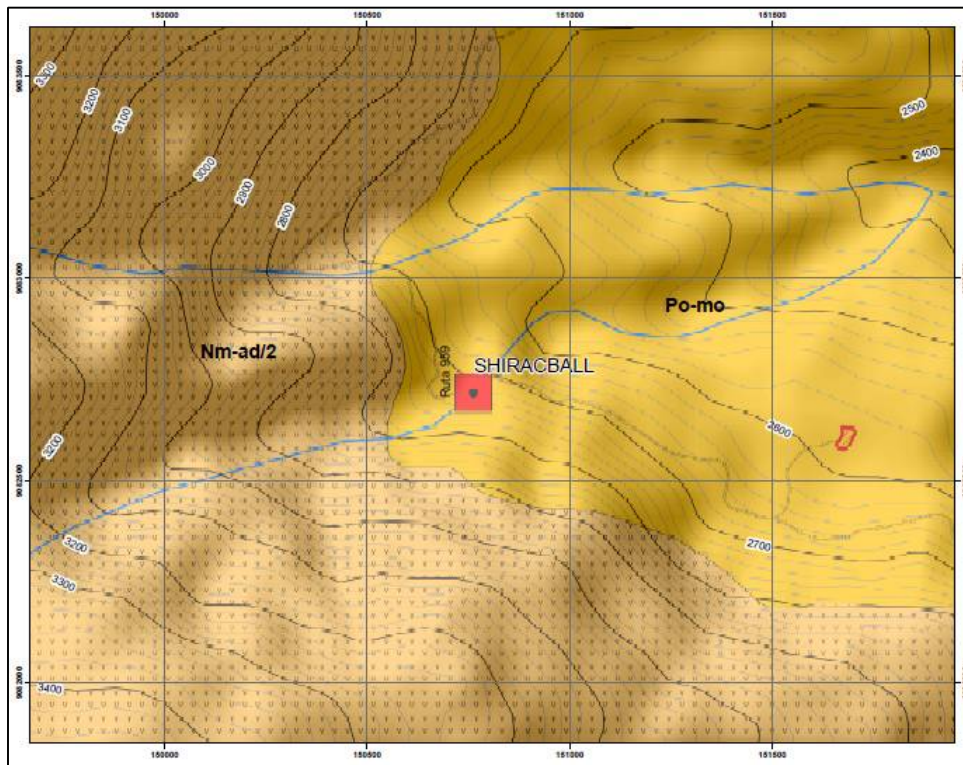
La zona de estudio y el entorno no presenta agua subterránea, debido a que se encuentran en una ladera bastante accidentada; además, está gobernada por afloramientos de macizo rocoso competente y fracturada.

3.3. ASPECTO GEOLÓGICO

Según Cossío (1964) y Navarro et al. (2010), la geología desde el contexto regional, en la zona de estudio, está conformada por rocas volcánicas y piroclásticas entre el Paleógeno Oligoceno hasta Neógeno Mioceno, correspondiente al grupo Calipuy (figura 26). La descripción se basa en el boletín geológico N.º 08 y hoja 17g2 a escala de 1:50000 del Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET), las formaciones geológicas en la zona de estudio a escala regional (figura 26).

Figura 26

Geología regional en el ámbito del puente Shiracball.



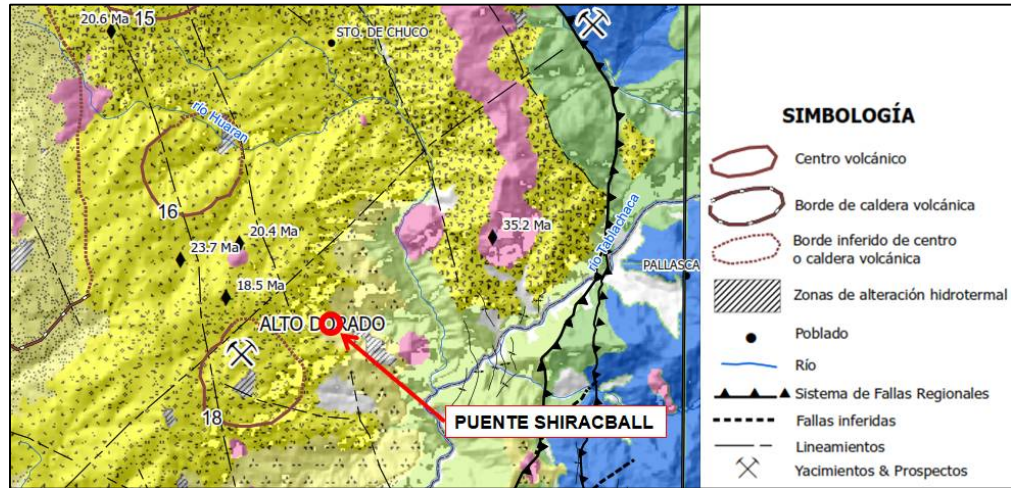
Fuente: INGEMMET (2010)

En la figura 26, se puede ver las formaciones volcánico Monyungo (Po-mo) conformados por depósitos de flujo de ceniza volcánica clástica, lodolitas y lavas andesíticas; la segunda formación es el volcánico Alto Dorado (Nm-ad/2) conformada por depósitos de flujo de bloques y cenizas alteradas.

En el aspecto de geología estructural a nivel regional, se encuentra enmarcado entre lineamientos y fallas inferidas con orientaciones de Noroeste a Sureste (figura 27), donde se observa que el sistema de falla regional atraviesa una parte del río Tablachaca (Sureste) y se extiende hasta el distrito de Angamarca (Noroeste).

Figura 27

Contexto estructural regional en el ámbito del puente Shiracball.



Fuente: Navarro et al. (2010)

A nivel local, no se ha evidenciado fallas o lineamientos, que puedan afectar la estabilidad física del talud global, donde se encuentra ubicado los estribos del puente en estudio.

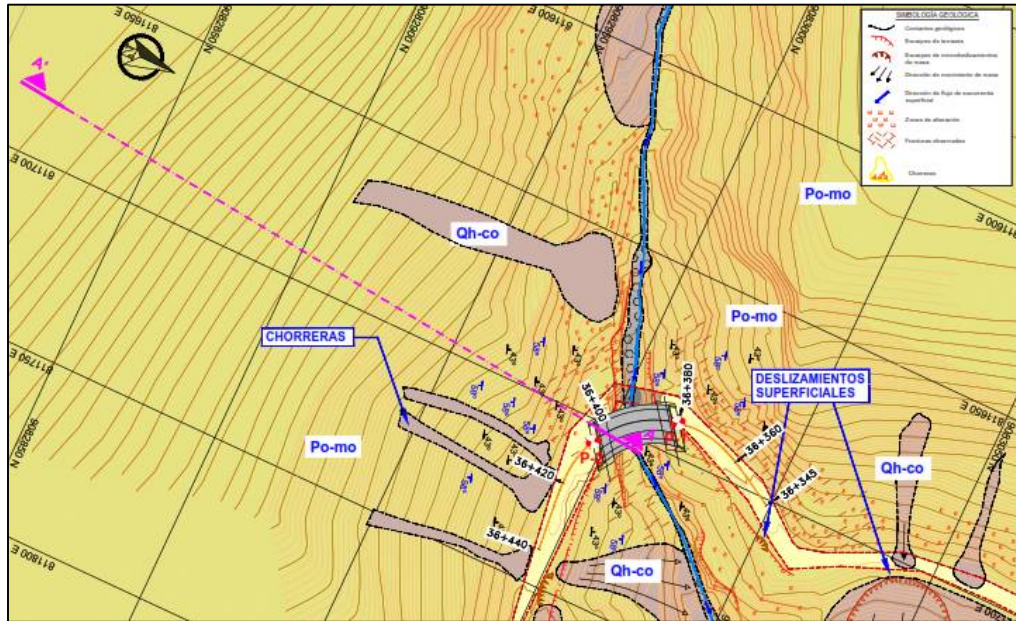
A continuación, se describen las condiciones geológicas, geomorfológicas, estructurales y de geodinámica externa en la zona de estudio.

3.3.1. Geología local

Se encuentra conformada por la formación volcánico Monyungo (Po-mo) y coluvial (Qh-co), las cuales se pueden ver en el anexo plano geológico local y en la figura 28.

Figura 28

Geología local del puente Shiracball y área de influencia.



3.3.1.1. Volcánico Monyungo (Po-mo)

El área de investigación se encuentra emplazado sobre una secuencia volcano-sedimentaria, constituido por una secuencia de intercalaciones de niveles de lava andesítica, color gris verdoso en fresco, de textura porfirítica, con fenocristales de plagioclasa (55 %), pasta (40 %) y accesorios (5 %). El macizo rocoso presenta meteorización superficial moderada a poco alterada, fracturamiento moderado y resistencia fuerte (figura 29), se clasifica con calidad de roca tipo III (regular) a IV (mala) según Bieniawski (1989).

Figura 29

Afloramiento de roca de la formación Monyungo en la zona del Puente.



En la figura 29, se puede observar el talud rocoso en ambos lados del acceso aguas arriba del puente Shiracball, el macizo rocoso se encuentra masiva y superficialmente presenta coloración marrón a beige debido a la meteorización, presenta cuatro sistemas de diaclasas con dirección azimutal y buzamiento (J1:249/57, J2:061/43, J3:349/51 y J4:134/57). Los taludes de la margen izquierda y derecha con respecto al puente aguas arriba, presentan una cobertura de material coluvial.

3.3.1.2. Depósito coluvial (Qh-co)

Se observan sobre los taludes naturales como material de cobertura superficial (figura 30) de espesores entre 0,5 a 1,0 m aproximadamente, constituidas por arena limosa con fragmentos de roca de TM hasta 10 pulgadas y bloques de roca aisladas hasta 1,0 m de diámetro aproximado. Presenta compacidad media, coloración que varía entre beige a marrón.

Figura 30

Cobertura de coluvial sobre ambas laderas de acceso al puente.



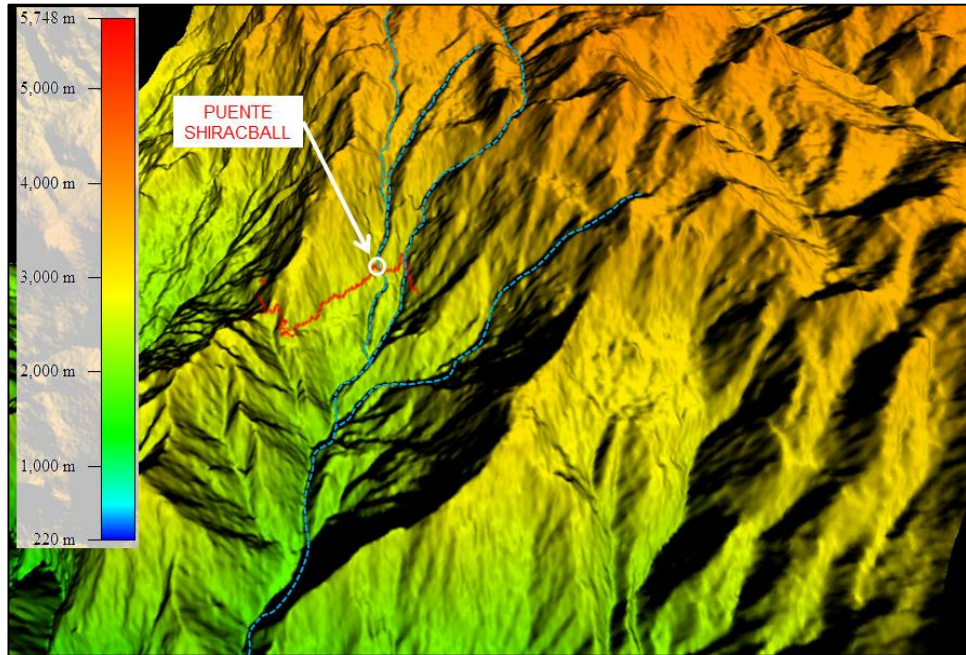
De la figura 30, se puede ver que el depósito coluvial se encuentra cubriendo superficialmente ambas laderas de acceso al puente, aguas arriba del puente y parte alta de laderas se evidencian depósitos aislados de ceniza volcánica de color blanquecino.

3.3.2. Geomorfología local

Los rasgos morfológicos en el área del puente Shiracball y zona de influencia, corresponden a las actividades tectónicas y a la acción de agentes naturales (agua, clima y gravedad), las cuales contribuyeron al modelado del relieve actual y se puede ver en la figura 31.

Figura 31

Vista general de los rasgos morfológicos de la zona de estudio.



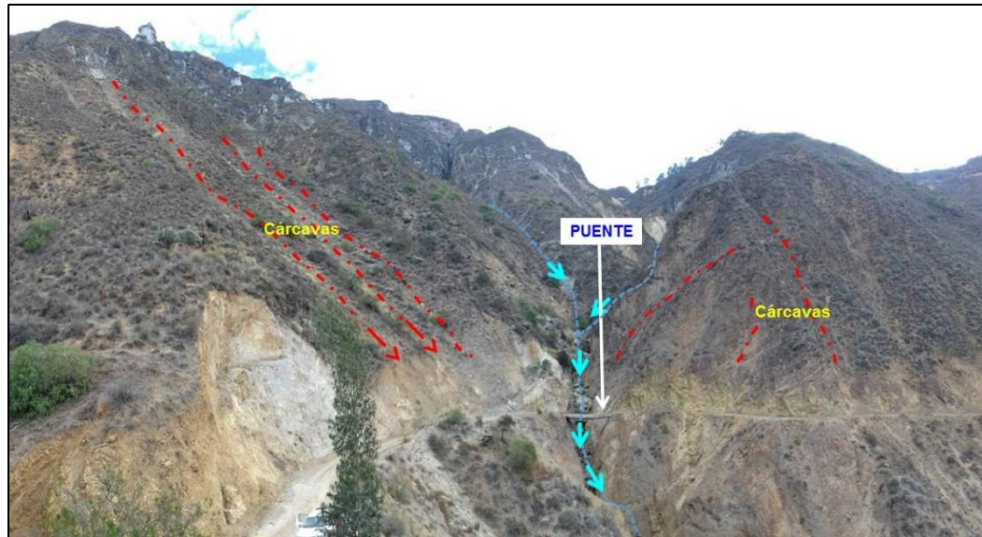
A continuación, se describen las siguientes unidades geomorfológicas:

3.3.2.1. Ladera de montaña empinada

Esta unidad geomorfológica se encuentra en las nacientes de la microcuenca Shiracball, ladera accidentada que conforma el flanco de la microcuenca en donde se emplaza el puente Shiracball, cuyas pendientes muy accidentadas con valores entre 45 % a 70 %. A continuación, se muestra en la figura 32.

Figura 32

Unidades geomorfológicas del área de investigación.



En la figura 32, se puede ver que las laderas se encuentran cubierta por escasa vegetación de sierra y conformadas por macizo rocoso tipo andesítico, la zona del estribo izquierdo y derecho del puente tienen taludes con alturas de 85,0 m y 175,0 m respectivamente.

3.3.2.2. Quebrada

Esta unidad geomorfológica se encuentra sobre el macizo rocoso competente, producto de la incisión en el basamento controlado por estructuras regionales causados por el tectonismo en el flanco de la cordillera Occidental (figura 32). La quebrada intermitente denominado Shiracball tiene una orientación NE-SW en sentido del flujo de agua, longitud aproximada de 4,5 Km. y pendiente del cauce de 25 %.

3.3.2.3. Cárcavas

La unidad geomorfológica se encuentra en laderas de ambas márgenes de acceso al puente, es una incisión o canal resultante de la erosión causada por

un flujo intermitente de agua durante o inmediatamente de una lluvia, sobre el material coluvial de cobertura en las laderas empinadas en la zona de estudio (figura 32).

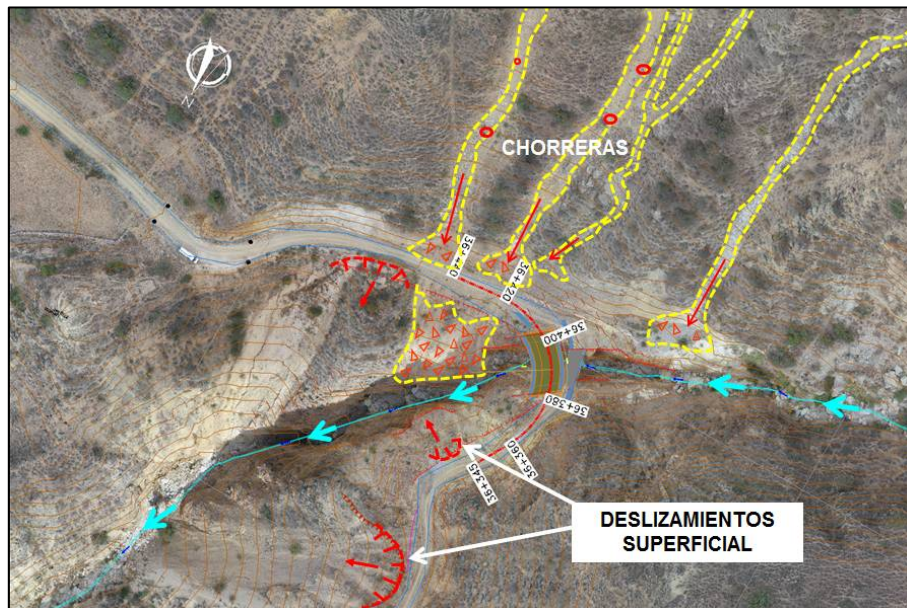
3.3.3. Geodinámica externa

El territorio peruano está sometido a una actividad dinámica fuerte, a consecuencia del estado juvenil de la cordillera Occidental por su ubicación sobre la zona de subducción, así como por la presencia de la corriente Peruana y Ecuatorial del Niño, que ocasionan fenómenos geodinámicos, cuya frecuente actividad muchas veces ocasiona pérdidas humanas, destrucción de poblaciones, destrucción en estructuras de ingeniería, etc.

En el área de investigación, se encuentra afectada por procesos de geodinámica externa tales como: chorreras y deslizamientos superficiales.

Figura 33

Procesos de geodinámica externa en el entorno del estudio.



En la figura 33, se puede observar la ubicación de los diferentes procesos de geodinámica externa, que influyen de manera directa e indirecta al puente Shiracball y accesos.

3.3.3.1. Chorreras

Son torrentes menores de aguas turbias viscosas, que ocurren en cárcavas o surcos divagantes o rectos siguiendo las laderas y la fuerte pendiente, cuyo origen se debe a las precipitaciones pluviales y posterior sobresaturación del suelo de cobertura. Se diferencia de los huaycos por su menor volumen, magnitud y escurrimiento en cárcavas. Este fenómeno de geodinámica externa se evidencia en mayor magnitud en taludes de la margen derecha en sentido aguas abajo del puente (figura 33), cuya dirección de descarga va de Sur a Norte, depositándose en la zona del estribo derecho del puente y accesos.

3.3.3.2. Deslizamientos superficiales

Este proceso de geodinámica externa se encuentra en ambos márgenes de la quebrada aguas abajo (figura 33), las cuales han ocurrido en margen inferior de la trocha existente, estas para ganar el ancho de la plataforma han sido rellenados con material suelto y en el tiempo han perdido su resistencia interna, debido a la acumulación de agua y erosión por las aguas de lluvia, ocasionando los deslizamientos superficiales focalizados.

El grado de riesgo frente a los deslizamientos superficiales es bajo, debido a que no comprometen en mayor parte al puente y accesos.

3.4. SISMICIDAD

El Perú está ubicado sobre el borde occidental costero de Sudamérica, entre Ecuador y Chile, ocupando un área de subducción activa de corteza Oceánica bajo la margen continental (subducción de la placa de Nazca bajo la placa sudamericana). La placa sudamericana se desarrolla de la cadena meso-oceánica del Atlántico, avanzando hacia el noreste con una velocidad de 2 a 3

cm por año, encontrándose con la placa de Nazca en su extremo oriental y avanza hacia el este con una velocidad aproximada de 5 a 10 cm por año, subduciendo por debajo de la placa Sudamericana con una velocidad de convergencia de entre 7 a 12 cm por año (Berrocal et al., 1975).

El área de estudio se encuentra en la sierra norte de la Libertad, zona 3, $Z=0,35$ de la zonificación sísmica del Perú. Para determinar la aceleración sísmica de sitio, se realizaron ensayos geofísicos MASW, obteniéndose valores de velocidad de ondas de corte promedio de los primeros 30,0 m (V_{s30}) entre 790 a 1463 m/s. De acuerdo a las normas de diseño sísmico resistente NTE E.030 (2018), el perfil de suelo es de tipo B que corresponde a un macizo rocoso.

Se realizó el estudio de peligro sísmico para el puente Shiracball, con la finalidad de determinar las aceleraciones máximas del terreno a nivel de basamento rocoso, generando los espectros de peligro uniforme y los espectros de diseño sísmico de respuesta para el área del proyecto. En la tabla 2, se puede ver el espectro de diseño sísmico de respuesta para el área del puente.

Tabla 2

Tiempo de retorno y coeficiente sísmico para el puente Shiracball.

Puente	Risk (%)	T (años)	Tr (años)	Aceleración máxima del suelo PGA (g)	Amax diseño (g)	Coeficiente sísmico
Shiracball	50	50	475	0,34	50%	0,17

De acuerdo a las recomendaciones del cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos, Hynes y Franklin (1984) sugieren el uso del coeficiente sísmico para condiciones pseudoestático igual al 50 % de la aceleración máxima de diseño (PGA). Para el área de estudio, se obtiene una aceleración

máxima de 0,34 g para un periodo de retorno de 475 años y, para realizar el análisis de estabilidad de taludes en condición pseudoestático, se sugiere utilizar el coeficiente sísmico de 0,17.

3.5. GEOTECNIA

3.5.1. Investigaciones geotécnicas

Se realizaron investigaciones por métodos de prospección indirecta e directa, con la finalidad de caracterizar el macizo rocoso en superficie y en el subsuelo, para esto se llevaron a cabo los siguientes ensayos: Refracción sísmica y análisis de ondas superficiales en arreglo multicanal (MASW), perforaciones diamantinas y evaluación del macizo en superficie.

3.5.1.1. Ensayos geofísicos

Se realizó 02 ensayos de refracción sísmica y 02 MASW por cada estribo del puente, con la finalidad de obtener la variación de compacidad de los horizontes del subsuelo mediante la velocidad de ondas “Vp” y determinar el V_{S30} para clasificar el suelo.

Tabla 3

Resumen de los ensayos geofísicos realizados en los estribos del puente.

Ensayos	Estribo	Línea	Tipo de onda	Espaciado (m)	Longitud (m)
Refracción Sísmica	Izquierda	LS-1	P	3,0	75,0
	Derecha	LS-2	P	3,0	75,0
MASW	Izquierda	LW-1	S	3,0	75,0
	Derecha	LW-2	S	3,0	75,0

A continuación, se muestran los resultados obtenidos después de realizar los procesamientos, análisis e interpretación de cada línea realizada:

- Resultados de horizontes del subsuelo en el área de los estribos del puente, a partir de la refracción sísmica.

Tabla 4

Resultados de los horizontes del subsuelo según las velocidades ondas primaria Vp.

Línea	Nro. capa	Vp (m/s)	Espesor (m)	Prof. (m)	Interpretación
LS-1	1	660	0,0-2,0	0,0-1,0	Depósito coluvial compacto
	2	4580	25,0-23,0	1,0-25,0	Roca poco fracturada
LS-2	1	470	0,6-5,5	0,0-3,0	Depósito coluvial compacto
	2	2160	5,0-12,0	3,0-11,5	Roca muy fracturada
	3	3520	6,7-19,5	11,5-25,0	Roca poco fracturada

- Resultados de horizontes del subsuelo en el área de los estribos del puente, a partir del método MASW.

Tabla 5

Resultado de los horizontes del subsuelo según las velocidades de corte Vs.

Línea	Nro. capa	Vp (m/s)	Prof. (m)	Interpretación
LW-1	1	288,0-342,0	0,0-2,5	Depósito coluvial compacto
	2	1406,0-1913,0	2,5-30,0	Roca poco fracturada
LW-2	1	215,0-247,0	0,0-2,0	Depósito coluvial compacto
	2	590,0-968,0	2,0-12,0	Roca muy fracturada
	3	1142,0-1882,0	12,0-30,0	Roca poco fracturada

Los resultados obtenidos mediante la refracción sísmica y MASW nos indican que, en ambos estribos, tienen una cobertura superficial de coluvial, subyace el macizo rocoso que varía de muy fracturada a poco fracturada.

3.5.1.2. Sondaje mecánico

Se realizó 02 perforaciones diamantinas en total con recuperación continua de muestras, el estribo izquierdo alcanzó la profundidad de 25,70 m y el derecho 25,60 m. La información a detalle se presenta en el anexo 4 “Registro de perforaciones”.

A continuación, en la siguiente tabla, se presenta la ubicación con sus respectivas coordenadas.

Tabla 6

Ubicación y profundidad de las perforaciones mecánicas realizado en los estribos del puente.

Perforación	Estribo	Prof. (m)	Coordenadas UTM/WGS84		Inclinación (°)
			Este	Norte	
P-1	Izquierda	25,70	811691	9083016	90
P-2	Derecha	25,60	811706	9082997	90

Como resultado, se tiene en ambas perforaciones realizados en cada estribo del puente, una cobertura de material conformada por gravas angulosas con matriz de limos y arcillas de espesor 2,10 m, subyaciendo el macizo rocoso de tipo andesita moderadamente fracturado, de color gris oscuro, ligeramente alterada, con óxidos y pátinas en discontinuidades.

3.5.1.3. Ensayos de laboratorio

Se tomaron muestras de roca intacta de las perforaciones realizadas en cada estribo, siendo 03 muestras para el estribo derecho (P-2) y 01 del estribo

izquierdo (P-1) a diferentes profundidades, para realizar los siguientes ensayos:

- Propiedades físicas de la roca, basado en la norma ASTM C97-83, según ISRM (1981).
- Resistencia a la compresión uniaxial en roca, basado en la norma ASTM D 7012-10, según ISRM (1981).
- Resistencia a la tracción indirecta en roca, basado en la norma ASTM D3967-08, según ISRM (1981).
- Resistencia a la compresión triaxial en roca, basado en la norma ASTM D7012-10, según ISRM (1981).

A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos de las propiedades físicas de la roca.

Tabla 7

Resultado de las propiedades físicas de la matriz rocosa.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Densidad (g/cm³)	Porosidad (%)	Absorción (%)
P-1	7,0-8,0	M-1	2,54	3,21	1,26
P-2	6,0-8,0	M-2	2,46	8,10	3,30

De la tabla 7, se observa que los valores densidad de la matriz rocosa son similares (2,54 y 2,46 gr/cm³). Por tanto, realizando la conversión es asumida con el valor de 25 KN/m³, el cual será empleado para realizar los análisis de estabilidad de taludes.

Tabla 8*Resultado de las propiedades de resistencia de la matriz rocosa.*

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	UCS (Mpa)	Tracción (Mpa)
P-1	7,0-8,0	M-1	11,4	5,0
	2,4-3,0	M-1	130,8	-
P-2	6,0-8,0	M-2	14,3	7,3
	8,0-9,0	M-3	144,3	-

De la tabla 8 y anexo “Ensayos de laboratorio”, se puede ver que solo los resultados del sondeo (P-2) con las muestras (M-1 y M-3) son las confiables, debido a que las muestras sometidas a compresión axial con valores bajos han sido influenciadas por las fisuras y no se cumplen con los procedimientos establecidos por la ISRM (1981). Por consiguiente, el valor promedio asumido de las muestras M-1 y M-3 es de 130 Mpa. Dicho valor será empleado para los análisis que sea requerida en esta tesis.

Tabla 9*Resultado del ensayo triaxial de la matriz rocosa.*

Sondeo	Profund. (m)	Nro.	Confin. (σ_3) (Mpa)	Esf. rotura (σ_1) (Mpa)	Const. “mi”	C (Mpa)	ϕ (°)	
P-1	10,0-11,1	M-2	0,5	20,6	5,13	2,3	59,9	
			1,0	34,0				
			2,0	48,4				
			0,5	17,2	3,76	0,73		63,1
			1,0	35,0				
			2,0	55,9				

De la tabla 9 y anexo “Ensayos de laboratorio”, se puede ver que los resultados de laboratorio no son concordantes con los ensayos de compresión simple; además, se puede observar en las fotos del reporte de laboratorio antes de realizar el ensayo, donde claramente se ve que las muestras presentan micro fracturas y la rotura obtenida en la probeta, no está conforme a los lineamientos de la ISRM (1981). Por tanto, los resultados del ensayo triaxial queda desestimado y no serán empleados en los análisis de taludes.

3.5.1.4. Evaluación del macizo rocoso en superficie

Se realizaron 03 estaciones geomecánicas en el afloramiento del macizo rocoso en estribos e inmediaciones, para determinar las características del macizo, tales como la orientación de las diaclasas, resistencia de la roca intacta, persistencia y espaciamiento de discontinuidades, condición de las juntas (apertura, rugosidad y relleno), grado de meteorización y presencia de agua, las cuales se detallan en el anexo 5 “Clasificación geomecánica”.

Tabla 10

Ubicación de las estaciones geomecánicas en los estribos del puente.

Estación geomecánica	Estribo	Coordenadas UTM/WGS84		Descripción
		Este	Norte	
EG-01	Izquierda	811695	9083045	Afloramiento
EG-02	Derecha	811698	9082988	Afloramiento
EG-03	Derecha	811792	9083006	Afloramiento

Siguiendo los lineamientos de Bieniawski (1989), se realizó el levantamiento de campo de las características del macizo rocoso aflorante, para determinar la calidad del macizo en la zona de los estribos e

inmediaciones (ver anexo 5), las cuales serán empleados para determinar los parámetros de resistencia de las discontinuidades, macizo rocoso, módulo de elasticidad, relación de poisson, rigidez normal y tangencial en discontinuidades.

Tabla 11

Resultado de la clasificación geomecánica según Bieniawski (1989).

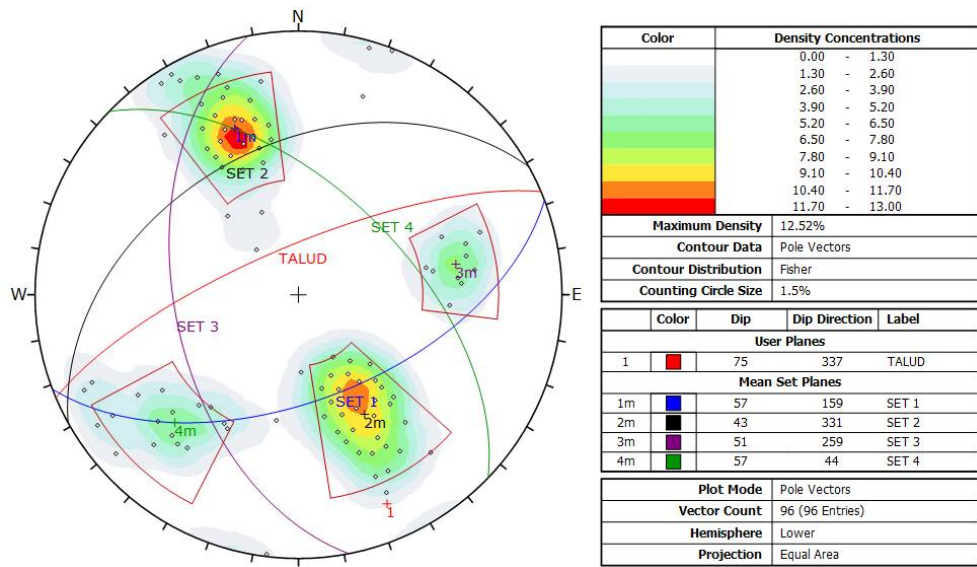
Estación geomecánica	Estribo	RMRb	Calidad del macizo
EG-01	Izquierdo	57	III
EG-02	Derecho	62	III
EG-03	Derecho	50	III

3.5.1.5. Proyección estereográfica

Con la información recolectada en campo de las orientaciones de superficies de discontinuidades del macizo, se determinan el número de familias predominante en los afloramientos del macizo en la zona de los estribos e inmediaciones, el procesamiento se realizó con ayuda del software Dips v6 de Rocscience. Los análisis se presentan en el anexo “Proyección estereográfica” y figura 34.

Figura 34

Proyección estereográfica de la estación geomecánica EG-02.



A continuación, en la tabla 12, se muestra el resultado de 03 a 04 familias de discontinuidades, después de realizar el análisis estadístico de entre todos los planos de orientación obtenidas en campo.

Tabla 12*Resultado de las familias de discontinuidad obtenidas.*

Estación Geomecánica	Estribo	Familias principales Dip / Dip direction		Descripción
EG-01	Izquierdo	J1: 39	157	Diaclasa
		J2: 83	329	Diaclasa
		J3: 49	260	Diaclasa
		J4: 77	059	Diaclasa
EG-02	Derecho	J1: 57	159	Diaclasa
		J2: 43	331	Diaclasa
		J3: 51	259	Diaclasa
		J4: 57	044	Diaclasa
EG-03	Derecho	J1: 64	171	Diaclasa
		J2: 77	264	Diaclasa
		J3: 63	008	Diaclasa

Las familias principales que son desfavorables o pueden influir en el talud del estribo derecho son representados en las EG-01 y EG-02, y se eligió el talud del estribo derecho debido a que es la más desfavorable, como se puede ver en la figura 34 y tabla 12. Donde se observa que los planos de discontinuidad influyentes son la familia SET 2 (43/331) que es susceptible a formar rotura de tipo planar con la cara del talud (75/337), la familia SET 1 (57/159) con el talud es susceptible a formar rotura de tipo volteo y entre las familias SET 3 (51/259) y SET 4 (57/044) con el talud es susceptible a generar rotura en cuña.

3.5.1.6. Módulo de elasticidad del macizo rocoso

Los dos (02) métodos se desarrollan líneas debajo, las cuales también fueron sustentadas en el ítem del fundamento teórico.

Hoek y Brown (1997)

Para este método de correlación, se determinó primero el GSI, aprovechando la condición de las juntas según evaluación de Bienieawski (1989), obteniéndose el GSI de la siguiente manera:

Datos Ingresados		$GSI = 1.5 J_{Cond89} + RQD/2$
Jcond89 =	17	
RQD (%) =	60	GSI = 55.5

GSI_asumido = 55

Posteriormente, se utilizó la correlación propuesta por Hoek y Brown, para determinar el módulo de elasticidad del macizo rocoso (E_c):

Datos de Ingreso	Hoek y Brown (1997)
RQD (%) = 60	$E_c = \sqrt{\frac{RCS}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$
GSI = 55	
Ei (Gpa) = 30	
RMRb = 62	
RCS (Mpa) = 130	
	Ec (Gpa) = 15,20

Se obtiene el valor del módulo de elasticidad del macizo rocoso de 15,20 Gpa aproximadamente.

Galera et al. (2005)

Los cálculos se procedieron conforme las correlaciones establecidas por Galera, para obtener el módulo de elasticidad del macizo rocoso (E_c):

Datos de Ingreso	Galera et al. (2005)
RQD (%) = 60	$E_c = E_i \cdot e^{\frac{RMR-100}{36}}$
GSI = 55	
Ei (Gpa) = 30	Ec (Gpa) = 10,44
RMRb = 62	
RCS (Mpa) = 130	

Se obtiene un valor del módulo de elasticidad del macizo rocoso de 10,44 Gpa aproximadamente.

Por tanto, para obtener un valor del módulo de elasticidad representativo del macizo, se procedió a promediar y así obtener $E_c = 12248$ Mpa aproximado.

3.5.1.7. Estimación de rigidez de discontinuidades

La estimación se realiza mediante los lineamientos sugerido por los desarrolladores de la Rocscience. A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo:

Datos de Ingreso	Rigidez Normal	Rigidez Cortante
Ei (Mpa) = 30000	$K_n = \frac{E_i E_m}{s(E_i - E_m)}$	$K_s = \frac{K_n}{2(1+\nu)}$
Em (Mpa) = 12248		
s (m) = 0,75	Kn (Mpa/m) = 27598	Ks (Mpa/m) = 10615
$\nu = 0,3$		

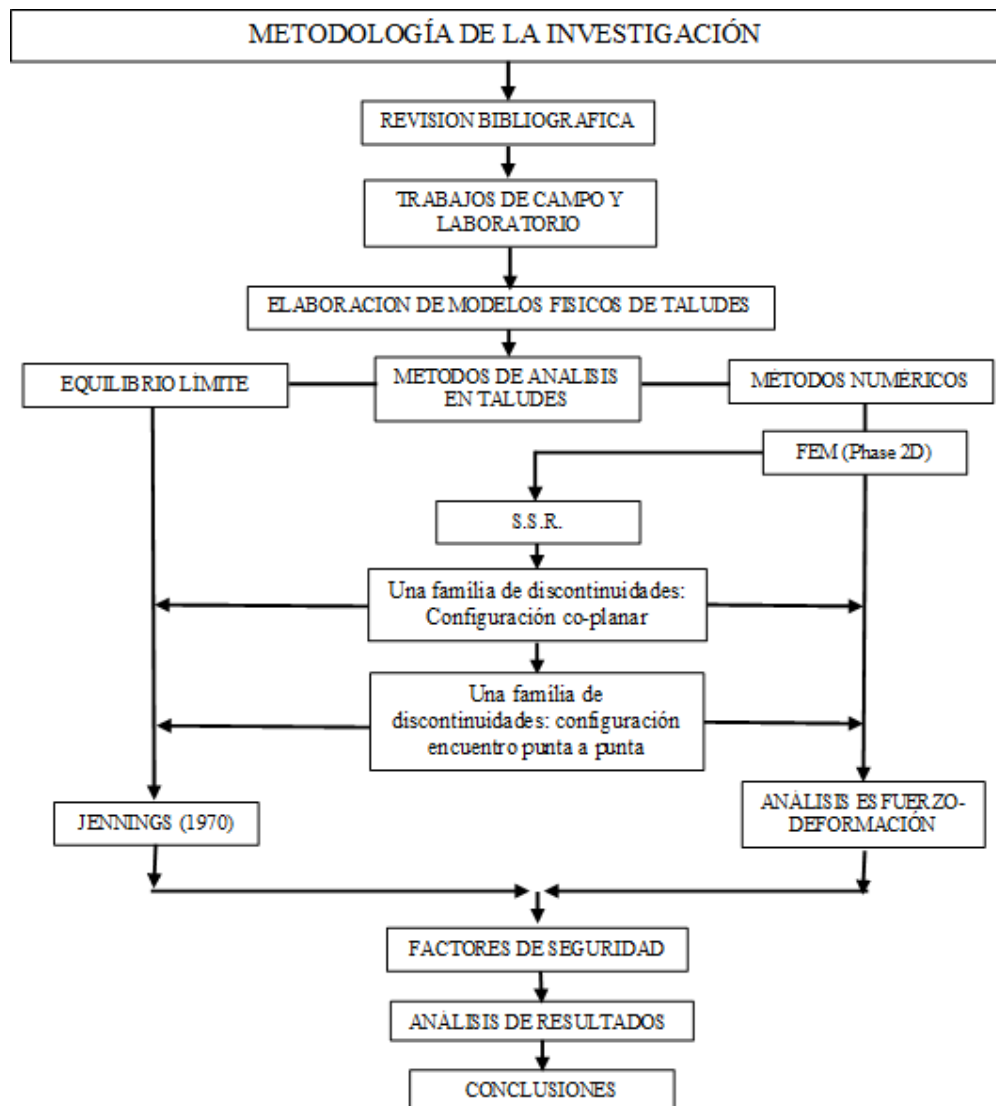
Del cálculo, se ha obtenido valores representativos de rigidez normal de 27598 Mpa/m y rigidez cortante de 10615 Mpa/m, dichos valores serán usados en las discontinuidades para realizar la simulación numérica.

CAPÍTULO IV METODOLOGÍA

Las etapas desarrolladas a lo largo de esta investigación están representadas y resumidas en el siguiente flujograma de abajo.

Figura 35

Flujograma de la metodología a seguir en el presente trabajo.



4.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Se realizó la recopilación y revisión exhaustiva de libros, informes, tesis y artículos científicos, relacionados al mecanismo de rotura tipo “*step-path*” en taludes de roca, estando las mismas fundamentadas por diferentes investigadores en el área de mecánica de rocas; las cuales están citadas en el capítulo 2 (marco teórico) del presente trabajo.

4.2. TRABAJOS DE CAMPO

Consistió en realizar las siguientes actividades:

Se realizó la evaluación de los afloramientos del macizo rocoso en los estribos del puente e inmediaciones. Se recolectó la orientación de los planos de discontinuidad, se evaluó la condición de las discontinuidades, se midió la resistencia de los planos de diaclasa con la ayuda del martillo de Schmidt y el grado de meteorización del macizo rocoso.

Se realizó el mapeo geológico, geomorfológico y de geodinámica externa a nivel local, con la finalidad de identificar los tipos de litología, aspectos morfológicos y la presencia de eventos de geodinámica externa que pueden incidir de manera directa e indirecta al puente y accesos.

Se realizó las investigaciones geotécnicas que consistieron en 02 perforaciones diamantinas, 02 líneas de refracción sísmica y 02 ensayos de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), 03 estaciones geomecánicas y toma de muestras para enviar al laboratorio de mecánica de rocas. Para mayor detalle, revisar el capítulo III, desarrollo del proyecto.

4.3. ELABORACIÓN DE MODELOS FÍSICOS DE TALUDES

Consistió en realizar las siguientes actividades:

Inicialmente, se identificó la orientación de las discontinuidades que tienen incidencia directa en los análisis 2D de taludes. Estas se realizaron mediante

el uso de proyecciones estereográficas. Después, se determinaron los parámetros de resistencia mecánica de las discontinuidades y del macizo rocoso, el módulo de elasticidad del macizo, las rigidez normal y tangencial.

Se trabajó solamente con el perfil geotécnico del estribo derecho del puente Shiracball, debido a que es el talud más crítico y tiene las condiciones necesarias para aplicar las metodologías de análisis propuesto para el desarrollo de este trabajo. Además, para entender la influencia que puede tener las discontinuidades a diferentes alturas de talud, se ha decidido dividir en tres (03) taludes con alturas de 18,70 m, 57,0 m y 173,0 m.

Se realizaron modelos físicos de taludes 2D con ayuda del software Auto Cad incorporando las discontinuidades, variando la geometría de los taludes (altura y ángulo de inclinación de la cara), la configuración de las discontinuidades (longitud, orientación y buzamiento) y también las longitudes de los puentes de roca intacta según el caso del talud.

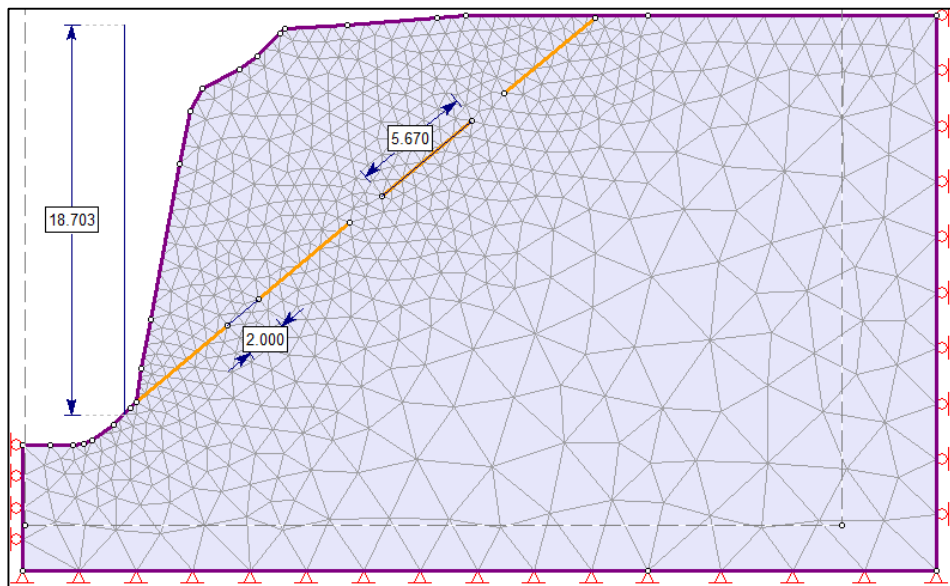
Seguidamente, se trabajó en el entorno del software Phase 2D V7 con algoritmos de elementos finitos, se importó los modelos de taludes incluyendo la configuración de discontinuidades en formato dxf. Antes de realizar las simulaciones, es necesario definir las condiciones de contorno, por tanto, se adoptarán las siguientes condiciones:

- Restricción de movimiento en el sentido “Y” en la parte inferior de los taludes para analizar.
- Restricción de movimiento en el sentido “X” en el borde derecho e izquierdo de los taludes (figura 36).

Para todos los análisis de taludes, se consideran las mismas condiciones de contorno y los parámetros geotécnicos.

Figura 36

Definición de condiciones de contorno y discretización del talud de 18,70 m de altura.



El siguiente paso es definir los parámetros geotécnicos de la discontinuidad y macizo rocoso del talud. En la tabla 13, se puede ver los parámetros de resistencia mecánica, módulos dinámicos del macizo rocoso y las rigideces normal y cortante de las discontinuidades. Las cuales han sido obtenidas del ítem desarrollo del proyecto.

Tabla 13*Parámetros geotécnicos adoptados para los análisis de taludes.*

Material	Criterio de Resistencia	Parámetros Geotécnicos	
		Descripción	Valores
Discontinuidad	Barton y	Rigidez normal (Kn)	27 598 Mpa/m
		Rigidez cortante (Ks)	10 615 Mpa/m
	Bandis	Cohesión (Cj)	0,227 Mpa
		Ángulo de fricción (ϕ_j)	32°
Macizo rocoso		GSI	55
		Peso específico	0,025 MN/m ³
	Mohr	Módulo de Young	12 248 Mpa
	Coulomb	Relación de Poisson	0,3
		Ángulo Fricción (ϕ)	52°
		Cohesión (C)	0,651 Mpa
		Resistencia a la Tracción	0,23 Mpa

Una vez definida la litología y los parámetros geotécnicos, el siguiente procedimiento es generar la malla de elementos finitos, que consiste discretizar el medio en elementos triangulares conectados a través de nodos y las cuales deben ser refinados con mayor detalle en zonas de interés (figura 36).

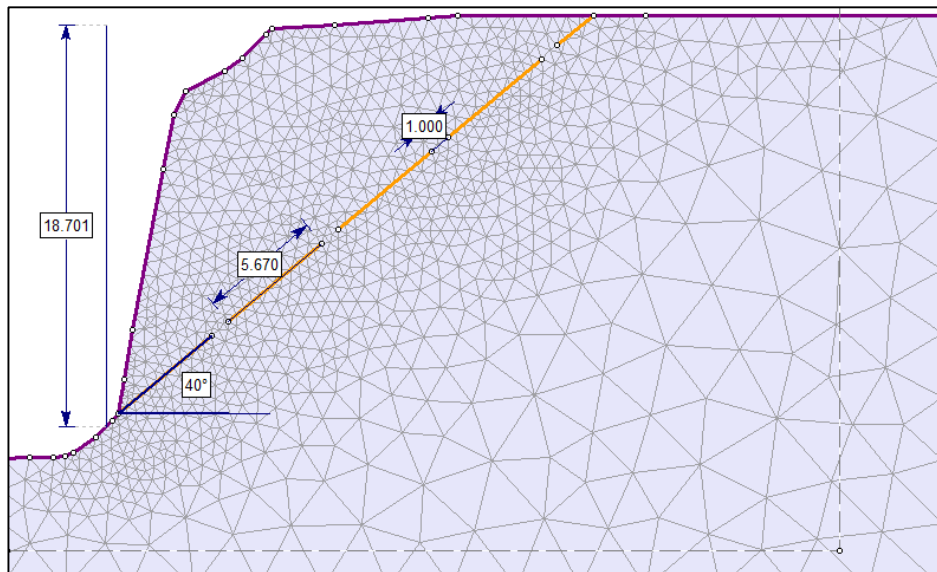
Se realizaron simulaciones de taludes con alturas de 18,70 m, 57,0 m y 173,0 m, para una familia de discontinuidades de configuración co-planares y encuentro de punta a la punta, considerando el peso propio del macizo rocoso. Seguidamente, para obtener los factores de seguridad (FS) se realizaron por equilibrio límite (Jennings, 1970) y método numérico SSR (Shear Strength Reduction).

4.3.1. Caso I: Taludes con discontinuidades co-planares

Para este primer caso, se presentan los taludes del estribo derecho del puente, en donde las discontinuidades fueron dispuestas en un modo, en la cual, el mecanismo de rotura ocurriese a través de un plano equivalente de rotura que es co-planar a las discontinuidades (paralelas), donde la rotura puede ocurrir por esfuerzo cortante en el plano donde las discontinuidades se encuentran dispuestas. Para mejor entendimiento se puede ver la figura 37.

Figura 37

Talud con configuración de discontinuidades co-planar, con inclinación del plano de rotura 40° , ángulo de inclinación de discontinuidades 40° y longitud de puente de roca intacta 1,0 m.



En la tabla 14, se presentan las características geométricas de los taludes con alturas de 18,70 m, 57,00 m y 173,00 m. El ángulo para taludes de altura pequeña (18,70 m) es de 75° y para taludes de altura mediana es de 55° , esto se debe a la topografía del talud natural. También se consideró la inclinación

de un plano de rotura (IPR) de 40°, puentes de roca intacta de 0,50 m, 1,00 m y 2,00 m y longitudes de discontinuidad (LD) de 2,83 m, 5,67 m y 11,34 m.

Tabla 14

Configuración de los taludes y discontinuidades en los modelos para el primer método de análisis.

Altura del Talud (m)	Puentes de Roca (m)	Long. Discontinuidad (m)	Variación de factor altura para taludes		Inclinación discontinuidades o inclinación plano rotura (°)
			Puentes roca/altura	Long. discont/altura	
18,7	0,50	2,83	0,027	0,151	40,0
		5,67	0,027	0,303	40,0
		11,34	0,027	0,606	40,0
18,7	1,00	2,83	0,053	0,151	40,0
		5,67	0,053	0,303	40,0
		11,34	0,053	0,606	40,0
18,7	2,00	2,83	0,107	0,151	40,0
		5,67	0,107	0,303	40,0
		11,34	0,107	0,606	40,0
57	0,50	2,83	0,009	0,050	40,0
		5,67	0,009	0,099	40,0
		11,34	0,009	0,199	40,0
57	1,00	2,83	0,018	0,050	40,0
		5,67	0,018	0,099	40,0
		11,34	0,018	0,199	40,0
57	2,00	2,83	0,035	0,050	40,0
		5,67	0,035	0,099	40,0
		11,34	0,035	0,199	40,0
173	0,50	2,83	0,003	0,016	40,0
		5,67	0,003	0,033	40,0
		11,34	0,003	0,066	40,0
173	1,00	2,83	0,006	0,016	40,0
		5,67	0,006	0,033	40,0
		11,34	0,006	0,066	40,0
173	2,00	2,83	0,012	0,016	40,0
		5,67	0,012	0,033	40,0
		11,34	0,012	0,066	40,0

En la tabla 14, es posible ver que para este primer caso son modeladas 27,0 taludes por el método de elementos finitos por la técnica SSR y de similar cantidad por el método de equilibrio límite según Jennings (1970). De las dos (02) metodologías mencionadas, se obtendrán factores de seguridad y las

cuales serán comparadas, para luego verificar si el método de Jennings (1970) puede ser usado en proyectos de ingeniería.

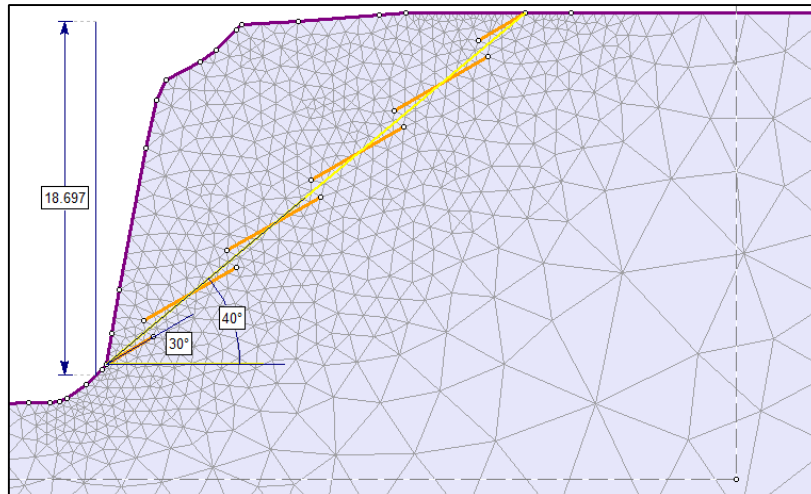
4.3.2. Caso II: Taludes con configuración de discontinuidades de punta a la punta

En este caso de análisis, fueron considerados discontinuidades inclinadas en relación al plano de rotura (unión de discontinuidades de punta a la punta). Las alturas de taludes considerados son de 18,70 m, 57,0 m y 173,0 m y el ángulo para taludes de altura pequeña (18,70 m) es de 75° y para taludes de altura mediana es de 55° , esto se debe a la topografía del talud natural. Por otro lado, se consideró un plano de rotura de 40° para todos los taludes. Se consideró longitudes de discontinuidades que varían entre 1,37 m a 11,34 m y ángulos de inclinación de 20° , 30° y 50° .

Para este caso, se consideró solamente una posibilidad de coalescencia, de las cuatro (04) posibles descritas en el fundamento teórico de Jennings (1970). A continuación, se muestra en la figura 38 la configuración de discontinuidades de punta a la punta (tipo I).

Figura 38

Talud con configuración de discontinuidad punta a la punta con plano de rotura de 40° .



En la tabla 15, se observa las características geométricas de los taludes y discontinuidades de los modelos físicos analizados.

Tabla 15

Configuración de los taludes y discontinuidades para encuentro de punta a la punta.

Talud	Descripción y Características	Puente de Roca : 0,5 m			Puente de Roca : 1,0 m			Puente de Roca : 2,0 m			
		Ángulo de inclinación de discontinuidades (°)									
		20	30	50	20	30	50	20	30	50	
18,70 metros de Altura	Inclinación del Plano de Rotura 40°	Long. Discont. (L.D) (m)	1,37	2,83	2,83	2,75	5,67	5,67	5,50	11,34	11,34
		Altura de Talud (H) (m)	18,7	18,7	18,7	18,7	18,7	18,7	18,7	18,7	18,7
		Relación: P.R. / H	0,03	0,03	0,03	0,05	0,05	0,05	0,11	0,11	0,11
		Relación: L.D / P.R.	2,74	5,66	5,66	2,75	5,67	5,67	2,75	5,67	5,67
		Relación: L.D / H	0,07	0,15	0,15	0,15	0,30	0,30	0,29	0,61	0,61
57,0 metros de Altura	Inclinación del Plano de Rotura 40°	Long. Discont. (L.D) (m)	1,37	2,83	2,83	2,75	5,67	5,67	5,50	11,34	11,34
		Altura de Talud (H) (m)	57,0	57,0	57,0	57,0	57,0	57,0	57,0	57,0	57,0
		Relación: P.R. / H	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,04	0,04	0,04
		Relación: L.D / P.R.	2,74	5,66	5,66	2,75	5,67	5,67	2,75	5,67	5,67
		Relación: L.D / H	0,02	0,05	0,05	0,05	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20
173,0 metros de Altura	Inclinación del Plano de Rotura 40°	Long. Discont. (L.D) (m)	1,37	2,83	2,83	2,75	5,67	5,67	5,50	11,34	11,34
		Altura de Talud (H) (m)	173,0	173,0	173,0	173,0	173,0	173,0	173,0	173,0	173,0
		Relación: P.R. / H	0,003	0,003	0,003	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
		Relación: L.D / P.R.	2,74	5,66	5,66	0,05	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20
		Relación: L.D / H	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,07	0,07

En la tabla 15, la abreviatura P.R. es equivalente a puentes de roca; L.D, longitud de las discontinuidades y H es altura del talud.

También es posible notar que, en este segundo método, serán modelados 27 taludes por el método de elementos finitos; además, los factores de seguridad obtenidos serán comparados con la solución de equilibrio límite (27 taludes) propuesto por Jennings (1970).

Finalmente, después de haber presentado taludes con dos sistemas de configuración de discontinuidades (co-planar y encuentro de punta a la punta) para diferentes alturas, en total, se realizaron 54 análisis por elementos finitos y equilibrio límite.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIONES

En este capítulo, se presentan los resultados de factores de seguridad (FS) de 108 taludes entre los métodos de equilibrio límite y elementos finitos, siendo estas para las configuraciones con discontinuidades dispuestas en co-planar y encuentro de punta a la punta. Cada caso consta de 54 análisis de taludes por método de equilibrio límite y elementos finitos, siendo por cada método 27 análisis. Los valores de factor de seguridad se presentan en tablas y figuras, para comparar las diferencias que existen entre ambos métodos mencionados y, además, observar el efecto de coalescencia en los análisis de taludes por elementos finitos.

Para el método de elementos finitos, se usó el modelo constitutivo elástico-plástico perfecto, o sea, que las propiedades de resistencia residual son las mismas que los parámetros picos utilizados. En tanto, para el método analítico por equilibrio límite, se consideró apenas el peso propio del macizo rocoso (fuerzas de masa).

5.1. ANÁLISIS DE TALUDES CON DISCONTINUIDADES DISPUESTAS CO-PLANAR

A continuación, en la tabla 16, se presenta los resultados de factor de seguridad para taludes con alturas de 18,70 m, 57,00 m y 173,00 m; además, se puede ver en el anexo 8.

De la comparación de valores factor de seguridad, se puede ver que disminuyen a medida que la altura del talud aumenta y también se verificó que tiene influencia la presencia de las discontinuidades en los taludes modelados, las cuales se detallan líneas abajo para cada altura de los taludes.

Tabla 16

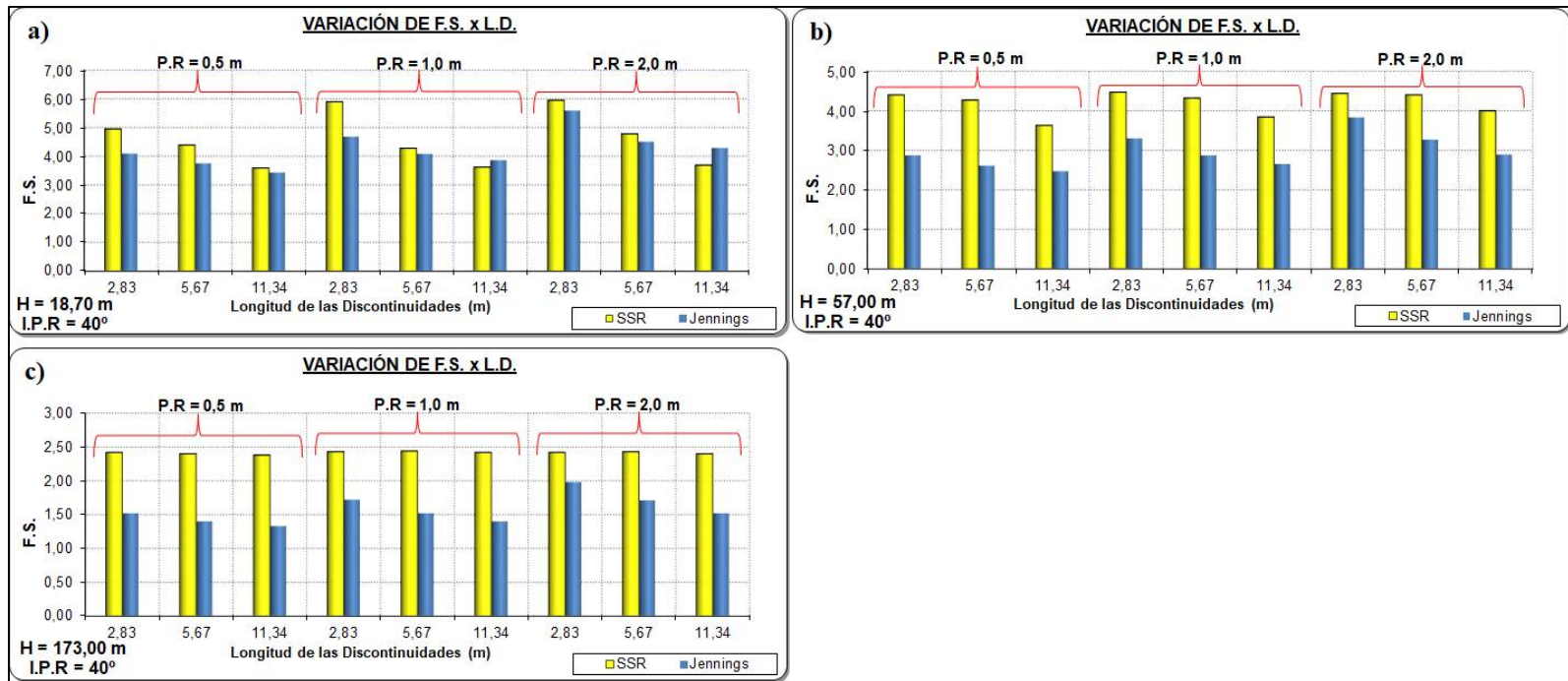
Resultado de F.S para los taludes de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m para inclinación de plano de rotura 40°.

INCLINACIÓN DEL PLANO DE ROTURA (I.P.R) ES 40°										
Descripción		Puentes de Roca = 0,5 m			Puentes de Roca = 1,0 m			Puentes de Roca = 2,0 m		
Altura del Talud 18,70 m	Longitud de las Discontinuidades (m)	2,83	5,67	11,34	2,83	5,67	11,34	2,83	5,67	11,34
	F.S. Método Numérico (SSR)	4,95	4,39	3,59	5,90	4,28	3,62	5,95	4,78	3,69
	Método Analítico Jennings (J)	4,09	3,75	3,43	4,68	4,08	3,86	5,59	4,51	4,29
	<i>Diferencia: SSR-J</i>	<i>0,86</i>	<i>0,64</i>	<i>0,16</i>	<i>1,22</i>	<i>0,20</i>	<i>0,24</i>	<i>0,36</i>	<i>0,27</i>	<i>0,60</i>
	Abs((SSR-J) / J)x100 (%)	21,03	17,07	4,66	26,07	4,90	6,22	6,44	5,99	13,99
Abs((J-SSR) / SSR)x100 (%)	17,37	14,58	4,46	20,68	4,67	6,63	6,05	5,65	16,26	
Altura del Talud 57,00 m	Método Numérico (SSR)	4,40	4,27	3,63	4,47	4,32	3,84	4,44	4,40	4,00
	F.S. Método Analítico Jennings (J)	2,87	2,61	2,47	3,30	2,87	2,65	3,83	3,27	2,89
	<i>Diferencia: SSR-J</i>	<i>1,53</i>	<i>1,66</i>	<i>1,16</i>	<i>1,17</i>	<i>1,45</i>	<i>1,19</i>	<i>0,61</i>	<i>1,13</i>	<i>1,11</i>
	Abs((SSR-J) / J)x100 (%)	53,31	63,60	46,96	35,45	50,52	44,91	15,93	34,56	38,41
	Abs((J-SSR) / SSR)x100 (%)	34,77	38,88	31,96	26,17	33,56	30,99	13,74	25,68	27,75
Altura del Talud 173,00 m	Método Numérico (SSR)	2,42	2,40	2,38	2,43	2,44	2,42	2,42	2,43	2,40
	F.S. Método Analítico Jennings (J)	1,52	1,40	1,33	1,72	1,52	1,40	1,98	1,71	1,52
	<i>Diferencia: SSR-J</i>	<i>0,90</i>	<i>1,00</i>	<i>1,05</i>	<i>0,71</i>	<i>0,92</i>	<i>1,02</i>	<i>0,44</i>	<i>0,72</i>	<i>0,88</i>
	Abs((SSR-J) / J)x100 (%)	59,21	71,43	78,95	41,28	60,53	72,86	22,22	42,11	57,89
	Abs((J-SSR) / SSR)x100 (%)	37,19	41,67	44,12	29,22	37,70	42,15	18,18	29,63	36,67

En la figura 39, se puede ver la comparación de los factores de seguridad (F.S) obtenidos por método numérico utilizando la técnica Shear Strenght Reduction (SSR) y equilibrio límite por Jennings (J), para taludes con alturas de 18,70 m, 57,00 m y 173,00 m con inclinación de plano de rotura (IPR) de 40°, longitud de discontinuidades con 2,83 m, 5,67 m y 11,34 m, con puentes de roca que van de 0,50 m, 1,00 m y 2,00 m. Para mayor detalle, los cálculos de F.S se presentan en el anexo 8.

Figura 39

Comparación de factores de seguridad (F.S) para taludes con alturas de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m con variación de puentes de roca (P.R) y longitud de discontinuidades (LD).



5.1.1. Análisis de taludes con alturas de 18,70 m y 57,0 m

A continuación, se presenta la comparación de los factores de seguridad (F.S) obtenidos por método numérico utilizando la técnica Shear Strength Reduction (SSR) y equilibrio límite por Jennings (J), para taludes de 18,70 m y 57,0 m de altura.

En las figuras 39a y b, se observa que los F.S obtenidos por los métodos SSR y Jennings, solamente es posible comparar taludes con altura de 18,70 m, las cuales descienden a medida que aumenta la longitud de discontinuidades de 2,83 m a 11,34 m. Además, se ve notoriamente el incremento de los F.S a medida que la longitud de los P.R aumentan de 0,50 m a 2,00 m.

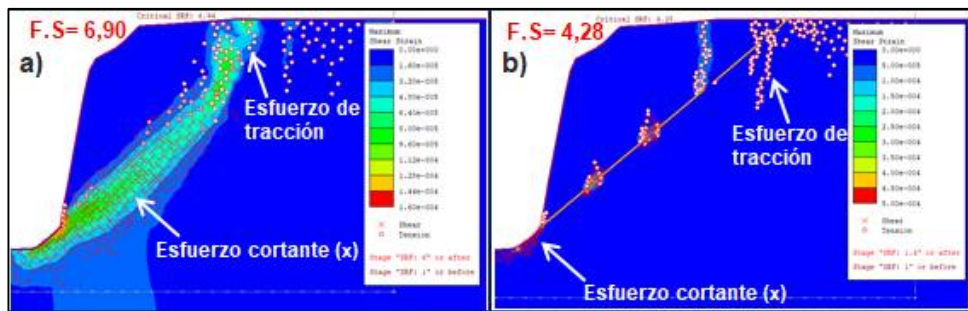
Por otro lado, para taludes con altura de 57,0 m, los factores de seguridad obtenidos por ambos métodos no son posibles comparar, debido a que la diferencia supera la unidad (figura 39b). Sin embargo, se observa los valores de F.S obtenidos por SSR varían en menor proporción a los taludes de 18,70 m, también descienden a medida que aumenta la longitud de discontinuidades de 2,83 m a 11,34 m. Además, se ve notoriamente el incremento de los F.S a medida que la longitud de los P.R aumentan de 0,50 m a 2,00 m.

Finalmente, se observa notoriamente la influencia de las discontinuidades y puentes de roca en los taludes analizados por el método SSR, con alturas de 18,70 m y 57,00 m; debido a que, mientras menor sea la longitud del puente de roca, se tendrá mayor número de discontinuidades en el talud y caso contrario ocurre al aumentar la longitud de los P.R. Por tanto, se puede afirmar que a mayor longitud de puentes de roca los F.S tienen la tendencia de aumentar, ya que la propagación de fracturas por cortante entre dos discontinuidades tendrá que coalescer mayor longitud de los puentes de roca.

Para mejor entendimiento acerca de la propagación de fracturas y la influencia de las discontinuidades en el macizo, se presentan dos modelos de todos los análisis realizados en esta investigación (figuras 40 y 41) y las demás se presentan en el anexo 8. En las siguientes figuras, los esfuerzos de corte se muestran con “x” de color rojo y los de tracción en círculos de color blanco.

Figura 40

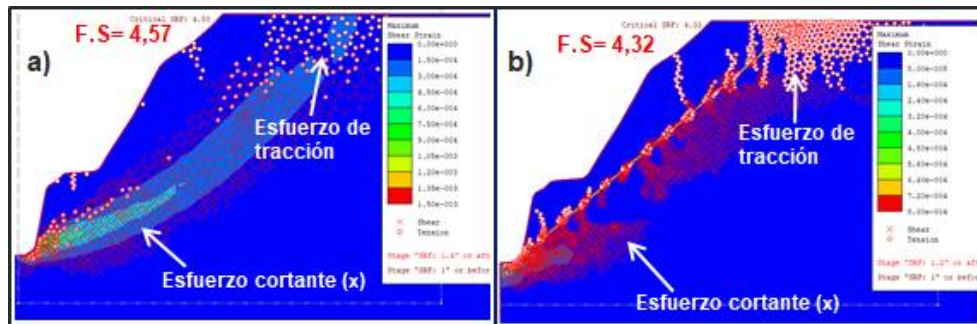
Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 18,70 m, puente de roca de 1,0 m y longitud de discontinuidades de 5,67 m.



En la figura 40, se observa la comparación de un talud de 18,70 m de altura analizado por el método SSR sin presencia de discontinuidad al lado izquierdo, y, en la otra, considerando discontinuidades con longitudes de 5,67 m y puentes de roca de 1,0 m, del análisis numérico, se obtiene una diferencia de F.S de 2,62 bastante considerable; por tanto, confirma que existe influencia de las discontinuidades y puentes de roca en el macizo de un talud.

Figura 41

Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 57,00 m, puente de roca de 1,0 m y longitud de discontinuidades de 5,67m.



En la figura 41, se observa la comparación de taludes de 57,0 m analizado por el método SSR sin presencia de discontinuidad al lado izquierdo y, en la otra, considerando discontinuidades con longitudes de 5,67 m y puentes de roca de 1,0 m. Del análisis numérico, se obtiene una diferencia de F.S de 0,25 y, a pesar de ser mínima la diferencia, se observa la influencia de las discontinuidades y puentes de roca en menor grado en el macizo del talud.

Finalmente, en las figuras 40a y 41a, se observa que el mecanismo de rotura inicia próximo al pie del talud, propagándose por plastificación ocasionada por esfuerzos cortantes hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción, que, generalmente, se ubica en la cresta del talud y la forma de la superficie de rotura tiende a ser circular que es característico de materiales isotrópicos. Por otro lado, en las figuras 40a y 41b, se observa que en el talud es considerado la presencia de las discontinuidades y puentes de roca, donde el mecanismo de rotura se inicia al pie del talud envolviendo todas las discontinuidades y puentes de roca, propagándose por efecto de coalescencia que son inducidas por esfuerzos cortantes entre discontinuidades, hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción que se encuentran

en la cresta del talud y la superficie de rotura se encuentra limitada por la disposición de las discontinuidades.

5.1.2. Análisis de taludes con alturas de 173,00 m

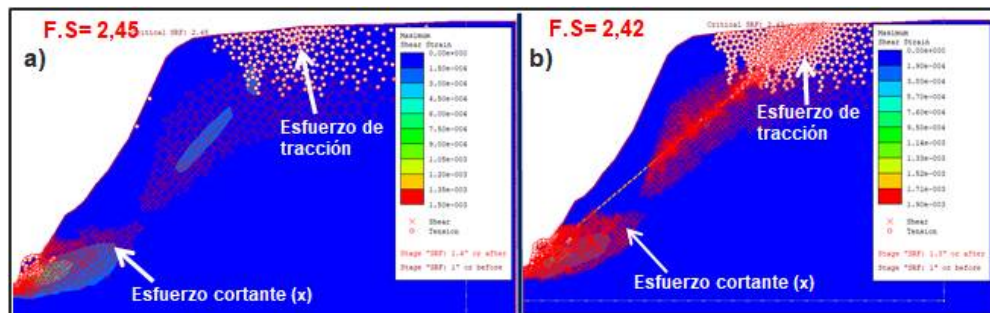
A continuación, en la figura 39c, se presenta la comparación de los factores de seguridad (F.S) obtenidos por método numérico utilizando la técnica Shear Strength Reduction (SSR) y equilibrio límite por Jennings (J), para taludes de 173,00 m de altura, donde se observa que los F.S obtenidos por SSR tienden a ser constantes y los F.S por Jennings (J) disminuyen a medida que la longitud de las discontinuidades aumenta.

Además, la diferencia de F.S entre ambos métodos tienden a la unidad y esto imposibilita la comparación entre ambos. Además, se ve notoriamente que los F.S por el método SSR tiende a una línea recta o valores constantes a medida que la longitud de los P.R aumentan de 0,50 m a 2,00 m y las discontinuidades de 2,83 m a 11,34 m como se puede ver los análisis de taludes con altura de 173,0 m. Esto da entender que la influencia de las discontinuidades no predomina completamente en los taludes analizados.

Para mejor entendimiento acerca de la propagación de fracturas y la influencia de las discontinuidades en el macizo, se presenta un modelo de todos los análisis realizados para taludes de 173,0 m de altura y las demás se pueden ver en el anexo 8. En la siguiente figura, los esfuerzos de corte se muestran con “x” de color rojo y los de tracción en círculos de color blanco.

Figura 42

Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existent para taludes con altura de 173,00 m, puente de roca de 2,0 m y longitud de discontinuidades de 5,67 m.



En la figura 42, se observa la comparación de un talud analizado por el método SSR sin presencia de discontinuidad al lado izquierdo y, en la otra, considerando discontinuidades con longitudes de 5,67 m y puentes de roca de 2,0 m. Del análisis numérico, se obtiene una diferencia de F.S de 0,03 con tendencia a cero o valor constante; por tanto, confirma que la influencia de las discontinuidades no es predominante en el macizo del talud. Seguidamente, en la figura 42a y b, se observa que el mecanismo de rotura inicia próximo al pie del talud, propagándose por plastificación ocasionada por esfuerzos cortantes hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción, que, generalmente, se ubica en la cresta del talud y la forma de la superficie de rotura tiende a ser circular que es característico de materiales isotrópicos.

5.2. ANÁLISIS DE TALUDES CON DISCONTINUIDADES

DISPUESTAS DE PUNTA A LA PUNTA

En la tabla 17 y anexo 9, se presentan los resultados de factor de seguridad para taludes con alturas de 18,70 m, 57,00 m y 173,00 m.

Tabla 17

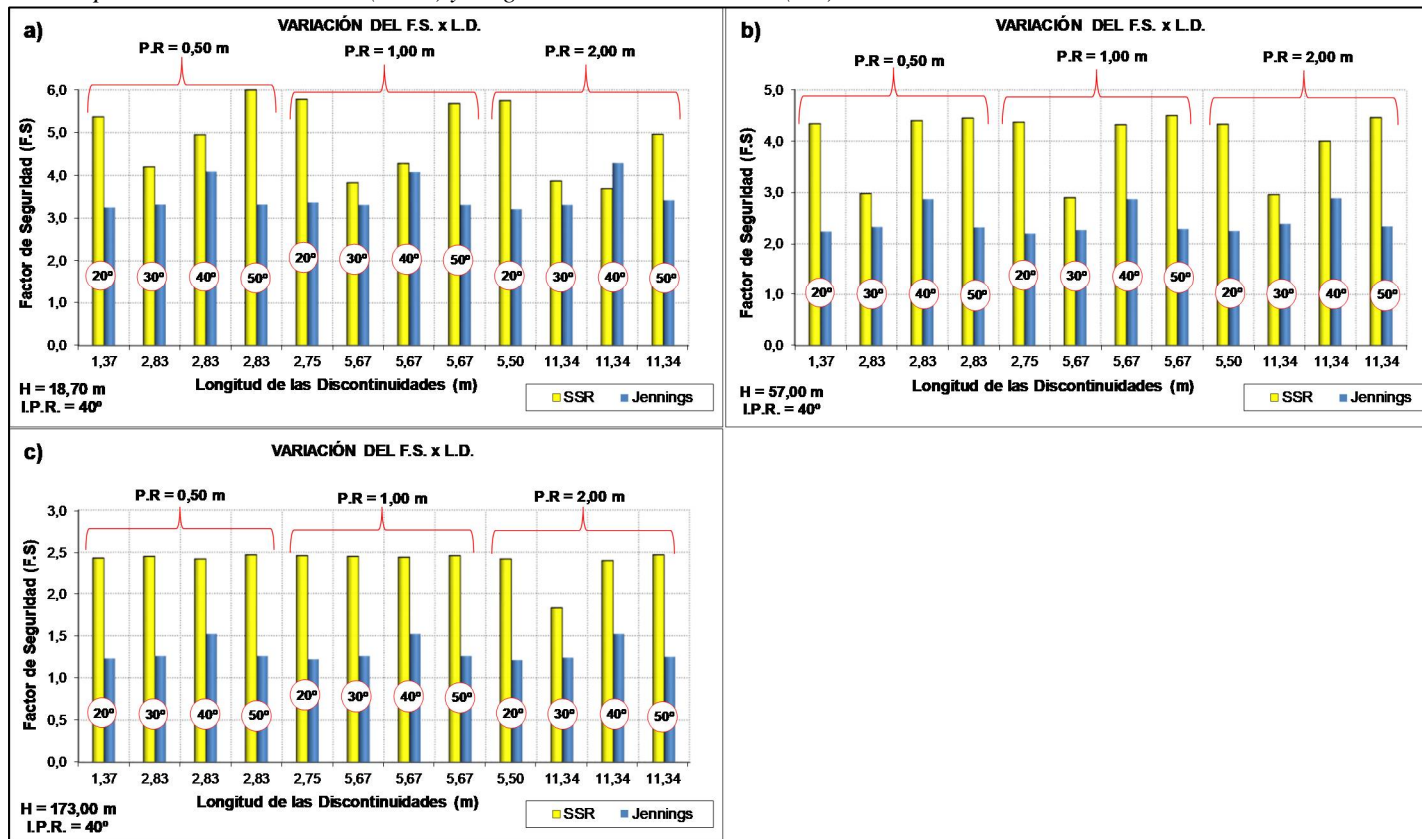
Resultado de F.S para los taludes de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m para inclinación de plano de rotura 40°.

		PLANO DE INCLINACIÓN DE ROTURA 40°											
		Puentes de Roca : 0,50 m				Puentes de Roca : 1,00 m				Puentes de Roca : 2,00 m			
Descripción y Características		Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades (°)											
		20	30	40	50	20	30	40	50	20	30	40	50
Altura de Talud 18,70 m	Longitud de Discontinuidades (m)	1,37	2,83	2,83	2,83	2,75	5,67	5,67	5,67	5,50	11,34	11,34	11,34
	F.S. Método Numérico (SSR)	5,37	4,20	4,95	6,00	5,78	3,83	4,28	5,68	5,75	3,87	3,69	4,96
	Método Analítico Jennings (J)	3,25	3,32	4,09	3,32	3,37	3,31	4,08	3,31	3,21	3,31	4,29	3,42
	Diferença : SSR-J	2,12	0,88	0,86	2,68	2,41	0,52	0,20	2,37	2,54	0,56	0,60	1,54
	Abs((SSR-J) / J)x100 (%)	65,23	26,51	21,03	80,72	71,51	15,71	4,90	71,60	79,13	16,92	13,99	45,03
Altura de Talud 57,00 m	F.S. Método Numérico (SSR)	4,34	2,98	4,40	4,45	4,37	2,90	4,32	4,50	4,33	2,96	4,00	4,46
	Método Analítico Jennings (J)	2,24	2,33	2,87	2,32	2,20	2,27	2,87	2,29	2,25	2,39	2,89	2,34
	Diferença : SSR-J	2,10	0,65	1,53	2,13	2,17	0,63	1,45	2,21	2,08	0,57	1,11	2,12
	Abs((SSR-J) / J)x100 (%)	93,75	27,90	53,31	91,81	98,64	27,75	50,52	96,51	92,44	23,85	38,41	90,60
	Altura de Talud 173,00 m	F.S. Método Numérico (SSR)	2,43	2,45	2,42	2,47	2,46	2,45	2,44	2,46	2,42	1,83	2,40
Método Analítico Jennings (J)		1,23	1,26	1,52	1,26	1,22	1,26	1,52	1,26	1,21	1,24	1,52	1,25
Diferença : SSR-J		1,20	1,19	0,90	1,21	1,24	1,19	0,92	1,20	1,21	0,59	0,88	1,22
Abs((SSR-J) / J)x100 (%)		97,56	94,44	59,21	96,03	101,64	94,44	60,53	95,24	100,00	47,58	57,89	97,60

En la figura 43, se observa la comparación de los factores de seguridad (F.S) obtenidos por método numérico utilizando la técnica Shear Strength Reduction (SSR) y equilibrio límite por Jennings (J), para taludes con alturas de 18,70 m, 57,00 m y 173,00 m con inclinación de plano de rotura (IPR) de 40°, longitud de discontinuidades que varían de 1,37 m, a 11,34 m, con puentes de roca que van de 0,50 m, 1,00 m y 2,00 m. Para mayor detalle, los cálculos de F.S se presentan en el anexo 9.

Figura 43

Comparación de factores de seguridad (F.S) para taludes con alturas de 18,7 m, 57,0 m y 173,0 m con variación de puentes de roca (P.R), inclinación de los planos de discontinuidad (I.P.D) y longitud de discontinuidades (LD).



5.2.1. Análisis de taludes con alturas de 18,70 m y 57,00 m

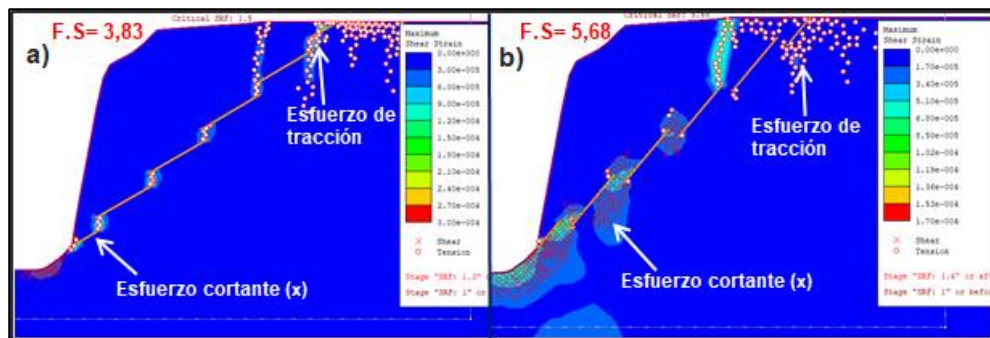
Se presenta la comparación de los factores de seguridad (F.S) obtenidos por método numérico utilizando la técnica Shear Strength Reduction (SSR) y equilibrio límite por Jennings (J), para taludes de 18,70 m y 57,00 de altura.

En la figura 43a y tabla 17, se observa que los taludes de 18,70 m de altura presentan F.S bastante variables entre los métodos SSR y Jennings, a excepción de las discontinuidades que presentan planos de inclinación de 30° y 40°, cuyos F.S son bastante próximos para ambos métodos. Por otro lado, en taludes con 57,00 m de altura, solo pueden compararse con discontinuidades que tienen planos de inclinación de 30° (figura 43b). Además, en ambos casos (taludes de 18,70 m y 57,00 m de altura), se aprecia un descenso suave de los F.S a medida que la longitud de los P.R aumentan de 0,50 m a 2,00 m. Sin embargo, para los ángulos con inclinación de discontinuidades de 20° y 50° no es posible comparar los F.S, debido a que la disposición estructural no es bastante favorable para el mecanismo de rotura y no será tomada en cuenta los F.S obtenidas por Jennings.

Para entender mejor acerca de la propagación de fracturas y la influencia de las discontinuidades en el macizo, se presenta dos modelos de taludes de todos los análisis realizados en esta investigación (figura 44 y 45) y las demás se presentan en el anexo 9. En las figuras 44 y 45, se muestra la zona de plastificación ocasionada por esfuerzos de corte con “x” de color rojo y los de tracción en círculos de color blanco.

Figura 44

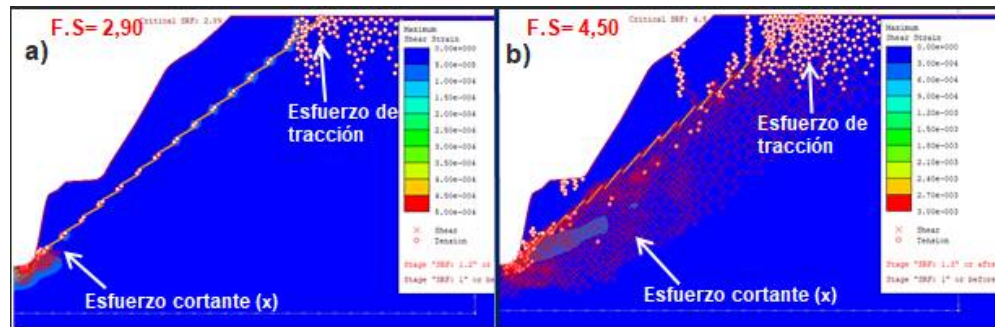
Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 18,70 m, puente de roca de 1,0 m, longitud de discontinuidades de 5,67 e inclinación de discontinuidades de 30° y 50°.



En la figura 44, se observa la comparación de dos taludes de 18,70 m de altura, analizado por el método SSR con longitud de discontinuidades de 5,67 m, puente de roca de 1,0 m y ángulo de inclinación de discontinuidades con 30° y 50° respectivamente, dispuestas sobre un plano de rotura de 40° que atraviesa el cuerpo del talud, de donde se obtiene una diferencia de F.S de 1,85 y esto confirma la influencia que tiene la inclinación de las discontinuidades. Seguidamente, en la figura 44a y b, se observa el talud con plano de inclinación de 30° y 50° respectivamente, donde el mecanismo de rotura inicia próximo al pie del talud, envolviendo todas las discontinuidades y puentes de roca, propagándose por efecto de coalescencia inducida por esfuerzos cortantes entre las discontinuidades pre-existentes, hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción que se encuentran en la cresta del talud y, claramente, se ve que la superficie de rotura se encuentra limitada por la disposición de las discontinuidades.

Figura 45

Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 57,00 m, puente de roca de 1,0 m, longitud de discontinuidades de 5,67 e inclinación de discontinuidades de 30° y 50°.



En la figura 45, se observa la comparación de un talud analizado por el método SSR con longitud de discontinuidades de 5,67, puente de roca de 1,0 m y ángulo de inclinación de discontinuidades con 30° y 50°, dispuestas sobre un plano de rotura de 40° que atraviesa el cuerpo del talud, de donde se obtiene una diferencia de F.S de 1,60 y esto confirma la influencia que tiene la inclinación de las discontinuidades en el macizo, siendo que las inclinaciones de 20° y 50° influyen poco en el mecanismo de rotura del macizo.

Seguidamente, en la figura 45a, se observa el talud con plano de inclinación de 30°, donde el mecanismo de rotura inicia próximo al pie del talud, envolviendo todas las discontinuidades y puentes de roca, propagándose por efecto de coalescencia inducidas por esfuerzos cortantes entre las discontinuidades pre-existentes, hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción que se encuentran en la cresta del talud y, claramente, se ve que la superficie de rotura se encuentra limitada por la disposición de las discontinuidades.

Por otro lado, en la figura 45b, se observa el talud con inclinación de discontinuidad de 50° , donde el mecanismo de rotura se inicia al pie del talud envolviendo solo en ciertas zonas las discontinuidades y puentes de roca; sin embargo, la mayor parte del mecanismo de rotura atraviesa por el macizo rocoso, propagándose por plastificación ocasionado por la concentración esfuerzos cortantes, hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción que se encuentran en la cresta del talud y se puede ver que la superficie de rotura se encuentra por debajo de las discontinuidades, lo que ha permitido el aumento del valor de F.S de 2,90 a 4,50.

5.2.2. Análisis de taludes con alturas de 173,00 m

A continuación, se presenta la comparación de los factores de seguridad (F.S) obtenidos por método numérico utilizando la técnica Shear Strength Reduction (SSR) y equilibrio límite por Jennings (J), para taludes de 173,00 m de altura.

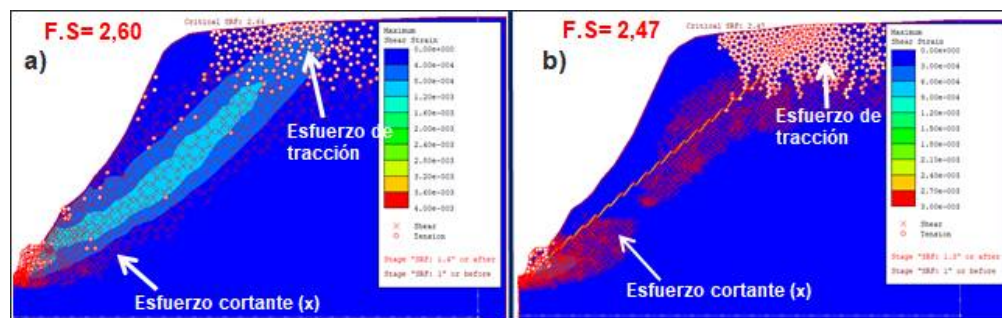
De la tabla 17 y figura 43c, se observa que los F.S obtenidos por los métodos SSR y Jennings, tienen una diferencia por encima de la unidad, lo que no permite realizar una comparación entre ambos métodos. También es notorio la tendencia lineal de los F.S de alcanzar el valor de 2,40 obtenidos por el método SSR, con excepción de las discontinuidades que presentan inclinación de 30° , longitud de 11,34 m y P.R de 2,0 m, donde se aprecia un ligero descenso de F.S hasta 1,83. Esto ocurre por el aumento de la longitud (11,34 m) y el ángulo de inclinación (30°) de las discontinuidades. Por tanto, se prevé que, al incrementar la persistencia de las discontinuidades y mantener el ángulo de inclinación de ellas entre 30° a 40° , puede ocurrir la influencia de las discontinuidades en el macizo y desarrollarse el mecanismo de rotura *step-path* en los taludes de 173,00 m de altura.

Por otro lado, para taludes de 173,0 m de altura analizados en esta investigación, se puede ver que la presencia de las discontinuidades no influye en gran medida en los taludes que tienen longitud de discontinuidades entre 1,37 m a 5,67 m, puentes de roca de 0,50 m a 1,00 m e inclinación de discontinuidades de 20° a 50°. Sin embargo, en taludes que presentan longitud de discontinuidades de 11,34 m, puente de roca de 2,0 m e inclinación de discontinuidades entre 30° a 40°, se observa poca influencia de las discontinuidades en los taludes analizados. También, en los taludes, interviene el factor escala: a medida que la altura del talud aumenta la longitud de las discontinuidades y puentes de roca, son imperceptibles. Esto hace que el mecanismo de rotura ocurra por el macizo rocoso, tal como se aprecia en la mayoría de los taludes de 173,0 m de altura analizados.

Para mejor entendimiento acerca de la propagación de fracturas y la influencia de las discontinuidades en el macizo, se presenta un modelo de todos los análisis realizados para taludes de 173,0 m de altura y las demás se puede ver en el anexo 3. En la siguiente figura, los esfuerzos de corte se muestran con “x” de color rojo y los de tracción en círculos de color blanco.

Figura 46

Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas entre discontinuidades pre-existentes para taludes con altura de 173,00 m, puente de roca de 2,0 m, longitud de discontinuidades de 11,34 e inclinación de discontinuidades de 50°.



En la figura 46, se observa la comparación de un talud analizado por el método SSR. El talud del lado izquierdo no presenta discontinuidades y la del lado derecho presenta longitud de discontinuidades de 11,34, puente de roca de 2,0 m y ángulo de discontinuidades de 50° , dispuestas sobre un plano de rotura de 40° que atraviesa el cuerpo del talud, de donde se obtiene una diferencia de F.S de 0,13 y esto nos confirma que las discontinuidades tienen muy poca influencia en los taludes analizados. Seguidamente, en las figuras 46a y b, se observa que el mecanismo de rotura inicia próximo al pie del talud, propagándose la rotura a través del macizo rocoso formando una superficie de plastificación casi circular por esfuerzo cortante, hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción que se encuentran en la cresta del talud.

Por lo tanto, del análisis realizado para taludes de altura 173,0 m, se puede concluir que la rotura ocurre por el macizo rocoso. Por otro lado, también es influenciado por el factor escala, debido a que, al incrementar la altura de los taludes, la presencia de las discontinuidades y puentes de roca, a una determinada altura, no tendrán influencia en el mecanismo de rotura; por consiguiente, el plano de falla ocurrirá en el macizo rocoso del talud y tendrá comportamiento homogéneo isotrópico.

5.3. ANÁLISIS DEL TALUD EN EL ESTRIBO DERECHO DEL PUENTE SHIRACBALL

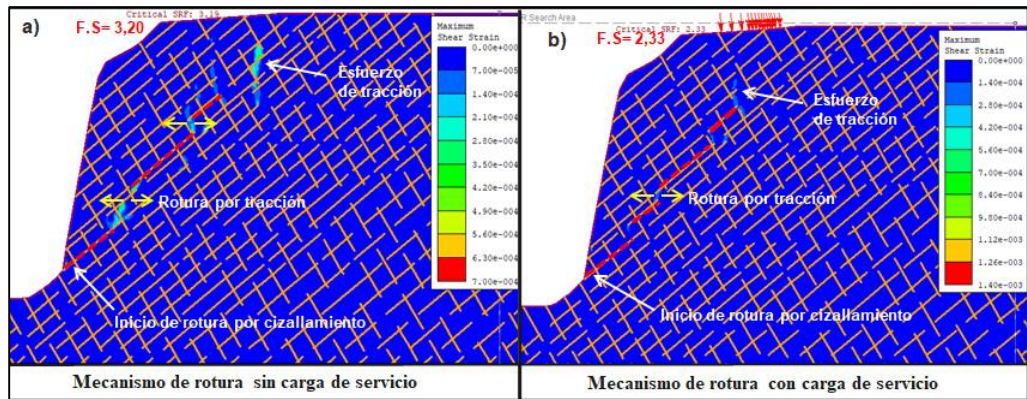
Una vez verificado la influencia de las discontinuidades en los taludes analizados de configuración co-planar y encuentro de punta a la punta, con diferentes alturas (18,7 m, 73,0 m y 173,0 m), con variación de longitud de discontinuidades, puentes de roca e inclinación de discontinuidades. Se realizó el análisis del talud de 18,7 m de altura del estribo derecho y en la cresta se emplazará el estribo del puente Shiracball. Para esto, se han considerado las dos familias de discontinuidades desfavorables, con longitudes que varían

entre 2,63 m a 5,67 y puentes de roca de 0,5 a 1,0. Las características mencionadas se obtienen de la evaluación geomecánica realizada en campo. Finalmente, se consideró en los análisis la carga de servicio de 5,0 Kg/cm², para obtener el factor de seguridad y verificar el comportamiento del mecanismo de rotura.

En la siguiente figura, se puede ver la comparación del factor de seguridad y el mecanismo de rotura, considerando en una de ellas la carga de servicio que transmitirá el estribo derecho.

Figura 47

Comparación de factores de seguridad (F.S) y propagación de fracturas en el talud del estribo derecho del puente Shiracball.



En la figura 47 y anexo 10, se puede observar al lado izquierdo un talud sin carga de servicio y al lado derecho el mismo talud considerando la carga de servicio que transmitirá al macizo rocoso de fundación. Se nota claramente el desarrollo del mecanismo de rotura “step-path”.

Seguidamente, en la figura 47a, se observa que el mecanismo de rotura inicia al pie del talud, envolviendo las discontinuidades y puentes de roca,

propagándose por coalescencia e inducidas por esfuerzos cortantes entre las discontinuidades pre-existentes, ocasionando en zonas de roturas por tracción en los puentes de roca, hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción que se encuentran en la cresta del talud. Por otro lado, en la figura 47b, se observa el mismo mecanismo de rotura descrita para la figura 47^a: la diferencia es la consideración de la carga de servicio y esto hace que el factor de seguridad descienda de 3,20 a 2,33. El factor de seguridad obtenido es bastante favorable para la estabilidad física del talud global analizado.

Sin embargo, el análisis realizado por método de elementos finitos no considera el talud local o la parte superficial superior, donde son susceptibles a la ocurrencia de roturas por planar, cuña y volteo, debido a que, en dicho sector del talud, la persistencia de la discontinuidad puede alcanzar la cresta del talud. Además, no es el objetivo de esta investigación. Generalmente, en la parte superficial las discontinuidades pueden estar abiertas o presentar rellenos blandos y, al aplicar la carga de servicio en el tiempo de vida útil, pueden ocurrir deslizamientos de rotura planar y cuña. Para asegurar los estribos del puente, es necesario proyectar pernos sistemáticos con shotcrete.

CONCLUSIONES

Según la hipótesis planteada, se concluye que existe influencia de las discontinuidades en taludes de 18,70 m y 57,0 m de altura, de configuración co-planar y encuentro punta a la punta, con longitud de discontinuidades que varían de 1,37 m a 11,34 m, inclinación de discontinuidades entre 30° a 40° y puentes de roca de 0,50 m a 2,00 m. Sin embargo, para taludes de 173,00 m de altura, la influencia de discontinuidades es imperceptible, debido a ello el mecanismo de rotura ocurre mayormente por el macizo.

El área de estudio se encuentra sobre una secuencia volcano-sedimentaria, constituido por intercalaciones de niveles de lava andesítica, color gris verdoso en fresco, de textura porfirítica, con fenocristales de plagioclasa (55 %), pasta (40 %) y accesorios (5 %).

De la evaluación del macizo rocoso en los estribos e inmediaciones del puente, se clasificó según Bieniawski (1989) de tipo III y de calidad regular.

Al realizar el análisis estereográfico, se determinó cuatro familias de discontinuidad muy desfavorables: la familia SET 2 (43/331) susceptible a formar rotura de tipo planar con la orientación del talud (75/337), la familia SET 1 (57/159) susceptible a formar rotura de tipo volteo y, entre las familias SET 3 (51/259) y SET 4 (57/044) con el talud, es susceptible a generar rotura en cuña.

Para taludes de configuración de discontinuidades co-planar, solo es posible comparar por los métodos SSR y Jennings taludes de 18,70 m de altura, con inclinación de planos de rotura entre 30° a 40° ; en cambio, en los taludes de 57,0 m de altura solo es posible analizar por el método SSR, donde la presencia de las discontinuidades influye en menor grado. Finalmente, para los taludes de 173,0 m de altura, solo es confiable analizar por el método SSR y donde la influencia de las discontinuidades es muy poco, debido a que el mecanismo rotura ocurre por el macizo rocoso.

En taludes de configuración de discontinuidades encuentro de punta a la punta, los taludes de 18,70 m de altura presentan F.S bastante variables entre los métodos SSR y Jennings, a excepción de las discontinuidades que presentan planos de inclinación de 30° y 40° , cuyos F.S son bastante próximos para ambos métodos. Por otro lado, en taludes con 57,00 m de altura, solo pueden compararse con discontinuidades que tienen planos de inclinación de 30° . Además, en ambos casos (taludes de 18,70 m y 57,00 m de altura) se aprecia un descenso suave de los F.S a medida que la longitud de los P.R aumentan de 0,50 m a 2,00 m. Sin embargo, para los ángulos con inclinación de discontinuidades de 20° y 50° no es posible comparar los F.S, debido a que la disposición estructural no es bastante favorable para el mecanismo de rotura y no será tomada en cuenta los F.S obtenidas por Jennings.

Al realizar la comparación de los F.S obtenidos por el método de elementos finitos por la técnica de SSR, entre taludes sin presencia de discontinuidad y otro considerando discontinuidades dispuestas con ángulo de inclinación de 20° y 50° , sobre un plano de rotura de 40° que atraviesa el cuerpo del talud, tanto, el mecanismo de rotura para taludes sin discontinuidad y las que tienen

inclinaciones menores a 20° y mayores a 50° , para taludes con alturas de 18,70 m, 57,00 m y 173,00 m, se observa que el mecanismo de rotura ocurre por el macizo rocoso, siendo la influencia de las discontinuidades muy poca.

El método de los elementos finitos mediante la técnica Shear Strength Reduction (SSR) es una herramienta que puede ser aplicado para realizar análisis de taludes algo complejos, como es el caso de esta investigación.

Se concluye que el mecanismo de rotura se inicia próximo al pie del talud, estas se propagan por coalescencia que son inducidas por esfuerzos cortantes entre las discontinuidades o por macizo rocoso, hasta alcanzar la zona de concentración de los esfuerzos de tracción, que generalmente se ubican en la cresta de los taludes. Cuando el mecanismo de propagación de la rotura es influenciado por las discontinuidades, la superficie de falla se alinea a la disposición del control estructural; sin embargo, cuando el mecanismo de rotura se propaga en el macizo rocoso, la forma de la superficie de falla tiende a ser circular, característico de materiales homogéneos e isotrópicos.

Del análisis realizado para taludes con alturas 173,00 m, ya sea por configuración de discontinuidades co-planar y encuentro punta a la punta, se puede concluir que la rotura ocurre mayormente por el macizo rocoso. Por otro lado, también es influenciado por el factor escala, debido a que al incrementar la altura de los taludes la presencia de las discontinuidades y puentes de roca, a una determinada altura no tendrán influencia en el mecanismo de rotura; por tanto, el plano de falla ocurrirá por el macizo rocoso del talud y tendrá comportamiento homogéneo isotrópico.

Del análisis realizado para el talud de 18,70 m de altura en el estribo derecho del puente, considerando dos familias de discontinuidades y carga de servicio de 5,0 Kg/cm², el mecanismo de rotura inicia al pie del talud, envolviendo las discontinuidades y puentes de roca, propagándose por coalescencia e inducidas por esfuerzos cortantes entre las discontinuidades pre-existentes, ocasionando en zonas roturas por tracción en los puentes de roca, hasta alcanzar la zona de concentración de esfuerzos de tracción que se encuentran en la cresta del talud, obteniendo el factor de seguridad de 2,33 y es bastante favorable para la estabilidad física del talud global analizado.

RECOMENDACIONES

Los análisis y conclusiones obtenidas en esta investigación es propio para el macizo rocoso de la zona estudiada; por tanto, se recomienda no generalizar para otras zonas, debido a que el control estructural del macizo rocoso es variable y, además, se tendrá taludes con geometrías diferente a las desarrolladas en esta tesis.

Se recomienda realizar perforaciones mecánicas adicionales con disposición inclinada para caracterizar mejor el macizo rocoso, ya que, con las perforaciones verticales, se atravesaron materiales superficiales perturbadas.

Se recomienda realizar análisis estabilidad taludes de esta investigación mediante el método de elementos discretos, para comparar las diferencias del mecanismo de rotura que existe entre el método de elementos finitos, con la cual se desarrolló la presente tesis.

Se recomienda realizar para futuras investigaciones análisis de estabilidad de taludes con todas las familias de discontinuidad, mediante Machine Learning o inteligencia artificial.

En la cara superficial y alta del talud de 18,70 m de altura en la zona donde se emplazará los estribos del puente, es altamente probable a formar mecanismos de rotura de tipo planar y cuña, el cual ocurre cuando la persistencia de la discontinuidad atraviesa completamente taludes de pequeña altura, no siendo el objetivo de esta investigación. Pero, es necesario proyectar pernos de anclajes sistemático con shotcrete para estabilizar.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amadei , B. y Savage, W. Z. (1993.). Effect of joints on rock mass strength and deformability. *Comprehensive Rock Engineering. Vol 1. Fundamental*, 331-365.
- Amadei, B. (1988). Strength of a Regularly Jointed Rock Mass Under Biaxial and Axisymmetric Loading Conditions. *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech*, 3-13.
- Amadei, B. y Savage, W. Z. (1989). Anisotropic nature of jointed rock mass strength. . *J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 525-542.
- Baczynski, N. (2000). Stepsim4 “Step-path method for slope risks”. Proceedings, GeoEng. *An international conference on geotechnical and geological engineering, Australian geomechanics society,. CD paper reference SNES0213 2000. 6pp.* Melbourne: Australian geomechanics society. Acceso em 2021
- Barton, N. R. (Septiembre de 1976). Rock mechanics review. The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 255-279.
- Barton, N. R. y Bandis, S. C. (1982). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. *Rock Mechanics*.
- Barton, N. y Choubey, V. (1977). The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics*.
- Beer, G. y Watson, J. O. (1992). Introduction to Finite and Boundary Element Methods for Engineers. *Jhon Wiley & Sons Ltd*.
- Berrocal, J., Deza, E. y Shikiya, J. (1975). *Estudio de sismicidad para el proyecto de derivación del río Mantaro a Lima*. Lima: Instituto Geofísico del Perú.

- Bieniawski. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. Pennsylvania, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Bieniawski, Z. T. (1978). Determining rock mass deformability - Experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 237-247.
- Bobet, A., & Einstein, H. H. (1998). Fracture coalescence in rock type materials under uniaxial and biaxial compression. *International Journal of Fracture*.
- Brady, B. H. y Brown, E. T. (1985). *Rock mechanics for underground mining* (Vol. Third edition). United States of America: Springer's eBookstore.
- Brady, B. H. y Brown, E. T. (2004). *Rock mechanics for underground mining*. Kluwer Academic Publishers.
- Bray, J. W. (1967). A study of jointed and fractured rock, Part 1: fracture patterns and their failure characteristics. *Rock Mechanics and Engineering. Rock Mechanics and Engineering*, 2-3, 117-136.
- Byerlee, J. D. (1967). Frictional characteristics of granite under high confining pressure. *Journal of Geophysical Research*, 3639-3648.
- Camones, L. A., Vargas, E. d., Figueiredo, R. y Velloso, R. (2013). Application of the discrete element method for modeling of rock crack propagation and coalescence in the step-path failure mechanism. *Engineering Geology*, 80-94.
- Cossío, A. (1964). *Geología de los cuadrángulos de Santiago de Chuco y Santa Rosa (Hojas 17-g y 18-g)- Boletín 8*. Lima: Carta geológica nacional-INGEMMET.
- Dawson, E. M., Roth , W. H. y Drescher., A. (1999). Slope Stability Analysis by Strength Reduction. *Géotechnique*, 835-840.
- Deere, D. U. (1989). The RQD index in practice. 91-101. Acceso em 2021

- Deere, D. U. y Miller, E. P. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock*. New Mexico.
- Desai, C. S. y Christian, J. T. (1977). *Numerical methods in geotechnical engineering*. USA: McGraw-Hill.
- Eberhardt, E., Stead, D. y Coggan, J. S. (2004.). Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slope. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 69 – 87.
- Galera, J. M., Álvarez, M. y Bieniawski, Z. T. (2005). Evaluation of the deformation modulus of rock masses: Comparison of pressuremeter and dilatometer test with. *International Symposium. Paris*. .
- Ghazavi, M., Hosseini, M. y Mollanouri, M. (2008). A Comparison between Angle of Repose and Friction Angle of Sand. *12th International Conference of the 12th International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, 1272- 1275.
- Griffith, A. A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. *Proceedings of the Royal Society of London*, 163-198.
- Griffith, A. A. (1924). Theory of rupture. . *Proc. 1st Congr. appl. mech*, A(221), 55-63.
- Griffiths, D. V. y Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique*, 387-403.
- Haeri, H., Shahriar, K., Marji, M. F. y Moarefvand, P. (2014). Cracks coalescence mechanism and cracks propagation paths in rock-like specimens containing pre-existing random cracks under compression. *Journal of Central South University*, 2404-2414.

- Hammah, R. E. y Yacoub, T. (2009). Variation of Failure Mechanisms of Slopes in Jointed Rock Masses with Changing Scale. *Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium*.
- Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B., Wibowo, F. y Curran, J. (1995). Analysis of Blocky Rock Slopes with Finite Element Shear Strength Reduction Analysis. *Geotechnique*, 51(6).
- Hoek (1983). Strength of jointed rock masses. *23rd. Rankine Lecture.*, 187-223.
- Hoek, E. y Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London.
- Hoek, E. y Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion. *Rock Engineering for Underground Excavations*, 31-38.
- Hoek, E. y Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza, C. y Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion. *RocScience Inc*.
- Hoek, E., Read, J., Karzulovic, A. y Chen, Z. Y. (19-24 de noviembre de 2000b). Rock slopes in civil and Mining Engineering. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000*. Melbourne.
- Hoek, E., Rippere, K. y Stacey, P. F. (2000). Large Scale Slope Designs-A Review of the State of Art. Slope Stability in Surface Mining. *Soc. for Mining, Metallurgy and Exploration.*, 3-10.
- Huang, D., Duofeng, C., Guowe, M. y Runqiu, H. (2014). Step-path failure of rock slopes with intermittent joints. *Landslides*.
- Hynes, G. M. y Franklin, A. G. (1984). *Rationalizing the seismic Coefficient Method*.

- Inglis, C. E. (1913). *Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners*. Institution of Naval Architects, London.
- Instituto Geológico, Minero y Metalurgico (INGEMMET). (2010). *Mapa geológico del cuadrángulo de Santiago de Chuco*. Fonte: https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/158/12/A-008-Mapa02-Santiago_de_Chuco-17g.pdf
- Irwin, G. R. y Chona, R. (1987). *A zero KII criterion for a smoothly curving crack*. Proc SEM Fall Conf on Exp Mech.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics). (1978). Standardization of laboratory and field tests. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 15*, 348 pp.
- Jaeger, J. C. (1960). Shear failure of anisotropic rock. . *Geol. Mag.*, Vol. 97, 65-72.
- Jaeger, J. C. y Cook, N. G. (1976). *Fundamentals of Rock Mechanics*. Norwich, Great Britain.: Fletcher & Son Ltd.
- Jennings, J. E. (1970). Mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines*.
- Jodson, L. (1968). *Fundamentos de Geología Física*. Mexico: Limusa.
- Lade, P. V. (1993). Rock strength criteria: the theories and the evidence. In: *Comprehensive Rock Engineering, Vol. 1: Fundamentals*, 255-284.
- Lane, K. S. y Heck, W. J. (1964). Triaxial testing for strength of rock joints. In *Proc. 6th Symp. Rock Mech., Rolla, MI*.
- Li, G., Liang, Z. y Tang, C. A. (2015). Morphologic Interpretation of Rock Failure Mechanisms Under Uniaxial Compression Based on 3D Multiscale High-resolution Numerical Modeling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2235-2262.

- Li, H. Q. y Wong, L. N. (2014). Numerical Study on Coalescence of Pre-Existing Flaw Pairs in Rock-Like Material. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2087–2105.
- Li, Y. P., Chen, L. Z. y Wang, Y. H. (2005). *Experimental research on pre-cracked marble under compression*. *Int J Solids Struct* .
- Lundborg, N. (1972). A statistical theory of the polyaxial compressive strength of materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol.9, 617-624.
- Matsui, T. y San, K.-C. (1992). Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. *Soils and Foundations, Volume 32*, 59-70.
- McClintock, F. A. y Walsh, J. (1962). Friction on Griffith's Cracks in Rock Under Pressure, Proceedings on the U. S. *National Congress on Applied Mechanics, Berkeley*, 1015-1021.
- McLamore, R. y Gray, K. E. (1967). The Mechanical Behaviour of Anisotropic Sedimentary Rocks. *Journal of manufacturing science and engineering*, 62-73.
- Miranda, A. (2003). *propagação de trincas por fadiga em geometia 2D complexas sob cargas cíclicas variaveis*. PUC-RIO, Rio de Janeiro.
- Mogi, K. (1966). Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow. *Bull. Earth. Res. Int.*, 215-232.
- Mostyn y Douglas (2000). Strength of Intact Rock and Rock Masses. *GeoEng2000*.
- Murrell, S. A. (1963). A criterion for brittle fracture of rocks and concrete under triaxial stress and the effect of pore pressure on the criterion, Proc. *Fifth Rock Mechanics Symposium, University of Minnesota, in Rock Mechanics, C*, 563-567.

- Navarro, P. A., Rivera, M. A. y Monge, R. W. (2010). *Geología y metalogenia del Grupo Calipuy (Volcanismo Cenozoico) segmento Santiago de Chuco, norte del Perú (Boletín D 28)*. INGEMMET. Boletín, serie D: Estudios Regionales n°28.
- Naylor, D. J. (1982). Finite elements and slope stability. Proceedings of the NATO Advanced Study Institute. *Numer. Methods Geomech*, 229–244.
- Naylor, D., Pande, D. J., Simpson, B. y Tabb, R. (1981). Finite elements in geotechnical engineering. *Pineridge Press*.
- Norma Técnica Peruana E.030. (2018). *Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Diario el peruano.
- Pan, P. Z., Rutqvist, J., Feng, X. T., Yan, F. y Jiang, Q. (2014). A discontinuous cellular automaton method for modeling rock fracture propagation and coalescence under fluid pressurization without remeshing. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2183–2198.
- Pande, G. N., Beer, G. y Willians, J. R. (1990). Numerical Methods in Rock Mechanics. *John Wiley and Sons Ltd*.
- Park, C. y Bobet, A. (2009). Crack coalescence in specimens with open and closed flaws: A comparison. *Int. J. Rock Mech Min*, 46(5), 819-829.
- Patton, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st International Congress on Rock Mechanics.*, 509-513.
- Ramamurthy, T. (1993). Strength and modulus response of anisotropic rocks. . *In: Comprehensive rock engineering Vol. 1*, 509-513.
- Reik, G. y Zacas, M. (1978). Strength and deformation characteristics of jointed media in true triaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics* , 295-303.

- Reza, M. R., Mohammad, H. S. y Ali, P. (2005). Reduction Technique in Stability Analysis of Jointed Rock Slopes. *International Journal of Civil Engineering*, 152 – 165.
- Sagong, M. y Bobet, A. (2002). Coalescence of multiple flaws in a rock-model material in uniaxial compression. *Rock mechanics and Mining Sciences*.
- Sato, A., Hirakawab, Y. y Sugawara, K. (2001). Mixed mode crack propagation of homogenized cracks by the two-dimensional DDM analysis. *Construction and Building Materials*, 247-261.
- Schwartz, A. E. (1964). Failure of rock in the Triaxial Shear Test. *Proc. 6th Symposium on Rock Mechanic*, 109-151.
- Serafim, J. L. y Pereira, J. P. (1983). Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski.
- Shen, B. (1995). The mechanism of fracture coalescence in compression experimental study and numerical simulation. *Eng Fract Mech*, 73-85.
- Shen, B. y Stephansson, O. (1993). Numerical analysis of mixed mode I and Mode II fracture propagation. *International journal of rock mechanics and mining sciences geomech*, 861-867.
- Sheorey, R. (1994). A theory for in situ stress in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*.
- Sih, G. C. (1973). *Handbook of intensity factors for researchers and engineers*. Institute of Fracture and Solid Mechanics., Lehigh,USA.
- Sjöberg, J. (agosto de 1997). *Estimating Rock Mass Strength using the Hoek-Brown Failure Criterion and Rock Mass Classification-A Review and Application to the Aznalcollar Open Pit*. Lulea University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea, Sweden.

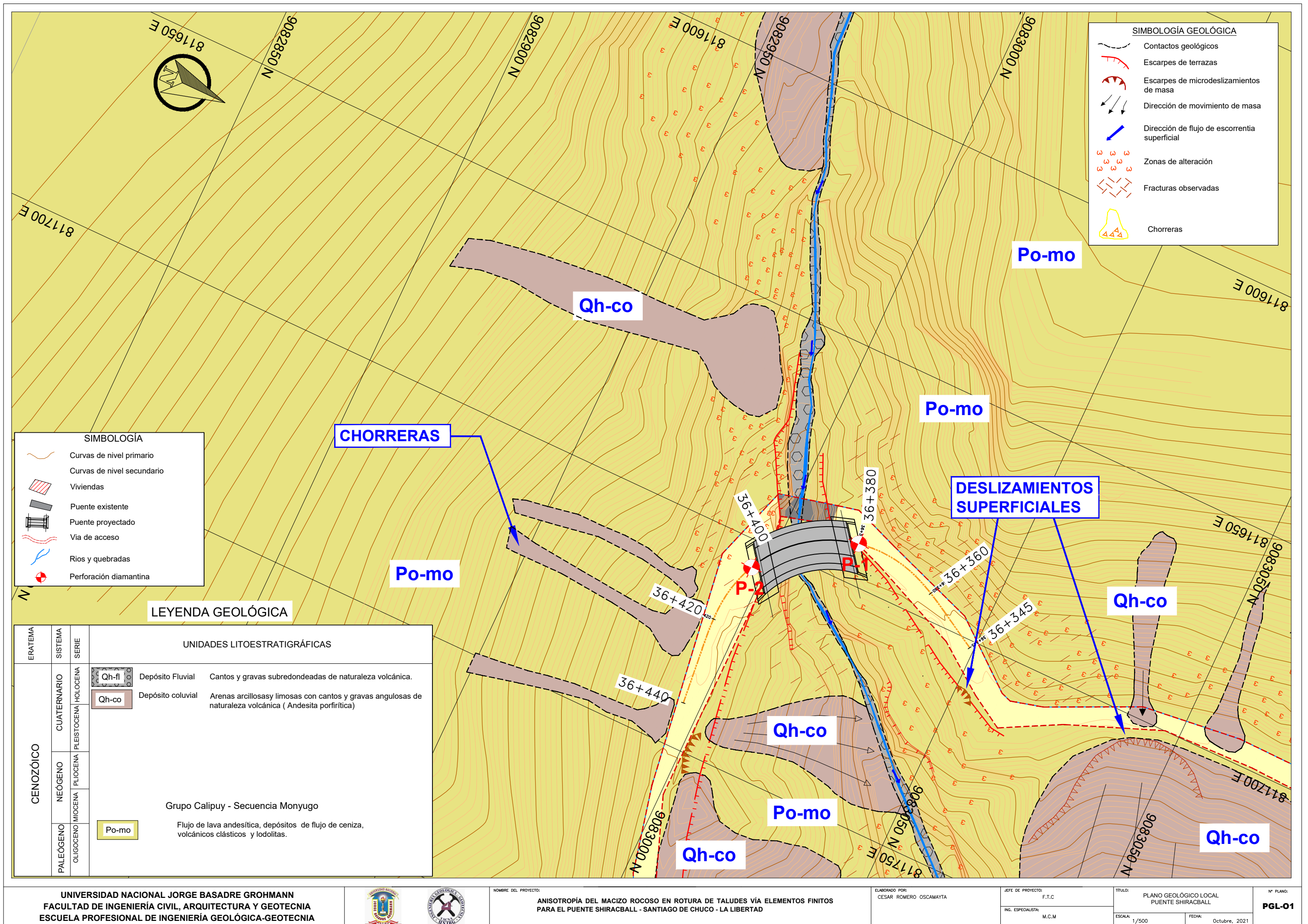
- Stacey, T. R. (1968). Stability of Rock Slopes in Open Pit Mines. *National Mechanical Engineering Research Institute*.
- Terzaghi, k. (1962). Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique, Vol. 12*, 251-270.
- Vallejo, L. G., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2004). *Ingeniería geológica*. Madrid: Pearson Education S.A.
- Van de Steen, B., Vervoort, A. y Napier, J. A. (2001). Numerical modelling of fracture initiation and propagation in biaxial tests on rock samples. *International Journal of Fracture*, 165-191.
- Vyazmensky, A., Elmo, D., Stead, D. y Rance, J. (2008). Numerical Analysis of the Influence of Geological Structures on the Development of Surface subsidence Associated with Block Caving Mining.
- Walsh, J. B. y Brace, W. F. (15 de agosto de 1964). A fracture criterion for brittle anisotropic rocks. *Journal of Geophysical Research*, 69 , 3449 – 3456.
- Wang, C., Tannant, D. y Lilly, P. (2003). Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using PFC 2D. *Rock Mech Mech Min*.
- Wong, L. N. y Einstein, H. H. (2009a). Crack coalescence in molded gypsum and Carrara marble: part 1. macroscopic observations and interpretation. *Rock Mech Rock Eng.* 42(3), 475–511.
- Wong, R. H. y Chau, K. T. (1998). Crack coalescence in a rock-like material containing two cracks. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 147–164.
- Wyllie, D. C. y Mah, C. W. (2004). *Rock slope engineering civil and mining*. (Vol. 4th ed). London: Spon press. Acceso em 2021.

- Yang, S. Q. y Jing, H. W. (2011). *Strength failure and crack coalescence behavior of brittle sandstone samples containing a single fissure under uniaxial compression*. *Int J Fract.*
- Zea, R. (2004). *Mecanismos de ruptura en taludes altos de mineração a céu aberto*. Dissertação (Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Carlos, Brasil. Acesso em 2020.
- Zhang, X. L., Jiao, Y. Y. y Zhao, J. (2008). Simulation of failure process of jointed rock. *Journal of Central South University of Technology*, 888–894.
- Zhang, X. P. y Wong, L. N. (2013). Crack initiation, propagation and coalescence in rock-like material containing two flaws: a numerical study based on bonded-particle model approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1001–1021.
- Zhou, X. P., y Yang, H. Q. (2012). Multiscale numerical modeling of propagation and coalescence of multiple cracks in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15–27.

ANEXOS

ANEXO 1:

PLANO GEOLÓGICO LOCAL



SIMBOLOGÍA GEOLÓGICA

- Contactos geológicos
- Escarpes de terrazas
- Escarpes de microdeslizamientos de masa
- Dirección de movimiento de masa
- Dirección de flujo de escorrentía superficial
- Zonas de alteración
- Fracturas observadas
- Chorreras

SIMBOLOGÍA

- Curvas de nivel primario
- Curvas de nivel secundario
- Viviendas
- Puente existente
- Puente proyectado
- Via de acceso
- Rios y quebradas
- Perforación diamantina

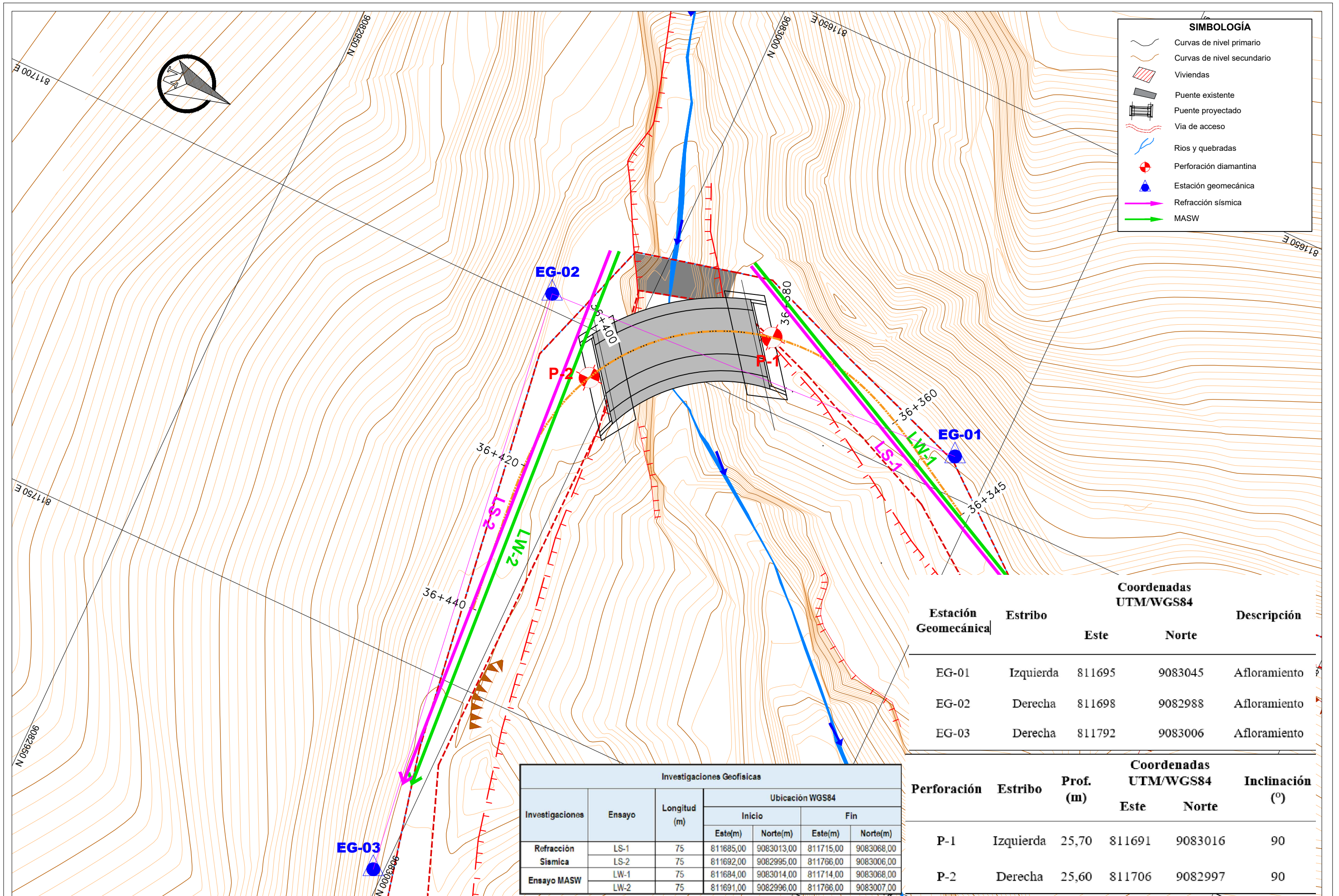
LEYENDA GEOLÓGICA

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRÁFICAS	
CENOZÓICO	CUATERNARIO	Qh-fl	Depósito Fluvial	Cantos y gravas subredondeadas de naturaleza volcánica.
		Qh-co	Depósito coluvial	Arenas arcillosas y limosas con cantos y gravas angulosas de naturaleza volcánica (Andesita porfirítica)
PALEÓGENO	NEÓGENO	PLIOCENA	Grupo Calipuy - Secuencia Monyugo	
	OLIGOCENO	MIOCENA		
		Po-mo	Flujo de lava andesítica, depósitos de flujo de ceniza, volcánicos clásticos y lodolitas.	



ANEXO 2:

PLANO DE UBICACIÓN DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS



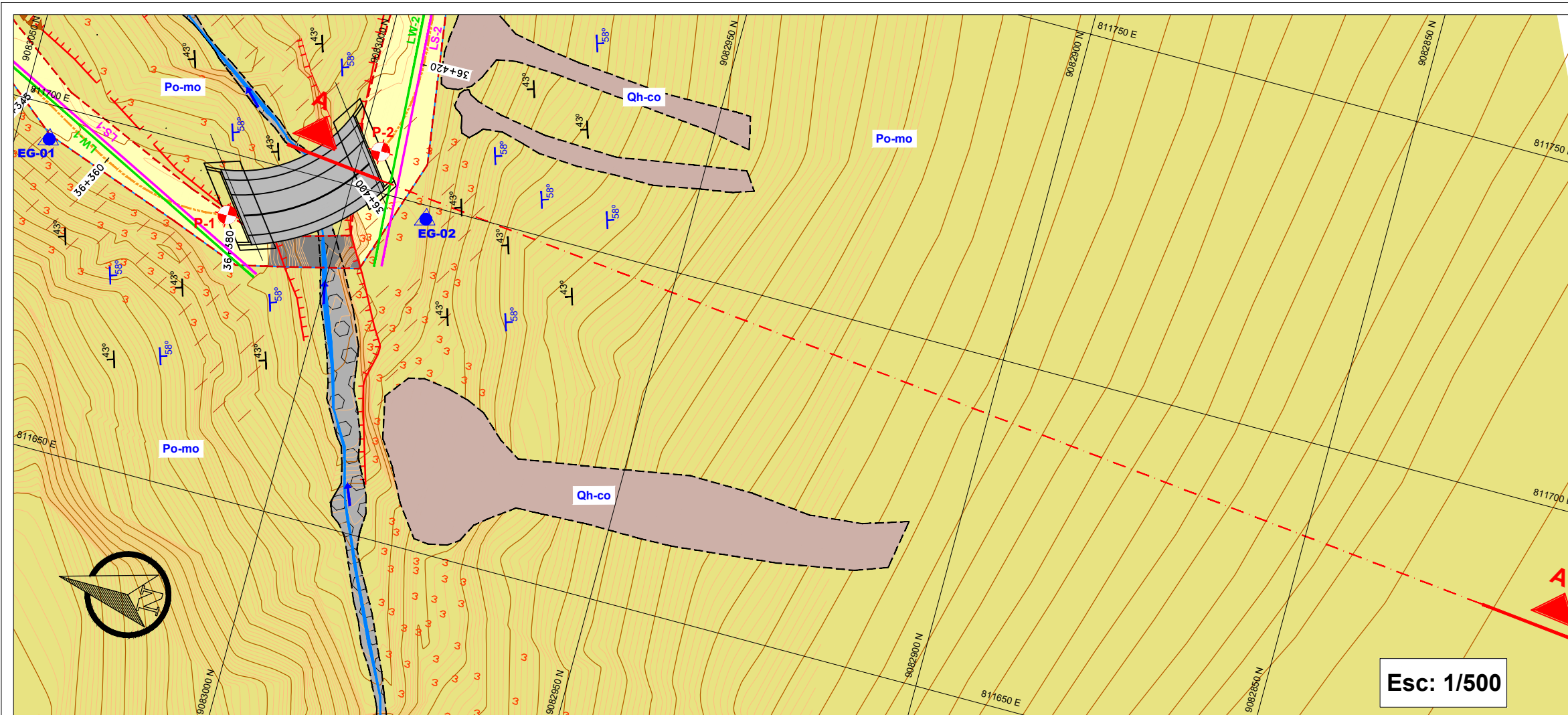
Estación Geomecánica	Estribo	Coordenadas UTM/WGS84		Descripción
		Este	Norte	
EG-01	Izquierda	811695	9083045	Afloramiento
EG-02	Derecha	811698	9082988	Afloramiento
EG-03	Derecha	811792	9083006	Afloramiento

Perforación	Estribo	Prof. (m)	Coordenadas UTM/WGS84		Inclinación (°)
			Este	Norte	
P-1	Izquierda	25,70	811691	9083016	90
P-2	Derecha	25,60	811706	9082997	90

Investigaciones Geofísicas						
Investigaciones	Ensayo	Longitud (m)	Ubicación WGS84			
			Inicio		Fin	
			Este(m)	Norte(m)	Este(m)	Norte(m)
Refracción Sísmica	LS-1	75	811685,00	9083013,00	811715,00	9083068,00
	LS-2	75	811692,00	9082995,00	811766,00	9083006,00
Ensayo MASW	LW-1	75	811684,00	9083014,00	811714,00	9083068,00
	LW-2	75	811691,00	9082996,00	811766,00	9083007,00

ANEXO 3:

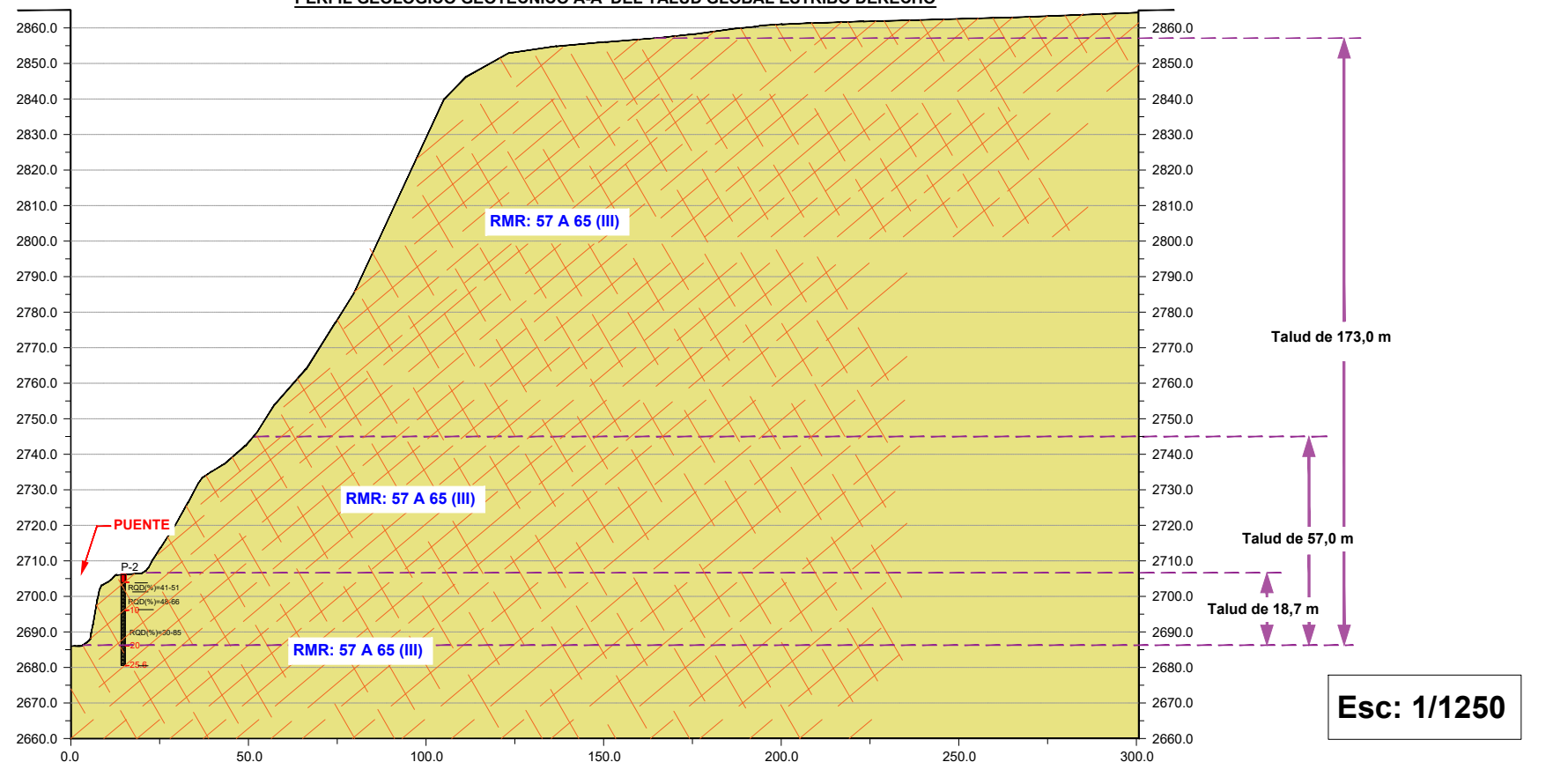
PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO



SIMBOLOGÍA GEOLÓGICA	
	Contactos geológicos
	Escarpes de terrazas
	Escarpes de microdeslizamientos de masa
	Dirección de movimiento de masa
	Dirección de flujo de escorrentía superficial
	Zonas de alteración
	Fracturas observadas
	Chorreras

SIMBOLOGÍA	
	Curvas de nivel primario
	Curvas de nivel secundario
	Viviendas
	Puente existente
	Puente proyectado
	Vía de acceso
	Ríos y quebradas
	Perforación diamantina
	Estación geomecánica
	Refracción sísmica
	MASW

PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO A-A' DEL TALUD GLOBAL ESTRIBO DERECHO



LEYENDA GEOLOGICA	
	Qh-fl Depósito Fluvial
	Qh-coldel Depósito Coluvial
	Po-mo Flujo de lava andesítica

Esc: 1/1250

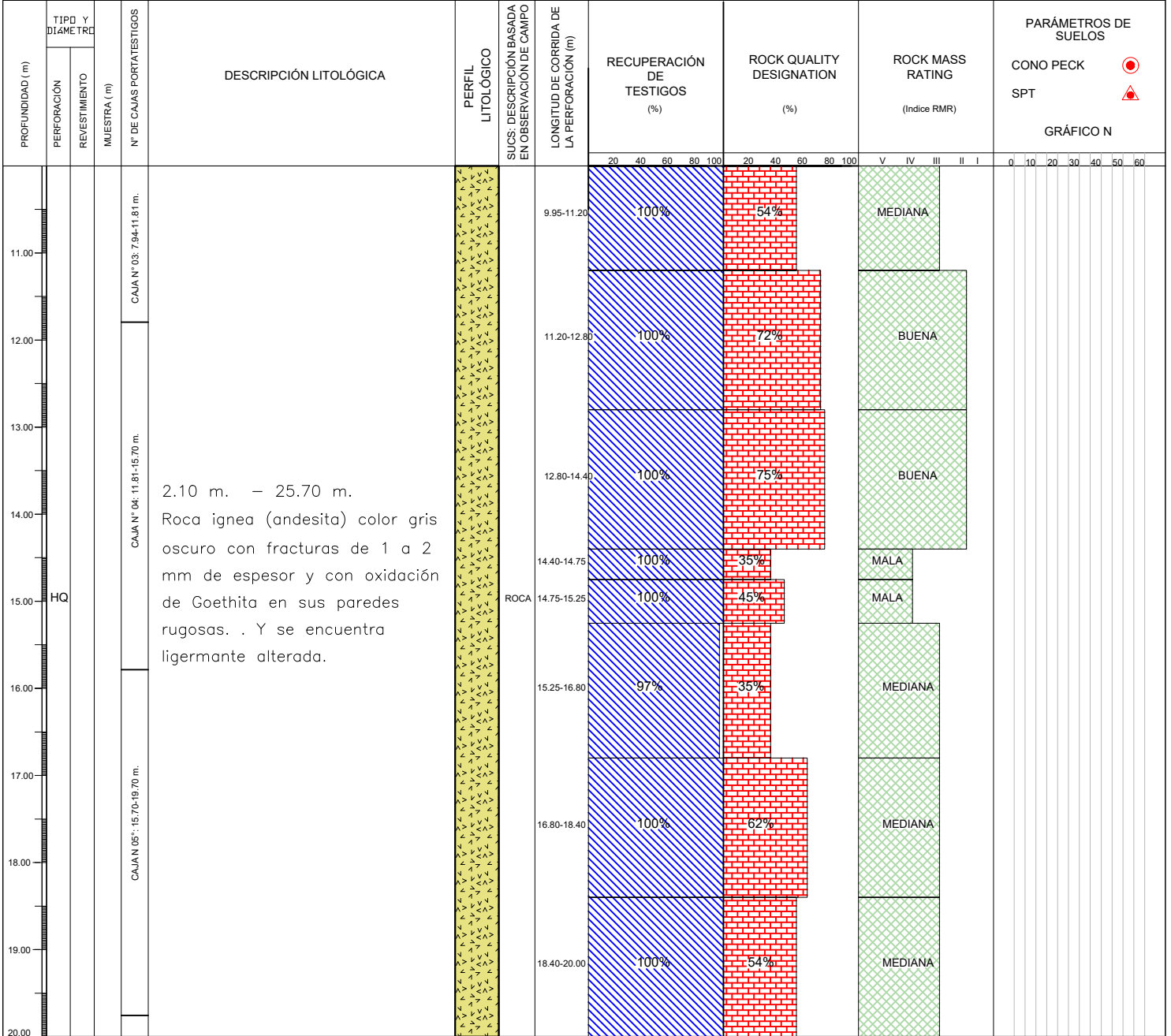
ANEXO 4:

REGISTROS DE PERFORACIÓN Y ENSAYOS DE LABORATORIO

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD

REGISTRO DE PERFORACION DIAMANTINA

PROYECTO : "REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD - OBRA 2: PTE. EL QUINUAL Y ACCESOS, PTE. CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PTE. PASAMBARA Y ACCESOS, PTE. SHIRACBALL Y ACCESOS" LUGAR : PUENTE "SHIRACBALL" FECHA INICIO : 21/09/2020 FECHA DE FINALIZACION : 21/09/2020	COORDENADAS : E: 811690, N: 9083016 COTA DE BOCA (m.s.n.m.) : 2705.00 PROFUNDIDAD (m.) : 25.60 NIVEL FREATICO (m.) : NP No. DE CAJAS DE TESTIGO : 07 INCLINACION DE SONDEO : -90	REGISTRADO POR : F.M.O.P. APROBADO POR : M.C.M PERFORISTA : R.S.T. EQUIPO : BBS 45	SONDAJE: P-1
--	---	---	--



LEYENDA

ROCA VOLCANICA
FLUJO DE LAVA ANDESITICA

SIMBOLOGÍA

CONO PECK SPT

RMR RQD
 MUESTRA PARA ENSAYO DE LABORATORIO
 % DE RECUPERACION

ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

R.Q.D. (%)	CALIDAD	GRADO	CLASIFICACIÓN
0 - 25	MUY MALA	M-1	FRESCA (SANA)
25 - 50	MALA	M-2	LIGERAMENTE METEORIZADA
50 - 75	REGULAR	M-3	MODERADAMENTE METEORIZADA
75 - 90	BUENA	M-4	INTENSAMENTE METEORIZADA
90 - 100	EXCELENTE	M-5	COMPLETAMENTE METEORIZADA

GRADO DE METEORIZACIÓN DE LA ROCA

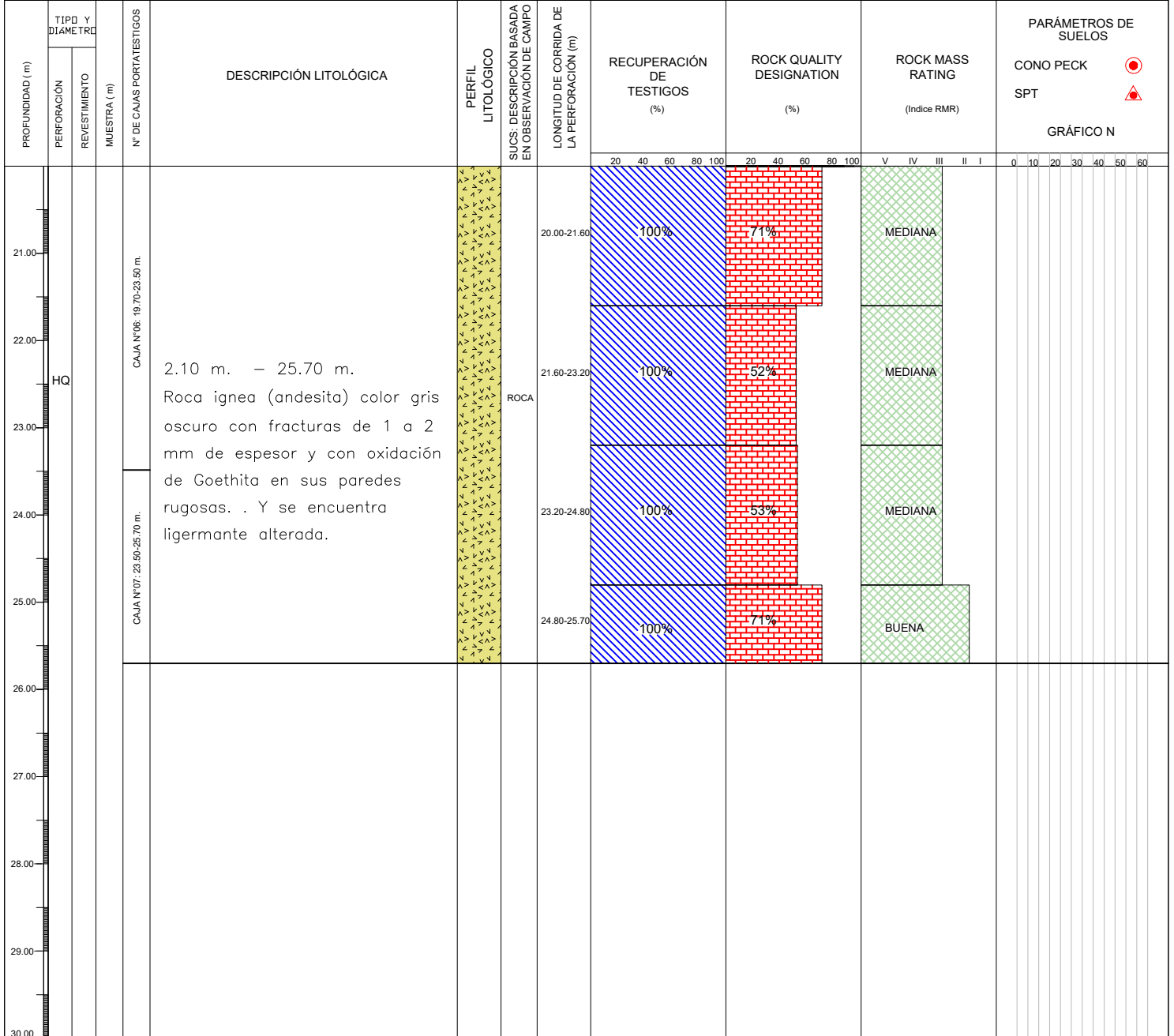
GRADO DE FRACTURAMIENTO

GRADO	ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (m.)	CALIFICACIÓN
F-1	>2.00	MASIVO
F-2	0.60-2.00	POCO FRACTURADO
F-3	0.20-0.60	FRACTURADO
F-4	0.06-0.20	MUY FRACTURADO
F-5	<0.06	TRITURADO

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD

REGISTRO DE PERFORACION DIAMANTINA

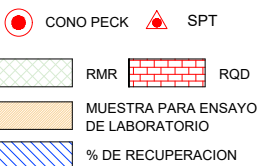
PROYECTO : "REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD - OBRA 2: PTE. EL QUINUAL Y ACCESOS, PTE. CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PTE. PASAMBARA Y ACCESOS, PTE. SHIRACBALL Y ACCESOS" LUGAR : PUENTE "SHIRACBALL" FECHA INICIO : 21/09/2020 FECHA DE FINALIZACION : 21/09/2020	COORDENADAS : E: 811690, N: 9083016 COTA DE BOCA (m.s.n.m.) : 2705.00 PROFUNDIDAD (m.) : 25.60 NIVEL FREATICO (m.) : NP No. DE CAJAS DE TESTIGO : 07 INCLINACION DE SONDEO : -90	REGISTRADO POR : F.M.O.P. APROBADO POR : M.C.M PERFORISTA : R.S.T. EQUIPO : BBS 45	SONDAJE: P-1
--	---	---	--



LEYENDA

ROCA VOLCANICA
FLUJO DE LAVA ANDESITICA

SIMBOLOGÍA



ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

R.Q.D. (%)	CALIDAD	GRADO	CLASIFICACIÓN
0 - 25	MUY MALA	M-1	FRESCA (SANA)
25 - 50	MALA	M-2	LIGERAMENTE METEORIZADA
50 - 75	REGULAR	M-3	MODERADAMENTE METEORIZADA
75 - 90	BUENA	M-4	INTENSAMENTE METEORIZADA
90 - 100	EXCELENTE	M-5	COMPLETAMENTE METEORIZADA

GRADO DE METEORIZACIÓN DE LA ROCA

GRADO	CLASIFICACIÓN
F-1	FRESCA (SANA)
F-2	LIGERAMENTE METEORIZADA
F-3	MODERADAMENTE METEORIZADA
F-4	INTENSAMENTE METEORIZADA
F-5	COMPLETAMENTE METEORIZADA

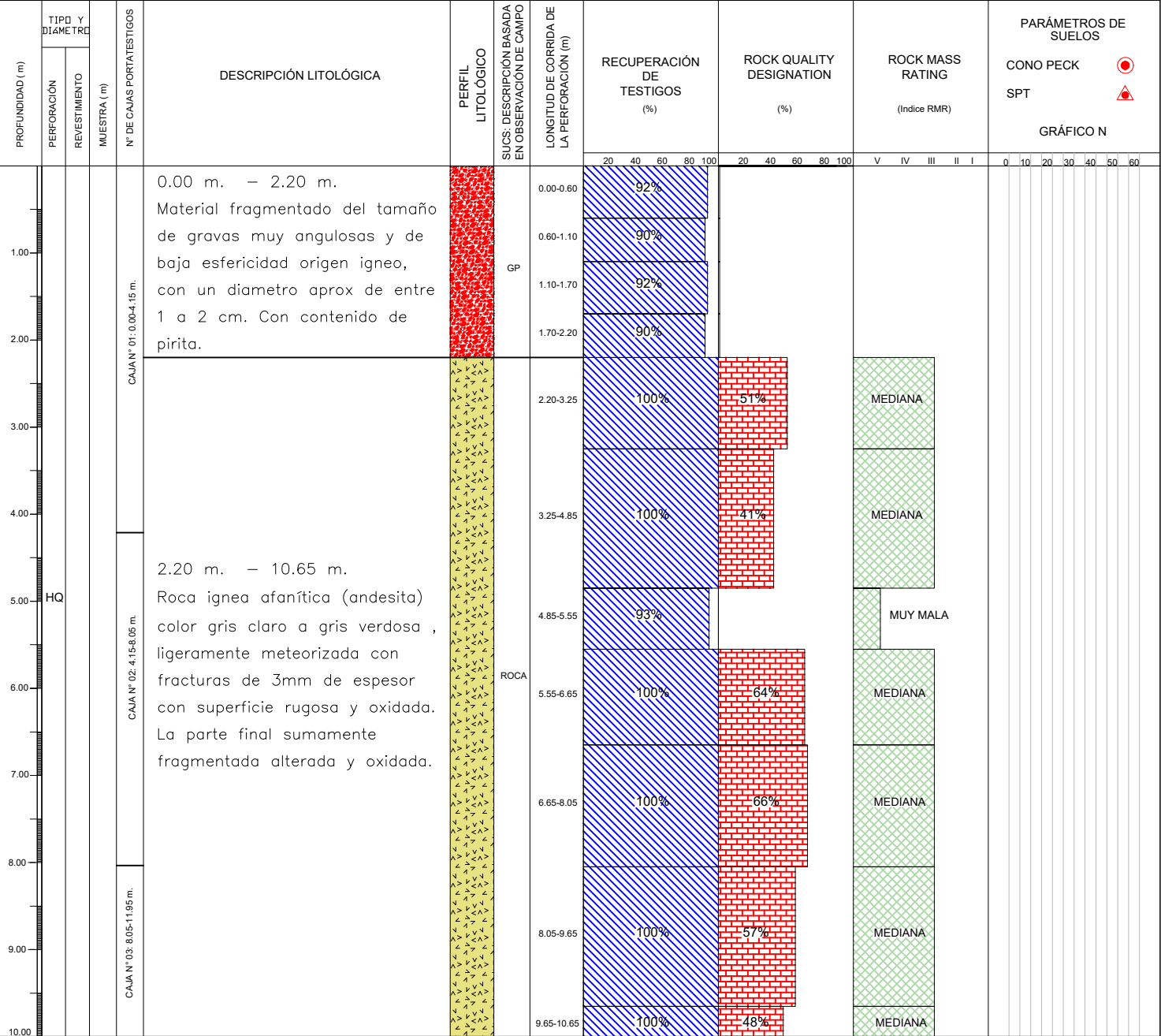
GRADO DE FRACTURAMIENTO

GRADO	ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (m.)	CALIFICACIÓN
F-1	>2.00	MASIVO
F-2	0.60-2.00	POCO FRACTURADO
F-3	0.20-0.60	FRACTURADO
F-4	0.06-0.20	MUY FRACTURADO
F-5	<0.06	TRITURADO

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD

REGISTRO DE PERFORACION DIAMANTINA

PROYECTO : "REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD - OBRA 2: PTE. EL QUINUAL Y ACCESOS, PTE. CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PTE. PASAMBARA Y ACCESOS, PTE. SHIRACBALL Y ACCESOS" LUGAR : PUENTE "SHIRACBALL" FECHA INICIO : 23/09/2020 FECHA DE FINALIZACION : 23/09/2020	COORDENADAS : E: 811706, N: 9082997 COTA DE BOCA (m.s.n.m.) : 2706.00 PROFUNDIDAD (m.) : 25.60 NIVEL FREATICO (m.) : NP No. DE CAJAS DE TESTIGO : 07 INCLINACION DE SONDEO : -90	REGISTRADO POR : F.M.O.P. APROBADO POR : M.C.M. PERFORISTA : R.S.T. EQUIPO : BBS 45	SONDAJE: P-2
--	---	--	--



LEYENDA



SIMBOLOGÍA	
	CONO PECK
	SPT
	RMR
	RQD
	MUESTRA PARA ENSAYO DE LABORATORIO
	% DE RECUPERACION

ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

R.Q.D. (%)	CALIDAD
0 - 25	MUY MALA
25 - 50	MALA
50 - 75	REGULAR
75 - 90	BUENA
90 - 100	EXCELENTE

GRADO DE METEORIZACIÓN DE LA ROCA

GRADO	CLASIFICACIÓN
M-1	FRESCA (SANA)
M-2	LIGERAMENTE METEORIZADA
M-3	MODERADAMENTE METEORIZADA
M-4	INTENSAMENTE METEORIZADA
M-5	COMPLETAMENTE METEORIZADA

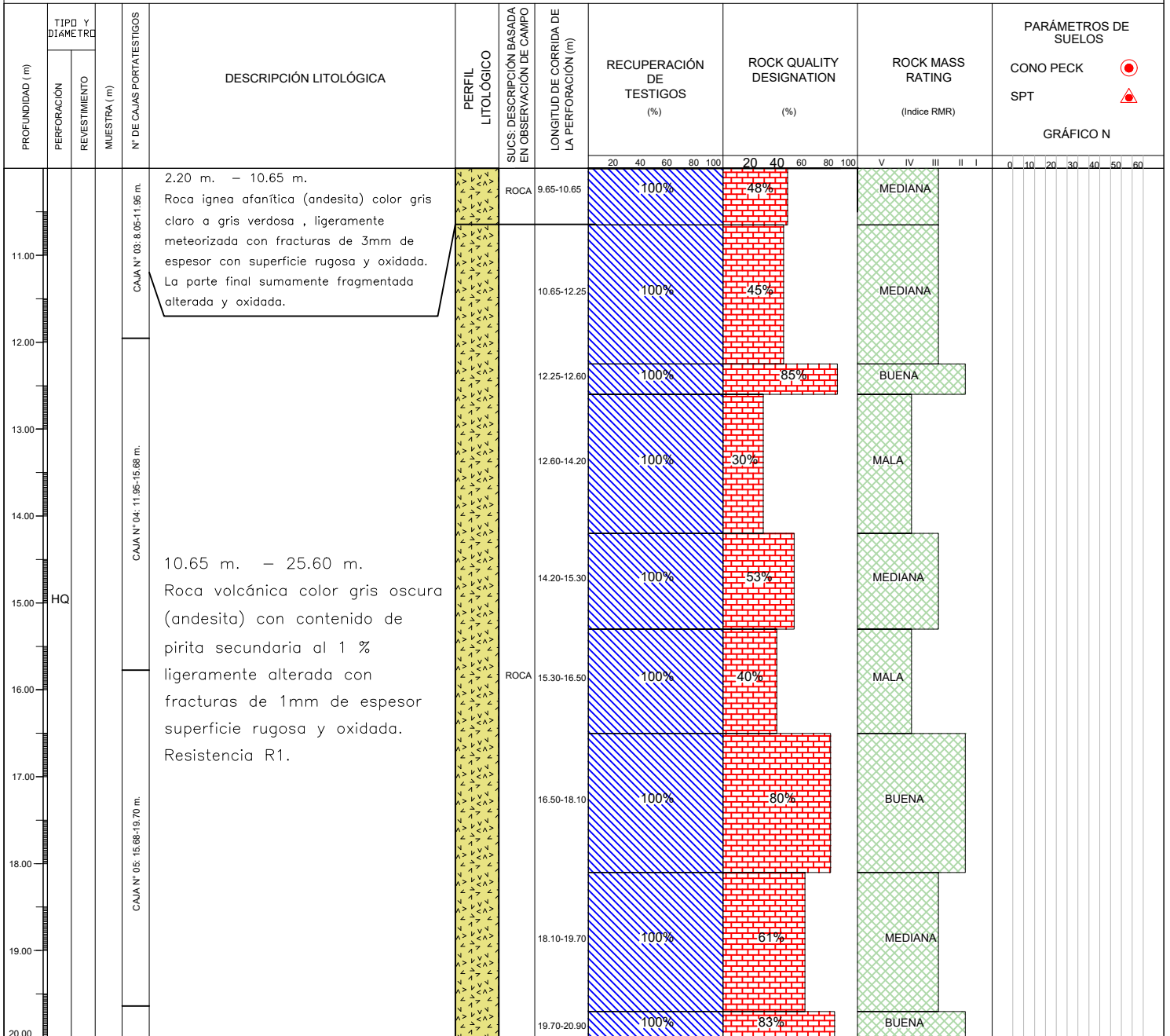
GRADO DE FRACTURAMIENTO

GRADO	ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (m.)	CALIFICACIÓN
F-1	>2.00	MASIVO
F-2	0.60-2.00	POCO FRACTURADO
F-3	0.20-0.60	FRACTURADO
F-4	0.06-0.20	MUY FRACTURADO
F-5	<0.06	TRITURADO

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD

REGISTRO DE PERFORACION DIAMANTINA

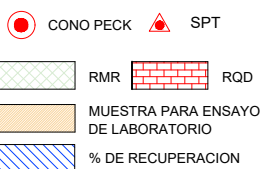
PROYECTO "REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD - OBRA 2: PTE. EL QUINUAL Y ACCESOS, PTE. CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PTE. PASAMBARA Y ACCESOS, PTE. SHIRACBALL Y ACCESOS"	COORDENADAS E: 811706, N: 9082997 COTA DE BOCA (m.s.n.m.) : 2706.00 PROFUNDIDAD (m.) : 25.60 NIVEL FREATICO (m.) : NP No. DE CAJAS DE TESTIGO : 07 INCLINACION DE SONDEO : -90	REGISTRADO POR : F.M.O.P. APROBADO POR : M.C.M. PERFORISTA : R.S.T. EQUIPO : BBS 45	SONDAJE: P-2
LUGAR : PUENTE "SHIRACBALL"	FECHA INICIO : 23/09/2020	FECHA DE FINALIZACION : 23/09/2020	



LEYENDA

ROCA VOLCANICA
FLUJO DE LAVA ANDESITICA

SIMBOLOGÍA



ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

R.Q.D. (%)	CALIDAD
0 - 25	MUY MALA
25 - 50	MALA
50 - 75	REGULAR
75 - 90	BUENA
90 - 100	EXCELENTE

GRADO DE METEORIZACIÓN DE LA ROCA

GRADO	CLASIFICACIÓN
M-1	FRESCA (SANA)
M-2	LIGERAMENTE METEORIZADA
M-3	MODERADAMENTE METEORIZADA
M-4	INTENSAMENTE METEORIZADA
M-5	COMPLETAMENTE METEORIZADA

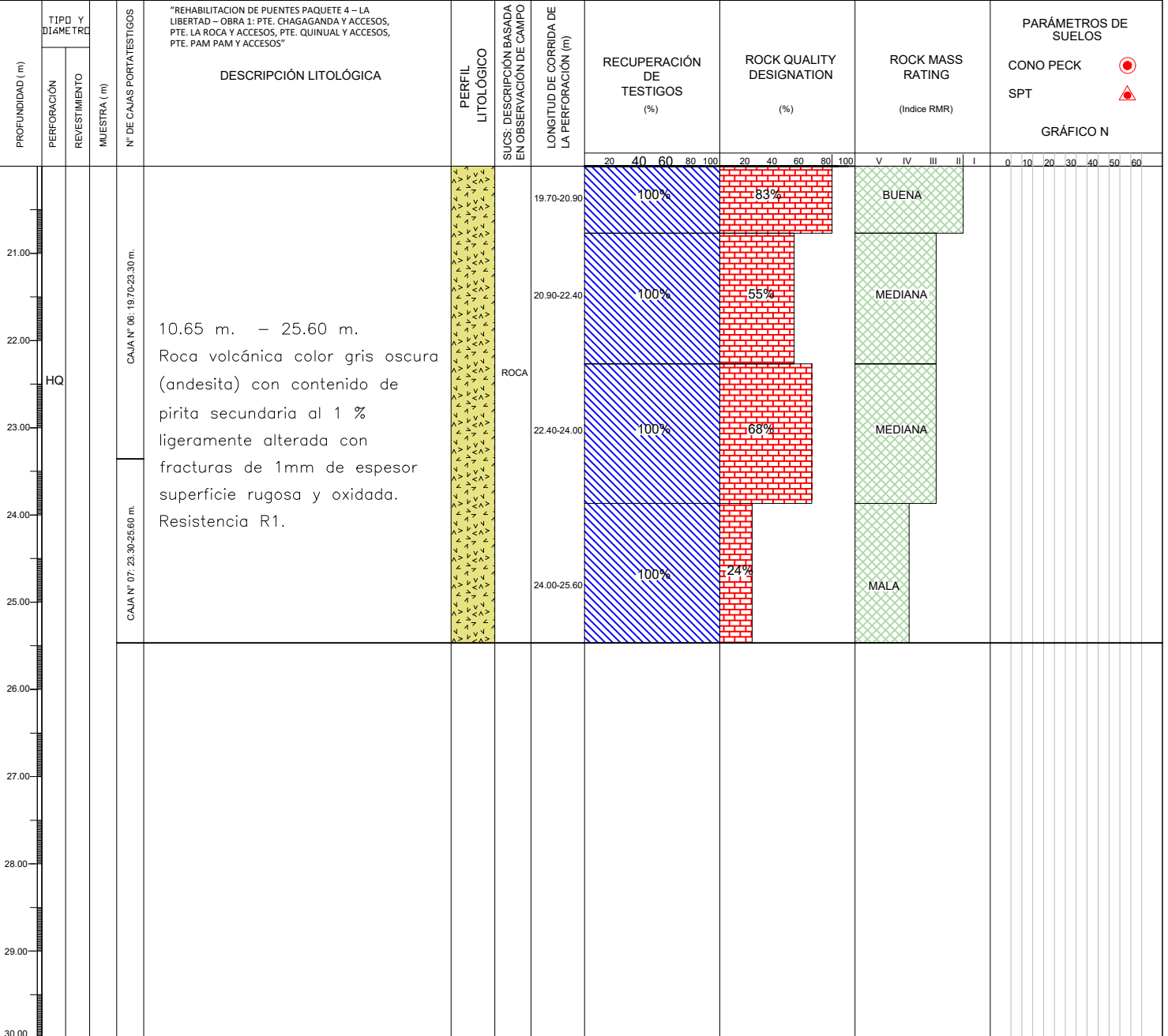
GRADO DE FRACTURAMIENTO

GRADO	ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (m.)	CALIFICACIÓN
F-1	>2.00	MASIVO
F-2	0.60-2.00	POCO FRACTURADO
F-3	0.20-0.60	FRACTURADO
F-4	0.06-0.20	MUY FRACTURADO
F-5	<0.06	TRITURADO

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD

REGISTRO DE PERFORACION DIAMANTINA

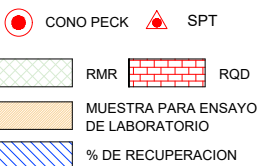
PROYECTO : "REHABILITACION DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD - OBRA 2: PTE. EL QUINUAL Y ACCESOS, PTE. CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PTE. PASAMBARA Y ACCESOS, PTE. SHIRACBALL Y ACCESOS" LUGAR : PUENTE "SHIRACBALL" FECHA INICIO : 23/09/2020 FECHA DE FINALIZACION : 23/09/2020	COORDENADAS : E: 811706, N: 9082997 COTA DE BOCA (m.s.n.m.) : 2706.00 PROFUNDIDAD (m.) : 25.60 NIVEL FREATICO (m.) : NP No. DE CAJAS DE TESTIGO : 07 INCLINACION DE SONDEO : -90	REGISTRADO POR : F.M.O.P. APROBADO POR : M.C.M PERFORISTA : R.S.T. EQUIPO : BBS 45	SONDAJE: P-2
--	---	---	--



LEYENDA

ROCA VOLCANICA
FLUJO DE LAVA ANDESITICA

SIMBOLOGÍA



ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA

R.Q.D. (%)	CALIDAD	GRADO	CLASIFICACIÓN
0 - 25	MUY MALA	M-1	FRESCA (SANA)
25 - 50	MALA	M-2	LIGERAMENTE METEORIZADA
50 - 75	REGULAR	M-3	MODERADAMENTE METEORIZADA
75 - 90	BUENA	M-4	INTENSAMENTE METEORIZADA
90 - 100	EXCELENTE	M-5	COMPLETAMENTE METEORIZADA

GRADO DE METEORIZACIÓN DE LA ROCA

GRADO	ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (m.)	CALIFICACIÓN
F-1	>2.00	MASIVO
F-2	0.60-2.00	POCO FRACTURADO
F-3	0.20-0.60	FRACTURADO
F-4	0.06-0.20	MUY FRACTURADO
F-5	<0.06	TRITURADO

**DENSIDAD, POROSIDAD Y ABSORCIÓN
ASTM C97**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 2: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Ciente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Fecha: 26/10/2020

ID Lab.	Estribo	Sondaje / Muestra	Profundidad (m)	Densidad (g/cm ³)	Porosidad (%)	Absorción (%)
D279	IZQUIERDO	P-1 / M-1	7.00-8.00	2.54	3.21	1.26
D282	DERECHO	P-2 / M-2	6.00-8.00	2.46	8.10	3.30

Observaciones:

Realizado por: F A

Revisado por: R Z/JE

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012-C**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 2: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Id Lab: D279

Estribo: IZQUIERDO

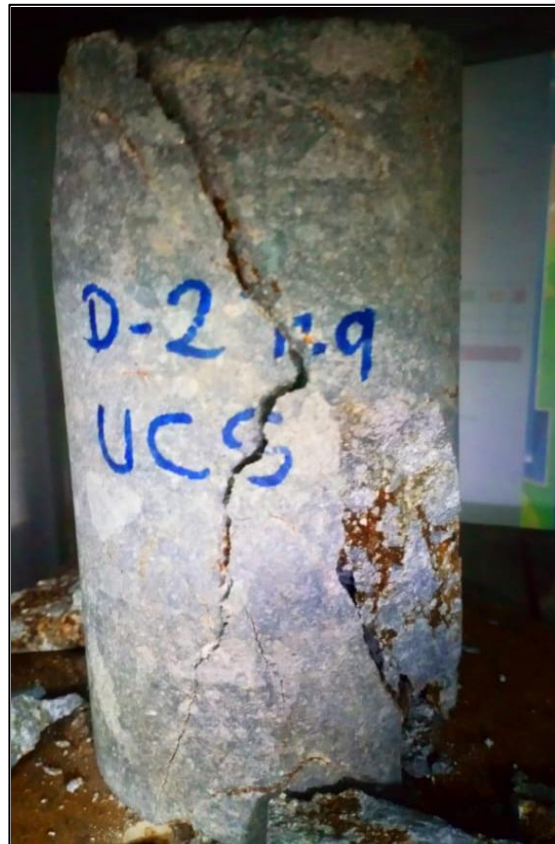
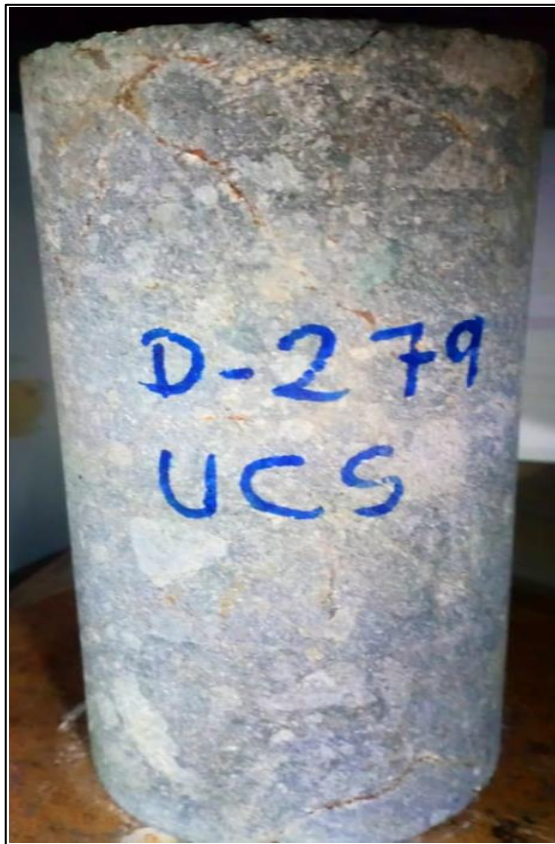
Profundidad (m): 7.0-8.0

Sondaje: P-1

Fecha: 23/10/2020

Muestra : M-1

DATOS INICIALES				RESULTADOS	
Longitud	Diámetro	Esbeltez	Factor de corrección	Fuerza	Resistencia a la Compresión No Confinada-cc
(cm)	(cm)	(L/D)		(kgf)	(MPa)
12.88	6.34	2.0	1.0	3681	11.4



Observaciones:

Realizado por: GS

Revisado por: RZ/JE

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012-C**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 2: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Ciente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Id Lab: D282

Estribo: DERECHO

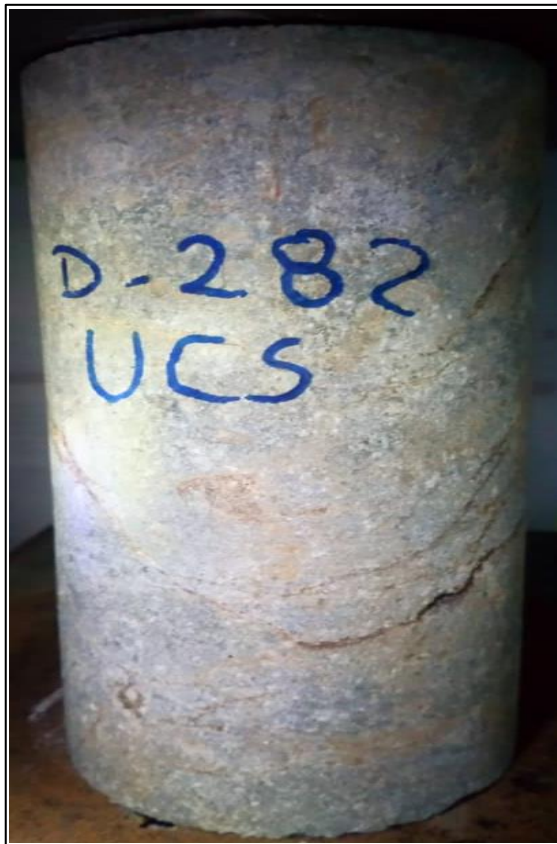
Profundidad (m): 6.0-8.0

Sondaje: P-2

Fecha: 23/10/2020

Muestra : M-1

DATOS INICIALES				RESULTADOS	
Longitud	Diámetro	Esbeltez	Factor de corrección	Fuerza	Resistencia a la Compresión No Confinada-cc
(cm)	(cm)	(L/D)		(kgf)	(MPa)
12.82	6.35	2.0	1.0	4609	14.3



Observaciones:

Realizado por: GS

Revisado por: RZ/JE

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 2: PUENTE CHAGAGANDA Y ACCESOS, PUENTE LA ROCA Y ACCESOS, PUENTE QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE PAM PAM Y ACCESOS.

Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Id Lab: D156

Estribo: DERECHO

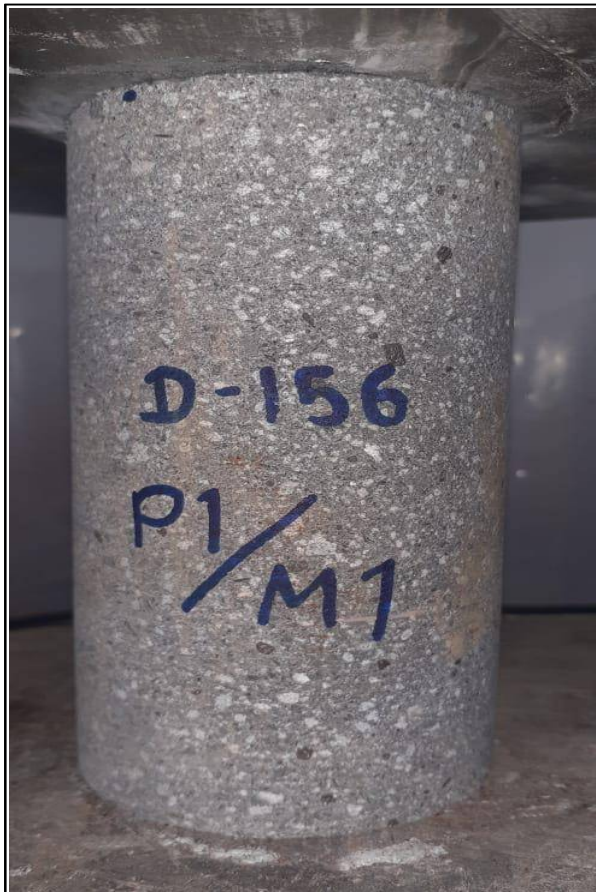
Profundidad (m): 2.40-3.00

Sondaje: P-2

Fecha: 18/09/2020

Muestra : M-1

DATOS INICIALES				RESULTADOS	
Longitud	Diámetro	Esbeltez	Factor de corrección	Fuerza	Resistencia a la Compresión No Confinada- σ_c
(cm)	(cm)	(L/D)		(kgf)	(MPa)
12.83	6.27	2.0	1.0	41197	130.8



Observaciones:

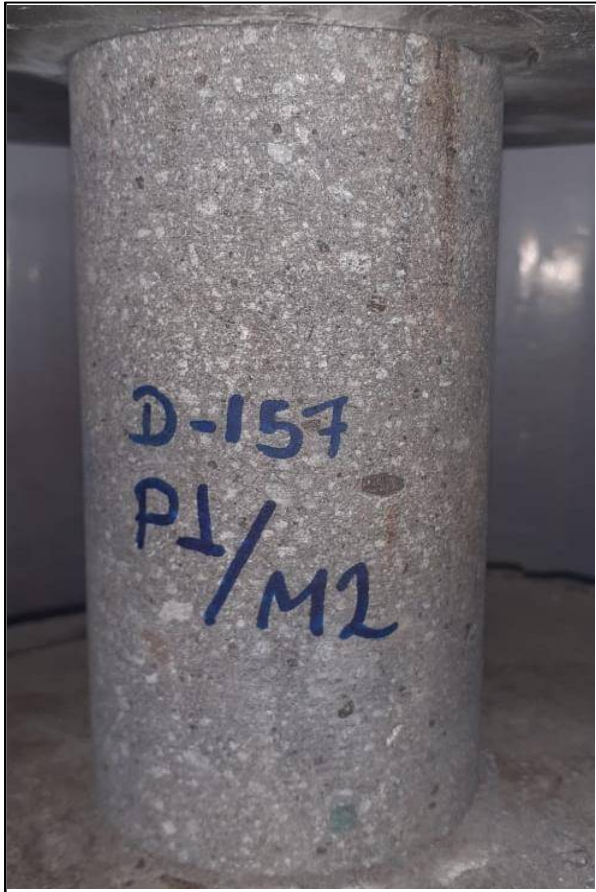
Realizado por: GS

Revisado por: RZ/JCH

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012-C**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.
Obra 2: PUENTE CHAGAGANDA Y ACCESOS, PUENTE LA ROCA Y ACCESOS, PUENTE QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE PAM PAM Y ACCESOS.
Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.
Puente : SHIRACBALL **N° de Informe:** RZLAB-2020-027
Ubicación : LA LIBERTAD **Id Lab:** D157
Estribo: DERECHO **Profundidad (m) :** 1.000
Sondaje: P-2 **Fecha:** 18/09/2020
Muestra : A1'

DATOS INICIALES				RESULTADOS	
Longitud	Diámetro	Esbeltez	Factor de corrección	Fuerza	Resistencia a la Compresión No Confinada-oc
(cm)	(cm)	(L/D)		(kgf)	(MPa)
12.85	6.31	2.0	1.0	46050	144.3



Observaciones:

Realizado por: GS

Revisado por: RZ/JCH

**TRACCIÓN INDIRECTA
(ASTM D3967)**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 2: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente: SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación: LA LIBERTAD

Id Lab: D280

Estribo: IZQUIERDO

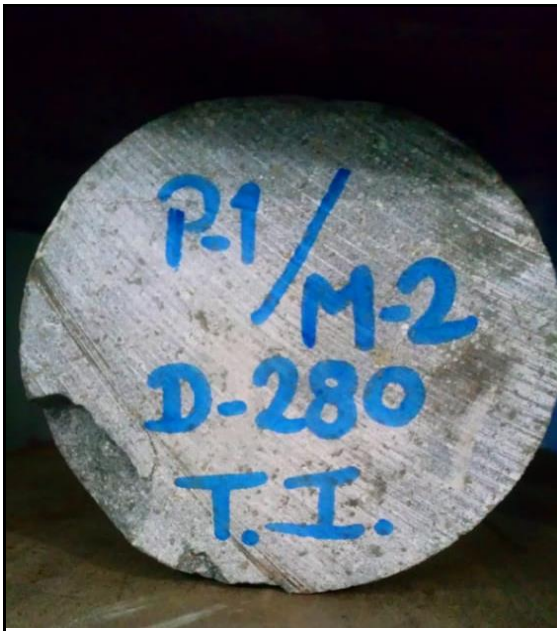
Profundidad (m): 7.00-8.00

Sondaje: P-1

Fecha: 4/11/2020

Muestra : M-1

DATOS			RESULTADOS	
Longitud (cm)	Diámetro (cm)	Esbeltez (L/D)	Fuerza (kgf)	Resistencia σ (MPa)
3.43	6.35	0.54	1744	5.0



ANTES



DESPUÉS

Observaciones:

Realizado por: FA

Revisado por: RZ

**TRACCIÓN INDIRECTA
(ASTM D3967)**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 2: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente: SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación: LA LIBERTAD

Id Lab: D283

Estribo: DERECHO

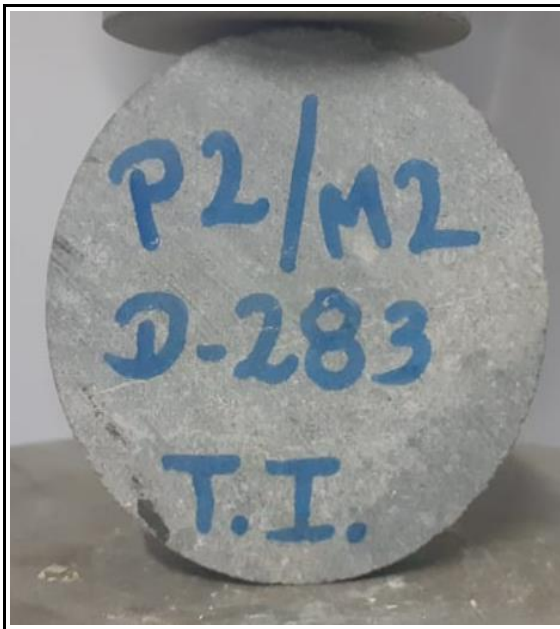
Profundidad (m): 6.00-8.00

Sondaje: P-2

Fecha: 4/10/2020

Muestra : M-2

DATOS			RESULTADOS	
Longitud (cm)	Diámetro (cm)	Esbeltez (L/D)	Fuerza (kgf)	Resistencia σ (MPa)
3.18	6.33	0.50	2356	7.3



ANTES



DESPUÉS

Observaciones:

Realizado por: FA

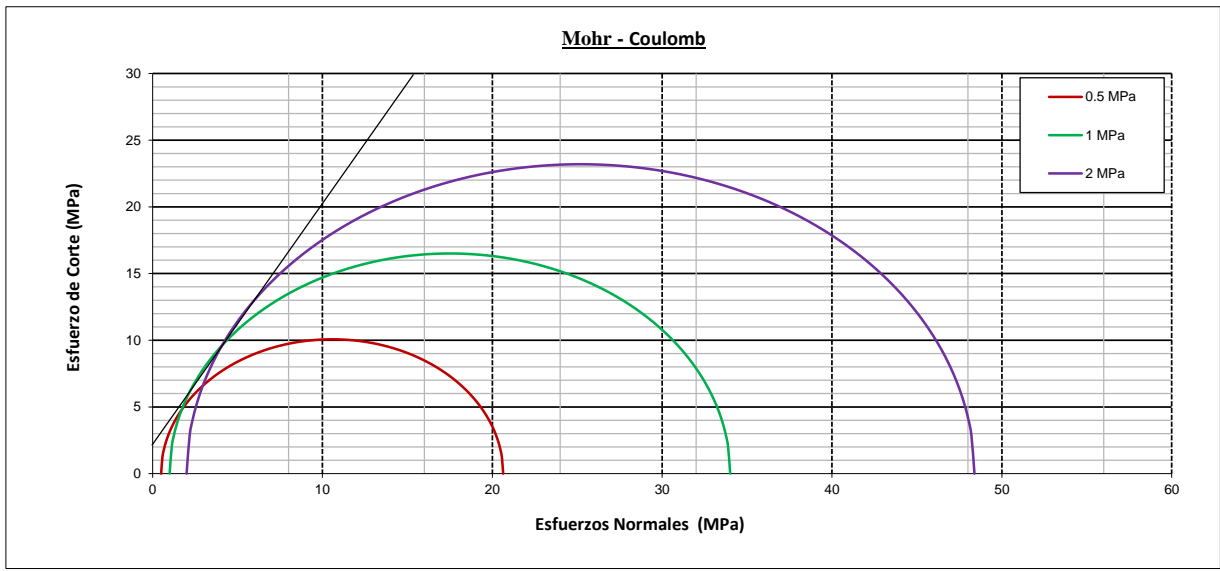
Revisado por: RZ

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012- A**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.
Obra 2: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.
Ciente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.
Puente : SHIRACBALL **N° de Informe:** RZLAB-2020-027
Ubicación : LA LIBERTAD **ID Lab:** D280
Estribo: IZQUIERDO **Prof. (m):** 10.00-11.10
Sondaje P-1 **Fecha:** 4/10/2020
Muestra: M-2

PARÁMETROS DE RESISTENCIA	
COHESIÓN (MPa)	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)
2.3	59.9

DATOS DE MUESTRA							
Especimen	1	2	3	4	5	6	7
Altura (cm)	12.9	13.0	13.0				
Diámetro (cm)	6.3	6.3	6.3				
Relación (L/D)	2.0	2.1	2.1				
Confinamiento (MPa)	0.5	1.0	2.0				
Esfuerzo Máximo (MPa)	20.6	34.0	48.4				
Constante "mi" :	5.13						
Falla	Mat./Diac.	Mat./Diac.	Mat./Diac.				



Observaciones:

Realizado por: GS Revisado por: RZ

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012- A**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 3: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Id Lab: D280

Estribo: IZQUIERDO

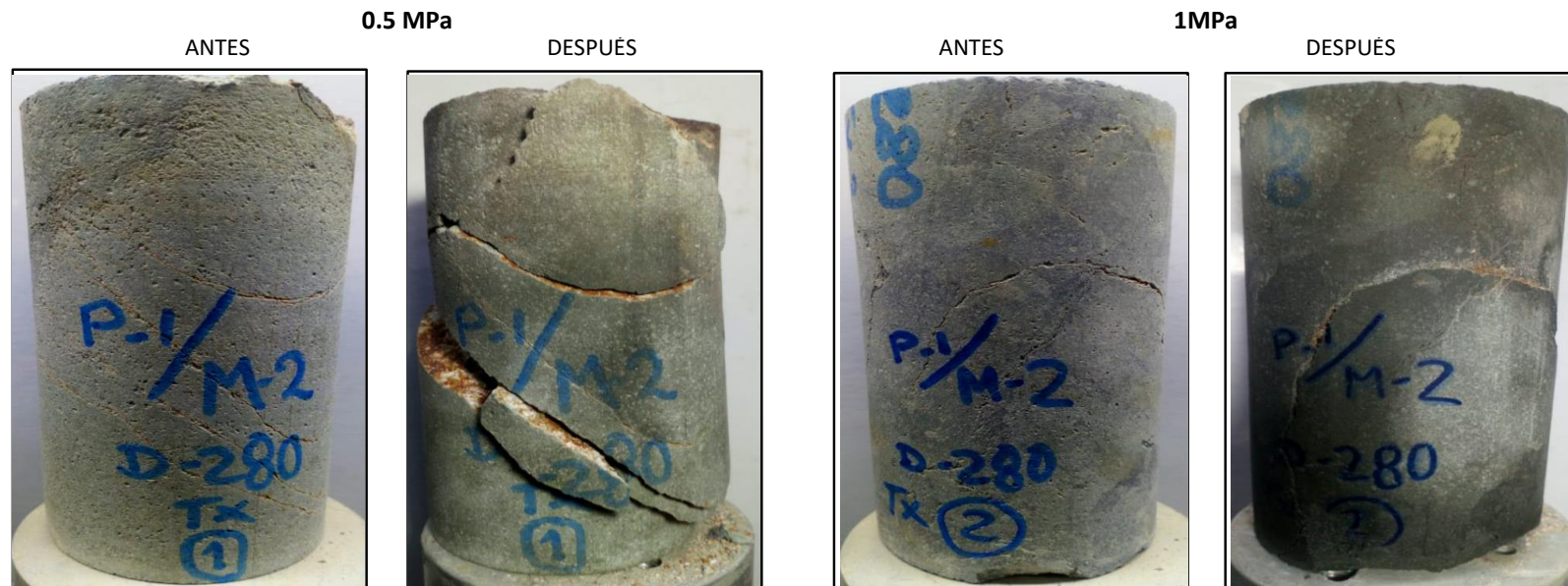
Profundidad (m.): 10.00-11.10

Sondaje: P-1

Fecha: 4/10/2020

Muestra: M-2

REGISTRO FOTOGRÁFICO



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012- A**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 3: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Ciente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Id Lab: D280

Estribo: IZQUIERDO

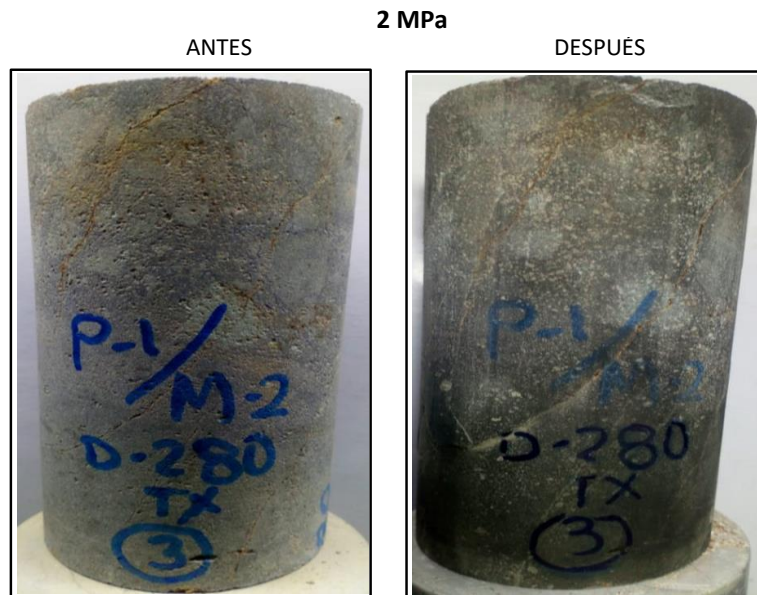
Profundidad (m.): 10.00-11.10

Sondaje: P-1

Fecha: 4/10/2020

Muestra: M-2

REGISTRO FOTOGRÁFICO

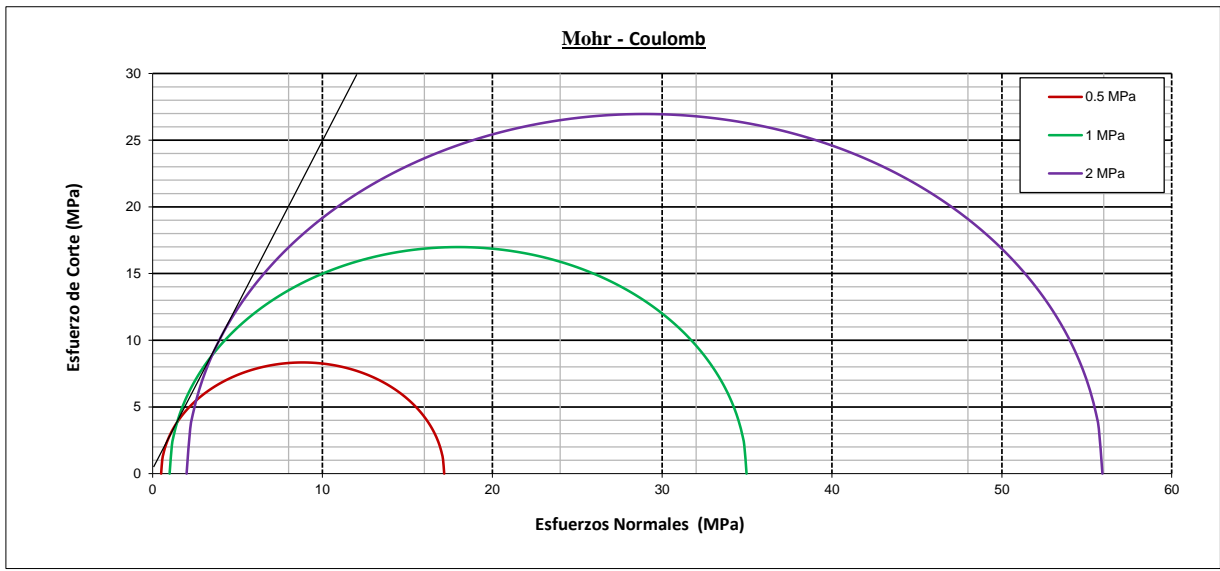


**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012- A**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.
Obra 2: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.
Ciente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.
Puente : SHIRACBALL **N° de Informe:** RZLAB-2020-027
Ubicación : LA LIBERTAD **ID Lab:** D283
Estribo: IZQUIERDO **Prof. (m):** 10.00-11.10
Sondaje P-1 **Fecha:** 4/10/2020
Muestra: M-2

PARÁMETROS DE RESISTENCIA	
COHESIÓN (MPa)	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)
0.73	63.1

DATOS DE MUESTRA							
Especimen	1	2	3	4	5	6	7
Altura (cm)	12.9	12.4	13.1				
Diámetro (cm)	6.3	6.3	6.3				
Relación (L/D)	2.0	2.0	2.1				
Confinamiento (MPa)	0.5	1.0	2.0				
Esfuerzo Máximo (MPa)	17.2	35.0	55.9				
Constante "mi" :	3.762						
Falla	Mat./Diac.	Mat./Diac.	Mat./Diac.				



Observaciones:

Realizado por: GS Revisado por: RZ

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012- A**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 3: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Id Lab: D283

Estribo: IZQUIERDO

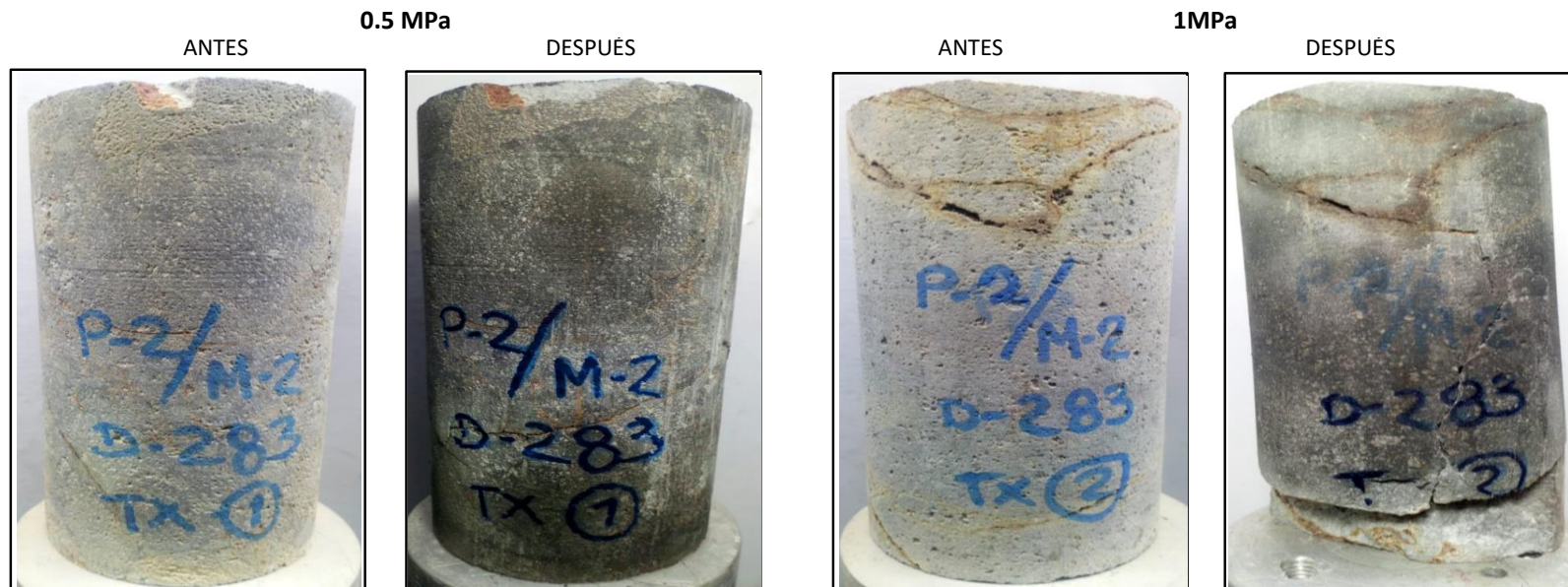
Profundidad (m.): 10.00-11.10

Sondaje: P-1

Fecha: 4/10/2020

Muestra: M-2

REGISTRO FOTOGRÁFICO



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL - TESTIGOS DE ROCA
ASTM D7012- A**

Proyecto : REHABILITACIÓN DE PUENTES PAQUETE 4 - LA LIBERTAD.

Obra 3: PUENTE EL QUINUAL Y ACCESOS, PUENTE CRUZ PAMPA Y ACCESOS, PUENTE PASAMBARA Y ACCESOS, PUENTE SHIRACBALL Y ACCESOS.

Cliente : MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES.

Puente : SHIRACBALL

N° de Informe: RZLAB-2020-027

Ubicación : LA LIBERTAD

Id Lab: D283

Estribo: IZQUIERDO

Profundidad (m.): 10.00-11.10

Sondaje: P-1

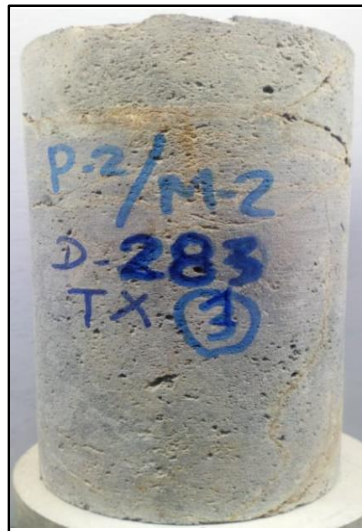
Fecha: 4/10/2020

Muestra: M-2

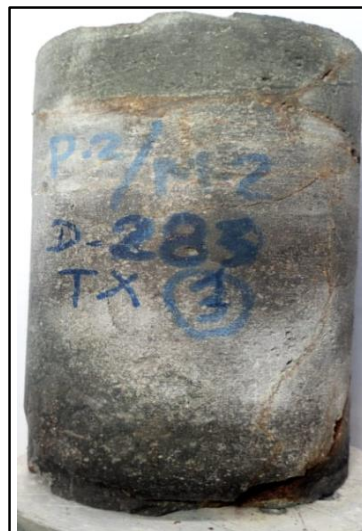
REGISTRO FOTOGRÁFICO

2 MPa

ANTES



DESPUÉS





UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
ESCUELA DE INGENIERÍA GEOLÓGICA GEOTÉCNIA

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
MARTILLO SCHMIDT

Código : **EG-02**
Proyecto : **ANISOTROPÍA DEL MACIZO ROCOSO EN ROTURA DE TALUDES VÍA ELEMENTOS FINITOS PARA EL PUENTE SHIRACBALL SANTIAGO DE CHUCO-LA LIBERTAD**
Ubicación : **Santiago de Chuco - La Libertad**
Fecha : **10/10/2021**
Zona : **Estribo Derecho del Puente**
Tipo de Roca : **Andesita**
Realizado : **Diaclasas Sanas**

N°	R	Angulo de Inclinación	Factor de Corrección	R (corregido)	Densidad KN/m ³	Resistencia MN/m ²
1	52	43	0,984	51,192	25,00	136,8
2	54	43	0,984	53,161	25,00	151,2
3	57	43	0,984	56,115	25,00	175,6
4	59	45	0,983	57,997	25,00	193,2
5	49	45	0,983	48,167	25,00	117,4
6	50	45	0,983	49,150	25,00	123,4
7	44	45	0,983	43,252	25,00	91,5
8	46	45	0,983	45,218	25,00	101,1
9	46	43	0,984	45,285	25,00	101,5
10	47	43	0,984	46,270	25,00	106,6
11	52	55	0,976	50,735	25,00	133,7
12	53	55	0,976	51,710	25,00	140,5
13	42	55	0,976	40,978	25,00	81,6
14	45	50	0,979	44,070	25,00	95,4
15	42	50	0,979	41,132	25,00	82,2
16	44	50	0,979	43,091	25,00	90,8
17	50	55	0,976	48,783	25,00	121,1
18	53	55	0,976	51,710	25,00	140,5
19	42	55	0,976	40,978	25,00	81,6
20	43	55	0,976	41,954	25,00	85,7

Resistencia (MN/m ²)	máx.	193,2
	mín.	81,6
	Promedio	117,6



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
ESCUELA DE INGENIERÍA GEOLÓGICA GEOTÉCNIA

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
MARTILLO SCHMIDT

Codigo : EG-02
Proyecto : ANISOTROPÍA DEL MACIZO ROCOSO EN ROTURA DE TALUDES VÍA ELEMENTOS FINITOS PARA EL PUENTE SHIRACBALL SANTIAGO DE CHUCO-LA LIBERTAD
Ubicación : Santiago de Chuco - La Libertad
Fecha : 10/10/2021
Zona : Estribo Derecho del Puente
Tipo de Roca : Andesita
Realizado : Diaclasas Poco Alterada

N°	R	Angulo de Inclinación	Factor de Corrección	R (corregido)	Densidad KN/m ³	Resistencia MN/m ²
1	46	43	0,984	45,285	25,00	101,5
2	49	43	0,984	48,239	25,00	117,8
3	52	43	0,984	51,192	25,00	136,8
4	54	45	0,983	53,082	25,00	150,6
5	45	45	0,983	44,235	25,00	96,2
6	45	45	0,983	44,235	25,00	96,2
7	40	45	0,983	39,320	25,00	75,0
8	41	45	0,983	40,303	25,00	78,8
9	41	43	0,984	40,363	25,00	79,1
10	42	43	0,984	41,348	25,00	83,1
11	47	55	0,976	45,856	25,00	104,4
12	48	55	0,976	46,832	25,00	109,7
13	38	55	0,976	37,075	25,00	66,9
14	40	50	0,979	39,173	25,00	74,4
15	39	50	0,979	38,194	25,00	70,8
16	40	50	0,979	39,173	25,00	74,4
17	45	55	0,976	43,905	25,00	94,6
18	53	55	0,976	51,710	25,00	140,5
19	37	55	0,976	36,100	25,00	63,7
20	38	55	0,976	37,075	25,00	66,9

Resistencia (MN/m ²)	máx.	150,6
	mín.	63,7
	Promedio	94,1

ANEXO 5:

EVALUACIÓN GEOMECÁNICA DEL AFLORAMIENTO

CLASIFICACION GEOMECANICA EG-01

PROYECTO: ANISOTROPIA DEL MACIZO ROCOSO EN ROTURA DE TALUDES VÍA ELEMENTOS FINITOS PARA EL PUENTE SHIRACBALL

REGISTRADO: C.R.O

REVISADO: M.C.M

SOLICITANTE:

FECHA: Octubre 2021

HOJA: 1

UBICACIÓN:	Puente Shiracball
LITOLOGÍA:	Andesita
ESTACION:	EG-01

IMAGEN ESTACIÓN



CLASIFICACION RMR (ROCK MASS RATING)-BIENIAWSKI,1989							
Sistema RMR	PARAMETROS		CARACTERISTICAS	RMR BASICO (RMR b) *		RMR CORREGIDO (RMR c) **	
	1	Resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta (Mpa) σ_c	100-250	12		7	
	2	ROD (%)	50-75	13		13	
	3	Espaciamiento (m) J_s	0.2-0.6	10		10	
	4	Condición de discontinuidad J_c	Persistencia (m)	1.0-3.0	4	12	12
			Abertura (mm)	1.0- 5.0	1		
			Relleno	Duro <5 mm	1		
			Rugosidad	Algo Rugoso	3		
			Alteración	Moderadamente	3		
	5	Agua subterránea G_w	Ligeramente húmedo	10		10	
RMRb89=				57	52		
Ajuste por Orientación de Discontinuidades en Taludes (Jo)					-5		
Orientación del Rb. y Bz.	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable		
Puntaje	0	-5	-25	-50	-60		
RMR FINAL (RMR f)					47		
CLASE DE MACIZO ROCOSO					MEDIA - CLASE III		
CORRELACION CON GSI							
		GSI= RMR-5			52		

CLASIFICACION GEOMECANICA EG-02

PROYECTO: ANISOTROPIA DEL MACIZO ROCOSO EN ROTURA DE TALUDES VIA ELEMENTOS FINITOS PARA EL PUENTE SHIRACBALL

REGISTRADO: C.R.O

REVISADO: M.C.M

SOLICITANTE:

FECHA: Octubre 2021

HOJA: 1

UBICACION:	Puente Shiracball
LITOLOGIA:	Andesita
ESTACION:	EG-02

IMAGEN ESTACION



CLASIFICACION RMR (ROCK MASS RATING)-BIENIAWSKI,1989

Sistema RMR	PARAMETROS		CARACTERISTICAS	RMR BASICO (RMR b) *		RMR CORREGIDO (RMR c) **
	1	Resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta (Mpa) σ_c		100-250	12	
2	ROD (%)		50-75	13		13
3	Espaciamiento (m) J_s		0.2-0.6	10		10
4	Condición de discontinuidad J_c	Persistencia (m)	1.0-3.0	4	17	17
		Abertura (mm)	1.0- 5.0	1		
		Relleno	Duro <5 mm	4		
		Rugosidad	Algo Rugoso	3		
		Alteración	Ligeramente	5		
5	Agua subterránea G_w		Ligeramente húmedo	10		10
RMRb89=				62		62
Ajuste por Orientación de Discontinuidades en Taludes (Jo)						-5
Orientación del Rb. y Bz.	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable	
Puntaje	0	-5	-25	-50	-60	
RMR FINAL (RMR f)						57
CLASE DE MACIZO ROCOSO						MEDIA - CLASE III
CORRELACION CON GSI						
GSI= RMR-5						57

CLASIFICACION GEOMECANICA EG-03

PROYECTO: ANISOTROPIA DEL MACIZO ROCOSO EN ROTURA DE TALUDES VIA ELEMENTOS FINITOS PARA EL PUENTE SHIRACBALL

REGISTRADO: C.R.O

REVISADO: M.C.M

SOLICITANTE:

FECHA: Octubre 2021

HOJA: 1

UBICACIÓN:	Puente Shiracball
LITOLOGÍA:	Andesita
ESTACION:	EG-03

IMAGEN ESTACIÓN

CLASIFICACION RMR (ROCK MASS RATING)-BIENIAWSKI,1989

Sistema RMR	PARAMETROS		CARACTERISTICAS	RMR BASICO (RMR b) *		RMR CORREGIDO (RMR c) **
	1	Resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta (Mpa) σ_c		100-50	7	
2	ROD (%)		50-75	13		13
3	Espaciamiento (m) J_s		0.2-0.6	10		10
4	Condición de discontinuidad J_c	Persistencia (m)	1.0-3.0	4	10	10
		Abertura (mm)	>5.0	0		
		Relleno	Blando >5 mm	0		
		Rugosidad	Algo Rugoso	3		
		Alteración	Moderadamente	3		
5	Agua subterránea G_w		Húmedo	10		10
RMRb89=				50		50
Ajuste por Orientación de Discontinuidades en Taludes (Jo)						-5
Orientación del Rb. y Bz.	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable	
Puntaje	0	-5	-25	-50	-60	
RMR FINAL (RMR f)						45
CLASE DE MACIZO ROCOSO						MEDIA - CLASE III
CORRELACION CON GSI						
		GSI= RMR-5				45



ANEXO 6:

ANÁLISIS DE PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA

PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA PARA EG-01

Figura 1: Proyección Estereográfica en Mapeos de Superficie EG-01 talud margen izquierda aguas abajo del puente.

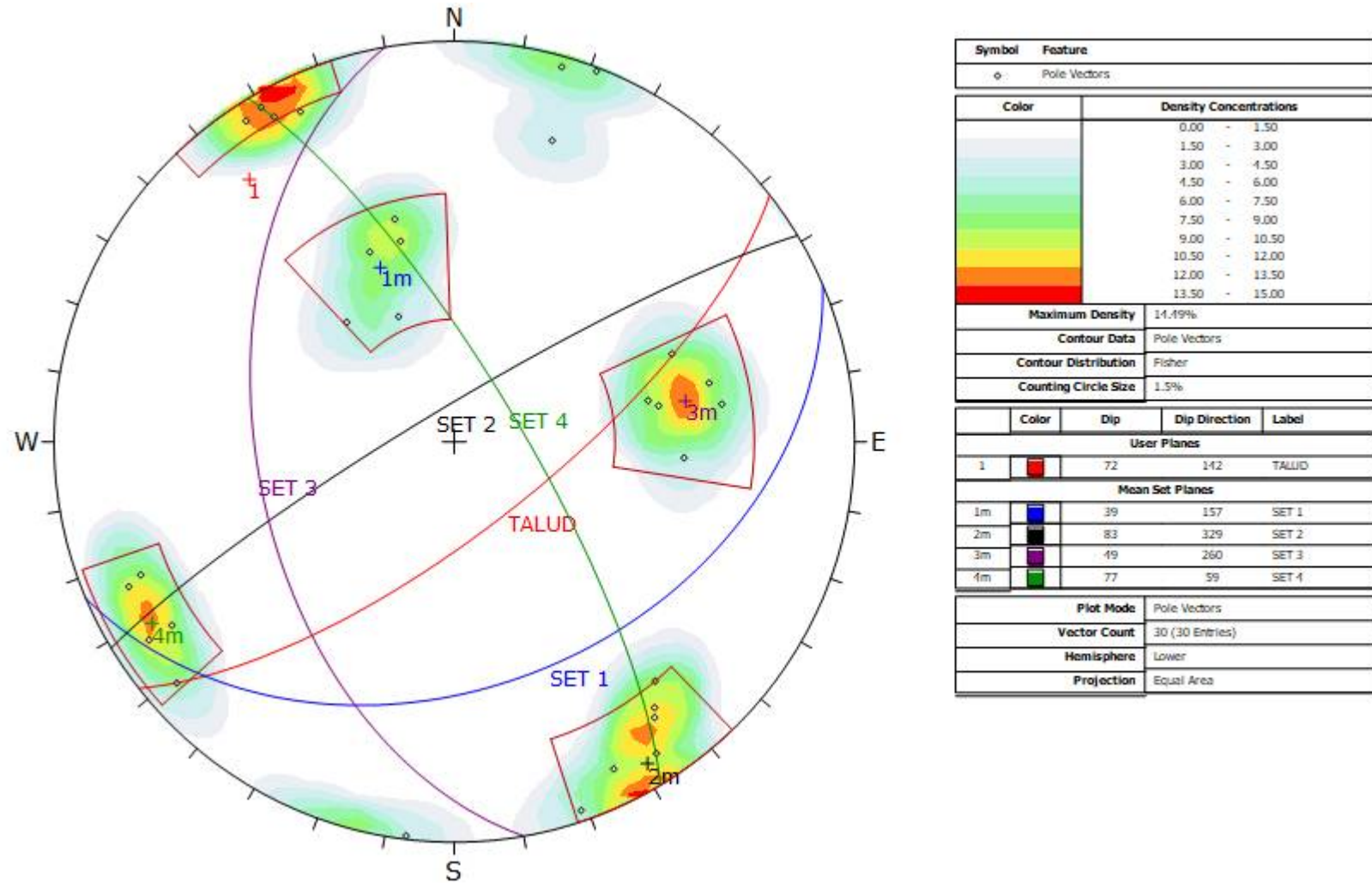
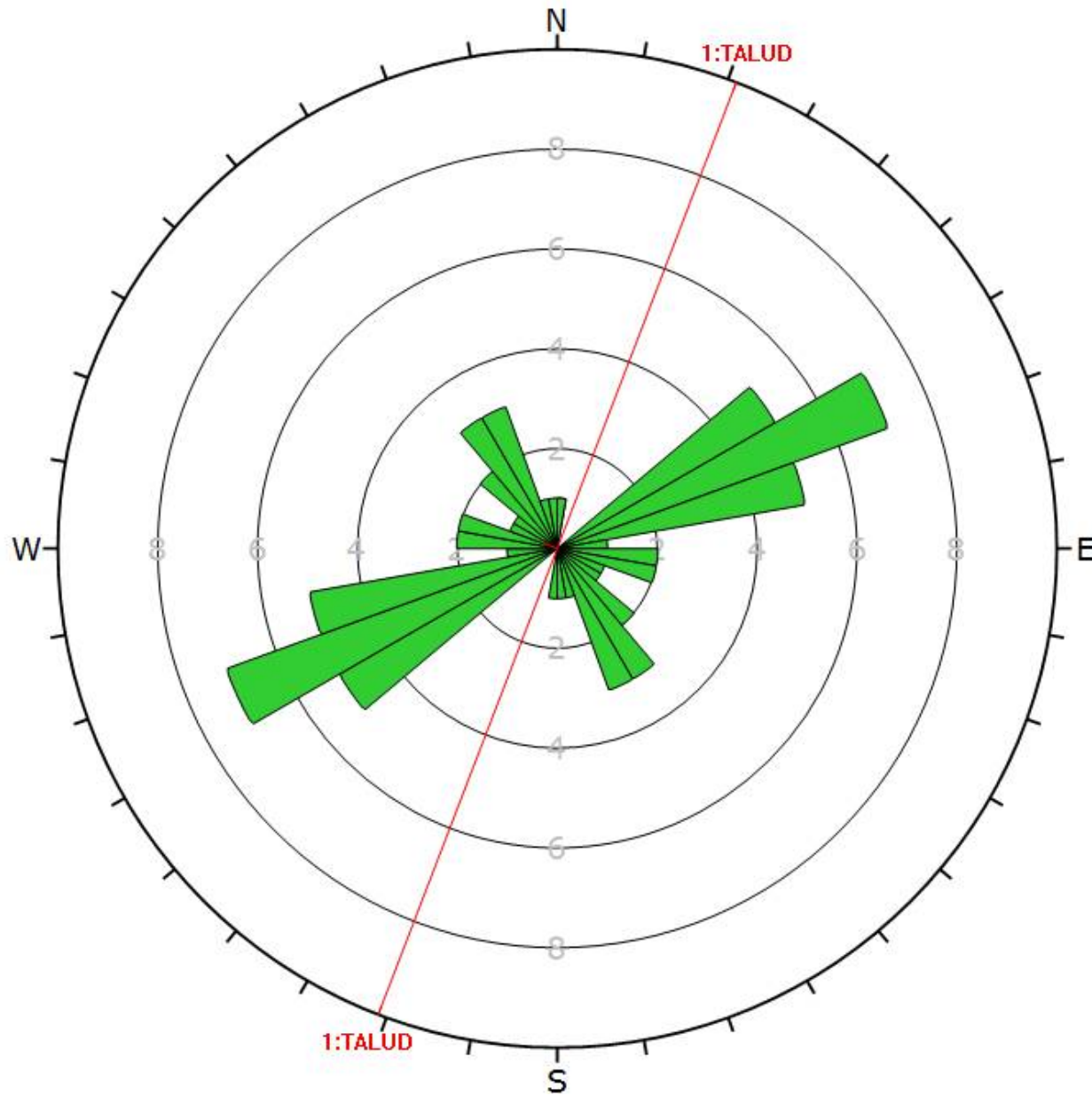


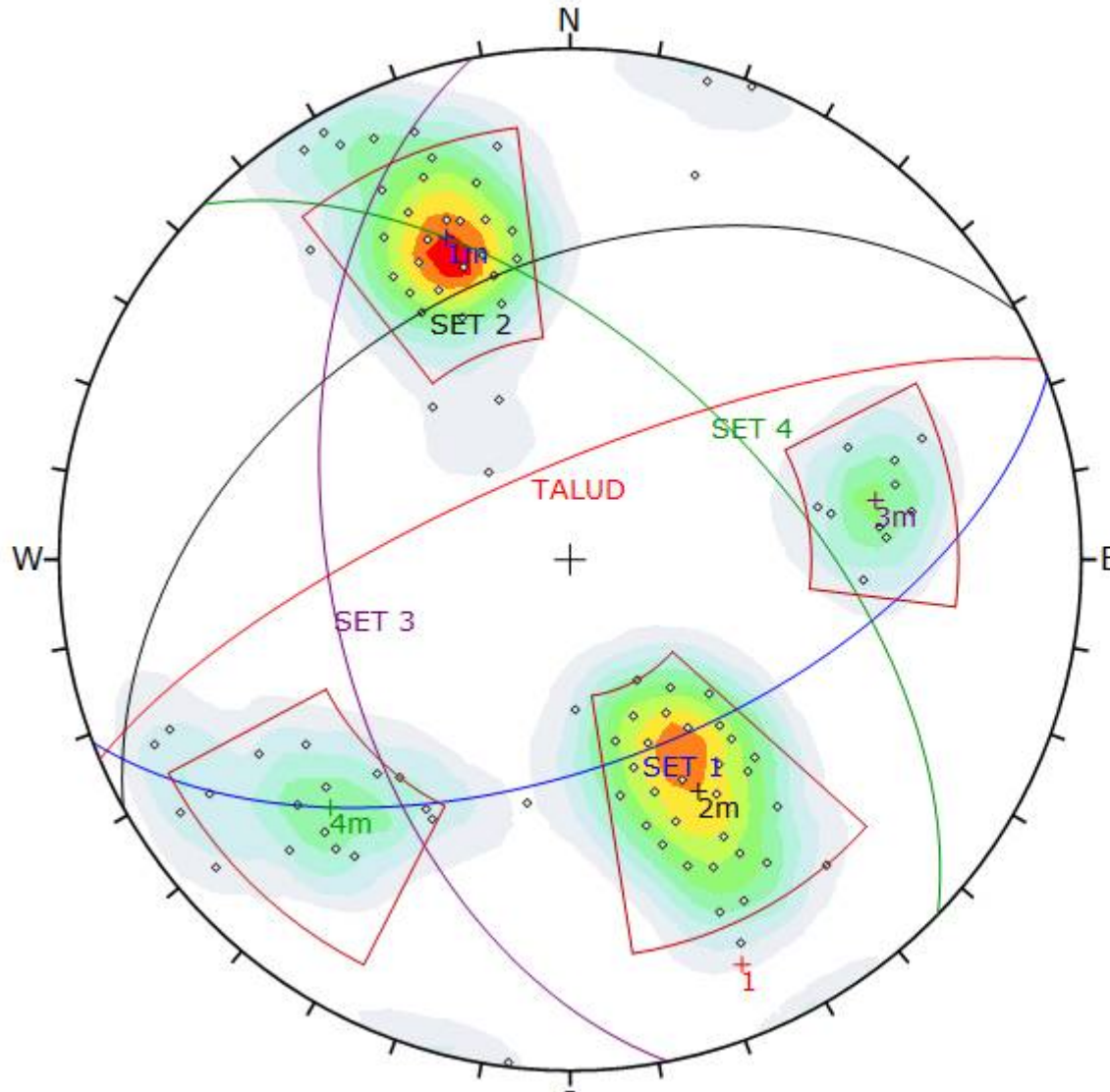
Figura 2: Diagrama de roseta de la EG-01 talud margen izquierda aguas abajo del puente.



Plot Mode	Rosette
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	90.0
Bin Size	10°
Outer Circle	10 planes per arc
Planes Plotted	35
Minimum Angle To Plot	45.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°

PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA PARA EG-02

Figura 1: Proyección Estereográfica en Mapeos de Superficie EG-02 para el talud de acceso margen derecho del puente.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

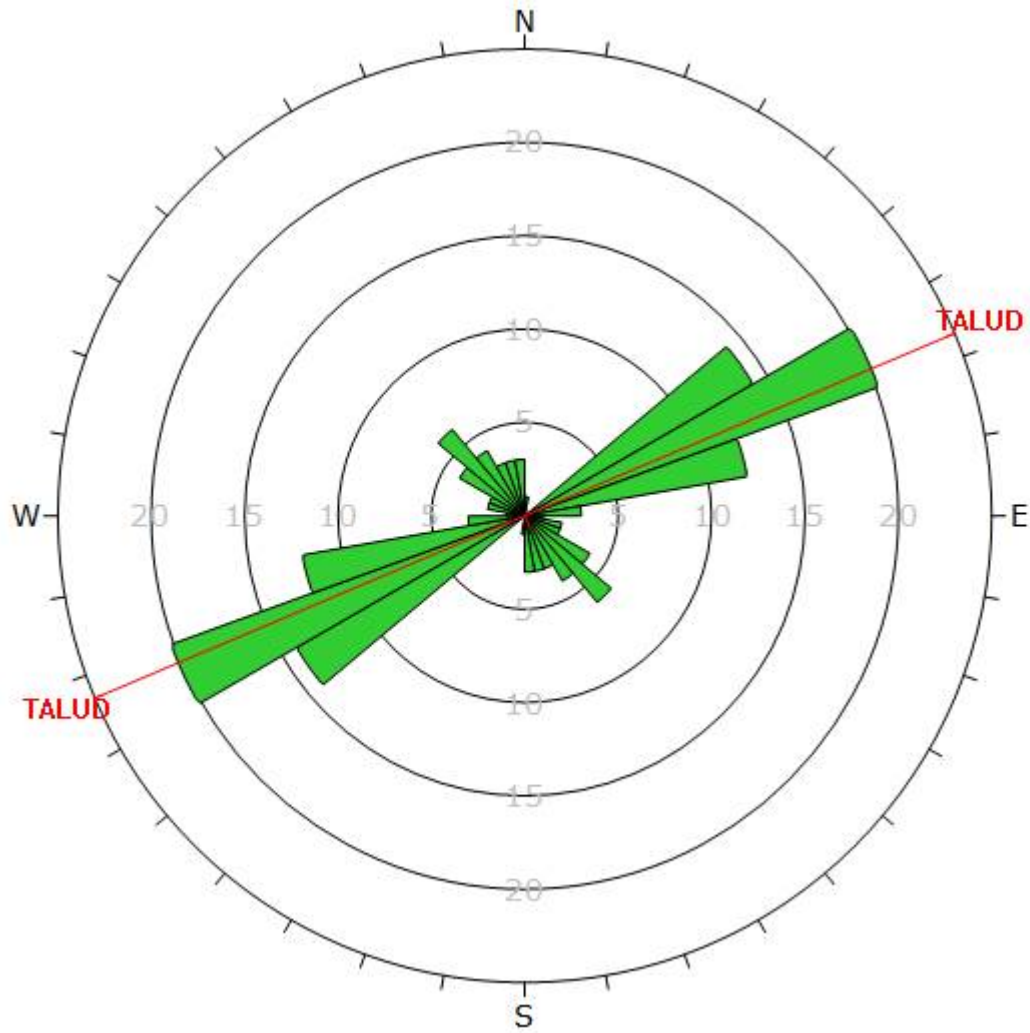
Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.30
	1.30 - 2.60
	2.60 - 3.90
	3.90 - 5.20
	5.20 - 6.50
	6.50 - 7.80
	7.80 - 9.10
	9.10 - 10.40
	10.40 - 11.70
	11.70 - 13.00

Maximum Density	12.52%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.5%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1		75	337	TALUD
Mean Set Planes				
1m		57	159	SET 1
2m		43	331	SET 2
3m		51	259	SET 3
4m		57	44	SET 4

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	96 (96 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

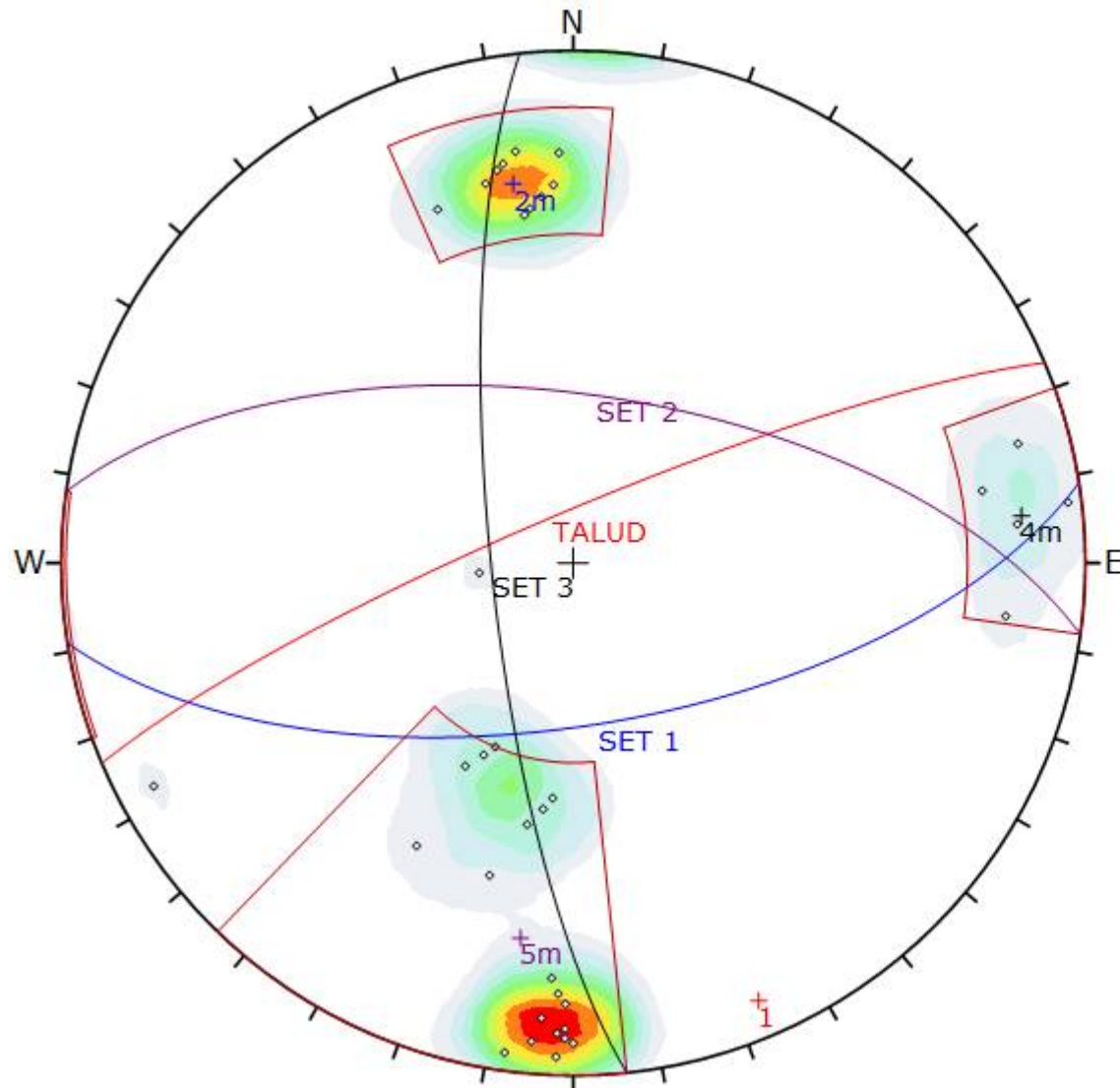
Figura 2: Diagrama de roseta de la EG-02 talud de acceso margen derecho del puente.



Plot Mode	Rosette
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	90.0
Bin Size	10°
Outer Circle	25 planes per arc
Planes Plotted	78
Minimum Angle To Plot	15.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°

PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA PARA EG-03

Figura 1: Proyección Estereográfica en Mapeos de Superficie EG-03 para el talud de acceso a la margen derecha aguas abajo del puente.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

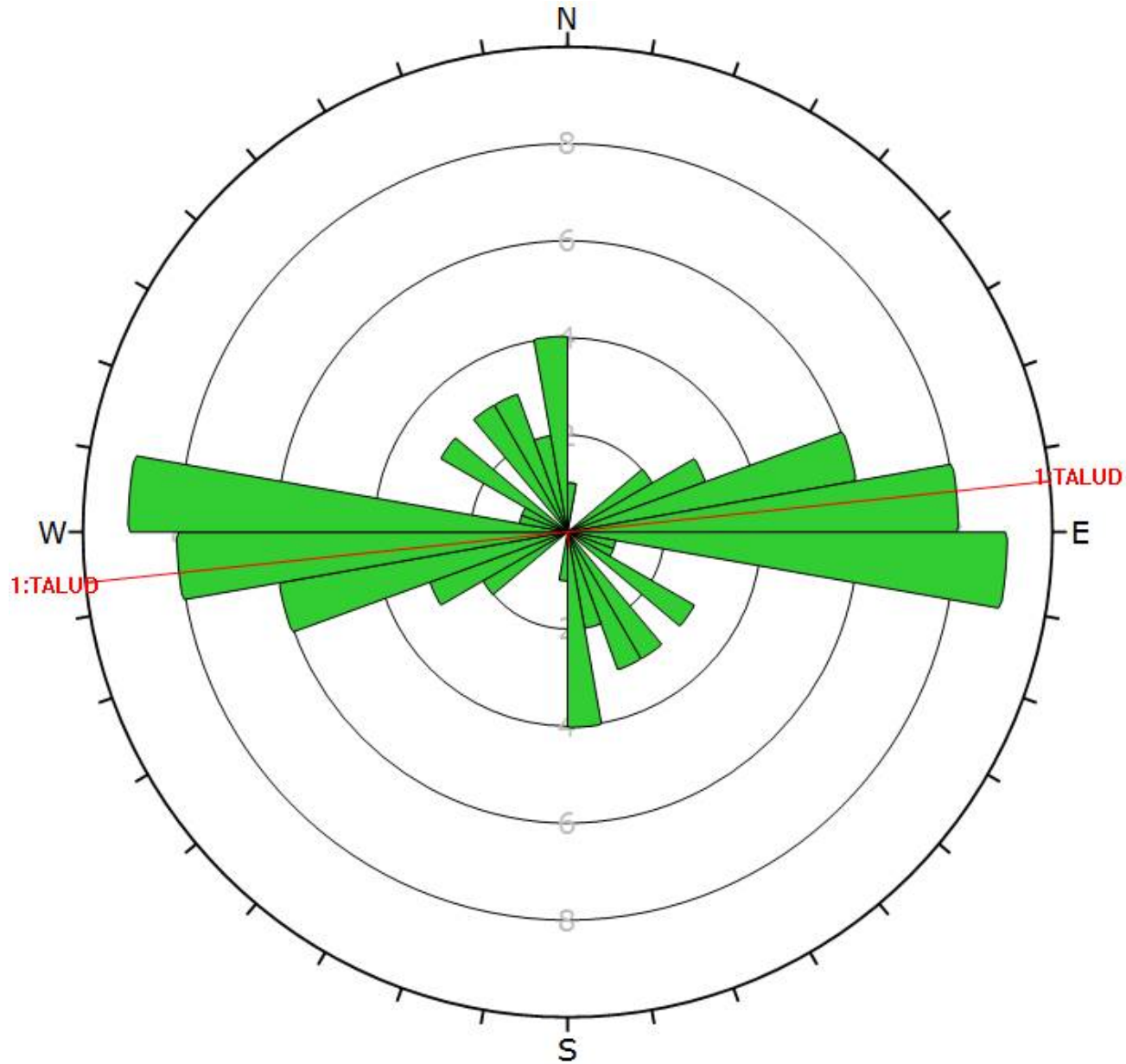
Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.70
	2.70 - 5.40
	5.40 - 8.10
	8.10 - 10.80
	10.80 - 13.50
	13.50 - 16.20
	16.20 - 18.90
	18.90 - 21.60
	21.60 - 24.30
	24.30 - 27.00

Maximum Density	26.32%
Contour Data	Pole Vectors
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.5%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	82	337	TALUD
Mean Set Planes				
2m	■	64	171	SET 1
4m	■	77	264	SET 3
5m	■	63	8	SET 2

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	36 (36 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

Figura 2: Diagrama de roseta de la EG-03 talud de acceso a la margen derecha aguas abajo del puente.



Plot Mode	Rosette
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	90.0
Bin Size	10°
Outer Circle	10 planes per arc
Planes Plotted	46
Minimum Angle To Plot	45.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°

ANEXO 7:

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES Y
EL MACIZO ROCOSO

ANEXO: PARÁMETROS DE RESISTENCIA MECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN DISCONTINUIDADES POR EL MÉTODO BARTON Y BANDIS

DATOS DE INGRESO

R: 50
r: 43

JRC0 7
Ln 6.5
L0 0.1
JCS0 130

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20\left(\frac{r}{R}\right)$$

$$\phi_b = 32$$

$$\phi_r = 29.2$$

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02 JRC_0}$$

$$JRC_n = 3.90$$

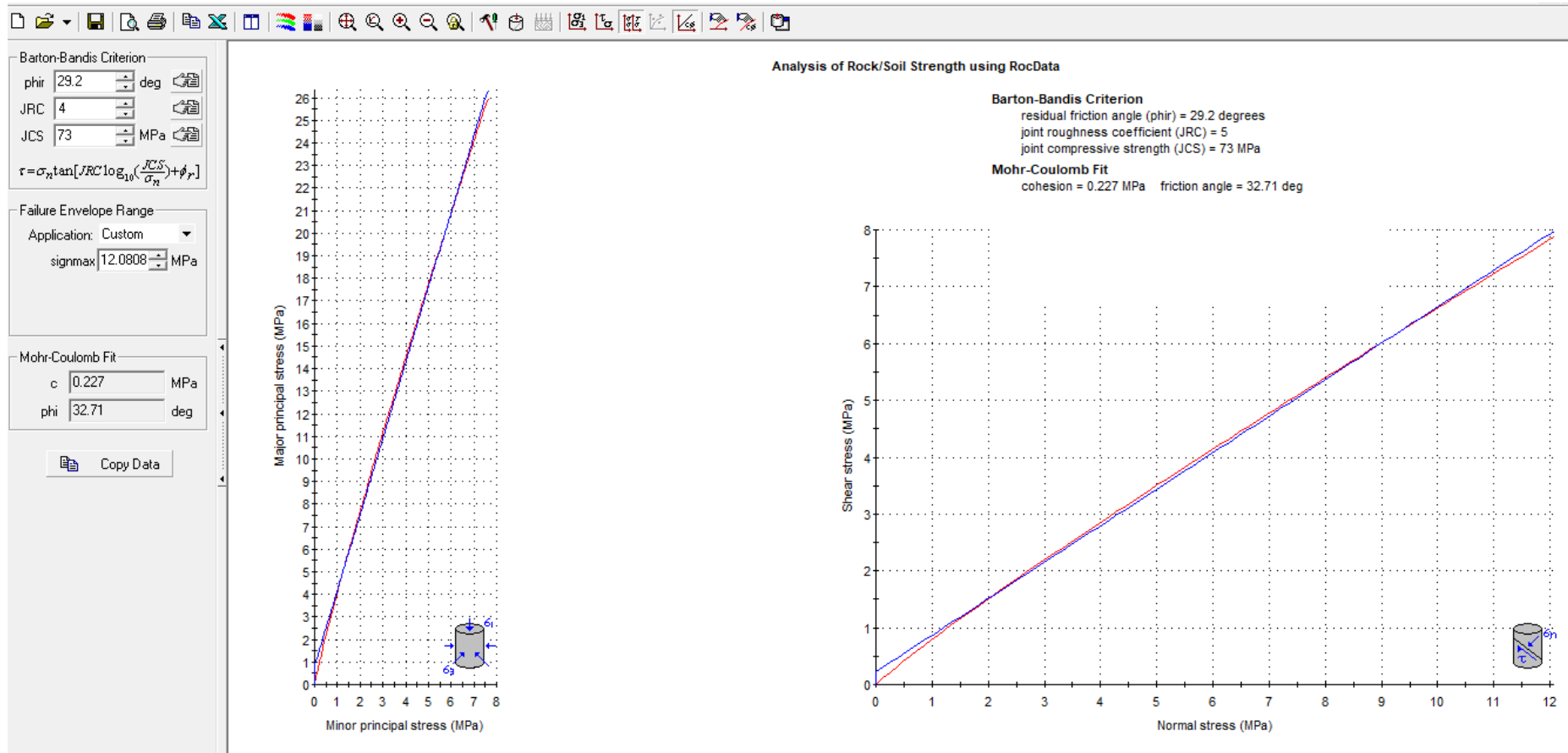
$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02 JRC_0}$$

$$JCS_n = 72.47$$

Una vez obtenido el ángulo de fricción residual a partir del ángulo de fricción básico con los números de rebotes obtenidos con el martillo de Schmidt (R y r). Después se realizó la corrección del factor de rugosidad (JRCn) y el factor de resistencia (JCSn) corregida de acuerdo al promedio de la persistencia más representativa.

Los factores estimados en la parte superior serán usados en el software Rock Data V4, para estimar el parámetro de resistencia de las discontinuidades, tal como se puede observar en la siguiente figura.

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN DISCONTINUIDADES POR EL MÉTODO BARTON Y BANDIS



COHESIÓN: 0.227 Mpa y ÁNGULO DE FRICCIÓN: 32°

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA MECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO POR EL CRITERIO DE HOEK BROWN GENERALIZADO

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification

sigci 120 MPa

GSI 52

mi 14

D 0.75

Ei 12000 MPa

MR

Hoek-Brown Criterion

mb 0.901

s 0.0008

a 0.505

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

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 1.1258 MPa

Unit Weight 0.025 MN/m3

Slope Height 50 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.651 MPa

phi 51.82 deg

Rock Mass Parameters

sigt -0.1086 MPa

sigc 3.308 MPa

sigcm 15.040 MPa

Erm 1350.35 MPa

Major principal stress (MPa)

Minor principal stress (MPa)

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 120 MPa
 GSI = 52 mi = 14 Disturbance factor = 0.75
 intact modulus (Ei) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion

mb = 0.901 s = 0.0008 a = 0.505

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.651 MPa friction angle = 51.82 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.109 MPa
 uniaxial compressive strength = 3.308 MPa
 global strength = 15.040 MPa
 modulus of deformation = 1350.35 MPa

Shear stress (MPa)

Normal stress (MPa)

ANEXO 8:

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL CASO CO-PLANAR

GEOMETRÍA GLOBAL DEL TALUD

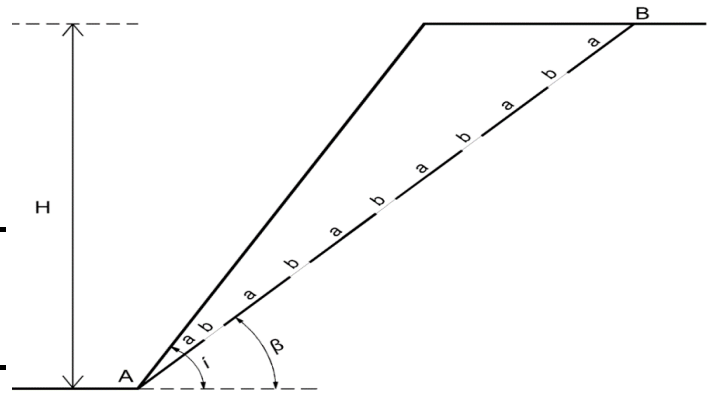
Ángulo de Inclinación (°) : 75
 Altura del Talud (m) : 18,7

CARACTERÍSTICAS DEL PLANO PROBABLE DE ROTURA

Ángulo del Probable Plano de Rotura
 β (°) :

PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

Parámetros	Macizo rocoso	Junta
Cohesión (Kpa) :	651	227
Ángulo de fricción (°) :	52	32
Peso específico (KN/m ³) :	25	
Resistencia a la Tracción (Kpa) :	0,23	



$$RF = (c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + \sum a(c_j + \sigma_n \tan \phi_j)$$

$$DF = W \sin \alpha$$

$$F.S = \frac{RF}{DF}$$

Características da Geometría do Talude		Longitud de la Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	2,83	2,83	2,83
Número de Juntas	(n)	8,80	7,70	6,00
Sumatoria de las Juntas		24,90	21,79	16,98
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		4,19	7,30	12,11
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	29,09	29,09	29,09
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,86	0,75	0,58
Peso del Macizo rocoso	(w)	4038,06	4038,06	4038,06
Esfuerzo Normal	(σ_n)	106,33	106,33	106,33
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	29,09	29,09	29,09
Long. del Plano Proyectado del P.R.I.	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	10604,26	12141,00	14515,97
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	2595,62	2595,62	2595,62
Factor de Seguridad	(RF/DF)	4,09	4,68	5,59
Factor de Seguridad por Phase2		4,95	5,90	5,95

Características da Geometria do Talude		Longitud de Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	5,67	5,67	5,67
Número de Juntas	(n)	4,70	4,40	4,00
Sumatoria de las Juntas		26,65	24,95	22,68
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		2,44	4,14	6,41
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	29,09	29,09	29,09
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,92	0,86	0,78
Peso del Macizo rocoso	(w)	4038,06	4038,06	4038,06
Esfuerzo Normal	(σ_n)	106,33	106,33	106,33
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	29,09	29,09	29,09
Long. del Plano Proyectado del P.R.I.	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	9742,84	10582,54	11702,15
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	2595,62	2595,62	2595,62
Factor de Seguridad	(RF/DF)	3,75	4,08	4,51
Factor de Seguridad por Phase2		4,39	4,28	4,78

Características da Geometría do Talude		Longitud de Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	11,34	11,34	11,34
Número de Juntas	(n)	2,50	2,30	2,10
Sumatoria de las Juntas		28,35	26,08	23,81
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		0,74	3,01	5,28
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	29,09	29,09	29,09
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,97	0,90	0,82
Peso del Macizo rocoso	(w)	4038,06	4038,06	4038,06
Esfuerzo Normal	(σ_n)	106,33	106,33	106,33
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	29,09	29,09	29,09
Long. del Plano Proyectoado del P.R.I.	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	8903,13	10022,74	11142,34
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	2595,62	2595,62	2595,62
Factor de Seguridad	(RF/DF)	3,43	3,86	4,29
Factor de Seguridad por Phase2		3,59	3,62	3,69

GEOMETRÍA GLOBAL DEL TALUD

Ángulo de Inclinación (°) : 55

Altura del Talud (m) : 57

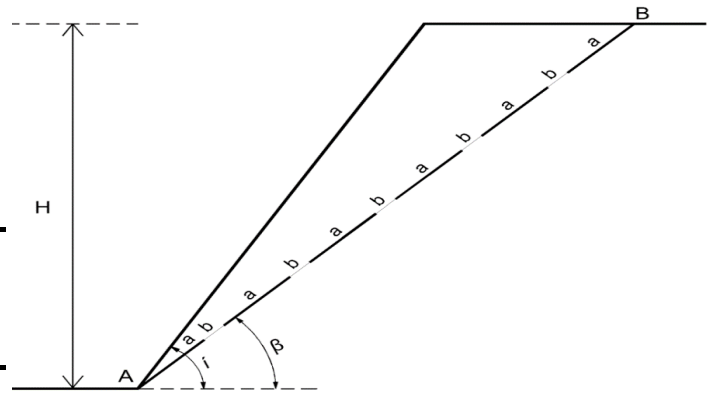
CARACTERÍSTICAS DEL PLANO PROBABLE DE ROTURA

Ángulo del Probable Plano de Rotura

β (°) :

PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

Parámetros	Macizo rocoso	Junta
Cohesión (Kpa) :	651	227
Ángulo de fricción (°) :	52	32
Peso específico (KN/m ³) :	25	
Resistencia a la Tracción (Kpa) :	0,23	



$$RF = (c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + \sum a(c_j + \sigma_n \tan \phi_j)$$

$$DF = W \sin \alpha$$

$$F.S = \frac{RF}{DF}$$

Características da Geometría do Talude		Longitud de la Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	2,83	2,83	2,83
Número de Juntas	(n)	26,60	23,00	18,50
Sumatoria de las Juntas		75,28	65,09	52,36
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		13,40	23,59	36,32
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	88,68	88,68	88,68
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,85	0,73	0,59
Peso del Macizo rocoso	(w)	19962,91	19962,91	19962,91
Esfuerzo Normal	(σ_n)	172,45	172,45	172,45
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	88,68	88,68	88,68
Long. del Plano Proyectado del P.R.I	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	36879,76	42350,40	49188,71
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	12831,91	12831,91	12831,91
Factor de Seguridad	(RF/DF)	2,87	3,30	3,83
Factor de Seguridad por Phase2		4,40	4,47	4,44

Características da Geometria do Talude		Longitud de Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	5,67	5,67	5,67
Número de Juntas	(n)	14,40	13,30	11,60
Sumatoria de las Juntas		81,65	75,41	65,77
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		7,03	13,27	22,90
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	88,68	88,68	88,68
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,92	0,85	0,74
Peso del Macizo rocoso	(w)	19962,91	19962,91	19962,91
Esfuerzo Normal	(σ_n)	172,45	172,45	172,45
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	88,68	88,68	88,68
Long. del Plano Proyectado del P.R.I	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	33459,27	36808,35	41984,19
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	12831,91	12831,91	12831,91
Factor de Seguridad	(RF/DF)	2,61	2,87	3,27
Factor de Seguridad por Phase2		4,27	4,32	4,40

Características da Geometría do Talude		Longitud de Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	11,34	11,34	11,34
Número de Juntas	(n)	7,50	7,10	6,60
Sumatoria de las Juntas		85,05	80,51	74,84
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		3,63	8,16	13,83
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	88,68	88,68	88,68
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,96	0,91	0,84
Peso del Macizo rocoso	(w)	19962,91	19962,91	19962,91
Esfuerzo Normal	(σ_n)	172,45	172,45	172,45
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	88,68	88,68	88,68
Long. del Plano Proyectoado del P.R.I.	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	31632,50	34068,19	37112,81
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	12831,91	12831,91	12831,91
Factor de Seguridad	(RF/DF)	2,47	2,65	2,89
Factor de Seguridad por Phase2		3,63	3,84	4,00

GEOMETRÍA GLOBAL DEL TALUD

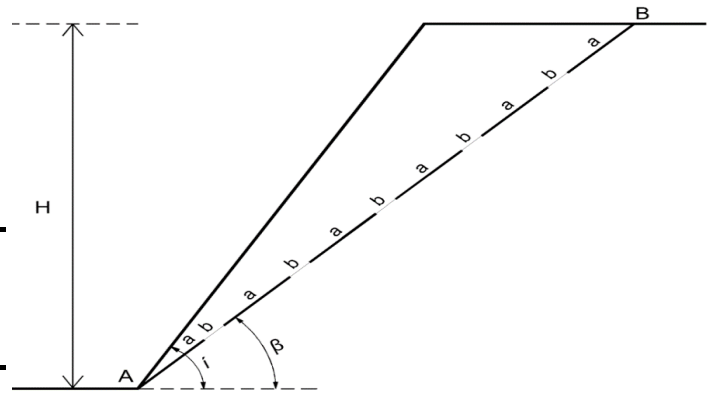
Ángulo de Inclinación (°) : 55
 Altura del Talud (m) : 173

CARACTERÍSTICAS DEL PLANO PROBABLE DE ROTURA

Ángulo del Probable Plano de Rotura
 β (°) :

PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

Parámetros	Macizo rocoso	Junta
Cohesión (Kpa) :	651	227
Ángulo de fricción (°) :	52	32
Peso específico (KN/m ³) :	25	
Resistencia a la Tracción (Kpa) :	0,23	



$$RF = (c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + \sum a(c_j + \sigma_n \tan \phi_j)$$

$$DF = W \sin \alpha$$

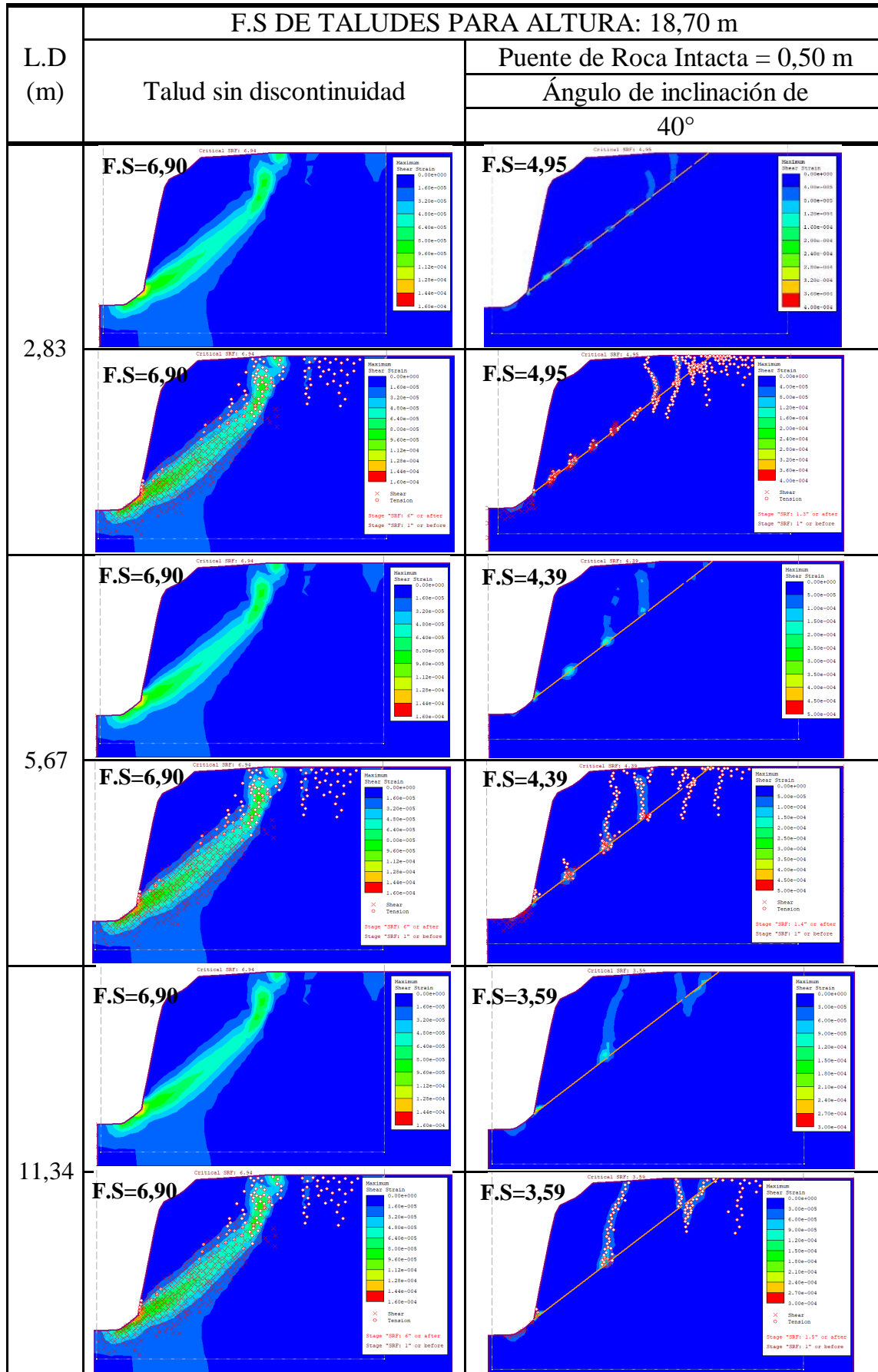
$$F.S = \frac{RF}{DF}$$

Características da Geometría do Talude		Longitud de la Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	2,83	2,83	2,83
Número de Juntas	(n)	81,00	70,40	56,00
Sumatoria de las Juntas		229,23	199,23	158,48
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		39,91	69,91	110,66
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	269,14	269,14	269,14
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,85	0,74	0,59
Peso del Macizo rocoso	(w)	183893,52	183893,52	183893,52
Esfuerzo Normal	(σ_n)	523,41	523,41	523,41
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	269,14	269,14	269,14
Long. del Plano Proyectado del P.R.I.	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	179726,56	202731,16	233982,70
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	118204,48	118204,48	118204,48
Factor de Seguridad	(RF/DF)	1,52	1,72	1,98
Factor de Seguridad por Phase2		2,42	2,43	2,42

Características da Geometria do Talude		Longitud de Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	5,67	5,67	5,67
Número de Juntas	(n)	43,70	40,50	35,20
Sumatoria de las Juntas		247,78	229,64	199,58
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		21,36	39,51	69,56
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	269,14	269,14	269,14
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,92	0,85	0,74
Peso del Macizo rocoso	(w)	183893,52	183893,52	183893,52
Esfuerzo Normal	(σ_n)	523,41	523,41	523,41
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	269,14	269,14	269,14
Long. del Plano Proyectado del P.R.I.	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	165501,86	179415,98	202461,22
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	118204,48	118204,48	118204,48
Factor de Seguridad	(RF/DF)	1,40	1,52	1,71
Factor de Seguridad por Phase2		2,40	2,44	2,43

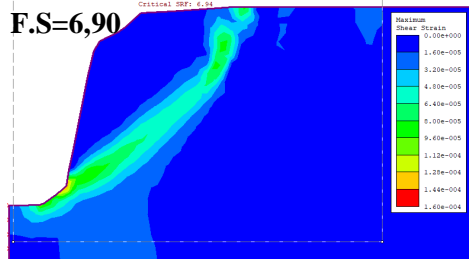
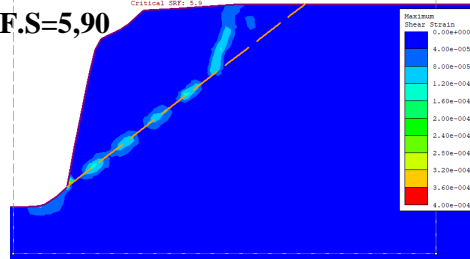
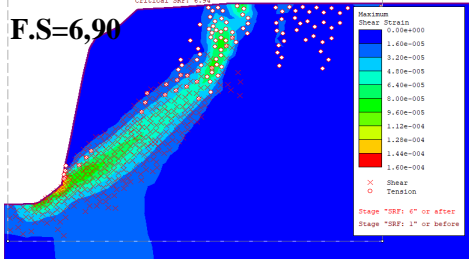
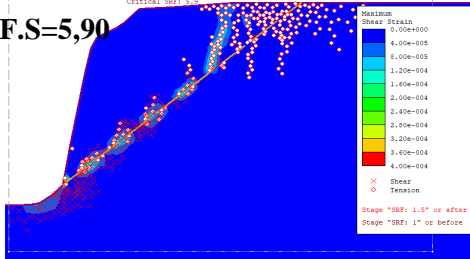
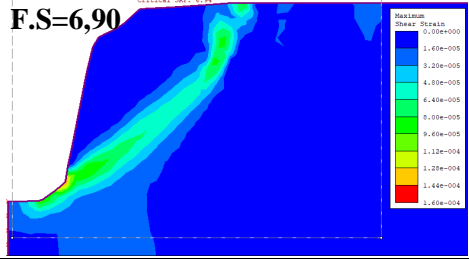
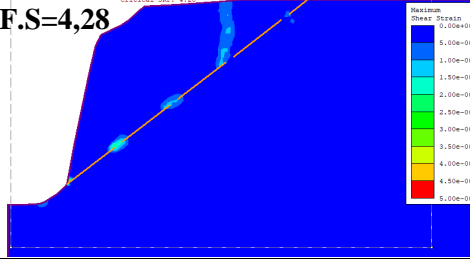
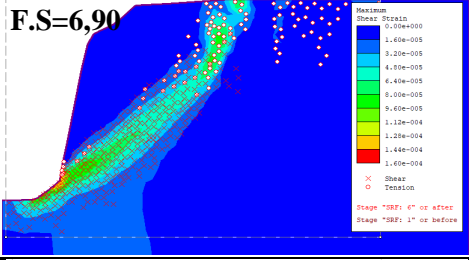
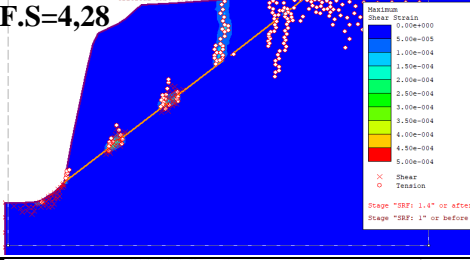
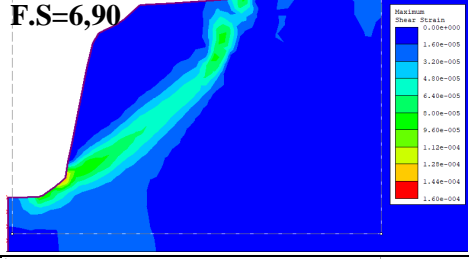
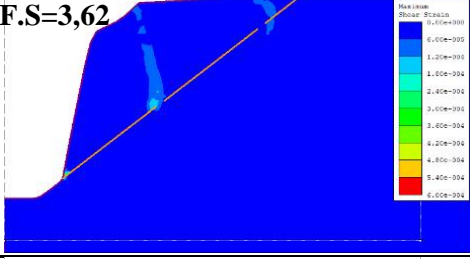
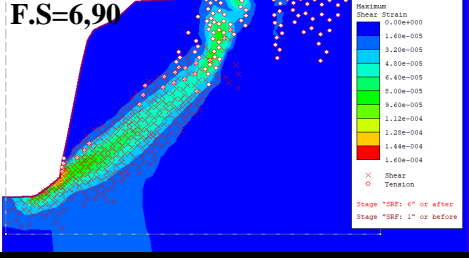
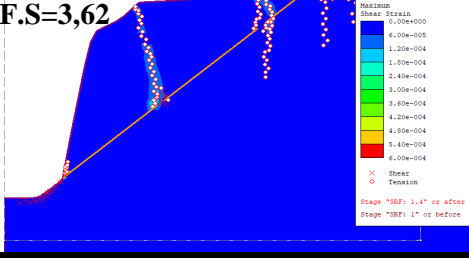
Características da Geometría do Talude		Longitud de Roca Intacta = 0,50 m	Longitud de la Roca Intacta = 1,00 m	Comprimento de Rocha Intacta = 2,00 m
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	40	40	40
Longitud de cada Junta en m	(a)	11,34	11,34	11,34
Número de Juntas	(n)	22,80	21,90	20,20
Sumatoria de las Juntas		258,55	248,35	229,07
Sumatoria de los Puentes de Roca Intacta		10,59	20,79	40,07
Longitud del Plano de Rotura Principal	(AB)	269,14	269,14	269,14
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,96	0,92	0,85
Peso del Macizo rocoso	(w)	183893,52	183893,52	183893,52
Esfuerzo Normal	(σ_n)	523,41	523,41	523,41
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	269,14	269,14	269,14
Long. del Plano Proyectoado del P.R.I.	(BC)	0,00	0,00	0,00
Fuerzas Resistentes	(RF)	157240,36	165067,05	179850,79
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	118204,48	118204,48	118204,48
Factor de Seguridad	(RF/DF)	1,33	1,40	1,52
Factor de Seguridad por Phase2		2,38	2,42	2,40

MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
F.S : Factor de Seguridad

MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR

F.S DE TALUDES PARA ALTURA: 18,70 m		
L.D (m)	Talud sin discontinuidad	
	Puente de Roca Intacta = 1,00 m Ángulo de inclinación de 40°	
2,83	F.S=6,90 	F.S=5,90 
	F.S=6,90 	F.S=5,90 
5,67	F.S=6,90 	F.S=4,28 
	F.S=6,90 	F.S=4,28 
11,34	F.S=6,90 	F.S=3,62 
	F.S=6,90 	F.S=3,62 

L.D : Longitud de discontinuidad

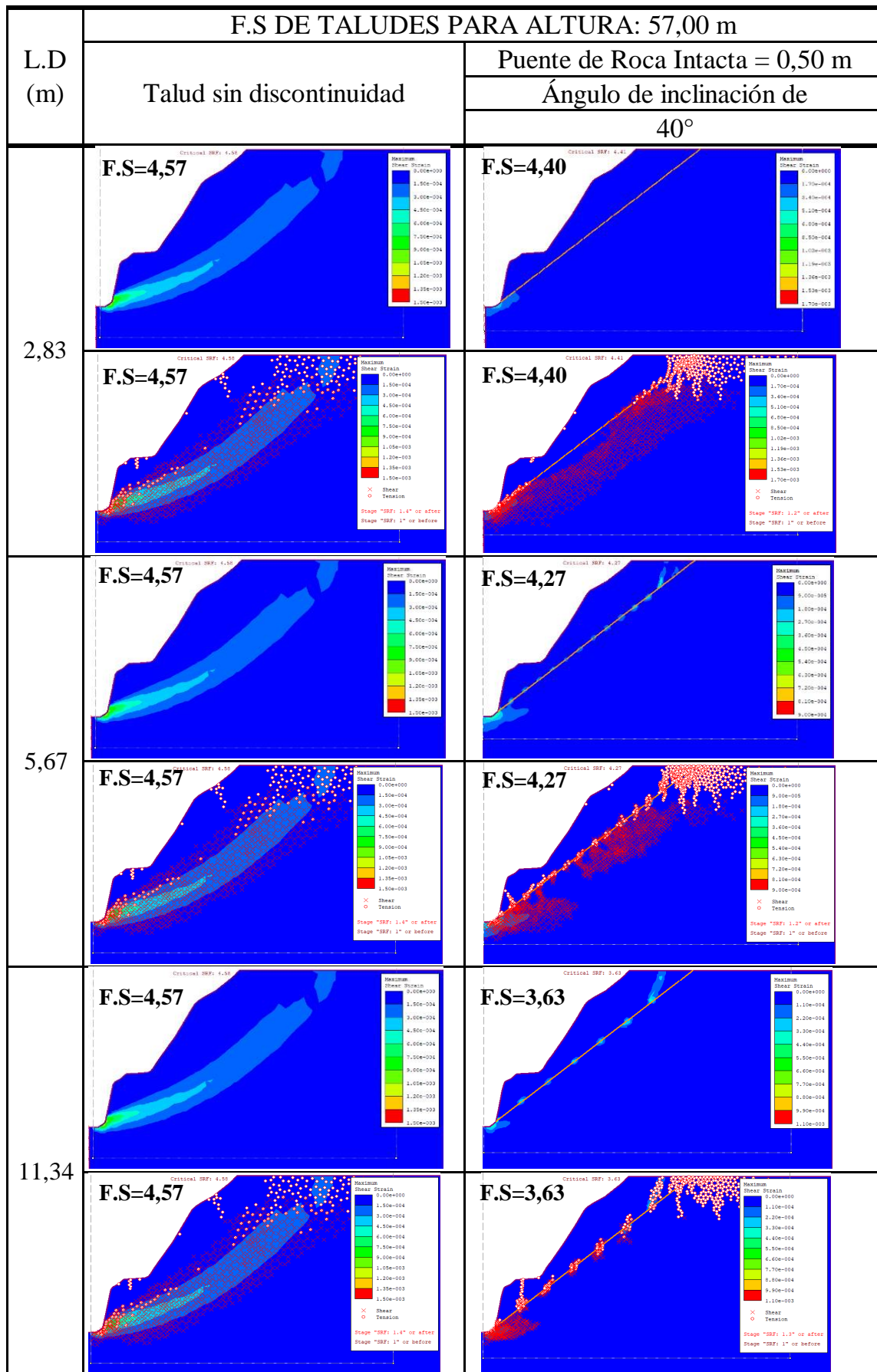
F.S : Factor de Seguridad

MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR

L.D (m)	F.S DE TALUDES PARA ALTURA: 18,70 m	
	Talud sin discontinuidad	Puente de Roca Intacta = 2,00 m
		Ángulo de inclinación de 40°
2,83		
5,67		
11,34		

L.D : Longitud de discontinuidad
 F.S : Factor de Seguridad

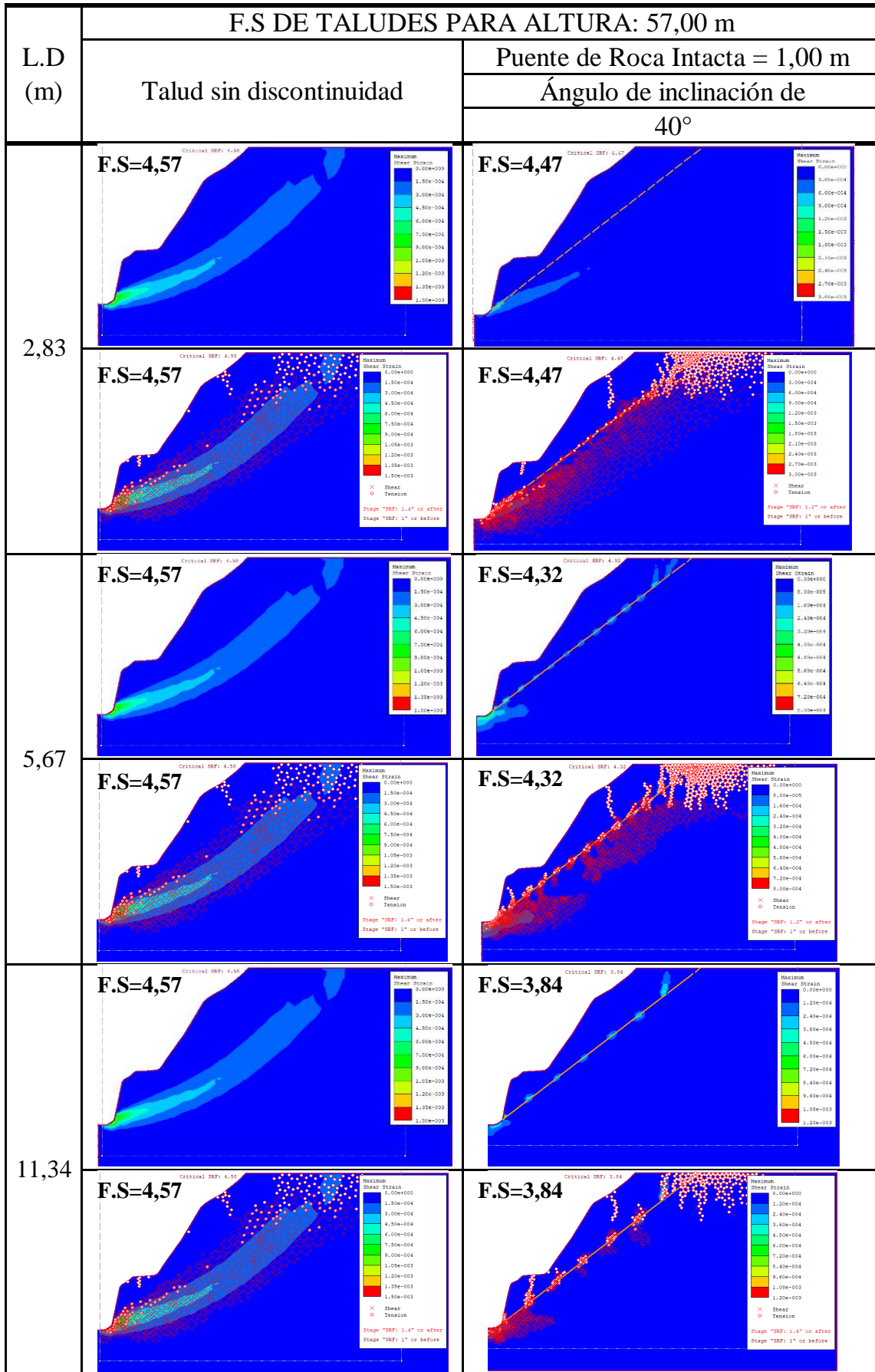
MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR



L.D : Longitud de la Discontinuidad

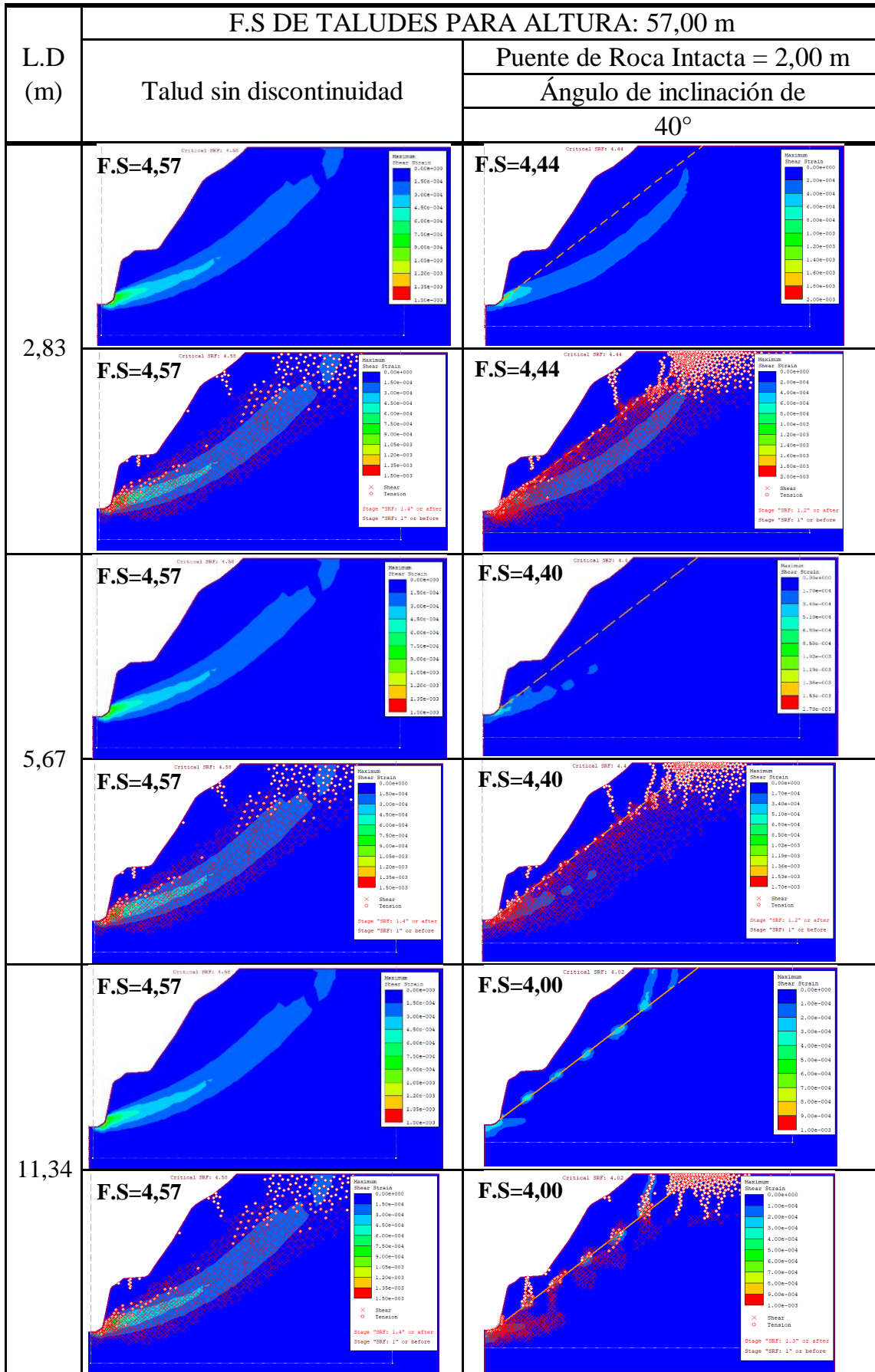
F.S : Factor de Seguridad

MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR



L.D : Longitud de discontinuidad
F.S : Factor de Seguridad

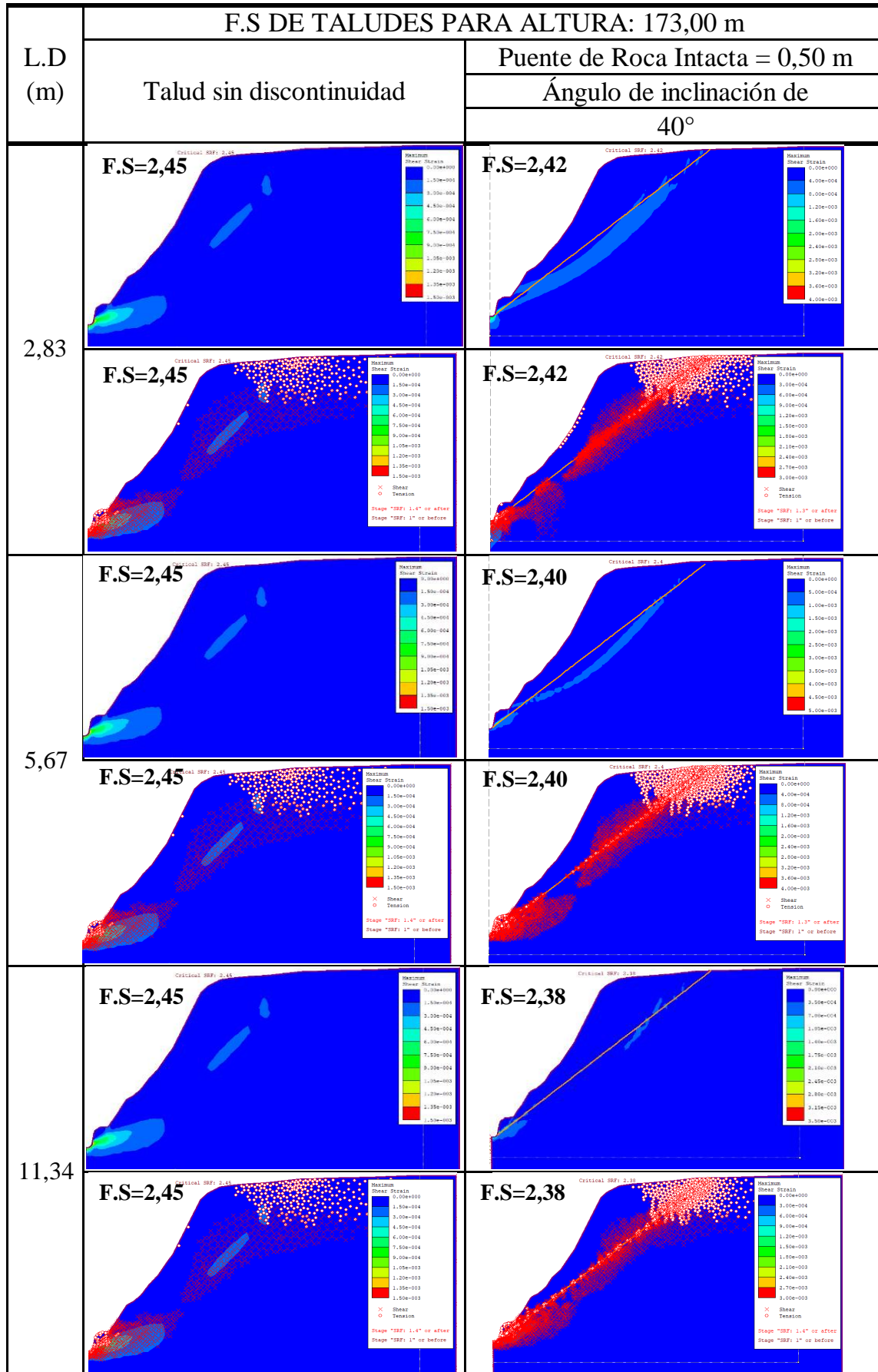
MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR



L.D : Longitud de discontinuidad

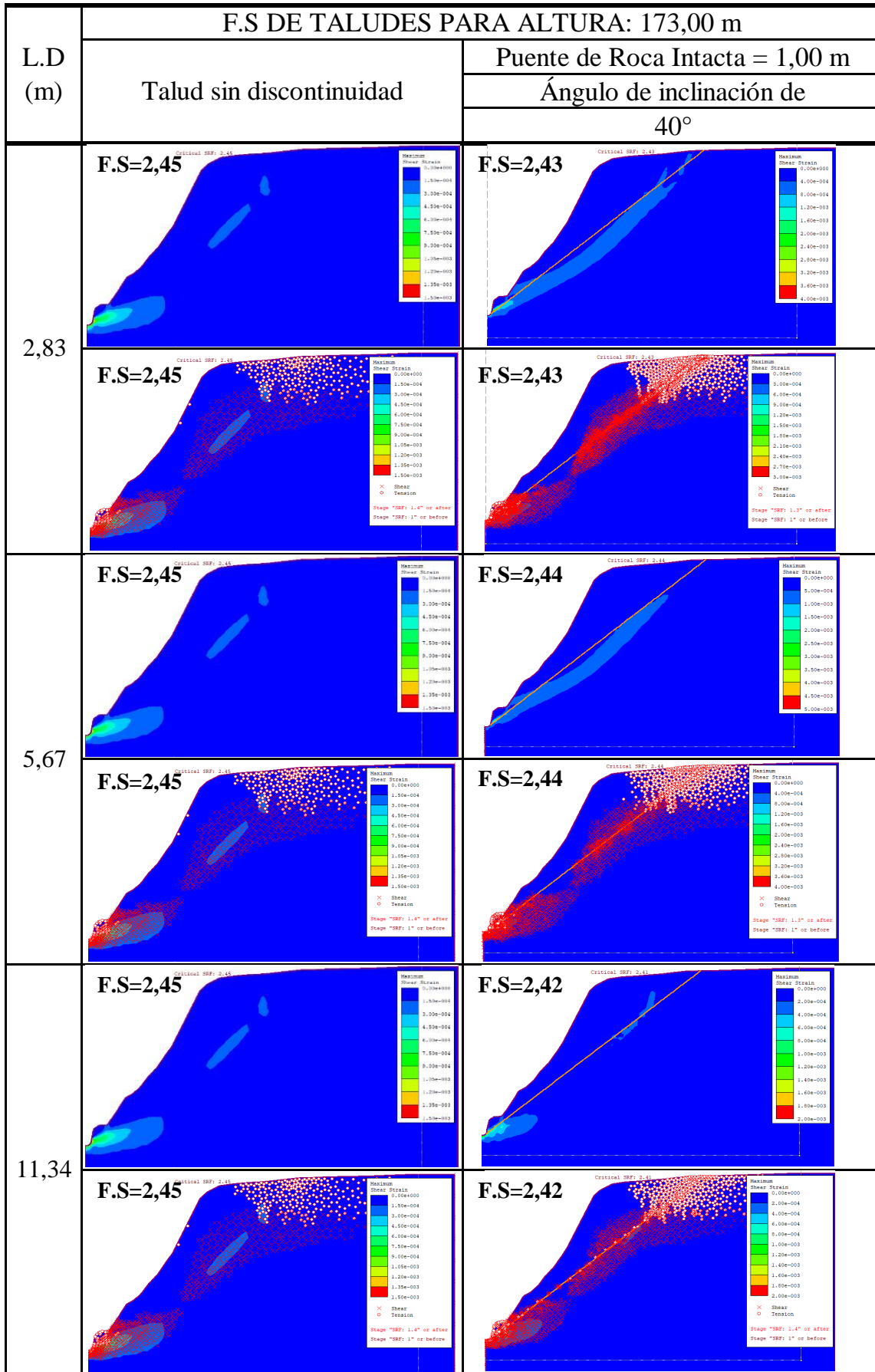
F.S : Factor de Seguridad

MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 F.S : Factor de Seguridad

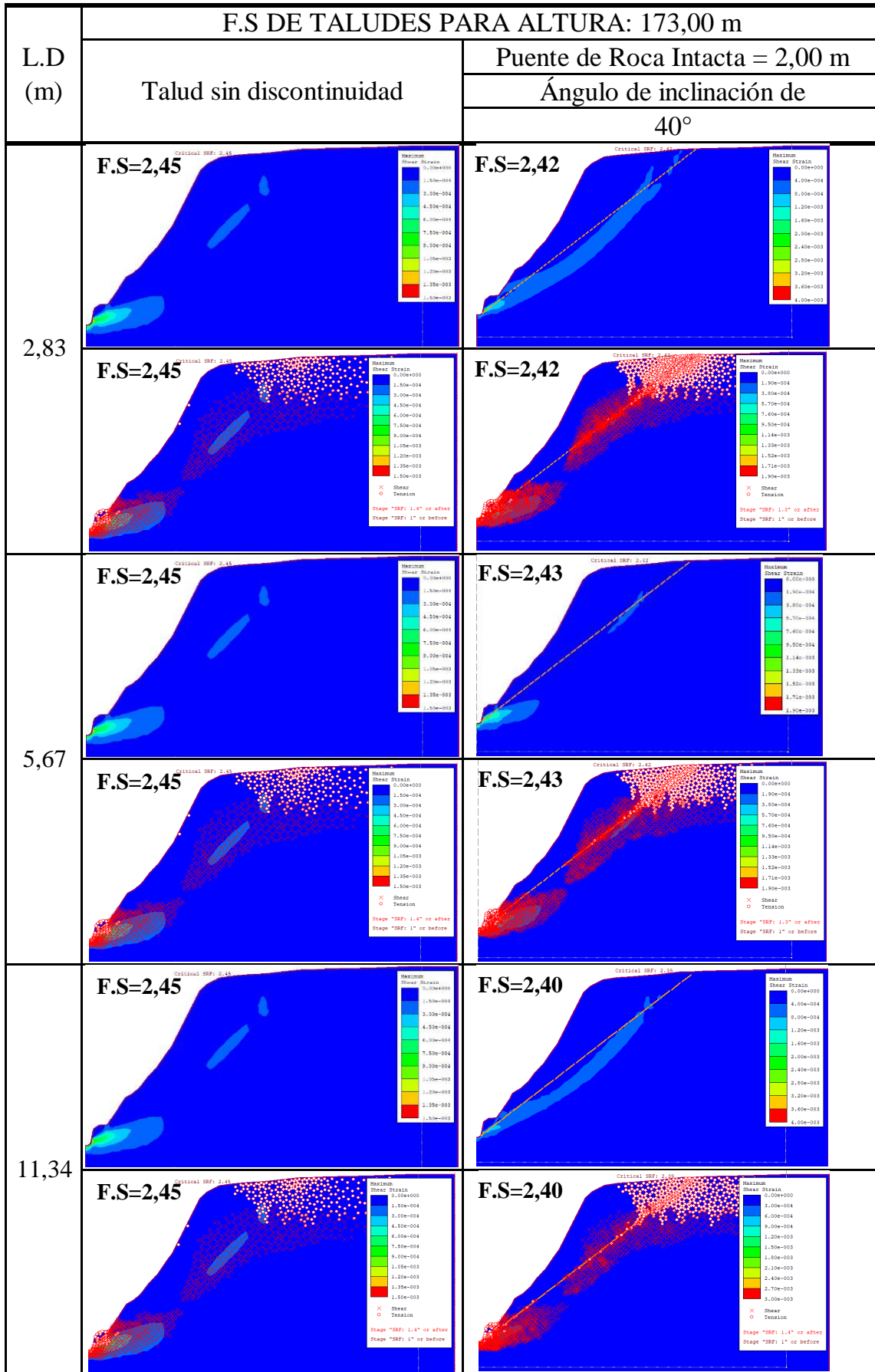
MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR



L.D : Longitud de discontinuidad

F.S : Factor de Seguridad

MODELAMIENTO DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN CO-PLANAR



L.D : Longitud de discontinuidad

F.S : Factor de Seguridad

ANEXO 9:

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL CASO ENCUENTRO DE PUNTA A LA
PUNTA

GEOMETRÍA DEL TALUD GLOBAL

Ángulos de Inclinación (°) : 75

Altura del Talud (m) : 18,7

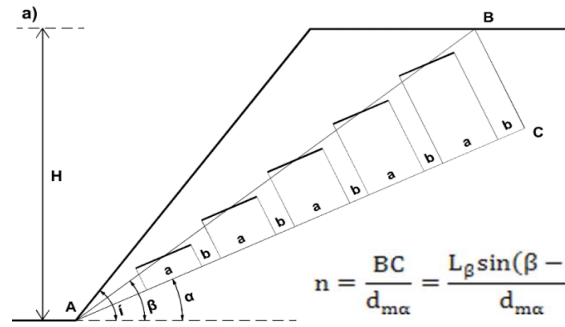
CARACTERÍSTICAS DEL PLANO PROVABLE DE ROTURA

Ángulo del Provable Plano de Rotura

β (°) :

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetros	Macizo rocoso	Junta
Cohesión (Kpa) :	651	227
Ángulo de fricción (°) :	52	32
Peso específico (KN/m ³) :	25	
Resistencia a la Tracción (Kpa) :	0,23	



$$n = \frac{BC}{d_{m\alpha}} = \frac{L_{\beta} \sin(\beta - \alpha)}{d_{m\alpha}}$$

$$(1 - k) = \frac{\sum b}{\sum a + \sum b} \Rightarrow k_{\alpha\beta} = \frac{\sum \alpha}{AC} = \frac{nL_{j\alpha}}{L_{\beta} \cos(\beta - \alpha)}$$

$$RF = (c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + \sum a(c_j + \sigma_n \tan \phi_j)$$

$$DF = W \sin \alpha \Rightarrow F.S. = \frac{RF}{DF}$$

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Longitud de Rocha Intacta = 0,50 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	1,37	2,83	2,83
Número de Juntas	(n)	19,50	10,00	10,00
Suma de las Juntas		26,72	28,30	28,30
Suma de los Puentes de Roca Intacta		9,95	5,05	0,35
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	29,09	29,09	29,09
Coficiente de Continuidad	(K)	0,98	0,99	0,99
Peso del Macizo Rocosos	(w)	4038,06	4038,06	4038,06
Efuerzo Normal	(σ_n)	113,15	107,97	107,97
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	27,34	28,65	28,65
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	9,95	5,05	5,05
Fuerzas Resistentes	(RF)	8448,68	8609,68	8609,68
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	2595,62	2595,62	2595,62
Factor de Seguridad	(RF/DF)	3,25	3,32	3,32
Factor de Seguridad por Phase2		5,37	4,20	6,00

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Puente de Rocha Intacta = 1,00 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	2,75	5,67	5,67
Número de Juntas	(n)	9,50	5,00	5,00
Suma de las Juntas		26,13	28,35	28,35
Suma de los Puentes de Roca Intacta		9,95	5,05	0,30
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	29,09	29,09	29,09
Coficiente de Continuidad	(K)	0,96	0,99	0,99
Peso del Macizo Rocosos	(w)	4038,06	4038,06	4038,06
Efuerzo Normal	(σ_n)	113,15	107,97	107,97
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	27,34	28,65	28,65
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	9,95	5,05	5,05
Fuerzas Resistentes	(RF)	8742,57	8584,94	8584,94
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	2595,62	2595,62	2595,62
Factor de Seguridad	(RF/DF)	3,37	3,31	3,31
Factor de Seguridad por Phase2		5,78	3,83	5,68

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Longitud de Rocha Intacta = 2,00 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	5,50	11,34	11,34
Número de Juntas	(n)	4,90	2,50	2,45
Suma de las Juntas		26,95	28,35	27,78
Suma de los Puentes de Roca Intacta		9,95	5,05	0,87
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	29,09	29,09	29,09
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,99	0,99	0,97
Peso del Macizo Rocoso	(w)	4038,06	4038,06	4038,06
Efuerzo Normal	(σ_n)	113,15	107,97	107,97
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	27,34	28,65	28,65
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	9,95	5,05	5,05
Fuerzas Resistentes	(RF)	8331,62	8584,94	8865,46
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	2595,62	2595,62	2595,62
Factor de Seguridad	(RF/DF)	3,21	3,31	3,42
Factor de Seguridad por Phase2		5,75	3,87	4,96

GEOMETRÍA DEL TALUD GLOBAL

Ángulos de Inclinación (°) : 55
 Altura del Talud (m) : 57,0

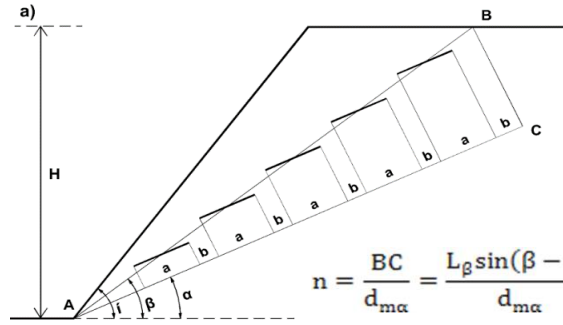
CARACTERÍSTICAS DEL PLANO PROVABLE DE ROTURA

Ángulo del Provable Plano de Rotura

β (°) :

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetros	Macizo rocoso	Junta
Cohesión (Kpa) :	651	227
Ángulo de fricción (°) :	52	32
Peso específico (KN/m ³) :	25	
Resistencia a la Tracción (Kpa) :	0,23	



$$n = \frac{BC}{d_{m\alpha}} = \frac{L_{\beta} \sin(\beta - \alpha)}{d_{m\alpha}}$$

$$(1 - k) = \frac{\sum b}{\sum a + \sum b} \Rightarrow k_{\alpha\beta} = \frac{\sum \alpha}{AC} = \frac{nL_{j\alpha}}{L_{\beta} \cos(\beta - \alpha)}$$

$$RF = (c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + \sum a(c_j + \sigma_n \tan \phi_j)$$

$$DF = W \sin \alpha \Rightarrow F.S = \frac{RF}{DF}$$

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Longitud de Rocha Intacta = 0,50 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	1,37	2,83	2,83
Número de Juntas	(n)	60,50	30,50	30,60
Suma de las Juntas		82,89	86,32	86,60
Suma de los Puentes de Roca Intacta		30,33	15,40	0,73
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	88,68	88,68	88,68
Coficiente de Continuidad	(K)	0,99	0,99	0,99
Peso del Macizo Rocosos	(w)	19962,91	19962,91	19962,91
Efuerzo Normal	(σ_n)	183,52	175,11	175,11
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	83,33	87,33	87,33
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	30,33	15,40	15,40
Fuerzas Resistentes	(RF)	28712,67	29925,79	29773,33
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	12831,91	12831,91	12831,91
Factor de Seguridad	(RF/DF)	2,24	2,33	2,32
Factor de Seguridad por Phase2		4,34	2,98	4,45

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Puente de Rocha Intacta = 1,00 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	2,75	5,67	5,67
Número de Juntas	(n)	30,50	15,50	15,40
Suma de las Juntas		83,88	87,89	87,32
Suma de los Puentes de Roca Intacta		30,33	15,40	0,01
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	88,68	88,68	88,68
Coficiente de Continuidad	(K)	1,01	1,01	1,00
Peso del Macizo Rocosos	(w)	19962,91	19962,91	19962,91
Efuerzo Normal	(σ_n)	183,52	175,11	175,11
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	83,33	87,33	87,33
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	30,33	15,40	15,40
Fuerzas Resistentes	(RF)	28173,90	29080,01	29385,46
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	12831,91	12831,91	12831,91
Factor de Seguridad	(RF/DF)	2,20	2,27	2,29
Factor de Seguridad por Phase2		4,37	2,90	4,50

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Longitud de Rocha Intacta = 2,00 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	5,50	11,34	11,34
Número de Juntas	(n)	15,00	7,50	7,60
Suma de las Juntas		82,50	85,05	86,18
Suma de los Puentes de Roca Intacta		30,33	15,40	1,15
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	88,68	88,68	88,68
Coefficiente de Continuidad	(K)	0,99	0,97	0,99
Peso del Macizo Rocoso	(w)	19962,91	19962,91	19962,91
Efuerzo Normal	(σ_n)	183,52	175,11	175,11
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	83,33	87,33	87,33
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	30,33	15,40	15,40
Fuerzas Resistentes	(RF)	28922,20	30607,26	29996,36
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	12831,91	12831,91	12831,91
Factor de Seguridad	(RF/DF)	2,25	2,39	2,34
Factor de Seguridad por Phase2		4,33	2,96	4,46

GEOMETRÍA DEL TALUD GLOBAL

Ángulos de Inclinación (°) : 55

Altura del Talud (m) : 173

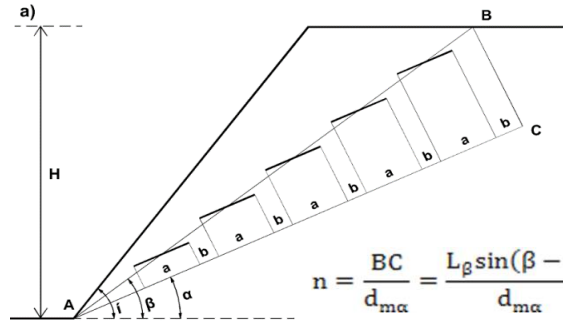
CARACTERÍSTICAS DEL PLANO PROVABLE DE ROTURA

Ángulo del Provable Plano de Rotura

β (°) :

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetros	Macizo rocoso	Junta
Cohesión (Kpa) :	651	227
Ángulo de fricción (°) :	52	32
Peso específico (KN/m ³) :	25	
Resistencia a la Tracción (Kpa) :	0,23	



$$n = \frac{BC}{d_{m\alpha}} = \frac{L_{\beta} \sin(\beta - \alpha)}{d_{m\alpha}}$$

$$(1 - k) = \frac{\sum b}{\sum a + \sum b} \Rightarrow k_{\alpha\beta} = \frac{\sum \alpha}{AC} = \frac{nL_{j\alpha}}{L_{\beta} \cos(\beta - \alpha)}$$

$$RF = (c_m + \sigma_n \tan \phi_m) + \sum a(c_j + \sigma_n \tan \phi_j)$$

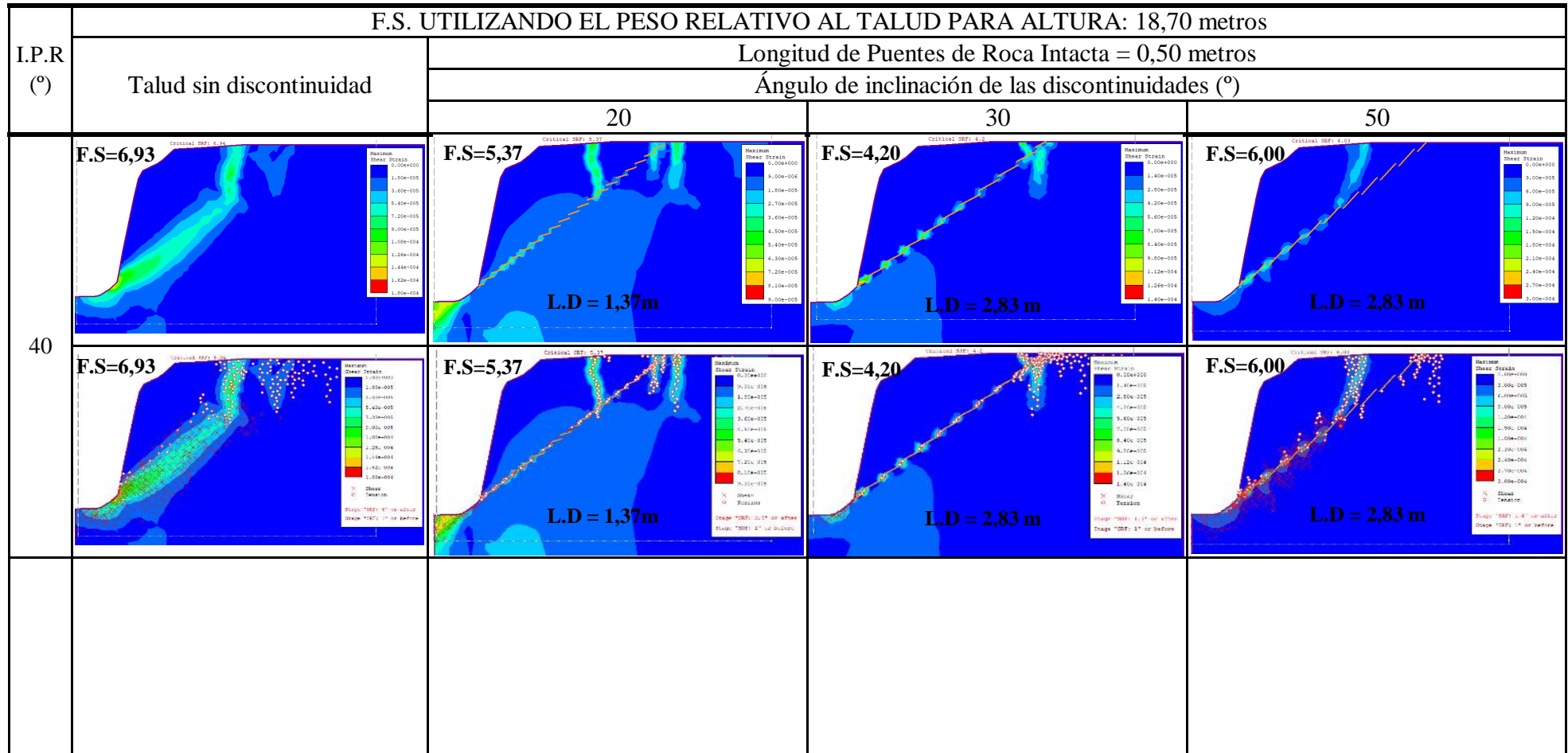
$$DF = W \sin \alpha \Rightarrow F.S = \frac{RF}{DF}$$

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Longitud de Rocha Intacta = 0,50 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	1,37	2,83	2,83
Número de Juntas	(n)	184,50	93,50	93,50
Suma de las Juntas		252,77	264,61	264,61
Suma de los Puentes de Roca Intacta		92,05	46,74	0,45
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	269,14	269,14	269,14
Coefficiente de Continuidad	(K)	1,00	1,00	1,00
Peso del Macizo Rocosos	(w)	183893,52	183893,52	183893,52
Efuerzo Normal	(σ_n)	557,00	531,48	531,48
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	252,91	265,05	265,05
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	92,05	46,74	46,74
Fuerzas Resistentes	(RF)	145549,75	148537,07	148537,07
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	118204,48	118204,48	118204,48
Factor de Seguridad	(RF/DF)	1,23	1,26	1,26
Factor de Seguridad por Phase2		2,43	2,45	2,47

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Puente de Rocha Intacta = 1,00 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	2,75	5,67	5,67
Número de Juntas	(n)	92,50	46,50	46,70
Suma de las Juntas		254,38	263,66	264,79
Suma de los Puentes de Roca Intacta		92,05	46,74	0,26
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	269,14	269,14	269,14
Coefficiente de Continuidad	(K)	1,01	0,99	1,00
Peso del Macizo Rocosos	(w)	183893,52	183893,52	183893,52
Efuerzo Normal	(σ_n)	557,00	531,48	531,48
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	252,91	265,05	265,05
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	92,05	46,74	46,74
Fuerzas Resistentes	(RF)	144279,66	149270,62	148394,99
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	118204,48	118204,48	118204,48
Factor de Seguridad	(RF/DF)	1,22	1,26	1,26
Factor de Seguridad por Phase2		2,46	2,45	2,46

Ángulo de Inclinación del Plano de Rotura		40 grados		
Características de la Geometría del Talud		Longitud de Rocha Intacta = 2,00 m		
Ángulo de Inclinación de las Discontinuidades	α (°)	20	30	50
Longitud de cada Junta	(a)	5,50	11,34	11,34
Número de Juntas	(n)	46,50	23,50	23,40
Suma de las Juntas		255,75	266,49	265,36
Suma de los Puentes de Roca Intacta		92,05	46,74	-0,30
Longitud del Plano de Rotura	(AB)	269,14	269,14	269,14
Coefficiente de Continuidad	(K)	1,01	1,01	1,00
Peso del Macizo Rocoso	(w)	183893,52	183893,52	183893,52
Efuerzo Normal	(σ_n)	557,00	531,48	531,48
Longitud del Plano de Discontinuidad	(AC)	252,91	265,05	265,05
Long. del Plano Proyectado de Puentes de Roca	(BC)	92,05	46,74	46,74
Fuerzas Resistentes	(RF)	143194,96	147081,54	147957,17
Fuerzas Perturbadoras	(DF)	118204,48	118204,48	118204,48
Factor de Seguridad	(RF/DF)	1,21	1,24	1,25
Factor de Seguridad por Phase2		2,42	1,83	2,47

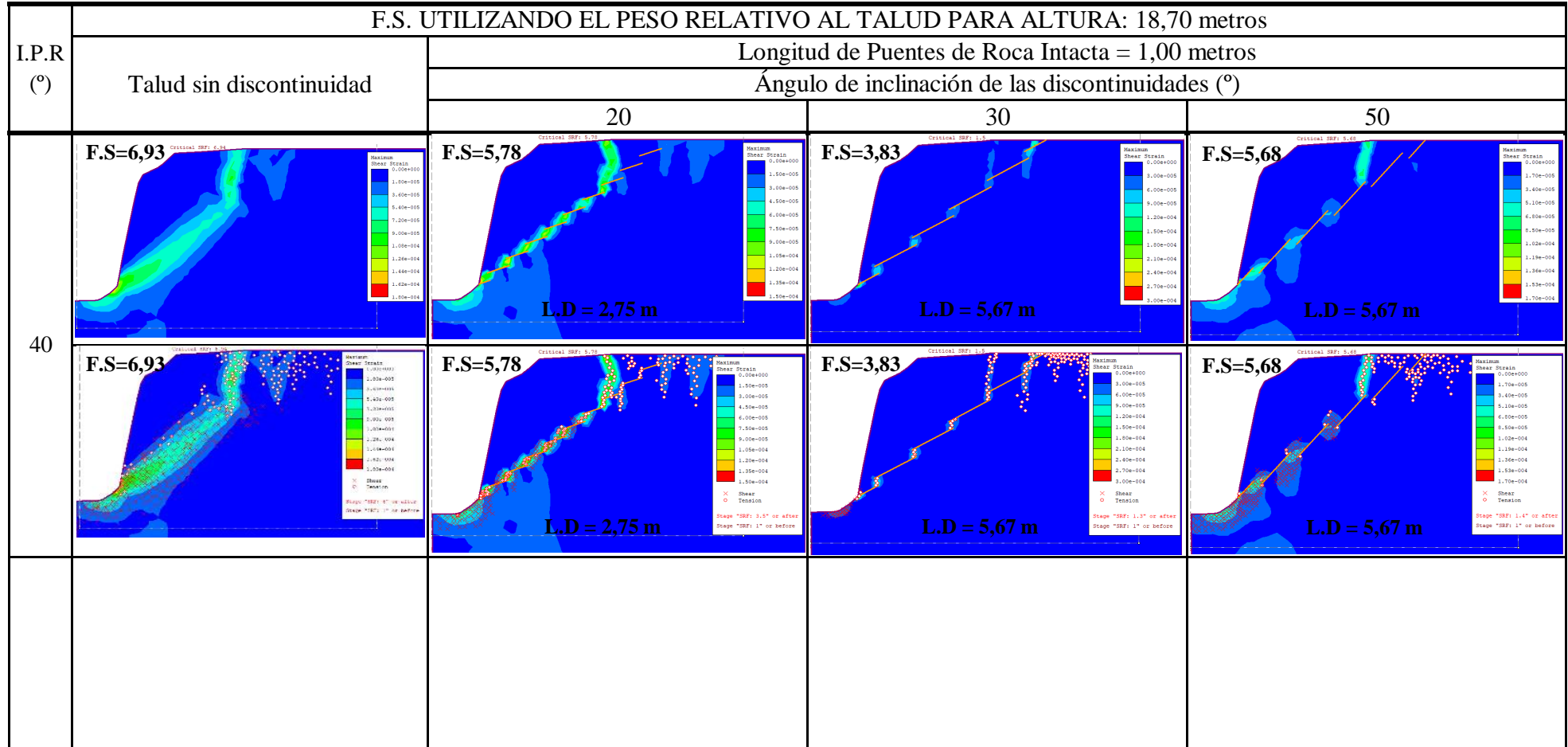
ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

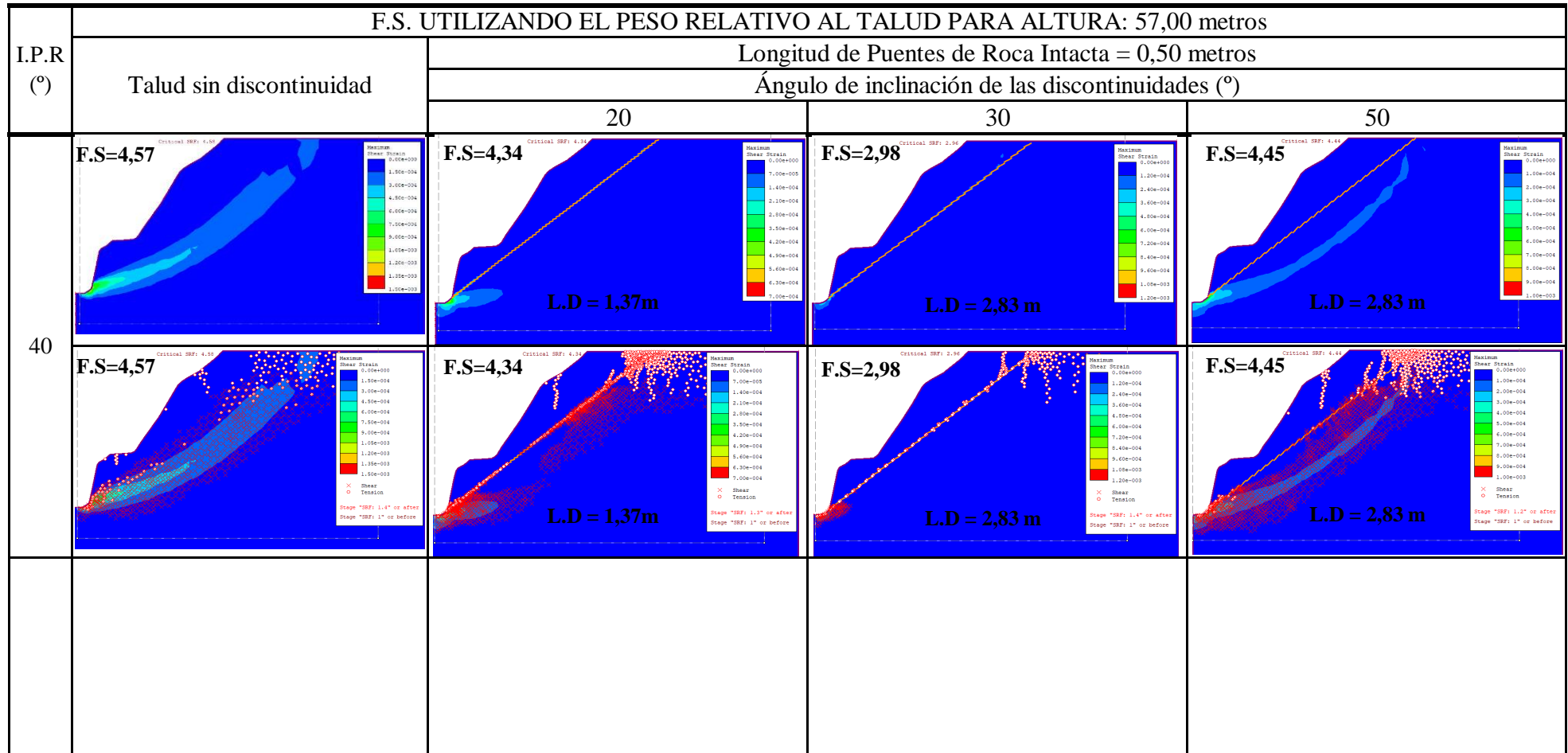
ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR

F.S. UTILIZANDO EL PESO RELATIVO AL TALUD PARA ALTURA: 18,70 metros				
I.P.R (°)	Talud sin discontinuidad			
	Longitud de Puentes de Roca Intacta = 2,00 metros			
	Ángulo de inclinación de las discontinuidades (°)			
	20	30	50	
40	<p>F.S=6,93 Critical SRFI: 6.93 L.D = 5,50 m</p>	<p>F.S=5,75 Critical SRFI: 5.75 L.D = 5,50 m</p>	<p>F.S=3,87 Critical SRFI: 3.87 L.D = 11,34 m</p>	<p>F.S=4,96 Critical SRFI: 4.96 L.D = 11,34 m</p>
	<p>F.S=6,93 Critical SRFI: 6.93 L.D = 5,50 m</p>	<p>F.S=5,75 Critical SRFI: 5.75 L.D = 5,50 m</p>	<p>F.S=3,87 Critical SRFI: 3.87 L.D = 11,34 m</p>	<p>F.S=4,96 Critical SRFI: 4.96 L.D = 11,34 m</p>

L.D : Longitud de la Discontinuidad
I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

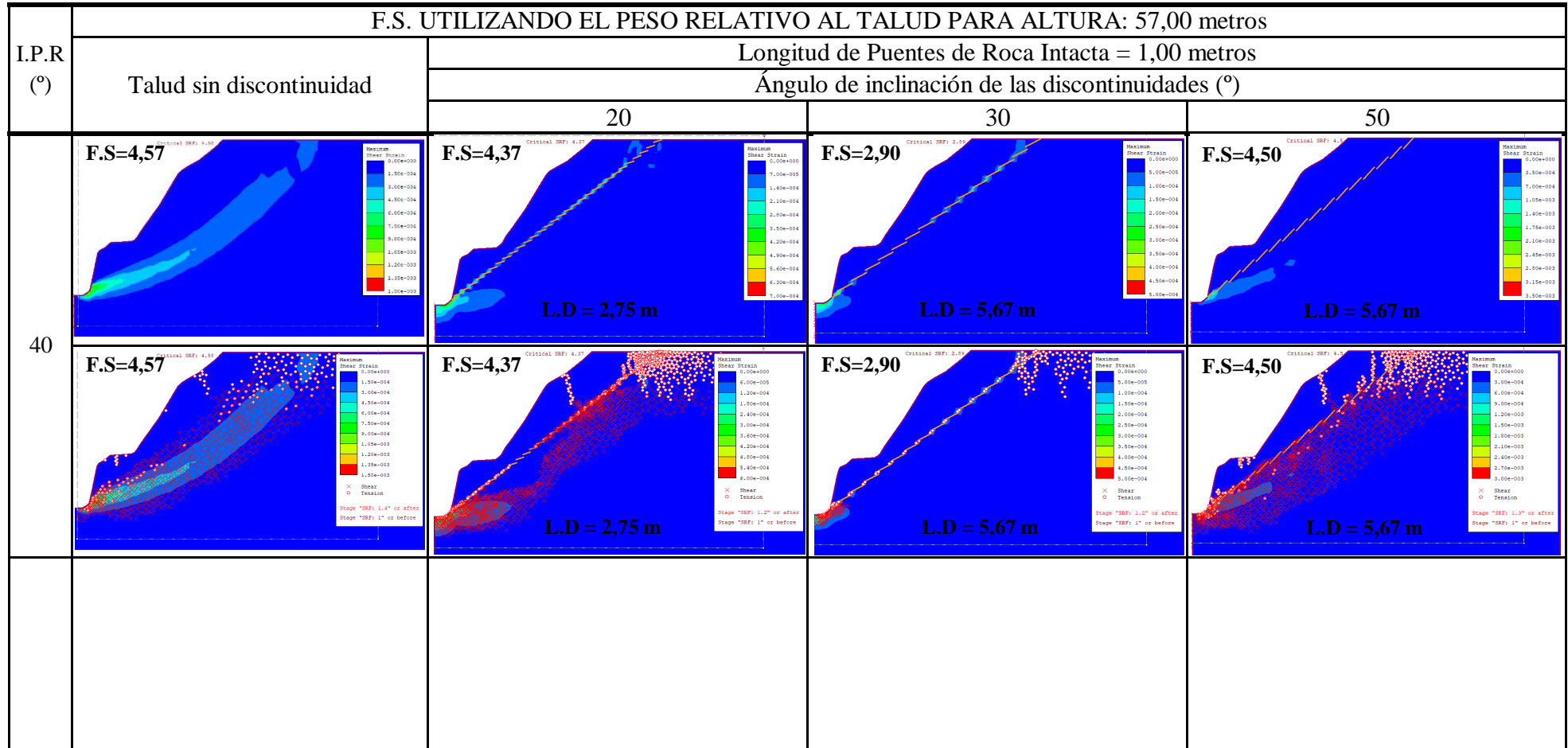
ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

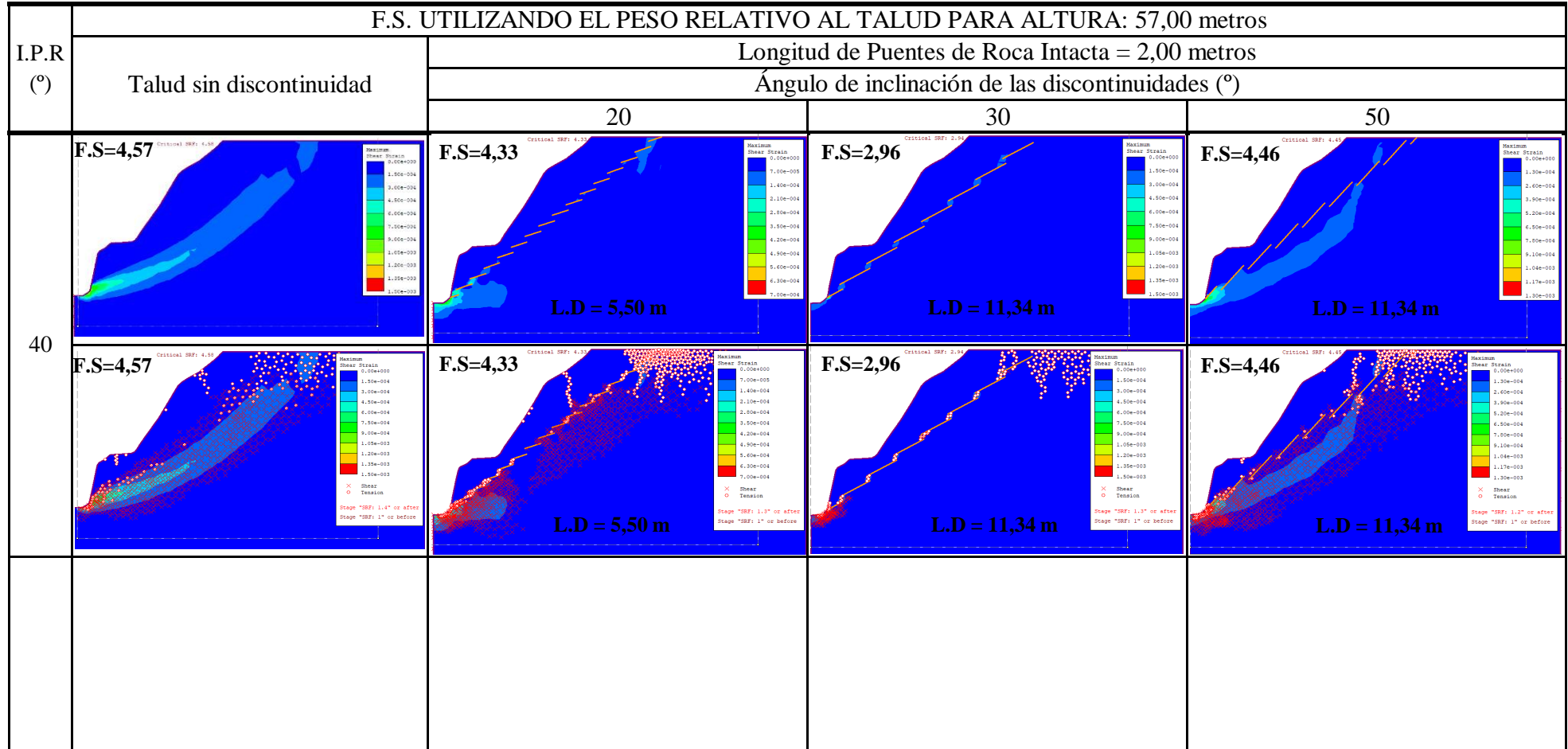
ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

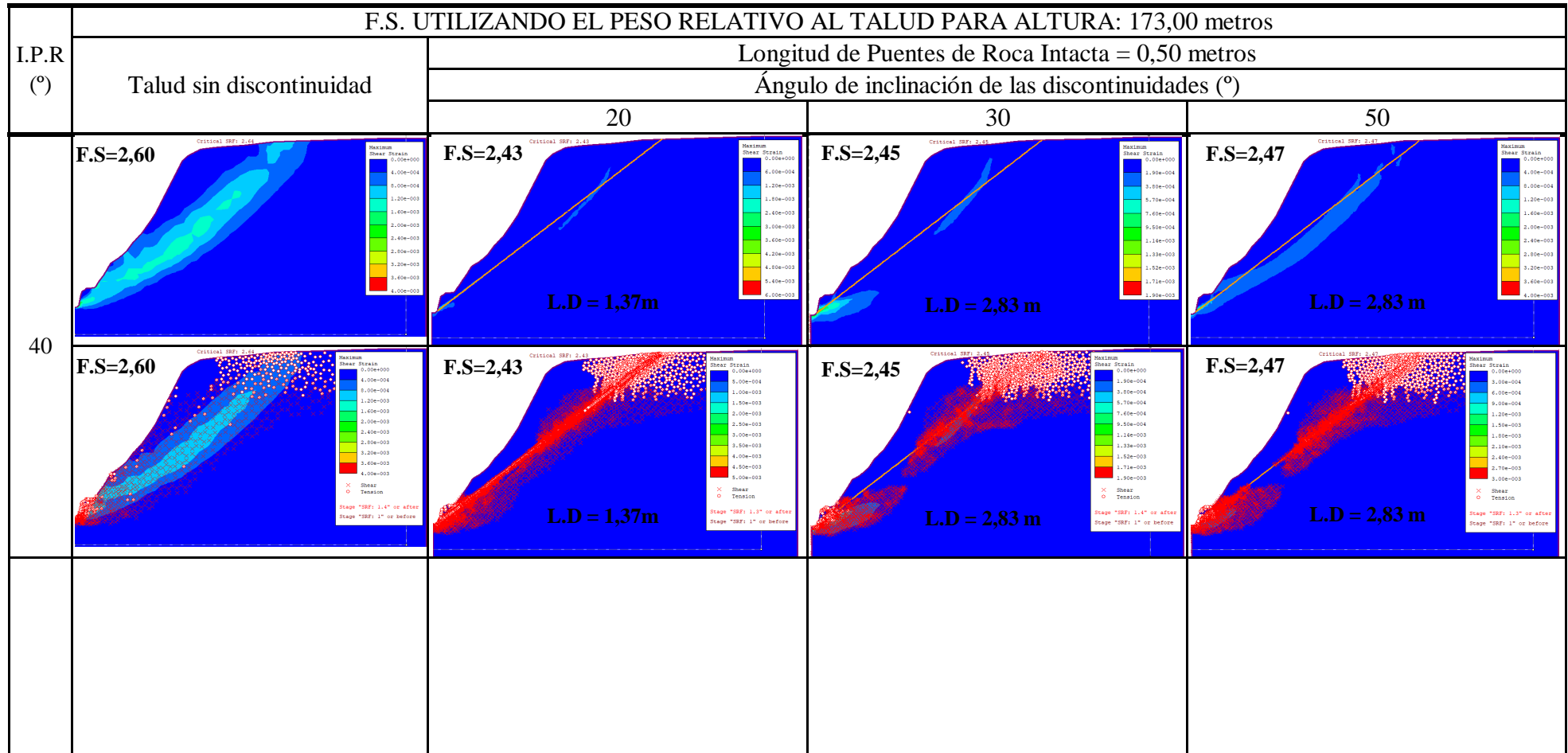
ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

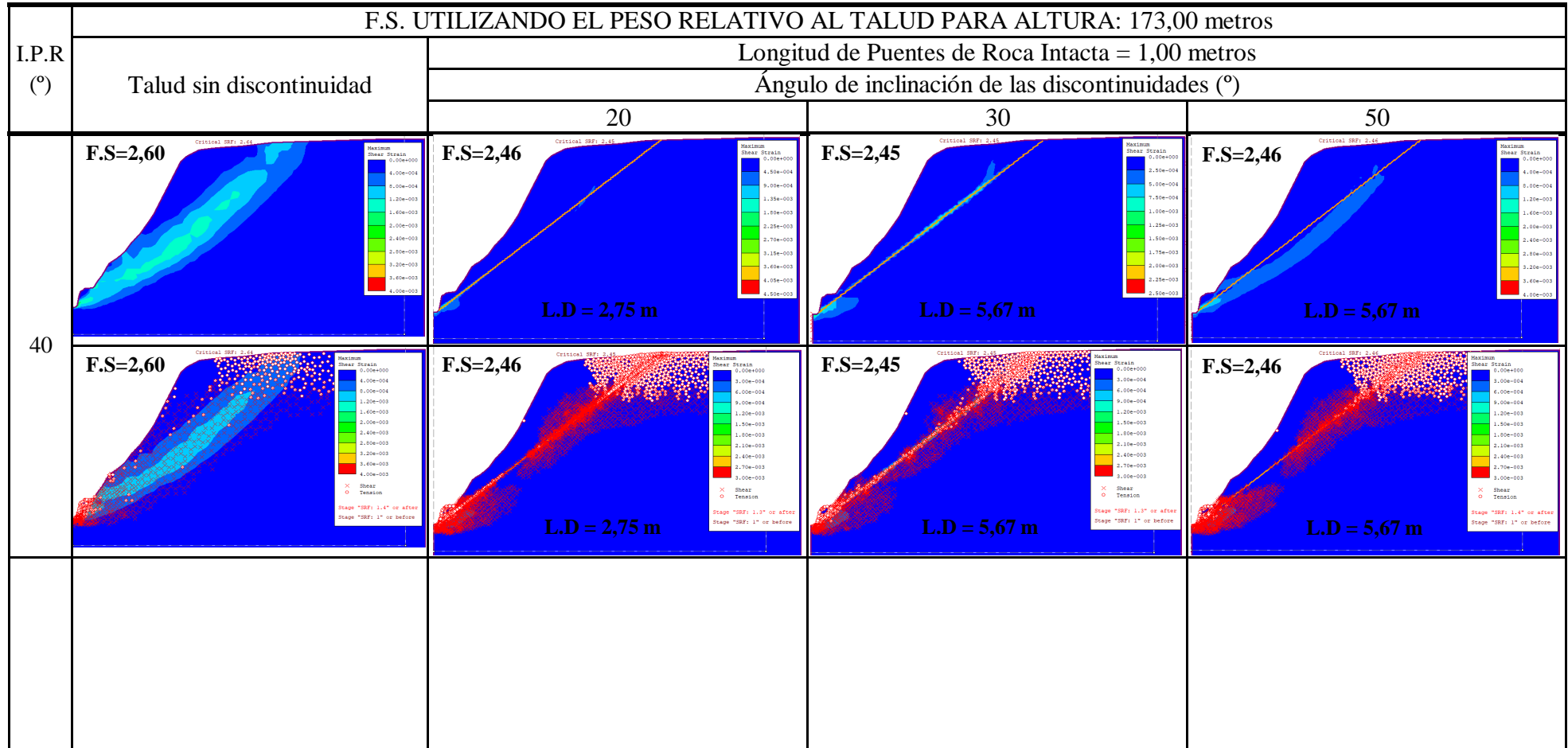
ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

ANÁLISIS DE LOS TALUDES DE CONFIGURACIÓN ENCUENTRO DE PUNTA A LA PUNTA MÉTODO SSR



L.D : Longitud de la Discontinuidad
 I.P.R : Inclinación del Plano de Rotura

F.S : Factor de Seguridad

ANEXO 10:

ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA TALUD DE 18,70 m DE ALTURA CONSIDERANDO DOS
FAMILIAS DE DISCONTINUIDAD

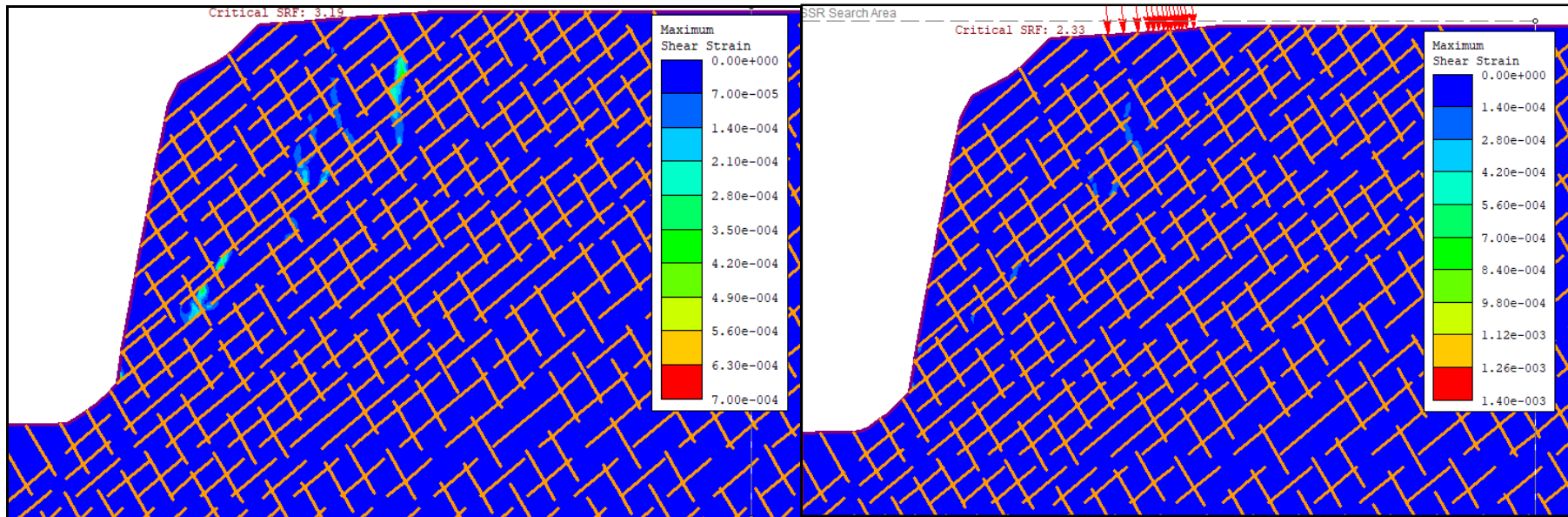


Figura 1: Comparación de la propagación de rotura en el estribo derecho del puente sin carga de servicio y la otra considerando la carga de servicio del puente Shiracball.

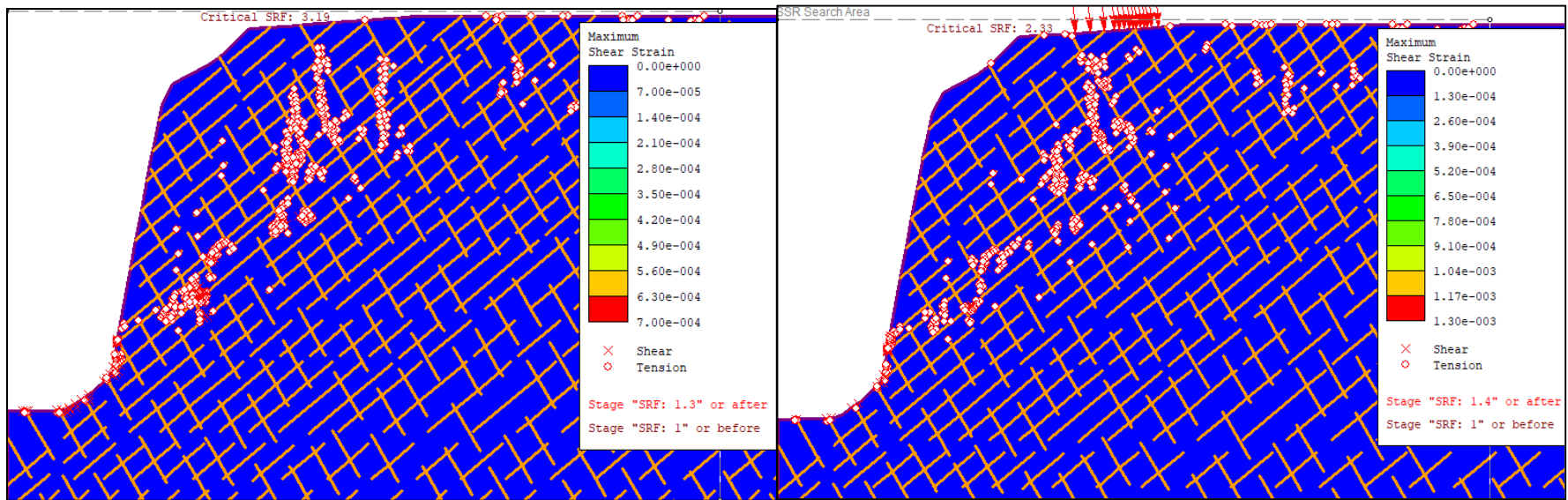


Figura 2: Comparación de la propagación de rotura por cizallamiento y tracción en el estribo derecho del puente sin carga de servicio y la otra considerando la carga de servicio del puente Shiracball.