

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y METALURGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



**“MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE
TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL
CERRO ESPINAL JULIACA”**

TESIS

PRESENTADA POR:

FREDY ALONSO, VALERIANO NINA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEOLÓGO

PUNO-PERÚ

2016


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y METALURGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA
“MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE
TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL
CERRO ESPINAL JULIACA”

PRESENTADA POR:


FREDY ALONSO VALERIANO NINA

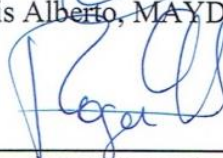
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO GEOLÓGO

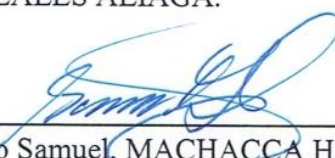
APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE : 
Dr. Ing. Erasmo G., CARNERO CARNERO.

PRIMER MIEMBRO : 
M.Sc. Ing. Emiliano S., GUEVARA GUERRA.

SEGUNDO MIEMBRO : 
Ing. Luis Alberto, MAYDANA VILCA.

DIRECTOR DE TESIS : 
Ing. Roger, GONZALES ALIAGA.

ASESOR DE TESIS : 
M.Sc. Ing. Ernesto Samuel, MACHACCA HANCCO.

ÁREA : Geotecnia.
TEMA : Estabilidad de Taludes.

PUNO – PERÚ
2016

DEDICATORIA

A:

Los entes superiores, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante esta vida.

Mi padre Bernardino Valeriano, por los ejemplos de perseverancia, fortaleza y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante ante cualquier adversidad y por todo el apoyo durante mi formación personal y profesional.

Mi madre Ruth Amanda Nina, por darme la vida, por el cariño y comprensión que me brindas.

Mi hermano Evan Bernard, por ser el hermano pequeño que con sus gestos, sonrisas, travesuras y de más has llenado nuestras vidas de alegría.

Mi novia y futura esposa Janeth Soledad Esteba, por ofrecerme día a día tu amor, cariño, alegría, comprensión, locura y pasión, eres mi complemento perfecto en esta aventura llamada vida.

A los amantes de la Geomecánica y geotecnia, para que en el mundo se siga cultivando una ciencia tan maravillosa, en aras de entenderé el comportamiento del macizo rocoso y los suelos en estructuras de ingeniería y de la naturaleza.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a los entes superiores.

A mis padres Bernardino Valeriano Huamán y Ruth Amanda Nina Nina, por todo lo que me han dado durante toda mi vida, les estaré eternamente agradecido.

A mi novia y futura esposa Janeth Soledad Esteba Avalos, por haber estado conmigo cuando más te necesitaba y por todo el amor que me das día a día.

A mis profesores compañeros y amigos de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, Escuela Profesional de Ingeniería de Minas y Escuela Profesional de Ingeniería de Geológica.

A mis amigos del laboratorio de Mecánica de Rocas y Suelos de la Facultad de Ingeniería de Minas.

A la Beca The Woman's Auxillary to the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers (WAIME 2013).

Al reconocimiento de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga – Ayacucho, Universidad Nacional San Luis Gonzaga – Ica, por los logros obtenidos durante mis estudios universitarios.

Al reconocimiento con el primer puesto otorgado en el Primer Premio Internacional en Minería 2015, en el 3er. Congreso Internacional de Estudiantes de Minería 2015, en el marco de la 32va. Convención Minera – PERUMIN 2015.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE GENERAL	v
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE CUADROS	xv
LISTA DE ANEXOS.....	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIATURAS Y NOMENCLATURAS	xix
RESUMEN	xxi
ABSTRACT.....	xxii

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	2
1.2.1. Pregunta general.	2
1.2.2. Preguntas específicas.	2
1.3. HIPÓTESIS.	2
1.3.1. Hipótesis general.	2
1.4. OBJETIVOS.	3
1.4.1. Objetivo general.	3
1.4.2. Objetivos específicos.	3
1.5. METODOLOGÍA.	3
1.5.1. Revisión, compilación y elaboración de informes preliminares.....	3
1.5.2. Caracterización geológica.....	4
1.5.3. Caracterización estructural.	4
1.5.3.1. Mapeo superficial de estructuras expuestas.....	4
1.5.3.2. Familias de discontinuidades y orientación de juntas.....	5
1.5.3.3. Espaciamiento de las estructuras.	6
1.5.3.4. Continuidad o persistencia.....	6
1.5.3.5. Apertura de las estructuras.....	6

1.5.3.6. Rugosidad.	7
1.5.3.7. JRC (<i>Joint Roughness Coefficient</i>).....	7
1.5.3.8. Relleno.....	7
1.5.3.9. Meteorización de las juntas.	7
1.5.3.10. Agua en discontinuidades.	8
1.5.3.11. Resistencia de las paredes de las discontinuidades.....	8
1.5.3.12. Ángulo de fricción básica.	8
1.5.4. Caracterización Geotécnica.	8
1.5.4.1. Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).....	9
1.5.4.2. Clasificación geotécnica del macizo rocoso.	9
1.5.4.3. Valoración geotécnica del macizo rocoso.	9
1.5.4.4. Valoración geotécnica de estructuras.	10
1.5.4.5. Valoración geotécnica de roca intacta.	10
1.5.5. Análisis de estabilidad de taludes.	12
1.5.5.1. Análisis de estabilidad por el método empírico.....	12
1.5.5.2. Análisis de estabilidad por el método estereográfico o cinemático.....	12
1.5.5.3. Análisis de estabilidad por el método equilibrio límite o analítico.	13
1.5.5.4. Análisis de estabilidad por el método numérico.....	13
1.6. MATERIALES.	13

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE ESTABILIDAD DE TALUDES.	15
2.2. METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.	15
2.3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.	17
2.3.1. Litología.....	17
2.4. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	17
2.4.1. Mapeo superficial de estructuras expuestas.....	18
2.4.2. Familias de discontinuidades y orientación de las estructuras.	20
2.4.3. Proyección estereográfica.....	21
2.4.4. Espaciamiento de las estructuras.	25

2.4.5.	Persistencia o continuidad de las estructuras.....	27
2.4.6.	Rugosidad de las estructuras.....	28
2.4.7.	Apertura de las estructuras.....	31
2.4.8.	Relleno en las discontinuidades.....	32
2.4.9.	Meteorización de las discontinuidades.	32
2.4.10.	Agua en las discontinuidades.	33
2.4.11.	Resistencia de las paredes de las discontinuidades.....	34
2.5.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	35
2.5.1.	Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).....	36
2.5.2.	Clasificación geotécnica del macizo rocoso.....	37
2.5.2.1.	Sistema de clasificación RMR (Bieniawski (1973)).	38
2.5.2.2.	Método del índice GSI.....	39
2.5.3.	Propiedades del macizo rocoso.....	41
2.5.4.	Propiedades de las estructuras.....	44
2.5.4.1.	Resistencia al corte.....	45
2.5.5.	Propiedades de la roca intacta.....	47
2.5.5.1.	Ensayos de laboratorio.....	47
2.6.	CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA.....	55
2.6.1.	Flujo de aguas subterráneas en macizos rocosos.....	55
2.7.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	56
2.8.	MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	57
2.8.1.	Métodos empíricos para la estabilidad de taludes.....	57
2.8.1.1.	Cuadros ángulo de talud versus altura de talud.....	57
2.8.1.2.	Índice SMR (<i>Slope Mass Rating</i>).....	59
2.8.2.	Método de proyecciones estereográficas o cinemático.....	63
2.8.2.1.	Principales modos de inestabilidad.....	64
2.8.3.	Métodos de equilibrio límite o analítico.....	69
2.8.3.1.	Análisis de estabilidad de fallas planas.....	70
2.8.3.2.	Análisis de estabilidad de fallas por cuña.....	71
2.8.3.3.	Análisis de estabilidad de fallas por vuelco.....	73
2.8.4.	Métodos numéricos.....	75
2.8.4.1.	Método de los Elementos Finitos (MEF).....	76
2.9.	CONDICIONES DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	76

2.10.	DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	78
2.10.1.	Macizo rocoso.....	78
2.10.2.	Matriz rocosa.	78
2.10.3.	Discontinuidad.....	78
2.10.4.	Orientación.	78
2.10.5.	Meteorización.	78
2.10.6.	Alteración.	79
2.10.7.	Factor de seguridad.....	79

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE INVESTIGACIÓN

3.1.	GENERALIDADES.....	80
3.1.1.	Ubicación.....	80
3.1.2.	Accesibilidad.	80
3.1.3.	Aspectos climáticos.	81
3.1.4.	Temperatura.....	81
3.1.5.	Precipitación.....	81
3.2.	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.....	81
3.2.1.	Descripción geológica regional.	81
3.2.2.	Descripción geológica local.....	81
3.2.2.1.	Grupo Cabanillas (D-ca).....	82
3.2.2.2.	Grupo Ambo (Ci-a).	82
3.2.2.3.	Grupo Mitu (PsTi-mi).....	83
3.2.2.4.	Depósitos Aluviales.....	83
3.2.3.	Contactos.....	84
3.2.4.	Geomorfología.....	84
3.2.4.1.	Geomorfología Local.....	85

CAPÍTULO IV

EXPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1.	CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	86
4.1.1.	Estructuras mayores.....	86
4.1.1.1.	Fallas.....	86

4.1.2.	Estructuras menores.....	87
4.1.2.1.	Micropliegues.	87
4.1.2.2.	Discontinuidades.	87
4.1.3.	Mapeo superficial de estructuras expuestas.....	87
4.1.4.	Familias de discontinuidades y orientación de juntas.....	87
4.1.5.	Buzamiento.....	88
4.1.6.	Dirección de buzamiento.	88
4.1.7.	Espaciamiento de las estructuras.	89
4.1.8.	Continuidad o persistencia.....	90
4.1.9.	Apertura de las estructuras.....	90
4.1.10.	Rugosidad.	91
4.1.11.	JRC (<i>Joint Roughness Coefficient</i>).....	92
4.1.12.	Relleno.....	92
4.1.13.	Meteorización de las juntas.	93
4.1.14.	Agua en discontinuidades.....	93
4.1.15.	Resistencia de las paredes de las discontinuidades.....	94
4.1.16.	Ángulo de fricción básica.	94
4.2.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	95
4.2.1.	Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).....	95
4.2.2.	Clasificación geotécnica del macizo rocoso.	95
4.2.2.1.	Clasificación RMR (Bieniawski, 1973).....	95
4.2.2.2.	Clasificación por el método índice GSI.....	96
4.2.3.	Valoración geotécnica del macizo rocoso.	96
4.2.3.1.	Criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006). ..	96
4.2.4.	Valoración geotécnica de estructuras.	98
4.2.4.1.	Criterio de resistencia de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb.	98
4.2.5.	Valoración geotécnica de roca intacta.	98
4.2.5.1.	Densidad y peso específico.....	98
4.2.5.2.	Resistencia.	99
4.3.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	101
4.3.1.	Análisis de estabilidad por el método empírico.....	103
4.3.1.1.	Cuadros ángulo de talud versus altura de talud.	103
4.3.1.2.	Índice SMR (<i>Slope Mass Rating</i>).	104

4.3.2. Análisis de estabilidad por el método estereográfico o cinemático.....	105
4.3.2.1. Modo de falla planar.....	107
4.3.2.2. Modo de falla por cuña.....	108
4.3.2.3. Modo de falla por vuelco flexural.	108
4.3.2.4. Modo de falla por vuelco directo y oblicuo.....	109
4.3.3. Análisis de estabilidad por el método equilibrio límite o analítico.	110
4.3.4. Análisis de estabilidad por el método numérico.....	113
4.3.5. Interacción entre los métodos de análisis de estabilidad.	116
CONCLUSIONES	118
RECOMENDACIONES.....	121
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122
ANEXOS	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	: Descripción del espaciamiento de las estructuras	26
Tabla 2.2	: Descripción de la persistencia de las estructuras.....	27
Tabla 2.3	: Descripción de la apertura de las estructuras.	31
Tabla 2.4	: Descripción del grado de meteorización.	32
Tabla 2.5	: Descripción de la condición de humedad de las estructuras.	33
Tabla 2.6	: Estimación en campo de la resistencia de la roca mediante un martillo de geólogo y una navaja.	34
Tabla 2.7	: Guías para evaluar el parámetro D en taludes.	42
Tabla 2.8	: Parámetros de corrección F_1 , F_2 y F_3 de la clasificación SMR.	61
Tabla 2.9	: Parámetros de corrección F_4 de la clasificación SMR.....	62
Tabla 2.10	: Clases de estabilidad y clasificación de taludes rocosos según SMR	62
Tabla 2.11	: Tipos más habituales de inestabilidad según el SMR	62
Tabla 2.12	: Sugerencias para el sostenimiento para varios valores de SMR.	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	: Etapas para realizar un estudio de estabilidad de taludes.....	16
Figura 2.2	: Esquema ilustrativo de los parámetros que describen las estructuras presentes en el macizo rocoso.	19
Figura 2.3	: Terminología para definir a orientación de las discontinuidades, vista isométrica del plano (Buzamiento y Dirección de buzamiento).....	21
Figura 2.4	: Terminología para definir a orientación de las discontinuidades, vista en planta del plano.....	21
Figura 2.5	: Proyección polar y ecuatorial en una esfera..	22
Figura 2.6	: Representación estereográfica polar de igual ángulo.	23
Figura 2.7	: Representación estereográfica ecuatorial de igual ángulo.....	23
Figura 2.8	: Roseta que muestra la distribución de rumbos de estructuras intermedias (juntas, discontinuidades y vetillas) mapeadas en un dominio estructural de una mina	24
Figura 2.9	: Determinación del espaciamiento en base a observaciones en un afloramiento de roca que muestra 3 sets o familias de estructuras.....	25
Figura 2.10	: Presentación de las mediciones del espaciamiento de un set estructural en forma de histograma.	26
Figura 2.11	: Esquema que ilustra las condiciones de término que pueden presentar las estructuras de un macizo rocoso.....	27
Figura 2.12	: Caracterización de la rugosidad de las estructuras según las recomendaciones de la ISRM	28
Figura 2.13	: Perfiles de rugosidad y valores asociados del coeficiente JRC.....	29
Figura 2.14	: Ábaco para evaluar el coeficiente JRC en función del largo del perfil de la estructura y la amplitud máxima de las asperezas de ésta.	30
Figura 2.15	: Diagramas que muestran la definición de la apertura de las discontinuidades y el ancho de las discontinuidades rellenas. De izquierda a derecha discontinuidad cerrada, discontinuidad abierta y discontinuidad rellena.....	31

Figura 2.16 : Ábaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca o de los labios de una discontinuidad a partir de medidas con el martillo Schmidt tipo L.	35
Figura 2.17 : Frecuencia relativa de uso de distintos métodos de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos en minas a tajo abierto y subterráneas.	37
Figura 2.18 : Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos fracturados.	40
Figura 2.19 : Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos estratificados y heterogéneos.	41
Figura 2.20 : Ajuste de una envolvente lineal a la envolvente de Hoek-Brown.	43
Figura 2.21 : Condiciones de aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown.	45
Figura 2.22 : Criterio lineal de Mohr-Coulomb para la resistencia peak y residual de una estructura.	46
Figura 2.23 : Ensayo de carga puntual simple cilíndrica Franklin a, b y c. Aplicación de la carga puntual en el núcleo; d, e y f formas de aplicar la carga para el ensayo de carga puntual axial.	50
Figura 2.24 : Ensayo de carga puntual simple cilíndrica Louis. a. Aplicación de la carga en el núcleo; b y c formas aceptadas de aplicar la carga para el ensayo de carga puntual diametral.	50
Figura 2.25 : Formas irregulares para el ensayo de carga puntual.	51
Figura 2.26 : Esquema de una celda triaxial.	52
Figura 2.27 : esquema del ensayo de tracción indirecta.	53
Figura 2.28 : Flujo de agua en fracturas en condiciones uniformes (macizo rocoso que contiene tres conjuntos de fracturas idealizadas, mutuamente ortogonales).	55
Figura 2.29 : Ángulo de talud versus altura de talud, distinguiendo entre fallas y no fallas.	58
Figura 2.30 : El éxito y el fracaso de la roca talud designada por resistencia de la roca	59
Figura 2.31 : Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla planar.	65

Figura 2.32 : Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla por cuña	66
Figura 2.33 : Condición geométrica falla por cuña.....	66
Figura 2.34 : Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla por vuelco de bloques	68
Figura 2.35 : Tipos de modos de falla por vuelco comunes; (a). Vuelco por flexión, (b). Vuelco por bloques y (c). Vuelco de bloques por flexión.	68
Figura 2.36 : Geometría de una análisis estático de una falla plana con grieta de tracción	70
Figura 2.47 : Geometría de una análisis estático de solo fricción de una falla en cuña.....	72
Figura 2.38 : Deslizamiento e inestabilidad de bloques por vuelco en un plano inclinado	74
Figura 2.39 : Condiciones de equilibrio límite para vuelco y deslizamiento, con ingreso de variables ilustrados en los diagramas correspondientes; (a). Fuerzas que actúan en el bloque, (b). Vuelco de bloque, (c). Deslizamiento de bloque	74
Figura 2.40 : Distribución de ordenadas espectrales para el Perú.	77

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 3.1 : Delimitación del área de investigación.....	80
Cuadro 3.2 : Accesibilidad al área de estudio.	80
Cuadro 4.1 : Valores estadísticos de buzamiento de las familias de discontinuidades.	88
Cuadro 4.2 : Valores estadísticos de la dirección de buzamiento de las familias de discontinuidades.....	89
Cuadro 4.3 : Valores estadísticos del espaciamiento de las familias de discontinuidades.	89
Cuadro 4.4 : Valores estadísticos de persistencia de las familias de discontinuidades.	90
Cuadro 4.5 : Características de apertura de las familias de discontinuidades.....	91
Cuadro 4.6 : Características de rugosidad de las familias de discontinuidades.	91
Cuadro 4.7 : Valores estadísticos de JRC de las familias de discontinuidades.....	92
Cuadro 4.8 : Características de relleno de las familias de discontinuidades.	92
Cuadro 4.9 : Características de meteorización de las familias de discontinuidades.....	93
Cuadro 4.10 : Condiciones de agua en las familias de discontinuidades.....	94
Cuadro 4.11 : Valores estadísticos de JCS de las familias de discontinuidades.....	94
Cuadro 4.12 : Datos estadísticos de valores ángulo de fricción básico.....	94
Cuadro 4.13 : Valores estadísticos de RQD por zonas de mapeo geotécnico.....	95
Cuadro 4.14 : Valores estadísticos de RMR por zonas de mapeo geotécnico.....	96
Cuadro 4.15 : Valores estadísticos de GSI por zonas de mapeo geotécnico.....	96
Cuadro 4.16 : Datos de ingreso en el software RocData para el cálculo de resistencia del macizo rocoso por el criterio generalizado de Hoek – Brown – Diederichs.....	97
Cuadro 4.17 : Resumen de datos del cálculo de resistencia del macizo rocoso por el criterio generalizado de Hoek – Brown – Diederichs.....	97
Cuadro 4.18 : Datos resistencia de la estructura por el criterio generalizado de Barton – Bandis.....	98
Cuadro 4.19 : Resultados de densidad de roca intacta.....	98

Cuadro 4.20 : Resultados de peso específico aparente de roca intacta.....	99
Cuadro 4.21 : Resultados de resistencia a la compresión simple de roca intacta.....	99
Cuadro 4.22 : Resultados de resistencia a la compresión de roca intacta por ensayos de carga puntal axial.....	100
Cuadro 4.23 : Resultados de resistencia a la tracción indirecta de roca intacta.....	100
Cuadro 4.24 : Valores de confinamiento y resistencia a la compresión en un ensayo de compresión triaxial.....	101
Cuadro 4.25 : Valores obtenidos de un ensayo de compresión triaxial.....	101
Cuadro 4.26 : Resultados del análisis de estabilidad por el método empírico ángulo de talud versus altura de talud.....	104
Cuadro 4.27 : Datos de ingreso para el análisis de estabilidad por el método empírico SMR.....	104
Cuadro 4.28 : Resultados del análisis de estabilidad por el método empírico SMR.....	105
Cuadro 4.29 : Datos de entrada para el análisis de los modos de falla estructural a través de estereogramas en el software Dips v.6.0 de Rocscience.....	106
Cuadro 4.30 : Resultados del modo de falla planar.....	107
Cuadro 4.31 : Resultados del modo de falla en cuña.....	108
Cuadro 4.32 : Resultados del modo de falla por vuelco.....	109
Cuadro 4.33 : Datos geométricos del talud para el análisis de estabilidad planar.....	110
Cuadro 4.34 : Datos del plano de falla para el análisis de estabilidad planar.....	111
Cuadro 4.35 : Datos geométricos del talud, propiedades físicas y coeficiente sísmico para el análisis de estabilidad con el software RocTopple v.1.0 xls.....	111
Cuadro 4.36 : Datos de la familia de discontinuidades para el análisis de estabilidad con el software RocTopple v.1.0 xls.....	112
Cuadro 4.37 : Datos de las propiedades de resistencia de las discontinuidades, para el análisis de estabilidad por vuelco.....	112
Cuadro 4.38 : Resultados del análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite de un talud por vuelco con el software RocTopple v.1.0 de Rocscience....	113
Cuadro 4.39 : Resumen de parámetros elásticos ingresados para el análisis de estabilidad de taludes por el método de Elementos Finitos al software Phase ²	114



Cuadro 4.40 : Resumen de parámetros de plasticidad ingresados para el análisis de estabilidad de taludes por el método de Elementos Finitos al software Phase².....114

Cuadro 4.41 : Resultados del análisis de estabilidad de taludes por el método de Elementos Finitos con el software Phase²..... 115

Cuadro 4.42 : Resultados del análisis de deformaciones en el talud por el método de elementos finitos con el software Phase²..... 115

LISTA DE ANEXOS

- Anexo 01 : Planos.
- Anexo 02 : Panel de Fotos
- Anexo 03 : Datos de mapeo lineal.
- Anexo 04 : Diagramas estereográficos.
- Anexo 05 : Gráficos estadísticos.
- Anexo 06 : Caracterización geotécnica.
- Anexo 07 : Resultados de ensayos de laboratorio en mecánica de rocas.
- Anexo 08 : Análisis de estabilidad de taludes por métodos empíricos.
- Anexo 09 : Análisis de estabilidad de taludes por el método estereográfico o cinemático.
- Anexo 10 : Análisis de estabilidad de taludes por métodos de equilibrio límite o analíticos.
- Anexo 11 : Análisis de estabilidad de taludes por el método numérico de Elementos Finitos.

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIATURAS Y NOMENCLATURAS

ASTM	: American Section of the International Association for Testing Materials.
E	: Este.
GSi	: Geological Strength Index.
ISRM	: International Society for Rock Mechanics.
N	: Norte.
RQD	: Rock Quality Designation.
RMR	: Rock Mass Rating.
S	: Sur.
UCS	: Uniaxial Compressive Strength.
W	: Oeste.
JCS	: Joint Wall Compressive Strength.
JRC	: Joint Roughness Coefficient.
UCS	: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
S	: Espaciamiento entre las estructuras.
JC	: Condición de las estructuras.
WC	: Condición de aguas.
SNMPE	: Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía.
ITGME	: Instituto Tecnológico Geominero de España.
ISRM	: International Society for Rock Mechanics.
PLT	: Point Load Test.
dN	: Deca Newton.
MPa	: Mega Pascal.
kN/m ³	: Kilo Newton sobre Metro cubico.
g/cm ³	: Gramos sobre centímetro cubico.
m _b	: Es un valor reducido de la constante de material m _i .
m _i	: Constantes de material (criterio de Hoek – Brown).
a	: Constantes de material (criterio de Hoek – Brown).
s	: Constante de material (criterio de Hoek – Brown).
σ _{ci}	: Resistencia a la compresión simple de roca intacta.
sig _{3max}	: Valor máximo de esfuerzo efectivo principal menor al momento de rotura en un ensayo triaxial.

σ_{3min}	: Valor mínimo de esfuerzo efectivo principal menor al momento de rotura en un ensayo triaxial.
σ_t	: Resistencia a la tracción de roca intacta.
σ_c	: Resistencia a la compresión uniaxial.
σ_{cm}	: Resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso.
E_m	: Modulo de elasticidad o Young del macizo rocoso.
E_i	: Modulo de elasticidad o Young de la roca intacta.
D	: Factor de alteración por efectos de voladura o relajación en el macizo rocoso.
ϕ	: Ángulo de fricción.
>	: Mayor.
<	: Menor.
%	: Porcentaje.
Km	: Kilometro.
σ'_1	: Esfuerzo efectivo principal mayor al momento de rotura en un ensayo triaxial.
σ'_3	: Esfuerzo efectivo principal menor al momento de rotura en un ensayo triaxial.

RESUMEN

La aplicación de la ingeniería de rocas en la solución de problemas de estabilidad de taludes nos presenta métodos los cuales se han venido desarrollando y aplicando en estructuras mineras y civiles. El presente estudio consistió en la aplicación práctica de los métodos más conocidos para el análisis de estabilidad en taludes en roca, el cual se desarrolló en el talud del cerro Espinal ubicado en la ciudad de Juliaca. Este consistió en lo siguiente; revisión, recopilación y elaboración de informes preliminares, caracterización geológica (identificación de la litología), caracterización estructural (mapeo superficial de estructuras expuestas, espaciamiento, continuidad o persistencia, apertura, rugosidad, relleno, meteorización, agua en las discontinuidades y ángulo de fricción básica), caracterización geotécnica (clasificación geotécnica del macizo rocoso, valoración geotécnica del macizo rocoso, valoración geotécnica de estructuras y valoración geotécnica de la roca intacta) y finalmente el análisis de estabilidad de taludes y su interacción por los siguientes métodos; empírico, estereográfico o cinemático, analítico o equilibrio límite y numérico. Obteniéndose parámetros típicos para cada una de las familias de discontinuidades y zona de mapeo las cuales fueron presentadas en cuadros de resumen y gráficos estadísticos. La valoración geotécnica por RQD, RMR, GSI indican que el macizo rocoso presente es de regular a buena calidad, también se determinaron parámetros geotécnicos con el criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown – Diederichs para macizos rocosos y criterio de resistencia de Barton – Bandis y Mohr – Coulomb para estructuras de discontinuidades, los cuales nos sirvieron como datos de entrada para los análisis de estabilidad realizados. Los análisis de estabilidad con diferentes métodos nos muestran muy claramente que el talud del cerro Espinal se encuentra estable en condiciones estáticas y pseudoestáticas ya que presentan factores de seguridad mayores a 1.2. Todos los análisis de estabilidad realizados por diferentes metodologías interactúan dando nos valores similares para cada caso estudiado.

Palabras clave: Mecánica de rocas, estabilidad de taludes, caracterización geotécnica, modelamiento de la estabilidad de taludes, estadística descriptiva.

ABSTRACT

The application of rock engineering in the solution of slope stability problems presents methods that have been developed and applied in mining and civilian structures. The present study consisted in the practical application of the best known methods for the analysis of stability in slopes in rock, which was developed in the slope of the Espinal hill located in the city of Juliaca. This consisted of the following; (surface mapping of exposed structures, spacing, continuity or persistence, openness, roughness, filling, weathering, water in the discontinuities and basic friction angle), structural characterization, geotechnical characterization (geotechnical classification of the rock mass, geotechnical assessment of the rock mass, geotechnical assessment of structures and geotechnical assessment of the intact rock) and finally the analysis of slope stability and its interaction by the following methods; Empirical, stereographic or kinematic, analytical or equilibrium limit and numerical. Typical parameters were obtained for each of the families of discontinuities and zone of mapping which were presented in summary tables and statistical graphs. The geotechnical evaluation by RQD, RMR and GSI indicates that the rock mass present is of good quality, and also the geotechnical parameters were determined with the general resistance criterion of Hoek - Brown - Diederichs for rock masses and resistance criterion of Barton - Bandis and Mohr - Coulomb for discontinuity structures, which served as input data for the stability analyzes performed. Stability analyzes with different methods show us very clearly that the slope of the Espinal hill is stable in static and pseudo-static conditions since they present safety factors greater than 1.2. All stability analyzes performed by different methodologies interact giving similar values for each case studied.

Keywords: rock mechanics, slope stability, geotechnical characterization, modeling slope stability, descriptive statistics.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.

La variedad de metodologías y métodos para el análisis de estabilidad de taludes en roca genera cierta confusión al momento de su utilización ya que cada una de estas fueron desarrolladas con especiales características y particularidades, la utilización de una correcta metodología y la interacción de diferentes métodos nos ayudaría a entender de mejor manera las condiciones de estabilidad del talud estudiado.

Los trabajos realizados en el cerro Espinal Juliaca durante varios años con el objetivo de extraer materiales de lastre utilizados en diferentes construcciones en la ciudad de Juliaca y pueblos aledaños, han generado un gran frente de talud de roca, desde el punto de vista de la ingeniería de rocas, este ocasionó un cambio de las condiciones naturales y de estabilidad en las que se encontraba antes de la explotación. Ya que se modificaron estados tensionales y perturbaron el macizo rocoso producto de las voladuras realizadas durante la explotación, la cual se realizó sin ningún control técnico.

En el talud del cerro Espinal durante el paso de los años se vienen identificando caída de rocas de las partes más altas del talud hacia el pie del talud, estos problemas están relacionados con un control estructural definido por el macizo rocoso presente en el talud. La presencia de una grieta de tracción en la parte superior de talud nos hace creer que en algún momento éste podría inestabilizarse a gran escala y producir accidentes personales y materiales.

La inestabilidad del talud del cerro Espinal, podría ocasionar problemas divididos en tres aspectos: aspecto medioambiental, como la contaminación visual y polución de este material en los lugares aledaños; aspecto económico, destrucción de estructuras civiles en la parte superior del talud, costo de remoción de los materiales caídos y los costos de estabilización final del talud; aspecto social, la no conservación del patrimonio arqueológico del cerro Espinal y la pérdida de vidas humanas.

La utilización de una metodología adecuada y la interacción de diferentes métodos para el análisis de estabilidad del talud del cerro Espinal nos ayudarán a identificar zonas inestables en el talud con más certeza y seguridad, para poder proponer medidas de corrección y estabilización que podrían ser implementados en la zona de estudio.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

Con la presente investigación pretendemos dar respuesta a las siguientes interrogantes.

1.2.1. Pregunta general.

¿Cuáles son los métodos utilizados para el análisis de estabilidad de taludes en roca y su interacción en el cerro Espinal Juliaca?

1.2.2. Preguntas específicas.

- ¿Cuáles son los métodos utilizados para el análisis de estabilidad en el talud del cerro Espinal Juliaca?
- ¿Cómo interactúan los diferentes métodos para el análisis de estabilidad en el talud del cerro Espinal Juliaca?

1.3. HIPÓTESIS.

1.3.1. Hipótesis general.

La utilización de diferentes métodos de análisis de estabilidad en taludes en roca y su interacción ayudarán a entender de mejor manera los problemas de estabilidad en el talud del cerro Espinal Juliaca.

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo general.

Analizar los métodos utilizados en el análisis de estabilidad de taludes en roca y su interacción en el cerro Espinal Juliaca.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Realizar la caracterización geológica y estructural del macizo rocoso presente en el cerro Espinal Juliaca.
- Caracterizar y clasificar geotécnicamente el macizo rocoso para el análisis de estabilidad en el talud del cerro Espinal Juliaca.
- Interpretar la interacción de los diferentes métodos para el análisis de estabilidad en el talud del cerro Espinal Juliaca.

1.5. METODOLOGÍA.

La presente investigación fue realizada en el talud del cerro Espinal, ubicada en las afueras de la ciudad de Juliaca, provincia de San Román, región Puno en Perú. Así, para que sea posible atender a nuestros objetivos anteriormente descritos, fueron cumplidos los siguientes pasos:

1.5.1. Revisión, compilación y elaboración de informes preliminares.

Al iniciar una investigación en cualquier área de la Geología sin duda la información viene a ser la base y el sustento con la que podremos tener nuestras ideas claras con respecto a lo que queremos investigar, por lo cual para la presente investigación se ha revisado una amplia bibliografía de textos, artículos de investigación y presentaciones orales de diversos autores, de diferentes nacionalidades los cuales escriben en relación a la ingeniería de rocas y su aplicación en la estabilidad de taludes.

También se revisó la idoneidad y la aplicación de diferentes métodos de caracterización geológica, estructural y geomecánica de los macizos rocosos, los cuales son importantes y serán descritos dentro de la presente investigación.

Con la información diversa que se obtuvo de las bibliografías existentes en relación a los métodos de análisis de estabilidad de taludes, consideramos mencionar que

este es muy variado y que en la actualidad no existe una uniformidad en las denominaciones de estos métodos de análisis, por lo cual nos hemos atrevimos a definirlos e interactuarlos para su mejor conocimiento.

1.5.2. Caracterización geológica.

Se realizó la caracterización geológica la cual consistió en identificar las formaciones geológicas cercanas al área de estudio, mediante la descripción litológica e identificación de estructuras, para la posterior realización del plano geológico.

1.5.3. Caracterización estructural.

Para definir las características estructurales que se presentan en el macizo rocoso del cerro Espinal, se tienen:

1.5.3.1. Mapeo superficial de estructuras expuestas.

El mapeo superficial de estructuras expuestas se realizó de forma lineal en seis zonas diferentes que se ubican en la base del talud, ya que estas fueron las zonas más accesibles para la toma de datos. En cada una de las zonas se realizó una descripción cuantitativa y cualitativa de las estructuras presentes a detalle, los parámetros tomados en consideración están normados por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) las cuales son; buzamiento, dirección de buzamiento, JCS (*Joint Wall Compressive Strength*), RQD (*Rock Quality Designation*), espaciamiento, persistencia, apertura, rugosidad, JRC (*Joint Roughness Coefficient*), relleno, meteorización y agua en las discontinuidades. Se elaboró una ficha geotécnica para la toma de datos en campo, las cuales se presentan en el Anexo 03.

Todos los trabajos realizados en la etapa de campo, se realizaron tomando en consideración las medidas de seguridad antes, durante y después de cada jornada de campo, con la utilización de equipos de protección personal (EPPs); casco, zapato de seguridad punta acerada, guantes y lentes de seguridad.

De los 108 datos tomados en campo, estos fueron agrupados en familias de discontinuidades principales a través del análisis estereográfico realizado con la ayuda del software Dips v.6.0, cada uno de los parámetros ya agrupados a una familia o sistema

estructural pasamos a procesarlos estadísticamente, teniendo como resultados parámetros y características típicas para cada una de las familias de discontinuidades.

Los parámetros tomados cuantitativamente (buzamiento, dirección de buzamiento, JCS, RQD, espaciamiento, persistencia, JRC) fueron agrupados a través de distribuciones estadísticas, con la ayuda del software Cristal Ball de la compañía Oracle, con la cual calculamos; el promedio, desviación estándar, valor mínimo, valor máximo y la distribución estadística a la cual mejor se ajustan los datos. Estos valores obtenidos son de importancia para la realización de un análisis de estabilidad probabilístico.

Los parámetros tomados cualitativamente (apertura, rugosidad, relleno, meteorización y agua en las discontinuidades) fueron agrupados y presentados a través de histogramas de frecuencia los cuales fueron realizados con la ayuda del software Dips v.6.0 de la compañía Rocscience.

1.5.3.2. Familias de discontinuidades y orientación de juntas.

Se tomaron en el campo 108 datos de dirección de buzamiento y buzamiento con una brújula Brunton de manera sistemática a lo largo del talud mediante estaciones de mapeo y la realización de un mapeo lineal en cada una de las zonas, En el Anexo 02–Foto 10, se muestra la forma correcta para la medición de orientaciones de las discontinuidades con una brújula marca Brunton.

Los datos de orientación de discontinuidades, fueron procesados en el software Dips v.6.0 de Rocscience. La representación de polos de los datos de orientación de discontinuidades fueron proyectados en el estereograma de hemisferio inferior equiángular, estos son expresados en puntos de manera dispersa en un diagrama de ploteo de polos general y de manera agrupada en un diagrama del ploteo de polos por familias, la dispersión de polos se debe a la variabilidad que presentan las orientaciones de las estructuras presentes en el talud y los posibles errores en la toma de datos estructurales en el campo pueden estar asociados a; la metodología utilizada para la toma de datos en campo, rugosidad de las discontinuidades, errores humanos en la medición y fallas en la brújula. Por lo cual es importante realizar una cantidad de mediciones de orientaciones

suficientes para poder definir de manera adecuada los valores de orientación de discontinuidades.

Debido a la variabilidad de puntos ploteados en el estereograma, es que surge la necesidad de representarlos mediante un diagrama de densidad de polos, estos nos muestra con mayor detalle la agrupación estadística de los datos tomados en el campo a través de porcentajes y su representación de la misma por colores. Estos porcentajes dependen del número de discontinuidades mapeadas en el campo y la agrupación de los mismos en un determinado sector del estereograma el cual considera la orientación de la discontinuidad.

Luego de identificar las familias, las definimos mediante un diagrama de planos que vendrían a representar el promedio de las orientaciones de la familia de discontinuidades.

1.5.3.3. Espaciamiento de las estructuras.

El espaciado de las discontinuidades fue medida con la ayuda de un flexómetro, la medida correcta a tomar se realiza perpendicular a la familia de discontinuidades como se muestra en el Anexo 02– Foto 11.

1.5.3.4. Continuidad o persistencia.

Este concepto hace referencia a la extensión o tamaño de las discontinuidades, sus dimensiones se cuantificaron observando la longitud de los afloramientos presentes en el talud del cerro Espinal como se muestra en el Anexo 02– Foto 12. Las mediciones se realizan con la ayuda de un flexómetro, pero cuando son muy largos se estiman los valores.

Es necesario considerar toda la longitud que se puede ver o aflora en superficie y no es recomendable inferirlas, ya que este valor determina el tamaño de bloques que pueden estar inestables y tiendan a caer.

1.5.3.5. Apertura de las estructuras.

La apertura de las discontinuidades en campo fueron medidas y mapeadas con la ayuda de una regla graduada en milímetros como se muestra en el Anexo 02– Foto 13.

Los cuales fueron agrupados como se indica en la Tabla 2.3. (cerrada, muy angosta, angosta, abierta y muy abierta).

1.5.3.6. Rugosidad.

Fueron identificados los tipos de rugosidad en el campo con la ayuda de perfiles de rugosidad y valores asociados al coeficiente de rugosidad JRC, esto con la ayuda del ábaco que se muestra en las Figura 2.13, para poder ver la rugosidad del labio de la discontinuidad en el campo con respecto a los 10 centímetros, se utilizó una regla ver Anexo 02– Foto 14, este ábaco es bastante sencillo y muy fácil de utilizar.

En la actualidad existen instrumentos tales como el rugosímetro o también llamado Peine de Barton.

La Figura 2.14, nos muestra un ábaco el cual relaciona longitud de perfil medido y la amplitud de la aspereza para determinar el JRC, éste considera longitudes de perfil mayores a 10 cm hasta los 10 m, este ábaco no fue utilizado en la presente investigación pero podría ser utilizado en el caso en que se encuentre bloques de gran magnitud, la elección de una medida tentativa actualmente está en discusión por los que utilizan estos conceptos y metodologías.

1.5.3.7. JRC (*Joint Roughness Coefficient*).

Los diferentes valores de JRC fueron obtenidos como se indica en el ítem de rugosidad.

1.5.3.8. Relleno.

Los rellenos fueron reconocidos y medidos con una regla a escala como se muestra en el Anexo 02– Foto 13. Estos fueron categorizados en duros y blandos, según su dimensión estos se consideraron mayores a 5 milímetros o menores a 5 milímetros o simplemente sin relleno, esto debido a la facilidad para la toma de datos en el campo y por ser estos los más importantes considerados para la clasificación RMR.

1.5.3.9. Meteorización de las juntas.

La caracterización de la meteorización de las juntas se realizó con la ayuda de la

Tabla 2.4. Describiéndose la condición de meteorización para cada una de las juntas estudiadas.

1.5.3.10. Agua en discontinuidades.

Se realizó la verificación de la condición de aguas subterráneas, tomando en consideración las siguientes condiciones; completamente seco, húmedo, mojado, goteando y fluyendo.

1.5.3.11. Resistencia de las paredes de las discontinuidades.

Para la determinación de los valores de resistencia de las paredes de las discontinuidades se tomaron datos en el campo con el martillo Schmidt en los labios de las discontinuidades como se muestra en el Anexo 02 – Foto 15, posteriormente estos valores fueron corregidos según la Figura 2.16 tomando en consideración la orientación del martillo al ejecutar el ensayo y el peso unitario de la roca.

1.5.3.12. Ángulo de fricción básica.

Para determinar el ángulo de fricción básico se recurrió al ensayo de campo Till-Test según la propuesta de Stimpson (1981). Para lo cual en laboratorio se procedió a deslizar 10 superficies de juntas y medir el ángulo de deslizamiento con el inclinómetro de la brújula, esto con probetas o testigos de roca extraídos con perforadora diamantina.

1.5.4. Caracterización Geotécnica.

La caracterización geotécnica consistió en definir las propiedades mecánicas del macizo rocoso, las discontinuidades y la roca intacta presentes en el talud de cerro Espinal, valiéndonos de metodologías para la caracterización de macizos rocosos, ejecución de ensayos de laboratorio, tratamiento y procesamiento de la información, todo esto con el objetivo de realizar los análisis de estabilidad por diferentes métodos y ver como estos interactúan.

La clasificación geotécnica del macizo rocoso se realizó para cada una de las zonas de mapeo, de las cuales se obtuvieron el índice RQD, los valores de las clasificaciones RMR y GSI.

Para el posterior modelamiento y análisis de estabilidad del talud del cerro Espinal por diferentes métodos, es necesario determinar valores que serán ingresados a los programas, en tal sentido se realizó las valoraciones geotécnicas del macizo rocoso, de las discontinuidades y de la roca intacta.

1.5.4.1. Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).

Para la determinación del RQD se utilizó el criterio de Priest y Hudson que consideran la medición del número de fisuras por metro lineal. Se optó por este criterio ya que se realizó mapeos lineales.

1.5.4.2. Clasificación geotécnica del macizo rocoso.

Clasificación RMR (Bieniawski, 1973).

Para la determinación del RMR se toman los valores obtenidos de campo, tomando en consideración los siguientes parámetros (UCS, RQD, espaciamiento de las estructuras, condición de las estructuras y la condición de aguas).

De los cuadros presentados en el Anexo 03 que nos muestran los datos de mapeo lineal en campo de las 06 estaciones geomecánicas, de estos se toman los necesarios para realizar la clasificación RMR y se les otorgan valoraciones según corresponda, estos valores obtenidos se muestran en el Anexo 06 – A.

Clasificación por el método índice GSI.

Los valores de GSI se obtuvieron con relación al RMR, para lo cual se consideró la recomendación de Hoek (2005), donde se menciona que el GSI es igual al RMR – 5, éste fue tomado en consideración en la presente investigación debido a que es bastante práctico y muy utilizado en el estudio de taludes.

1.5.4.3. Valoración geotécnica del macizo rocoso.

Criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006).

Se realizó la valoración del macizo rocoso que constituye el talud del cerro Espinal, esto con el objetivo de determinar las propiedades físicas que están involucradas con el macizo rocoso en conjunto, con la ayuda del software RocData v.5.0 de la

compañía Rocscience, el cual es un software práctico que contempla los criterios de resistencia de macizo rocoso como es el de Hoek – Brown y Mohr – Coulomb.

1.5.4.4. Valoración geotécnica de estructuras.

Criterio de resistencia de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb.

La estabilidad de taludes en roca, en su mayoría están controladas por las estructuras, por lo cual es necesario realizar una valoración de la resistencia de discontinuidades que puede ser valorada por dos criterios; el de Barton – Bandis y Mohr – Coulomb. Los parámetros que involucran estos son necesarios para la realización de los análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite o analítico.

El criterio de Barton Bandis nos ofrece más facilidad y aplicabilidad, ya que los parámetros involucrados en el criterio son obtenidos en el campo y pruebas sencillas en el laboratorio, en cambio el criterio de Mohr – Coulomb se estima con ensayos de corte directo en laboratorio o por el ajuste con otros criterios de resistencia.

Por lo cual se obtuvo valores para ambos criterios de resistencia con la ayuda del software RocData v.5.0 de la compañía Rocscience a partir de datos de campo.

1.5.4.5. Valoración geotécnica de roca intacta.

Para la valoración geotécnica de la roca intacta que constituye el macizo rocoso del cerro Espinal, se realizó con el cumplimiento de normas y estándares de calidad para la preparación y ejecución de ensayos en el laboratorio tales como las dadas por el ISRM y las normas ASTM. Las pruebas fueron certificadas por el Laboratorio de Mecánica de Rocas y Suelos de la Facultad de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional del Altiplano.

Densidad y peso específico.

Estos fueron realizados tomando en consideración la norma ASTM C 97-02 y la norma ISRM.

Resistencia.

Para determinar la resistencia de la roca intacta se recurrió a los ensayos de

laboratorio, para lo cual se realizaron; 10 ensayos de carga puntual de forma axial, 10 pruebas de resistencia a la compresión simple o no confinada, 05 pruebas de resistencia a la tracción indirecta y 01 ensayo Triaxial para la determinación de otras propiedades intrínsecas de la roca intacta y 10 ensayos de mesa inclinara (*Till Test*).

Resistencia a la compresión simple (UCS).

El equipo de laboratorio utilizado para estos ensayos fue una prensa hidráulica manual de 2000 kN de capacidad, que se presenta en el Anexo 02 – Foto 16, junto a probetas o testigos listos para ser ensayados, los ensayos fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la ASTM D 2938-95 y la norma ISRM.

Ensayos de carga puntual (PLT).

Los ensayos fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la ASTM D 5731-02 y la norma ISRM. El equipo de laboratorio utilizado para realizar los ensayos de carga puntual fue una prensa hidráulica manual de 5000 dN de capacidad, que se presenta en el Anexo 02– Foto 17, junto a probetas o testigos listos para ser ensayados.

Ensayo de tracción.

Los ensayos fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la ASTM D 3967 y la norma ISRM.

Ensayo de compresión triaxial.

Los ensayos fueron realizados cumpliéndose todos los procedimientos y protocolos de trabajo en laboratorio normados por la ASTM D 2664 y la norma ISRM.

El ensayo triaxial consistió en aplicar esfuerzos en las paredes de la muestra cilíndrica con la ayuda de una camiseta especial y una celda llamada celda de Hoek a diferentes presiones de confinamiento (σ_3), estos valores se muestran en el Cuadro 4.24, este ensayo permitió obtener diferentes valores de resistencia a la compresión (σ_1) para diferentes presiones de confinamiento, estos se expresaran en gráficos los que se muestran en el Anexo 07 y de ellos se calculan parámetros de roca intacta tales como; m_i , E_i , m_b , a ,

s, ángulo de fricción interna (ϕ), cohesión interna, resistencia a la tracción (σ_t), resistencia a la compresión (σ_c) y el módulo de elasticidad (E_m).

Los valores obtenidos son ingresados al software RocData v.5.0 que tiene la opción para el procesamiento de datos de ensayos triaxiales en laboratorio.

1.5.5. Análisis de estabilidad de taludes.

1.5.5.1. Análisis de estabilidad por el método empírico.

Se realizó el análisis por el método de cuadros ángulo de talud versus altura de talud y el método índice SMR (*Slope Mass Rating*).

Cuadros ángulo de talud versus altura de talud.

Se toma como referencia los cuadros publicados por Hoek (1970) y Sjöberg (1999). Hoek reporta la investigación de varios taludes e incluye un rango de ángulos de talud, que se muestran en la Figura 2.31. Similar cuadro se presenta por Hoek y Bray (1981) y Wyllie y Mah (2004). En el cual se utilizó el enfoque de Hoek de simplemente comparar ángulo del talud con su altura, mostrándose taludes estables e inestables.

Índice SMR (*Slope Mass Rating*).

Los análisis de estabilidad por la metodología empírica del SMR para el caso de estudio del cerro Espinal, se tomó como referencia las siguientes versiones; (Romana, 1993) y (Tómas et al, 2007), los conceptos teóricos de los mismos se desarrollan en el ítem 2.8.1.2.

1.5.5.2. Análisis de estabilidad por el método estereográfico o cinemático.

Se realizaron 108 mediciones de dirección de buzamiento y buzamiento los cuales se presentan en las fichas de mapeo, la dirección de buzamiento del talud fue tomado en el campo y la pendiente del talud es la más crítica encontrada en las secciones de corte, por último el ángulo de fricción considerado para el análisis fue obtenido de las pruebas Tilt Test en laboratorio.

El análisis de estabilidad por el método estereográfico en el talud del cerro

Espinal, se realizó con la ayuda del programa Dips versión 6.0 la cual nos ofrece un entorno amigable de trabajo y la aplicación del mismo para el análisis estereográfico o cinemático de taludes en roca que es lo mismo que identificar los modos de falla más recurrentes en un determinado talud con la utilización de proyecciones estereográficas.

1.5.5.3. Análisis de estabilidad por el método equilibrio límite o analítico.

Para los análisis de estabilidad por el método equilibrio límite o analítico se utilizó el software RocPlane para el estudio de la rotura tipo planar que se identificó en la parte superior del talud.

El análisis general de estabilidad fue realizado con la ayuda de una hoja Excel de nombre Roctopple v.1.0. xls. elaborada por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Toronto y posteriormente se realizaron análisis de estabilidad generales de los distintos cortes a lo largo del talud con la ayuda del software RocToppe v.1.0 de la compañía Rocscience.

1.5.5.4. Análisis de estabilidad por el método numérico.

Dentro de los métodos numéricos encontramos una variedad de métodos, pero el más utilizado y que ha ganado gran aceptación en el mundo, es el modelamiento y análisis de estabilidad por el método de Elementos Finitos, en este trabajo utilizamos el software Phase² o también llamado RS² v.9.0 de la compañía Rocscience para el cálculo del factor de seguridad en los 5 cortes realizados a lo largo del talud.

1.6. MATERIALES.

Los materiales empleados en la ejecución de la investigación son los siguientes:

- EPP's.
- Brújula de marca Brunton.
- Peine de Barton.
- Flexómetro.
- Cinta métrica.
- Libreta de notas.
- Útiles de escritorio.

- Martillo Schmidt tipo L.
- Estación total.
- GPS.
- Softwares especializados.
- Laptop.
- Martillo de geólogo.
- Tablero.
- Impresora.
- Lupa de geólogo.
- Ácido clorhídrico.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Casi todas las fallas en taludes en roca se producen a lo largo de fallas pre-existentes, predeterminados, como discontinuidades o planos de debilidad, tales como una falla o una zona de cizalla, por ejemplo. En los problemas de estabilidad de taludes en roca, la falla real o superficie de deslizamiento depende de la orientación espacial, la frecuencia y distribución de las discontinuidades, y la resistencia al corte a lo largo de las discontinuidades. Tras el corte, la formación rocosa geológica se desbloquea, lo que resulta en el deslizamiento. (Jumikis, 1983).

En la mayor parte de los casos, el estudio de la estabilidad de taludes no puede realizarse a nivel general, sino talud por talud, ya que las inestabilidades suelen ir asociadas a la presencia de discontinuidades concretas con orientaciones determinadas. Cuando el coeficiente de seguridad de un talud bien calculado sea inferior a 1, es probable que se produzca su falla o deslizamiento. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

2.2. METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Uno de los aspectos del estudio de estabilidad de un talud que se debe resolver ya al principio, en cuanto se dispone de los datos de la investigación geológico geotécnica, es el modo de falla más probable que puede producirse en él; si no se identifica correctamente este aspecto es fácil que el resto del estudio discurra por un camino

erróneo. La determinación del modo de falla, que puede ser en algunos casos muy complejo, requiere a veces de una gran experiencia. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

En la Figura 2.1 se presenta un esquema de metodología recomendada para llevar a cabo un estudio de estabilidad de taludes.

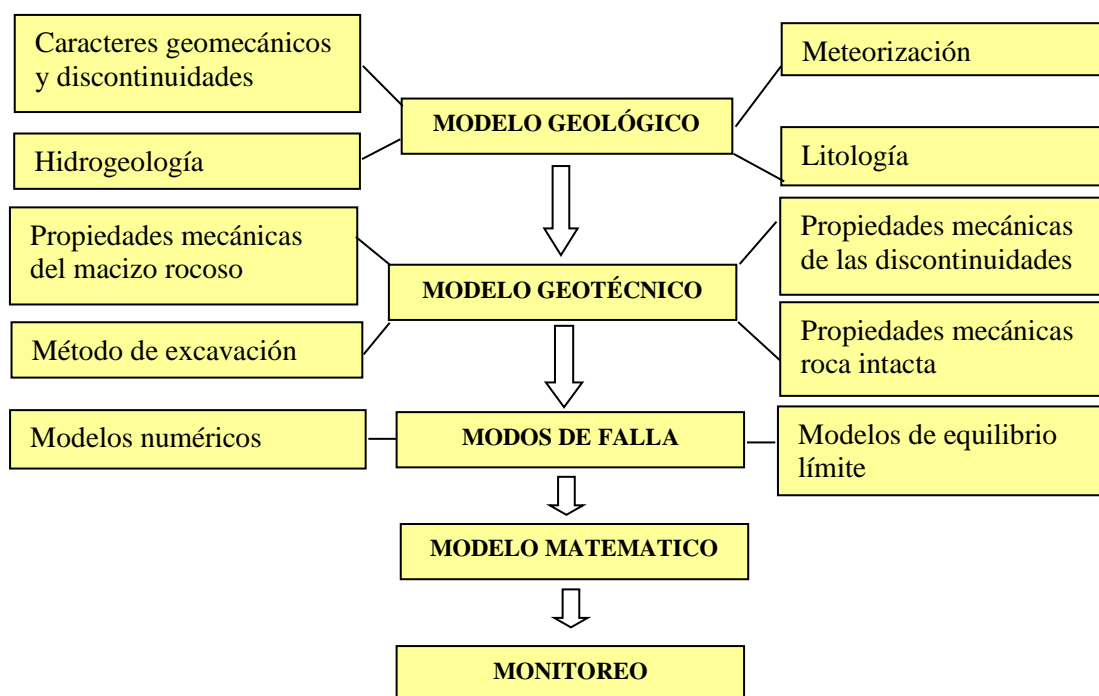


Figura 2.1 : Etapas para realizar un estudio de estabilidad de taludes (Ramirez et. al, 2007).

Para encontrar las causas y modos de falla y poder cuantificar los parámetros que determinan la estabilidad de un talud, diagnosticar y diseñar las obras de estabilización, se recomienda realizar un estudio que incluye las siguientes etapas: (Suarez Diaz, 1998).

1. Reconocimiento e identificación del sitio.
2. Análisis de la información existente.
3. Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
4. Investigación de campo que incluye sondeos, toma de muestras, y ensayos in situ para cuantificar los parámetros del suelo.
5. Investigación de laboratorio.
6. Análisis de la información obtenida, modelación matemática y diseño.

2.3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.

La caracterización geológica debe permitir no solo definir la geometría de subsuperficie, en lo que dice relación con los contactos entre los diversos entes geológicos, sino también permitir una definición de los distintos tipos de unidades geotécnicas básicas que aparecen en el área de interés. (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

La preparación de modelo es fundamental para el proceso de diseño de los taludes y requiere un entendimiento básico de los conceptos esenciales de la geología física. (Read & Stacey, 2009).

Según (Suarez, 2013). Se recomienda hacer una descripción geológica local ya que muchos estudios de ingeniería de rocas no consideran esta importante fase, y saltan de la fase de la descripción geológica regional hacia la fase de investigación de ingeniería, situación que hace perder valiosa información al nivel de escala necesaria, que será de gran utilidad para entender el estado de conservación del macizo rocoso y en especial la configuración de las discontinuidades.

2.3.1. Litología.

Descripción breve de la geología regional que explica los tipos de roca que aparecen en el área de interés. Descripción breve de cada tipo de roca, con énfasis en sus características típicas como material pétreo (dureza, degradabilidad, etc.). Estimación del posible error en la posición de los contactos litológicos. (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

La buena descripción de los suelos y rocas presentes es uno de los factores más importantes para una buena investigación y ésta debe hacerlo un profesional muy calificado y con gran experiencia. Desafortunadamente, existen diferentes esquemas de descripción que varían no solamente en los términos utilizados sino también en la definición de cada uno de ellos. (Suarez Diaz, 1998).

2.4. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL.

El análisis estructural procura representar la orientación espacial de las diferentes estructuras geológicas, con el objeto de entender los mecanismos de deformación en el

área de estudio y también pudiéndose definir una distribución de tensiones que originan las tensiones. El objetivo principal de hacer un levantamiento geotécnico, con datos geológicos y estructurales, las estructuras presentes en el macizo rocoso y obtener la orientación de todas las estructuras geológicas como fallas, juntas, diques, brechas, discontinuidades, grietas de tracción, entre otras, para que posteriormente, con esa información se realicen análisis cinemáticos para resolver problemas estructurales. (Suarez, 2013).

2.4.1. Mapeo superficial de estructuras expuestas.

Los métodos de mapeo estructural que examinarán sistemáticamente todas las características geológicas importantes son el mapeo "lineal" y "ventana". El mapeo lineal consiste en estirar una cinta métrica a lo largo de la cara del talud y mapear todas que intersectan con la línea; las longitudes de línea son normalmente entre 50 y 100 m. Si se estudian los extremos de la línea, entonces la ubicación de todas las discontinuidades se puede determinar. El mapeo de ventana comprende realizar un mapeo de todas las discontinuidades dentro de un segmento representativo o "ventana" de un tamaño fijo, espaciados a intervalos regulares a lo largo de la cara del talud. Las áreas que intervienen se examinan por similitud de estructura. Las dimensiones de una ventana normalmente puede ser de aproximadamente 10 m. (Wyllie & Mah, 2004).

En los métodos sugeridos por la ISRM para la descripción cuantitativa de discontinuidades en macizos rocosos se reseñan 10 parámetros que es preciso describir para lograr este tipo de caracterización (Brown (1981)). Estos parámetros se ilustran en el esquema de la Figura 2.2, y son los siguientes: (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

1. Número de familias o sistemas de estructuras que aparecen en el macizo rocoso.
2. Orientación de cada familia (definida por valores característicos del buzamiento y de la dirección de buzamiento).
3. Espaciamiento entre estructuras de una misma familia o set estructural (puede ser verdadero si se mide en la dirección normal al plano de las estructuras, o aparente si se mide en otra dirección).
4. Persistencia o extensión de las estructuras de cada familia de discontinuidad.
5. Rugosidad de las estructuras de cada familia.

6. Apertura (estructuras abiertas) o potencia (estructuras selladas) de las estructuras de cada familia.
7. Tipo(s) de relleno(s) presente(s) en las estructuras de cada familia.
8. Resistencia de la roca caja para cada set de estructuras (si bien el tipo de roca puede ser el mismo, distintos sets de estructuras pueden presentar distintas características de alteración, afectando de diferente forma a la roca de caja).
9. Características de la percolación de aguas observada en las estructuras de cada familia.
10. Tamaño de los bloques que definen las estructuras en el macizo rocoso.

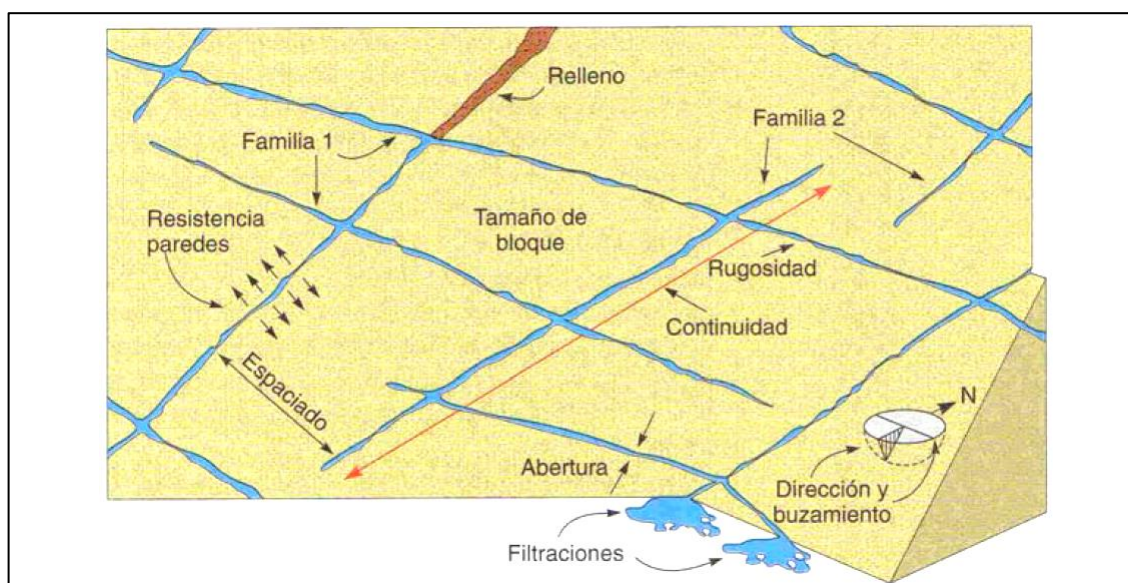


Figura 2.2 : Esquema ilustrativo de los parámetros que describen las estructuras presentes en el macizo rocoso (Hudson, 1989).

En el caso de no tener acceso total del objeto levantado, el mapeo por ventanas es favorable para el levantamiento del macizo rocoso (Suarez, 2013). Por tal razón para el mapeo de las superficies expuestas en la presente investigación se realizó por este método.

Toda la data recolectada de campo se realizara con la ayuda de fichas geomecánicas especialmente diseñadas para la toma de los datos mencionados.

La utilización de métodos de proyección estereográfica es la mejor forma de representar los datos geológico estructurales (Hoek & Bray, 1981). Permitiendo un estudio estadístico de la distribución de los datos por métodos gráficos. Este estudio

estadístico de distribución de las discontinuidades es efectuado con softwares computacionales, como el Dips v.6.0 de Rocscience, que fue utilizado en esta investigación.

2.4.2. Familias de discontinuidades y orientación de las estructuras.

Una familia de discontinuidades está constituida por aquellas que tienen orientaciones similares y el mismo origen. Por ello las familias se pueden determinar, representando los polos de las discontinuidades observadas en el macizo rocoso en una red polar equilateral mediante la plantilla de Schmidt, que se contornearan utilizando una plantilla de conteo equilateral para obtener la distribución de polos que representara todas las discontinuidades medidas en el macizo rocoso y donde se tratara de identificar y estimar las orientaciones medias de las familias de discontinuidades (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

La orientación de un plano de discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento (dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte) y por su buzamiento (inclinación hacia debajo de dicha línea, respecto al plano horizontal). El instrumento que se emplea para la medida directa de la dirección de buzamiento y buzamiento es la brújula. La notación que se usa para especificar estos dos valores es de escribir primero la dirección de buzamiento, representado por tres dígitos seguidos de un quebrado tendido hacia adelante (/), para luego especificar el buzamiento del plano, representado por dos dígitos (Suarez, 2013).

La orientación de las discontinuidades es el primer factor geológico que influye en la estabilidad de taludes, la terminología recomendada para los datos de orientación de discontinuidades es el buzamiento y dirección de buzamiento ver Figura 2.3 y 2.4. (Wyllie & Mah, 2004).

La definición de número de familias o sistemas de estructuras está relacionada directamente con la orientación de cada familia; lo cual se hace analizando la información estructural mediante proyecciones estereográficas, para representar cada estructura (plano) por un punto (polo) y luego, mediante técnicas, estadísticas analizar las agrupaciones de polos y definir así las familias o sistemas principales y las familias o

sistemas secundarios. En la práctica se utilizan programas computacionales para este análisis e interpretación de la información estructural. (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

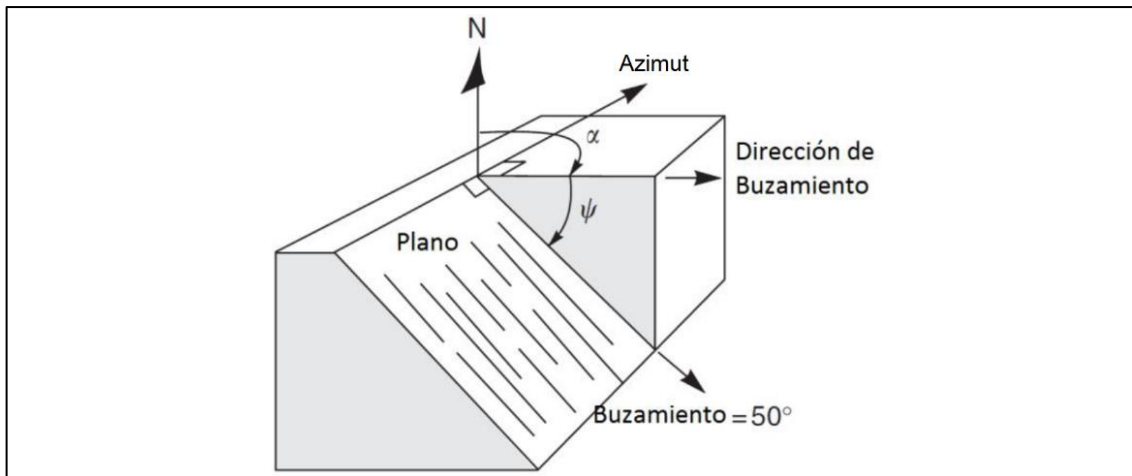


Figura 2.3 : Terminología para definir a orientación de las discontinuidades, vista isométrica del plano (Buzamiento y Dirección de buzamiento). (Wyllie & Mah, 2004).

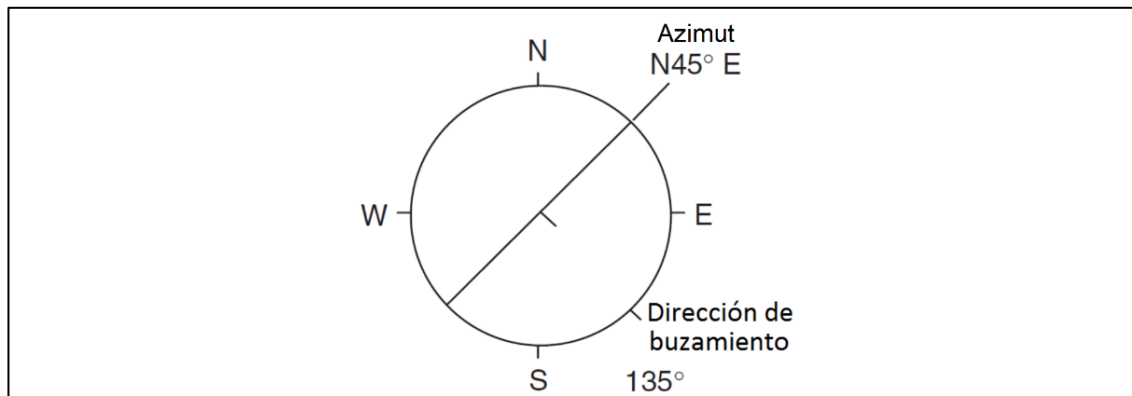


Figura 2.4 : Terminología para definir a orientación de las discontinuidades, vista en planta del plano (Wyllie & Mah, 2004).

Observando la orientación e inclinación de las discontinuidades y su posición relativa respecto al plano del talud se puede deducir cual es el modo de falla más probable en el talud. (ITGME , 1987).

2.4.3. Proyección estereográfica.

La proyección estereográfica hace que los datos de orientación en tres dimensiones sean representados y analizados en dos dimensiones. Una importante limitación de las proyecciones estereográficas es que ellas consideran relaciones angulares entre líneas y planos, y no representan la posición y el tamaño de las formas.

Los dos tipos de proyección estereográfica usados en geológica estructural son las proyecciones polar y ecuatorial ver Figura 2.5, 2.6 y 2.7. La proyección polar solo se utiliza para el ploteo de polos, mientras la proyección ecuatorial puede ser utilizada para el ploteo de planos mayores y polos (Wyllie & Mah, 2004).

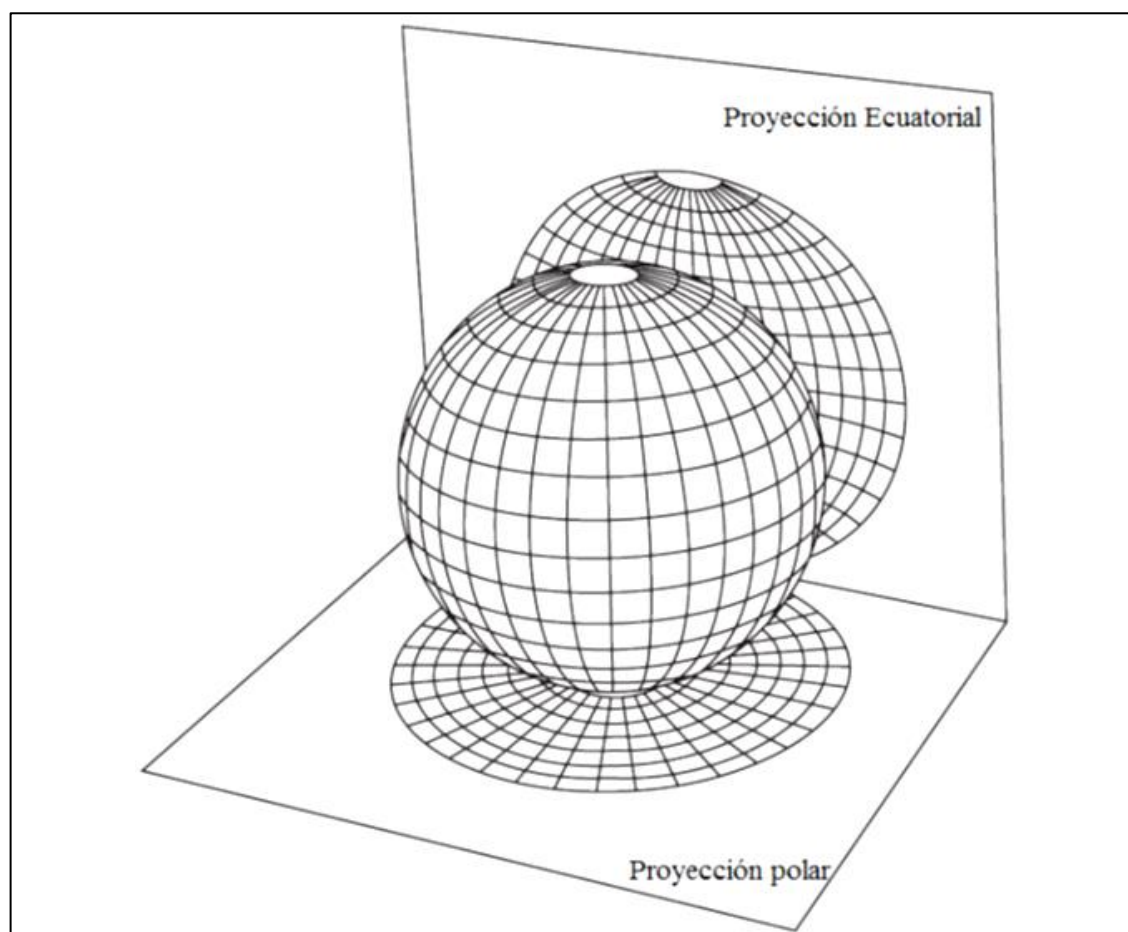


Figura 2.5 : Proyección polar y ecuatorial en una esfera. (Wyllie & Mah, 2004).

En la práctica de la geología geotécnica se ha hecho común el uso de proyecciones estereográficas equiángulares con proyección en el hemisferio inferior, por lo que se recomienda este método. Para definir las densidades de polos se emplean comúnmente las distribuciones de Schmidt o de Fisher. Cuando la cantidad de datos es suficientemente grande ambas distribuciones producen contornos muy similares; sin embargo, cuando la cantidad de datos es limitada la distribución de Schmidt produce contornos algo irregulares y pueden inducir a errores, ya que cada dato se considera totalmente preciso y cualquier error se acentúa. Por lo tanto, se recomienda preferir la distribución de Fisher (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

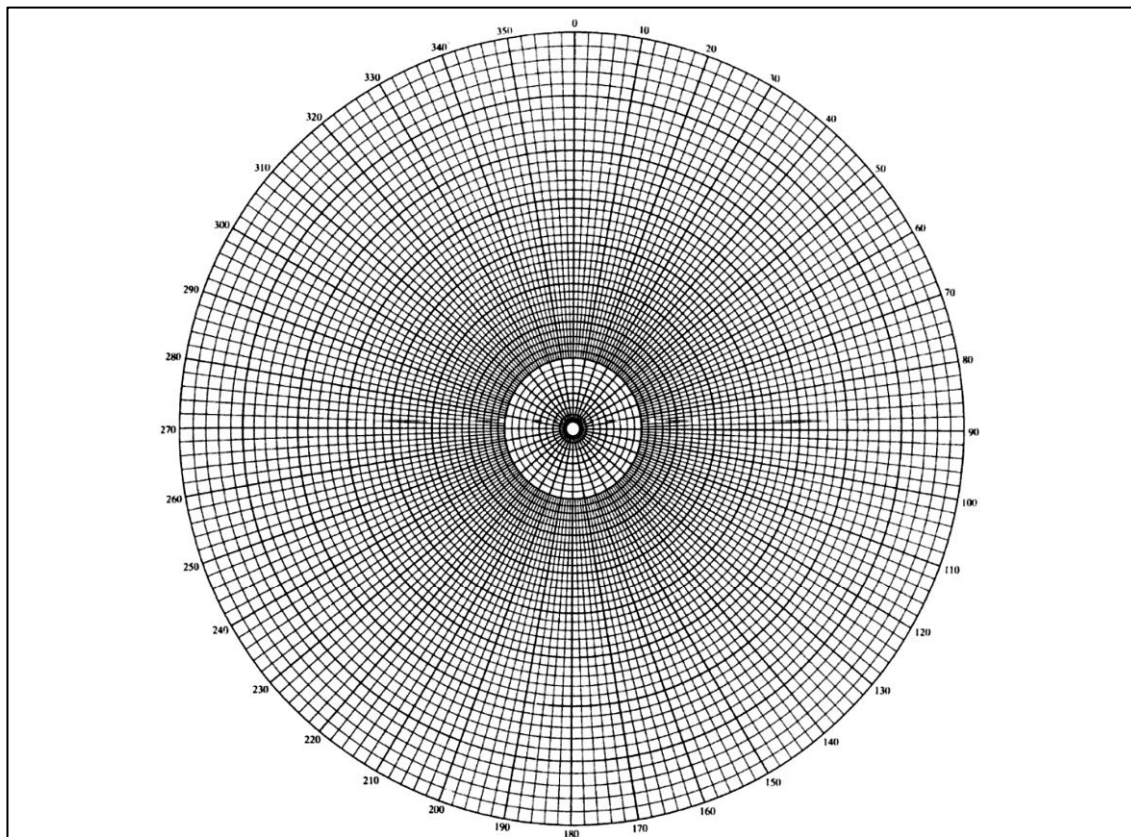


Figura 2.6 : Representación estereográfica polar de igual ángulo. (Priest, 1985)

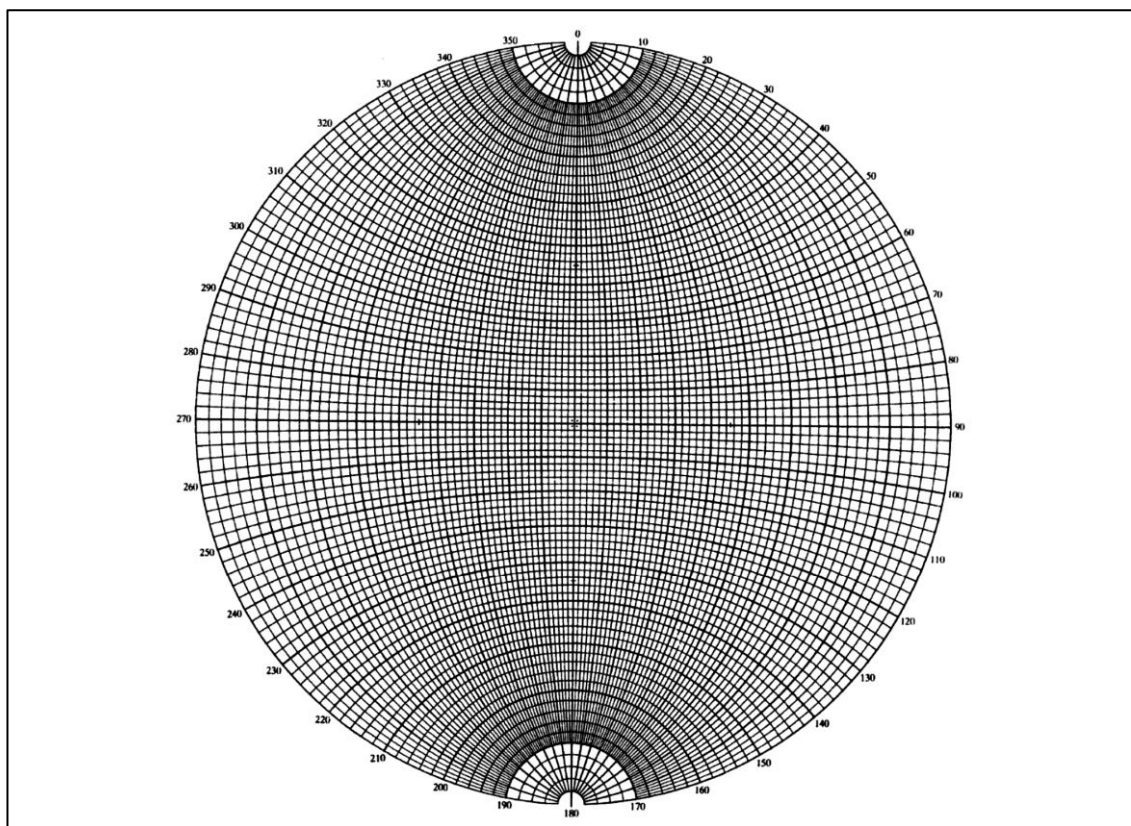


Figura 2.7 : Representación estereográfica ecuatorial de igual ángulo. (Priest, 1985).

Cuando la superficie de mapeo es normal al plano de las estructuras de un determinado set o familia estructural, éstas aparecen con su frecuencia propia, λ . Cuando esta condición no se cumple y la normal al plano de mapeo forma un ángulo ξ con el plano de las estructuras, éstas aparecen con una frecuencia aparente, λ_a , mayor que su frecuencia propia o verdadera, dada por (Terzaghi (1965)):

$$\lambda_a = \lambda \operatorname{sen} \xi$$

Esto induce un sesgo, por lo que se recomienda considerar la corrección de Terzaghi al definir la familia de polos.

La definición de la cantidad de datos necesaria y suficiente para lograr una adecuada representación del patrón estructural requiere bastante experiencia y depende de cada caso en particular.

Las proyecciones estereográficas pueden complementarse con rosetas como la que se muestra en el ejemplo de la Figura 2.8. La roseta convencional considera la proyección sobre un plano horizontal, por lo que representa un histograma radial del rumbo de las estructuras; sin embargo, es posible considerar cualquier plano de proyección para la roseta (con lo que resultan histogramas radiales de manteos aparentes o rumbos aparentes). (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

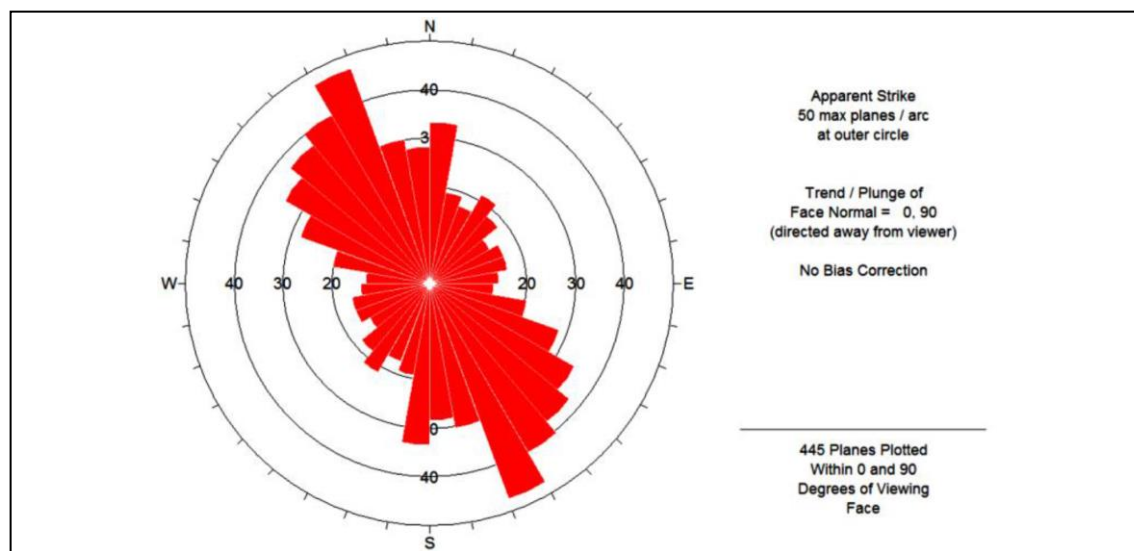


Figura 2.8 : Roseta que muestra la distribución de rumbos de estructuras intermedias (juntas, discontinuidades y vetillas) mapeadas en un dominio estructural de una mina (Rocscience Inc., 1999).

2.4.4. Espaciamiento de las estructuras.

Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes, Figura 2.9. Éste determina el tamaño de los bloques de roca intacta. Cuanto menos espaciado tengan, los bloques serán más pequeños y cuanto más espaciado tengan, los bloques serán más grandes. (SNMPE , 2004).

El espaciado de las discontinuidades es el promedio entre los planos de debilidad en el macizo rocoso en la dirección perpendicular al plano de la discontinuidad (Bieniawski, 1989).

Para medir el espaciamiento se necesita una cinta métrica de mínimo 3 m de longitud, con divisiones en milímetros, y la brújula. El procedimiento a seguir es el siguiente, para cada familia de discontinuidad. (Suarez Burgoa, 2013).

- Elegir una superficie de afloramiento o una pared excavada y medir la orientación de cada una de las superficies.
- Definir una línea de trabajo, donde se colocará en forma paralela la cinta métrica, de tal manera que las trazas de la familia de discontinuidades a ser medidas sean lo más perpendiculares a ella.

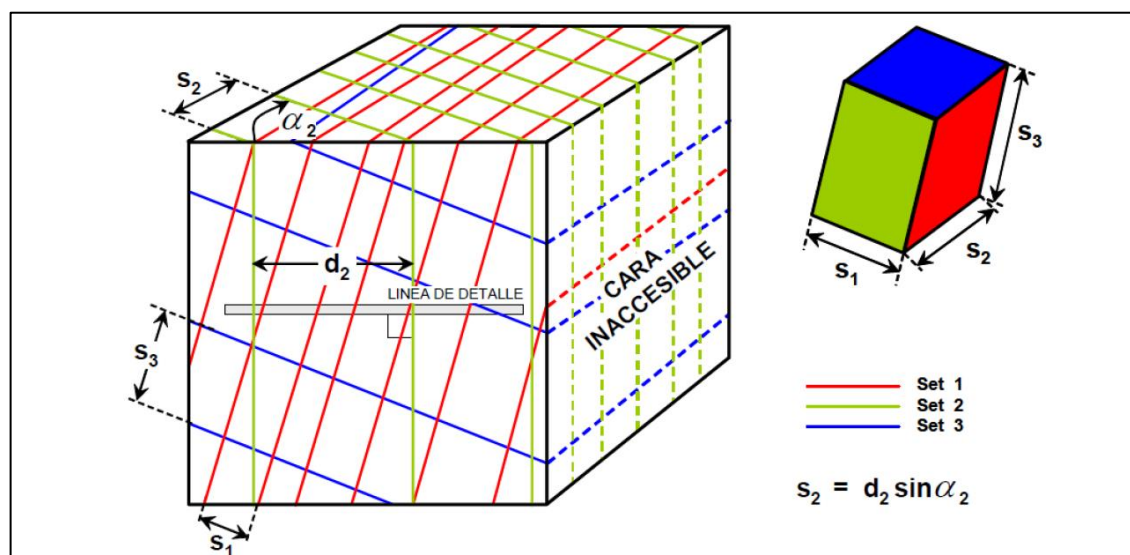


Figura 2.9 : Determinación del espaciamiento en base a observaciones en un afloramiento de roca que muestra 3 sets o familias de estructuras (Brown, 1981).

Resulta recomendable que los resultados de las mediciones de espaciamiento se presenten en histogramas como se muestra en la Figura 2.10. En la práctica a cada set o familia de estructuras se le asigna un valor “característico” de espaciamiento (los más usados corresponden al valor promedio o al valor modal de la mediciones de espaciamiento para dicho set), ya que el espaciamiento de un set de estructuras no presenta un único valor sino que un rango de valores, muchas veces conforme a una cierta distribución estadística (para lograr una buena definición de esta distribución Hudson & Harrison (1997) señalan que debe contarse con al menos 200 mediciones) para describir el espaciamiento se sugiere usar las definiciones de la ISRM que se reseñan en la Tabla 2.1. (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

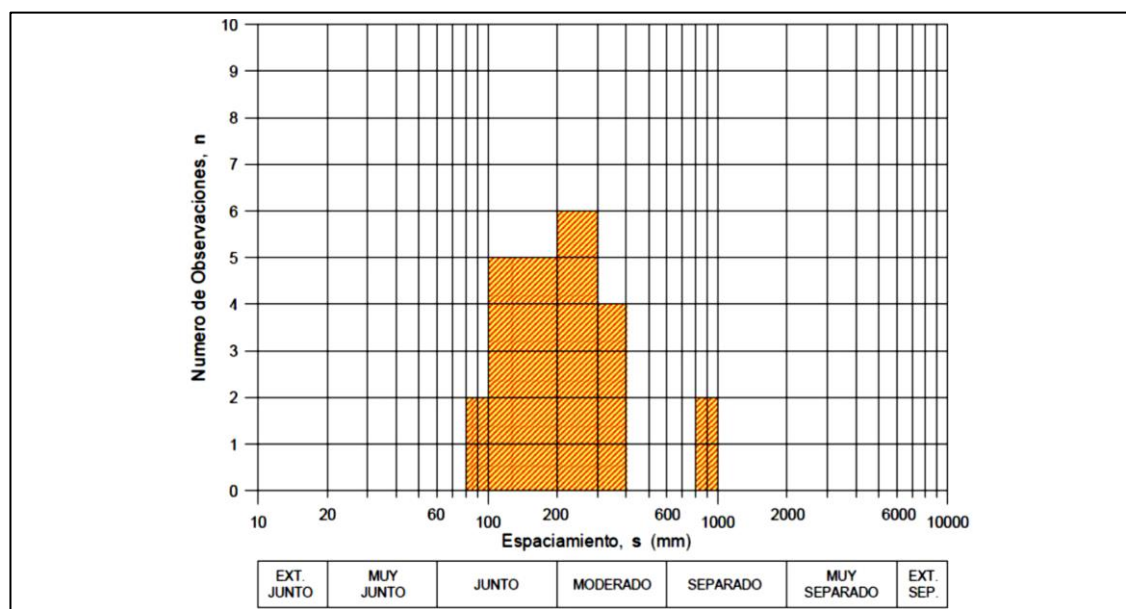


Figura 2.10 : Presentación de las mediciones del espaciamiento de un set estructural en forma de histograma (Brown, 1981).

Tabla 2.1: Descripción del espaciamiento de las estructuras

Descripción	Espaciamiento (mm)
Extremadamente Junto	< 20
Muy Junto	20 a 60
Junto	60 a 200
Moderado	200 a 600
Separado	600 a 2000
Muy Separado	2000 a 6000
Extremadamente Separado	> 6000

Fuente : International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field test, 1978.

2.4.5. Persistencia o continuidad de las estructuras.

Este concepto hace referencia a la extensión o tamaño de las discontinuidades. Las dimensiones de una discontinuidad se pueden cuantificar observando su longitud en los afloramientos en la dirección del rumbo y en la dirección del buzamiento (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

La persistencia o extensión de las estructuras de cada familia de discontinuidades corresponde al largo de la traza de la estructura, el cual medirse en la dirección del rumbo o en la dirección de buzamiento de la estructura. En problemas de estabilidad de taludes resulta preferible definir la persistencia en la dirección del buzamiento (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

Tabla 2.2: Descripción de la persistencia de las estructuras.

Descripción	Persistencia (m)
Muy Baja	< 1
Baja	1 a 3
Media	3 a 10
Alta	10 a 20
Muy Alta	> 20

Fuente : International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field test, 1978.

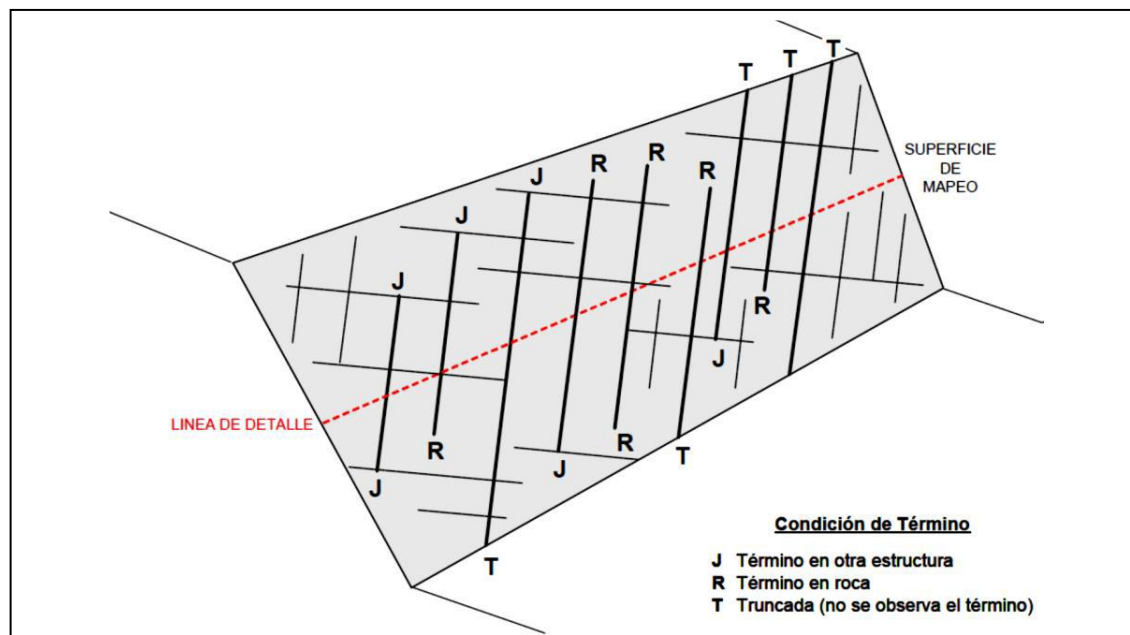


Figura 2.11 : Esquema que ilustra las condiciones de término que pueden presentar las estructuras de un macizo rocoso (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

Para describir la persistencia de las estructuras se sugiere usar las definiciones de la ISRM que se reseñan en la Tabla 2.2. Por otra parte, se recomienda complementar la persistencia con información relativa al tipo de término que presentan las estructuras de un set dado, conforme al esquema que se muestra en la Figura 2.11.

2.4.6. Rugosidad de las estructuras.

Es el conjunto de irregularidades de diferentes órdenes de magnitud (asperezas, ondulaciones), que componen la superficie de las paredes de la discontinuidad. (ITGME, 1987).

La rugosidad se define a las características morfológicas que presenta la superficie del plano de una discontinuidad, la cual contribuye a disminuir o aumentar la resistencia al esfuerzo cortante. (Suarez, 2013).










Clase	Escala		Perfil Típico de Rugosidad de la Estructura	JRC ₂₀	JRC ₁₀₀
	Intermedia	Menor			
I	Escalonada	Rugosa		20	11
II		Lisa		14	9
III		Pulida		11	8
IV	Ondulosa	Rugosa		14	9
V		Lisa		11	8
VI		Pulida		7	6
VII	Plana	Rugosa		2.5	2.3
VIII		Lisa		1.5	0.9
IX		Pulida		0.5	0.4

Figura 2.12 : Caracterización de la rugosidad de las estructuras según las recomendaciones de la ISRM (Modificada de Brown (1981)). Notas: La longitud de cada perfil puede estar en el rango de 1 a 10 m. Las escalas vertical y horizontal son iguales. JRC₂₀ y JRC₁₀₀ corresponde al valor estimado del coeficiente de rugosidad de la estructura (Barton & Choubey (1977)) cuando el perfil se “asimila” a un largo de 20 y de 100 cm, respectivamente (Bandis (1993)).

Muchos autores discuten métodos para medir la rugosidad de las estructuras, pero en la práctica las evaluaciones de la rugosidad de las estructuras se suelen hacer con comparación con “perfiles de rugosidad”, lo que indudablemente introduce subjetividad

y, al mismo tiempo, un potencial problema de escala, es por eso que para definir la rugosidad se recomienda el empleo de los perfiles que se muestran en la Figura 2.12 y considerar 2 escalas:

Escala intermedia (Varios metros), en la que la ondulación de las estructuras permite clasificarlas en 3 clases: escalonadas, onduladas, y planas.

Escala menor (Varios centímetros), en la que las disparidades de las estructura permite clasificarlas en 3 clases: rugosas, lisas, y pulidas.

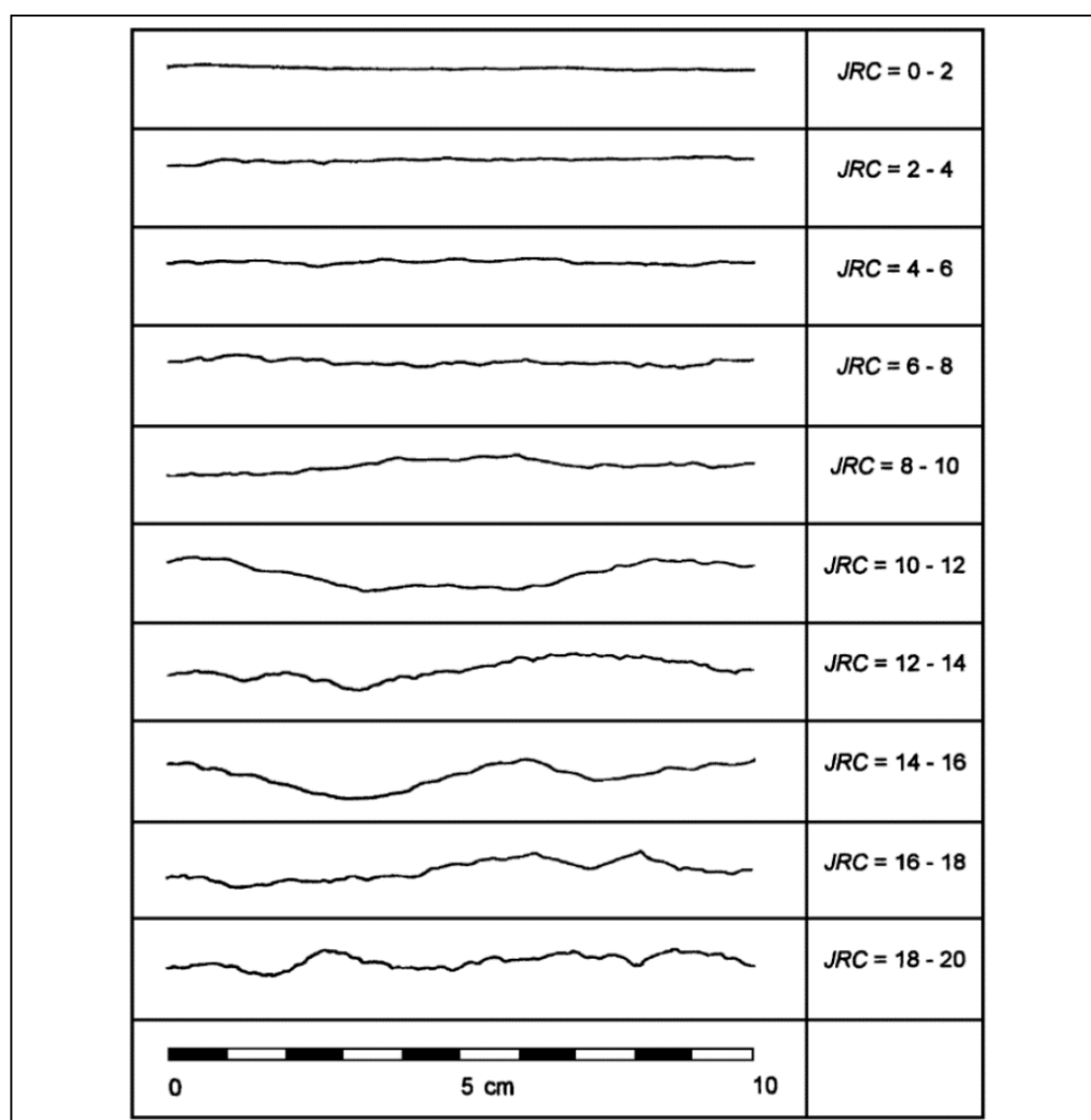


Figura 2.13 : Perfiles de rugosidad y valores asociados del coeficiente JRC (Barton & Choubey, 1977).

Esto permite definir un total de 9 clases de rugosidad: (I) escalonadas rugosas, (II) escalonadas lisas, (III) escalonadas pulidas, (IV) onduladas rugosas, (V) onduladas lisas, (VI) onduladas pulidas, (VII) planas rugosas, (VIII) planas lisas, y (IX) planas pulidas.

Sin perjuicio de lo recién recomendado, es también relativamente frecuente el empleo del coeficiente de rugosidad de la estructura (*Joint Roughness Coefficient*), JRC, definido por Barton & Choubey (1977) para caracterizar la rugosidad de las estructuras a escala centimétrica, utilizando los perfiles de rugosidad que se muestran en la Figura 2.13. Finalmente, cabe señalar que a veces resulta útil el ábaco propuesto por Barton (1982) para estimar la rugosidad en términos del índice JRC, como se muestra en la Figura 2.14 (Flores G. & Karzulovic L., 2003). La utilización de uno u otro ábaco es según el detalle del trabajo que se está realizando, siendo el primero el más conocido y utilizado.

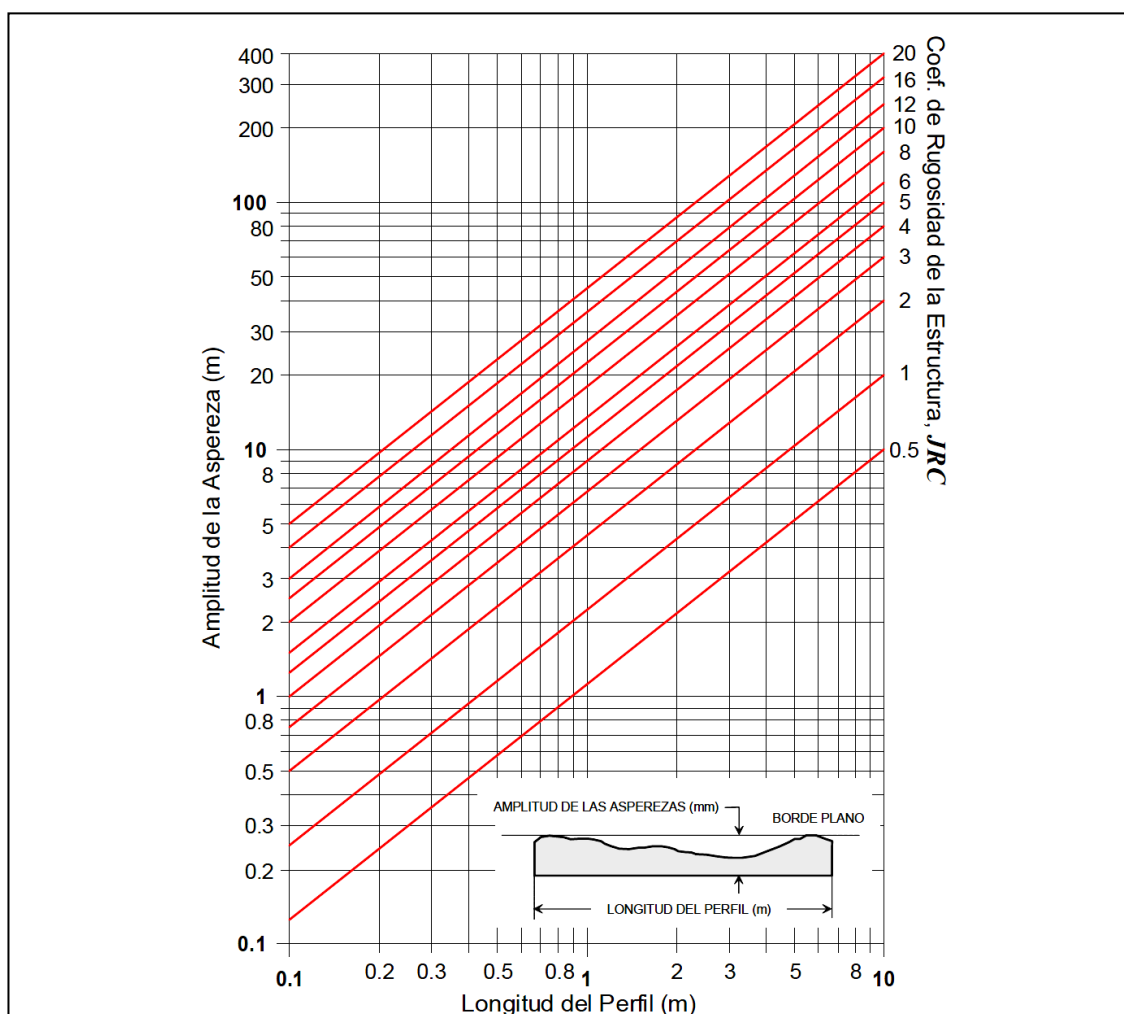


Figura 2.14 : Ábaco para evaluar el coeficiente JRC en función del largo del perfil de la estructura y la amplitud máxima de las asperezas de ésta (Barton & Choubey, 1977).

2.4.7. Apertura de las estructuras.

Se define apertura como la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad, cuando este espacio intermedio tiene agua o aire. En esto se distingue la apertura del espesor de relleno ver Figura 2.15. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser alta, ésta se reduce con la profundidad pudiendo llegar a cerrarse. Su medida puede realizarse directamente con una regla graduada en milímetros. Las medidas han de realizarse para cada familia de discontinuidades, adoptando los valores medios más representativos de cada una de ellas. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Brown (1981) discute la forma de medir estos parámetros según las recomendaciones de la ISRM. Para describir la apertura se recomienda la terminología de Tabla 3 (Hudson & Harrison, 2000).

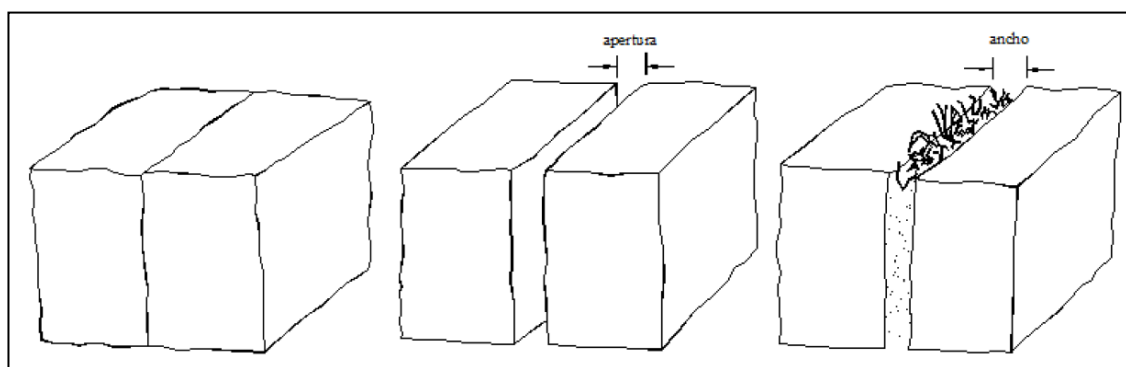


Figura 2.15 : Diagramas que muestran la definición de la apertura de las discontinuidades y el ancho de las discontinuidades rellenas. De izquierda a derecha discontinuidad cerrada, discontinuidad abierta y discontinuidad rellena (ISRM, 1978).

Tabla 2.3: Descripción de la apertura de las estructuras.

Apertura	Descripción
0	Cerrado
<0.1 mm	Muy angosta
0.1 – 1.0 mm	Angosta
1.0 – 5.0 mm	Abierta
>5 mm	Muy abierta

Fuente : Brown, 1981.

2.4.8. Relleno en las discontinuidades.

Son los materiales que se encuentran dentro de la discontinuidad. Cuando los materiales son suaves, la masa rocosa es menos competente y cuando éstos son más duros, ésta es más competente (SNMPE , 2004)

La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad, por lo que deben ser reconocidos y descritos todos los aspectos referentes a sus propiedades y estado (Gonzales de Vallejo, 2002).

Las estructuras pueden presentar una enorme variedad de tipos de relleno, los que pueden tener distintas propiedades mecánicas e hidráulicas. Una descripción del tipo de relleno debe considerar al menos lo siguiente: Mineralogía, granulometría, competencia (resistencia y deformabilidad), humedad y permeabilidad, alteración de la roca caja, etc. (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

2.4.9. Meteorización de las discontinuidades.

El grado de meteorización de una roca es una observación importante en cuanto se condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. La identificación del estado o grado de meteorización de la matriz rocosa se puede realizar de forma sistemática a partir de las descripciones de la Tabla 2.4. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Tabla 2.4: Descripción del grado de meteorización.

Termino	Descripción
No meteorizada	No se observan signos de meteorización
Ligeramente meteorizada	Las discontinuidades se encuentran manchadas o descoloridas y pueden contener un pequeño relleno producto de la alteración del material.
Moderadamente meteorizada	Leve decoloración extendida a lo largo de la discontinuidad. Las discontinuidades pueden contener relleno del material alterado. Parcialmente se pueden observar capas de granos.
Altamente meteorizada	Decoloración extendida a lo largo de la roca, y el material de roca es parcialmente friable, La textura original de la roca se mantiene y es preservada, pero va ocurriendo separación de granos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos. El material se encuentra en una condición friable.

Fuente : (Bieniawski, 1989).

2.4.10. Agua en las discontinuidades.

La presencia de agua subterránea es de suma importancia en la estabilidad de taludes por ende en la clasificación de macizo rocoso en las cuales puede estar seco, ligeramente húmedo, húmedo, goteando y fluyendo. Generalmente, la circulación de agua en los macizos rocosos se realiza a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria), excepto en las rocas sedimentarias con un alto índice de poros, en las cuales el agua circula por la propia roca (permeabilidad primaria). (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Las observaciones con respecto a las filtraciones en discontinuidades, tanto si se presentan rellenas como si aparecen limpias, pueden seguir las descripciones de la Tabla 2.5, conforme a las recomendaciones de la ISRM (Gonzales de Vallejo, 2002).

También podemos considerar las siguientes condiciones; completamente seco, húmedo, mojado, goteando o fluyendo.

Tabla 2.5: Descripción de la condición de humedad de las estructuras.

Condición	Descripción de la Condición de Humedad	
	Estructuras Sin Relleno	Estructuras Con Relleno
I	Estructura cerrada y seca. No parece posible que a través de la misma circule agua.	El relleno se observa consolidado y seco. No parece posible el flujo de agua.
II	Estructura seca y sin evidencia de que haya permitido el flujo de agua.	El relleno está húmedo pero sin señales de agua libre.
III	Estructura seca pero con evidencia de que ha permitido el flujo de agua.	El relleno está mojado y presenta goteos ocasionales.
IV	La estructura está húmeda pero no hay goteos ni otras señales de agua libre.	Se observa un flujo continuo de agua (estimar el caudal). El relleno puede mostrar señales de lavado.
V	La estructura presenta goteos ocasionales, pero sin un flujo continuo de agua.	Se observa flujo considerable de agua según “canales” preferentes (estimar el caudal y la presión). El relleno está localmente lavado.
VI	La estructura muestra un flujo continuo de agua (estimar el caudal y la presión).	Se observa un flujo considerable de agua (estimar caudal y presión). El relleno ha sido, al menos localmente, completamente lavado.

Fuente : Brown, 1981.

2.4.11. Resistencia de las paredes de las discontinuidades.

La resistencia a la compresión de las rocas se puede estimar a partir de la dureza superficial de las mismas, la cual se puede obtener mediante el martillo de Schmidt, Figura 2.16. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Las resistencias de las rocas se pueden estimar también en el campo utilizando una navaja y un martillo de geólogo, aunque con menos precisión que con el martillo de Schmidt, en la Tabla 2.6 se describe la forma de hacerlo según la ISRM. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Tabla 2.6: Estimación en campo de la resistencia de la roca mediante un martillo de geólogo y una navaja.

Grado	Descripción	Identificación de campo	RCS (MPa)
R1	Roca muy débil	Desmenuzable bajo golpes firmes con la punta de un martillo de geólogo, puede desconcharse con una navaja.	1.0– 5.0
R2	Roca débil	Puede desconcharse con dificultad con una navaja, se puede hacer marcas poco profundas golpeando firmemente con el martillo de geólogo.	5.0 – 25
R3	Roca medianamente dura	No se puede rayar o desconchar con una navaja, las muestras se pueden romper con un golpe firme del martillo de geólogo.	25 – 50
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo de geólogo para romper la muestra.	50 – 100
R5	Roca muy dura	Se requieren varios golpes con el martillo de geólogo para romper la muestra.	100 – 250
R6	Roca extremadamente dura	Solo se puede romper esquirlas de la muestra con el martillo de geólogo.	> 250

Fuente : Brown, 1981.

La resistencia de las paredes está definida por el ISRM, el cual indica que este es el equivalente a la resistencia a la compresión de la roca adyacente a las paredes de las discontinuidades. La resistencia de las paredes podría disminuir debido a la alteración y meteorización de las paredes. Una descripción semi-cuantitativa y cuantitativa de la

resistencia de las paredes es obtenida con el uso de un martillo de geólogo, fuertes navajas y el martillo de Schmidt (Giani, 1991).

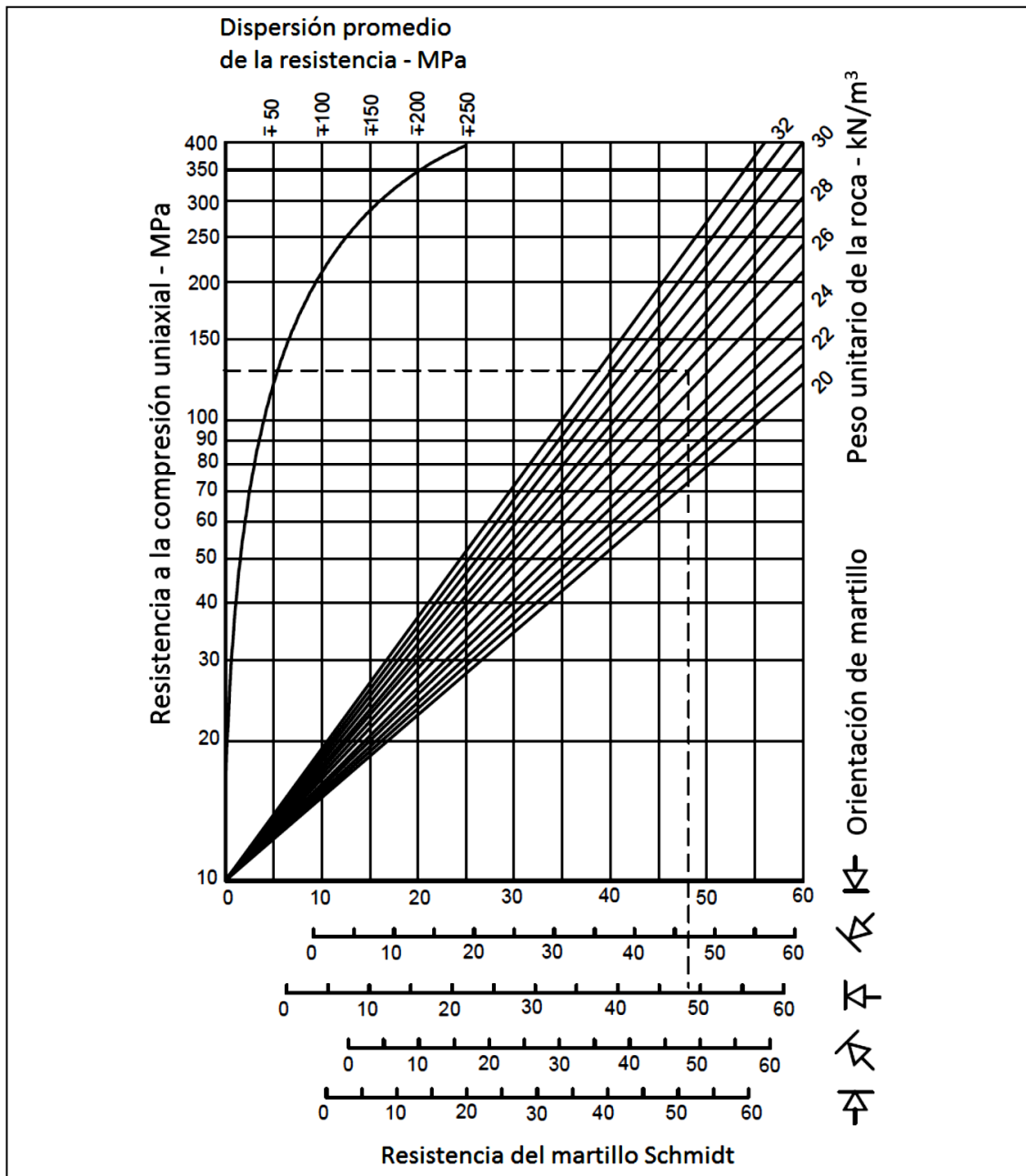


Figura 2.16 : Ábaco para la obtención de la resistencia a compresión simple de una roca o de los labios de una discontinuidad a partir de medidas con el martillo Schmidt tipo L. (Hoek, *Practical Rock Engineering*, 2000).

2.5. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.

La caracterización geotécnica resulta fundamental para definir las propiedades mecánicas de la roca “intacta”, las estructuras y el macizo rocoso. Para comprender los modos de falla en taludes en roca (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Por roca “intacta” se entiende los trozos de roca que se ubican entre las estructuras presentes en el macizo rocoso, y usualmente se considera que las propiedades de la roca “intacta” pueden determinarse mediante ensayos de laboratorio sobre probetas con un diámetro del orden de 50 mm y una altura de unos 100 mm, o sea con un volumen del orden de 10^{-4} m^3 . Por otra parte, por macizo rocoso se entiende el conjunto roca “intacta” y estructuras, en un volumen de tamaño tal que representa adecuadamente la situación que se está considerando. Esto significa que el macizo rocoso puede tener un volumen del orden de 10^5 m^3 , si se está analizando la estabilidad de una galería, a más de 10^7 m^3 , si se está analizando la estabilidad de un sector productivo. Lo anterior significa que las propiedades del macizo rocoso no pueden medirse directamente, sino que deben estimarse en función de las propiedades de la roca “intacta” y las características del arreglo de bloques que componen el macizo rocoso, usualmente representadas en función de algún índice de calidad geotécnica (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

2.5.1. Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).

Fue desarrollado por Deer (Deere et al., 1967) para promover un estimado cuantitativo de la calidad de la masa rocosa, a partir de los testigos de perforación diamantina. El RQD es definido como el porcentaje de piezas de testigos intactos mayores a 100 mm en la longitud total del testigo. El testigo deberá tener por lo menos un tamaño NX (54.7 mm de diámetro) y deberá ser perforado con un cilindro de doble tubo de perforación. Palstrom (1982) sugirió que, cuando los testigos no están disponibles pero las trazas de las discontinuidades son visibles en afloramientos superficiales o en socavones exploratorios, el RQD puede ser estimado a partir del número de discontinuidades por unidad de volumen. (Hoek E. , Practical Rock Engineering, 2000).

El índice RQD (*Rock Quality Designation*) se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud en su eje, sin tener en cuenta las roturas frescas del proceso de perforación respecto de la longitud total del sondeo. Para determinar el RQD en el campo existen dos procedimientos de cálculo.

- A partir del mapeo de celdas geotécnicas: comprende el cálculo del RQD en función del número de fisuras por metro, determinadas al realizar el levantamiento

litológico-estructural (*detail line*) en el área o zona predeterminada de la operación minera.

- Se hace el cálculo del RQD en función del número de fisuras por metro cúbico (J_v), determinadas al realizar el levantamiento litológico-estructural en el área o zona predeterminada. Esto se usa para voladura y queda establecido de acuerdo a la relación entre RQD y J_v .

2.5.2. Clasificación geotécnica del macizo rocoso.

Las clasificaciones geotécnicas tienen por objeto caracterizar ingenierilmente un determinado macizo rocoso en función de una serie de parámetros a los que se les designa un cierto valor. Clasificar geomecánicamente un macizo rocoso consiste en otorgarle una puntuación según una metodología o criterio establecido. Una vez puntuado el macizo, se clasifica en una categoría de entre varias existentes en función del rango de puntos (Jorda B., 2013).

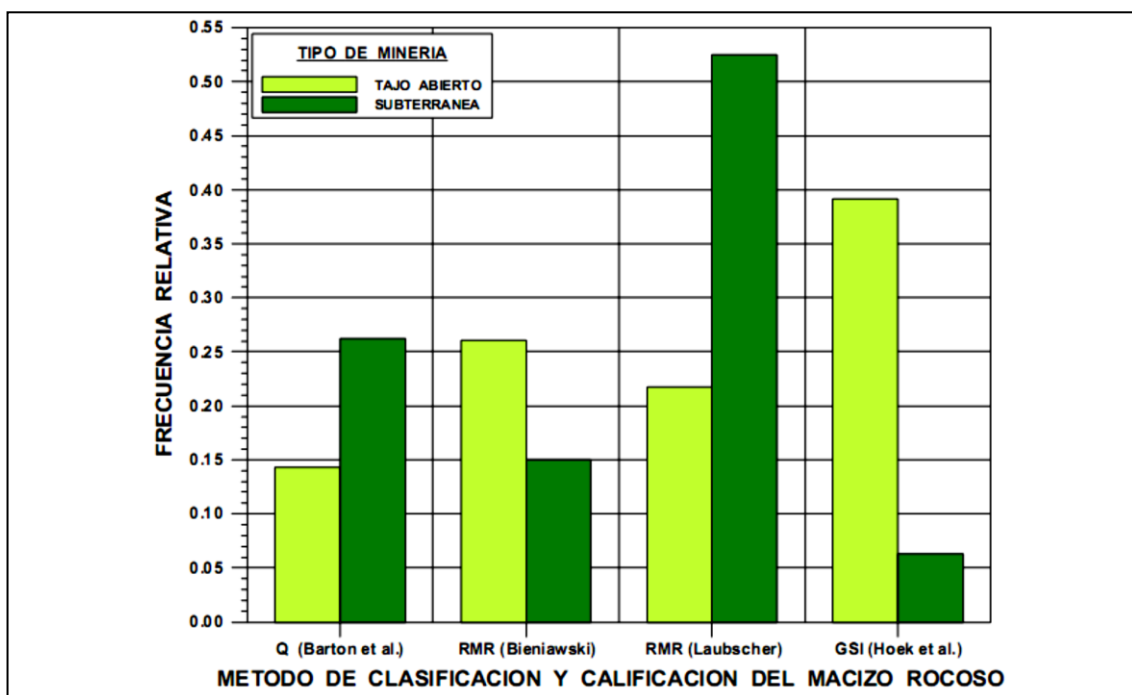


Figura 2.17 : Frecuencia relativa de uso de distintos métodos de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos en minas a tajo abierto y subterráneas. (Flores & Karzulovic, 2002).

Las clasificaciones geomecánicas se utilizan mucho actualmente, sobre todo en estudios geotécnicos, en lo que se refiere a los taludes, la principal ventaja de las clasificaciones geomecánicas consiste en que permiten obtener, mediante unas

correlaciones establecidas, los principales parámetros mecánicos del macizo rocoso. Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos tienen por objeto evaluar sus características para determinar de forma cuantitativa su calidad (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Para definir las propiedades mecánicas del macizo rocoso es preciso “escalar” las propiedades de la roca “intacta” considerando la calidad geotécnica del macizo rocoso, la cual se define en términos de un índice de calidad geotécnica asociado a algún sistema de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos. Como se muestra en la Figura 2.17, los métodos de clasificación geotécnica más empleados en minería a tajo abierto son los de Hoek et al. (1995) y de Bieniawski (1989) (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

2.5.2.1. Sistema de clasificación RMR (Bieniawski (1973)).

Bieniawski (1976) publicó los detalles de una clasificación de la masa rocosa denominada sistema de clasificación Geomecánica o valoración de la masa rocosa RMR (*Rock Mass Rating*). A través de los años, este sistema ha sido modificado sucesivamente conforme han ido examinando más casos registrados, y se advierte al lector que Bieniawski hizo cambios significativos en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros. Los siguientes seis parámetros son usados para clasificar una masa rocosa con el sistema RMR (Hoek E. , *Practical Rock Engineering*, 2000).

UCS es la resistencia en compresión uniaxial de la roca “intacta”, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (si $UCS < 1$ MPa) a 15 (si $UCS > 250$ MPa).

RQD es la designación de la calidad de la roca definida por Deere et al. (1967), y el puntaje asociado a la misma puede variar de 3 (si $RQD < 25\%$) a 20 (si $90 < RQD \leq 100$).

s es el espaciamiento entre las estructuras, y el puntaje asociado al mismo puede variar de 5 (si $s < 60$ mm) a 20 (si $s > 2$ m).

JC es la condición de las estructuras, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras continuas y abiertas más de 5 mm, o con rellenos

arcillosos blandos de potencia mayor a 5 mm) a 30 (en el caso de estructuras discontinuas, muy rugosas, cerradas y sin alteración de su roca de caja).

WC es la condición de aguas, y el puntaje asociado a la misma puede variar de 0 (en el caso de estructuras con flujo de aguas que se traduce en un gasto de más de 125 lt/min en un tramo de túnel de 10 m de longitud, o donde la presión del agua excede el 50% del esfuerzo principal mayor) a 15 (en el caso de estructuras completamente secas).

El uso del índice RMR permite calificar la calidad geotécnica de los macizos rocosos en una escala que varía desde 0 a 100, y considera 5 clases: (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

- Macizos de calidad MUY MALA (Clase V, $0 \leq \text{RMR} \leq 20$).
- Macizos de calidad MALA (Clase IV, $20 < \text{RMR} \leq 40$).
- Macizos de calidad REGULAR (Clase III, $40 < \text{RMR} \leq 60$).
- Macizos de calidad BUENA (Clase II, $60 < \text{RMR} \leq 80$).
- Macizos de calidad MUY BUENA (Clase I, $80 < \text{RMR} \leq 100$).

2.5.2.2. Método del índice GSI.

El índice de resistencia geológica, GSI, fue desarrollado por Hoek (1994) para subsanar los problemas detectados con el uso del índice RMR para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown. Este índice de calidad geotécnica se determina en base a dos parámetros que definen la resistencia y la deformabilidad de los macizos rocosos:

RMS es la “estructura del macizo rocoso”, definida en términos de su blocosidad y la alteración.

JC es la condición de las estructuras presentes en el macizo rocoso.

La evaluación del GSI se hace por comparación del caso que interesa con las condiciones típicas que se muestran en la Figura 2.18 y 2.19, y el mismo puede variar de 0 a 100, lo que permite definir 5 clases de macizos rocosos:

- Macizos de calidad MUY MALA (Clase V, $0 \leq GSI \leq 20$).
- Macizos de calidad MALA (Clase IV, $20 < GSI \leq 40$).
- Macizos de calidad REGULAR (Clase III, $40 < GSI \leq 60$).
- Macizos de calidad BUENA (Clase II, $60 < GSI \leq 80$).
- Macizos de calidad MUY BUENA (Clase I, $80 < GSI \leq 100$).

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS (Marinos & Hoek (2000)) Estime el valor tipico de <i>GSI</i> considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades. NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que considerar $GSI = 35$. <u>Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural.</u> Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso. En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para <i>GSI</i> . La presión del agua no se considera al evaluar el rango de <i>GSI</i> , ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS				
ESTRUCTURA DEL MACIZO		MUY BUENA	BUENA	REGULAR	MALA	MUY MALA
		Muy rugosas, cajas frescas o no intemperizadas	Rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas.	Lisas, cajas moderadamente intemperizadas y algo alteradas	Pulidas, cajas meteorizadas, con pátinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos	Pulidas, cajas muy meteorizadas, con pátinas o con rellenos de arcilla blanda
		DISMINUYE LA CALIDAD →				
	INTACTA o MASIVA Probetas de roca intacta. Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras.	90			N/A	N/A
	BLOCOSA Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre si.	80			50	40
	MUY BLOCOSA Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.	70				30
	BLOCOSA VETEADA Macizos plegados y con bloques angulosos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes.	60				20
	DESINTEGRADA Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.					10
	LAMINADA / CIZALLADA Macizo con planos débiles (cizalle y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre si y que no definen bloques.	N/A	N/A			
		← DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES				

Figura 2.18 : Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos fracturados. (Marinos & Hoek, 2000).

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS HETEROGENEOS (Marinos & Hoek (2000)) En base a una descripción de la litología, la estructura del macizo y la condición de las estructuras (especialmente los planos de estratificación), seleccione una zona en la tabla. Ubique en esa zona la posición correspondiente a la condición de las estructuras y estime el valor medio de <i>GSI</i> . NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que suponer $GSI = 35$. Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural. Si hay estructuras desfavorablemente orientadas ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso. En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para <i>GSI</i> para condiciones regular, mala o muy mala de las estructuras. La presión del agua no se considera al evaluar el <i>GSI</i> (análisis en esfuerzos efectivos).		CONDICIÓN ESTRUCTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN)				
COMPOSICIÓN Y ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		MUY BUENA Muy rugosas, superficies frescas o no meteorizadas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.	REGULAR Lisas, superficies moderadamente meteorizadas y lateradas.	MALA Muy lisas, ocasionalmente pulidas, con pátinas compactas o rellenos con fragmentos angulosos.	MUY MALA Muy lisas y pulidas o de superficies muy meteorizadas, y con pátinas o rellenos de arcilla blanda.
	A. Estratos gruesos de arenisca de mucha bloquesidad. El efecto de posibles pátinas pelíticas en los planos de estratificación se ve minimizado por el confinamiento del macizo rocoso; sin embargo, en túneles poco profundos y/o taludes, estos planos de estratificación pueden generar inestabilidades controladas estructuralmente.	70	A			20
	B. Arenisca con lentes delgados de limolita.	60	B, C, D, E			
	C. Arenisca y limonita, en estratos de similar potencia.					
	D. Limolitas o esquistos con estratos de arenisca.	50	F			10
	E. Limolitas débiles o esquistos arcillosos con estratos de arenisca.					
C, D, E y G: Pueden estar más o menos plegados que lo indicado, pero esto no altera su resistencia. Si presentan deformación tectónica, fallamientos y pérdidas de continuidad, cambie estas categorías a F y H .		40		30		
	G. Esquistos limosos o arcillosos no perturbados, con o sin intercalaciones de estratos delgados de arenisca.	N/A	N/A	G	H	
	H. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, con una estructura caótica y bolsones de arcilla. Estratos delgados de arenisca quebrados en pequeños bloques de roca.					

→ Indica deformación por tectonismo.

Figura 2.19 : Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos estratificados y heterogéneos. (Marinos & Hoek, 2000).

2.5.3. Propiedades del macizo rocoso.

Una vez evaluadas las propiedades de la roca “intacta” y definida la calidad geotécnica del macizo rocoso, es posible evaluar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso. Para esto se recomienda emplear el criterio generalizado de Hoek-Brown (ver Hoek et al. (2002)), con lo que la resistencia del macizo rocoso puede evaluarse como:

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

donde σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor respectivamente en la condición de rotura, σ_{ci} es la resistencia en compresión uniaxial de la roca “intacta”, y m_b , s y a son constantes del material que están dadas por:

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

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

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

donde m_i es el valor del parámetro m para la roca “intacta”, GSI es el índice de resistencia geológica del macizo rocoso ver la Figura 2.18 y 2.19, y D es un factor que considera la perturbación que producen en el macizo rocoso el desconfinamiento y las voladuras. En la Tabla 2.7 se presentan algunas guías para evaluar D .

Tabla 2.7: Guías para evaluar el parámetro D en taludes.

TALUDES	
Condición	D
Excavación mecanizada en macizos de mala calidad geotécnica, con mínima perturbación al macizo rocoso.	0.7
Excavación mediante voladuras controladas (e.g. pre-splitting), con mínimo daño al macizo rocoso.	
Excavación mediante voladuras de mala calidad en taludes de obras civiles.	1.0
Desarrollo de expansiones en tajos de gran tamaño y profundidad, mediante voladuras de producción.	

Fuente : Modificado de Hoek et al., 2002

Ajustando una envolvente lineal a la de Hoek-Brown, como se muestra en la Figura 2.20, es posible determinar valores para la cohesión, c , y el ángulo de fricción, ϕ , del macizo rocoso como:

$$\phi = \text{sen}^{-1}\left(\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_3)^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_3)^{a-1}}\right)$$

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

Donde:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$$

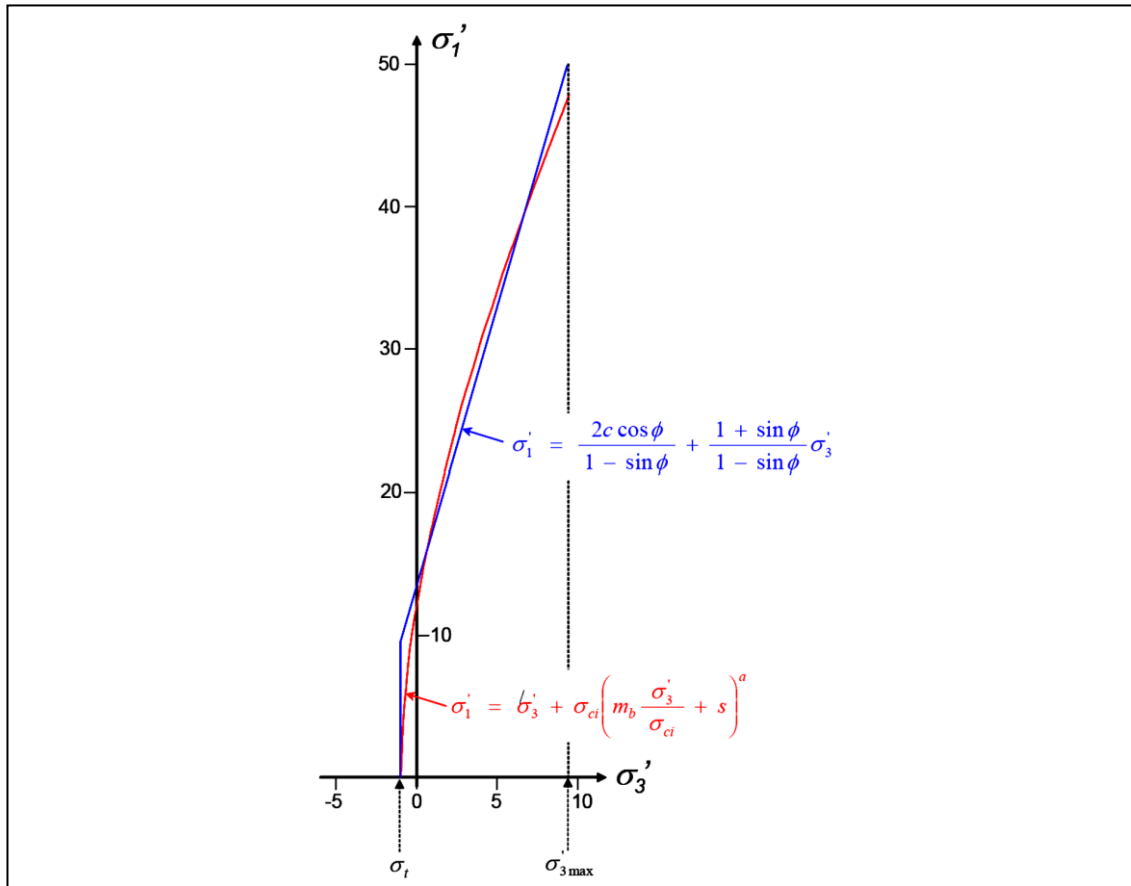


Figura 2.20 : Ajuste de una envolvente lineal a la envolvente de Hoek-Brown. (Hoek et al., 2002).

y σ_{3max} corresponde al límite superior del rango de esfuerzos de confinamiento considerado. Hoek et al. (2002) discuten la selección del valor más apropiado para este límite superior. Conocidos c y ϕ es posible definir la envolvente de Mohr-Coulomb para el macizo rocoso:

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

Esto permite definir una resistencia “global” en compresión uniaxial para el macizo rocoso (Hoek & Brown (1997)), como:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \sigma_{ci} \frac{\left(m_b + 4s - a(m_b - 8s) \left(\frac{m_b}{4} + s \right)^{a-1} \right)}{2(1+a)(2+a)}$$

Para evaluar el módulo de deformabilidad del macizo rocoso, E_m , (Hoek, et. al, 2002) sugieren utilizar la formula siguiente:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \times \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40} \right)}$$

donde E_m se expresa en GPa, y σ_{ci} en MPa. Para estimar la razón de Poisson del macizo rocoso, ν_m , puede utilizarse la siguiente formula empírica (Karzulovic (1999)):

$$\nu_m = 0.4 - \frac{GSI^{0.7}}{100}$$

El criterio de rotura de Hoek-Brown sólo se puede aplicar al material rocoso intacto o a los macizos rocosos fracturados que puedan ser considerados homogéneos e isotropos (Ramirez O. & Alejano M., 2007), tal como se muestra en la Figura 2.21 deberemos tomar en consideración el efecto escala para cada caso de estudio, por lo cual para el análisis de estabilidad del talud global del cerro Espinal utilizamos este criterio de falla, con la aplicación de métodos de equilibrio límite sin control estructural y métodos numéricos.

2.5.4. Propiedades de las estructuras.

La correcta evaluación de las propiedades geomecánicas de las estructuras presentes en el macizo rocoso resulta difícil en la práctica, debido a los efectos de escala y la dificultad y costo de ejecutar ensayos in situ. Para una discusión detallada sobre las propiedades de las estructuras pueden consultarse los trabajos de Goodman (1989), Priest (1993) y Hoek (2000); sin embargo, en lo que sigue se resumen los criterios de caracterización y se presentan algunas recomendaciones prácticas. (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

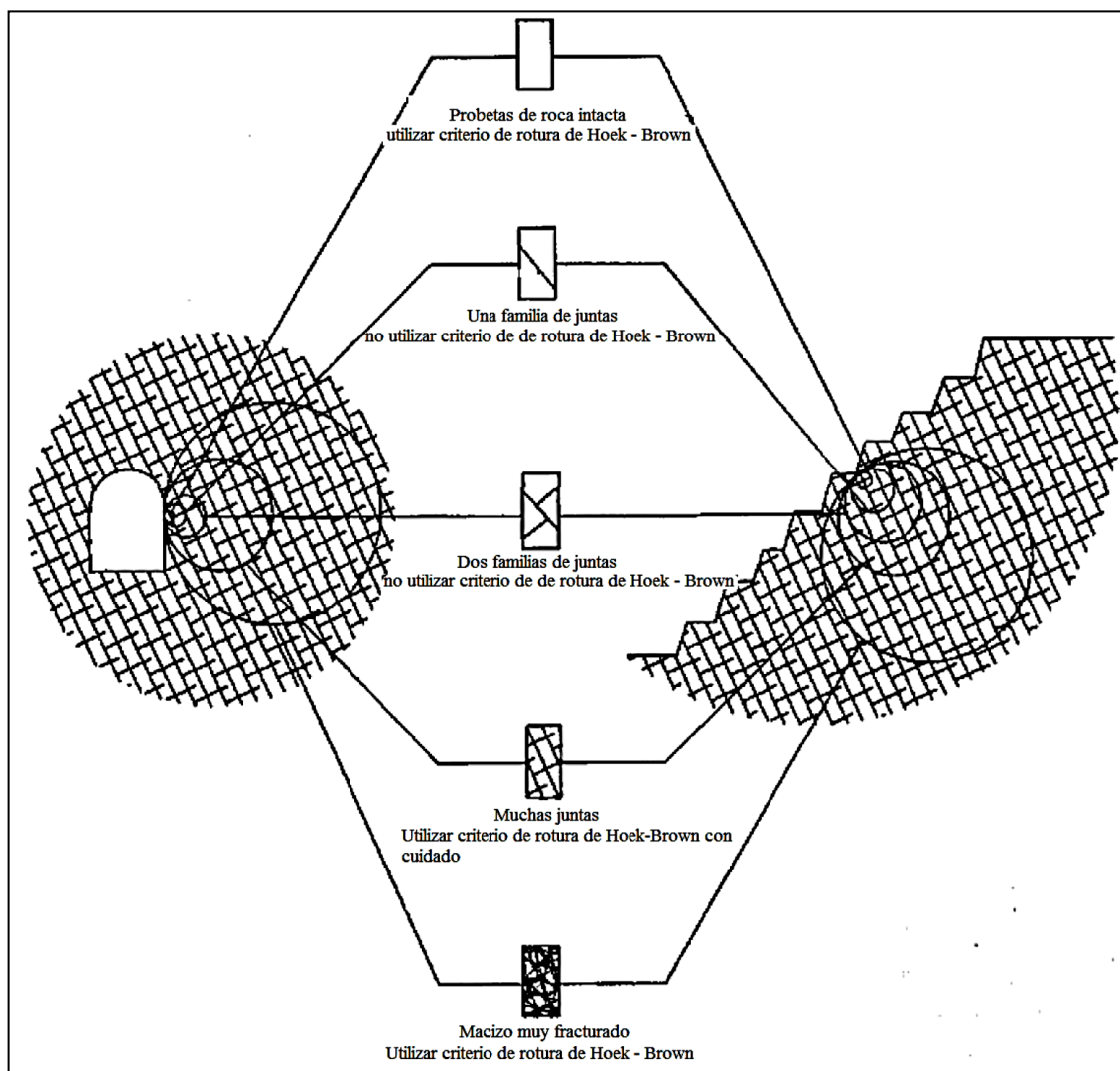


Figura 2.21 : Condiciones de aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown. (Hoek et al., 1995).

2.5.4.1. Resistencia al corte.

Hoek & Bray (1981) indican que la resistencia al corte de estructuras lisas o no rugosas puede evaluarse mediante el criterio de Mohr-Coulomb, considerando que la resistencia peak queda dada por:

$$\tau_{\max} = c_j + \sigma'_n \tan \phi_j$$

donde ϕ_j y c_j corresponden al ángulo de fricción y la cohesión para la condición de resistencia peak, y σ'_n es el valor medio del esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de la estructura. En condición residual, o sea cuando se ha

excedido la resistencia peak y han ocurrido desplazamientos importantes en el plano de la estructura, la resistencia al corte queda dada por:

$$\tau_{\max} = c_{jres} + \sigma'_n \tan \phi_{jres}$$

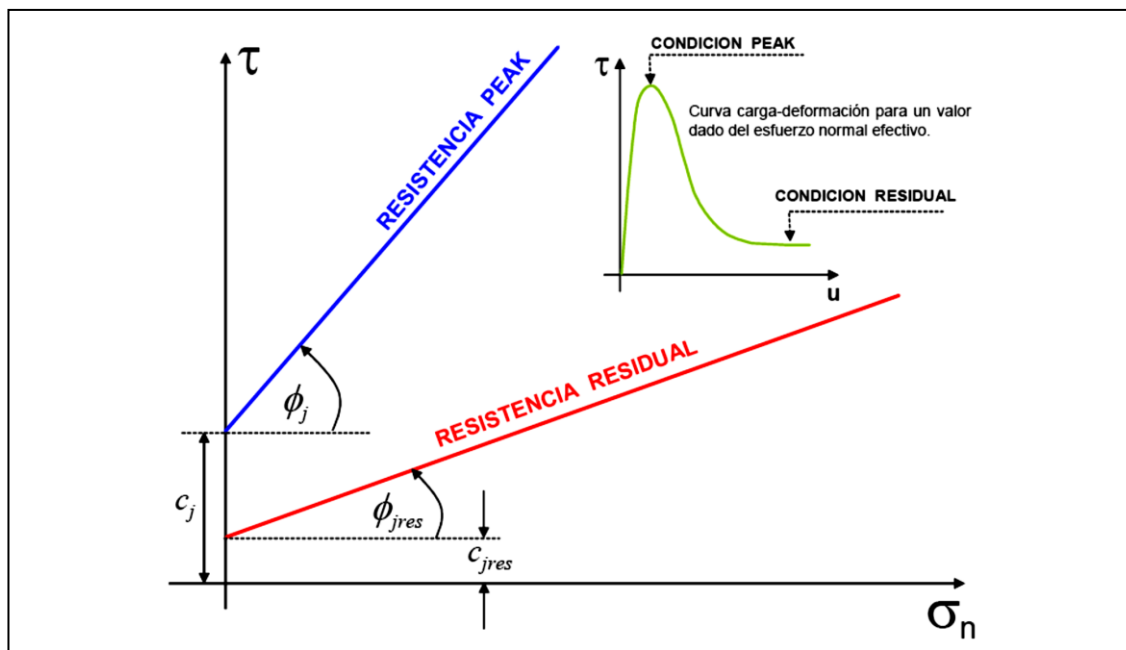


Figura 2.22 : Criterio lineal de Mohr-Coulomb para la resistencia peak y residual de una estructura. (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

donde ϕ_{jres} y c_{jres} corresponden al ángulo de fricción y la cohesión para la condición de resistencia residual (usualmente la cohesión es nula en la condición residual), y σ'_n es el valor medio del esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de la estructura. Este criterio de resistencia se ilustra en la Figura 2.22, y es el más utilizado en la práctica.

Como el criterio de Mohr-Coulomb ignora la no linealidad de la envolvente de resistencia al corte, la determinación de los parámetros de resistencia al corte debe hacerse para un rango de presiones de confinamiento acorde a la situación que se tendrá en terreno (de lo contrario éstos podrían no ser válidos).

Barton (1971,1973) propuso un modelo no lineal empírico para la resistencia al corte de las estructuras, sugiriendo que ésta podía determinarse con una precisión

razonable si se consideraba la resistencia en compresión uniaxial de la roca de caja, JCS. Posteriormente, Barton & Choubey (1977) extendieron el criterio para incluir distintos grados de rugosidad en términos de un índice de rugosidad de la estructura, JRC. Barton y sus colaboradores han continuado mejorando este criterio, que actualmente se conoce como criterio de Barton-Bandis:

$$\tau_{\max} = \sigma_n \tan(JRC \lg \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b)$$

donde ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la roca de caja de la estructura (medido sobre un plano liso de dicha roca), JRC es el coeficiente de rugosidad de la estructura, y JCS es la resistencia en compresión uniaxial de la roca que forma la rugosidad de la estructura.

Un método para determinar la resistencia al corte en discontinuidades podría ser determinado mediante un ensayo de corte directo. El ensayo consiste en estimar los parámetros de corte en campo con la utilización de técnicas de laboratorio (Crawford & Hustrulid, 1979).

2.5.5. Propiedades de la roca intacta.

Para definir las propiedades mecánicas de la roca intacta deberán obtenerse probetas de cada unidad geológica básica y someterlas a ensayos de laboratorio, para determinar a lo menos: El peso unitario, la resistencia a la compresión uniaxial, la deformabilidad. Podrán seguirse las recomendaciones de la ISRM (Brown (1981)) y/o las Normas ASTM (1999). (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

Las propiedades geomecánicas de la roca intacta que se encuentran entre defectos estructurales en un típico macizo rocoso son medidas en el laboratorio de muestras representativas de roca intacta. La necesidad de obtener muestras representativas es importante. (Read & Stacey, 2009).

2.5.5.1. Ensayos de laboratorio.

Las muestras obtenidas por los diferentes procesos de extracción son llevadas a

laboratorio para la realización de ensayos. Los principales objetivos de hacer ensayos de laboratorio son de brindar una clasificación exacta del material extraído y determinar parámetros cualitativos y cuantitativos que representen el comportamiento mecánico y en algunos casos el comportamiento químico del material rocoso. (Suarez, 2013).

Pruebas índice.

Un parámetro índice es una propiedad que puede ser determinada a través de ensayos de sencilla aplicación sobre muestras de roca. Estos parámetros proporcionan un valor que no puede tener un significado mecánico pero que puede relacionarse con ciertas características mecánicas del material rocoso. (Suarez, 2013).

A. Peso unitario y densidad.

El peso unitario de una roca, γ , es definida como la relación entre el peso (W) y el volumen total (V_T) de la muestra.

$$\gamma = \frac{W}{V_T}$$

La densidad de una roca, ρ , es definida como la relación entre la masa (M) y el volumen total (V_T) de la roca. (Read & Stacey, 2009).

$$\rho = \frac{M}{V_T}$$

La medida de la masa de la muestra de material rocoso es directa a través de una balanza, sin embargo la medida del volumen bruto de la muestra puede abordarse por dos métodos. Dependiendo del tipo de muestra que se dispone; estos son: por medidas con calibrador para cuerpos de prueba de forma geométrica regular, en el cual se considera el volumen del material; y por el principio de Arquímedes para muestras de formas irregulares con la utilización de una balanza hidrométrica. (Suarez, 2013).

Ensayos indirectos básicos.

A. Carga puntual simple.

Algunas veces no se dispone de material para preparar probetas adecuadas para los ensayos de compresión simple. También puede suceder que el número de ensayos que haya que realizar sea grande y que éstos tengan que llevarse a cabo “in situ”. En ambos casos, el ensayo de carga puntual puede sustituir al de compresión simple. Hay que tener en cuenta que los resultados de estos ensayos tienen normalmente una dispersión muy grande, por lo que es necesario hacer muchos para obtener datos fiables. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Existen como mínimo cuatro tipos de ensayos de carga puntual simple: el ensayo tipo Franklin y el de tipo Louis, ambos para cuerpos de prueba cilíndricos; y dos métodos para muestras irregulares. (Suarez, 2013).

Cilíndrica Franklin.

Este ensayo de carga puntual fue propuesto en forma sistemática por Broch y Franklin, sin embargo se tiene conocimiento del mismo desde 1950. En este ensayo se mide la fuerza requerida para romper una muestra de roca comprimida entre dos puntas cónicas de acero truncadas en esferas.

En el caso del ensayo diametral, la rotura se produce en un plano paralelo al eje de la carga. Este ensayo está normalizado según la norma ASTM D5731 como del tipo A y determina el índice de resistencia a carga puntual I_s en rocas en esto seco o húmedo, donde P es la carga de rotura y D es la distancia entre las puntas.

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

Los valores I_s se corrigen a un valor normalizado I_{s50} (correspondiente a una muestra cilíndrica de 50 mm de diámetro) a través de la expresión de la ecuación siguiente. Si el diámetro está próximo a 50 mm el exponente de la expresión es igual a 0,5.

$$I_{s50} = \left(\frac{D}{50} \right)^{0.45} I_s$$

La Figura 2.23 muestra las formas de aplicar la carga en los cuerpos de prueba y las distintas formas de ruptura aceptadas por el ensayo. (Suarez, 2013).

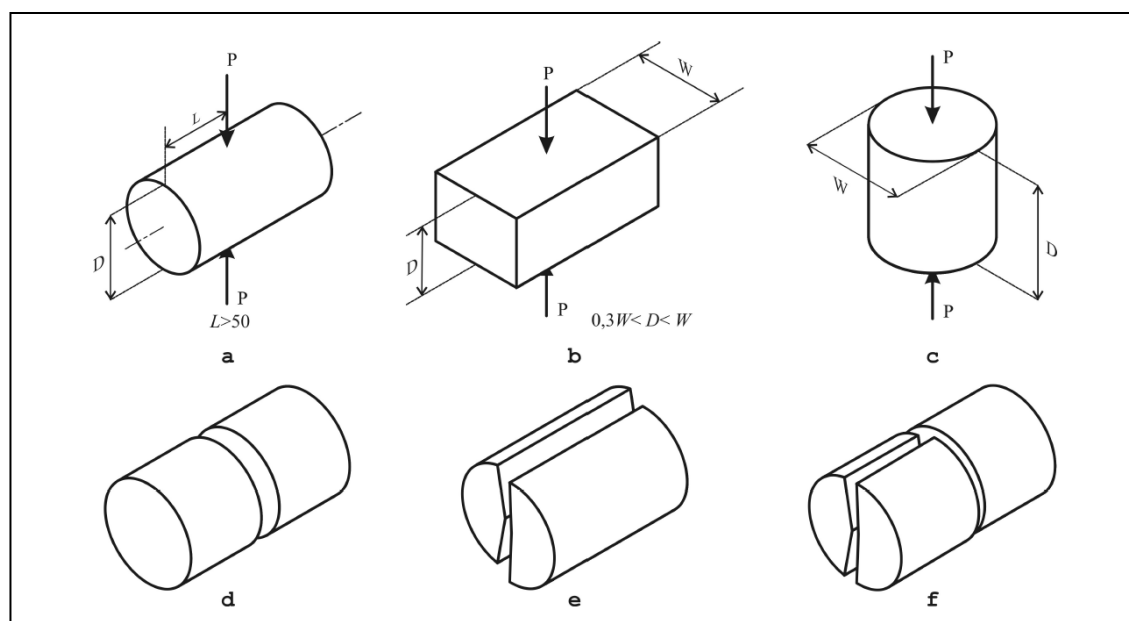


Figura 2.23 : Ensayo de carga puntual simple cilíndrica Franklin a, b y c. Aplicación de la carga puntual en el núcleo; d, e y f formas de aplicar la carga para el ensayo de carga puntual axial. (Suarez Burgoa, 2013).

Cilíndrica Louis.

El ensayo de carga puntual cilíndrica Louis se menciona como ensayo de carga axial Tipo B en la norma ASTM D5731.

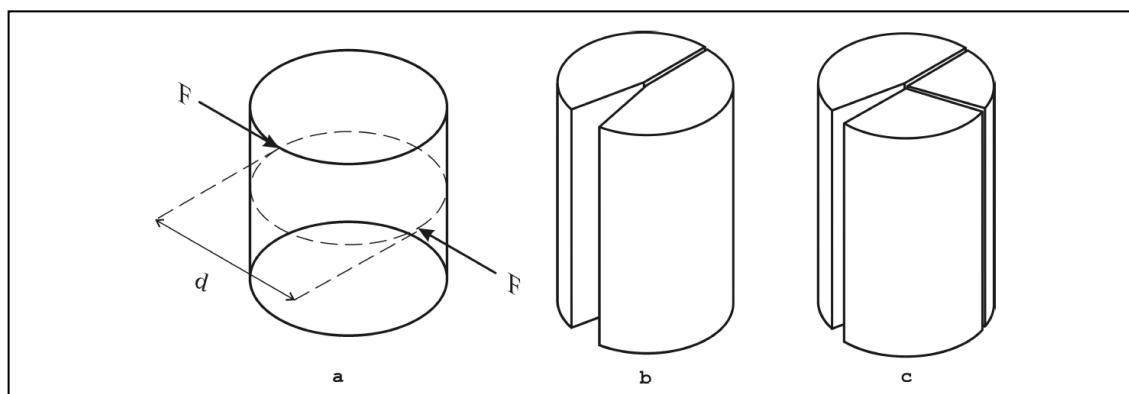


Figura 2.24 : Ensayo de carga puntual simple cilíndrica Louis. a. Aplicación de la carga en el núcleo; b y c formas aceptadas de aplicar la carga para el ensayo de carga puntual diametral. (Suarez Burgoa, 2013).

Se ejecuta por lo general en núcleos donde el diámetro se corrige para hallar uno equivalente D_e a través de la ecuación siguiente, donde A es el área de la sección

transversal de la muestra. La Figura 2.24 muestra la forma de aplicar la carga y las distintas formas de ruptura aceptadas por el ensayo.

$$D_e = \frac{4A}{\pi}$$

Irregular.

Este ensayo se llama también ensayo Lump o puntual simple en muestra irregular Figura 2.25. Se emplea cuando la muestra ensayada es un trozo de roca de geometría irregular. En este caso, se sustituye la variable D de la ecuación general de carga puntual de Franklin por una variable equivalente D_e .

$$D_e = \left(\frac{4DW}{\pi} \right)^{0.5}$$

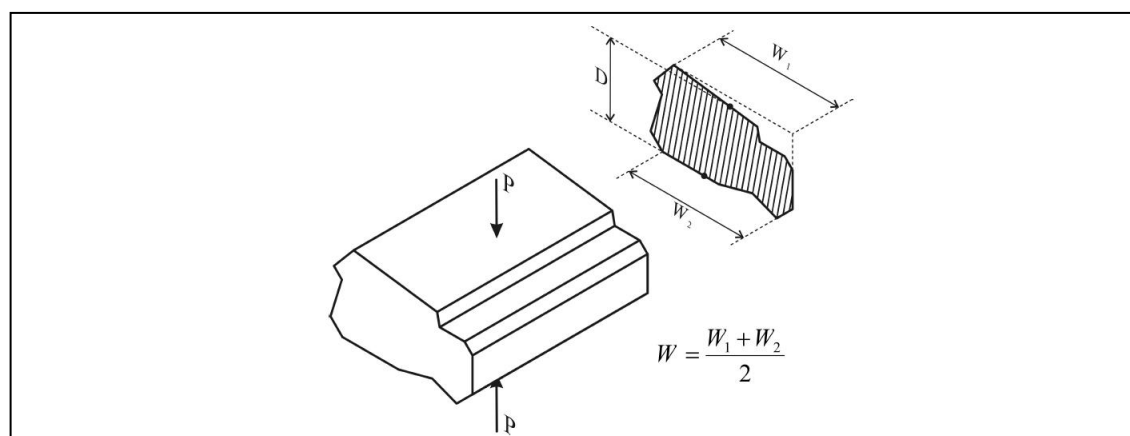


Figura 2.25 : Formas irregulares para el ensayo de carga puntual. (Suarez Burgoa, 2013).

Cuando se ensayan muestras irregulares, estas no requieren preparación; pero es importante ensayar más muestras, por lo menos veinte. La dimensión menor de la muestra D no debe ser menor a 30 mm ni más de 85 mm, con una dimensión preferencial de 50 mm. La relación D/W se recomienda que este entre 1/3 a 1, y con preferencia cerca de 1; mientras que la distancia L en por lo menos $0,5W$.

B. Ensayo de compresión uniaxial.

El ensayo de compresión uniaxial es sin duda el ensayo más usado e importante en cualquier investigación de mecánica de rocas este ensayo se restringe a aquellos

materiales rocosos que son duros, irrompibles y que permitan su preparación, para éste ensayo se prepararan cuerpos de prueba de material rocoso de forma cilíndrica a partir de bloques de muestras o de núcleos extraídos de las perforaciones. La resistencia ultima a compresión uniaxial de un cuerpo de prueba de material rocoso es el valor del esfuerzo ultimo registrado antes de producirse la falla, cuando esté es sometido a un esfuerzo paralelo al eje axial de la muestra que no está confinada (Suarez, 2013).

Averiguar la resistencia a compresión simple de una roca es importante ya que permite clasificar las rocas según su resistencia, es un parámetro importante en los criterios de rotura más utilizados (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown) (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

C. Ensayo de compresión triaxial.

Este ensayo es imprescindible para estudiar la resistencia de las rocas sometidas a un estado triaxial de tensiones, que es la situación en que se encuentran con mayor frecuencia en las obras de ingeniería. Éste se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

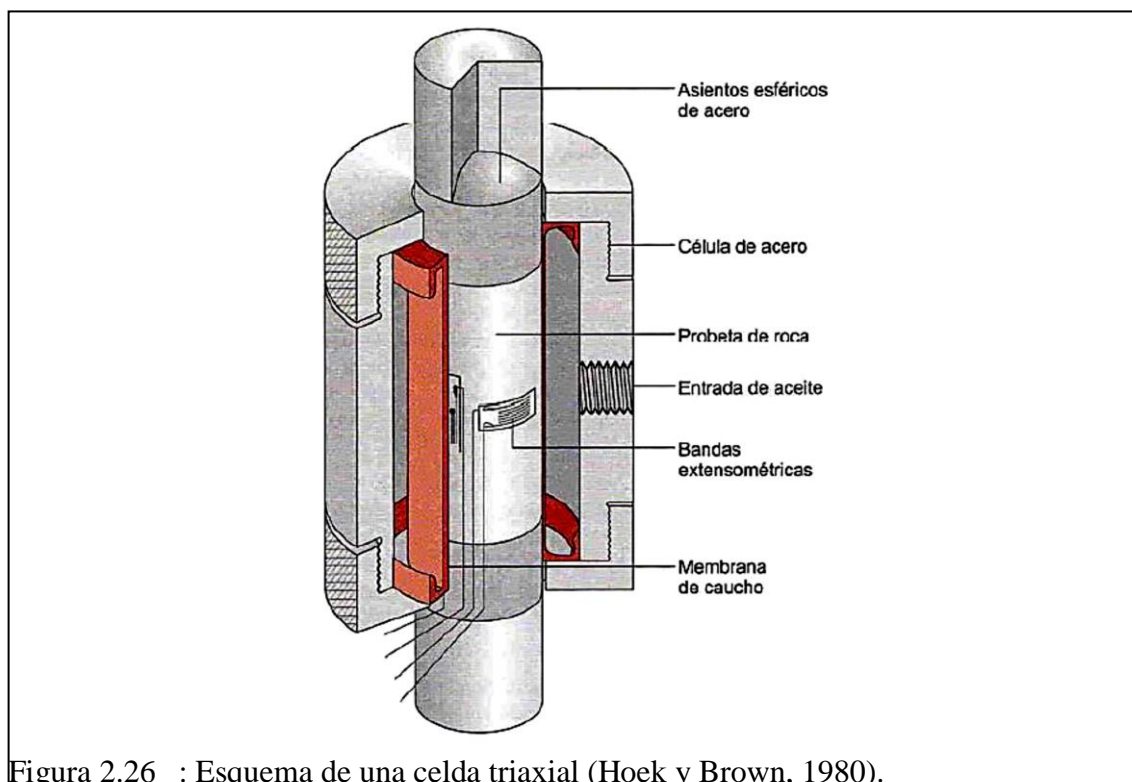


Figura 2.26 : Esquema de una celda triaxial (Hoek y Brown, 1980).

En este ensayo representa condiciones de las rocas *in situ* sometidas a esfuerzos confinantes, mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta. Permite determinar la envolvente o línea de resistencia del material rocoso ensayo, a partir de la que se obtienen los valores de sus parámetros resistentes cohesión c y fricción φ . La relación entre los esfuerzos aplicados a la probeta es: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$, la Figura 2.26 se muestra un esquema de la celda triaxial. (Gonzales de Vallejo, 2002).

D. Ensayos para determinar la resistencia a tracción.

El ensayo brasilero es el ensayo de tracción indirecta más popular debido a que la preparación de las muestras, no requiere un cuidado particular ni necesita técnicas costosas, se puede adaptar cualquier prensa de compresión para dicho ensayo, tiene bajas dispersiones en los resultados obtenidos (Suarez, 2013).

Si se somete un cilindro de roca de longitud aproximadamente igual a su radio a una compresión diametral se rompe a lo largo de dicho diámetro como consecuencia de las tensiones de tracción que se generan en dirección perpendicular al mismo (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Se pueden emplear placas planas o esféricas cóncavas para transmitir las cargas, que deberán ser perfectamente paralelas, en la Figura 2.27, se muestra el esquema (Gonzales de Vallejo, 2002).

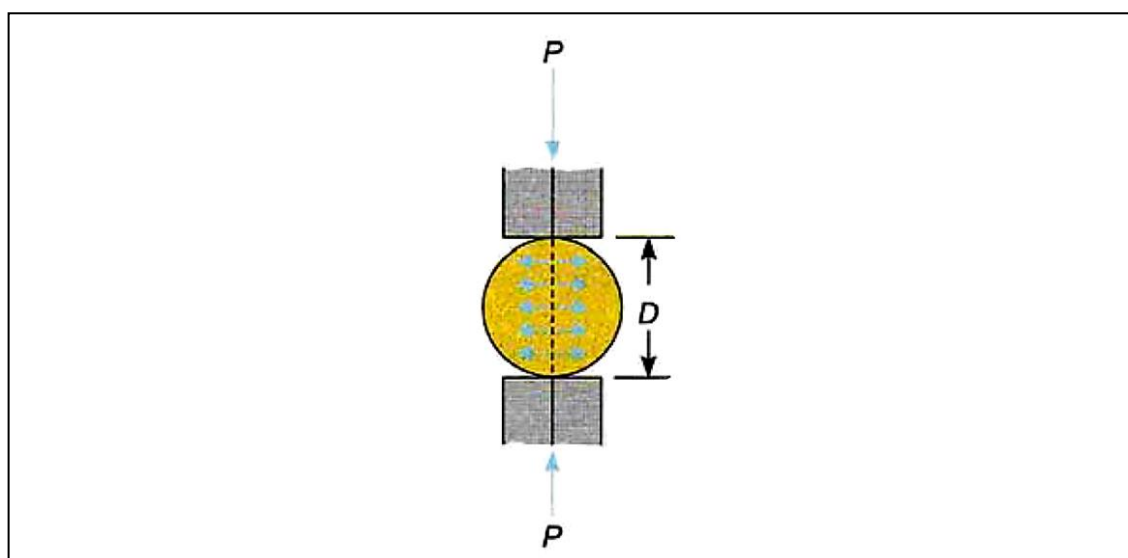


Figura 2.27 : esquema del ensayo de tracción indirecta (Gonzales de Vallejo, 2002).

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi Dt}$$

Donde:

P : fuerza de compresión ejercida sobre la probeta.

D : diámetro de la probeta.

t : espesor de la probeta, es decir, la altura de la probeta.

Ensayos en superficies de discontinuidades.

A. Mesa inclinada.

El ensayo de la mesa inclinada se usa para encontrar el ángulo de fricción básico del material rocoso (ϕ_b). Existen dos formas de ensayar cuerpos de prueba en la mesa inclinada. El primer método requiere de dos cuerpos de prueba prismáticos, pero como por lo general no se tienen cuerpos de prueba prismáticos o son muy trabajosos para prepararlos. El segundo método se propuso par cuerpos de prueba cilíndricos, en este caso se necesitan tres cuerpos de prueba del mismo diámetro (Suarez, 2013).

Este ensayo resulta sencillo, barato y fácil de repetir y de gran utilidad para aplicar el modelo Barton-Bandis de estimación de las propiedades resistentes de las discontinuidades rugosas sin relleno, que son las que más comúnmente se encuentran en gran parte de los macizos rocosos a partir de cierta profundidad, por lo que se suele utilizar muy a menudo (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Stimpson (1981) observó que en muchas ocasiones resulta mucho más sencillo contar con testigos de sondeo (muestras cilíndricas de roca) que con bloques o placas tales como las que indicaba Barton. Así propuso realizar el ensayo de inclinación con tres testigos o probetas dejando que una de ellas deslizará sobre las otras dos y midiendo el ángulo inclinación “ α ” en el momento de comienzo del deslizamiento. A partir de la configuración geométrica del ensayo, Stimpson demostró que el ángulo de fricción básico de la roca de los testigos se podía calcular como:

$$\varphi_b = \arctan\left(\frac{2}{\sqrt{3}} * \tan\alpha\right)$$

2.6. CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA.

La caracterización hidrogeológica resulta fundamental para definir las posibles infiltraciones de aguas a la cantera, tanto a tajo abierto como subterránea, y los potenciales requerimientos de drenaje y/o despresurización. Discusiones detalladas sobre distintos aspectos de la hidrogeología aplicada pueden encontrarse en los trabajos de Custodio & Llamas (1983), Freeze & Cherry (1979) y Fetter (2001); sin embargo, desde un punto de vista práctico puede señalarse lo siguiente respecto al flujo de aguas a través de los macizos rocosos y la caracterización hidrogeológica para un proyecto esta generalmente de gran envergadura (Flores G. & Karzulovic L., 2003).

En la gran mayoría de los casos la conductividad hidráulica de los macizos rocosos queda definida por la presencia de estructuras, las cuales definen lo que comúnmente se denomina “permeabilidad secundaria” y en órdenes de magnitud mayor que la llamada “permeabilidad primaria”, asociada al flujo a través de la roca misma. Por lo mismo, la conductividad hidráulica de los macizos suele ser muy anisotrópica, siendo mucho mayor en la dirección de las estructuras que permiten el flujo de aguas que en la dirección normal a éstas (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

2.6.1. Flujo de aguas subterráneas en macizos rocosos.

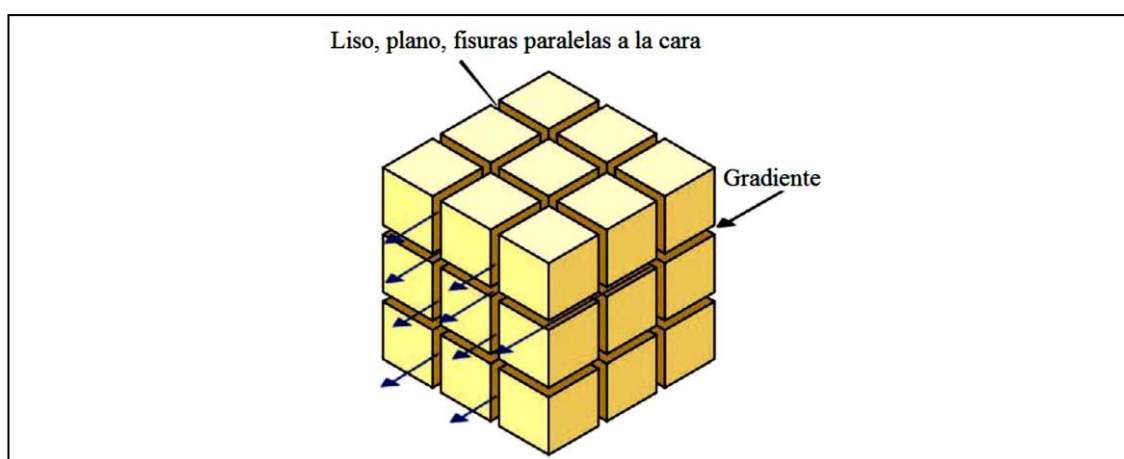


Figura 2.28 : Flujo de agua en fracturas en condiciones uniformes (macizo rocoso que contiene tres conjuntos de fracturas idealizadas, mutuamente ortogonales). (Read & Stacey, 2009).

Según (Kliche, 1999), en macizos rocosos, el flujo de aguas subterráneas a menudo es controlado por la permeabilidad secundaria, debido a que la permeabilidad en

roca intacta usualmente es baja. La naturaleza y orientación de estas discontinuidades son las que determinan la permeabilidad de un macizo rocoso (Hunt, 1984). Esta puede ser definida por la conductividad de la junta, K_j , que es el flujo característico de una simple junta o fisura.

Una fractura puede ser considerada como un ejemplo extremo de una capa altamente permeable. Los estudios teóricos de flujo fractura se basan generalmente en la suposición de que la fractura puede ser tratada como una abertura delimitada por liso, plano, láminas paralelas con la abertura uniforme, ver Figura 2.28.

2.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Por la naturaleza de las discontinuidades en roca, el diseño de un talud en roca estable es más que un arte esta es una aplicación de la ingeniería. La experiencia es muy importante en la utilización de las teorías de mecánica de suelos y rocas, geología estructural, e hidrología. Muchas herramientas computacionales se han desarrollado para el diseño de taludes en roca. Es importante que estos ingenieros comprendan la teoría básica de la estabilidad de taludes en roca especialmente tratar de interpretar y aplicar los resultado. (Kliche, 1999).

Los análisis de estabilidad se aplican al diseño de taludes o cuando estos presentan problemas de inestabilidad. Se debe elegir un coeficiente de seguridad adecuado, dependiendo de la finalidad y del carácter temporal o definitivo del talud, combinando los aspectos de seguridad, costes de ejecución, consecuencias o riesgos que podría causar una desestabilidad. Los métodos de análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Se pueden agrupar en: Métodos determinísticos y probabilísticos. (Gonzales de Vallejo, 2002).

La elección de una correcta técnica de análisis depende de las condiciones del sitio y los potenciales modos de falla, con especial consideración ser determinado la variación de resistencias, debilidades y limitaciones inherentes a la metodología aplicada. (Gundewar, 2014).

Para taludes permanentes, el coeficiente de seguridad a adoptar debe ser igual o superior a 1,5, e incluso 2,0, dependiendo de la seguridad exigida y de la confianza que se tenga en los datos geotécnicos que intervienen en los cálculos; para taludes temporales el factor de seguridad está en torno a 1,3, pero en ocasiones puede adoptarse valores inferiores. (Gonzales de Vallejo, 2002).

2.8. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

El método de análisis a utilizar depende de varios factores los cuales incluyen; La fase del proyecto, la escala del talud en consideración y las propiedades de los materiales que conforman el talud. Los principales métodos de análisis incluyen; métodos empíricos, métodos de equilibrio límite y métodos numéricos. (Read & Stacey, 2009).

Actualmente debido a la variedad de autores que han escrito sobre estabilidad de taludes en macizos rocosos se tiene discrepancias en cuanto a los métodos utilizados, uno de ellos es el de los métodos de proyección estereográfica o cinemáticos. Según (Gundewar, 2014), estos examinan que modos de falla pueden posiblemente ocurrir en el macizo rocoso para un posterior análisis por el método de equilibrio límite.

2.8.1. Métodos empíricos para la estabilidad de taludes.

En la fase inicial del desarrollo de un proyecto cuando los datos son limitados y el modelo geotécnico no está completamente desarrollado, los cuadros empíricos pueden ser utilizados en casos extremados para establecer un diseño preliminar del talud, siempre que se reconozcan sus limitaciones. (Read & Stacey, 2009).

Varios autores elaboraron gráficos para macizos rocosos específicos, revelando que tal relación es típica en la estabilidad de taludes rocosos. La gran dificultad de la aplicación de este método empírico reside, con todo, no generalizado a otros macizos rocosos o a otras condiciones de agua subterránea, los resultados obtenidos son gráficos de estabilidades, no permitiendo cualquier opción al proyectista que pretende estudiar la estabilidad. (Dinis Da Gama, 1999).

2.8.1.1. Cuadros ángulo de talud versus altura de talud.

Un gran número de autores tienen publicaciones relacionando el ángulo de talud

versus la altura del talud. Una contribución de esta naturaleza fue dada por Barton dada a partir de la observación de 50 taludes excavados en la mina Atalaya, perecientes a Rio Tinto España, en el cual se especifica aquellos que se mantienen estables y cuales aquellos que revelan inestabilidad. Otros autores como Coates y Hoek también elaboran gráficos similares para macizos rocosos específicos. La semejanza de estos cuadros nos revela la relación típica de la estabilidad de taludes rocosos. (Dinis Da Gama, 1999).

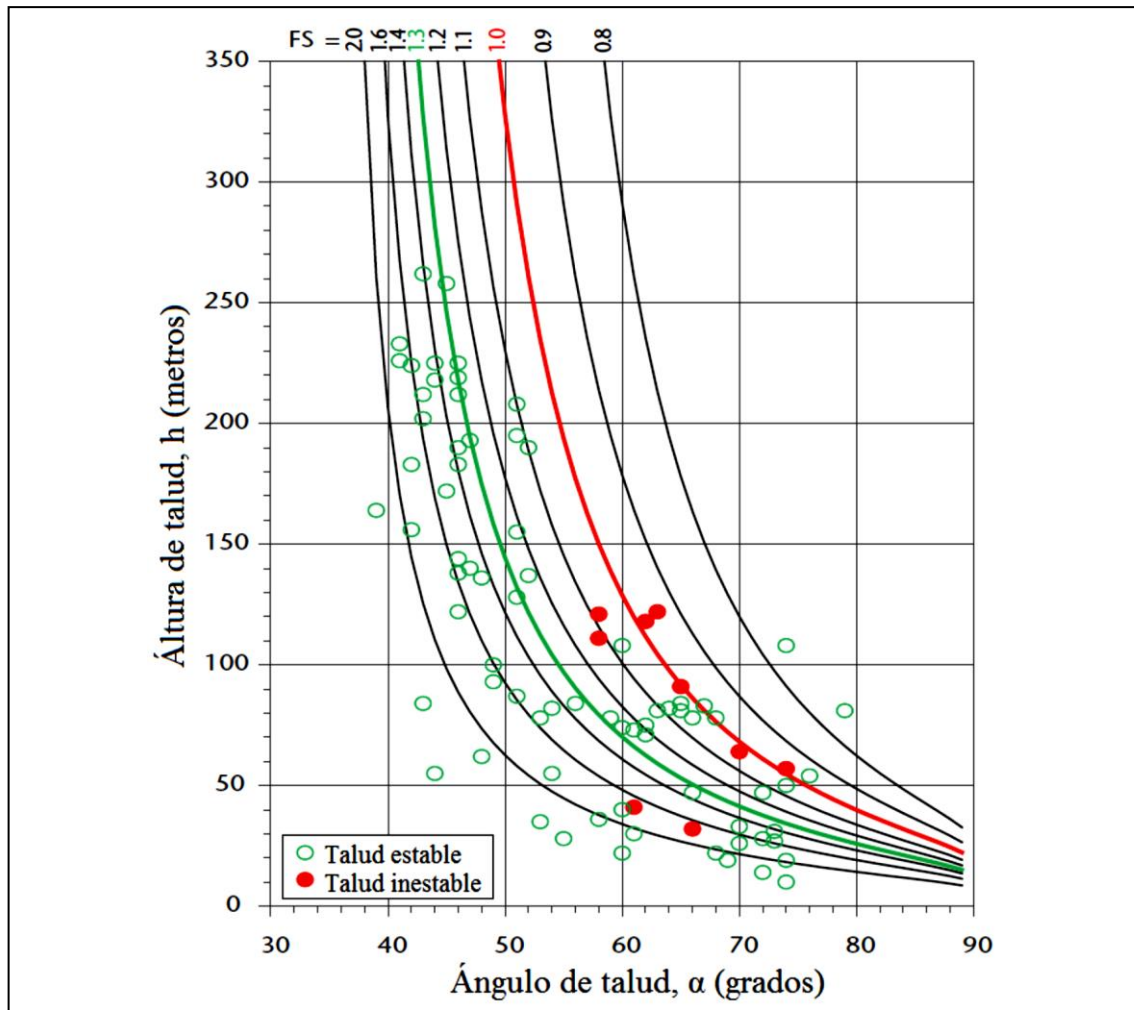


Figura 2.29 : Ángulo de talud versus altura de talud, distinguiendo entre fallas y no fallas (Read y Stacey, 2009).

A continuación conoceremos ejemplos que incluyen cuadros publicados por Hoek (1970) y Sjöberg (1999). Hoek reporta la investigación de varios taludes e incluye un rango de ángulos de talud, que se muestran en la Figura 2.29. Similar cuadro se presenta por Hoek y Bray (1981) y Wyllie y Mah (2004). En el cual se utilizó el enfoque de Hoek de simplemente comparar ángulo del talud con su altura, mostrándose taludes estables e inestables.

Un estudio más reciente de Sjöberg (2000), que también clasifica los taludes por la característica calificación de roca-dureza. Datos de Sjöberg para los dos casos se representan gráficamente en la Figura 2.30, utilizando la notación que los símbolos abiertos representan los taludes exitosos y los símbolos abiertos representan los taludes fallados. Al igual que con las conclusiones de Hoek, algunos taludes parecen estables cuando un ángulo de la pendiente frente a la clasificación altura del talud sugeriría fracaso, mientras que otros fracasaron, donde se podría haber esperado estabilidad. La actualización de la obra de Hoek y Sjöberg sugiere una gama más amplia de incertidumbre. (Read & Stacey, 2009).

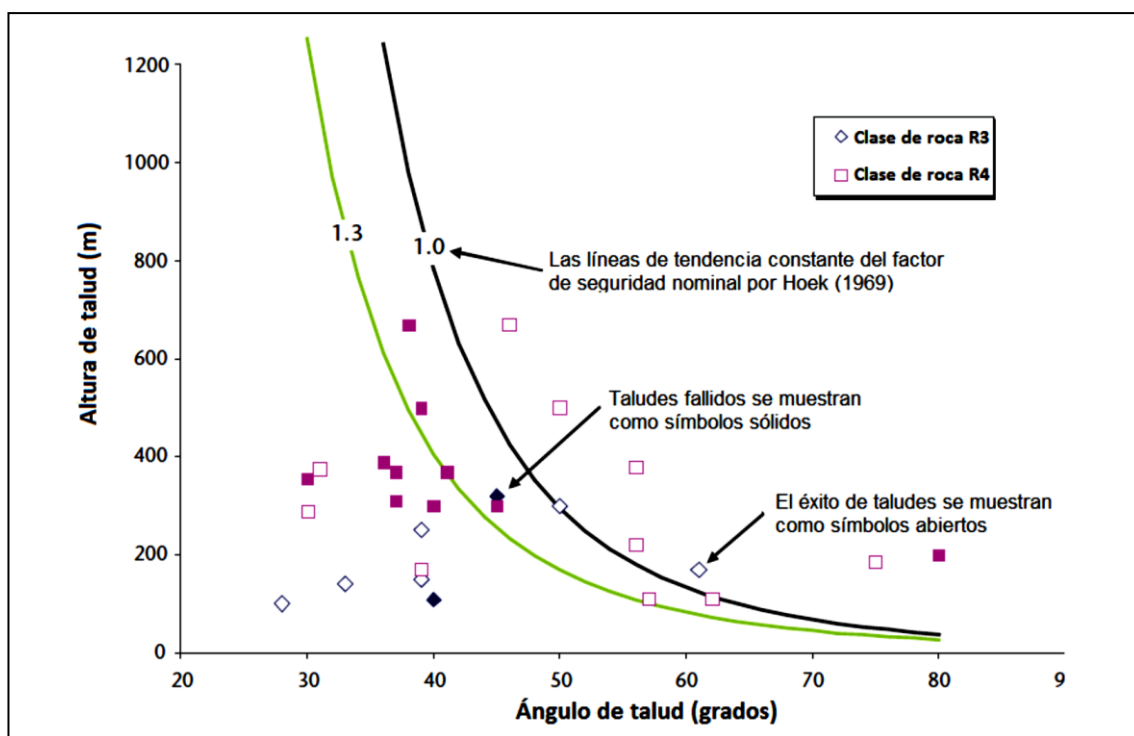


Figura 2.30 : El éxito y el fracaso de la roca talud designada por resistencia de la roca (Sjoberg, 2000).

2.8.1.2. Índice SMR (*Slope Mass Rating*).

El Índice de Talud en Roca (SMR) es una clasificación geomecánica comúnmente usada para la caracterización de taludes en roca. El Índice de Talud en roca (SMR) se calcula adicionando al índice de masa de roca básico (RMR) calculado por valores característicos de la masa rocosa, varios factores de corrección dependen del paralelismo de las discontinuidades del talud, ángulo de discontinuidades, el ángulo relativo entre discontinuidades y el talud y el método de excavación empleado. (Ramírez O. & Alejano M., 2007).

La aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los taludes permite evaluar empíricamente la estabilidad de una excavación. A partir de la clasificación RMR, Romana (1997) ha propuesto la clasificación SMR aplicada a taludes. El índice se obtiene del RMR definiéndose unos factores de ajuste por orientación de discontinuidades y por el método de excavación; el primero de ellos es producto de los subfactores F_1 , F_2 y F_3 . (Gonzales de Vallejo, 2002).

$$SRM = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

Los subfactores son dependientes de las orientaciones relativas entre las discontinuidades y el talud los cuales son:

F_1 depende del paralelismo (A) entre el rumbo de las discontinuidades (α_j) y del plano del talud (α_s) (Tabla 2.8). Varía entre 1.00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la expresión (Romana, 1993):

$$F_1 = (1 - \sin(|A|))^2$$

Posteriormente, Tomás et al. (2007) propusieron la expresión alternativa:

$$F_1 = \frac{16}{25} - \frac{3}{500} \operatorname{atan}\left(\frac{1}{10} (|A| - 17)\right)$$

en la que el arcotangente está expresado en grados sexagesimales.

F_2 depende del buzamiento de la junta (β_j) en el caso de rotura plana (Tabla 2.8). En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia a esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1,00 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0,15 (para juntas con buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse aproximadamente según la relación:

Tabla 2.8: Parámetros de corrección F_1 , F_2 y F_3 de la clasificación SMR.

Tipo de rotura			Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	A	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	$30^\circ-20^\circ$	$20^\circ-10^\circ$	$10^\circ-5^\circ$	$<5^\circ$
T		$ \alpha_j - \alpha_s - 180 $					
W		$ \alpha_i - \alpha_s $					
P/W/T			0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	B	$ \beta_j $	$<20^\circ$	$20^\circ-30^\circ$	$30^\circ-35^\circ$	$35^\circ-45^\circ$	$>45^\circ$
W		$ \beta_i $					
P/W			0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P	C	$\beta_j - \beta_s$	$>10^\circ$	$10^\circ-0^\circ$	0°	$0-(-10^\circ)$	$<(-10^\circ)$
W		$\beta_j - \beta_s$					
T		$\beta_j + \beta_s$					
P/W/T			0	-6	-25	-50	-60

P: rotura plana; T: rotura por vuelco; W: rotura en cuña
 α_s : dirección de buzamiento del talud; β_s : Buzamiento del talud; α_j : Dirección de buzamiento de las juntas; β_j : Buzamiento de las juntas.

Fuente : Modificado de Romana (1985) por Anbalagan et al. (1992).

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

donde β_j es el buzamiento de la junta. F_2 adopta el valor de 1,00 para las roturas por vuelco.

Tomás et al. (2007) propusieron la expresión alternativa en la que el arcotangente está expresado en grados sexagesimales:

$$F_2 = \frac{9}{16} - \frac{1}{195} \operatorname{atan}\left(\frac{17}{100}\beta_j - 5\right)$$

F_3 refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud (C) (Tabla 2.8). Se han mantenido los valores originales propuestos por Bieniawski (1976) que son siempre negativos.

Tomás et al. (2007) propusieron las siguientes expresiones para el cálculo continuo del factor F_3 para los diferentes tipos de rotura:

Donde la expresión (6) es empleada para roturas planas o por cuña y la (7) para roturas por vuelco, estando el arcotangente expresado en grados sexagesimales.

Tabla 2.9: Parámetros de corrección F₄ de la clasificación SMR.

Método de excavación	F ₄
Talud natural	+15
Precorte	+10
Voladura suave	+8
Voladura normal o excavación mecánica	0
Voladura deficiente	-8

Fuente : Romana, 1985.

De acuerdo con los valores obtenidos para el índice SMR, Romana (1985) definió cinco tipos clases geomecánicas con sus respectivas calidades y tipos de inestabilidad asociados (Tablas 2.10 y 2.11) y propuso una serie de recomendaciones para la elección de medidas correctoras. La clasificación geomecánica SMR está ampliamente aceptada como una herramienta válida para el pre-diseño de taludes de obra civil (carreteras, ferrocarril, etc.), encontrando referencias de su aplicación a lo largo de todo el mundo (Romana et al. 2001; 2003; 2005).

Tabla 2.10: Clases de estabilidad y clasificación de taludes rocosos según SMR

Clase N°	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Probabilidad de rotura	0.9	0.6	0.4	0.2	0
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Fuente : Romana, 1985.

Tabla 2.11: Tipos más habituales de inestabilidad según el SMR

Roturas planas		Roturas en cuña	
SMR>60	Ninguna	SMR>75	Muy pocas
60>SMR>40	Importantes	75>SMR>49	Algunas
40>SMR>15	Muy grandes	55>SMR>40	Muchas
Roturas por vuelco		Roturas completas, tipo suelo	
SMR>65	Ninguna	SMR>30	Ninguna
65>SMR>50	Menores	30>SMR>10	Posible
40>SMR>30	Muy grandes		

Fuente : Romana, 1985.

La estabilidad de un talud también depende de la longitud de las juntas a lo largo del talud, muchas medidas de corrección pueden utilizadas para el soporte de un talud, un estudio detallado y buena ingeniería son necesarios para estabilizar un talud. Los sistemas de clasificación pueden solamente darnos una idea de los diferentes clases de sostenimiento en taludes ver Tabla 2.12. (Singh & Goel, 1999).

Tabla 2.12: Sugerencias para el sostenimiento para varios valores de SMR.

Valor SMR	Sostenimiento recomendado
91-100	Ninguna
81-90	Ninguna, escala requerida.
71-80	(Ninguna, cuneta en o valla en el pie), pernos de anclaje puntuales
61-70	(Cunetas en el pie o red de vallas), pernos de anclaje puntuales o sistemáticos.
51-60	(Cuneta en el pie y/o redes), pernos de anclaje puntuales o sistemáticos, concreto lanzado puntual.
41-50	(Cuneta en el pie y/o redes), pernos de anclaje o pernos cementados sistemáticos, concreto lanzado sistemático, pared en el pie del talud y/o muro de concreto.
31-40	Pernos cementados, concreto lanzado sistemático, pared en el pie del talud y/o muro de concreto (o re-excavación), drenaje.
21-30	Concreto lanzado sistemático, pared en el pie del talud y/o muro de concreto, re-excavación, drenaje subterráneo.
11-20	Gravedad o pared anclada, re-excavación.

Fuente : Romana, 1985.

2.8.2. Método de proyecciones estereográficas o cinemático.

El análisis cinemático, que es puramente geométrico, examina que modos de falla de talud son posibles en macizos rocosos con respecto a la existencia de un talud en roca. En un análisis cinemático, es combinación de la orientación de las discontinuidades, la cara del talud, la superficie superior del talud, y alguna otra superficie de interés, juntamente con la fricción que es examinada estos determinan con certeza que modos de falla posiblemente pueden ocurrir. (Kliche, 1999).

Una vez que el tipo de falla se ha identificado en el estereograma, el mismo diagrama también se puede utilizar para examinar la dirección en la que un bloque se deslizará y dará una indicación de las condiciones de estabilidad. Este procedimiento se conoce como análisis cinemático. Esta relación entre la dirección en la que el bloque de roca se deslizará y la orientación de la cara es fácilmente evidente en el estereograma. Sin embargo, mientras que el análisis de la estereograma es un buen indicador de las

condiciones de estabilidad, que no tiene en cuenta las fuerzas externas tales como presiones de agua o de refuerzo que comprende pernos de roca tensados, que pueden tener un efecto significativo en la estabilidad. El procedimiento de diseño habitual es utilizar el análisis cinemático para identificar bloques potencialmente inestables, seguido de un análisis de estabilidad detallada de estos bloques usando el método de equilibrio límite. (Wyllie & Mah, 2004).

2.8.2.1. Principales modos de inestabilidad.

Los diferentes tipos de falla en taludes están asociados con diferentes estructuras geológicas y es importante que el diseñador del talud sea capaz de reconocer los posibles problemas de estabilidad durante las primeras etapas de un proyecto. La importancia de distinguir entre estos cuatro modos de falla en taludes en roca es que hay un tipo específico de análisis de estabilidad para cada uno como se muestra y es esencial que el método de análisis a ser utilizado sea correcto. En un estudio de campo típico en la que los datos estructurales se han trazado en un estereograma, una serie de concentraciones significativas de polos puede estar presente. Es útil para poder identificar a aquellos que representan posibles planos de falla y de eliminar aquellos que representan estructuras que tienen pocas probabilidades de estar involucrados en las fallas del talud. Las pruebas para la identificación de las concentraciones de polos importantes han sido desarrolladas por Markland (1972) y Hocking (1976). (Wyllie & Mah, 2004).

La orientación de las distintas familias de discontinuidades combinadas con la orientación del talud en cada dominio estructural, dan origen a la formación de los potenciales modos de falla que se podrían presentar en el talud. (Hoek E. , Practical Rock Engineering, 2000).

La roca dura suele ser tan resistente que las fallas son por gravedad y esto es posible sólo si las discontinuidades permiten un fácil movimiento de bloques discretos. En regularmente estratos o roca foliada, cortada por juntas, hay muchas posibilidades de movimiento del bloque a lo largo de planos de debilidad y una gran variedad de modos de comportamiento se exhiben. Con una apreciación del modo de falla, es posible evaluar la probabilidad de falla, o el factor de seguridad, y el ingeniero dar una medida de corrección si el grado de riesgo es inaceptable. (Goodman R. E., 1989).

Existen posibles modos de falla como vuelco, planar, cuña estos son aplicables a los macizos rocosos fracturados. En roca muy fracturada o descomprimida, producirá fallas circulares. Ocurrencias de cualquier modo de una fractura o combinación de los mismos está controlado por la orientación relativa de cara de la cantera / plano de junta dominante, conjuntos de junta dominantes, las características de resistencia al corte de juntas, y su continuidad / frecuencia (Gundewar, 2014).

Modo de falla plana.

Se entiende por falla plana, o rotura planar, como aquella en el que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Siendo la más sencilla de las formas de rotura posibles se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud. La representación semiesférica en la red de Schmidt de esta condición se observa en la Figura 2.31, se prevé el deslizamiento cuando el rumbo de la familia de discontinuidades es similar al del talud y su buzamiento menor que éste. (ITGME, 1987). Generalmente, la falla plana depende de la continuidad de la junta (Singh & Goel, 1999).

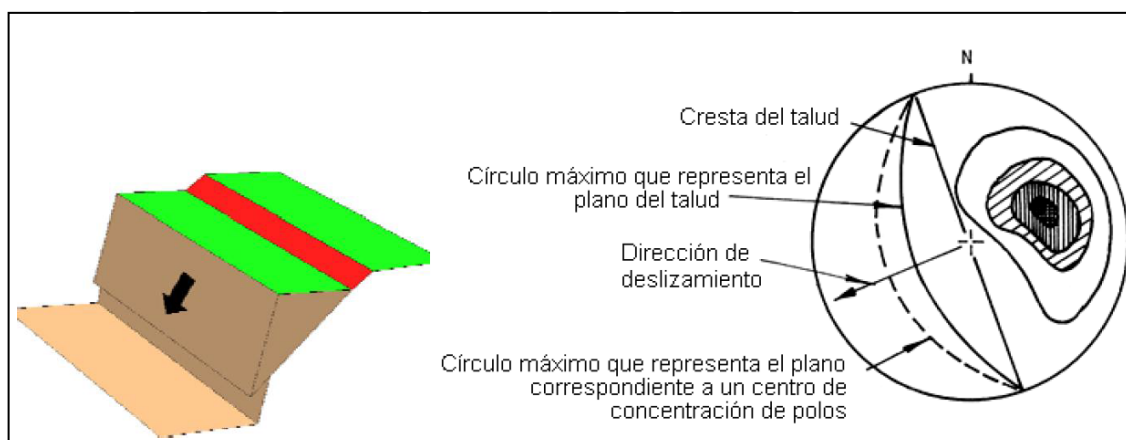


Figura 2.31 : Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla planar. (Modificado de Hoek y Bray, 1981).

Según (Ramirez O. & Alejano M., 2007), para que se produzca este tipo de falla o rotura deben ocurrir un conjunto de circunstancias. La primera de ellas es que el plano de discontinuidad debe tener suficiente tamaño a escala del talud y debe ser descalzado por la excavación; esto último sólo ocurre cuando el buzamiento del plano del talud es mayor que el de la discontinuidad, En caso contrario, el talud sería cinemáticamente estable y no se podría desarrollar un modo de falla plana. Otra condición necesaria para

el modo de falla plana es que el rumbo del plano de discontinuidad por donde tiene lugar la rotura sea paralelo o casi paralelo al rumbo del plano del talud, con una desviación máxima de 20° .

Modo de falla por cuña.

La falla en cuña es un tipo de deslizamiento traslacional que está controlado por dos o más discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasa, falla, etc). Este tipo de deslizamientos generalmente se dan en macizos rocosos resistentes, con discontinuidades bien marcadas. Este tipo de fallas es sin duda una de las más comunes en taludes excavados en roca, fácilmente observados en canteras. (Ramirez et. al, 2007).

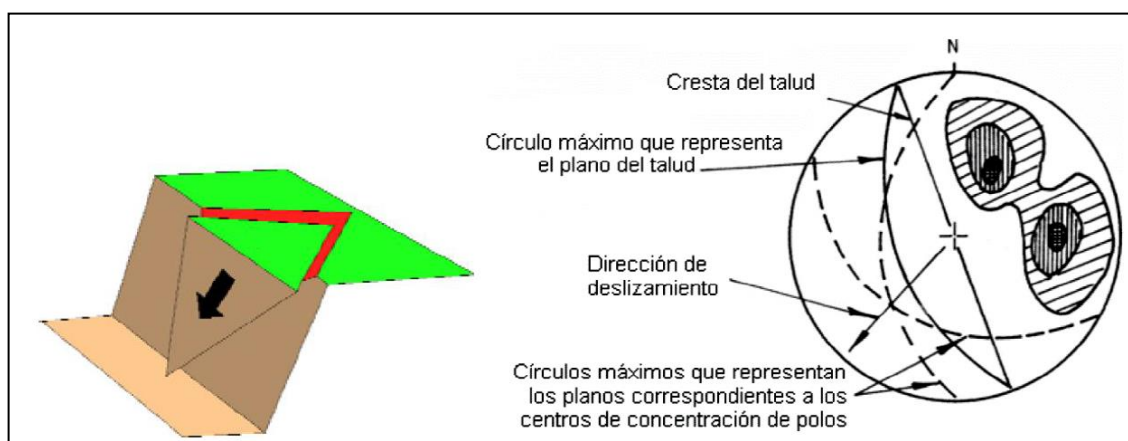


Figura 2.32 : Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla por cuña (Modificado de Hoek y Bray, 1981).

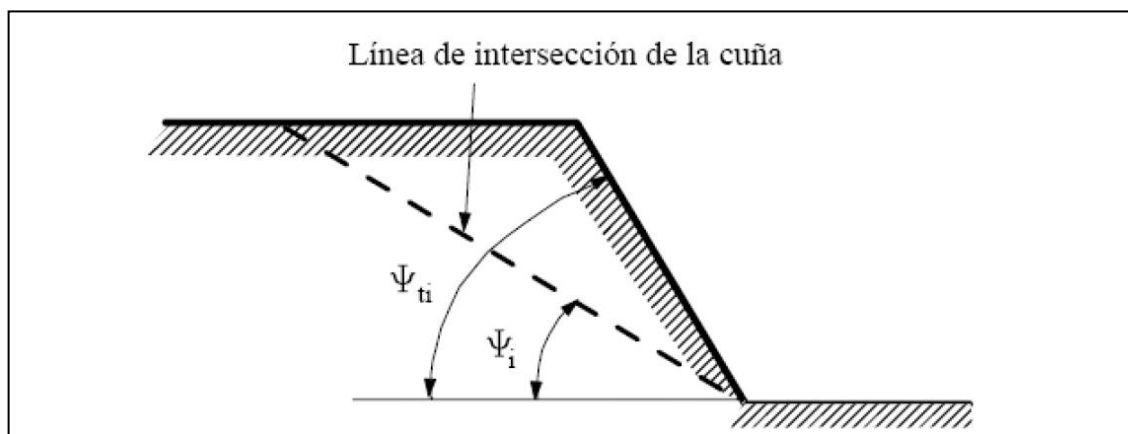


Figura 2.33 : Condición geométrica falla por cuña (Wyllie & Mah, 2004).

Si representamos el plano del talud y las discontinuidades en una proyección estereográfica, la disposición típica de los casos en que es posible la falla por cuñas es la que aparece en la Figura 2.32 en ella se aprecia la existencia de dos familias de

discontinuidades de rumbos oblicuos respecto al del talud, quedando el rumbo de éste comprendido entre los de las familias de discontinuidades. La condición geométrica que hace posible el deslizamiento es $\phi < \psi_i < \psi_{ii}$, Figura 2.33. (Wyllie & Mah, 2004).

Donde:

ϕ : Ángulo de fricción de la estructura.

ψ_i : Ángulo de inclinación de la línea de intersección de la cuña

ψ_{ii} : Ángulo de inclinación del talud.

La dirección de deslizamiento es la intersección de las dos familias de discontinuidades y ha de tener menos inclinación que el talud. (ITGME, 1987).

Modo de falla por vuelco.

Las fallas por vuelco de taludes aparecen principalmente cuando el rumbo del plano de discontinuidad: falla, estratificación, etc., coincide aproximadamente con el del plano del talud y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso. Cuando el macizo rocoso presenta un conjunto de paquetes que quedan en voladizo, se produce el vuelco por flexión; además, puede aparecer una familia de discontinuidades conjugada con la principal, produciéndose en este caso un vuelco de bloques o un vuelco de bloques por flexión. (Ramirez et. al, 2007).

Una rotura o falla por volcamiento se produce debido a la existencia de un set de fracturas paralelas o subparalelas y otro set perpendicular o sub-perpendicular. Estas estructuras forman bloques los cuales pierden la adhesión a la matriz y pueden rotar por sobre la base por efectos de la gravedad. La condición en la red de Schmidt se observa en la Figura 2.34. (ITGME, 1987).

El vuelco en taludes es posible siempre que un conjunto de discontinuidades bien definidos se inclina abruptamente en un talud. En este tipo de fallas, son largas, delgadas columnas de roca formadas por las discontinuidades fuertemente inclinadas estos pueden

girar alrededor de un punto de giro situado en la esquina más baja del bloque. (Kliche, 1999).

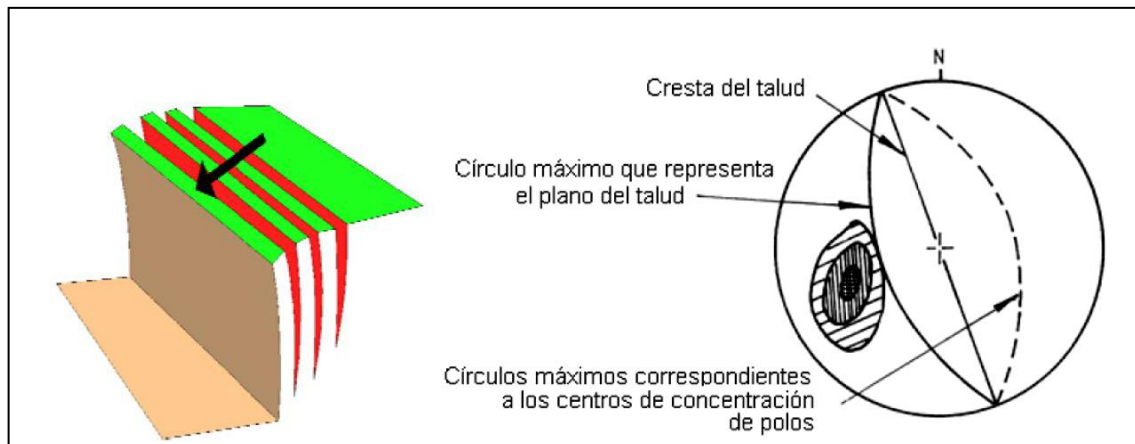


Figura 2.34 : Disposición de discontinuidades en el estereograma para un modo de falla por vuelco de bloques (Modificado de Hoek y Bray, 1981).

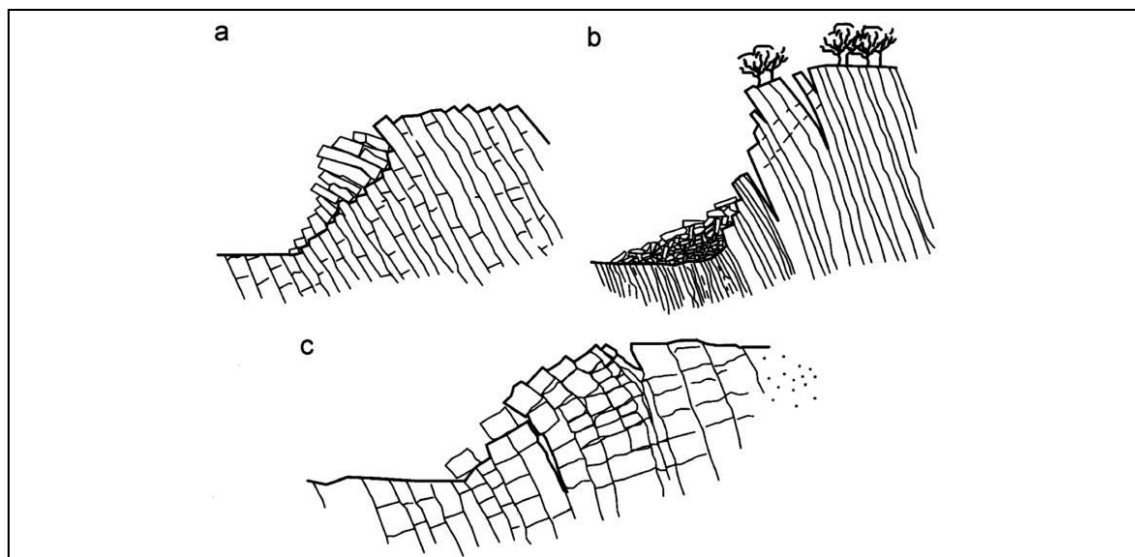


Figura 2.35 : Tipos de modos de falla por vuelco comunes; (a). Vuelco por flexión, (b). Vuelco por bloques y (c). Vuelco de bloques por flexión. (Goodman, ASCE, & Bray, 1976).

Goodman y Bray tienen una descripción de número de tipos de fallas por vuelco que pueden ser encontrados en el campo los cuales se muestran en la Figura 2.35.

A. Vuelco Flexural.

El proceso de vuelco flexural se muestra en la Figura 2.38 (a). En el cual vemos la continuidad de las columnas de roca, que son separadas por buenas discontinuidades de inclinación escarpada, romperán en flexión como se encorven hacia adelante. El

movimiento exterior de cada uno no puede que la columna palanqueada produce un deslizamiento del interestrato y la porción de la superficie superior de cada plano es expuesta en una serie del anterior encaramiento y escarpes. (Goodman, ASCE , & Bray, 1976).

B. Vuelco por bloques.

El vuelco por bloques ocurre cuando columnas individuales de roca dura es dividida por espacios amplios ortogonales a la junta. Las columnas pequeñas formadas al pie del talud son llevadas hacia adelante por las cargas de las columnas de vuelco más largas de atrás y así del pie le permite más deslizamiento por vuelco que se desarrolla en lo más alto y arriba del talud. La base de falla es mejor definida que en un vuelco flexural y generalmente consta de una escalera que levantando cruza las juntas. (Goodman, ASCE , & Bray, 1976).

C. Vuelco de bloques por flexión.

Esta es caracterizada por un vuelco flexura pseudo-continuo de largas columnas a través de movimientos acumulados a lo largo de numerosas juntas. El deslizamiento está distribuido a lo largo de varias superficies de juntas en el pie del talud, al mismo tiempo deslizan y vuelcan ocurre en una asociación cerrada que a través del resto de la masa. El deslizamiento ocurre acumuladamente por vuelcos que aumentan con el cruce de las juntas. (Goodman, ASCE , & Bray, 1976).

2.8.3. Métodos de equilibrio límite o analítico.

Estos se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tiene en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. (ITGME , 1987).

En la ingeniería de taludes en roca, este método es de gran significancia en la detección de fallas de bloques simples a lo largo de distintas discontinuidades. Todos los métodos están basados en la comparación de fuerzas resistentes a la inestabilidad de la masa y otros que causan inestabilidad. Las secciones son analizadas en dos dimensiones asumiendo condiciones en un plano de esfuerzos. (Gundewar, 2014).

2.8.3.1. Análisis de estabilidad de fallas planas.

En el caso de la falla planar el factor de seguridad FS se obtiene de forma directa como cociente entre las fuerzas que tienden a producir deslizamiento y las fuerzas resistentes del terreno que se oponen al mismo, proyectadas todas según la dirección del plano de falla. (ITGME , 1987).

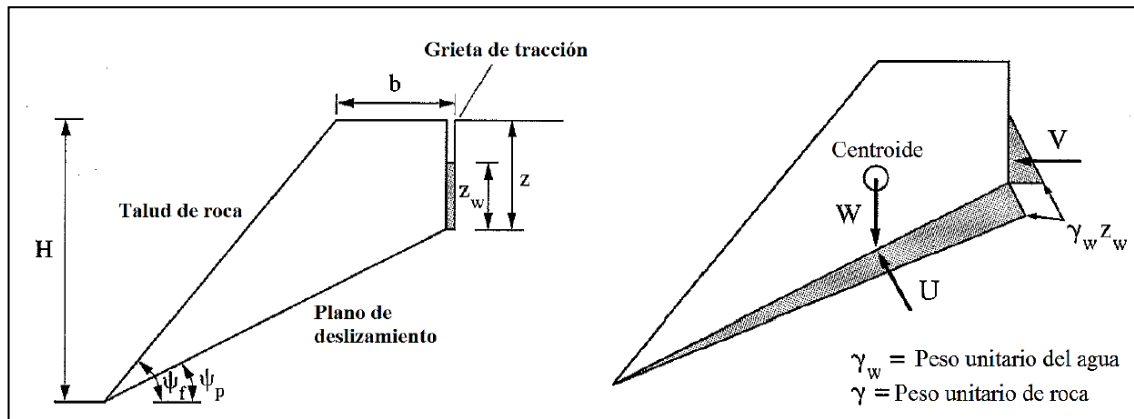


Figura 2.36 : Geometría de una análisis estático de una falla plana con grieta de tracción (Hudson & Harrison, 2000).

Donde:

FS = Factor de Seguridad

H = altura del talud.

b = longitud de la grieta de tracción desde el plano de coronación, o desde la superficie del talud, hasta el plano de discontinuidad.

Z_w = altura del agua en la grieta de tracción.

c = cohesión efectiva de la superficie de deslizamiento.

φ = ángulo de fricción efectivo de la superficie de deslizamiento.

Z = distancia de la grieta de tracción a la cresta del talud.

W = peso de la masa deslizante, supuesta de anchura unidad según el rumbo.

ψ_f = buzamiento del talud

ψ_p = buzamiento del plano de deslizamiento

U = fuerza resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre el plano de deslizamiento

V = fuerza resultante de las presiones intersticiales que actúan sobre la grieta de tracción

γ = peso específico de la masa inestable

γ_w = peso específico del agua

g = aceleración de la gravedad

El coeficiente de seguridad viene dado por:

$$FS = \frac{c(H - z) + csc\psi_p + (W\cos\psi_p - U - Vsen\psi_p)\tan\phi}{V\cos\psi_p + Wsen\psi_p}$$

Esta expresión es una de las más generales y la que se vienen utilizando en las últimas décadas para analizar y resolver problemas de falla plana con razonable éxito. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

La resolución de problemas de rotura plana, que se puede realizar de manera relativamente sencilla manualmente, también ha sido implementada en algunos programas de cálculo como el denominado RocPlane de la compañía Rocscience (2001).

2.8.3.2. Análisis de estabilidad de fallas por cuña

El factor de seguridad de la rotura en cuña viene definido, como en la rotura plana, por el cociente entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las que lo inducen. Las fuerzas que intervienen son las mismas que en la rotura plana, es decir, peso de la cuña, empujes de agua, esfuerzos sísmicos, fuerzas de anclaje, fuerzas de reacción y fuerzas resistentes: cohesión y fricción.

A diferencia de la rotura plana, en la rotura en cuña se desarrolla una componente resistente sobre cada uno de los dos planos de discontinuidad que forman la cuña. Así mismo, los empujes de agua pueden actuar independientemente sobre cada plano de discontinuidad, por lo que la solución del problema se complica al convertirse en tridimensional. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Para calcular el coeficiente de seguridad hay que obtener la resultante sobre la línea de caída de las componentes tangenciales de las fuerzas que actúan sobre la cuña y

compararla con las fuerzas resistentes. La solución gráfica de los problemas de estabilidad de cuñas necesita de la proyección estereográfica.

Asumiendo que la dirección de deslizamiento es paralela a la línea de intersección de los dos planos, fuerzas paralelas a esta línea y perpendicular a los dos planos de deslizamiento pueden resolverse en orden de determinar el factor de seguridad con la siguiente expresión.

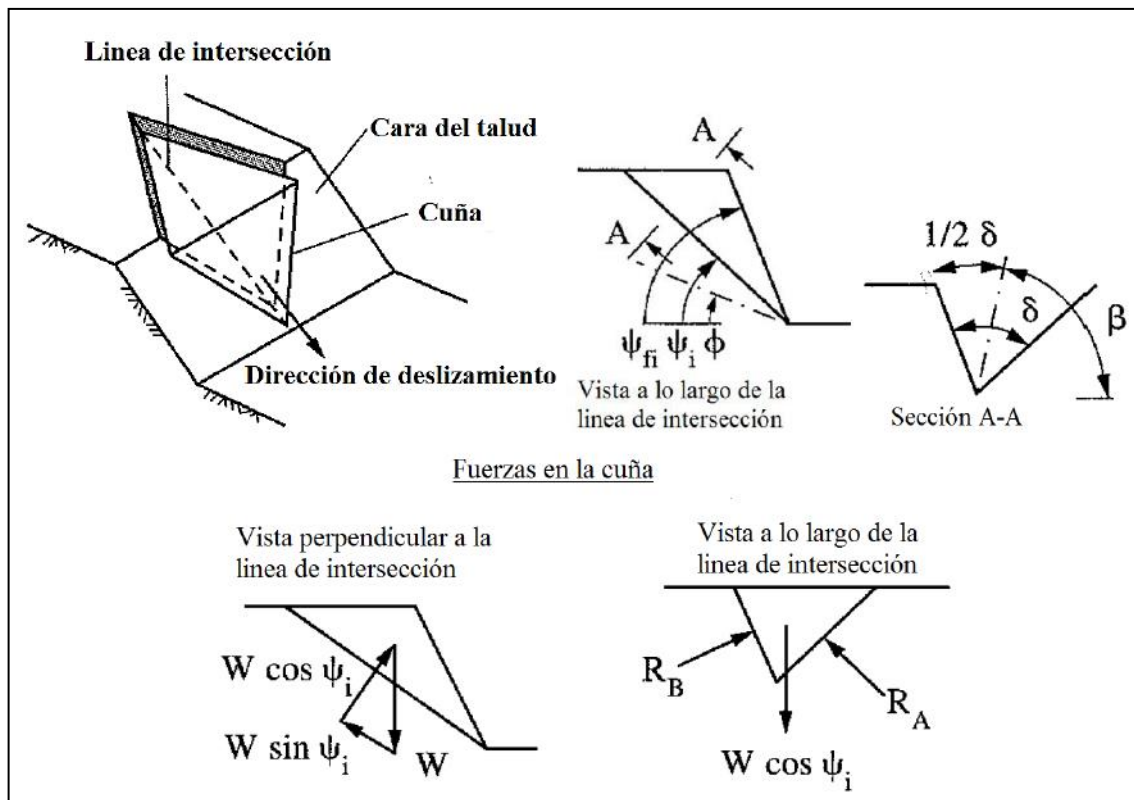


Figura 2.47 : Geometría de una análisis estático de solo fricción de una falla en cuña (Hudson & Harrison, 2000).

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \varphi}{W \sin \psi_i}$$

$$\text{y } R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin(0.5\delta)}$$

Donde:

FS = Factor de seguridad

φ = Ángulo de fricción

ψ_i = Buzamiento de la línea de intersección

W = Peso del bloque

β, δ = Factores geométricos de la cuña

La resolución de problemas de rotura en forma de cuña que a veces resulta algo complicado realizar de manera manual ha sido implementada, en su versión basada en el cálculo vectorial (Hoek y Bray, 1974) ha sido implementada en algunos programas de cálculo como el denominado Swedge de la compañía Rocscience (2002), que también permite cálculos estadísticos y realización de análisis de sensibilidad. Este programa tiene la ventaja de que permite realizar cálculos de manera bastante sencilla y rápida.

2.8.3.3. Análisis de estabilidad de fallas por vuelco

De los métodos analíticos para resolver los problemas de vuelco de taludes, uno de los más difundidos es el propuesto por Goodman y Bray (1977), que se adapta sobre todo a taludes que presentan roturas con base escalonada ascendente regular, del tipo de vuelco de bloques.

Existen algunos desarrollos anteriores basados en este modelo de Goodman y Bray (1977), como el de Bobet (1999), posteriormente desarrollado por Sagasetta (2001), que considera cada bloque de espesor diferencial, pudiendo así integrar toda la masa y permitiendo realizar análisis sobre un número ilimitado de bloques.

En lo que concierne al vuelco por flexión, se debe considerar la resistencia a tracción del material rocoso de cada estrato o lamina de roca. Uno de los pocos métodos existentes que permite analizar este tipo de mecanismos es el denominado método de Adhikary (1999), basado también en equilibrio límite y ajustado a diversas observaciones realizadas sobre modelos físicos y vuelcos naturales.

Existen herramientas para los modos de falla por vuelco directo (similarmente, existen soluciones para vuelcos flexurales pero también estas fallas envuelven deformaciones internas del bloque que es pobremente tratada usando técnicas de equilibrio límite). Otras consideraciones incluyen la posibilidad de que el bloque pueda

deslizar, o que ambos deslizamiento y vuelco puedan ocurrir simultáneamente ver Figura 2.38.

El análisis por equilibrio límite para fallas por vuelco por lo tanto considera ambos la posibilidad de vuelco y/o deslizamiento. La Figura 2.39 muestra las fuerzas activas y condiciones de equilibrio límite para el vuelco y deslizamiento de un simple bloque 2-D en camino base.

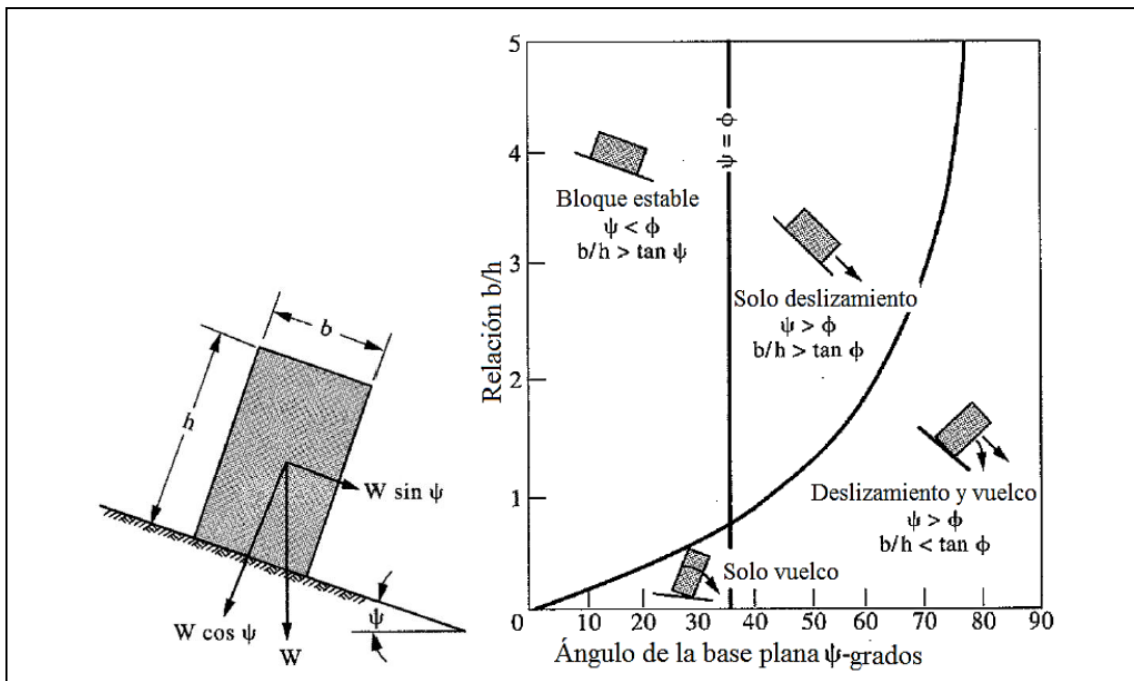


Figura 2.38 : Deslizamiento e inestabilidad de bloques por vuelco en un plano inclinado (Hoek & Bray, Rock Slope Engineering, 1991)

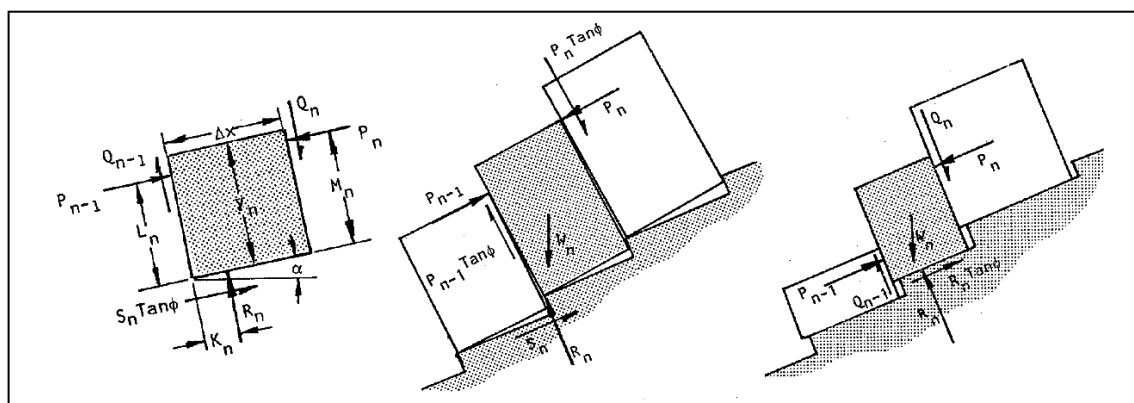


Figura 2.39 : Condiciones de equilibrio límite para vuelco y deslizamiento, con ingreso de variables ilustrados en los diagramas correspondientes; (a). Fuerzas que actúan en el bloque, (b). Vuelco de bloque, (c). Deslizamiento de bloque (Hoek & Bray, Rock Slope Engineering, 1991).

El análisis de equilibrio límite por vuelco está dada por la siguiente formula:

$$P_{n-1} = \frac{P_n(M_n - \Delta x \tan \varphi) + \left(\frac{W_n}{2}\right)(y_n \operatorname{sen} \alpha - \Delta x \operatorname{cose} \alpha)}{L_n}$$

El deslizamiento de bloques por vuelco está dado por la siguiente formula:

$$P_{n-1} = P_n - \frac{W_n(\tan \varphi \operatorname{cose} \alpha - \operatorname{sen} \alpha)}{1 - \tan^2 \varphi}$$

2.8.4. Métodos numéricos.

El uso de modelos numéricos en ingeniería de taludes puede contribuir a mejorar el conocimiento sobre los posibles modos de falla que pueden dar lugar a fenómenos de inestabilidad. Así mismo, puede ayudar a encontrar una geometría óptima del talud y permite el análisis de la secuencia de excavación y construcción. Finalmente, y mediante el método de reducción de la resistencia al corte (y a la tracción) se puede estimar los coeficientes de seguridad de taludes mediante técnicas numéricas, para lo cual pueden incorporar diferentes comportamientos mecánicos (elástico, elastoplástico, viscoso, continuo). (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Los modelos pueden ser usados como ayuda para explicar las observaciones físicas de contorno del macizo rocoso y la evaluación de diferentes modelos geológicos, modos de falla y opciones de diseño de taludes. Los modelos numéricos dividen el macizo rocoso en elementos estos pueden ser conectados por un modelo continuo o separados por discontinuidades en un modelo discontinuo. (Read & Stacey, 2009).

Los métodos numéricos se basan en la resolución numérica, y por tanto no exacta, de las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento mecánico de los materiales (macizo rocoso). Dada la complejidad del comportamiento de estos, es necesario simplificar sus propiedades para formalizar los modelos matemáticos. Estos métodos se dividen en: métodos de dominio; método de Elementos Finitos (MEF), Diferencias Finitas (MDF) y Elementos Discretos (MED) y métodos de contorno; método de Elementos de Contorno (MEC). (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

Por otro lado según (Eberhardt, 2003), los métodos numéricos de análisis usados en investigaciones de estabilidad de taludes en roca pueden ser divididos en tres enfoques: Modelos continuos, modelos discontinuos y modelos híbridos.

2.8.4.1. Método de los Elementos Finitos (MEF).

El método de Elementos Finitos es una herramienta de análisis para ingeniería y ofrece un campo de aplicación de un amplio rango de problemas relacionados a la minería, mecánica, civil y otras disciplinas de ingeniería. Este método no es adoptado para resolver problemas donde tenemos estructuras complejas. (Gundewar, 2014).

Según este método, un medio discontinuo, por ejemplo un macizo rocoso, es considerado como el ensamblaje de una serie de elementos estructurales interconectados mediante un número finito de nodos, los cuales son considerados como continuos (Zienkiewicz, 1968).

Para el caso del análisis de estabilidad de taludes de taludes, la simulación se puede realizar bien como si se tratara de una excavación, esto es eliminando poco a poco la zona a excavar, o bien partiendo de la geometría final del talud pero sometida a unas condiciones de contorno que eviten su movimiento y que se liberen en lo posterior. El conjunto de materiales afectados se simula mediante una malla que se somete a un estado tensional inicial y a una serie de condiciones de contorno. En ambos casos el programa resuelve las ecuaciones hasta llegar a un nuevo equilibrio. En esta nueva situación, se pueden obtener como resultado los valores de los desplazamientos producidos así como las variaciones sufridas por el campo tensional en el entorno del talud. Los resultados son muy dependientes de las propiedades introducidas, por lo que es muy importante la calidad que poseen la caracterización del macizos rocosos, incluido el efecto escala, etc. (Ramirez O. & Alejano M., 2007).

2.9. CONDICIONES DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Análisis de estabilidad estático; este análisis se refiere a la estabilidad de las estructuras proyectadas y la fundación sin considerar la acción sísmica.

El análisis de estabilidad pseudoestático; el método consiste en calcular el factor

de seguridad contra deslizamiento, cuando una fuerza horizontal es igual al producto del coeficiente sísmico por el peso de la masa potencial de falla, la cual es adicionada a las fuerzas estáticas ya existentes.

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Esta sismicidad es principalmente producto de la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Continental a lo largo de la costa peruana. De acuerdo a Bolaños y Monroy (2004), En el mapa de la Figura 2.40, se puede observar que para el área en estudio, los autores proponen una aceleración máxima de 0.33g.

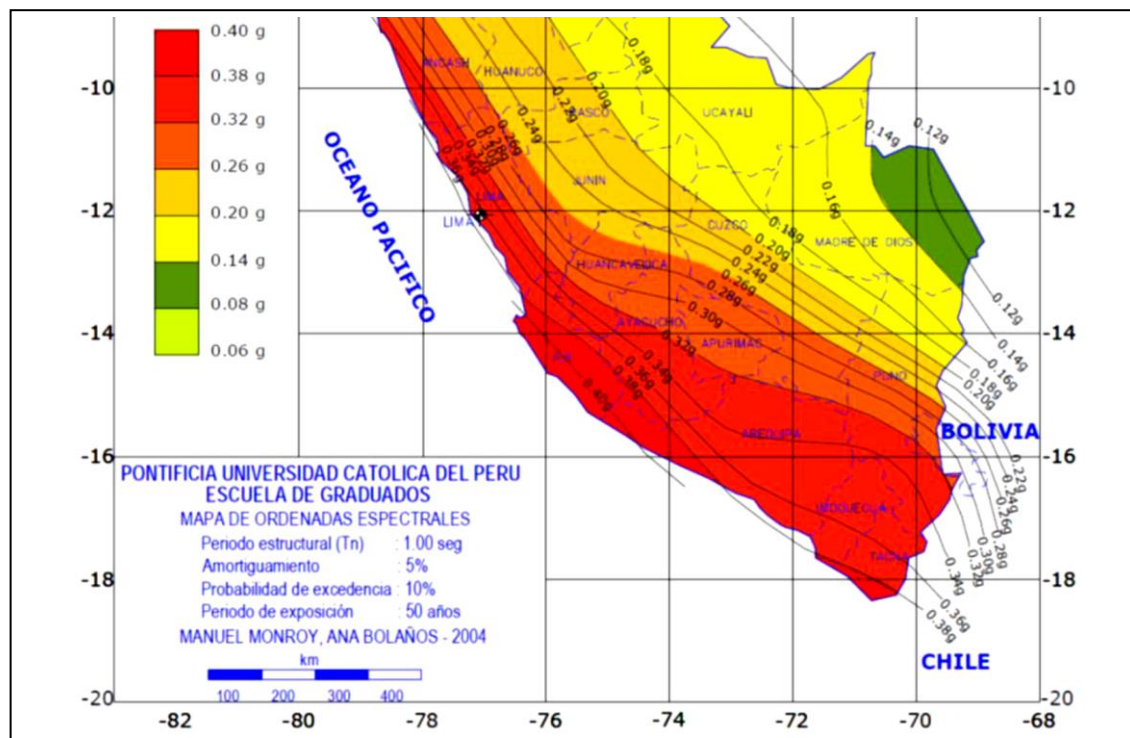


Figura 2.40 : Distribución de ordenadas espectrales para el Perú (Bolaños Luna & Monroy Concha, 2004).

(Marcuson, 1981) Recomienda que el coeficiente sísmico a ser considerado en el análisis en la condición pseudoestática de diseño de taludes, sea obtenido como una fracción que varía entre 1/2 a 1/3 de la máxima aceleración esperada.

Por lo tanto, para los análisis pseudoestático en la presente investigación, usaremos un coeficiente sísmico de 1/3 de la aceleración máxima que corresponde a $C = 0,11$.

2.10. DEFINICIONES CONCEPTUALES.

2.10.1. Macizo rocoso.

Es el medio in-situ que contiene diferentes tipos de discontinuidades como diaclasas, estratos, fallas y otros rasgos estructurales (SNMPE , 2004).

2.10.2. Matriz rocosa.

Es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral (Gonzales de Vallejo, 2002).

2.10.3. Discontinuidad.

Es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse fácilmente a causa de tensiones inducidas por la excavación. Las superficies de discontinuidad aparecen durante la formación de la roca (planos de estratificación, laminación, foliación, disyunción, etc.) o posteriormente por causas tectónicas (esquistosidad, pizarrosidad y las fracturas: fallas y las diaclasas (estas últimas denominadas vulgarmente “juntas” (Jorda B., 2013).

2.10.4. Orientación.

Es la posición de la discontinuidad en el espacio y comúnmente es descrito por la dirección de buzamiento y el buzamiento de la línea de máxima pendiente en el plano de la discontinuidad (ITGME , 1987).

2.10.5. Meteorización.

Denominada también intemperización, está relacionada con la modificación que sufre la superficie de la roca o en sus proximidades, debido a la acción de agentes atmosféricos. El grado de la meteorización dependerá de las condiciones climatológicas, morfológicas y la composición de la masa rocosa. La meteorización se divide en meteorización física, química y biológica (SNMPE , 2004).

2.10.6. Alteración.

La alteración de la roca o más propiamente dicha, alteración hidrotermal, se produce por la ascensión de fluidos o gases magmáticos a altas temperaturas a través de fracturas o zonas de falla. Éstos afectan a los rellenos de las zonas de falla y sus cajas, originando reemplazamientos y rellenos, que modifican las condiciones del macizo rocoso en los cuales se emplazan. (SNMPE, 2004).

2.10.7. Factor de seguridad.

El Factor de Seguridad es una medida determinista de la relación entre las fuerzas de resistencia (capacidad) y las fuerzas impulsoras (demanda) del sistema en su entorno considerado. El factor de seguridad es el criterio más básico de diseño aceptado en la ingeniería. En geomecánica saltó a la fama a mediados del siglo 20, cuando la ingeniería geotécnica se desarrolló como una disciplina de ingeniería independiente en 1940 (Read & Stacey, 2009).

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE INVESTIGACIÓN

3.1. GENERALIDADES.

3.1.1. Ubicación.

El área de estudio está situada aproximadamente a 3 Km de la plaza de Armas de la ciudad de Juliaca en dirección Oeste. Políticamente, se ubica dentro del departamento de Puno, provincia de San Román, Distrito de Juliaca. El área está delimitada por las coordenadas presentadas en el Cuadro 3.1, solo se considera la zona donde se encuentra el corte del talud.

Cuadro 3.1: Delimitación del área de investigación.

	Norte	Este
A	8286000	0372000
B	8286000	0380000
C	8280000	0372000
D	8280000	0380000

Fuente : Elaboración propia.

3.1.2. Accesibilidad.

La accesibilidad al área estudiada, se logra desde la ciudad de Puno por la vía principal transoceánica Sur, vía provincial Puno – Juliaca.

Cuadro 3.2: Accesibilidad al área de estudio.

Tramo	Distancia	Tiempo	Tipo de vía	Vía principal
Puno - Juliaca	44 Km	0h:45'	Asfaltado	Puno - Juliaca
Juliaca – Área de estudio	3 Km	0h:20'	Asfalto	Autopista héroes de la guerra del pacifico
Total	47 Km	1h:05'		

Fuente : Elaboración propia.

Como se detalla en el Anexo 01-A, para llegar al frente de talud del cerro Espinal se accede por la autopista héroes de la guerra del pacifico de la ciudad de Juliaca y podrá observar el talud en la dirección Sur.

3.1.3. Aspectos climáticos.

Para la zona comprendida entre 3.800 y 4.000 m.s.n.m., la dispersión de las temperaturas es grande, debido a los efectos de exposición, de topografía y de distancia al lago.

3.1.4. Temperatura.

Las temperaturas máximas se presentan en el mes de febrero que oscilan entre 13°C y 18°C e incluso llega hasta los 21°C, y las temperaturas mínimas se presentan en el mes de julio que bajan hasta los 12°C bajo cero.

3.1.5. Precipitación.

La época de lluvias está centrada en enero. Comienza generalmente en diciembre para terminarse en marzo. La época seca, centrada en junio, se escalona de mayo a agosto. Dos períodos de transición separan estas dos épocas, uno en abril y el otro de septiembre a noviembre. Según las cuencas, del 65 al 78 % de la precipitación anual se acumula durante los cuatro meses de la época de lluvias, mientras que solamente del 3 al 8 % intervienen durante la época seca. Los dos períodos intermedios corresponden a una participación de 18 a 29 %.

3.2. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.

3.2.1. Descripción geológica regional.

Dentro de la geología regional del Altiplano puneño se han reconocido, rocas cuyo rango en edad van desde el Paleozoico hasta el reciente. Su distribución está controlada por una serie de bloques delimitados por fracturas con rumbo NO-SE, los cuales determinaron la deposición, el tectonismo y el vulcanismo.

3.2.2. Descripción geológica local.

El área de estudio localmente se encuentra constituida por litologías pertenecientes al Paleozoico; Grupo Cabanillas del sistema Ordoviciano, Grupo Ambo

del sistema Carbonífero inferior y el Grupo Mitu perteneciente al Permiano superior. Los depósitos aluviales presentes en la parte baja de las laderas del cerro Espinal son materiales modernos y cuaternarios. En el Anexo 02 – Foto 01, se muestra una fotografía de Este a Oeste de las formaciones geológicas locales presentes en el talud del cerro Espinal y la falla normal.

En el Anexo 01-C, se presenta el plano geológico de la zona de estudio. Éste se realizó producto de un mapeo geológico por contorneo de contactos e identificación de estructuras como es el caso de la falla normal.

3.2.2.1. Grupo Cabanillas (D-ca).

La sección tipo fue definida por Newell (1949) en el área de Cabanillas 40 Km. Al Sur Oeste de Juliaca (Palacios, y otros, 1993).

Litológicamente compuesta por capas delgadas de areniscas y limolitas con lutitas nodulares silicificadas, también pueden ser lutitas gris oscuras interconectadas con areniscas cuarzosas, en ciertas zonas también se aprecian lutitas grises intercaladas con capas delgadas de arenisca, con facies turbidíticas con presencia de fósiles.

Como se muestra en el Anexo 02– Foto 01, el Grupo Cabanillas se encuentra en la base del talud del cerro Espinal de color amarillo éste infrayaciendo al Grupo Ambo de color verde claro y también podemos ver al Grupo Cabanillas al Este de la foto producto de una falla normal.

El Grupo Cabanillas es el afloramiento más antiguo cercano a la zona de estudio, éste presenta micropliegues, empaquetamiento de estratos típicos por ser una formación de origen sedimentario, discontinuidades y lutitas nodulares silicificadas que se observan en el Anexo 02– Foto 02 y 03.

3.2.2.2. Grupo Ambo (Ci-a).

Este nombre fue aplicado originalmente por Newell et al. (1953), para agrupar una secuencia de capas continentales de edad Misisipiana (Laubacher, 1978).

Éste tiene su mejor desarrollo al Sur del área de investigación, presentándose una discordancia angular sobre lutitas, allí se tiene una arenisca cuarcífera gruesa. Localmente las areniscas son guijarrosas, las capas son de 0.50 m a 1.50 m de grosor.

La sucesión sedimentaria indica deposición continental, las unidades basales son particularmente inmaduras implicando transporte local.

Como se muestra en el Anexo 02– Foto 01, el Grupo Ambo está ubicado en la base del talud del cerro Espinal representado de color verde claro. En el Anexo 02– Foto 04 se muestra el afloramiento del Grupo Ambo distinguiéndose los paquetes de estratos sedimentarios.

3.2.2.3. Grupo Mitu (PsTi-mi).

El nombre Mitu fue originalmente aplicado por Mc Laughlin (1924) para una secuencia de capas rojas Permianas, en el Perú central. Una fase volcánica fue reconocida y es así que Newell et. al (1953) aplicaron el nombre de Grupo Mitu en forma genérica para definir la sucesión de capas rojas Permianas y los volcánicos suprayacentes como un solo Grupo. Ver Anexo 02– Foto 05.

Como se muestra en el Anexo 02– Foto 01, este Grupo compone toda la superficie expuesta del talud de color rosado y litológicamente está compuesta por fonolitas de color rojizo con cristales de plagioclasas y biotitas.

Estructuralmente las discontinuidades presentes en este Grupo son los que controlan la estabilidad del talud del cerro Espinal, en el Anexo 02– Foto 05, se muestra el afloramiento del Grupo Mitu, las discontinuidades presentes y la presencia de bloques columnares estructuralmente controlados.

3.2.2.4. Depósitos Aluviales.

Son depósitos resientes que se encuentra en toda la parte baja de la zona de estudio de origen aluvial, constituidos por materiales de rocas subredondeados a redondeados de diversos tamaños constituidos en una matriz de limos y arcillas. Cubiertos por la vegetación típica del altiplano como se muestra en la Anexo 02– Foto 06.

3.2.3. Contactos.

Es una línea que separa las rocas de naturaleza diferente o dos unidades litológicas. Las cuales se clasificó como:

- Contactos definidos.
- Contactos inferidos.

Con la realización del mapeo geológico en campo se identificó contactos definidos en la zona de estudio.

En la base del talud se presenta un contacto geológico entre las lutitas del Grupo Cabanillas y las cuarcitas del Grupo Ambo ver Anexo 02– Foto 07.

Al extremo Oeste del talud se muestra el contacto geológico entre las areniscas cuarzosas del Grupo Ambo y las fonolitas del Grupo Mitu como se muestra en el Anexo 02– Foto 08.

3.2.4. Geomorfología.

Dentro del marco fisiográfico descrito se han identificado varias unidades geomorfológicas en cuyo modelado externó han participado agentes como la lluvia, el viento y las corrientes fluviales, las geoformas también están asociadas a la litología y estructuras como plegamientos y fallas.

El relieve regional del Sur del Perú presenta una superficie accidentada debido a la presencia de la cordillera de los Andes. Este sistema montañoso desenvuelve diversas geoformas morfo-estructurales de características peculiares en diversas localidades.

Según la clasificación de características geomorfológicas del territorio peruano, el área de estudio se encuentra ubicada dentro de las unidades morfo-estructurales denominadas Altiplano – cordillera occidental (Palacios, y otros, 1993), comprendida entre las cordilleras Occidental y Oriental de los Andes del Sur del Perú.

El aspecto geomorfológico en la estabilidad de taludes es tomado en cuenta

cuando se tratan de taludes que son naturales y no existe intervención antrópica. Por lo tanto, no se toma muy en cuenta en el presente estudio.

3.2.4.1. Geomorfología Local.

La geomorfología local de la zona Sur de Juliaca está comprendida de unidades montañosas (colinas Altas, colinas Medias, Pie de monte) presenta una pequeña planicie. Como también presenta unidades fluviales (valles en U, lechos de río, terrazas aluviales y bofedales) y unidades antrópicas como carreteras y viviendas.

Unidades Geomorfológicas.

Unidades Montañosas.

- Colinas altas (c-a). Son elevaciones de forma redondeada, producto de la erosión. Esta unidad se presenta con una cota superior a las demás unidades geomorfológicas presentes en la zona de estudio.
- Colinas medias (c-m). Esta unidad presenta elevaciones con altitud media, en el área de estudio esta unidad fue la más resaltante.
- Pie de monte (p-m). Esta unidad representa las partes más bajas en las que se presenta acumulaciones de material no consolidado.

Unidades fluviales.

- Valles "U" (v-u). Un valle es una depresión de la superficie terrestre, entre dos vertientes, de forma alargada e inclinada hacia un lago, mar o cuenca endorreica, por donde habitualmente discurren las aguas de un río. Esta unidad es producto de erosión, meteorización en el tiempo por los agentes geológicos.
- Lecho de río (l-r). Esta unidad se encontró con mayor frecuencia en la zona de estudio debido a las precipitaciones pluviales.
- Terraza aluvial (t-a). Son acumulaciones de sedimentos depositados a los largo del cauce de los ríos con forma de superficie plana, estrecha y alargada, en la ciudad de Juliaca las terrazas son aprovechadas por los pobladores para la agricultura.

CAPÍTULO IV

EXPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL.

Se identificaron estructuras mayores y menores, realizando una descripción cuantitativa de las estructuras que controlan los modos de falla y la estabilidad del talud, para lo cual se realizó un mapeo superficial de las estructuras expuestas en el campo, tomando como técnica el mapeo lineal, éste fue seleccionado debido a que no se tenía acceso a partes altas del talud y se requería tomar el mayor número de datos en las zonas accesibles.

4.1.1. Estructuras mayores.

La zona de estudio constituye una parte del Altiplano (el Altiplano es una planicie sin rasgo fisiográficos, con algunas colinas bajas que se encuentra al NE de Juliaca), en la cual predominan diferentes litologías (rocas sedimentarias y rocas ígneas). Al tener diferentes composiciones litológicas y al estar afectada por más de una fase tectónica, estas presentan diferentes respuestas a la deformación, con estilos estructurales diferentes. En la zona de estudio se observó una falla y contactos geológicos que fueron descritos en la geología.

4.1.1.1. Fallas.

Se ha identificado una falla normal en la parte inferior Este del talud con una dirección de 40° NW como se muestra en el Anexo 01 – B (plano geológico), esta estructura mayor no afecta en la estabilidad del talud del cerro Espinal debido a que se ubica por debajo de la excavación superficial y no forma parte del talud.

4.1.2. Estructuras menores.

4.1.2.1. Micropliegues.

Este tipo de estructuras se presenta en menor escala en las lutitas del Grupo Cabanillas como se observa en el Anexo 02– Foto 02.

4.1.2.2. Discontinuidades.

Estas estructuras predominan en las fonolitas del Grupo Mitu, que constituye todo el afloramiento del talud del cerro Espinal, las cuales fueron mapeados y caracterizados geológica, estructural y geotécnicamente, éstas son las estructuras que controlan en mayor porcentaje el desprendimiento y estabilidad de bloques columnares a lo largo del talud, se resaltan en la Anexo 02– Foto 09.

4.1.3. Mapeo superficial de estructuras expuestas.

Se tienen 108 datos de orientación de discontinuidades y seis fichas de mapeo lineal, los datos obtenidos se presentan en el Anexo 03, estos incluyen lo siguiente; buzamiento, dirección de buzamiento, JCS (*Joint Wall Compressive Strength*), RQD (*Rock Quality Designation*), espaciamiento, persistencia, apertura, rugosidad, JRC (*Joint Roughness Coefficient*), relleno, meteorización y agua en las discontinuidades.

4.1.4. Familias de discontinuidades y orientación de juntas.

La representación de polos de los 108 datos son expresados en puntos de color azul de manera dispersa como se muestra en el Anexo 04 – A (diagrama del ploteo de polos general) y de manera agrupada en el Anexo 04 – B (diagrama del ploteo de polos por familias).

El diagrama de densidad de polos se presenta en el Anexo 04 – B (diagrama de densidad de polos), definiéndose cinco familias de discontinuidades principales estos representados de coloración amarilla, naranja y rojo en el centro de los contornos los cuales indican la mayor concentración de polos con características similares de orientación en porcentajes.

El diagrama de planos se presenta en el Anexo 04 – C (diagrama de planos), del diagrama tenemos 5 familias de discontinuidades principales con las siguientes

orientaciones (Buzamiento/Dirección de buzamiento); familia principal 01 (71/16) representada de color naranja, familia principal 02 (60/324) representada de color azul, familia principal 03 (66/267) representada de color verde, familia principal 04 (79/211) representada de color rojo y familia principal 05 (41/112) representada de color morado. También representamos la orientación del plano del corte del talud (70/45) de color rojo.

4.1.5. Buzamiento.

Los valores de buzamiento obtenidos en campo por zonas se presentan en el Anexo 03, agrupados según las familias de discontinuidades correspondientes, estos son representados estadísticamente a través de polígonos de frecuencia que nos muestran la distribución estadística a la que mejor se ajustan los valores de buzamiento para cada una de las familias de discontinuidades, ver Anexo 05 – A (polígonos de frecuencia de buzamientos), de estos gráficos en el Cuadro 4.1 resumimos los valores obtenidos producto del análisis estadístico correspondiente.

Cuadro 4.1: Valores estadísticos de buzamiento de las familias de discontinuidades.

Fam.	Buz. Promedio	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Constante de Fisher (k)	Distribución estadística
01	71.00	3.09	66	75	125.76	Beta
02	60.84	6.56	48	73	29.95	Triangular
03	66.21	5.95	54	78	33.06	Log-normal
04	79.55	6.73	67	88	35.22	Triangular
05	42.52	10.38	18	58	29.46	Triangular

Fuente : Elaboración propia

En el Cuadro 4.1, se muestran valores de la constante de Fisher (k), este valor es obtenido del análisis estereográfico y se presentan en el Anexo 04 – D (Análisis de información Dips), esta constante es un valor necesario para el análisis de estabilidad por el método analítico el cual se realizó con el software ROCKTOPPLE v1.0 desarrollado por la Universidad de Toronto – Canadá. Los valores de buzamiento se ajustan a diferentes distribuciones estadísticas.

4.1.6. Dirección de buzamiento.

Los valores de dirección de buzamiento obtenidos en campo por zonas se presentan en el Anexo 03, estos agrupados según las familias de discontinuidades son representados estadísticamente a través de polígonos de frecuencia que nos muestran la

distribución estadística a la que mejor se ajustan los valores de buzamiento para cada una de las familias de discontinuidades, ver Anexo 05 – B (polígonos de frecuencia de dirección de buzamiento), de estos gráficos en el Cuadro 4.2 resumimos los valores obtenidos producto del análisis estadístico correspondiente.

Cuadro 4.2: Valores estadísticos de la dirección de buzamiento de las familias de discontinuidades.

Fam.	Dirección de buzamiento promedio	Desvia. estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Constante de Fisher (k)	Distribución estadística
01	015.54	6.75	002	025	125.76	Beta
02	323.35	15.24	301	354	29.95	Gamma
03	267.304	13.97	241	287	33.06	Beta
04	211.45	12.19	190	235	35.22	Beta
05	112.09	16.02	080	140	29.46	Triangular

Fuente : Elaboración propia.

La dirección de buzamiento es variable en distinta magnitud para cada una de las familias de discontinuidades y se ajustan a diferentes distribuciones estadísticas.

4.1.7. Espaciamiento de las estructuras.

Los valores de buzamiento obtenidos en el campo por zonas se presentan en el Anexo 03, estos son agrupados por familias de discontinuidades y representados estadísticamente a través de polígonos de frecuencia que nos muestran la distribución estadística a la que mejor se ajustan los valores de espaciado para cada una de las familias de discontinuidades, estos se presentan en el Anexo 05 – E (polígonos de frecuencia de espaciamiento), de estos gráficos en el Cuadro 4.3 resumimos los valores obtenidos producto del análisis estadístico correspondiente.

Cuadro 4.3: Valores estadísticos del espaciamiento de las familias de discontinuidades.

Familia	Espaciamiento promedio (m)	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Distribución estadística
01	0.42	0.21	0.20	0.90	Log-normal
02	1.07	0.21	0.20	2.60	Log-normal
03	0.47	0.19	0.20	2.80	Beta
04	0.45	0.32	0.15	1.20	Log-normal
05	0.42	0.21	0.10	0.70	Normal

Fuente : Elaboración propia.

El espaciado de las estructuras presentes en el talud del cerro Espinal en mayor porcentaje las describimos con un espaciado moderado a separado ya que tenemos valores entre 0.10 m hasta 2.80 m. Tomamos en consideración que estos espaciados limitan bloques de tamaño medio que caen de partes más altas del pie del talud.

4.1.8. Continuidad o persistencia.

Los valores de persistencia obtenidos en el campo por zonas se presentan en el Anexo 03, los datos de espaciado son agrupados por familias de discontinuidades y representados estadísticamente a través de polígonos de frecuencia que nos muestran la distribución estadística a la que mejor se ajustan los valores de persistencia para cada una de las familias de discontinuidades, estos se presentan en el Anexo 05 – F (polígonos de frecuencia de persistencia), de estos gráficos en el Cuadro 4.4 resumimos los valores obtenidos producto del análisis estadístico correspondiente.

Cuadro 4.4: Valores estadísticos de persistencia de las familias de discontinuidades.

Familia	Persistencia promedio (m)	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Distribución estadística
01	5.15	2.11	2.00	8.00	Log-normal
02	5.00	2.17	2.00	9.00	Beta
03	5.30	2.57	1.00	10.00	Beta
04	8.68	3.71	2.00	15.00	Beta
05	6.69	3.64	1.00	18.00	Log-normal

Fuente : Elaboración propia.

La persistencia de las estructuras presentes en el talud de cerro Espinal en mayor frecuencia corresponden a una persistencia media a alta en un intervalo de 1 m a 18 m de longitud, siendo estas medidas de importancia considerable para la determinación de los tamaños de bloque a caer más frecuentes. La presencia de persistencias mayores de 10 m indica la presencia de estructuras que controlaran los modos de falla estructural en el talud del cerro Espinal.

4.1.9. Apertura de las estructuras.

Los valores de apertura obtenidos en campo por zonas se muestran en el Anexo 03, estos se agrupan por orientación de discontinuidades, constituyéndose familias de discontinuidades principales, cada una de estas tienen características típicas de apertura los cuales se representan a través de gráficos estadísticos, representados por histogramas

de frecuencia cualitativa de las aperturas, estos se presentan en el Anexo 05 – G y el Cuadro 4.5 muestra el resumen del tipo de aperturas características para cada familia de discontinuidades.

Cuadro 4.5: Características de apertura de las familias de discontinuidades.

Familia	Descripción
01	Angosta
02	Angosta, muy angosta y abierta
03	Muy angosta, abierta, cerrada y muy abierta
04	Cerrada, muy angosta y muy abierta
05	Abierta, muy abierta y cerrada

Fuente : Elaboración propia.

La apertura de las estructuras presentes en el talud del cerro Espinal está definida de manera variable tal como se muestra en el Cuadro 4.5 para cada una de las familias, tenemos desde aperturas cerradas hasta muy abiertas.

4.1.10. Rugosidad.

Los valores de rugosidad obtenidos en campo por zonas se muestran en el Anexo 03, de los histogramas de frecuencia de cada una de las familias de discontinuidades presentadas en el Anexo 05 – H, el Cuadro 4.6 muestra la descripción más representativa de la rugosidad de cada una de las familias principales presentes en el talud del cerro Espinal, en el cual tenemos discontinuidades lisas, ligeramente rugosas y muy rugosas.

Este parámetro es muy importante ya que controla la estabilidad estructural de los bloques presentes en el talud del cerro Espinal. Relacionándose a dos parámetros de estabilidad fundamentales; el ángulo de fricción y la cohesión de las estructuras o discontinuidades.

Cuadro 4.6: Características de rugosidad de las familias de discontinuidades.

Familia	Descripción
01	Ligeramente rugosa
02	Muy rugosa
03	Lisa
04	Lisa – Ligeramente rugosa
05	Lisa – Ligeramente rugosa

Fuente : Elaboración propia.

4.1.11. JRC (*Joint Roughness Coefficient*).

Los diferentes valores de JRC obtenidos por el mapeo lineal en campo se presentan en el Anexo 03, estos son representados estadísticamente a través de polígonos de frecuencia normalizados en el Anexo 05 – I y el resumen de los valores obtenidos estadísticamente se muestra en el Cuadro 4.7, los valores de JRC van desde lisa con valoración 3 hasta muy rugosa con la valoración más alta igual a 20.

Cuadro 4.7: Valores estadísticos de JRC de las familias de discontinuidades.

Familia	JRC	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Distribución estadística
01	9.92	3.11	6	16	Beta
02	14.54	4.41	6	20	Normal
03	8.17	2.31	5	15	Lognormal
04	8.55	3.13	3	16	Lognormal
05	11.14	5.17	4	20	Beta

Fuente : Elaboración propia.

Las discontinuidades presentes en el talud tienen diferentes valores de JRC y distribución estadística, esto refleja la variabilidad de las estructuras en la naturaleza.

4.1.12. Relleno.

Los valores de rugosidad obtenidos en campo por zonas se muestran en el Anexo 03, de los histogramas de frecuencia de cada una de las familias de discontinuidades presentadas en el Anexo 05 – J. Del cual el Cuadro 4.8 resume las características típicas para cada una de las familias de discontinuidades.

Cuadro 4.8: Características de relleno de las familias de discontinuidades.

Familia	Descripción
01	Blando < 5mm.
02	Blando < 5mm.
03	Blando < 5mm.
04	Ninguna y Blando < 5mm.
05	Blando < 5mm.

Fuente : Elaboración propia.

También es importante recordar que como los rellenos se encuentran en las aperturas de las discontinuidades, cuando no existe apertura no hay presencia de relleno

alguno y estas estarán en relación al número de aperturas cerradas presentes en el talud que contribuyen a que el talud del cerro Espinal siga estable.

4.1.13. Meteorización de las juntas.

La zona de estudio al ser un talud de corte producto de la explotación de roca y no haber estado sometido a cambios endógenos; como alteraciones hidrotermales o estar en contacto con rocas ígneas plutónicas no presenta alteraciones muy visibles.

En el Cuadro 4.9 se muestran las características típicas resumidas del Anexo 05 – K, en el que se presentan los histogramas de meteorización por familias.

Las características de meteorización que prevalecen son de un grado ligero y en la familia 02 de grado ligero a moderado.

Cuadro 4.9: Características de meteorización de las familias de discontinuidades.

Familia	Descripción
01	Ligera
02	Ligera a moderadamente
03	Ligera
04	Ligera
05	Ligera

Fuente : Elaboración propia.

4.1.14. Agua en discontinuidades.

Como indicamos en las generalidades de la zona de estudio tenemos dos estaciones muy marcadas, la sequía y una temporada de precipitaciones, si consideramos las peores condiciones para la inestabilidad del talud tomaremos que todas las discontinuidades casi verticales estarán secas ya que no tendrán la capacidad de almacenar agua, más al contrario el agua discurrirá fácilmente y consideramos ligeramente húmedas cuando estas tienen ángulos que tienden a la horizontalidad.

Los histogramas presentados en el Anexo 05 – M, nos muestra las condiciones de presencia de agua en las familias de discontinuidades en el talud, el resumen se presenta en el Cuadro 4.10, siendo las condiciones presentes de seco a ligeramente húmedo.

Cuadro 4.10: Condiciones de agua en las familias de discontinuidades.

Familia	Descripción
01	Seco
02	Húmedo
03	Seco
04	Seco
05	Seco - húmedo

Fuente : Elaboración propia.

4.1.15. Resistencia de las paredes de las discontinuidades.

Los valores de JCS son agrupados por familias de discontinuidades y se presenta en el Anexo 05 - C, un resumen de esos polígonos de frecuencia normalizados se presentan en el Cuadro 4.11, el cual nos presenta valores de JCS muy parecidos para todas las familias de discontinuidades. En forma general diremos que la roca presente en el cerro Espinal es una roca muy dura en referencia a la Tabla 2.6.

Cuadro 4.11: Valores estadísticos de JCS de las familias de discontinuidades.

Familia	JCS	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Distribución estadística
01	148.46	5.39	140	155	Normal
02	146.31	4.18	141	154	Triangular
03	149.04	3.84	142	158	Normal
04	148.73	3.47	140	154	Normal
05	149.62	4.13	140	155	Triangular

Fuente : Elaboración propia.

4.1.16. Ángulo de fricción básica.

El valor del ángulo de fricción básico se obtuvo en laboratorio, el cual es 39.10° en promedio.

Cuadro 4.12: Datos estadísticos de valores ángulo de fricción básico.

Parámetro estadístico	Phi básico (°)
Valor máximo, MAX	42.00
Valor mínimo, MIN	35.00
Mediana, MED	39.50
Valor promedio, MEAN	39.10
Desviación estándar, SDEV	2.33
Coefficiente de variación, CV	-0.35

Fuente : Elaboración propia.

Este valor se utilizó como parámetro de entrada fundamental al realizar los análisis de estabilidad por el método estereográfico o cinemático con el software Dips v.6.0, también para valorar geotécnicamente las discontinuidades por familias por el criterio de resistencia de Barton – Bandis, que es utilizado en el análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite o analítico.

4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.

4.2.1. Índice de designación de la calidad de la roca (RQD).

Los resultados obtenidos de los RQD calculados con los datos de número de fisuras por metro se presentan en el Anexo 05 – D, a través de polígonos de frecuencias normalizados para cada zona de mapeo geomecánico.

Cuadro 4.13: Valores estadísticos de RQD por zonas de mapeo geotécnico.

Zona	RQD (%) promedio	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Distribución estadística
01	76.65	7.21	63	91	Log-normal
02	76.00	9.54	63	91	Log-normal
03	77.00	5.36	70	88	Triangular
04	65.50	3.84	56	70	Normal
05	71.75	9.01	56	84	Beta
06	72.68	8.65	56	81	Normal

Fuente : Elaboración propia.

El Cuadro 4.13 muestra los valores de RQD característicos y su respectiva distribución estadística para cada una de las zonas de mapeo realizado.

4.2.2. Clasificación geotécnica del macizo rocoso.

4.2.2.1. Clasificación RMR (Bieniawski, 1973).

Los resultados obtenidos de los valores de RMR obtenidos de las 6 zonas de mapeo geotécnico se presentan en el Anexo 06 – A, para el cálculo presentan a través de polígonos de frecuencia normalizados en el Anexo 06 - A, el resumen de estos gráficos se muestran en el Cuadro 4.14, teniéndose valores muy parecidos en las familias 01, 02, 04, 05 y 06.

Estos valores representan que el macizo rocoso que constituye el cerro Espinal Juliaca es de buena calidad.

Cuadro 4.14: Valores estadísticos de RMR por zonas de mapeo geotécnico.

Zona	RMR promedio	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Distribución estadística
01	69.7	5.3	62.6	79.2	Lognormal
02	68.0	6.4	55.0	76.5	Beta
03	54.88	3.38	48.85	61.25	Triangular
04	63.97	3.43	55.75	68.50	Beta
05	68.17	5.03	57.50	75.75	Normal
06	68.90	4.73	62.25	76.50	Uniforme

Fuente : Elaboración propia.

4.2.2.2. Clasificación por el método índice GSI.

Los resultados obtenidos de los valores de GSI obtenidos de la correlación con el RMR, para cada una de las zonas mapeadas se presentan en Cuadros y polígonos de frecuencia normalizados en el Anexo 06 – A.

Cuadro 4.15: Valores estadísticos de GSI por zonas de mapeo geotécnico.

Zona	GSI promedio	Desviación estándar	Mínimo valor	Máximo valor	Distribución estadística
01	64.7	5.3	57.6	74.2	Lognormal
02	63.0	6.4	50.0	71.5	Beta
03	49.88	3.38	43.85	56.25	Triangular
04	58.97	3.43	50.75	63.50	Beta
05	63.17	5.03	52.50	70.75	Normal
06	63.90	4.73	57.25	71.50	Uniforme

Fuente : Elaboración propia.

El resumen de estos gráficos se muestra en el Cuadro 4.15, los valores de GSI promedio representan que el macizo rocoso que constituye el cerro Espinal Juliaca es de regular a buena calidad.

4.2.3. Valoración geotécnica del macizo rocoso.

4.2.3.1. Criterio de resistencia generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006).

Los datos de ingreso al software se presentan en el Cuadro 4.16, los cuales son; resistencia a la compresión simple, peso unitario, m_i y E_i , los cuales fueron obtenidos de los ensayos de laboratorio en roca, los valores de GSI por zonas de mapeo se muestra en el Cuadro 4.15, D es un parámetro de perturbación que producen en el macizo rocoso el desconfinamiento y las voladuras dado por el tipo de excavación, consideramos e valor

de 0.7 ya que en el talud se realizó una excavación mecanizada con voladura de poca intensidad.

Cuadro 4.16: Datos de ingreso en el software RocData para el cálculo de resistencia del macizo rocoso por el criterio generalizado de Hoek – Brown – Diederichs.

Corte	UCS (MPa)	GSI	m_i	E_i (MPa)	D	Peso unitario (MN/m ³)	Altura de talud
01	166.31	65	8.60	69596	0.7	0.025	70
02	166.31	63	8.60	69596	0.7	0.025	80
03	166.31	50	8.60	69596	0.7	0.025	105
04	166.31	63	8.60	69596	0.7	0.025	100
05	166.31	60	8.60	69596	0.7	0.025	90

Fuente : Elaboración propia.

Para el análisis de estabilidad de taludes con el método analítico y numérico se ha realizado y seleccionado cortes de talud los cuales son producto a un levantamiento topográfico a detalle del talud, es así que calculamos los parámetros de resistencia para cada uno de los 5 cortes realizados, los cuales presentan diferentes configuraciones geométricas.

Los parámetros presentados en el Cuadro 4.17 fueron calculados con las formulaciones presentadas en el ítem 2.5.2, el Anexo 06 – B, nos muestra a través de gráficos tomados del software RocData v.5.0, los parámetros ingresados, los resultados y gráficos de resistencia obtenidos para cada uno de los cortes. Los resultados presentados en el Cuadro 4.17 son utilizados en los análisis de estabilidad por el método numérico según el corte al que corresponda, estos son de mucha importancia ya que son los datos de entrada para el cálculo de factores de seguridad y deformaciones en el talud, las cuales son las principales informaciones que nos da el método numérico.

Cuadro 4.17: Resumen de datos del cálculo de resistencia del macizo rocoso por el criterio generalizado de Hoek – Brown – Diederichs.

Corte	m_b	a	s	σ_{3max} (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	E_m (MPa)
01	1.26	0.5	6.27e-003	1.61	-0.83	13.03	26.37	18470.88
02	1.13	0.5	4.69e-003	1.81	-0.69	11.25	24.66	16585.16
03	0.55	0.5	7.13e-004	2.23	-0.22	4.26	16.29	7466.39
04	1.13	0.5	4.69e-003	2.21	-0.69	11.25	24.66	16585.16
05	0.96	0.5	3.04e-003	1.99	-0.53	9.01	22.35	13966.63

Fuente : Elaboración propia.

4.2.4. Valoración geotécnica de estructuras.

4.2.4.1. Criterio de resistencia de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb.

En el Anexo 06 – C se presentan los gráficos del criterio de Barton – Bandis y los valores calculados por el ajuste para el criterio de Mohr – Coulomb para cada una de las familias de discontinuidades en el software RocData v.5.0. El Cuadro 4.18 nos muestra un resumen de los mismos.

Cuadro 4.18: Datos resistencia de la estructura por el criterio generalizado de Barton – Bandis.

Familia	Φ_r (°)	JRC _n	JCS _n (MPa)	sign _{max} (MPa)	Peso unitario (MN/m ³)	ϕ (°)	cohesión (MPa)
01	39.1	9.92	148.46	4.11	0.025	53.17	0.41
02	39.1	14.54	146.31	4.94	0.025	55.86	1.56
03	39.1	8.17	149.04	3.90	0.025	51.15	0.25
04	39.1	8.55	148.73	3.94	0.025	51.62	0.28
05	39.1	11.14	149.62	4.28	0.025	54.33	0.59

Fuente : Elaboración propia.

4.2.5. Valoración geotécnica de roca intacta.

4.2.5.1. Densidad y peso específico.

Los valores de densidad resumidos se presentan en el Cuadro 4.19, estos fueron emitidos por el laboratorio (Anexo 07), del cual tenemos como valor promedio una densidad de roca igual a 2.55 g/cm³.

Cuadro 4.19: Resultados de densidad de roca intacta.

Parámetro estadístico	Densidad (g/cm ³)
Valor máximo, MAX	2.61
Valor mínimo, MIN	2.45
Mediana, MED	2.55
Valor promedio, MEAN	2.55
Desviación estándar, SDEV	0.06
Coeficiente de variación, CV	-0.47

Fuente : Elaboración propia.

Los valores de peso específico aparente se resumen en el Cuadro 4.20 y los resultados emitidos por el laboratorio se presentan en el Anexo 07, teniendo como valor promedio un peso específico aparente de 24.97 kN/m³.

Este valor es utilizado para la valoración en campo del parámetro JRC de las discontinuidades, es un dato solicitado en el análisis de estabilidad de taludes por los métodos analíticos y numéricos.

Cuadro 4.20: Resultados de peso específico aparente de roca intacta.

Parámetro estadístico	Peso específico aparente (kN/m ³)
Valor máximo, MAX	25.62
Valor mínimo, MIN	24.04
Mediana, MED	25.02
Valor promedio, MEAN	24.97
Desviación estándar, SDEV	0.61
Coeficiente de variación, CV	-0.47

Fuente : Elaboración propia.

4.2.5.2. Resistencia.

Resistencia a la compresión simple (UCS).

El Cuadro 4.21, resume los resultados obtenidos de los ensayos realizados en laboratorio (Anexo 07), de los cuales se ha obtenido un valor promedio de la resistencia a la compresión simple promedio de 166.31 MPa, que representa una roca de alta resistencia a la compresión.

Este resultado fue utilizado para la caracterización del macizo rocoso, valoración del macizo rocoso a través del criterio de resistencia de Hoek - Brown y el análisis de estabilidad de taludes por el método analítico y numérico.

Cuadro 4.21: Resultados de resistencia a la compresión simple de roca intacta.

Parámetro estadístico	UCS (MPa)
Valor máximo, MAX	173.15
Valor mínimo, MIN	155.00
Mediana, MED	168.33
Valor promedio, MEAN	166.31
Desviación estándar, SDEV	6.67
Coeficiente de variación, CV	-0.82

Fuente : Elaboración propia.

Ensayos de carga puntual (PLT)

Los resultados de laboratorio obtenidos (Anexo 07) se resumen en el Cuadro 4.22,

teniendo como promedio de índice de carga puntual un valor de 6.69 MPa, por lo cual consideramos que esta roca es de resistencia dura.

Cuadro 4.22: Resultados de resistencia a la compresión de roca intacta por ensayos de carga puntual axial.

Parámetro estadístico	Is (MPa)
Valor máximo, MAX	8.26
Valor mínimo, MIN	4.89
Mediana, MED	7.06
Valor promedio, MEAN	6.69
Desviación estándar, SDEV	1.09
Coefficiente de variación, CV	-0.57

Fuente : Elaboración propia.

Ensayo de tracción.

Los resultados obtenidos se resumen en el Cuadro 4.23, teniendo como promedio de resistencia a la tracción un valor de 13.20 MPa.

Ensayo de compresión triaxial.

Los valores geométricos y las cargas aplicadas se muestran a detalle en el Anexo 07 – ensayos triaxiales.

El ensayo triaxial es de importancia cuando se quieren obtener parámetros intrínsecos de la roca intacta que no se pueden obtener con otros ensayos, estos datos son importantes en la obtención de valores de resistencia del macizo rocoso que se utiliza en el análisis de estabilidad por el método numérico.

Cuadro 4.23: Resultados de resistencia a la tracción indirecta de roca intacta.

Parámetro estadístico	Resistencia a la Tracción (MPa)
Valor máximo, MAX	14.82
Valor mínimo, MIN	12.17
Mediana, MED	12.91
Valor promedio, MEAN	13.20
Desviación estándar, SDEV	1.06
Coefficiente de variación, CV	0.98

Fuente : Elaboración propia.

Los valores obtenidos en el Cuadro 4.24, son ingresados al software RocData v.5.0, los valores obtenidos del software se presentan en el Anexo 07 – ensayos triaxiales y se resumen en el Cuadro 4.25.

Cuadro 4.24: Valores de confinamiento y resistencia a la compresión en un ensayo de compresión triaxial.

sig₁	sig₃
(MPa)	(MPa)
160.42	0.00
192.33	5.00
211.94	10.00
257.10	20.00
326.17	40.00

Fuente : Elaboración propia.

Cuadro 4.25: Valores obtenidos de un ensayo de compresión triaxial.

σ_{ci} (MPa)	m_i	E_i (MPa)	m_b	a	s	φ (°)	cohesión (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	E_m (MPa)
163.756	8.6	69596	8.6	0.5	1	34.7	42.92	-19.04	163.76	69201

Fuente : Elaboración propia.

4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para el análisis de estabilidad de taludes en roca existen varios métodos, que fueron descritos y estudiados en el ítem 2.8, cada uno de estos métodos de análisis tienen características muy particulares, algunos son más complicados que otros y a la vez son más confiables.

Para la elección correcta del método de análisis a utilizar, se deberá de tener las siguientes consideraciones; Etapa del proyecto, confiabilidad de los análisis de estabilidad y el efecto escala.

Según la etapa en la que se encuentre el proyecto los análisis de estabilidad solicitados se realizarán con mayor o menor detalle, es así que teniendo en consideración este criterio diremos que los métodos empíricos son utilizados a nivel de perfil en un estudio, mientras en una etapa de operación será necesaria un análisis por métodos numéricos y/o analíticos.

El nivel de confiabilidad con respecto a la estabilidad del talud estudiado se expresa de la siguiente manera; el método empírico por ejemplo es muy sencillo y práctico de utilizar, pero no ofrece valores confiables. En cambio un análisis de estabilidad por el método estereográfico o cinemático solo nos ayuda a identificar la predisposición de los bloques a fallar teniendo en cuenta los modos de falla planar, cuña o vuelco, pero este método tampoco nos da un valor cuantitativo o cualitativo de estabilidad, es decir realizando este análisis no tenemos ni idea si el talud es estable o no, sin embargo el método es de suma importancia para un posterior análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite o analítico, ya que definió los modos de falla que se presentan en el talud, esto hace que podamos elegir un software especializado para el análisis de estabilidad por el método equilibrio límite, el cual trabaja con datos de parámetros geométricos y geotécnicos del talud, obteniendo valores como el factor de seguridad y la probabilidad de falla los cuales hacen más confiables los resultados. El método numérico es el más complicado ya que involucra tener más datos de campo y laboratorio, para un correcto análisis de estabilidad, de éste obtenemos valores tales como el factor de seguridad, probabilidad de falla, orientación de esfuerzos y desplazamientos en el talud.

Estos dos últimos métodos de análisis nos permiten modelar parámetros de sostenimiento o reforzamiento del talud estudiado, también podemos realizar un análisis de estabilidad en condiciones sísmicas o pseudoestáticas.

Un criterio también importante es el efecto escala, el cual relaciona el tamaño de bloques, controlados por el espaciamiento y persistencia de las discontinuidades con respecto a la altura del talud estudiado. La identificación si un talud es estructuralmente controlado o no lo es, nos ayudará a identificar el método de análisis de estabilidad que debemos de utilizar. Los métodos de equilibrio límite o analíticos son los más utilizados en los taludes en roca estructuralmente controlados, aunque en la actualidad existen softwares avanzados que utilizan los métodos numéricos, los cuales dividen el macizo rocoso en bloques el problema de estos es que su utilización es muy complicada.

A continuación se describen los resultados y aprendizajes obtenidos producto de las investigaciones realizadas y a los análisis de estabilidad por diferentes métodos en el talud del cerro Espinal Juliaca.

4.3.1. Análisis de estabilidad por el método empírico.

Los métodos empíricos generalmente están representados por ábacos, pero también a través de Cuadros con las cuales damos valoraciones a distintos parámetros establecidos, estos nos ayudan a determinar de manera aproximada la estabilidad de un talud.

El primer método empírico que mostramos a continuación es el más sencillo a utilizar y el segundo incluye parámetros geotécnicos, por lo tanto es un tanto más detallado en cuanto a las valoraciones y cálculos a realizar.

4.3.1.1. Cuadros ángulo de talud versus altura de talud.

Este método es utilizado para tener una idea general de la estabilidad de nuestro talud, ya que este ábaco fue desarrollado con el estudio de casos de estabilidad e inestabilidad de taludes a lo largo del mundo, en la actualidad éste sigue siendo mejorado aunque no tenga mucha aceptación ya que los resultados no siempre son los esperados.

El Anexo 08 – A, contiene gráficos de los análisis de estabilidad realizados con el ábaco ángulo de talud versus altura del talud de la Figura 2.29 de (Read & Stacey, 2009), se optó por éste, ya que es el más utilizado y conocido en el estudio de taludes en roca.

El talud tiene un largo de 300 metros, el cual presenta diferente configuración topográfica, por lo cual se realizó un levantamiento topográfico con el fin de realizar 5 secciones de corte a lo largo del talud.

Los resultados de factor de seguridad obtenidos para cada una de las secciones de corte realizados, se muestran en el Cuadro 4.26, en la cual se tiene que la sección de corte 03 es la más inestable debido a que presenta un factor de seguridad de 0.85, siendo este un valor muy bajo, asegurando la inestabilidad del mismo.

Los valores de estabilidad obtenidos por este método empírico, nos dan una idea general de la estabilidad del talud del cerro Espinal, pero éste no es definitivo ya que al ser un análisis que no toma en cuenta otros parámetros como los geotécnicos podemos estar en un error al confiarnos con los resultados obtenidos.

Cuadro 4.26: Resultados del análisis de estabilidad por el método empírico ángulo de talud versus altura de talud.

Sección de Análisis	Altura (H)	Ángulo de talud (°)	Factor de Seguridad	Condición
Corte 01	70	60	1.3	Estable
Corte 02	80	55	1.4	Estable
Corte 03	105	70	0.85	Inestable
Corte 04	100	60	1.1	Estable
Corte 05	90	50	1.6	Estable

Fuente : Elaboración propia.

4.3.1.2. Índice SMR (*Slope Mass Rating*).

El método SMR al ser un método empírico y bastante sencillo tiene muchas limitantes, una de ellas es que solo puedes realizar el análisis en relación a una familia de discontinuidad principal o intersección de dos familias, es por ello que el usuario deberá identificar el modo de falla a la cual corresponde el análisis, dentro de ellos tenemos el modo de falla planar y cuña, no teniéndose inconvenientes con el modo de falla por vuelco.

Para la realización del análisis de estabilidad por el método SMR, se ha considerado realizar los análisis para cada una de las familias de discontinuidades, con el fin de identificar como éstas se relacionan con la estabilidad del talud, los datos de ingreso se consignan en el Cuadro 4.27.

Cuadro 4.27: Datos de ingreso para el análisis de estabilidad por el método empírico SMR.

Análisis	Dir. Buz. Fam. (°)	Buz. Fam. (°)	RMR promedio	Dir. Buz. Talud (°)	Buz. Talud (°)	Método de excavación
Familia 01	16	71	73	45	70	Voladura o mecánica
Familia 02	324	60	73	45	70	Voladura o mecánica
Familia 03	267	66	73	45	70	Voladura o mecánica
Familia 04	211	79	73	45	70	Voladura o mecánica
Familia 05	112	41	73	45	70	Voladura o mecánica

Fuente : Elaboración propia.

El Anexo 08 – B, contiene los análisis a detalle para el cálculo del SMR para cada una de las familias de discontinuidades, estos fueron realizados con la ayuda de una hoja

Excel desarrollada por (Riquelme et al, 2014). El resumen de estos resultados se muestra en el Cuadro 4.28.

Cuadro 4.28: Resultados del análisis de estabilidad por el método empírico SMR.

Análisis	Modo de falla	SMR (Romana, 1993)	SMR (Tomás et al, 2007)	Condición	Fallas
Familia 01	Cuña/Planar	71	68	Estable	Algunos bloques
Familia 02	Cuña/Planar	64	64	Estable	Algunos bloques
Familia 03	Vuelco	69	67	Estable	Algunos bloques
Familia 04	Vuelco	55	54	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas
Familia 05	Cuña/Planar	65	64	Estable	Algunos bloques

Fuente : Elaboración propia.

De los análisis realizados tenemos que; El talud del cerro Espinal en general presenta una condición estable.

La estabilidad de los taludes con la aplicación de este método, está determinado a partir de un RMR básico, orientación de juntas que pueden ser favorables o desfavorables, dirección de corte y ángulo de inclinación del talud estudiado. Para el caso del talud del cerro Espinal, se tienen valores de RMR altos, por lo cual el valor del SMR en los casos de la familia 01, 02, 03 y 05 se muestran valores estables con presencia de algunos bloques.

Para el caso específico de la familia 04, se tiene un SMR más bajo que los otros, teniendo en consideración que todos los casos inicialmente tienen el mismo valor de RMR, vemos que las orientaciones hacen que el SMR sea inferior a los otros, por lo cual esta familia fue considerada en un posterior análisis de estabilidad por el método analítico o equilibrio límite, para un modo de falla por vuelco.

4.3.2. Análisis de estabilidad por el método estereográfico o cinemático.

Realizar el análisis de estabilidad estereográfico o cinemático es de suma importancia ya que éste nos ayuda a la identificación de los modos de falla más recurrentes, no determina el tamaño ni la forma de los bloques, tampoco nos da un valor

cuantitativo como el factor de seguridad, pero nos da una idea de cómo podrían deslizarse los bloques que se forman producto a las discontinuidades.

El análisis realizado depende del número de datos de dirección de buzamiento y buzamiento tomados en campo, ya que estos deberán de ser los suficientes para que representen de mejor manera las orientaciones de las discontinuidades presentes en el talud y así también definir las familias de discontinuidades.

El Cuadro 4.29 resume los parámetros que son necesarios para el análisis de estabilidad.

El análisis estereográfico para cada uno de los modos de falla es de distinta manera, ya que se generan zonas de inestabilidad sombreadas generalmente de color rojo, en el estereograma se encuentran polos en el interior y fuera de las zonas de inestabilidad, estos pueden ser polos de discontinuidad o polos de intersección de planos de discontinuidades según sea en modo de falla estudiado. Es así que los resultados de estos análisis son expresados en porcentajes y cada una de las formas de análisis según sea el modo de falla estudiado se detallará en los siguientes ítems.

Cuadro 4.29: Datos de entrada para el análisis de los modos de falla estructural a través de estereogramas en el software Dips v.6.0 de Rocscience.

Datos de entrada para el análisis de modos de falla	
Descripción	Valor
Número de datos (DipDir/Dip)	108
Familia de discontinuidades principales 01 (DipDir/Dip)	71/16
Familia de discontinuidades principales 02 (DipDir/Dip)	60/324
Familia de discontinuidades principales 03 (DipDir/Dip)	66/267
Familia de discontinuidades principales 04 (DipDir/Dip)	79/211
Familia de discontinuidades principales 05 (DipDir/Dip)	41/112
Altura del talud (m)	105 m
Pendiente del talud (°)	70°
Dirección de buzamiento del talud	N 45° E
Angulo de fricción (°)	39.10°

Fuente : Elaboración propia.

4.3.2.1. Modo de falla planar.

Para la identificación de un posible modo de falla planar en el talud del cerro Espinal Juliaca, se analizó mediante dos tipos de falla planar; la primera considerando restricciones de límites laterales de 20° y la segunda sin considerar la anterior restricción es decir un deslizamiento planar total, los resultados se resumen en el Cuadro 4.30.

Cuadro 4.30: Resultados del modo de falla planar.

Modo de falla	Porcentaje
Modo de falla planar con límite de 20°	0.00 %
Modo de falla planar total	9.26 %
Modo de falla planar (familia 01)	7.69 %
Modo de falla planar (familia 05)	42.86 %

Fuente : Elaboración propia.

El análisis estereográfico del modo de falla estructural de tipo planar con límites laterales de 20° se presenta en el Anexo 09 – A, del cual tenemos que 0 polos se encuentran en la zona crítica sombreada de color rojo, lo cual representa un 0.00% del número total de polos ploteados en el estereograma el cual es igual a 108 polos, por lo tanto no se tiene predisposición de las estructuras a deslizar o caer por este modo de falla.

Para el análisis estereográfico del modo de falla estructural de tipo planar sin límites laterales que se presenta en el Anexo 09 – B, del cual tenemos a 10 polos que se encuentran en la zona crítica sombreada de color rojo, la cual representa un 9.26% del número total de polos ploteados en el estereograma que es igual a 108 polos. Este valor en porcentaje es bajo y consideramos que en el talud tenemos pocos bloques que podrían fallar por un deslizamiento de tipo planar total.

El programa Dips también nos da información acerca de los planos por donde puede deslizarse una falla de tipo planar, en esta investigación tenemos valores que indican la predisposición de los bloques a fallar de modo planar sobre el plano de la familia 01 de 7.69% y sobre la familia 05 de 42.86%.

Los resultados que son obtenidos al realizar este tipo de análisis deben de ser tomados con mucho criterio, ya que necesariamente deberán de ser un fiel reflejo de la

realidad en el campo, por lo cual tomamos en consideración el modo de falla planar sobre la familia 01, del cual se realizó el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite o analítico que se muestra en el Anexo 10 – A.

De los deslizamientos y caídas de forma planar sobre la familia 05, estos no cumplen con el paralelismo que involucran las orientaciones de las discontinuidades con respecto al corte del talud, pero si con respecto a los lados, por lo cual no se realizaron más análisis tomando en cuenta estos valores.

4.3.2.2. Modo de falla por cuña.

Para el análisis de modos de falla por cuña, el software Dips v.6.0 genera los planos de cada uno de los polos ploteados y posteriormente identifica toda las intersecciones formadas entre planos en todo el estereograma para considerarlos puntos de intersección, como observamos en la representación estereográfica del Anexo 09 – C, se sombrea una zona de color rojo en la cual se ven una serie de puntos de intersección, por lo cual de un total de 5777 puntos de intersección de planos en todo el estereograma solo 425 se encuentran de color rojo en la zona roja, esta representa la zona critica donde puede ocurrir modos de falla por cuña, estos puntos de intersección rojos solo representan el 7.36 % del total, ver Cuadro 4.31.

Cuadro 4.31: Resultados del modo de falla en cuña.

Modo de falla	Porcentaje
Modo de falla por cuña	7.36 %

Fuente : Elaboración propia.

Este valor es bajo por lo cual consideramos que en el talud tenemos una mínima cantidad de bloques propensos a fallar estructuralmente por cuña y resulta innecesario realizar un análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite o analítico.

4.3.2.3. Modo de falla por vuelco flexural.

El análisis estereográfico para este modo de falla se presenta en el Anexo 09 – D, del cual se expresa, que el total de polos ploteados en el estereograma es igual a 108 y 17 de ellos se encuentran en la zona critica sombreada de color rojo, estos representan un 15.74% del número total de polos ploteados. Este valor en porcentaje es mayor a los

anteriores análisis de modos de falla y diremos que un porcentaje de bloques presentes en el talud podría fallar por este modo.

Consideramos también el valor dado por el programa para un modo de falla por vuelco flexural controlado por la familia de discontinuidad principal 03 de 8.70% y controlado por la familia 04 de 68.18% de predisposición a fallar, este último es un porcentaje alto, por lo cual es considerado para los análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite o analítico.

4.3.2.4. Modo de falla por vuelco directo y oblicuo.

Tomando en consideración los 5777 puntos de intersección de planos ploteados, para un modo de falla por vuelco directo tenemos que 124 puntos de intersección se encuentran en la zona crítica, representando un 2.15% de estructuras favorables para este tipo de falla. Para un vuelco de tipo oblicuo tenemos que 1802 puntos de intersección se encuentran en la zona crítica, representando un 31.19% de estructuras favorables para este tipo de falla. Estos se presentan en el Anexo 09 – E.

Por otro lado, tomando en consideración que los vuelcos en roca se producen bajo una superficie de discontinuidad que controla la dirección del vuelco, tenemos para los distintos planos de discontinuidades ya conocidos los siguientes valores; para un vuelco directo sobre una base plana tendremos que 5.56% de las estructuras son favorables. Para un vuelco controlado por el plano de la familia 05 tenemos que 28.57% de las estructuras son favorables.

Cuadro 4.32: Resultados del modo de falla por vuelco.

Modo de falla	Porcentaje
Modo de falla por vuelco flexural total	15.74%
Modo de falla por vuelco flexural (familia 3)	8.70 %
Modo de falla por vuelco flexural total (familia 4)	68.18 %
Modo de falla por vuelco directo	2.15 %
Modo de falla por vuelco oblicuo	31.19 %
Modo de falla por vuelco base plana	5.56 %
Modo de falla por vuelco base plana (familia 5)	28.57 %

Fuente : Elaboración propia.

Los porcentajes obtenidos para los diferentes modos de falla por vuelco son presentados en el Cuadro 4.32.

Como podemos observar en las Cuadros mostradas se tiene una diferencia muy marcada en porcentaje de cada uno de los modos de falla estructural, teniendo como los modos de falla más presentes en el talud del cerro Espinal los diferentes modos de falla por vuelco, por lo cual se realizaran los análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite o analítico tomando en consideración este modo de falla, para lo cual recurriremos a softwares que nos ayuden a cuantificar la estabilidad del talud del cerro Espinal.

4.3.3. Análisis de estabilidad por el método equilibrio límite o analítico.

Estos métodos de análisis son utilizados generalmente en los análisis de estabilidad en roca estructuralmente controlada, es decir la estabilidad del talud es controlada por la resistencia que ofrecen las estructuras, es así que calculamos los valores de resistencia para cada uno de las familias de discontinuidades tomando en consideración el criterio de resistencia de Barton – Bandis.

De manera muy separada se realizó un análisis de estabilidad para el modo de falla planar, con la ayuda del software RocPlane v.4.0 de la compañía Rocscience y teniendo en consideración los datos que se presentan en el Cuadro 4.33 y 4.34.

Cuadro 4.33: Datos geométricos del talud para el análisis de estabilidad planar.

Ángulo de Talud (°)	Altura de talud (m)	Dirección de buzamiento del Talud (°)	Peso unitario roca (MN/m ³)
75	20	45	0.025

Fuente : Elaboración propia.

Los datos geométricos considerados se ajustaron a nuestro criterio, los valores de la familia 01, fueron seleccionados de resultados anteriores.

Producto del análisis de estabilidad se determinó un factor de seguridad igual a 0.95 el cual indica la inestabilidad del plano ubicado en la parte superior del talud, el bloque planar en la actualidad ya no está lo que quiere decir que éste ya fallo, estos

resultados concuerdan con la realidad del sitio, los resultados del análisis de estabilidad se presentan en el Anexo 10 – A.

Cuadro 4.34
 Datos del plano de falla para el análisis de estabilidad planar.

Familia	Buzamiento (°)	Dirección buzamiento (°)	JRC	JCS (MPa)	Phi (°)
Familia 01	71	16	9.92	148	39.1

Fuente : Elaboración propia.

Para determinar la configuración adecuada y que se cumplan todos los parámetros de análisis para un modo de falla por vuelco, primero se realizó un análisis de estabilidad en el software Roctopple 1.0 xls, ingresando los datos presentados en el Cuadro 4.35 con lo que respecta a los datos del talud, propiedades físicas y coeficiente sísmico.

Cuadro 4.35: Datos geométricos del talud, propiedades físicas y coeficiente sísmico para el análisis de estabilidad con el software Roctopple v.1.0 xls.

Ángulo de Talud (°)	Altura de talud (m)	Direcc. Buz. Talud (°)	Peso unitario roca (kN/m ²)	Peso unitario agua (kN/m ²)	Coficiente sísmico (g)
70	105	45	25	1	0

Fuente : Elaboración propia.

El Cuadro 4.36 nos muestra los datos de las familias involucradas en este análisis de estabilidad, del cual se ajustó la dirección de buzamiento de la familia 05 a un valor inferior igual a 85°, esto con el fin de que éste cumpla los criterios de análisis de estabilidad por vuelco. Los demás valores que se presentan son seleccionados de resultados anteriores; la constante de Fisher se obtiene del software Dips producto de la representación estereográfica, el espaciamiento su tipo de distribución y la desviación estándar que se presentan están en el Cuadro 4.3 y el ángulo de fricción es seleccionado de el Cuadro 4.18.

El resultado de este análisis se presenta en el Anexo 10 – B, teniendo un factor de seguridad de 1.57 el cual es indicador de la estabilidad del talud.

Para tener más valores de estabilidad se realizaron análisis para cada uno de los

cortes obtenidos del talud en condiciones estáticas y pseudoestáticas, pero esta vez con la ayuda del software RocTopple v.1.0 de Rocscience, que es más fácil de utilizar y toma en cuenta los valores de resistencia obtenidos con el criterio de Barton – Bandis los cuales se ajustan muy bien al análisis de estabilidad de macizos estructuralmente controlados.

Cuadro 4.36: Datos de la familia de discontinuidades para el análisis de estabilidad con el software RocTopple v.1.0 xls.

Familia	Buza. (°)	Dir. Buz. (°)	Const. Fisher (K)	Espaciado (m)	Tipo de distribución	Desviación estándar	ϕ (°)
Familia 04	79	212	35	0.45	Lognormal	0.32	51.61
Familia 05	41	85	29	0.42	Normal	0.21	54.33

Fuente : Elaboración propia.

El coeficiente sísmico para análisis de estabilidad pseudoestáticos es tomado del ítem 2.9 el cual toma un valor de 0.11.

Cuadro 4.37: Datos de las propiedades de resistencia de las discontinuidades, para el análisis de estabilidad por vuelco.

Familia	Buzamiento (°)	Direcc. Buz. (°)	Espaciamiento (m)	JRC	JCS (MPa)	ϕ_r (°)
04 (familia de vuelco)	79	212	0.45	8.55	148.46	39.1
05 (familia de base)	41	112	0.42	11.14	149.62	39.1

Fuente : Elaboración propia.

En el Cuadro 4.36 se presentan los datos utilizados en el análisis de estabilidad, estos fueron seleccionados para las dos familias involucradas en la estabilidad del talud por vuelco. La familia 04 representa a las discontinuidades que son favorables a los vuelcos y la familia 05 es la base sobre la cual se constituyen los bloques columnares y también favorecen a la caída de bloques de tipo vuelco, para ambos se tienen ya valores establecidos por el criterio de resistencia de Barton – Bandis, el peso unitario de la roca a considerar es de 0.025 MN/m^3 , la geometría de cada uno de los cortes y los resultados obtenidos con el método de análisis por equilibrio límite o analítico se presenta en el Cuadro 4.38. Los resultados de los análisis de estabilidad se presentan en el Anexo 10 – C para condiciones estáticas y en el Anexo 10 – D para condiciones pseudoestáticas, los valores obtenidos de factor de seguridad se resumen en el Cuadro 4.38, estos nos muestran

que los factores de seguridad en condiciones estáticas son mayores a 1.3 y en condiciones pseudoestáticas mayores a 1.2, para los corte 01, 02, 04 y 05, lo cual indica la estabilidad de los bloques en estas zonas.

Cuadro 4.38: Resultados del análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite de un talud por vuelco con el software RocTopple v.1.0 de Rocscience.

Corte	Altura de talud	Ángulo de talud	Factor de seguridad (Estático)	Factor de seguridad (Pseudoestático)	Condición
01	70	60	1.432	1.317	Estable
02	80	55	1.721	1.580	Estable
03	105	70	0.992	0.923	Inestable
04	100	60	1.328	1.229	Estable
05	90	50	2.130	1.943	Estable

Fuente : Elaboración propia.

El corte 03 es inestable en los análisis estáticos y pseudoestáticos debido a que los factores de seguridad del mismo son inferiores a 1, éste se encuentra ubicado tomando en cuenta la longitud del talud, aproximadamente en el medio, es la zona que tiene el mayor ángulo de inclinación y es la zona más alta, en la actualidad de éste podemos mencionar que hay eventualmente desprendimientos de roca columnares, los cuales son identificados en la parte baja del talud.

4.3.4. Análisis de estabilidad por el método numérico.

Los datos a ingresar en el software se resumen en el Cuadro 4.39, los parámetros m_b , a , s , E_m son parámetros del macizo rocoso los cuales fueron obtenidos con la aplicación del criterio de rotura de Hoek – Brown – Diederichs cuyos resultados se muestran en el Cuadro 4.17, la relación de Poisson fue tomada del cuadro de (Hoek et al, 1995) que esta referenciada en el texto *Guidelines for open pit slope design* (Read & Stacey, 2009, pág. 125), del cual tenemos que a nuestro talud le corresponde un valor de 0.22. La resistencia a la compresión simple de la roca intacta y el peso unitario de la roca fue obtenido de los resultados de laboratorio Anexo 07.

Para el cálculo del factor de seguridad es necesario considerar el material componente del talud de tipo plástico, es así que tuvimos que considerar más parámetros, los valores de estos fueron asumidos tomando como referencia el artículo de (Crowder &

Bawden, 2005) en el cual se hablan de los parámetros residuales, estos valores se muestran en el Cuadro 4.40.

Cuadro 4.39: Resumen de parámetros elásticos ingresados para el análisis de estabilidad de taludes por el método de Elementos Finitos al software Phase².

Corte	m_b	a	s	E_m (MPa)	Relación de Poisson (ν)	σ_i (MPa)	Peso unitario (MN/m ³)
01	1.26	0.5	6.27e-003	18470.88	0.2	166.31	0.025
02	1.13	0.5	4.69e-003	16585.16	0.2	166.31	0.025
03	0.55	0.5	7.13e-004	7466.39	0.2	166.31	0.025
04	1.13	0.5	4.69e-003	16585.16	0.2	166.31	0.025
05	0.96	0.5	3.04e-003	13966.63	0.2	166.31	0.025

Fuente : Elaboración propia.

El parámetro de dilatación es igual a 0.3 para macizos rocosos con GSI entre 50 a 65, el m_b residual no se reducirá o se reduce muy poco debido a que los macizos rocoso se encuentran en un estado residual por lo cual los valores de m_b se mantendrán, el a residual es igual a 0.5 para macizos rocosos fracturados debido al confinamiento bajo debido a las fracturas y s residual es igual a 0 considerando que tenemos un GSI entre 50 a 65.

Cuadro 4.40: Resumen de parámetros de plasticidad ingresados para el análisis de estabilidad de taludes por el método de Elementos Finitos al software Phase².

Corte	Parámetro de dilatación	m_b (residual)	a (residual)	s (residual)
01	0.3	1.26	0.5	0
02	0.3	1.13	0.5	0
03	0.3	0.55	0.5	0
04	0.3	1.13	0.5	0
05	0.3	0.96	0.5	0

Fuente : Elaboración propia.

El coeficiente sísmico para análisis de estabilidad pseudoestáticos es tomado del ítem 2.9 el cual toma un valor de 0.11.

Estos parámetros de plasticidad no varían de manera significativa el factor de seguridad ni las deformaciones en el talud, pero si es importante que estos valores tengan una aproximación a la realidad.

Cuadro 4.41: Resultados del análisis de estabilidad de taludes por el método de Elementos Finitos con el software Phase².

Corte	Altura de talud	Ángulo de talud	Factor de seguridad (Estático)	Factor de seguridad (Pseudoestáticos)	Condición
01	70	60	5.40	4.47	Estable
02	80	55	4.20	3.59	Estable
03	105	70	2.20	1.95	Estable
04	100	60	3.04	2.45	Estable
05	90	50	4.67	3.92	Estable

Fuente : Elaboración propia.

Los análisis nos muestran factores de seguridad mayores que 1.3 en todos los casos, por lo tanto decimos que las secciones de corte son estables cuando realizamos un análisis de estabilidad del talud global tomando en cuenta las propiedades del macizo rocoso en conjunto.

El software Phase² v.9.0, al ser un programa que interactúa los esfuerzos y las deformaciones, tiene la capacidad de calcular deformaciones en zonas del talud, estos fueron calculados para el talud del cerro Espinal, los cuales se muestran a través de isovalores de deformación en el Anexo 11 – C para cada uno de los cortes. E resumen de los resultados se presentan en el Cuadro 4.42 del cual decimos que en el talud tenemos deformaciones máximas en la parte media e inferior del talud con deformaciones máximas que van desde los 0.163 m hasta los 0.605 m, estos valores significan que el talud se está deformando hacia la cara del talud, lo cual genera algunos desprendimientos de bloques de la parte media e inferior del talud hacia el pie del talud.

Cuadro 4.42: Resultados del análisis de deformaciones en el talud por el método de Elementos Finitos con el software Phase².

Corte	Altura de talud	Ángulo de talud	Deformación máxima (m)	Ubicación con respecto a la altura del talud
01	70	60	0.163	Medio
02	80	55	0.307	Inferior
03	105	70	0.345	Medio
04	100	60	0.605	Inferior
05	90	50	0.268	Medio

Fuente : Elaboración propia.

Es necesario mencionar que los resultados que obtenemos con la ayuda de softwares especializados dependerán de los datos ingresados al mismo, ya que la mala

elección de un parámetro podría hacer que nuestro análisis y resultados estén errados. Es por ello que se recomienda tener mucho cuidado con las unidades con las que trabaja el software, revisión de los resultados dados ¿se asemejan a la realidad del sitio? y sin duda alguna la práctica y experiencia hará que nuestros estudios sean más confiables.

4.3.5. Interacción entre los métodos de análisis de estabilidad.

Los métodos de análisis utilizados interactúan unos con otros, para dar al ingeniero una mejor idea de la estabilidad de un talud en roca, desde un punto de vista sencillo y desde otro muy complejo.

Los métodos empíricos por cuadros nos ayudaron a tener una idea de la situación de estabilidad en la que se encuentra el talud, en muchos casos aproximándose a la realidad, tal es el caso de la inestabilidad del corte 03. Sin embargo el método empírico SMR determino de manera cualitativa la estabilidad de los taludes, mencionando también el modo de falla que éste implicaba, planar, cuña o vuelco.

El Método estereográfico o cinemático nos ayudó a identificar los modos de falla más recurrentes en el talud, los cuales fueron en cuña y vuelco, estos fueron utilizados posteriormente por el métodos de equilibrio límite o analítico en la selección de un software especializado para así poder realizar el modelamiento y análisis de estabilidad incluyendo parámetros geométricos y geotécnicos en el análisis. El método empírico y equilibrio límite se relacionan dando nos resultados parecidos, esto debido a que ambos toman en consideración la geometría del talud.

El método equilibrio límite o analítico es utilizado generalmente cuando se tienen inestabilidades con control estructural definido tal es el caso del talud del cerro Espinal, este método se aplica muy bien ya que considera los parámetros de resistencia de las discontinuidades, altura del talud, ángulo de talud, orientación de talud y de las discontinuidades principales. Por lo cual los factores de seguridad dados por estos análisis definen la estabilidad o inestabilidad de los bloques presentes en cada zona.

El método de equilibrio límite o analítico no incluye un análisis esfuerzo deformación, que es necesario cuando tenemos un talud de 100 metros de altura aproximadamente, debido al gran frente de excavación los esfuerzos que anteriormente

governaban son alterados, estos involucran inestabilidad en el talud en zonas donde existen concentraciones de esfuerzos y deformaciones, un método adecuado para este tipo de problemas es el método numérico, que incluye el cálculo de un factor de seguridad y las deformaciones en el talud. Es así que de estos análisis tenemos factores de seguridad altos que definen la estabilidad del talud global, pero las deformaciones dadas son relativamente altas en el orden de 0.163 hasta 0.605 m, los cuales generan problemas ya que estos son los causantes de la caída de bloques que se produce eventualmente en el talud.

CONCLUSIONES

- El cerro Espinal litológicamente está constituida por fonolitas del Grupo Mitu, en el cual suprayacen las areniscas cuarzosas del Grupo Ambo y las lutitas del Grupo Cabanillas. De la caracterización estructural se tiene 5 familias de discontinuidades principales con las siguientes orientaciones; familia 01 (71/16), familia 02 (60/324), familia 03 (66/267), familia 04 (79/211) y familia 05 (41/112). Del mapeo superficial de estructuras expuestas tenemos que; espaciado moderado a separado con valores entre 0.10 m – 2.80 m, continuidad o persistencia media a alta con valores de entre 1 m a 18 m, apertura variable entre cerrada y muy abierta, rugosidad variables entre lisa a muy rugosa, JRC variable entre 3 a 20, relleno tipo blando mayor a 5 mm y menor a 5 mm, meteorización de las juntas es de ligero grado, condiciones de agua en las discontinuidades es seca y húmeda, JRC varía entre 140 MPa a 158 MPa, ángulo de fricción básico es 39.10°.
- Por el método empírico de cuadros ángulo de talud versus altura de talud se tienen factores de seguridad aceptables para los cortes 01, 02, 04 y 05, el corte 03 presenta un factor de seguridad de 0.85 el cual es menor a 1, por lo cual decimos que es inestable. El análisis de estabilidad por el método empírico SMR nos presenta valores de estabilidad con respecto a las familias 01, 02, 03 y 05 e inestabilidad con respecto a la familia 04 que presenta una condición parcialmente estable con fallas de juntas o muchas cuñas. A través del método estereográfico o cinemático identificamos que los modos de falla más típicos en el talud del cerro Espinal son los de tipo vuelco; flexural 15.74% y oblicuo 31.19%, también se tiene que la familia 05 favorece a la ocurrencia de fallas de tipo planar con 28.57%. Del análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite o analítico se tiene que al realizar el análisis de estabilidad para una falla planar ya deslizada un factor de seguridad de 0.95, éste se ubica en la parte superior del talud, de los análisis de estabilidad por vuelco los cortes 01 ,02, 04 y 05 son estables teniendo factores de seguridad mayores a 1.3 para condiciones estáticas y 1.2 para condiciones pseudoestáticas y el corte 03 es inestable presentando factores de seguridad

menores a 1. La evaluación a través del método numérico por Elementos Finitos nos presenta valores de factores de seguridad mayores a 1.3 en condiciones estáticas y pseudoestáticas, lo que significa la estabilidad del talud global, pero con valores de deformación máxima entre 0.163 m hasta 0.605 m en la parte inferior y medio respectivamente.

- De la caracterización geotécnica se tiene valores de; RQD varia de 56% a 91%, RMR varía de 48.85 a 79.2, GSI varía de 43 a 74.2. De la valoración geotécnica de macizo rocoso por el criterio generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006); m_b entre 0.55 a 1.26, a con valor constante de 0.5, s entre 0.000713 a 0.00627, resistencia a la tracción de macizo rocoso entre 0.22 MPa a 0.83 MPa, módulo de elasticidad de macizo entre 7466.39 a 18470.88. De la valoración geotécnica de las estructuras por el criterio de Barton – Bandis tenemos; JRC entre 8.17 a 14.54, JCS entre 146.31 MPa a 149.62 MPa. De los valores obtenidos por ajuste de la curva de Mohr – Coulomb tenemos; ángulo de fricción entre 51.15° a 55.86° , cohesión entre 0.25 MPa a 1.56 MPa. De la valoración de roca intacta tenemos; densidad promedio 2.55 g/m^3 , peso específico promedio 24.97 kN/m^3 , resistencia a la compresión simple promedio 166.31 MPa, índice de carga puntual promedio 6.69 MPa, resistencia a la tracción indirecta promedio 13.20 MPa, del ensayo triaxial obtenemos; m_i de la roca intacta 8.6, módulo de elasticidad 69596 MPa, m_b igual a 8.1, a igual a 0.5, s igual a 1, ángulo de fricción interna de la roca intacta 34.7° , cohesión interna de roca intacta 42.92 MPa, resistencia a la tracción 19.04 MPa.
- Este trabajo ha clasificado en cuatro los métodos de análisis de estabilidad de taludes en roca, los cuales son; empírico, estereográfico o cinemático, equilibrio límite o analítico y numérico. Cada uno de los métodos de análisis de estabilidad de taludes en roca, tienen características peculiares, ofreciéndonos bondades y debilidades. El método empírico, es un método que ofrece la facilidad y simpleza que es expresada mediante gráficos los cuales han sido plasmados en esta tesis e interactúa con el método equilibrio límite debido a que ambos toman como parámetros la altura del talud y ángulo de inclinación, el método empírico SMR en cambio es un tanto más complicado, ya que interactúa con el valor de RMR,

factores de orientación y otros, lo cual hace que este método sea un poco más completo que el anterior, el problema de este método es que solo nos da valores cualitativos de la estabilidad, este método interactúa con el método cinemático o estereográfico debido a que ambos utilizan parámetros parecidos como la orientación de familias principales, ángulo de talud y dirección de buzamiento de corte del talud. El método estereográfico o cinemático, es el método que sirve para definir los modos de falla más recurrentes en el talud, con éste no calculamos factores de seguridad solo porcentajes de predisposición de las estructuras a fallar por un modo de falla típico, éste interactúa con el método equilibrio límite o analítico ya que el modo de falla es el factor más importante para la elección del método de análisis. El método de equilibrio límite toma parámetros geométricos y geotécnicos del talud, el método de resolución es con la aplicación de esfuerzos y momentos que calcula factores de seguridad confiables. El método numérico, es el más complejo, desde el ingreso de los datos, su utilización, sus restricciones y otros, dándonos valores de factores de seguridad y deformaciones en el talud, éste interactúa generalmente con el método de equilibrio límite en el estudio de taludes de gran altura.

RECOMENDACIONES

- Teniendo datos de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso y de las discontinuidades se sugiere poder realizar análisis de sensibilidad y probabilísticos con la aplicación de los métodos presentados.
- Se recomienda poder realizar un cierre del talud tomando en consideración las medidas de corrección, remediación y estabilización, para lo cual se propone poder realizar un retaludamiento provocando el deslizamiento del material potencialmente inestable de la cresta del talud, también se podrían realizar zanjas de coronación en la parte alta, para derivar las aguas superficiales y estos no afecten en la estabilidad del talud.
- Es necesario limitar el acceso para la construcción de viviendas, tránsito de personas y el pastoreo de animales a través de la construcción de un cerco perimétrico con sus respectivas señalizaciones y paneles informativos ya que en la actualidad este talud representa un peligro.

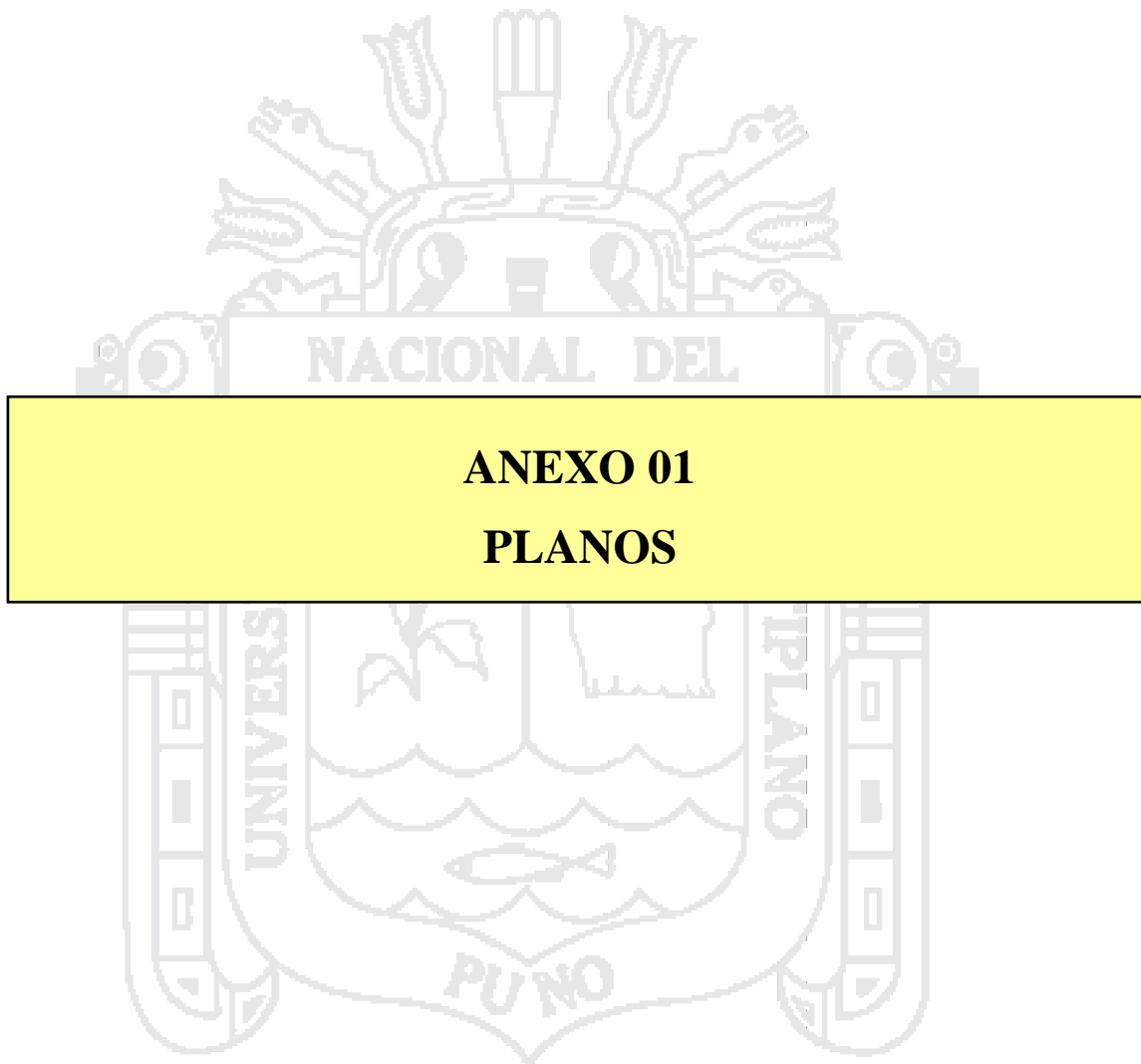
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BIENIAWSKI, Z. (1989). *Engieneering Rock Mass Classifications*. Canada: John Wiley & Sons.
- BOLAÑOS, A. M., & MONROY, O. M. (2004). *Espectros de peligro sísmico uniforme*. Lima, Perú: Tesis, PUCP.
- COATES, D. F. (1973). *Fundamentos de mecánica de rocas*. Madrid: Blume.
- CRAWFORD, J., & HUSTRULID, W. (1979). *Open pit mine planning and design*. New York: AIME American Institute of Mining, Metalurgical, and Petroleum Enginners.
- CROWDER , J., & BAWDEN, W. (2005). *Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research*. Toronto, Cánada: Lassonde Institute, University of Toronto.
- DINIS DA GAMA, C. (1999). *Métodos computacionais de projecto de taludes em mineracao*. Puno: Universidad Nacional del Altipano.
- EBERHARDT, E. (2003). *Rock Slope Stability Analysis - Utilization of Advanced Numerical Techniques*. Vancouver: University of British Columbia.
- FLORES G., G., & KARZULOVIC L., A. (2003). *Guías geotécnicas para una transición desde rajo abierto a minería subterránea*. Santiago de Chile: División Chuquicamata de Codelco.
- GIANI, G. P. (1991). *Rock Slope Stability Analysis*. Australia: CRC Press.
- GONZALES DE VALLEJO, L. (2002). *Ingenieria Geológica (2da ed.)*. Madrid, España: Pearson Education.
- GOODMAN, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Canada: John Wiley & Sons.
- GOODMAN, R., ASCE , M., & BRAY, J. (1976). Toppling of Rock Slopes. *Proceedings of the Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, 201-234.
- GUNDEWAR, G. S. (2014). *Aplication of Rock Mechanics in Surface and Underground Mining*. Magpur: Indian Bureau of Mines.

- HOEK, E. (2000). *Practical Rock Engineering*. Toronto, Canada: RocScience.
- HOEK, E., & BRAY, J. W. (1991). *Rock Slope Engineering*. New York: Elsevier Science Publishing.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., & CORKUM, B. (2002). Hoek - Brown failure criterion - 2002 Edition. *Rocscience*, 1-8.
- HUDSON, J. A., & HARRISON, J. P. (2000). *Engineering Rock Mechanics an Introduction to the Principles*. London: Pergamon.
- ITGME . (1987). *Manual de ingeniería de Taludes*. Madrid: ITGE.
- JORDA B., L. (2013). *Clasificaciones Geomecánicas y Diseño Empírico de Sostenimiento*. Lima: Elite.
- JUMIKIS, A. (1983). *Rock mechanics*. Estados Unidos de America: Trans Tech S.A.
- KLICHE, C. A. (1999). *Rock Slope Stability*. USA: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME).
- LAUBACHER, G. (1978). *Estudio geológico de la región norte del lago Titicaca*. Lima, Perú: INGEOMIN.
- MARCUSON, W. (1981). Moderator's report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads. *Proceedings, International conference on recent advances in Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*, 1175.
- PALACIOS, O., DE LA CRUZ, J., DE LA CRUZ , N., KLINCK, B., ELLISON, R., & HAWKINS, M. (1993). *Geología de la cordillera occidental y altiplano al oeste del Lago Titicaca Sur del Perú (Proyecto Integrado del Sur)*. Lima, Perú: INGEMMET.
- PRIEST, S. D. (1985). *Hemispherical Projection Methods in Rock Mechanics*. London: Unwin Hyman .
- RAMIREZ O., P., & ALEJANO M., L. (2007). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- READ, J., & STACEY, P. (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design* (1ra ed.). Australia: CSIRO Publishing.

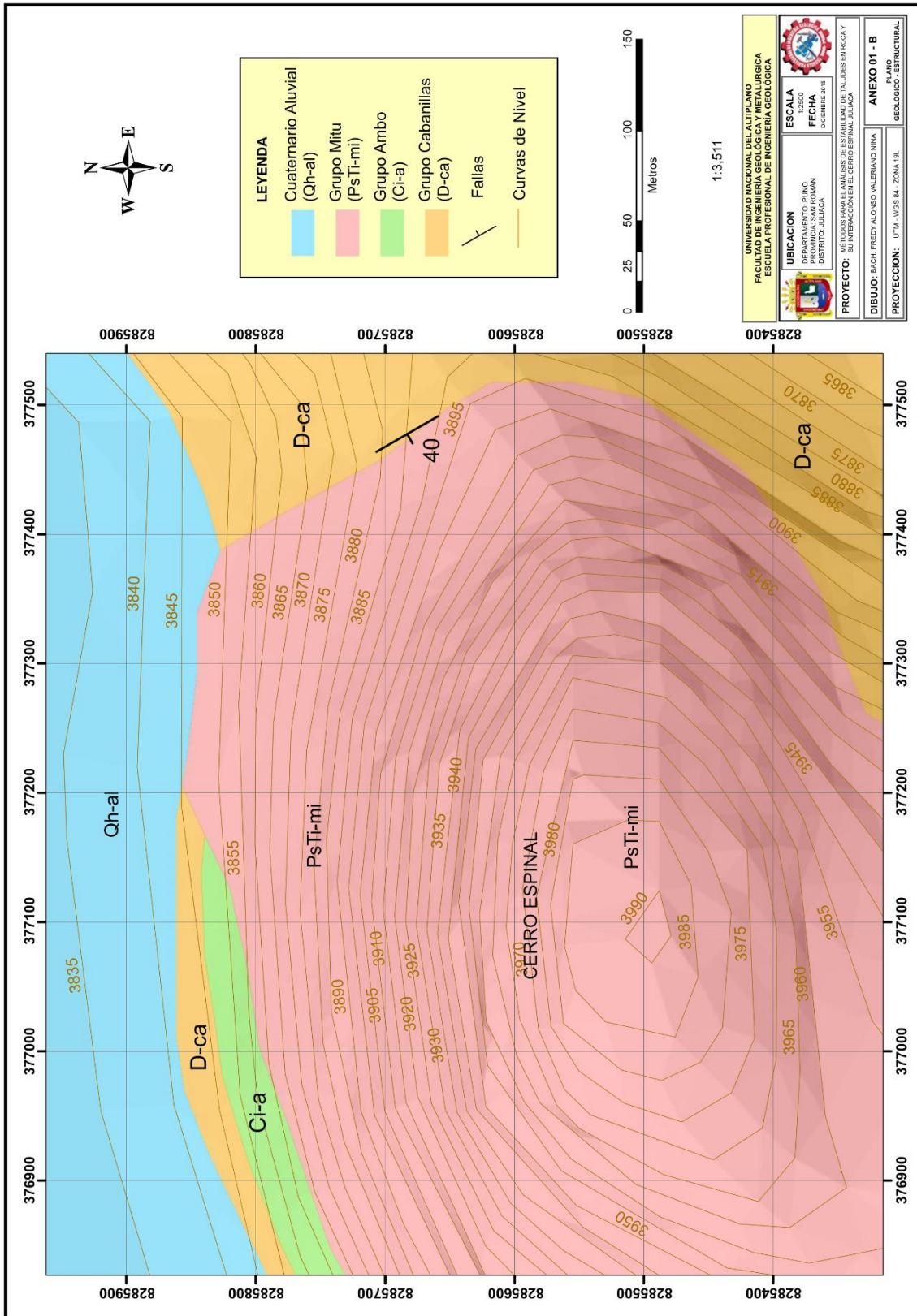
- SINGH, B., & GOEL, R. K. (1999). *Rock mass classification a practical approach in civil engineering*. New York: Elsevier.
- SJÖBERG, J. (1996). *Large scale slope stability in open pit mining - a review*. Lulea: Division of rock mechanics - Lulea University of Technology.
- SJÖBERG, J. (1999). *Analysis of large scale rock*. Noruega: Tesis. Lulea University of Technology.
- SNMPE . (2004). *Manual de Geomecánica Aplicada a la Prevención de Accidentes por Caídas de Rocas en Minería Subterránea*. Lima: SNMPE.
- SUAREZ, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- SUAREZ, L. (2013). *Descripción del macizo rocoso introducción a la ingeniería de rocas de superficie y subterránea*. Medellín, Colombia: El autor.
- WYLLIE, D. C., & MAH, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering* (4ta ed.). New York: Taylor and Francis Group.
- ZIENKIEWICZ, O. (1968). *The Finite element Method in Structural and Continuum Mechanics*. Londres: M-Graw-Hill Publishing.

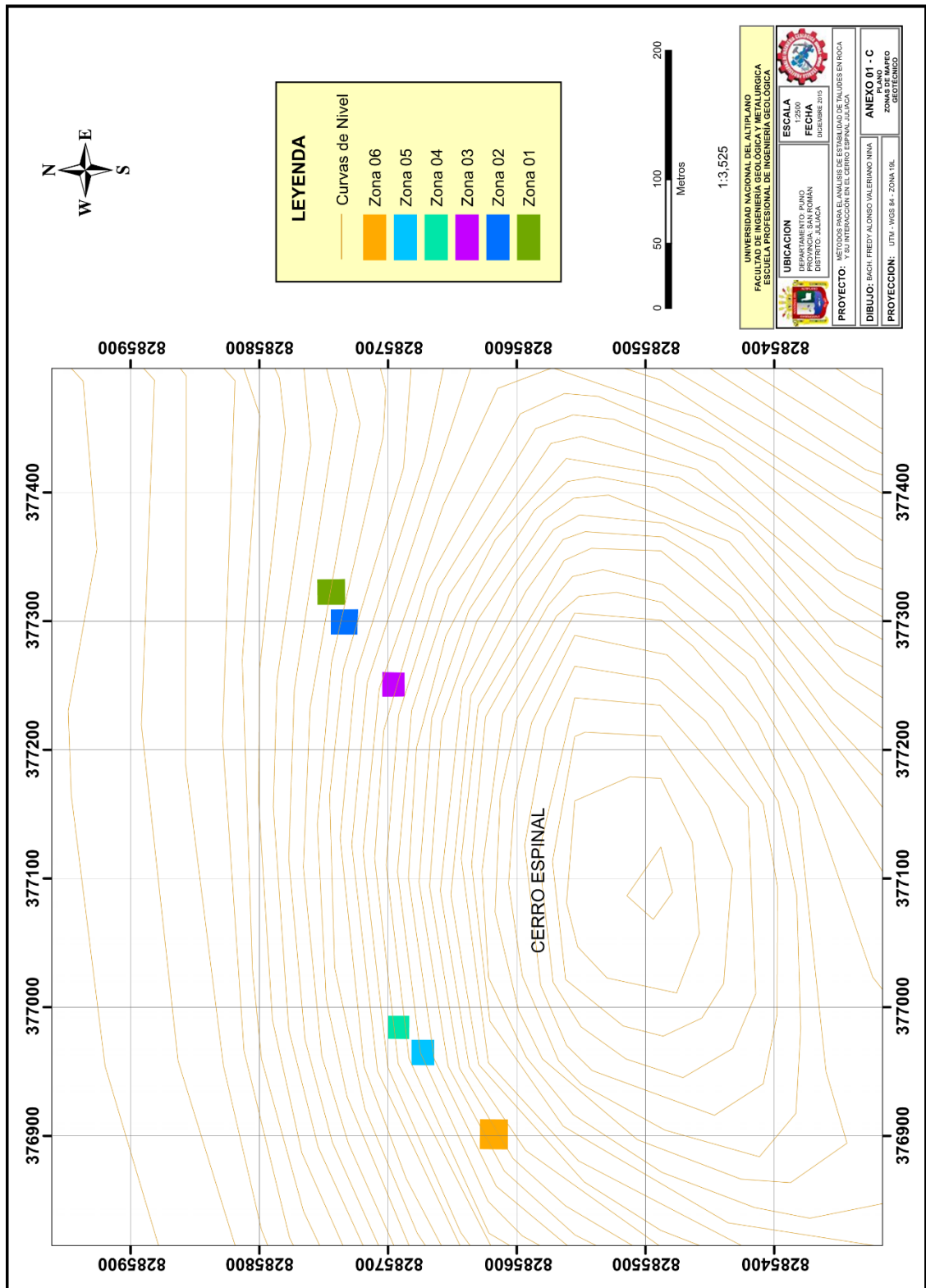
ANEXOS



ANEXO 01
PLANOS









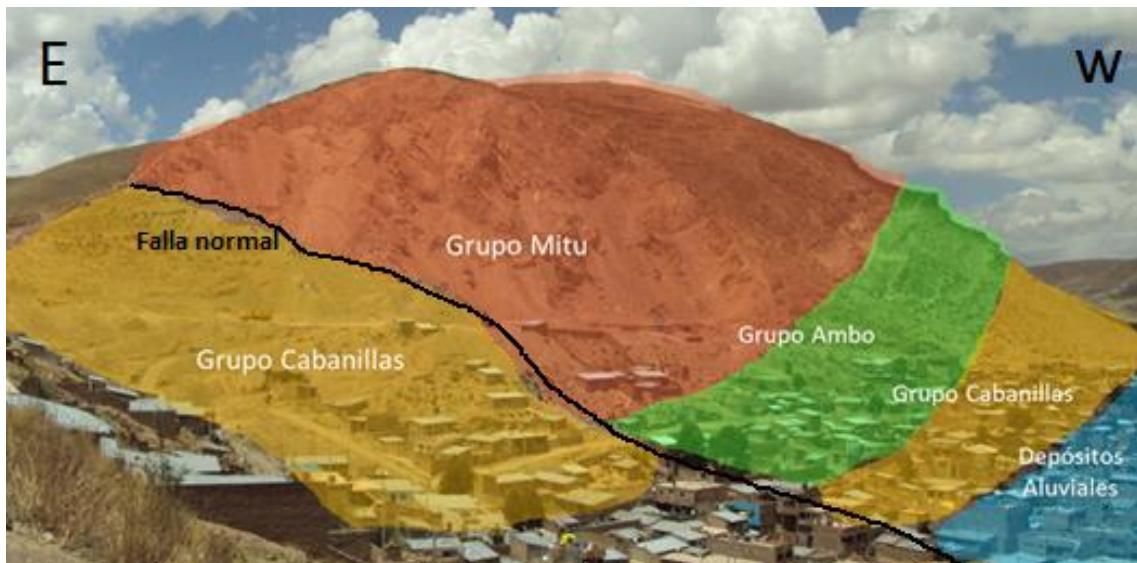


Foto 01 : Formaciones Geológicas presentes en el talud del Cerro Espinal Juliaca, en la parte superior de color rosado el Grupo Mitu, suprayaciendo al Grupo Ambo de color verde claro, el Grupo Cabanillas de color amarillo y en la parte inferior derecha los depósitos Aluviales.



Foto 02 : Afloramiento del Grupo Cabanillas se muestra pequeños plegamientos en la parte superior de la fotografía, también podemos ver el empaquetamiento de los estratos típicos de una formación sedimentaria y lutitas nodulares silicificadas.



Foto 03 : Afloramiento del Grupo Cabanillas, compuesta por lutitas, se puede observar la estratificación típica de una formación sedimentaria y producto de los esfuerzos tectónicos se formaron discontinuidades.



Foto 04 : Afloramiento de areniscas cuarzosas del Grupo Ambo en la base del talud del Cerro Espinal, se observa la disposición de los estratos.



Foto 05 : Afloramiento de Tobas Cristalolíticas del Grupo Mitu que conforma el talud del Cerro Espinal. Se resalta la presencia de bloques columnares estructuralmente controlados.



Foto 06 : Afloramiento de depósitos Aluviales cuaternarios cercanos al área de estudio.



Foto 07 : Contacto geológico parte inferior de la fotografía las lutitas del Grupo Cabanillas y en la parte superior las cuarcitas del Grupo Ambo.



Foto 08 : Contactos geológicos entre los Grupos; en la parte superior el Grupo Mitu, en la parte central el Grupo Ambo y en la parte inferior el Grupo Cabanillas.

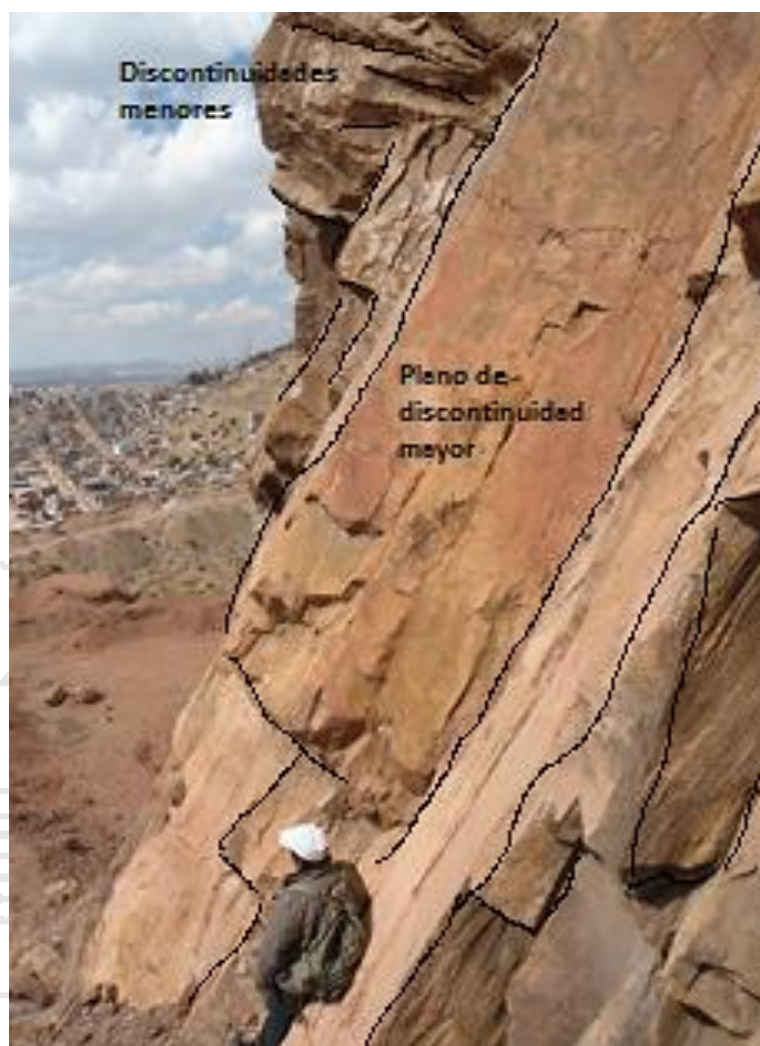


Foto 09 : Discontinuidades mayores y menores en las tobas cristalolíticas del Grupo Mitu que controla la estabilidad del talud en roca.



Foto 10 : Toma de datos estructurales en el campo de 108 planos de discontinuidades con brújula Brunton de forma correcta. A, Toma de datos de la dirección de buzamiento de los planos. B, Toma de datos del buzamiento de los planos.

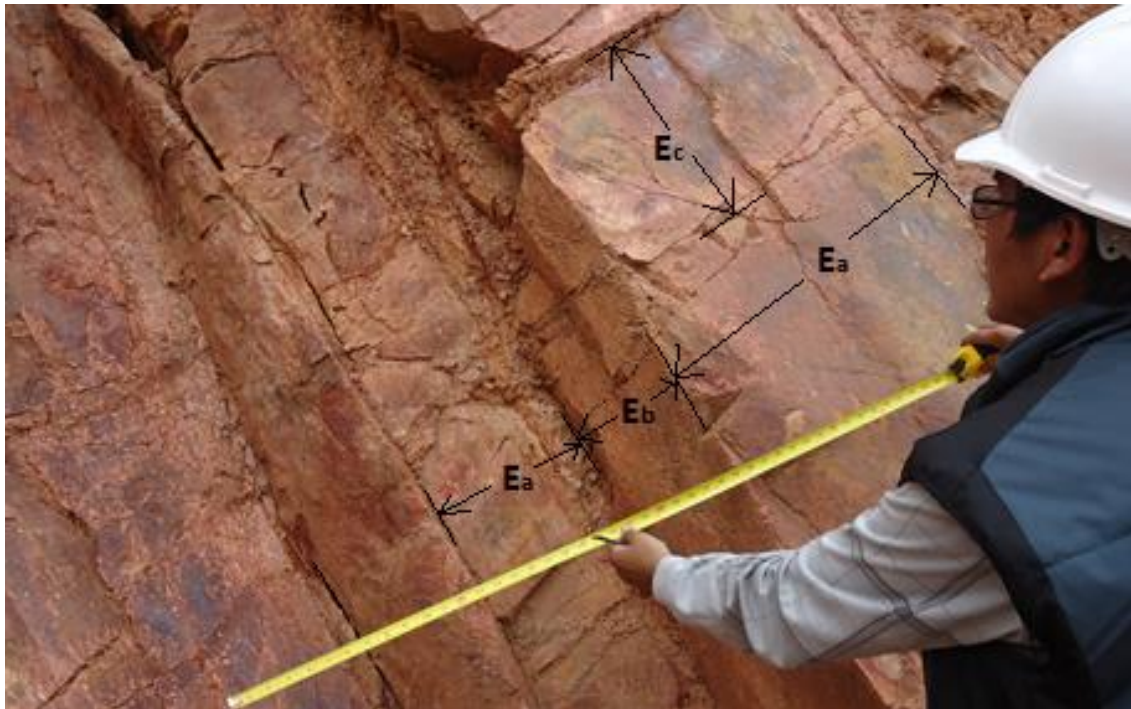


Foto 11 : Reconocimiento y medición del espaciado de las discontinuidades menores y mayores de las diferentes familias presentes en el talud.



Foto 12 : Reconocimiento y medición de la continuidad o persistencia de las discontinuidades mayores y menores de las diferentes familias presentes en el talud.



Foto 13 : Reconocimiento y medición de la apertura y apertura rellena de las discontinuidades presentes en el talud del Cerro Espinal.

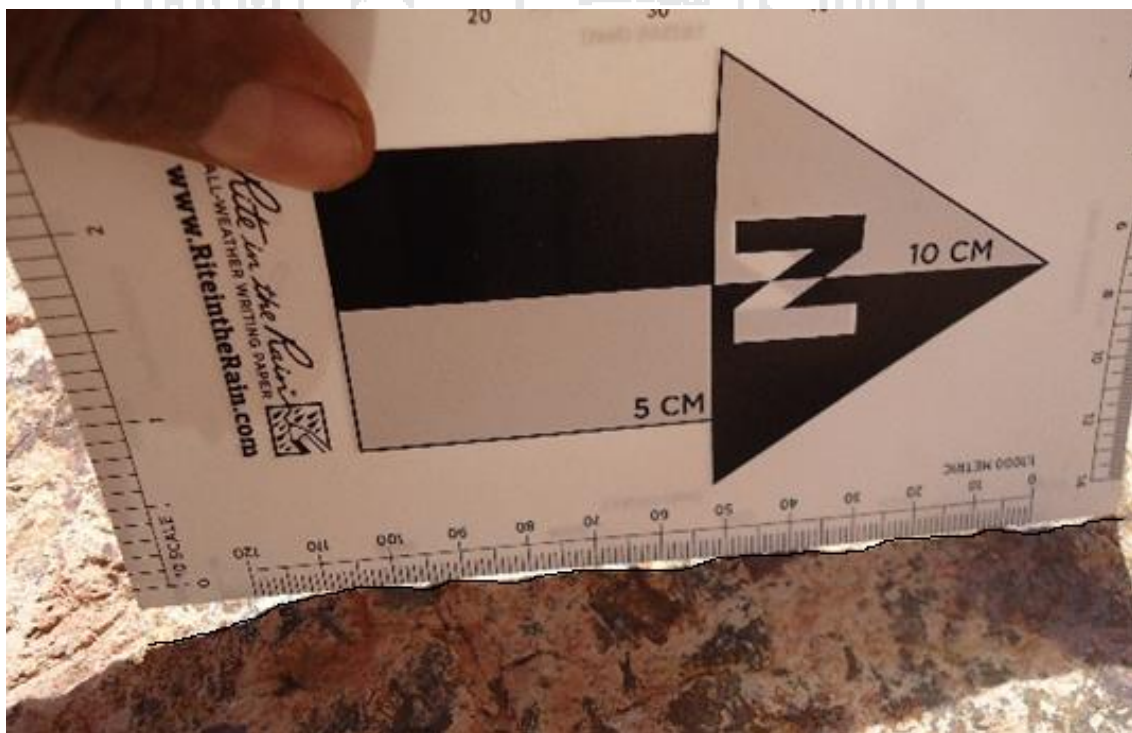


Foto 14 : Medición de la rugosidad con una regla a escala.



Foto 15 : Toma de datos de resistencia de las paredes de las discontinuidades con martillo Schmidt.



Foto 16 : Equipo de laboratorio de mecánica de rocas y probetas de roca para la realización de ensayos de compresión simple.



Foto 17 : Equipo de laboratorio de mecánica de rocas y probetas de roca para la realización de ensayos de carga puntual.



Foto 18 : Corte de talud rocoso controlado estructuralmente por las discontinuidades mayores y menores en las tobas cristalólicas del Grupo Mitu.



Foto 19 : Levantamiento topográfico con equipo de estación total.

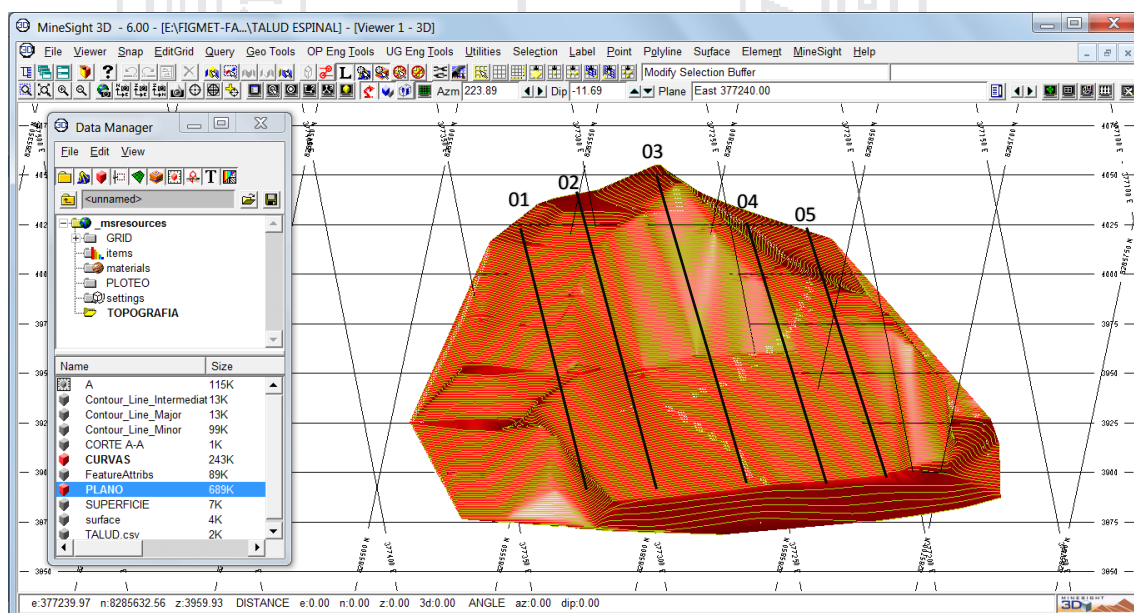


Foto 20 : Visualización en 3D del levantamiento topográfico realizado en el Cerro Espinal.

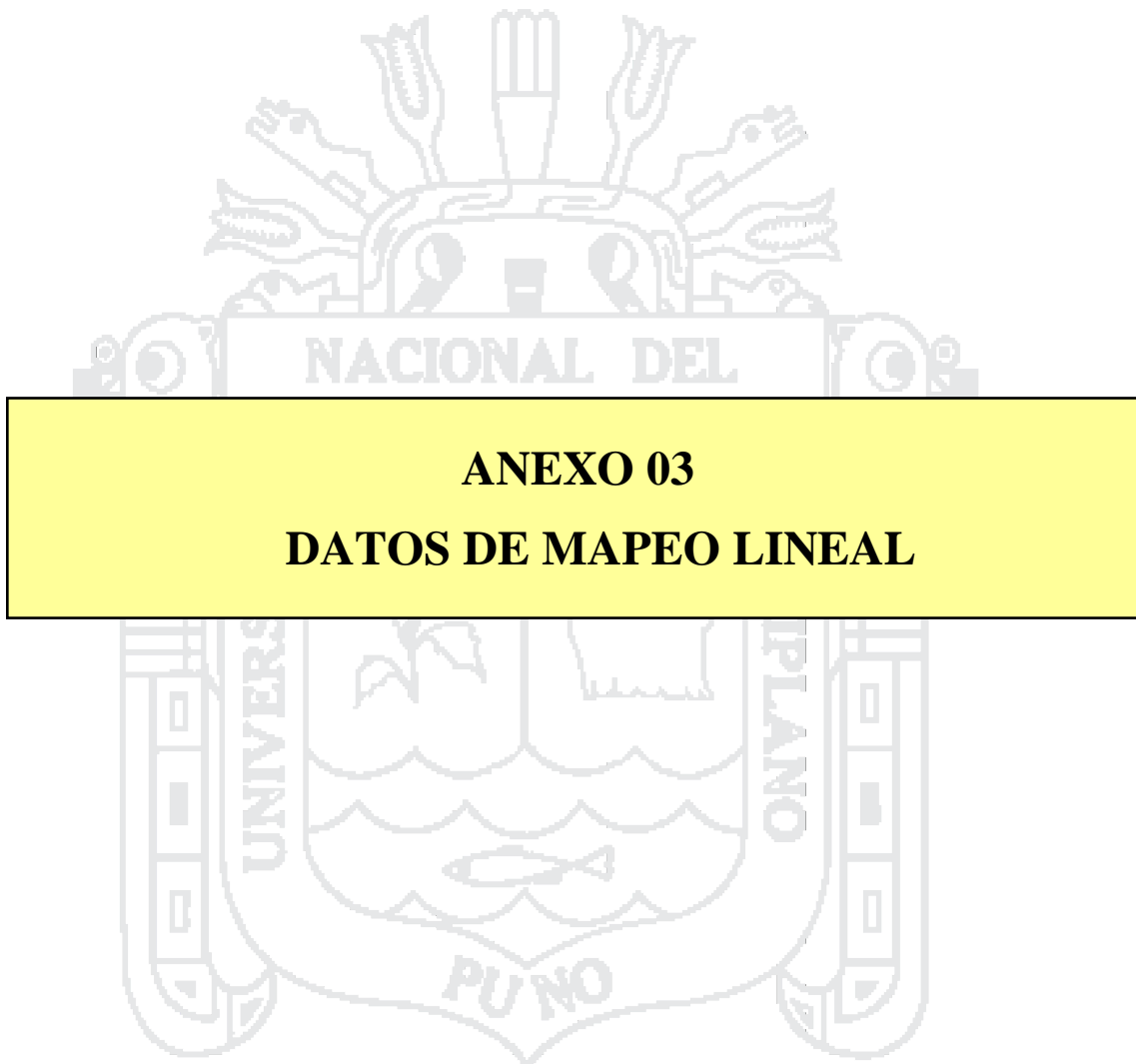


Tabla 01
Datos de mapeo lineal zona 01.

Zona	Buz.	Direcc. Buz.	JCS	RQD	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Apertura (mm)	Rugosidad	JRC	Relleno	Meteorización	Agua
1	82	194	140	74	0.15	7	Muy angosta	Lisa	5	Blando <5mm	Ligera	Seco
	84	193	145	70	0.15	10	Muy angosta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligera	Seco
	78	202	146	74	0.20	6	Angosta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligera	Seco
	87	200	150	70	0.25	5	Muy angosta	Lisa	8	Blando <5mm	Ligera	Seco
	71	225	150	81	0.70	12	Cerrada	Lisa	8	Ninguna	Ligera	Seco
	72	224	153	77	1.20	15	Cerrada	Lig. Rugosa	9	Ninguna	Ligera	Seco
	80	190	151	77	0.20	4	Muy angosta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligera	Seco
	45	80	153	74	0.20	6	Cerrada	Lisa	5	Ninguna	Ligera	Seco
	42	84	150	74	0.15	5	Cerrada	Lisa	6	Ninguna	Ligera	Seco
	51	85	149	66	0.35	7	Muy angosta	Muy Lisa	4	Blando <5mm	Ligera	Seco
	45	88	152	63	0.5	7	Muy angosta	Muy Lisa	4	Blando <5mm	Ligera	Seco
	88	203	143	74	0.45	5	Muy angosta	Lig. Rugosa	9	Blando <5mm	Ligera	Seco
	87	208	153	77	0.40	3	Muy angosta	Lisa	8	Blando <5mm	Ligera	Seco
	54	275	149	77	0.55	4	Cerrada	Lig. Rugosa	10	Ninguna	Ligera	Seco
	61	281	150	74	0.53	4	Cerrada	Lig. Rugosa	11	Ninguna	Ligera	Seco
	64	330	150	84	1.2	2	Abierta	Muy rugoso	20	Blando <5mm	Moderadamente	Húmedo
	55	311	153	91	2.60	3	Abierta	Muy rugoso	18	Blando <5mm	Moderadamente	Húmedo
	53	308	153	91	2.50	3	Muy abierta	Muy rugoso	20	Blando >5mm	Moderadamente	Húmedo
	50	301	152	84	1.20	2	Muy abierta	Muy rugoso	17	Blando >5mm	Moderadamente	Húmedo
	48	306	148	81	2.00	3	Abierta	Muy rugoso	18	Blando <5mm	Moderadamente	Húmedo

Tabla 02
Datos de mapeo lineal zona 02.

Zona	Buz.	Direcc. Buz.	JCS	RQD	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Apertura (mm)	Rugosidad	JRC	Relleno	Meteorización	Agua
2	66	14	143	70	0.50	3	Muy abierta	Lig. Rugosa	12	Blando >5mm	Ligera	Seco
	70	20	154	66	0.45	2	Muy abierta	Lisa	7	Blando >5mm	Ligera	Seco
	63	325	152	74	1.20	3	Angosta	Lig. Rugosa	9	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	65	326	150	91	2.10	3	Angosta	Lig. Rugosa	9	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	57	312	154	88	1.80	6	Angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	52	314	142	91	2.30	7	Angosta	Lig. Rugosa	11	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	69	11	140	74	0.3	8	Angosta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligera	Seco
	74	16	150	74	0.35	5	Angosta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligera	Seco
	49	122	152	70	0.2	5	Abierta	Lig. Rugosa	12	Blando <5mm	Ligera	Seco
	55	125	152	66	0.6	6	Abierta	Lig. Rugosa	11	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	70	23	142	66	0.4	8	Abierta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	64	329	144	63	0.2	8	Angosta	Muy rugoso	20	Blando <5mm	Ligera	Seco
	55	318	148	88	1.5	9	Muy angosta	Muy rugoso	18	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	54	324	142	86	1.2	8	Muy angosta	Muy rugoso	16	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	78	221	146	81	0.15	10	Cerrada	Lig. Rugosa	10	Ninguna	Ligera	Seco
71	228	144	70	0.2	14	Cerrada	Lig. Rugosa	12	Ninguna	Ligera	Seco	
73	214	149	74	0.35	12	Cerrada	Lig. Rugosa	10	Ninguna	Ligera	Seco	

Tabla 03
Datos de mapeo lineal zona 03.

Zona	Buz.	Direcc. Buz.	JCS	RQD	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Apertura (mm)	Rugosidad	JRC	Relleno	Meteorización	Agua
3	70	275	152	70	0.4	5	Abierta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligera	Seco
	76	255	145	74	0.3	6	Muy abierta	Lisa	7	Blando >5mm	Ligera	Seco
	68	268	153	73	0.3	6	Muy abierta	Lisa	5	Blando >5mm	Ligera	Seco
	66	280	143	81	0.5	7	Abierta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligera	Seco
	64	285	151	87	0.5	6	Abierta	Lisa	8	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	63	285	149	74	0.8	8	Abierta	Lisa	8	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	65	287	145	77	0.5	8	Muy abierta	Lisa	8	Blando >5mm	Ligera	Húmedo
	61	282	148	70	0.4	9	Abierta	Lig. Rugosa	9	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	88	206	151	81	1.2	8	Muy abierta	Lisa	7	Blando >5mm	Ligera	Seco
	86	201	149	88	0.9	7	Muy abierta	Rugosa	14	Blando >5mm	Ligera	Seco
	82	222	151	84	0.7	8	Muy abierta	Rugosa	16	Blando >5mm	Ligera	Seco
	23	110	151	77	0.7	8	Muy abierta	Lig. Rugosa	12	Blando >5mm	Ligera	Húmedo
	18	115	153	77	0.6	9	Abierta	Lig. Rugosa	12	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
	81	137	155	71	0.5	8	Muy abierta	Rugosa	14	Blando >5mm	Ligera	Seco
	34	115	155	74	0.4	8	Muy abierta	Rugosa	16	Blando >5mm	Ligera	Húmedo
	36	114	153	74	0.5	7	Muy abierta	Rugosa	16	Blando >5mm	Ligera	Húmedo
	64	334	143	77	0.8	2	Abierta	Rugosa	14	Blando <5mm	Ligera	Húmedo
70	342	145	77	0.7	3	Abierta	Rugosa	14	Blando <5mm	Ligera	Húmedo	

Tabla 04
Datos de mapeo lineal zona 04.

Zona	Buz.	Direcc. Buz.	JCS	RQD	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Apertura (mm)	Rugosidad	JRC	Relleno	Meteorización	Agua
4	64	277	153	66	0.2	3	Muy angosta	Lig. Rugosa	11	Blando <5mm	Ligera	Seco
	67	270	150	63	0.2	4	Muy angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Moderadamente	Húmedo
	65	278	149	70	0.25	4	Muy angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Ligera	Seco
	74	255	142	70	0.3	3	Muy angosta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligera	Seco
	70	253	144	66	0.2	5	Muy angosta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligera	Seco
	66	302	147	63	0.3	7	Muy angosta	Lisa	7	Blando <5mm	Moderadamente	Húmedo
	73	12	154	63	0.2	4	Angosta	Lig. Rugosa	9	Blando <5mm	Ligera	Seco
	75	22	155	66	0.5	3	Angosta	Lig. Rugosa	9	Blando <5mm	Ligera	Seco
	84	42	149	66	0.3	3	Angosta	Rugosa	14	Blando <5mm	Ligera	Seco
	73	25	147	70	0.2	4	Angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Ligera	Seco
	74	20	151	63	0.3	5	Angosta	Rugosa	15	Blando <5mm	Ligera	Seco
	70	20	153	56	0.3	4	Angosta	Rugosa	16	Blando <5mm	Ligera	Seco
	61	310	145	63	0.6	7	Angosta	Muy rugoso	19	Blando <5mm	Moderadamente	Húmedo
	55	313	143	66	0.4	9	Abierta	Muy rugoso	20	Blando <5mm	Moderadamente	Húmedo
	28	140	149	66	0.2	3	Abierta	Rugoso	16	Blando <5mm	Ligera	Seco
	35	122	143	59	0.1	1	Muy abierta	Muy rugoso	20	Blando <5mm	Ligera	Seco
	58	130	145	59	0.15	1.5	Muy abierta	Rugoso	20	Blando <5mm	Ligera	Seco
	46	133	147	66	0.2	4	Muy abierta	Rugoso	18	Blando <5mm	Ligera	Seco

Tabla 05
Datos de mapeo lineal zona 05.

Zona	Buz.	Direcc. Buz.	JCS	RQD	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Apertura (mm)	Rugosidad	JRC	Relleno	Meteorización	Agua
5	82	210	150	66	0.3	10	Cerrada	Muy lisa	4	Ninguna	No meteorizada	Seco
	85	208	149	56	0.2	12	Cerrada	Muy lisa	3	Ninguna	No meteorizada	Seco
	78	213	154	59	0.3	15	Cerrada	Lisa	6	Ninguna	Ligeramente	Seco
	87	214	149	66	0.4	8	Cerrada	Lisa	7	Ninguna	Ligeramente	Seco
	73	355	151	66	0.35	7	Muy angosta	Lig. Rugosa	8	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	67	223	150	70	0.6	8	Muy angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	70	218	148	77	0.6	10	Muy angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	71	241	148	74	0.7	9	Muy angosta	Rugoso	15	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	47	112	148	74	0.7	9	Angosta	Rugoso	15	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	46	110	142	81	0.6	8	Muy abierta	Lig. Rugosa	10	Blando >5mm	Moderadamente	Húmedo
	64	313	142	81	0.8	6	Muy abierta	Rugoso	16	Blando >5mm	Moderadamente	Húmedo
	62	310	141	84	0.6	5	Muy angosta	Rugoso	17	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	61	320	141	84	0.8	5	Muy angosta	Rugoso	17	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	61	342	143	81	0.8	6	Muy angosta	Rugoso	16	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	39	115	151	66	0.3	12	Cerrada	Lisa	8	Ninguna	Ligeramente	Húmedo
	44	110	153	63	0.4	18	Cerrada	Lisa	7	Ninguna	Ligeramente	Húmedo

Tabla 06
Datos de mapeo lineal zona 06.

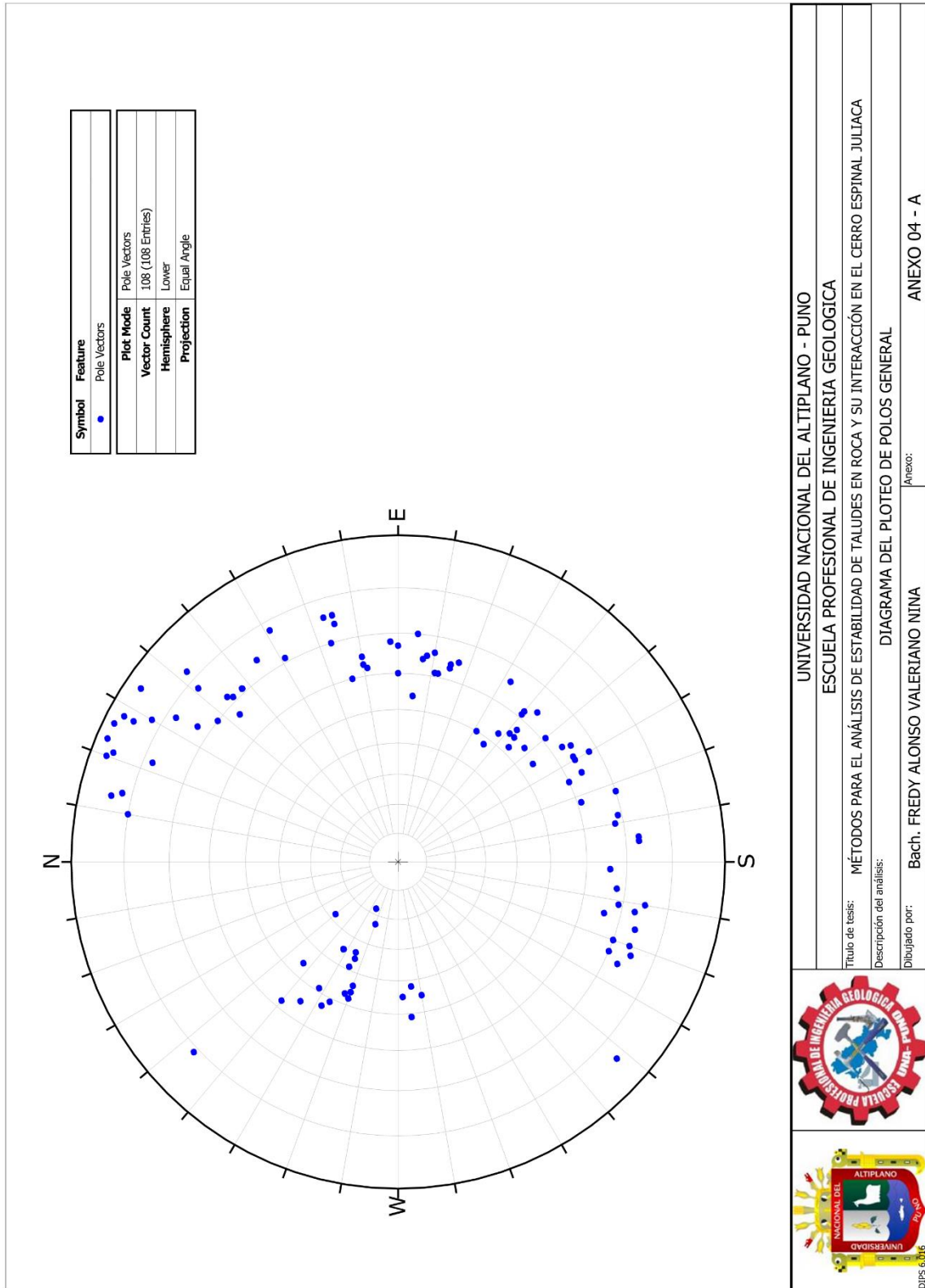
Zona	Buz.	Direcc. Buz.	JCS	RQD	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Apertura (mm)	Rugosidad	JRC	Relleno	Meteorización	Agua
6	68	350	142	56	0.2	5	Angosta	Rugoso	15	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	75	10	142	59	0.25	5	Angosta	Lig. Rugosa	12	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	60	335	148	63	0.3	4	Angosta	Lig. Rugosa	11	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	68	330	148	63	0.3	4	Angosta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	62	261	150	81	0.7	2	Muy angosta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	63	260	150	77	0.6	2	Muy angosta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	60	256	152	77	0.6	1	Muy angosta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	51	116	140	77	0.7	5	Abierta	Lisa	7	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	53	118	150	81	0.7	5	Abierta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	48	110	154	77	0.6	6	Abierta	Lig. Rugosa	9	Blando <5mm	Ligeramente	Húmedo
	78	241	154	66	0.4	2	Cerrada	Lig. Rugosa	10	Ninguna	No meteorizada	Seco
	74	235	151	66	0.3	2	Cerrada	Lig. Rugosa	12	Ninguna	No meteorizada	Seco
	69	348	145	81	0.8	5	Muy angosta	Lig. Rugosa	12	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	73	354	143	77	0.6	5	Muy angosta	Lisa	8	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	60	270	148	74	0.7	6	Muy angosta	Lisa	8	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
	65	260	145	63	0.3	8	Muy angosta	Lisa	6	Blando <5mm	Ligeramente	Seco
68	7	154	81	0.9	8	Angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Ligeramente	Seco	
66	2	145	81	0.8	8	Muy angosta	Lig. Rugosa	10	Blando <5mm	Ligeramente	Seco	
76	253	158	81	0.8	10	Cerrada	Lisa	6	Ninguna	Ligeramente	Seco	

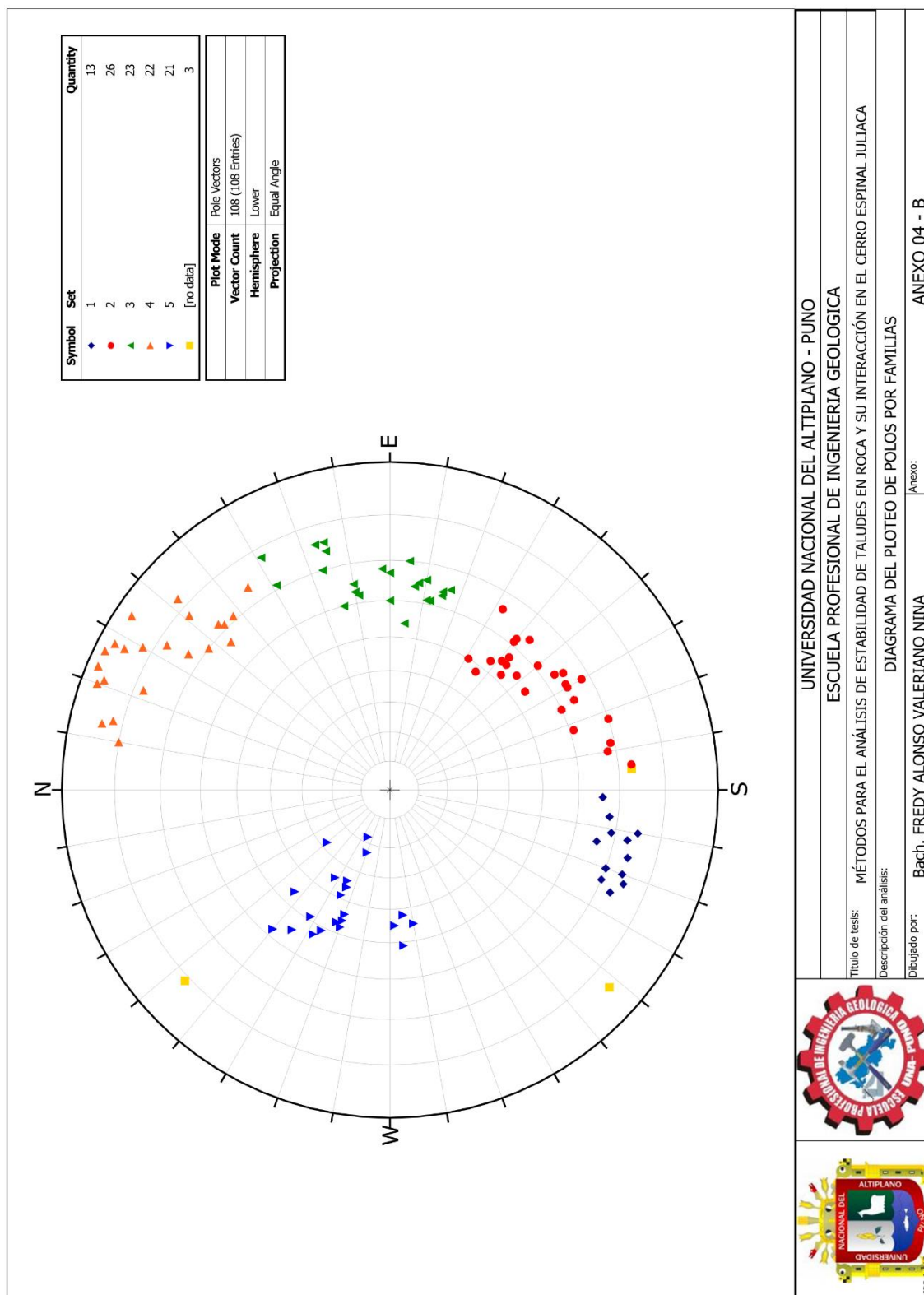


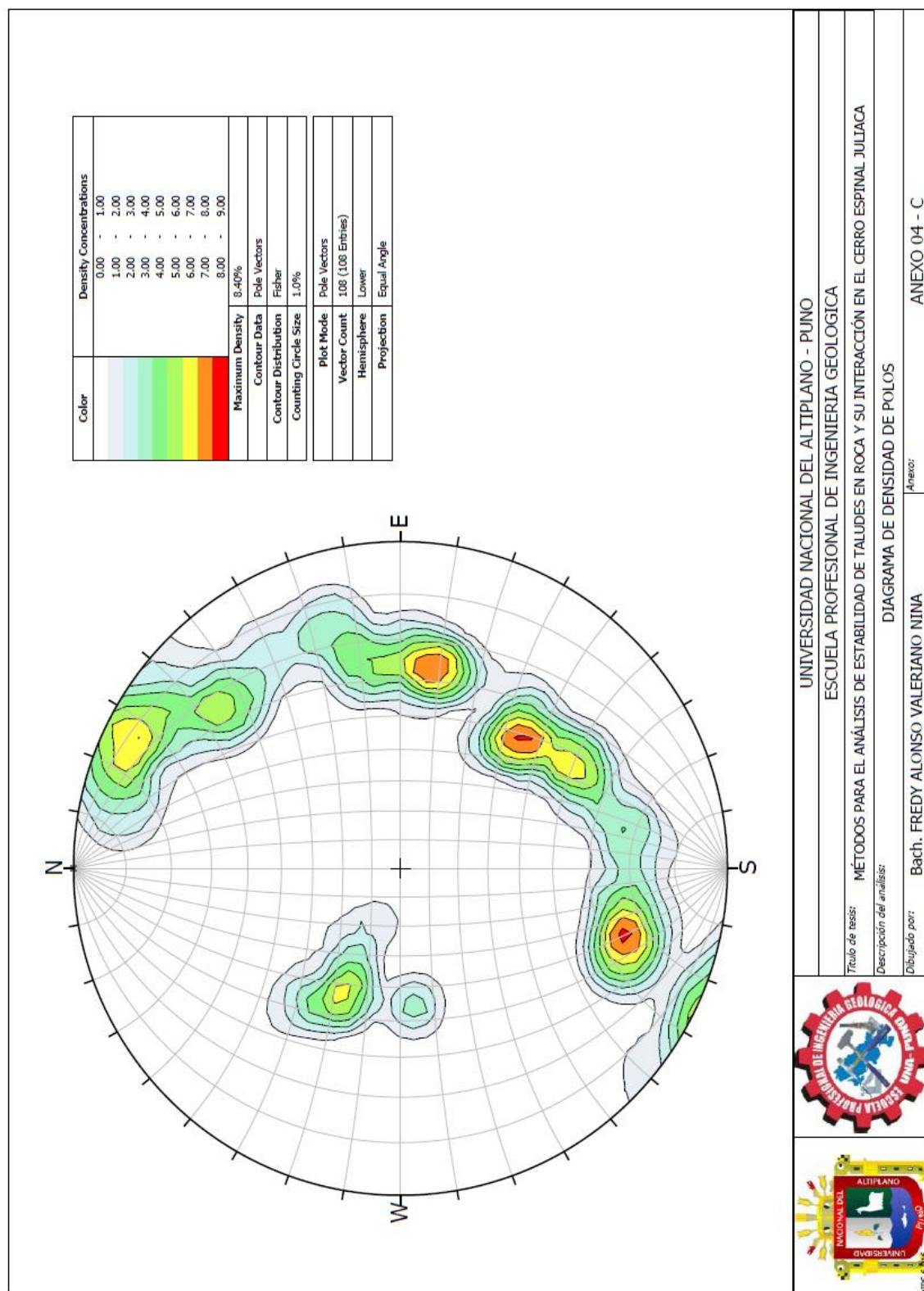
ANEXO 04

DIAGRAMAS ESTEREOGRÁFICOS



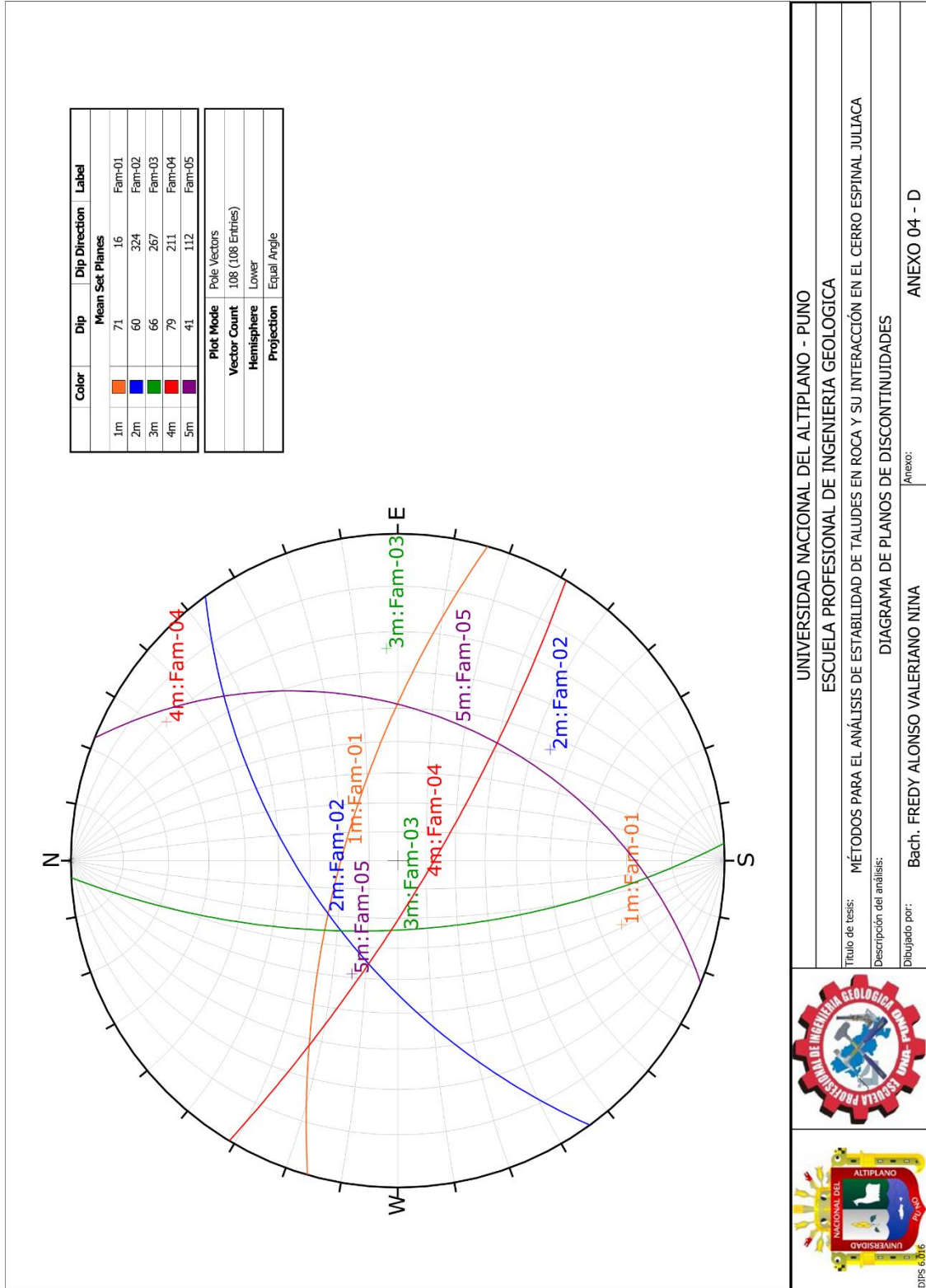






UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO	
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA	
Titulo de tesis: MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL CERRO ESPINAL JULIACA	
Descripción del análisis: DIAGRAMA DE DENSIDAD DE POLOS	
Dibujado por: Bach. FREDY ALONSO VALERIANO NINA	Anexo: ANEXO 04 - C





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA

Título de tesis: MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL CERRO ESPINAL JULIACA

Descripción del análisis: DIAGRAMA DE PLANOS DE DISCONTINUIDADES

Dibujado por: Bach. FREDY ALONSO VALERIANO NINA Anexo: ANEXO 04 - D





ANEXO 05 - A
POLÍGONOS DE FRECUENCIA DE
BUZAMIENTOS

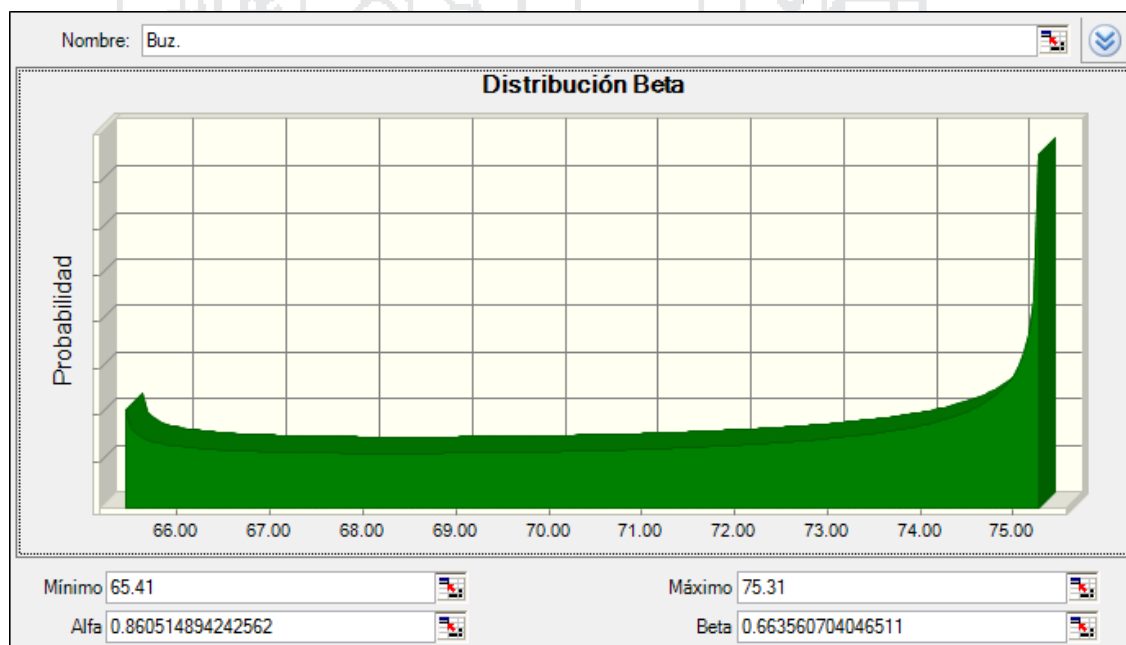
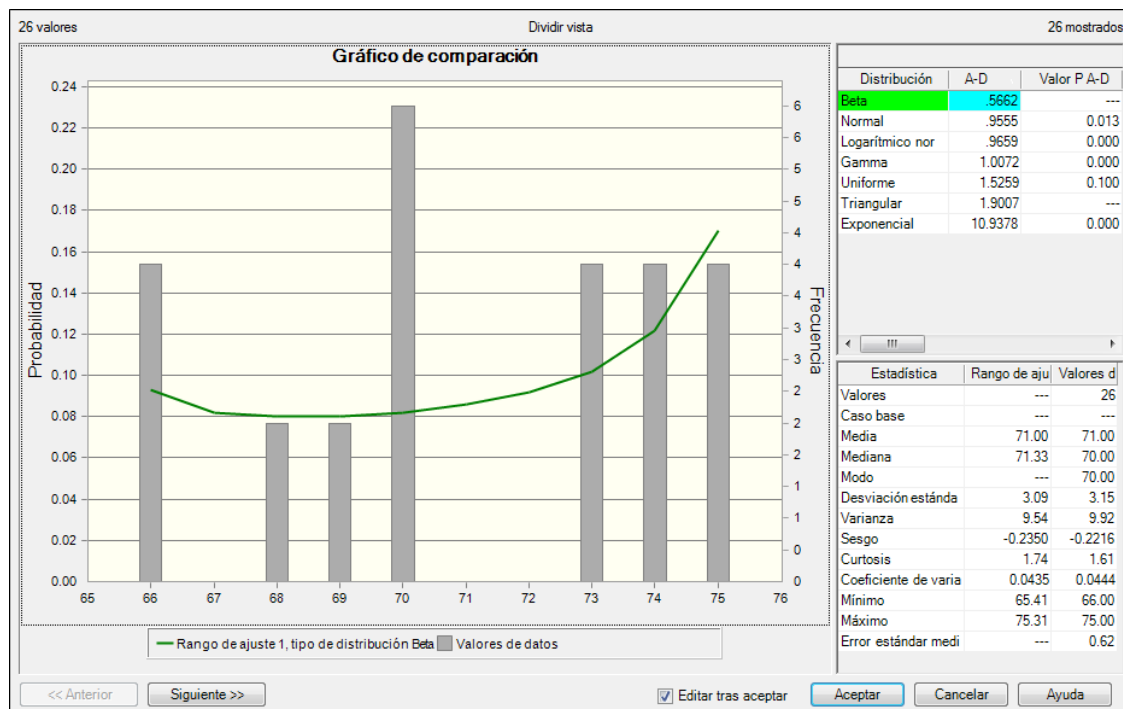


Gráfico 01 : Polígonos de frecuencia del buzamiento de la Familia 01.

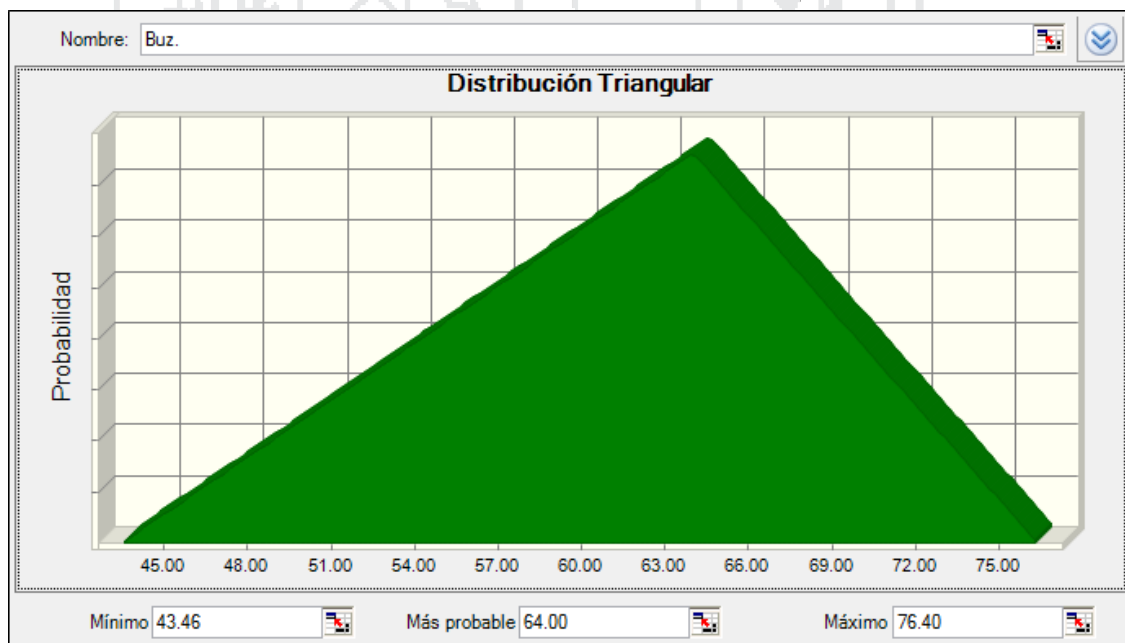
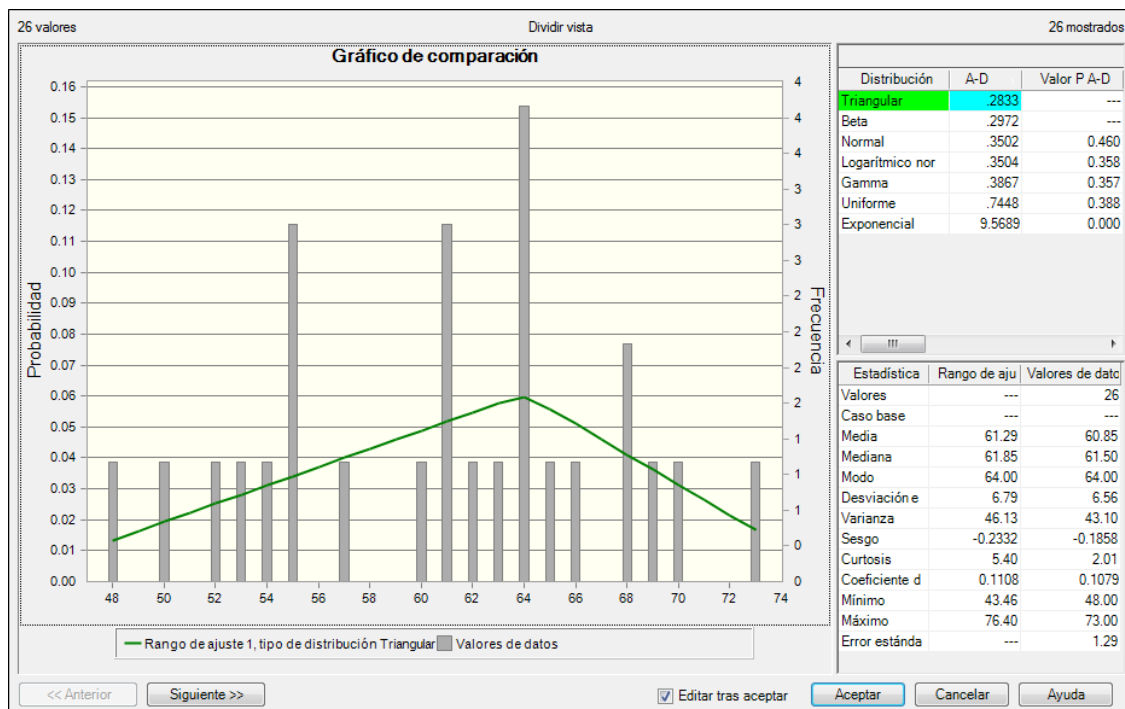


Gráfico 02 : Polígonos de frecuencia del buzamiento de la Familia 02.

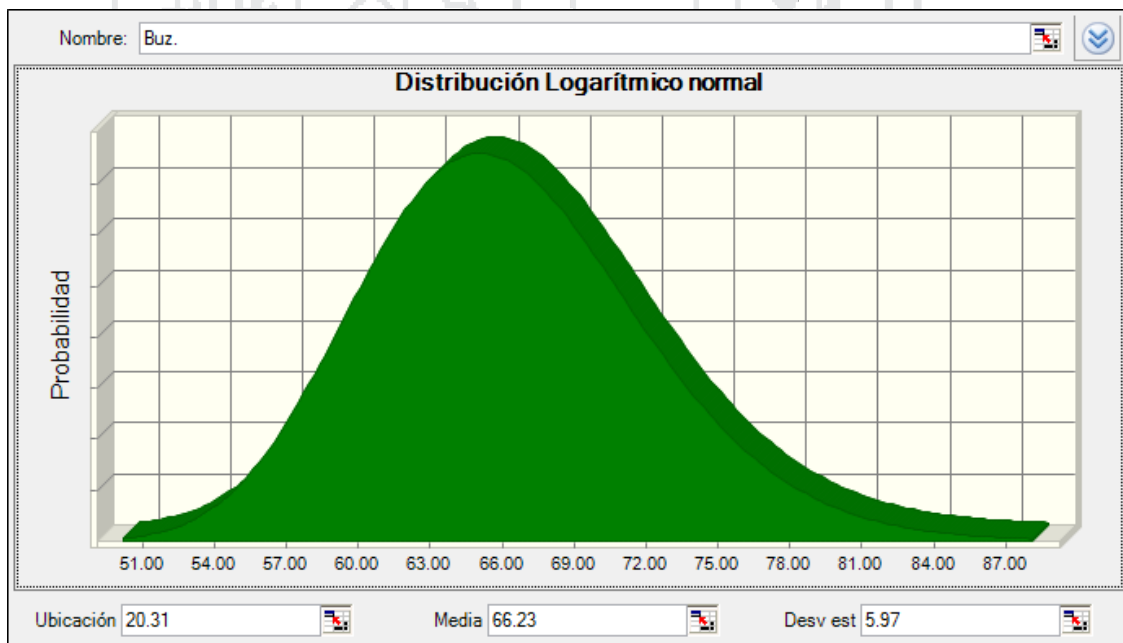
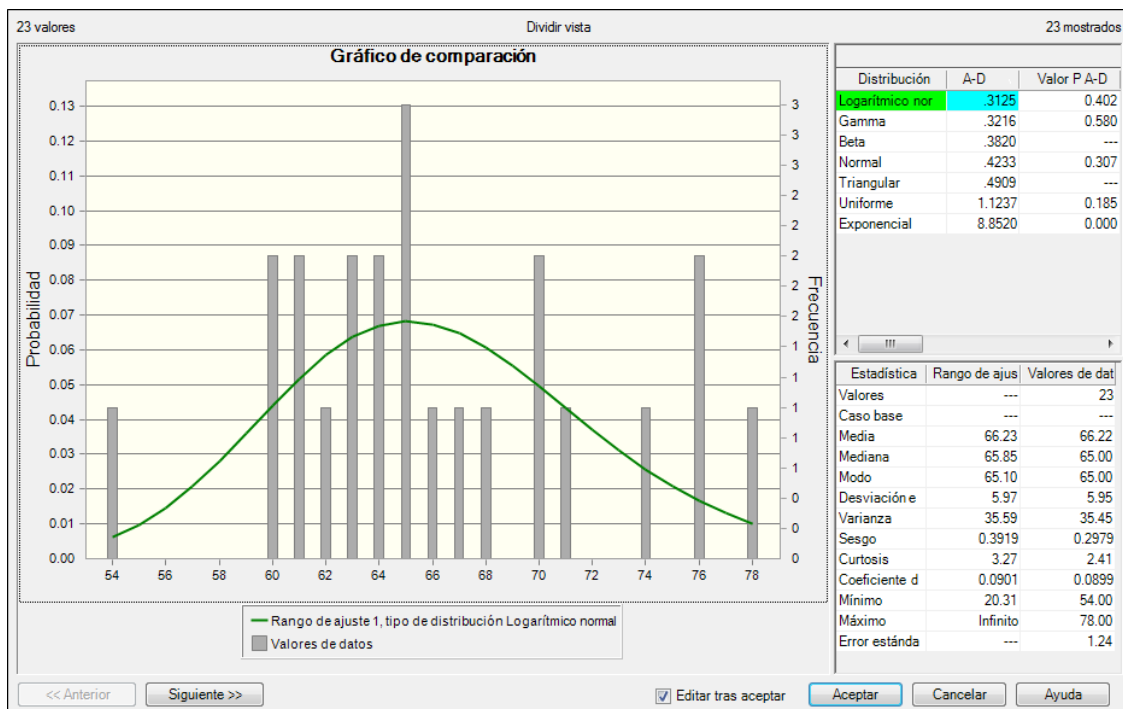


Gráfico 03 : Polígonos de frecuencia del buzamiento de la Familia 03.

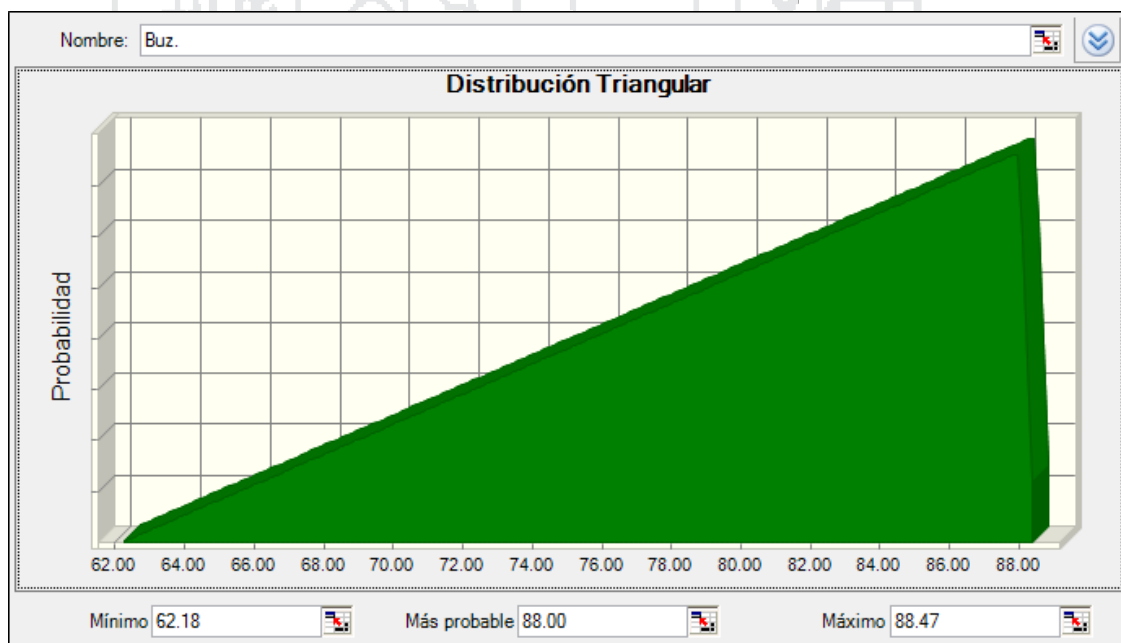
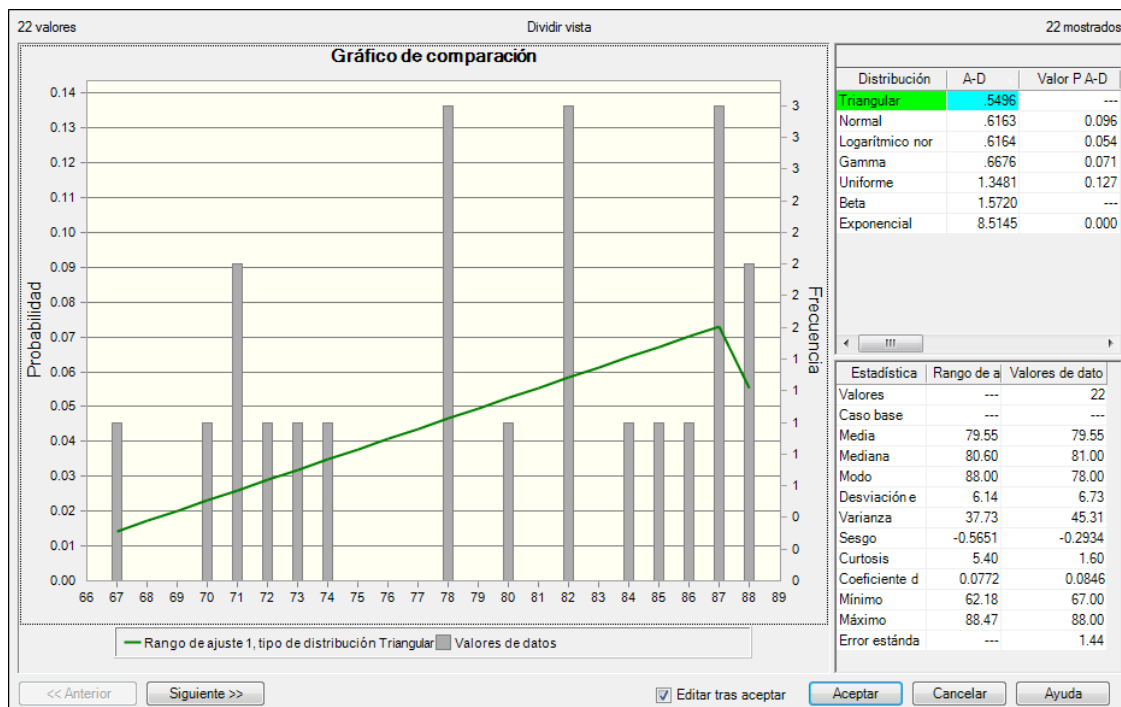


Gráfico 04 : Polígonos de frecuencia del buzamiento de la Familia 04.

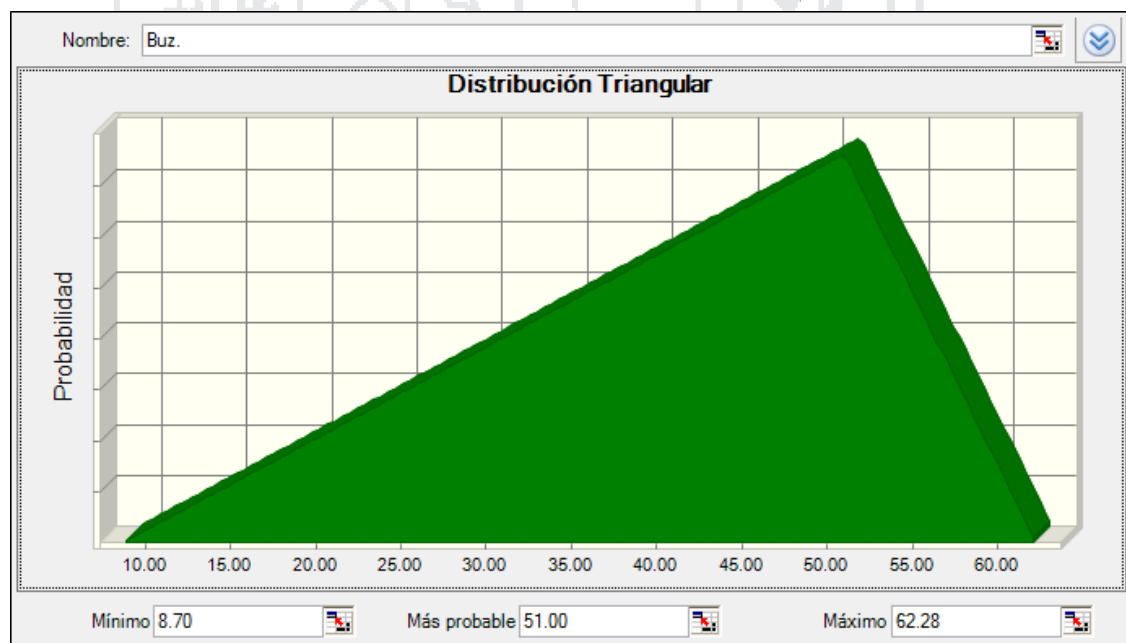
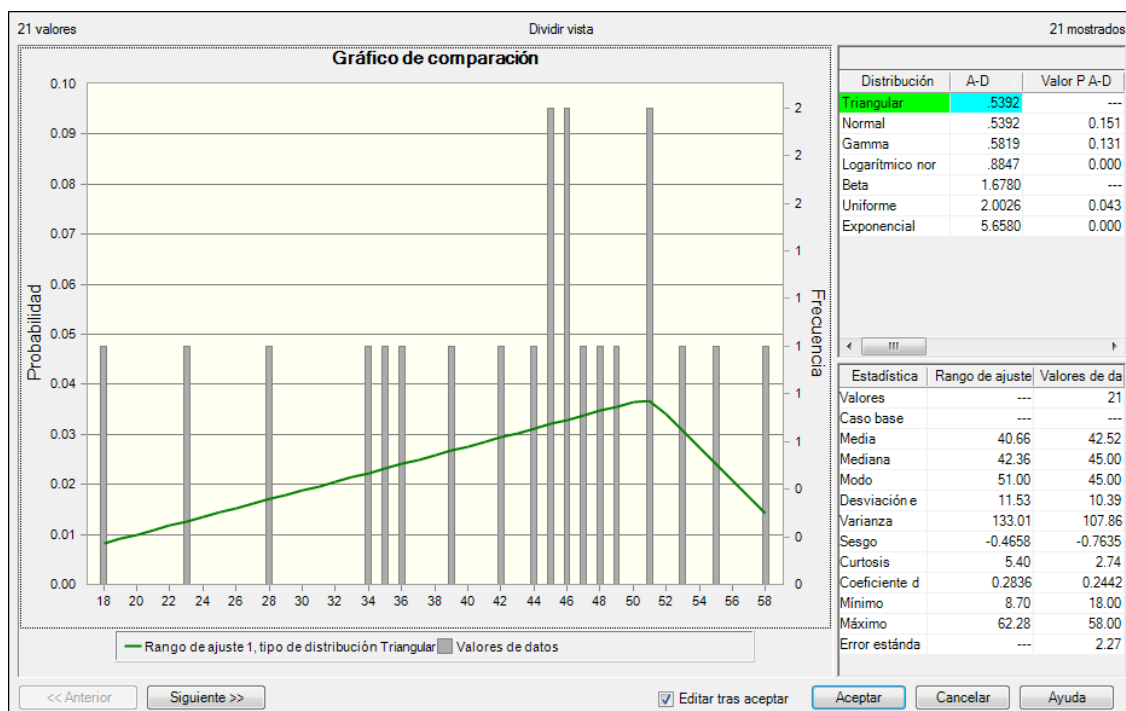


Gráfico 05 : Polígonos de frecuencia del buzamiento de la Familia 05.



ANEXO 05 - B
POLÍGONOS DE FRECUENCIA DE DIRECCIÓN
DE BUZAMIENTO

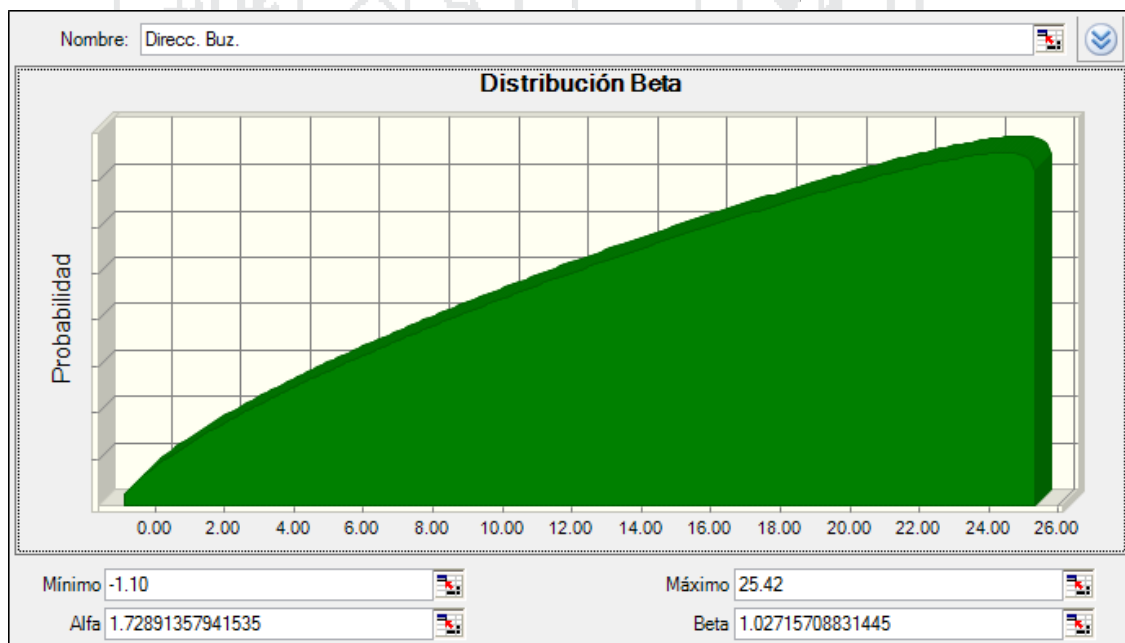
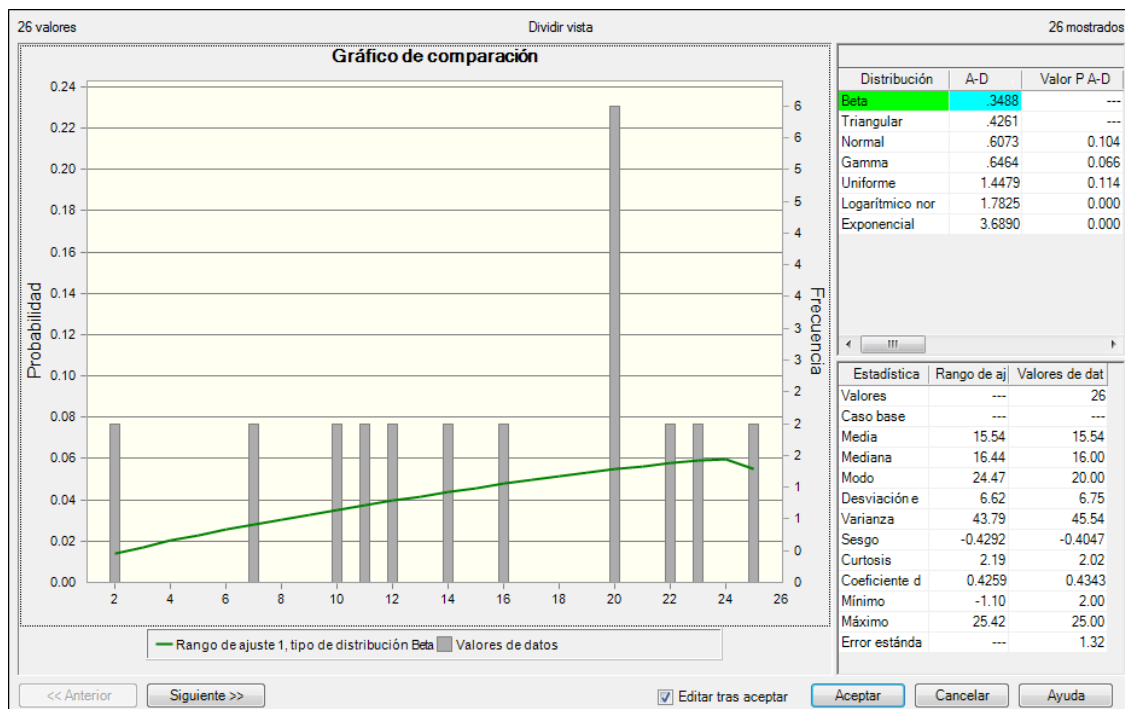


Gráfico 06 : Polígonos de frecuencia de la dirección de buzamiento de la Familia 01.

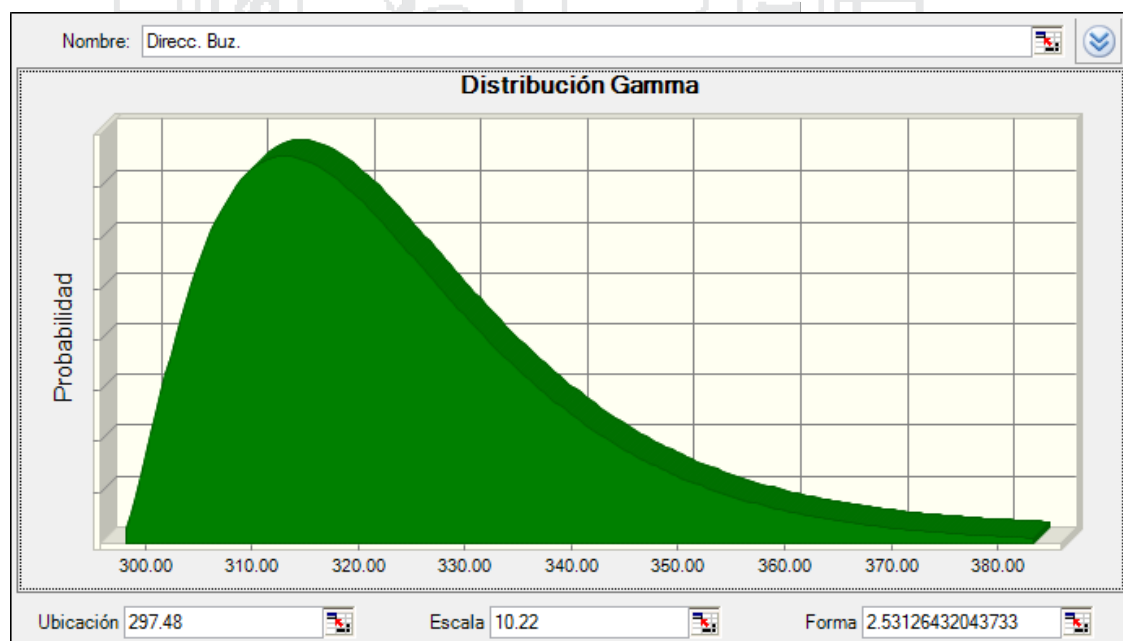
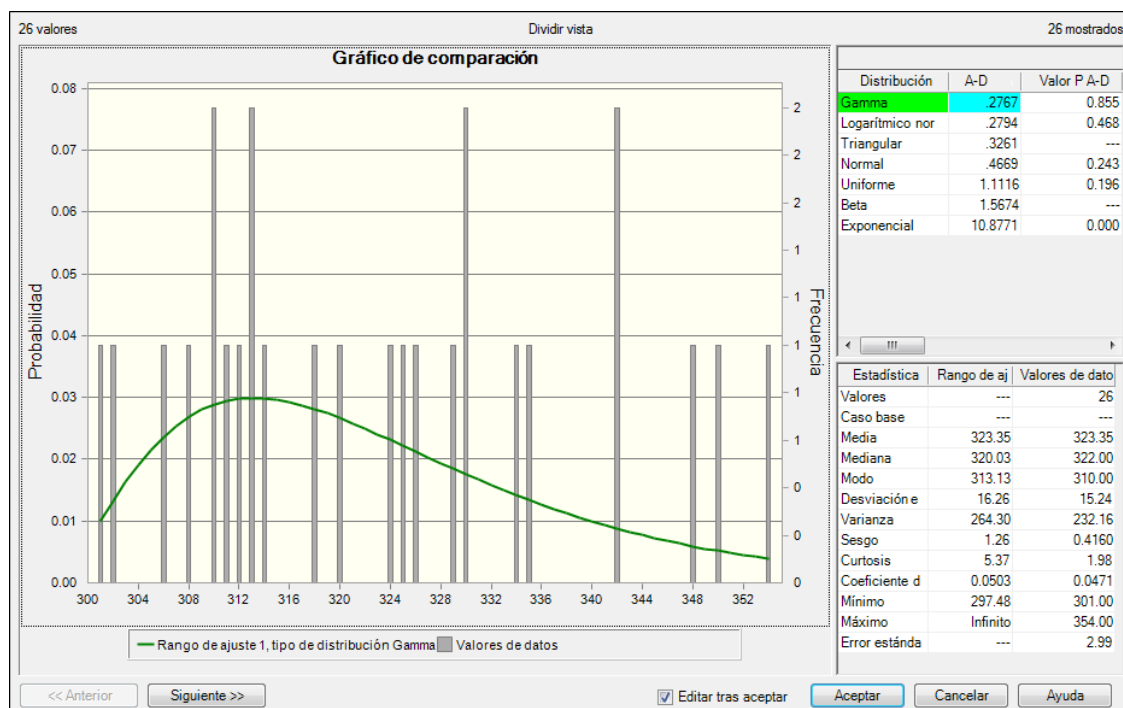


Gráfico 07 : Polígonos de frecuencia de la dirección de buzamiento de la Familia 02.

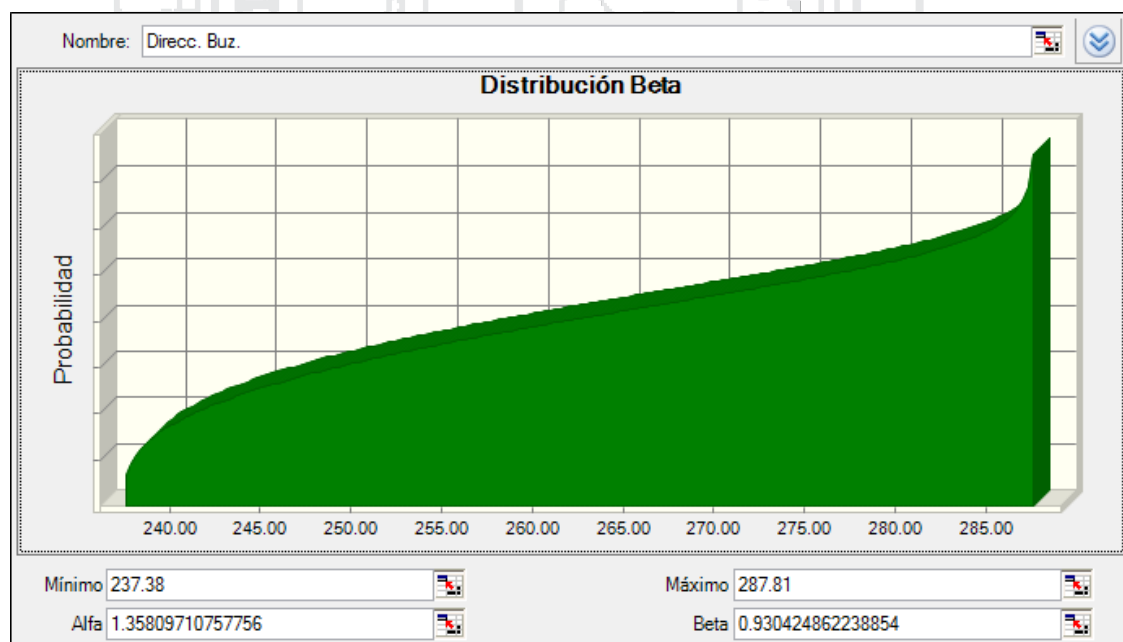
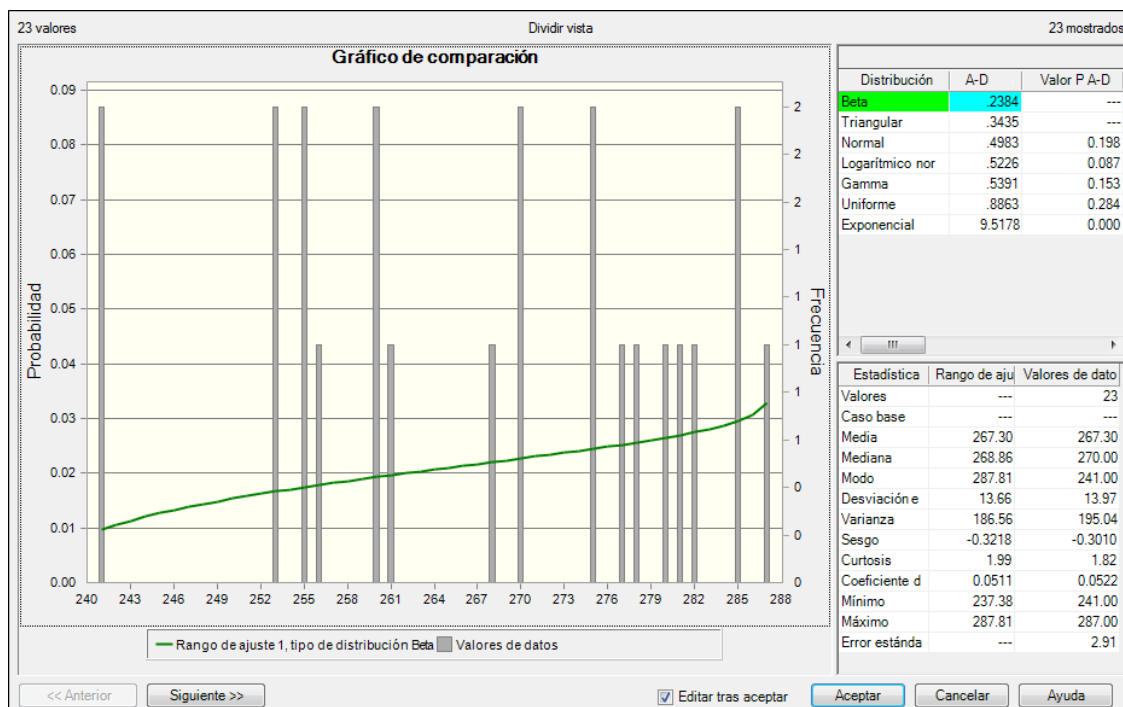


Gráfico 08 : Polígonos de frecuencia de la dirección de buzamiento de la Familia 03.

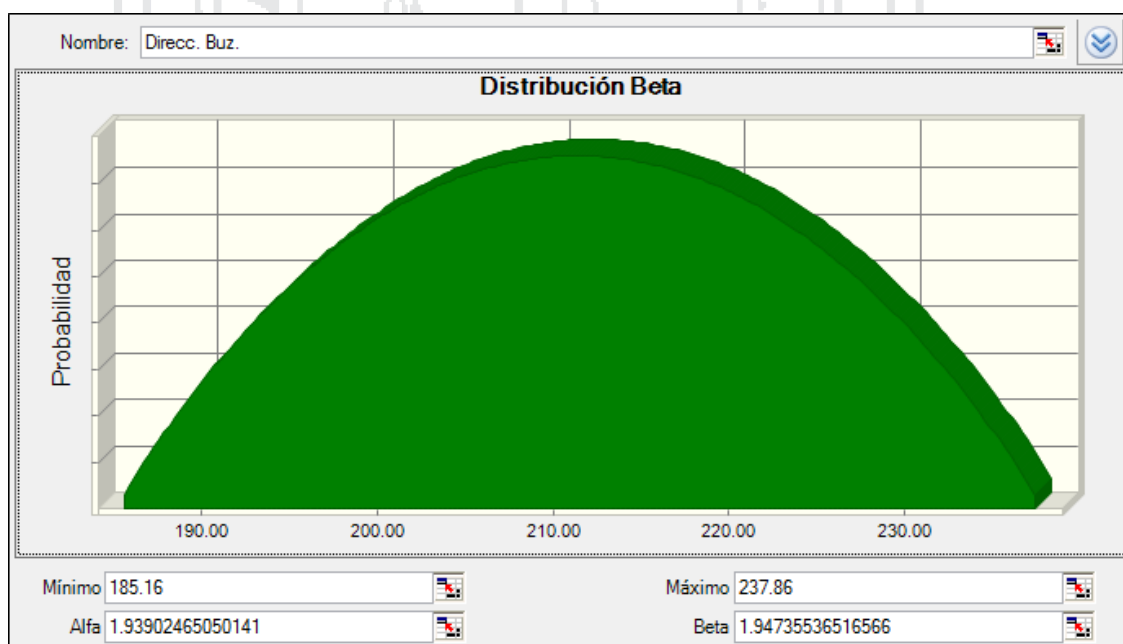
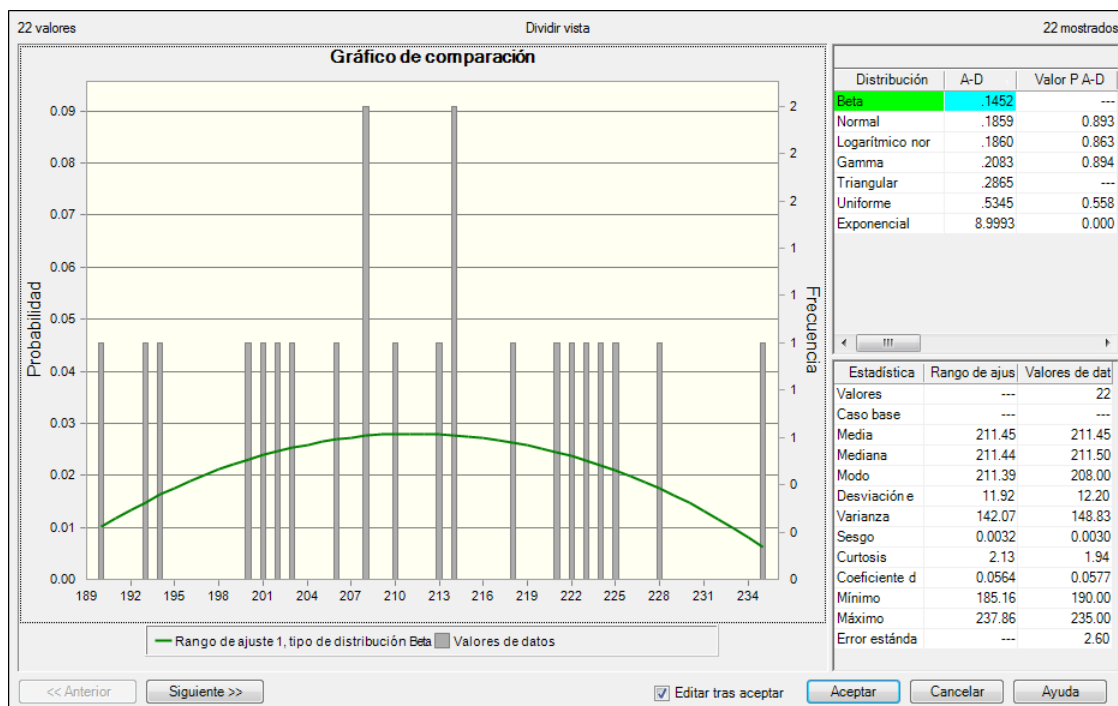


Gráfico 09 : Polígonos de frecuencia de la dirección de buzamiento de la Familia 04.

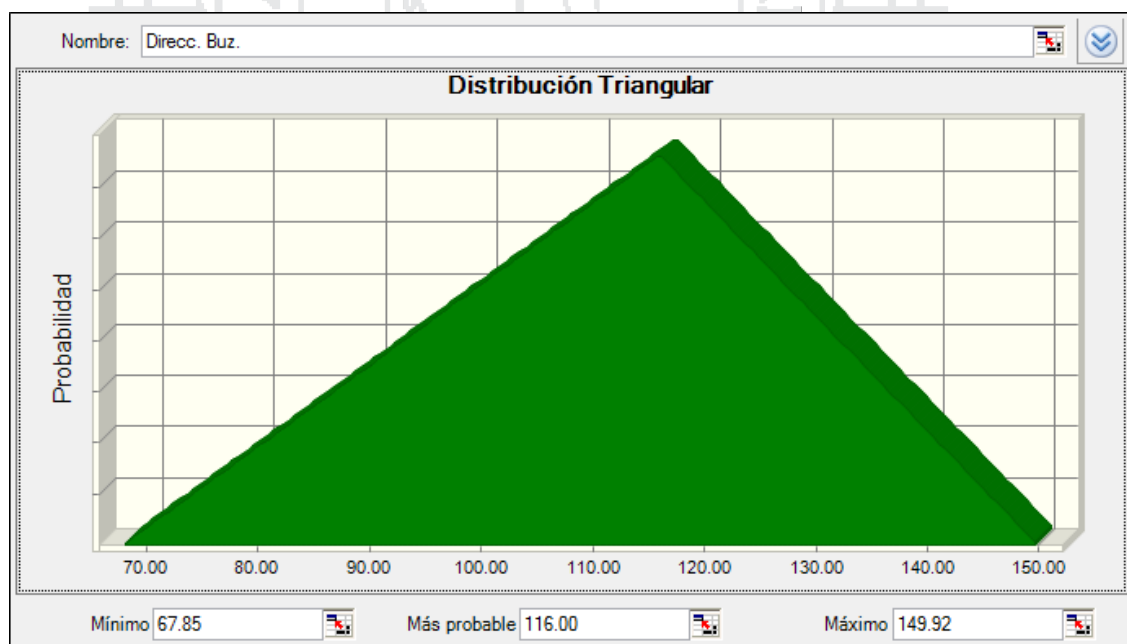
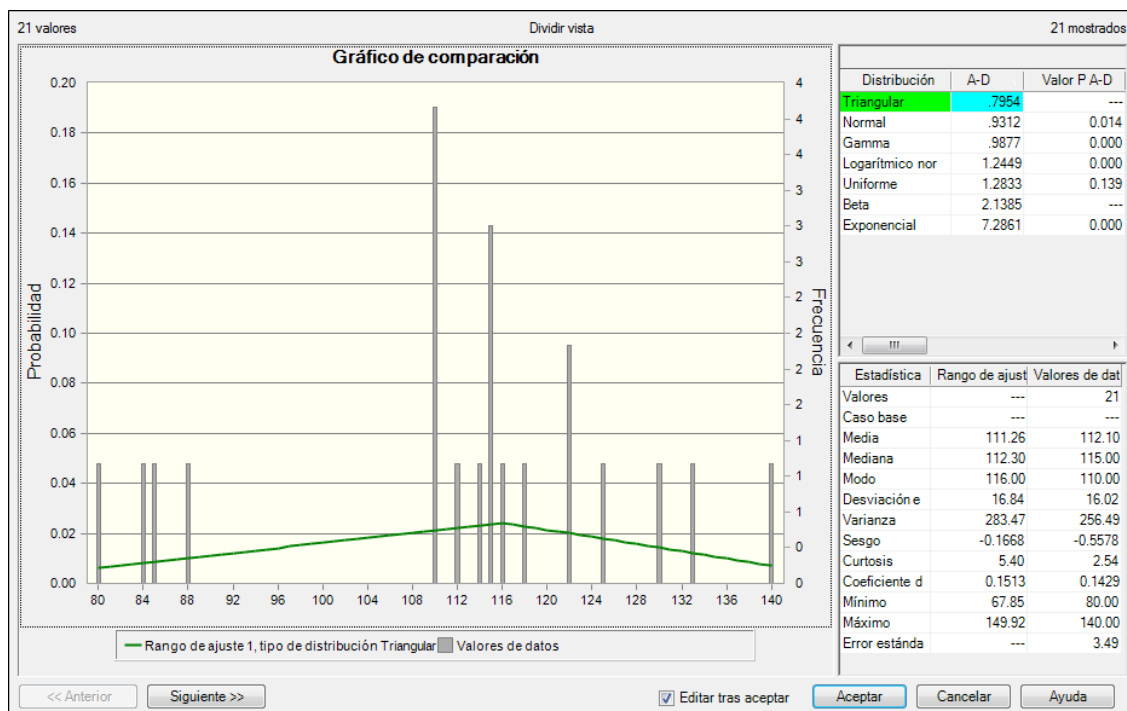


Gráfico 10 : Polígonos de frecuencia de la dirección de buzamiento de la Familia 05.



ANEXO 05 - C

**POLÍGONOS DE FRECUENCIA DE
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE
DE LA PARED DE DISCONTINUIDAD (JCS)**

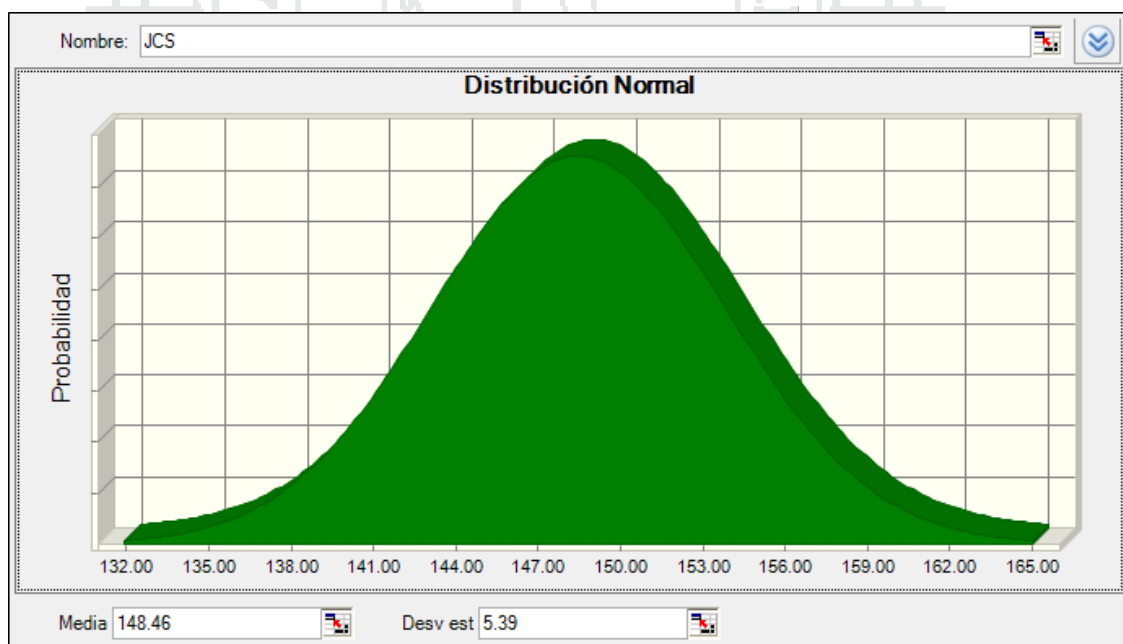
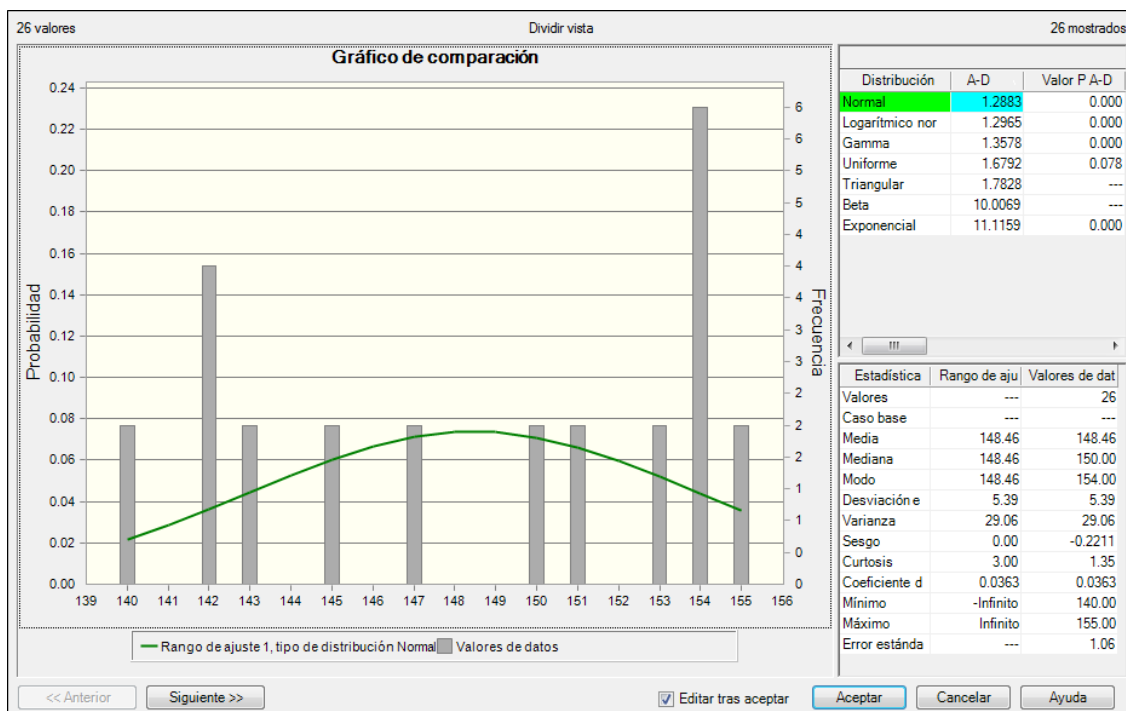


Gráfico 11 : Polígonos de frecuencia de la resistencia a la compresión simple de la pared de discontinuidad de la Familia 01.

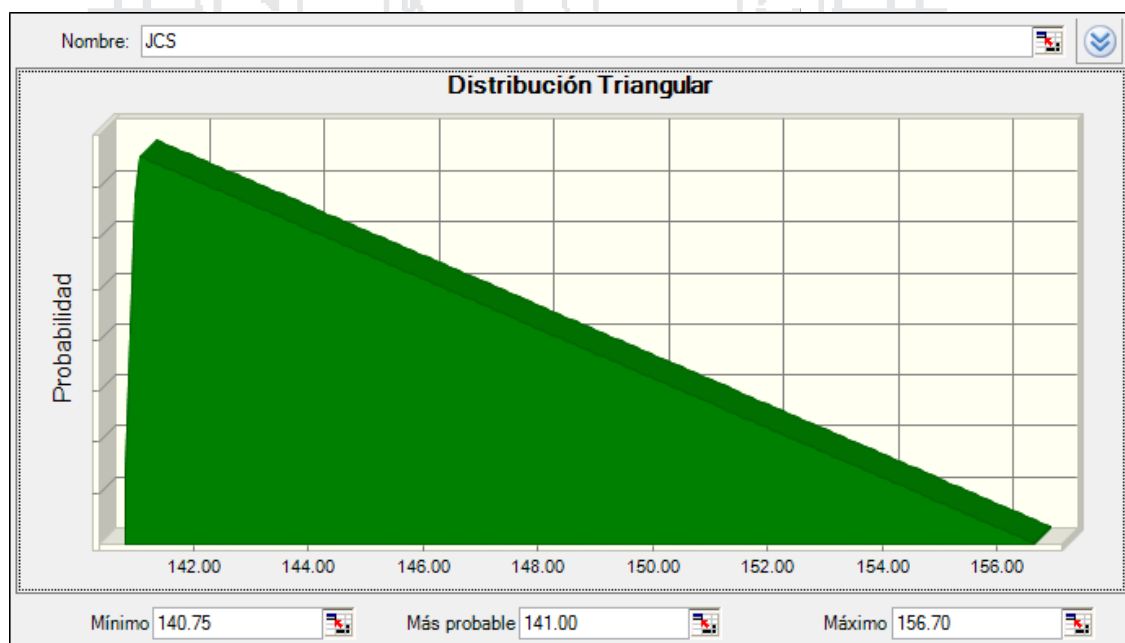
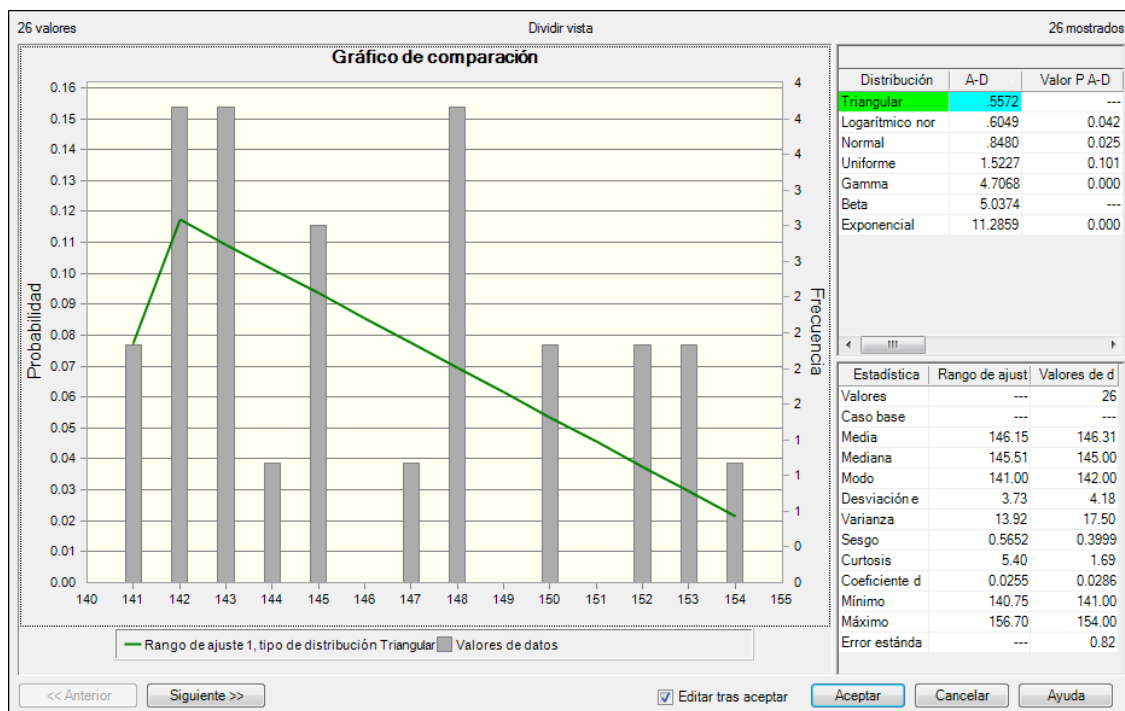


Gráfico 12 : Polígonos de frecuencia de la resistencia a la compresión simple de la pared de discontinuidad de la Familia 02.

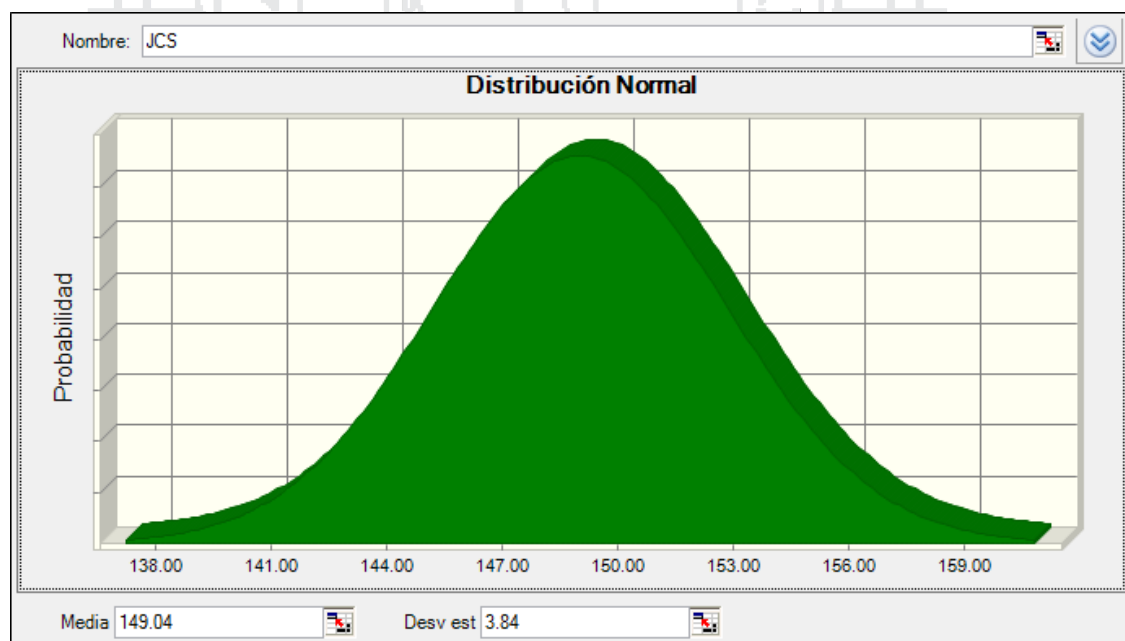
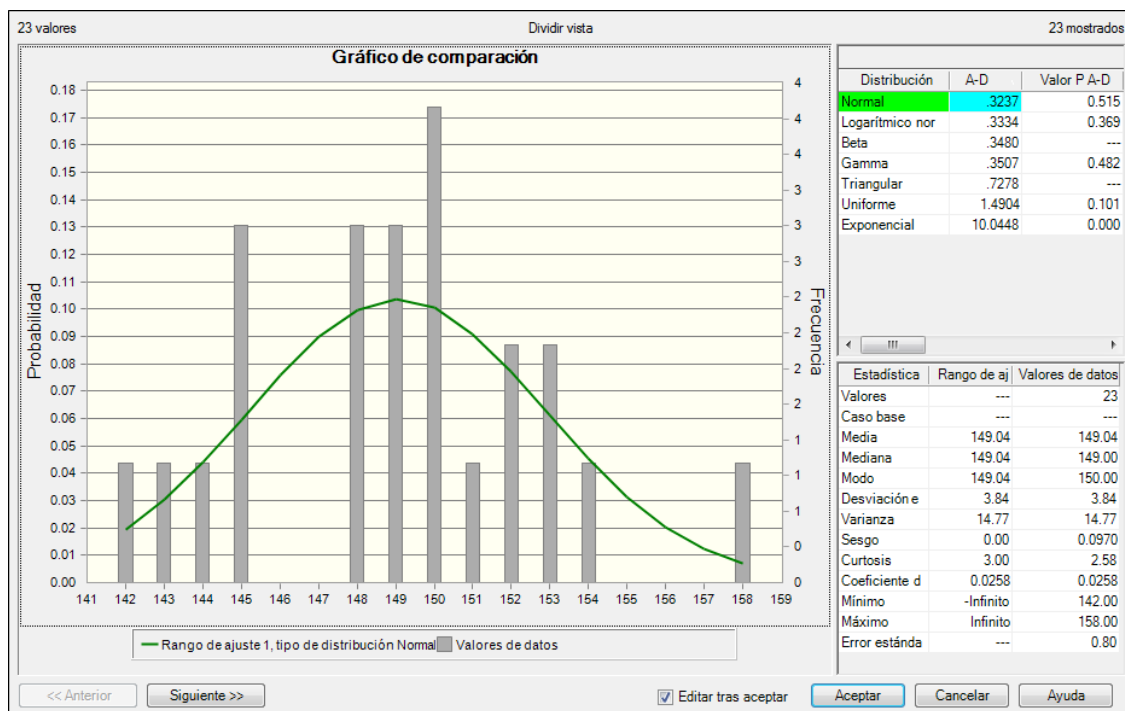


Gráfico 13 : Polígonos de frecuencia de la resistencia a la compresión simple de la pared de discontinuidad de la Familia 03.

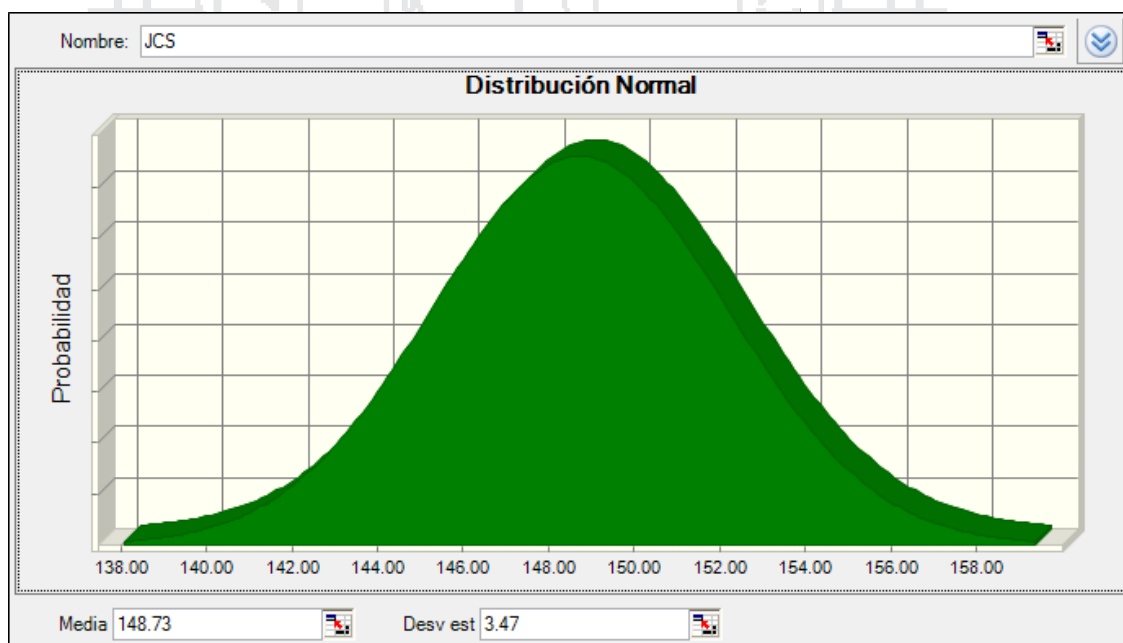
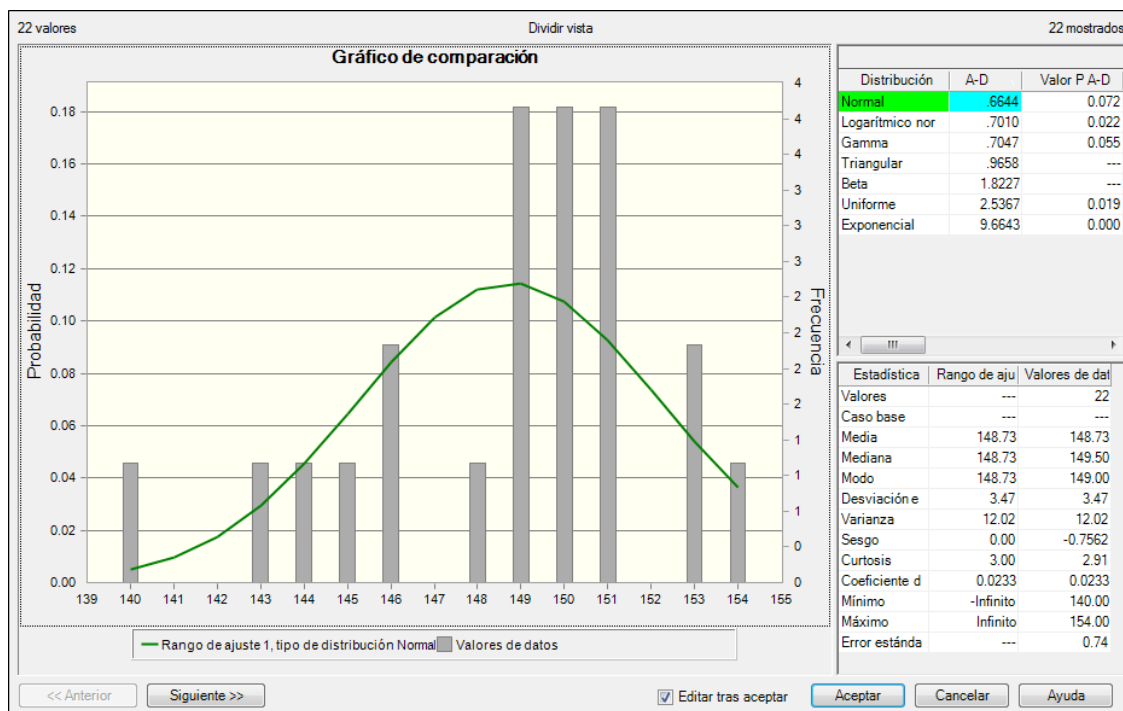


Gráfico 14 : Polígonos de frecuencia de la resistencia a la compresión simple de la pared de discontinuidad de la Familia 04.

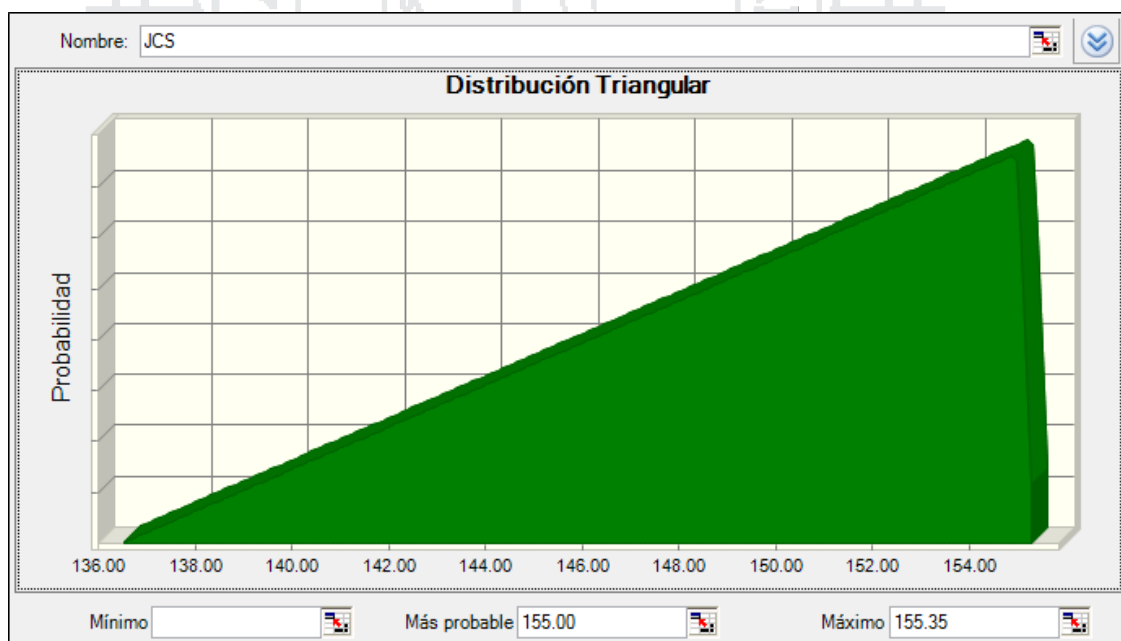
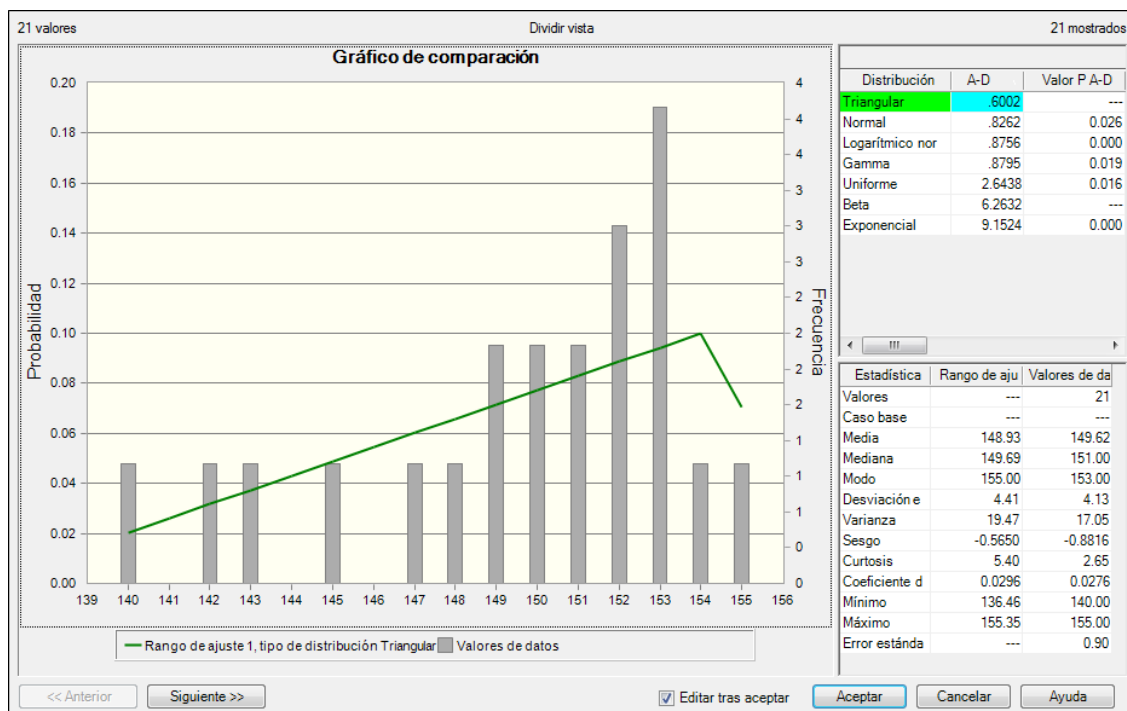


Gráfico 15 : Polígonos de frecuencia de la resistencia a la compresión simple de la pared de discontinuidad de la Familia 05.



ANEXO 05 - D
POLÍGONOS DE FRECUENCIA DE ROCK
QUALITY DESIGNATION (RQD)

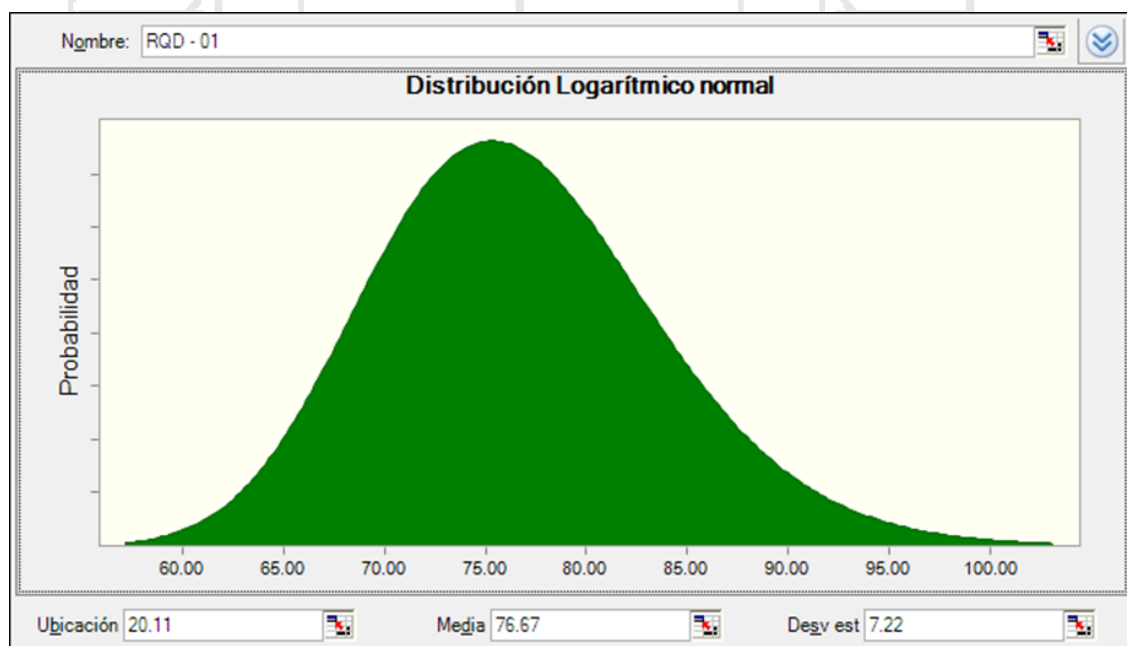
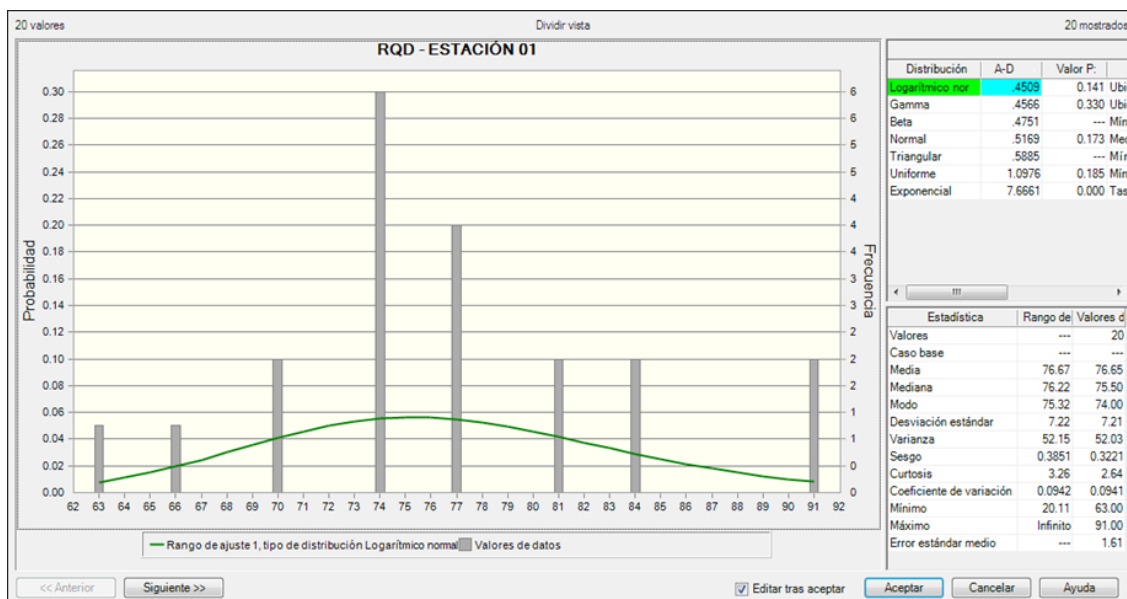


Gráfico 16 : Polígonos de frecuencia de RQD de la zona 01.

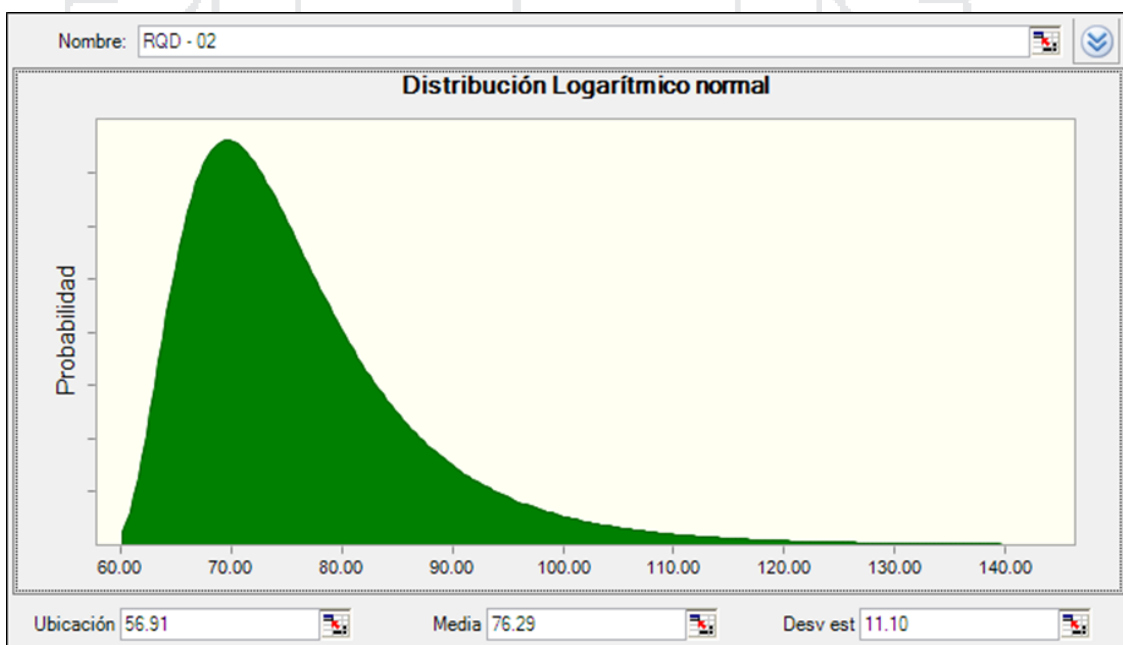
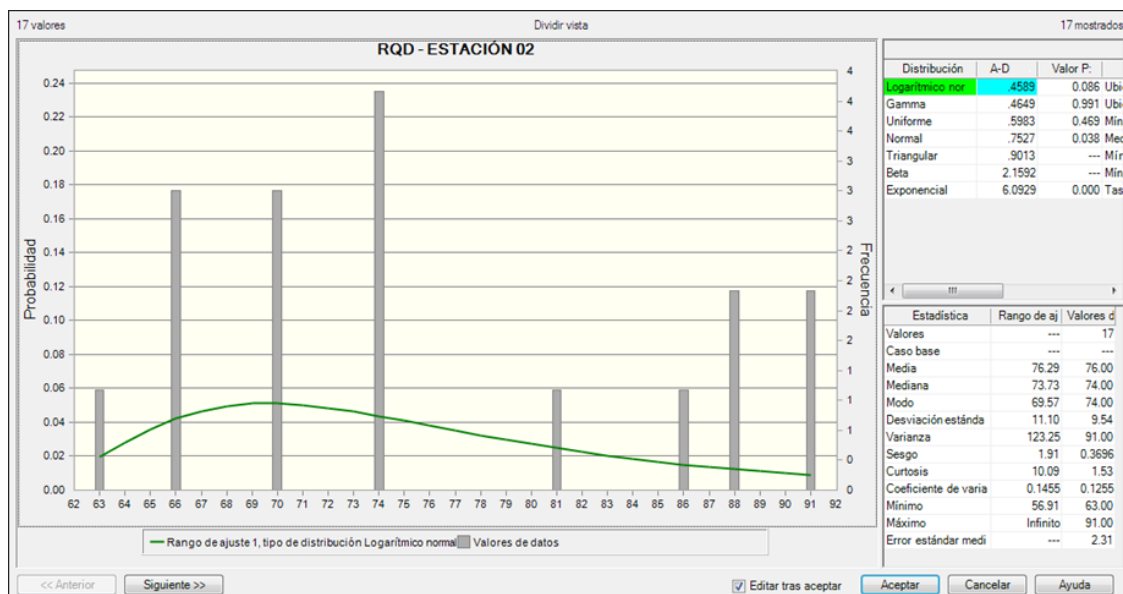


Gráfico 17 : Polígonos de frecuencia de RQD de la zona 02.

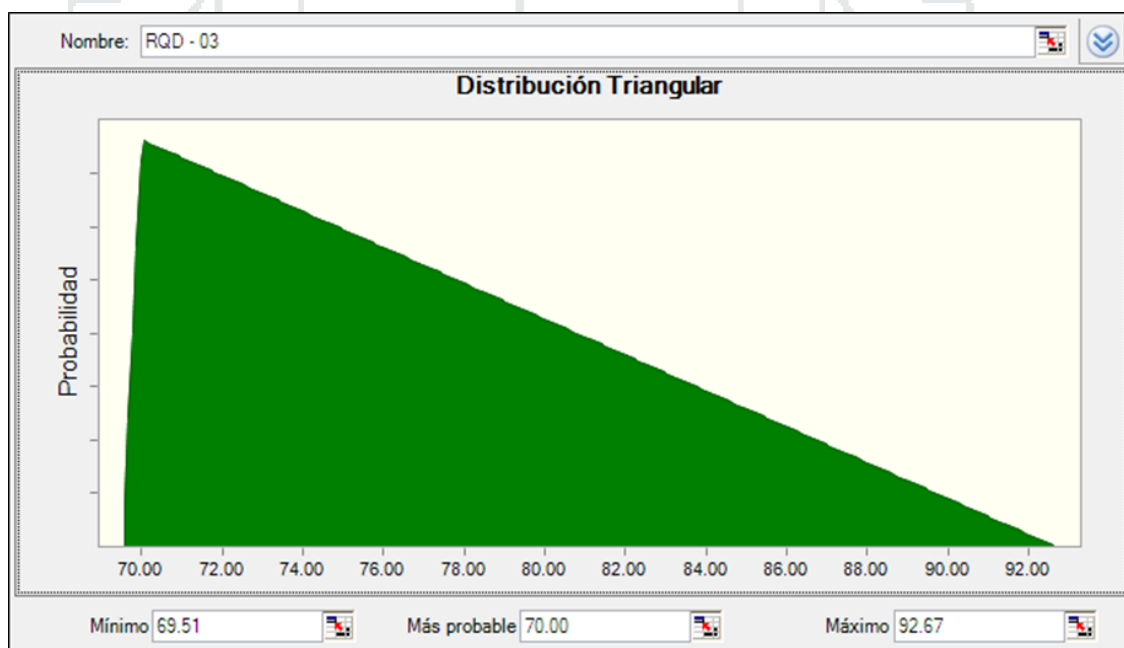
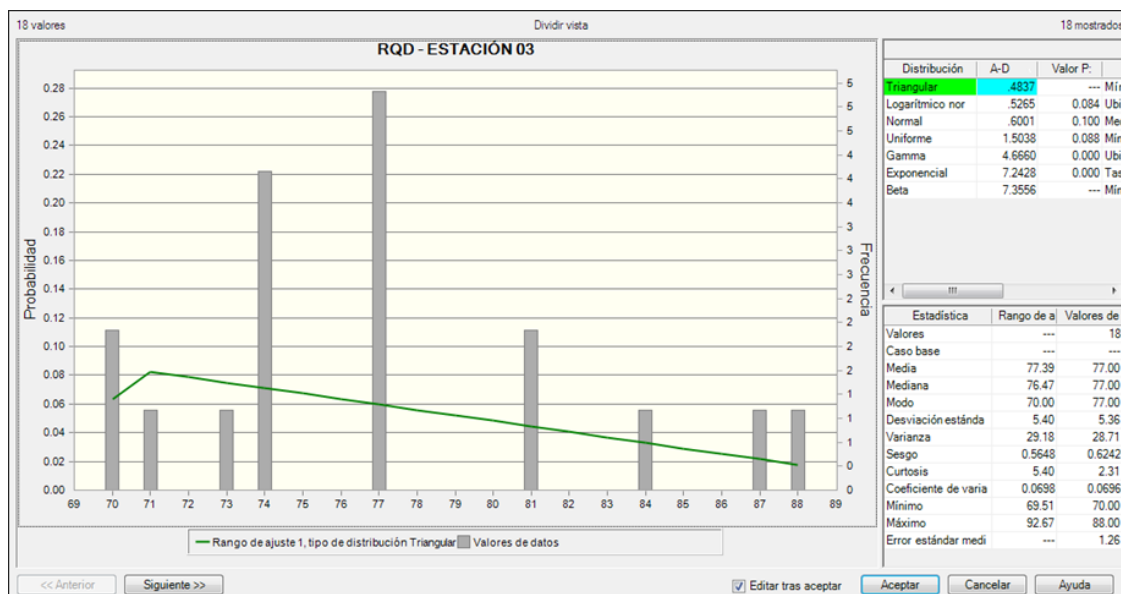


Gráfico 18 : Polígonos de frecuencia de RQD de la zona 03.

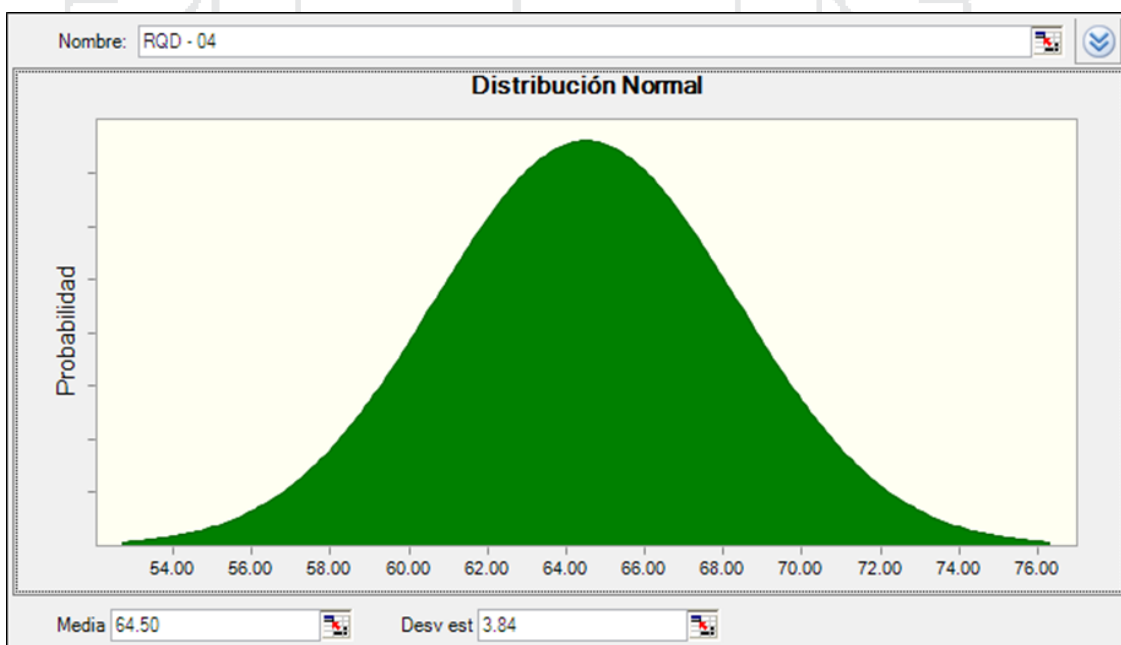
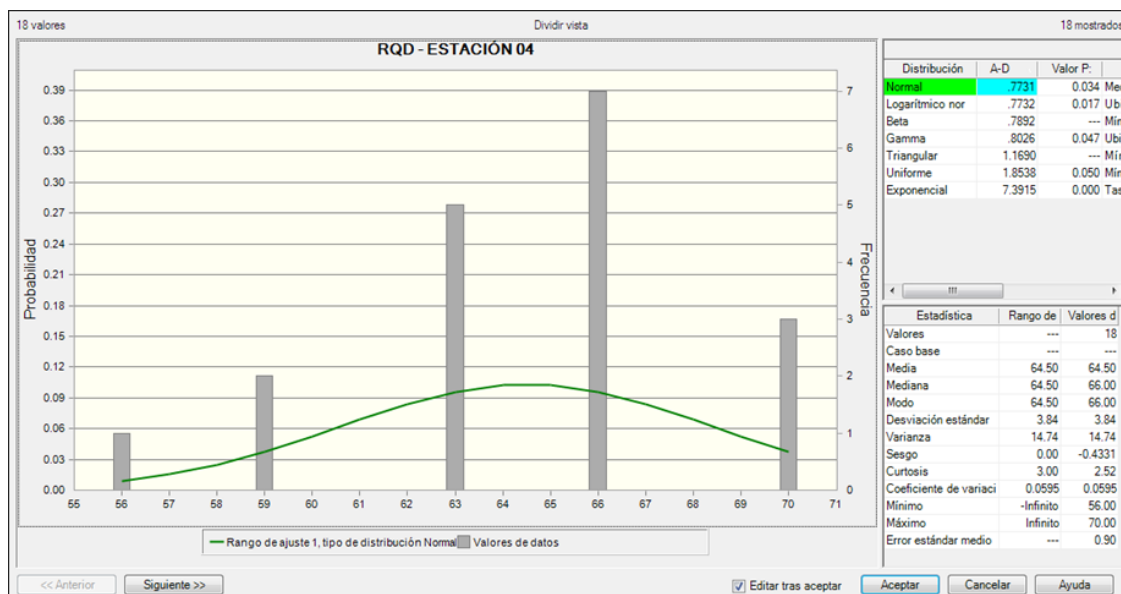


Gráfico 19 : Polígonos de frecuencia de RQD de la zona 04.

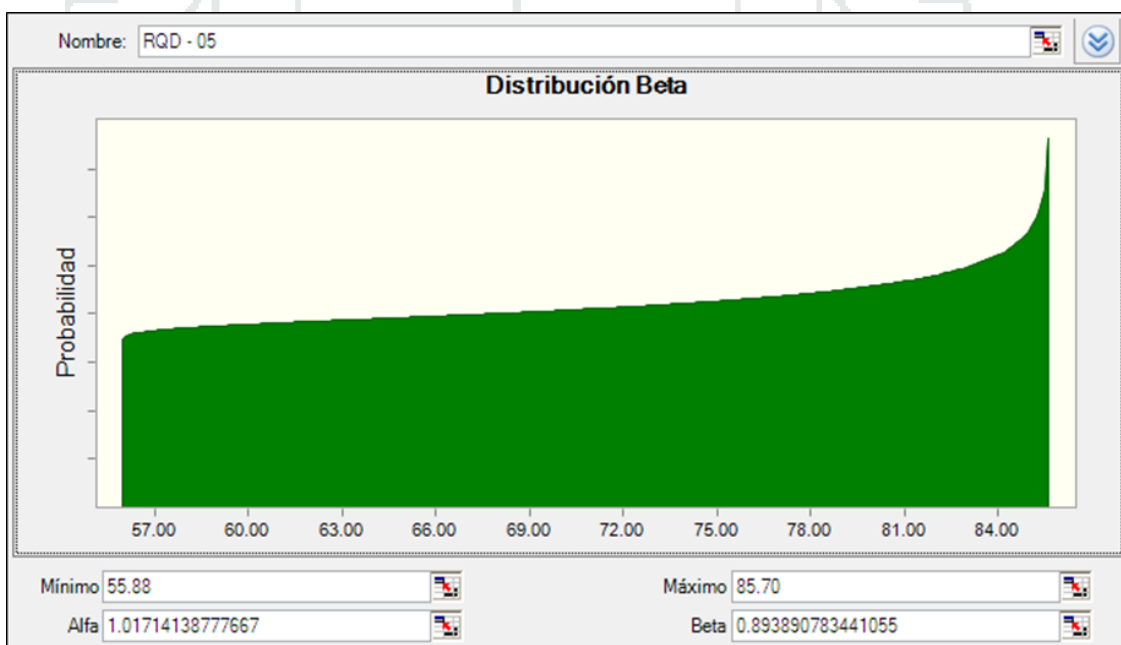
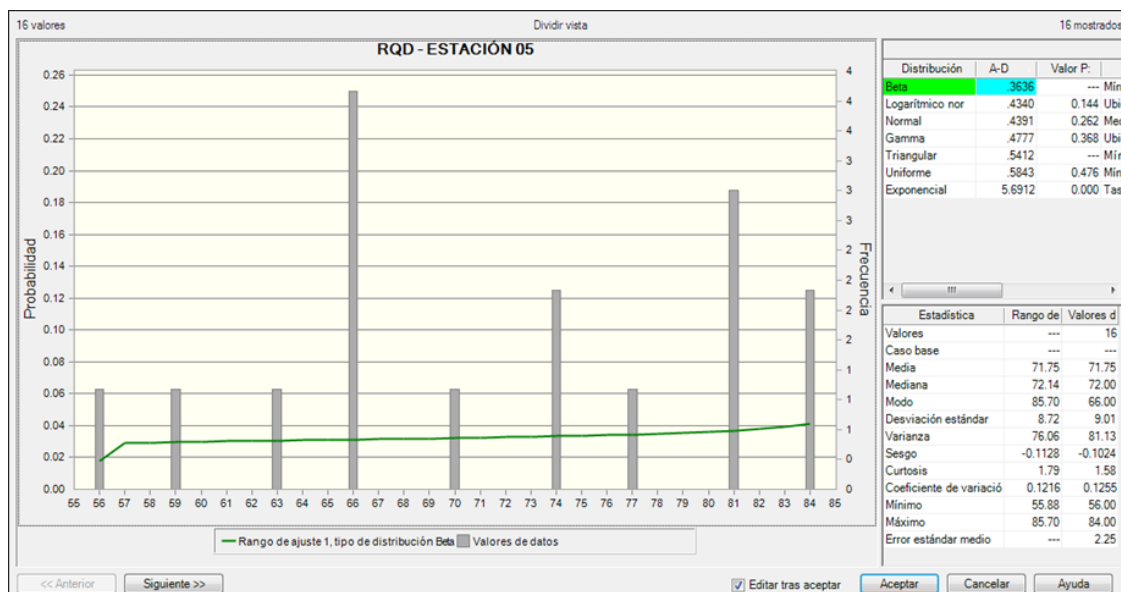


Gráfico 20 : Polígonos de frecuencia de RQD de la zona 05.

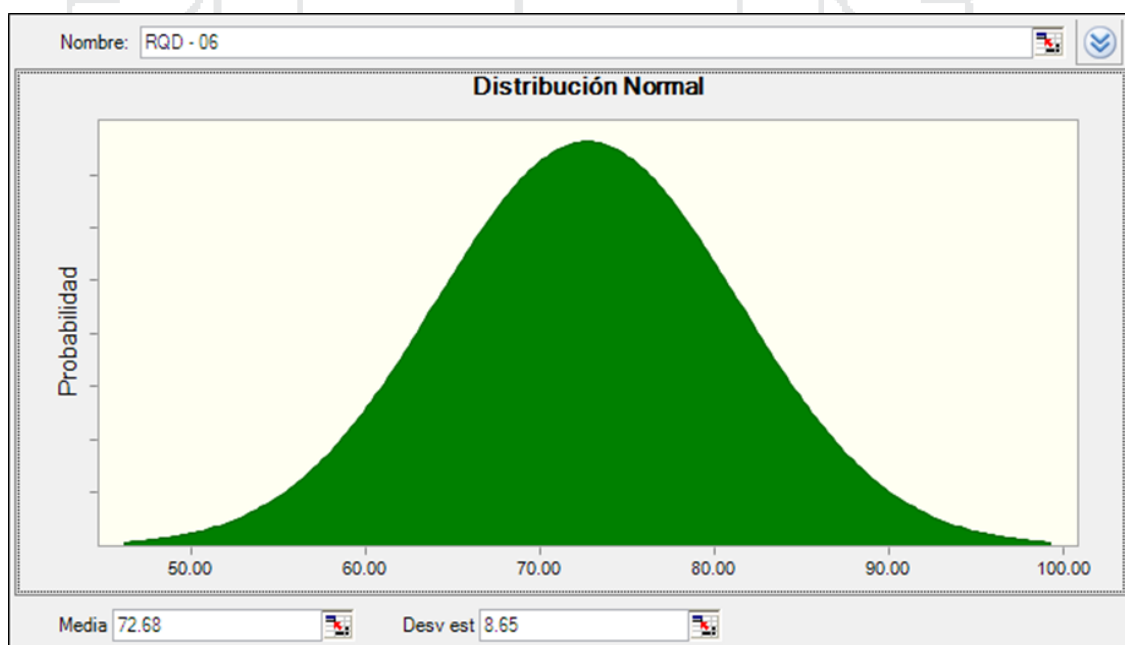
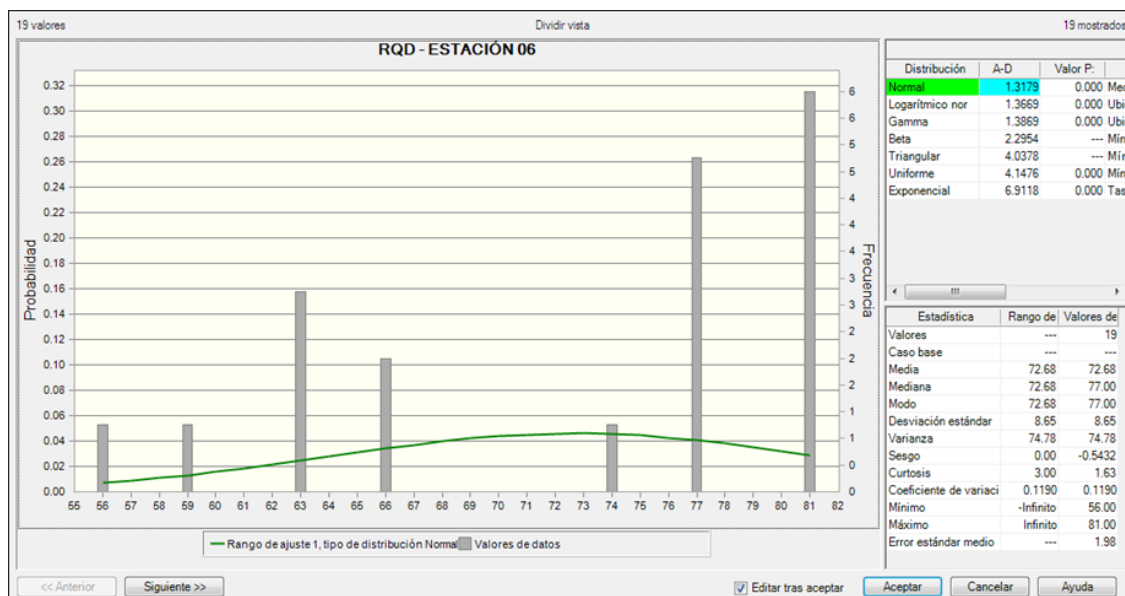


Gráfico 21 : Polígonos de frecuencia de RQD de la zona 06.



ANEXO 05 - E
POLÍGONOS DE FRECUENCIA DE
ESPACIAMIENTO (m)

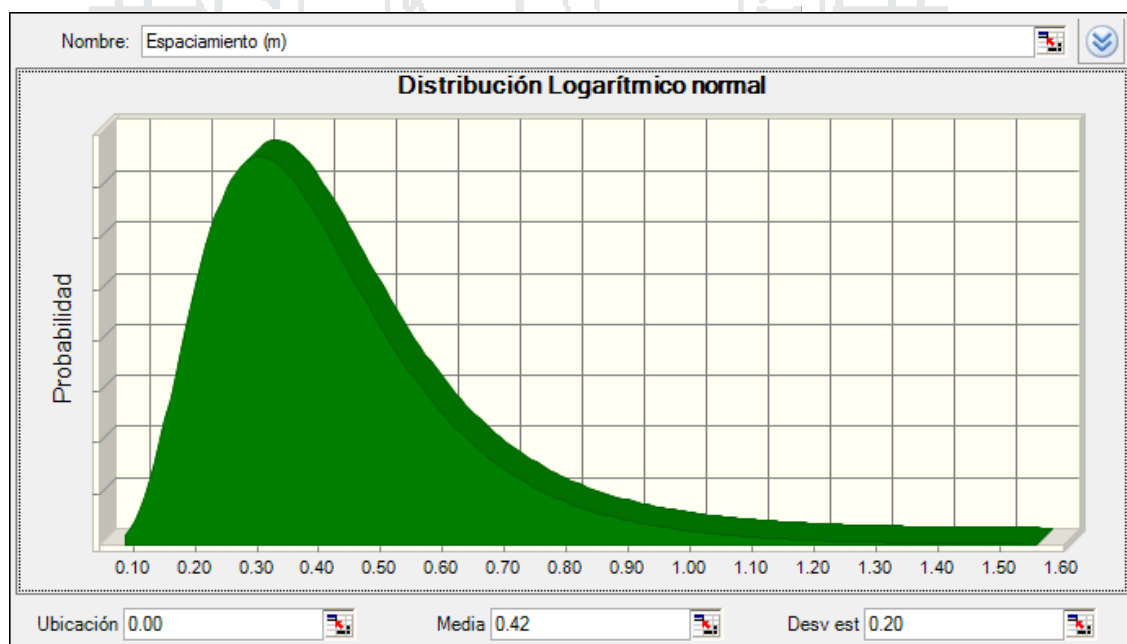
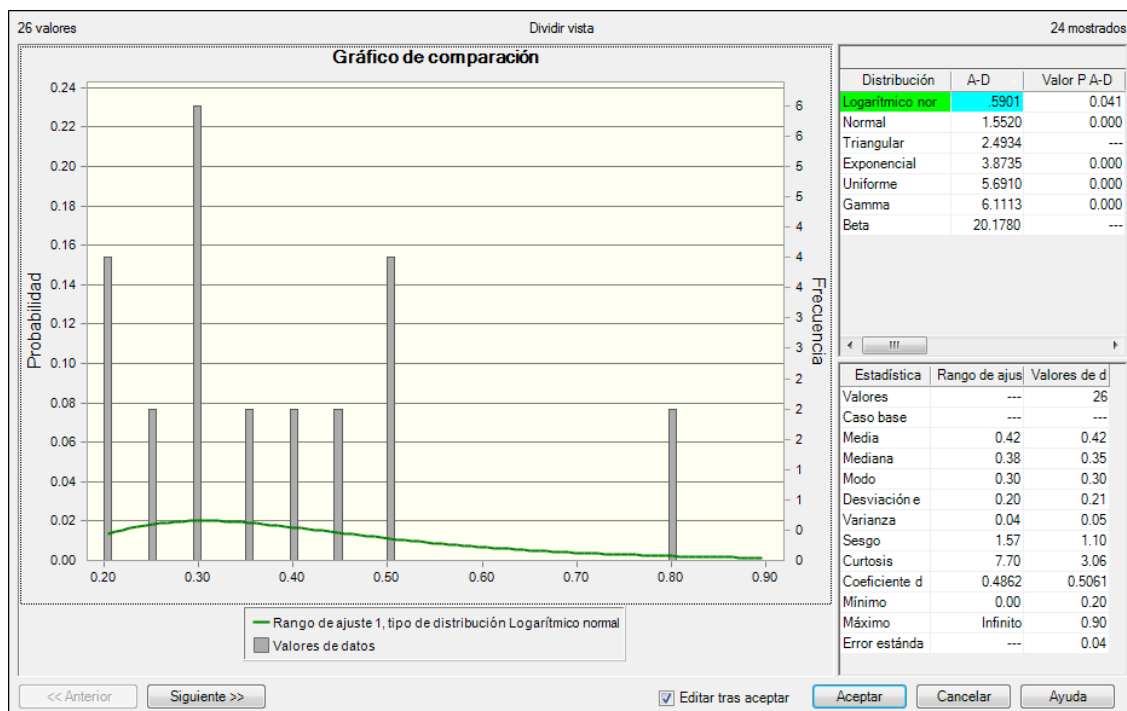


Gráfico 22 : Polígonos de frecuencia de espaciamiento de la Familia 01.

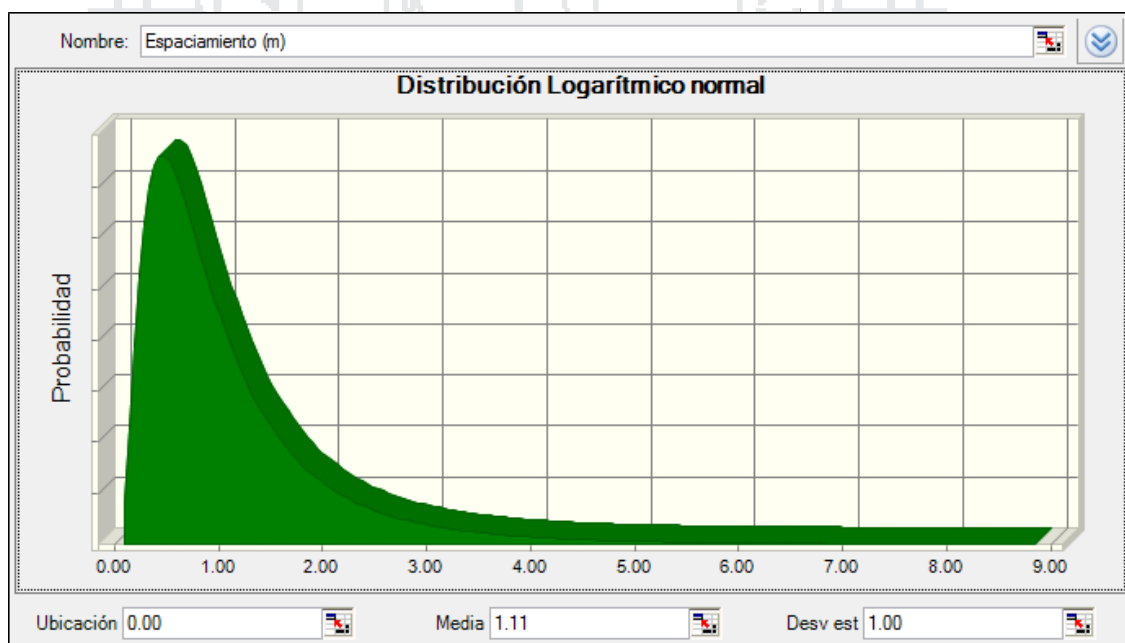
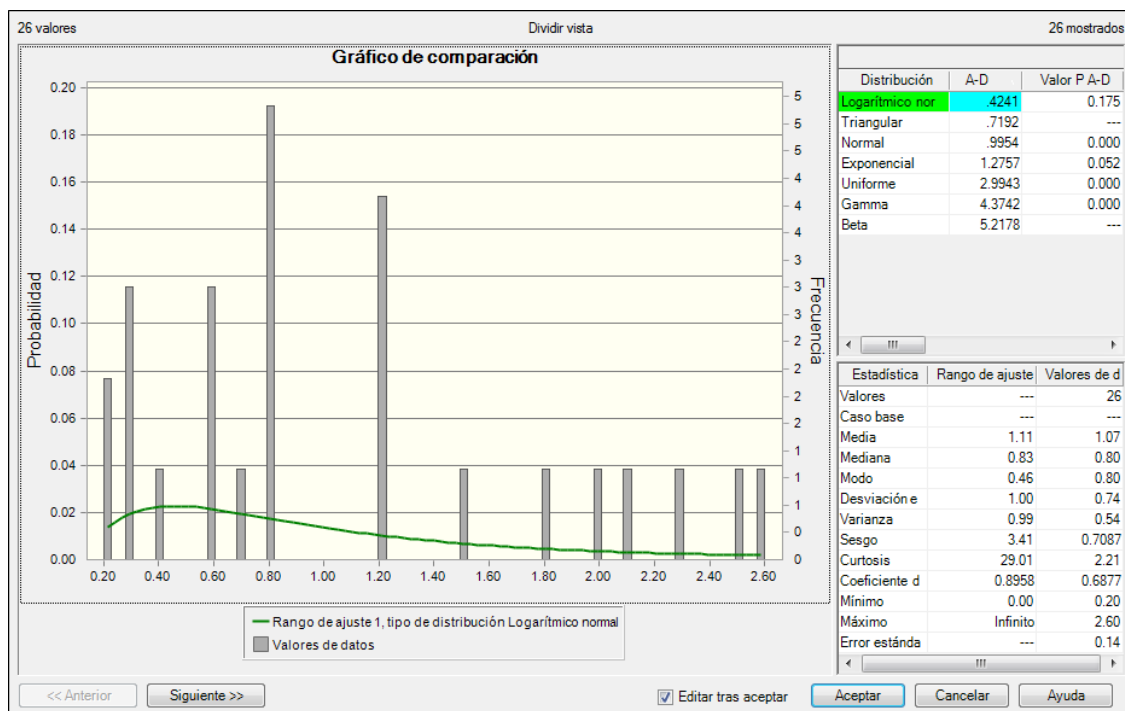


Gráfico 23 : Polígonos de frecuencia de espaciamiento de la Familia 02.

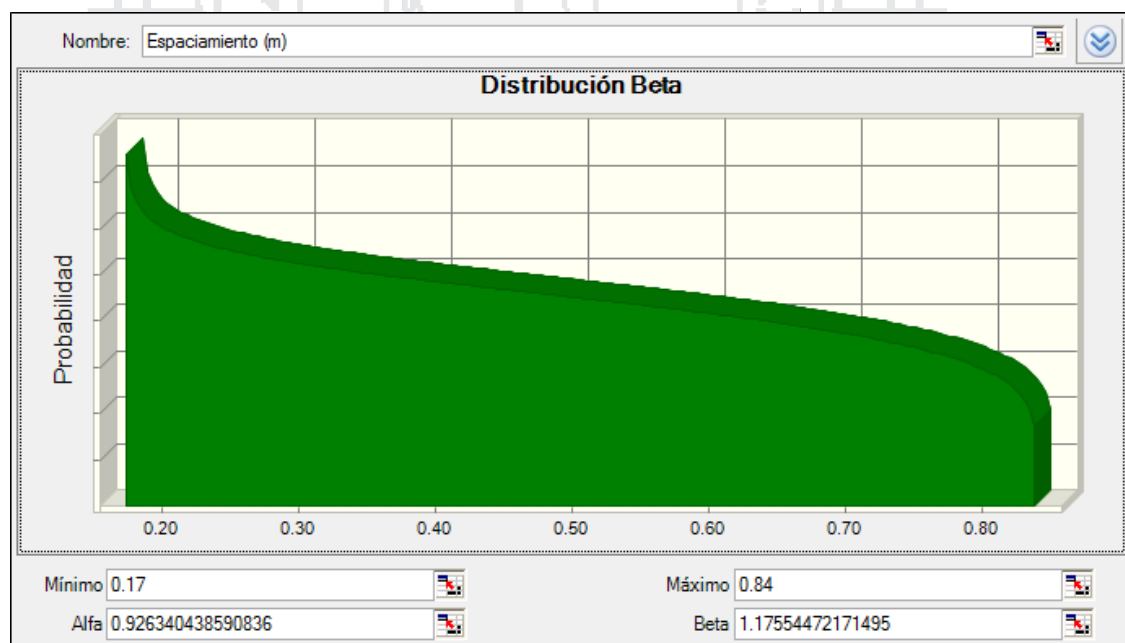
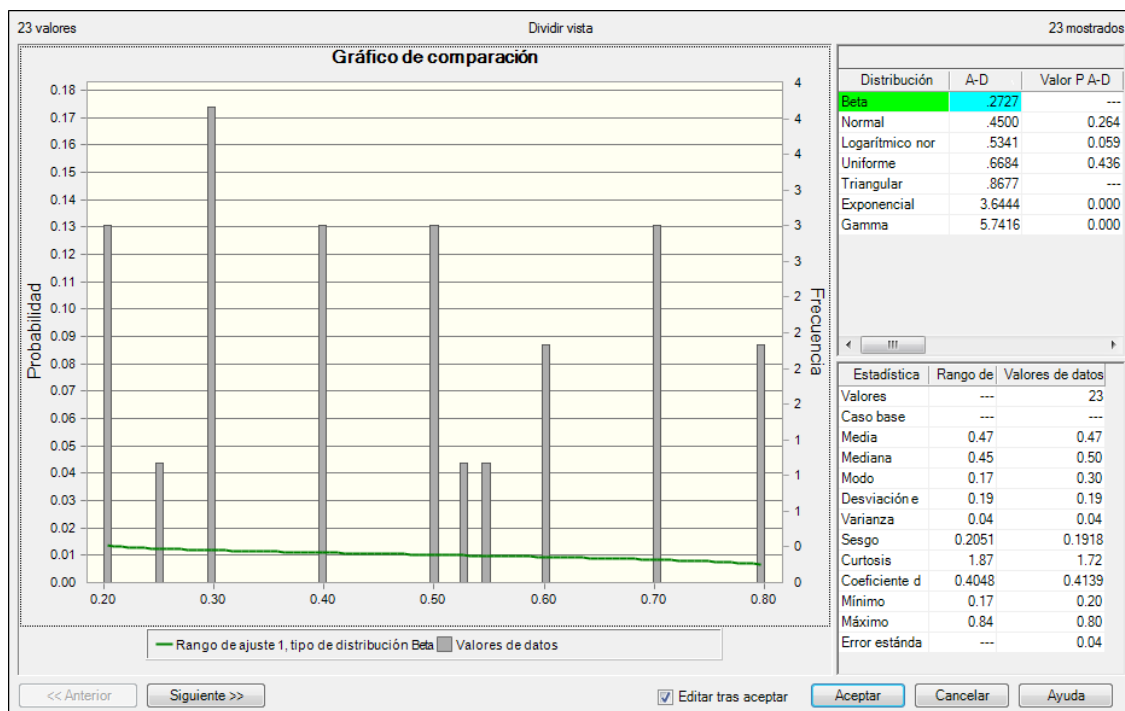


Gráfico 24 : Polígonos de frecuencia de espaciamiento de la Familia 03.

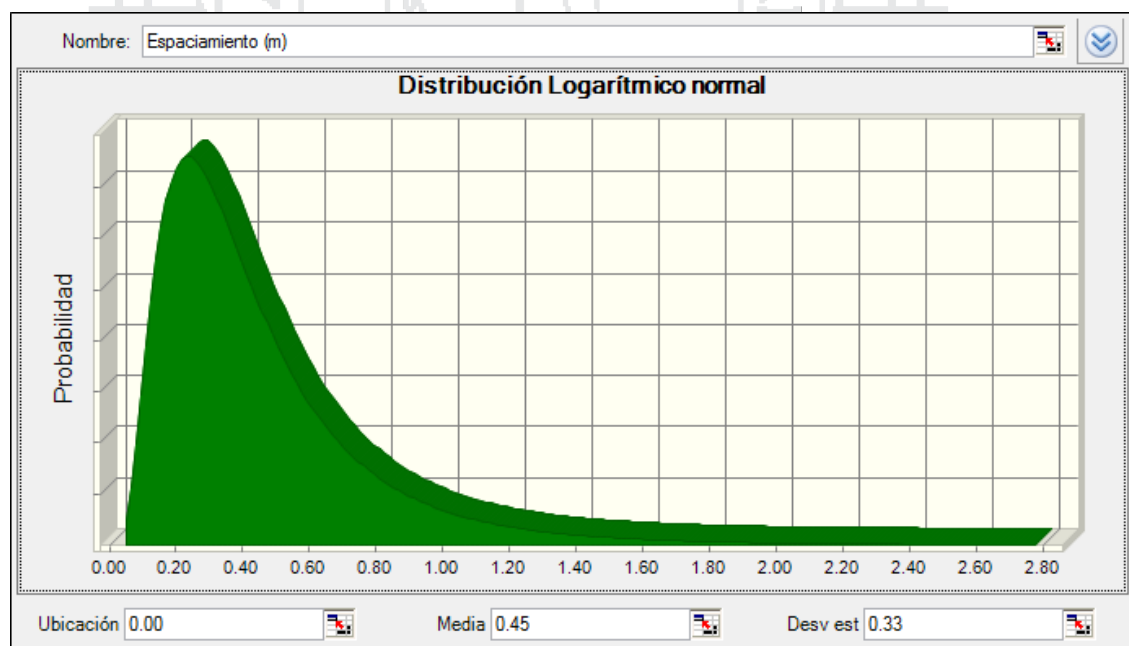
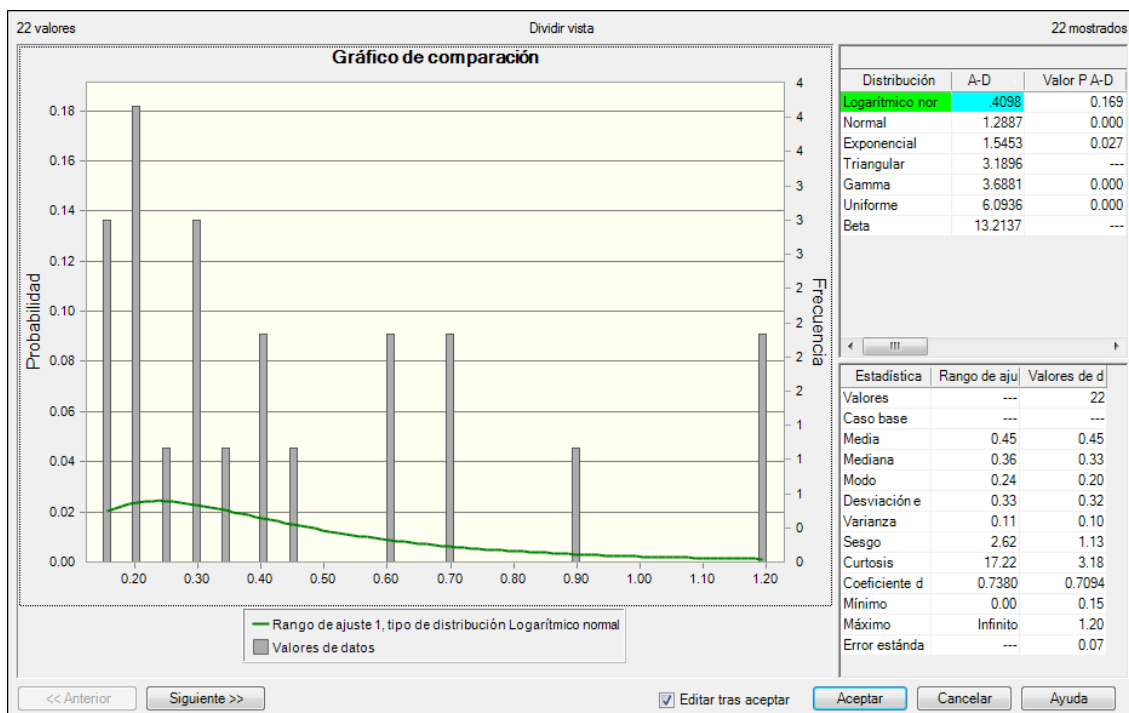


Gráfico 25 : Polígonos de frecuencia de espaciamiento de la Familia 04.

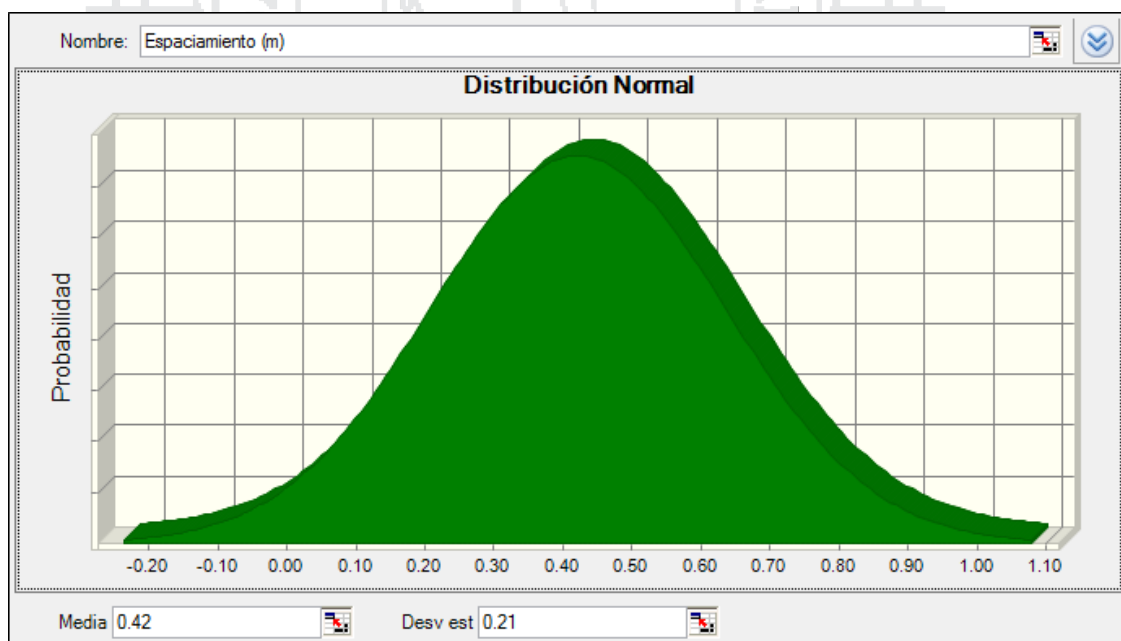
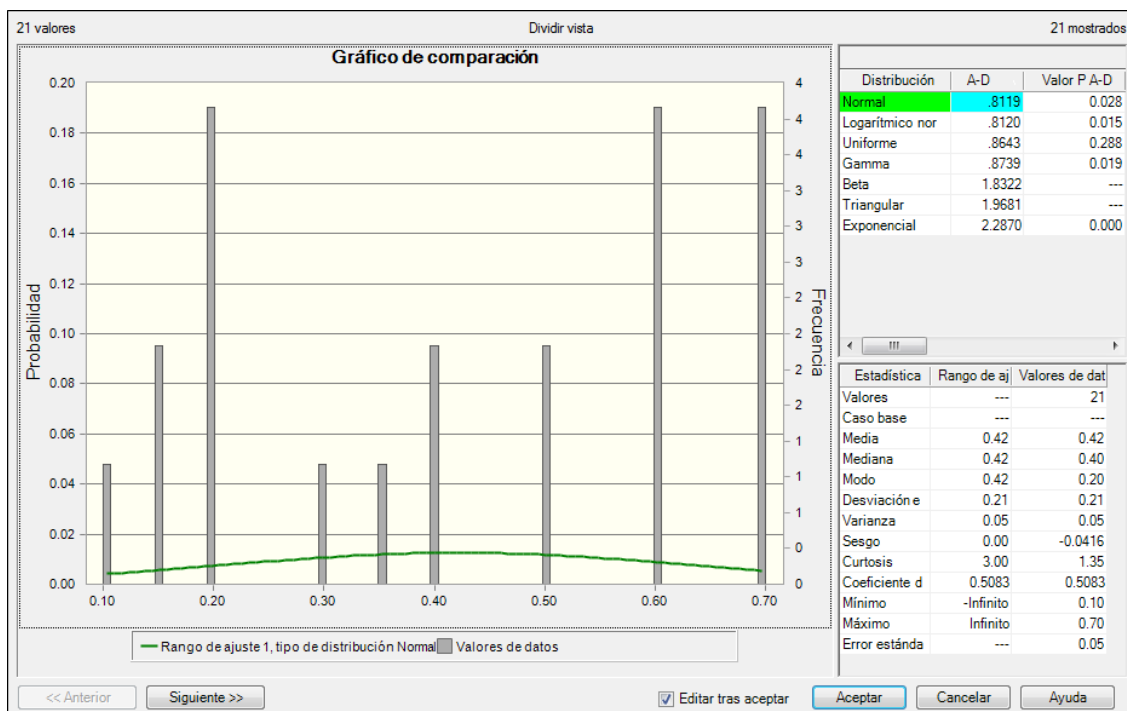


Gráfico 26 : Polígonos de frecuencia de espaciamiento de la Familia 05.



ANEXO 05 - F
HISTOGRAMAS DE PERSISTENCIA (m)

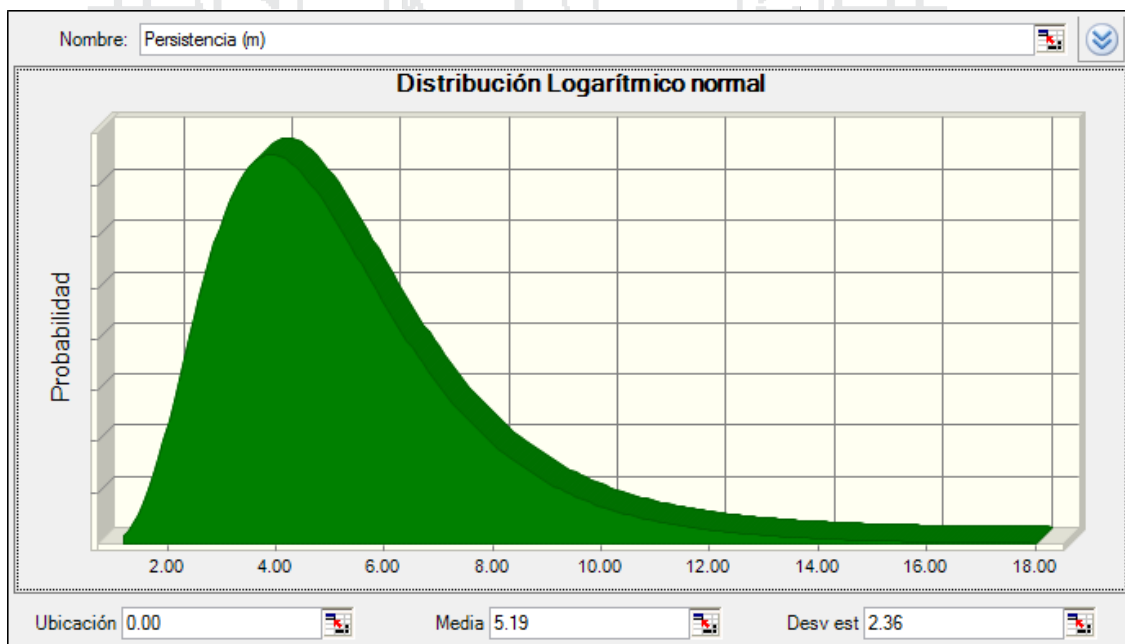
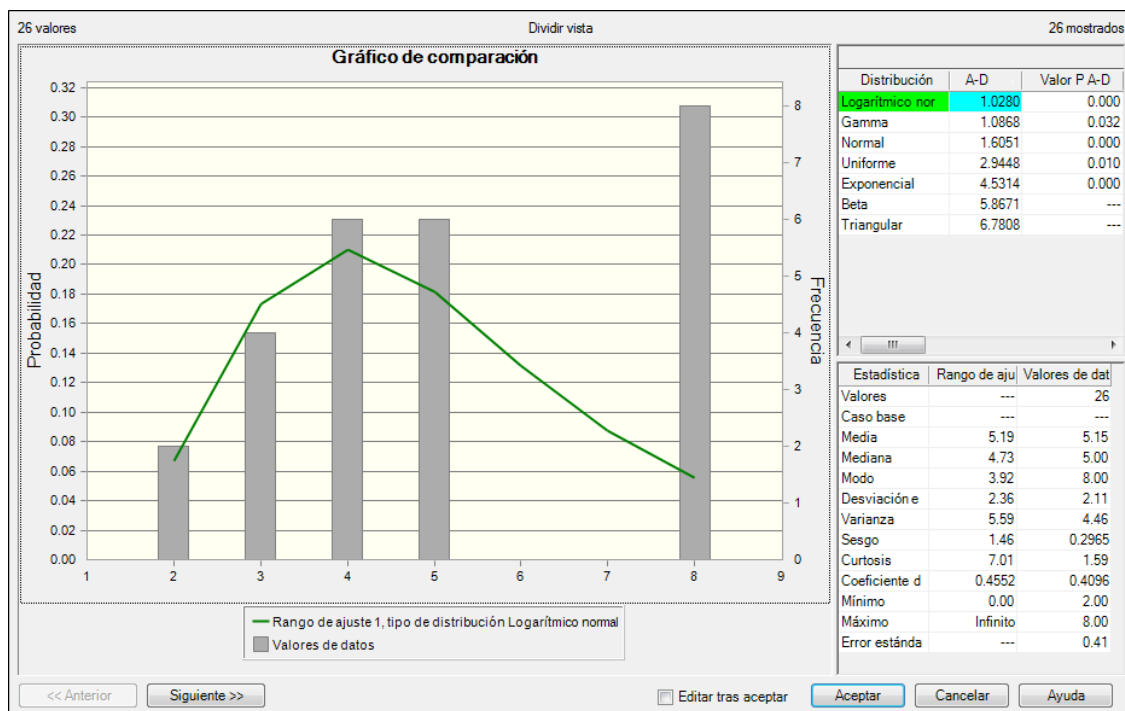


Gráfico 27 : Polígonos de frecuencia de persistencia de la Familia 01.

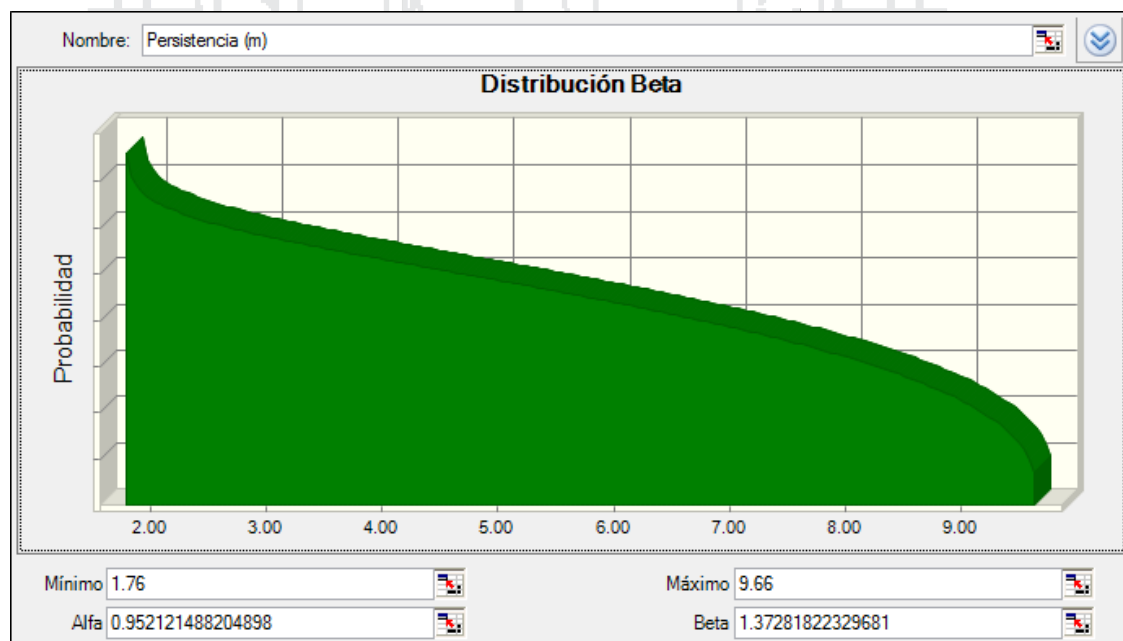
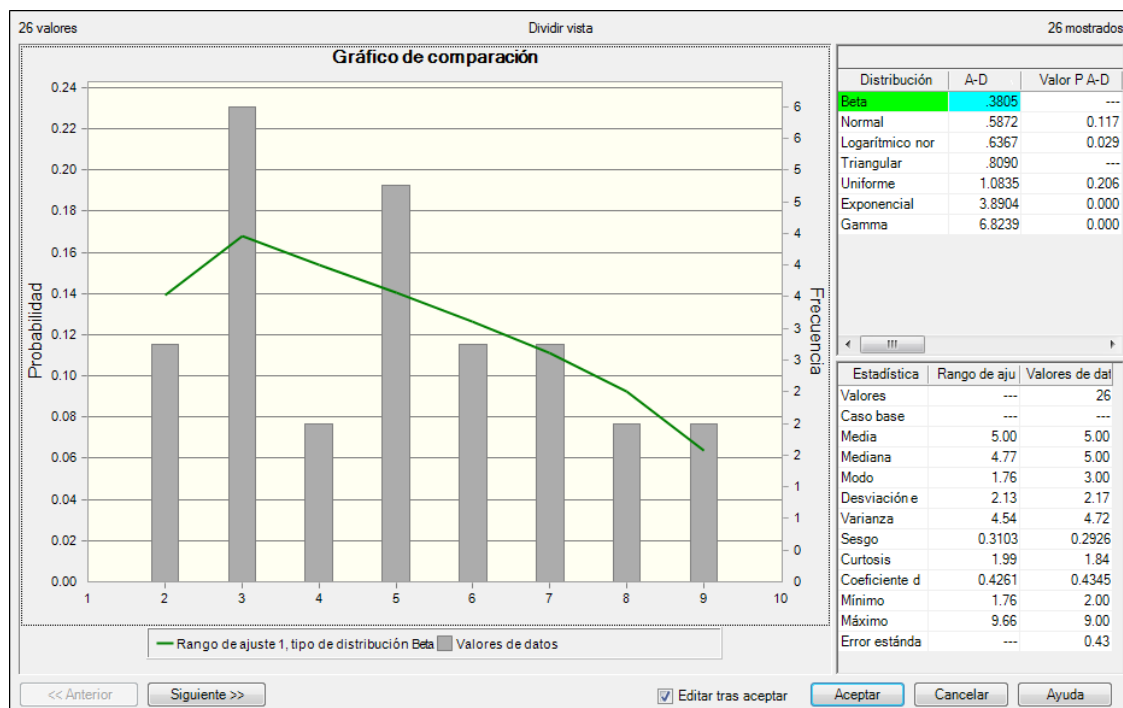


Gráfico 28 : Polígonos de frecuencia de persistencia de la Familia 02.

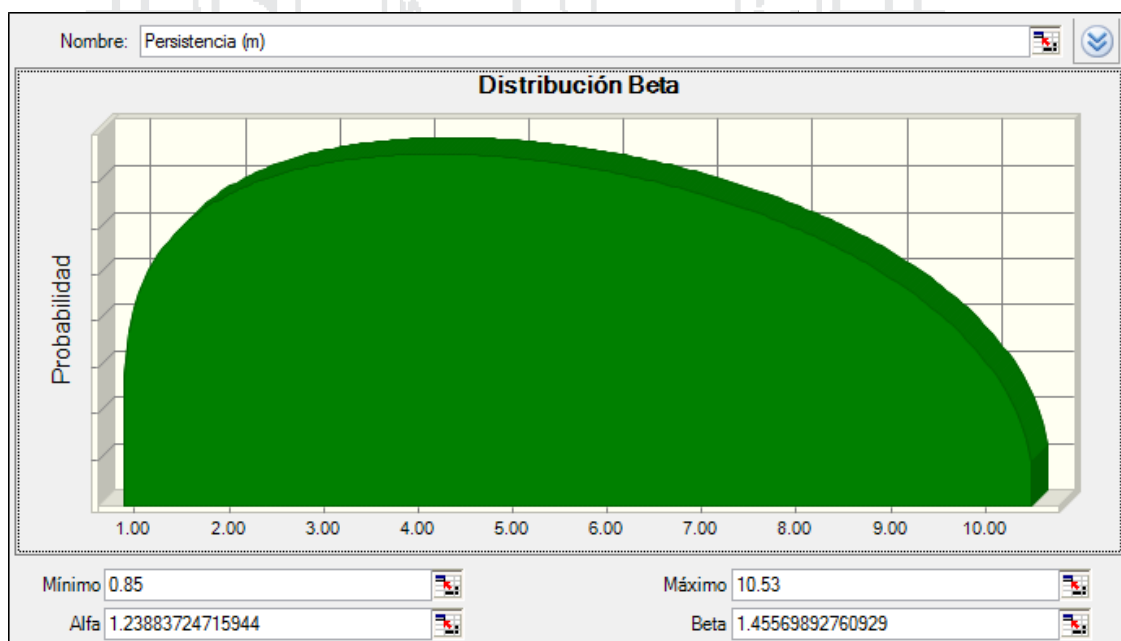
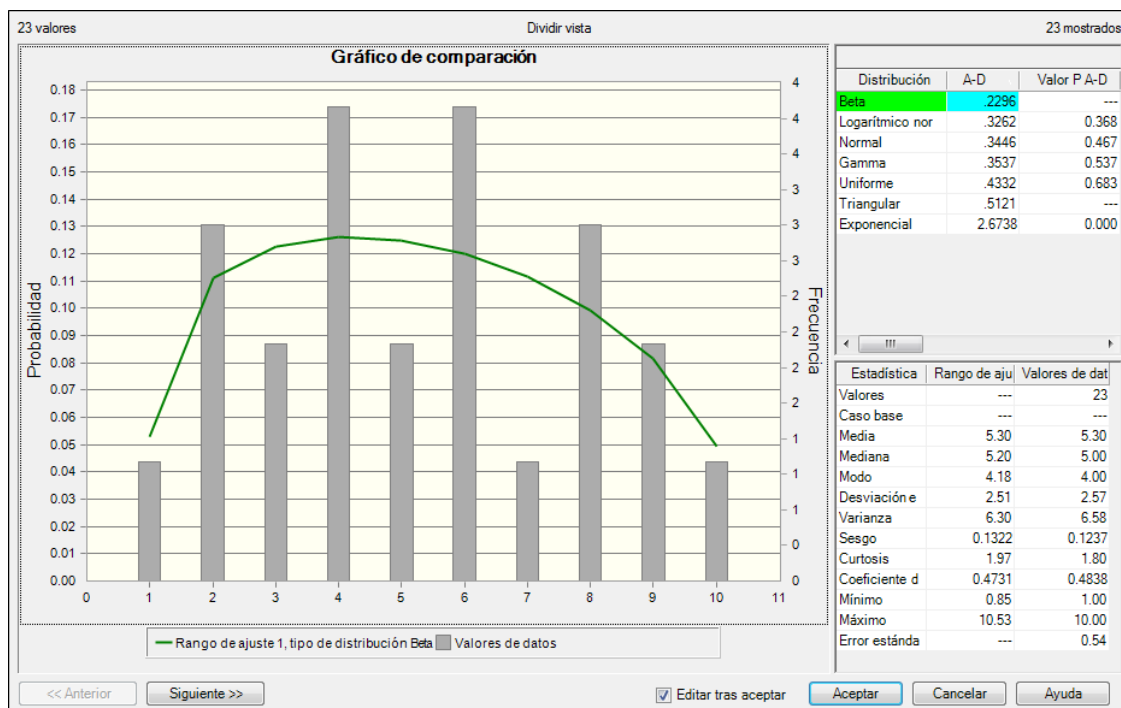


Gráfico 29 : Polígonos de frecuencia de persistencia de la Familia 03.

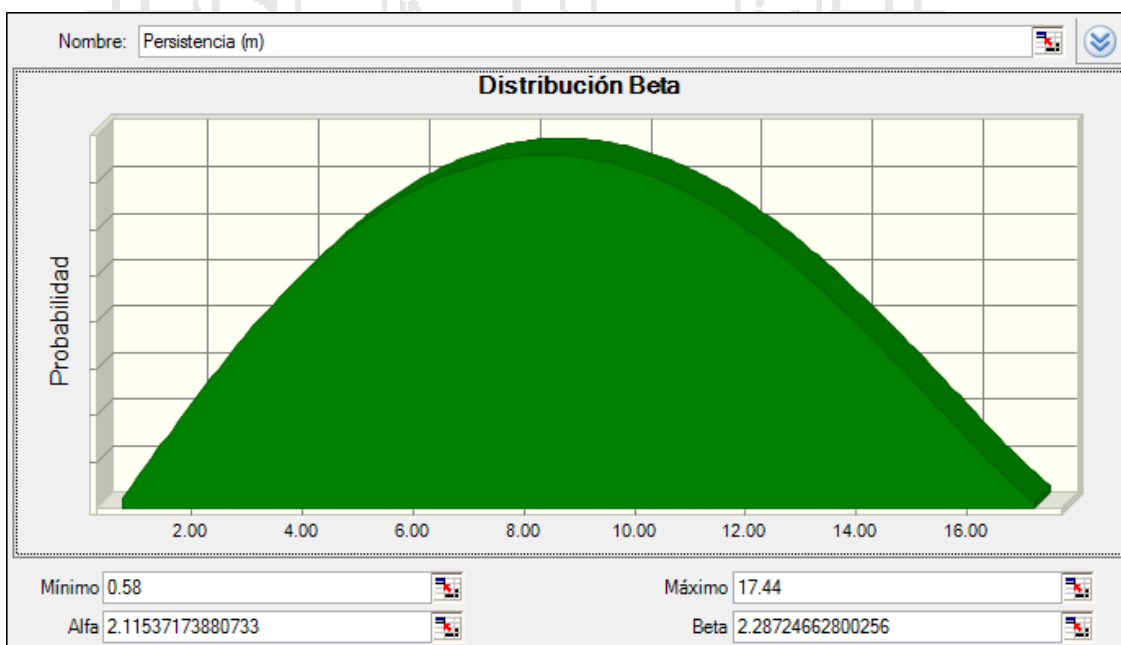
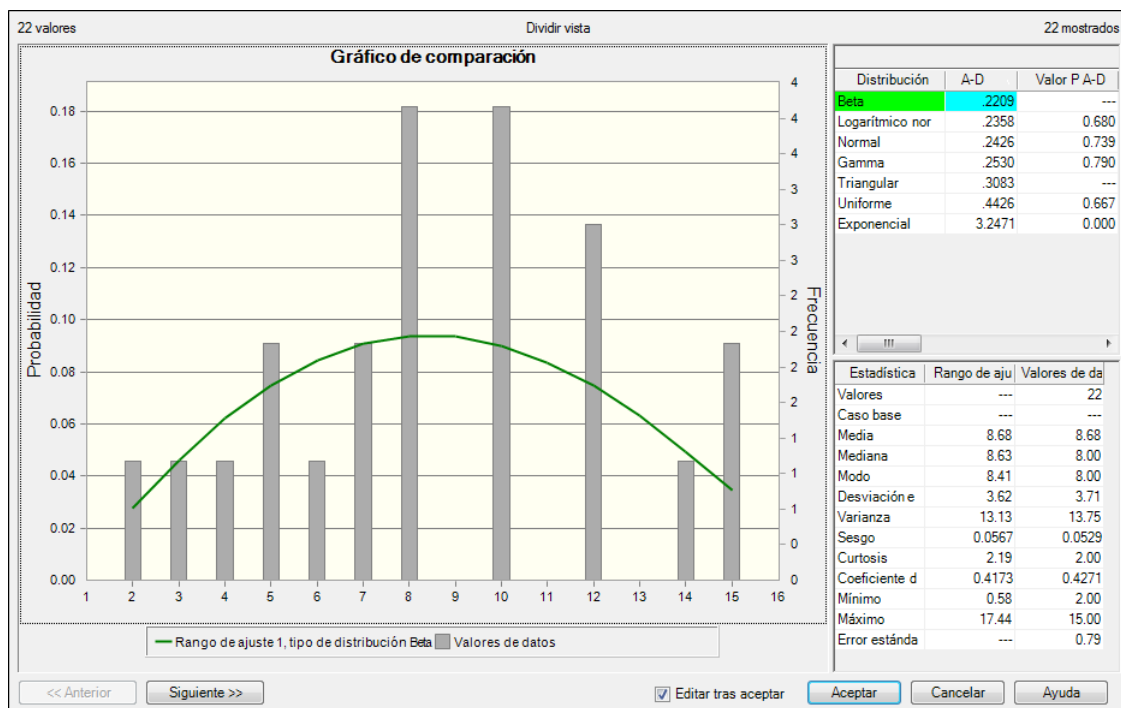


Gráfico 30 : Polígonos de frecuencia de persistencia de la Familia 04.

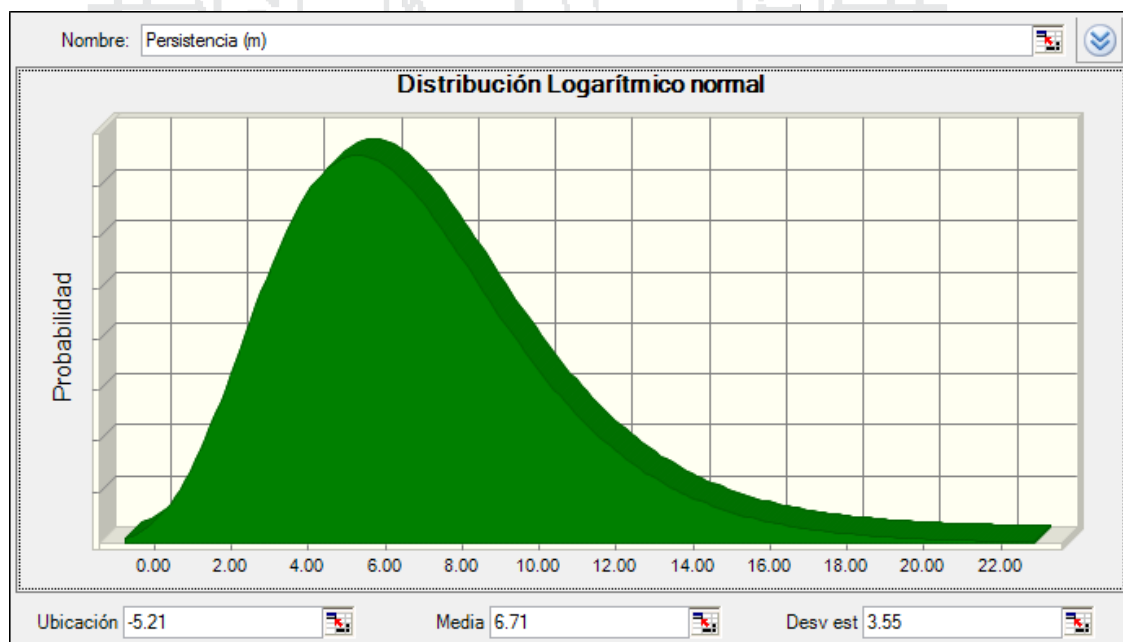
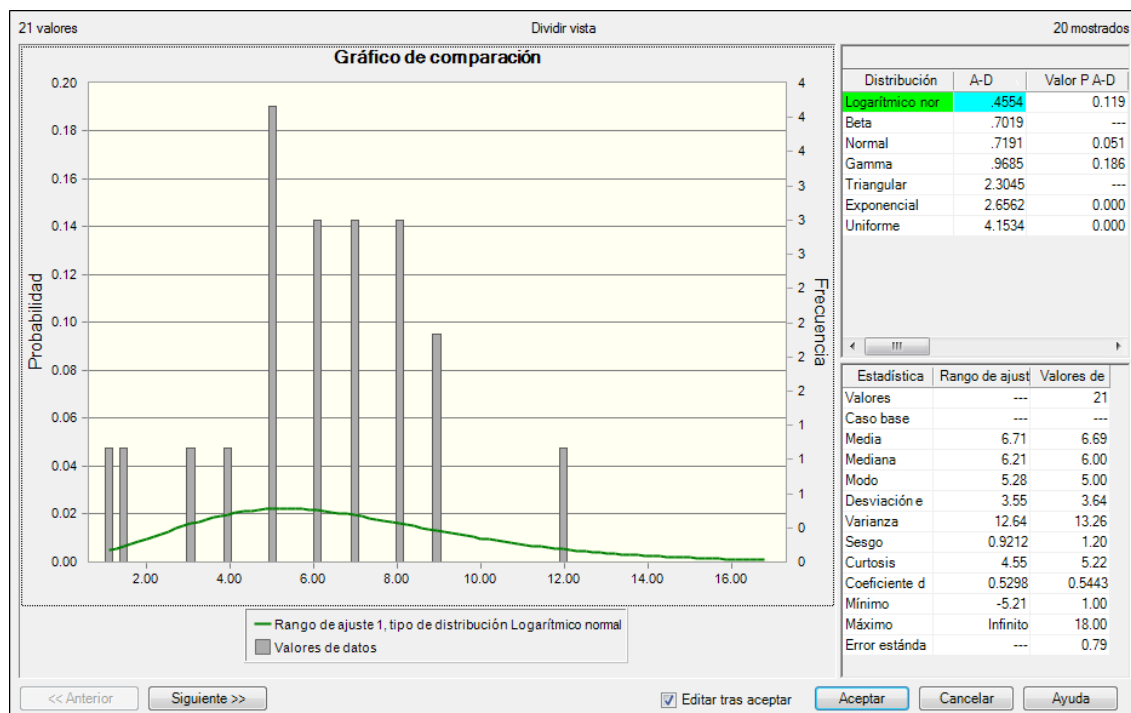


Gráfico 31 : Polígonos de frecuencia de persistencia de la Familia 05.



ANEXO 05 - G
HISTOGRAMAS DE APERTURA (m)

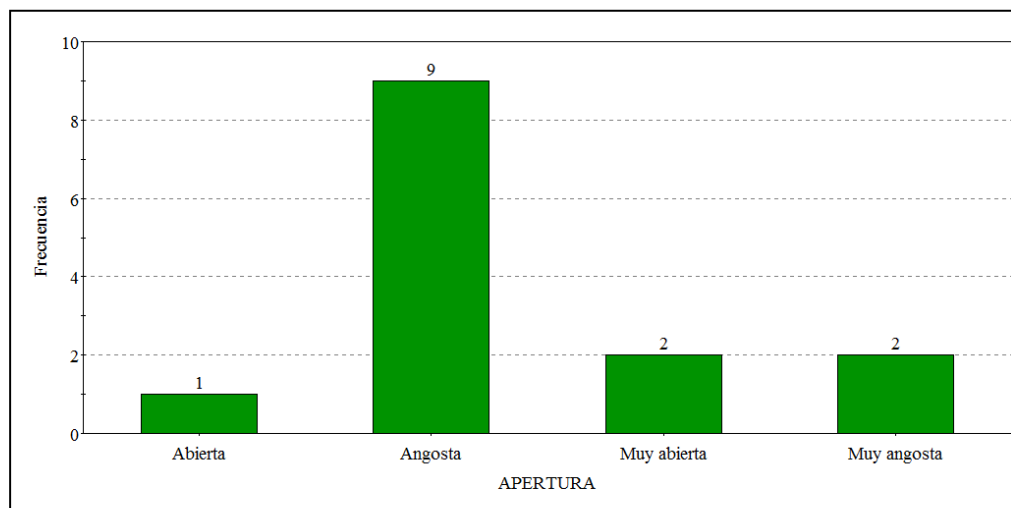


Gráfico 32 : Histograma de apertura de la Familia 01.

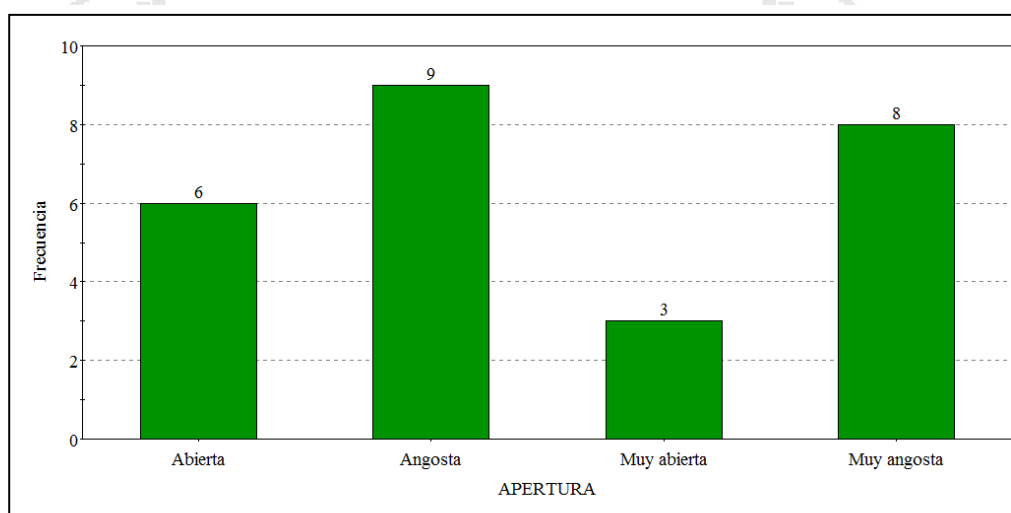


Gráfico 33 : Histograma de apertura de la Familia 02.

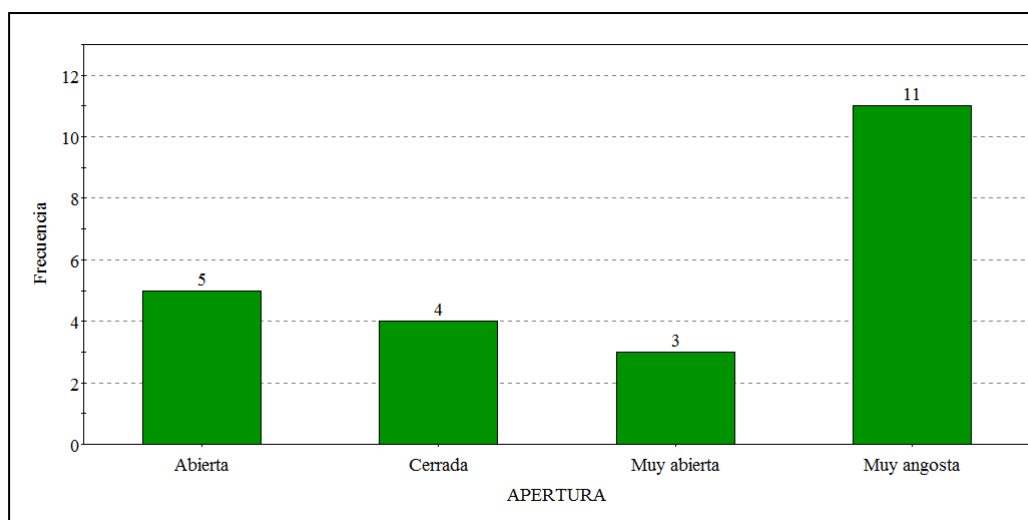


Gráfico 34 : Histograma de apertura de la Familia 03.

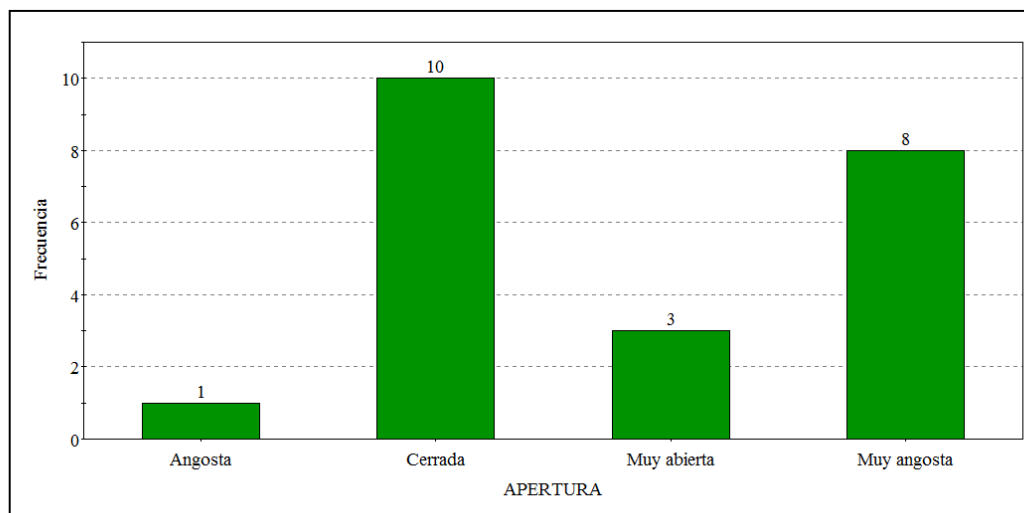


Gráfico 35 : Histograma de apertura de la Familia 04.

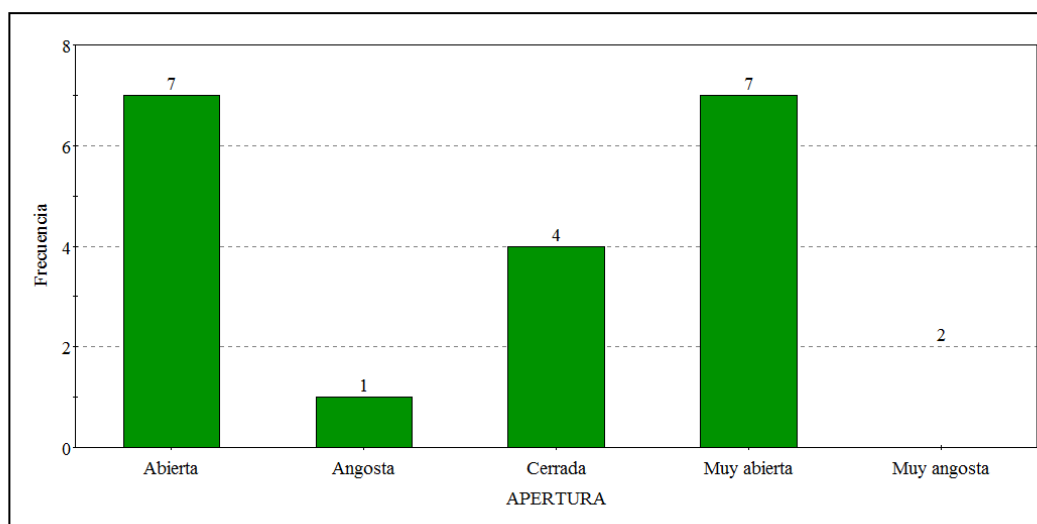


Gráfico 36 : Histograma de apertura de la Familia 05.



ANEXO 05 - H
HISTOGRAMAS DE RUGOSIDAD

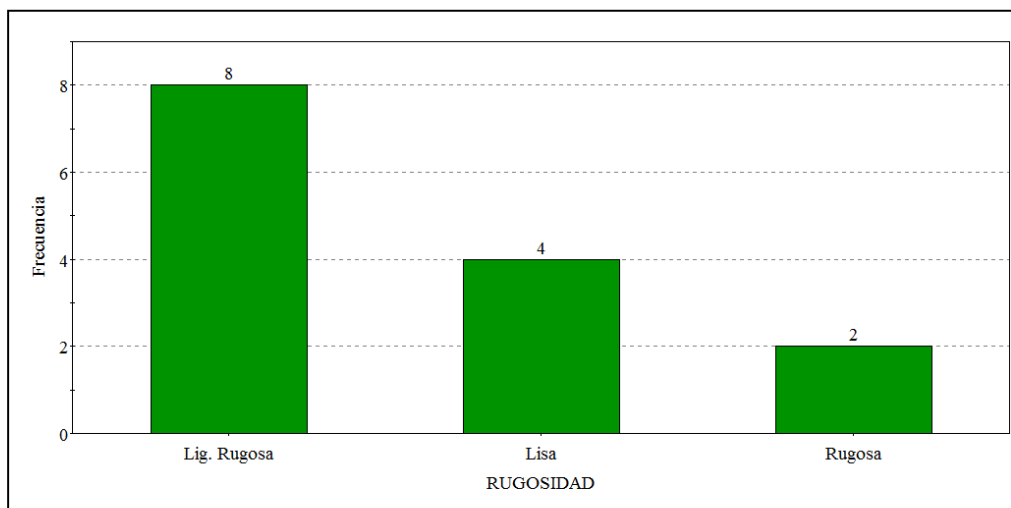


Gráfico 37 : Histograma de rugosidad de la Familia 01.

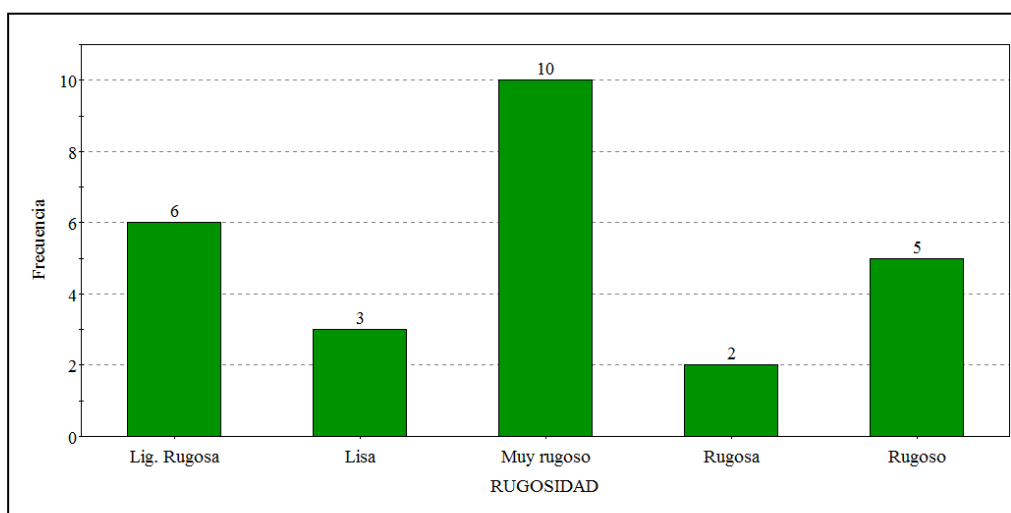


Gráfico 38 : Histograma de rugosidad de la Familia 02.

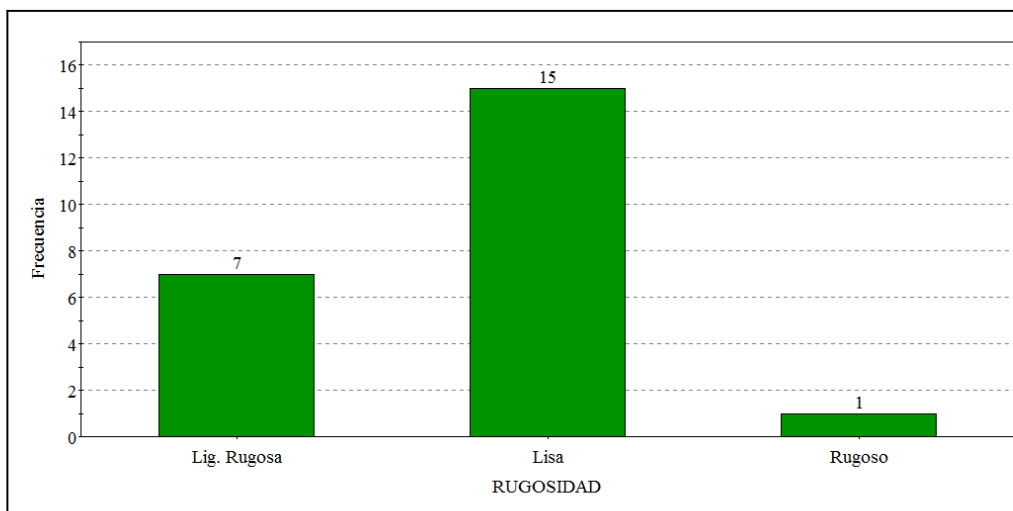


Gráfico 39 : Histograma de rugosidad de la Familia 03.

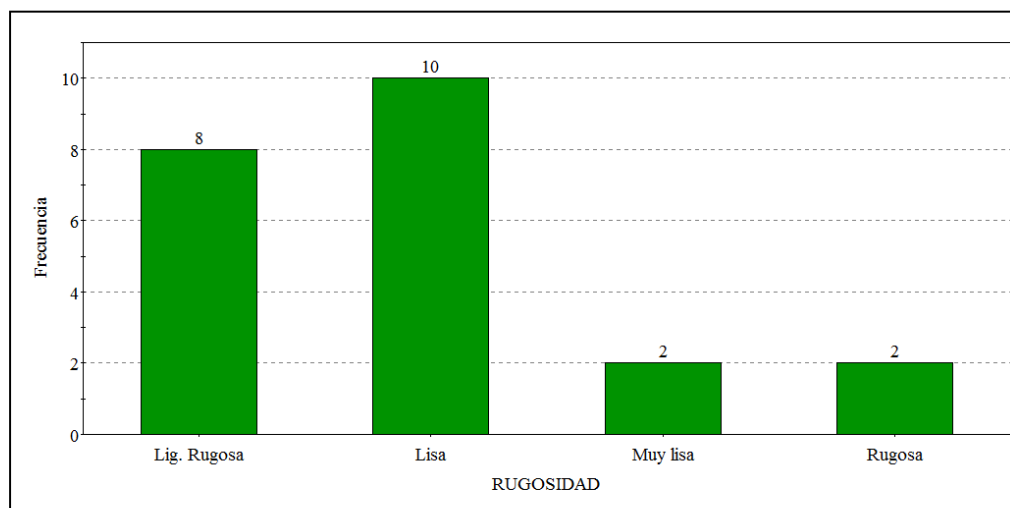


Gráfico 40 : Histograma de rugosidad de la Familia 04.

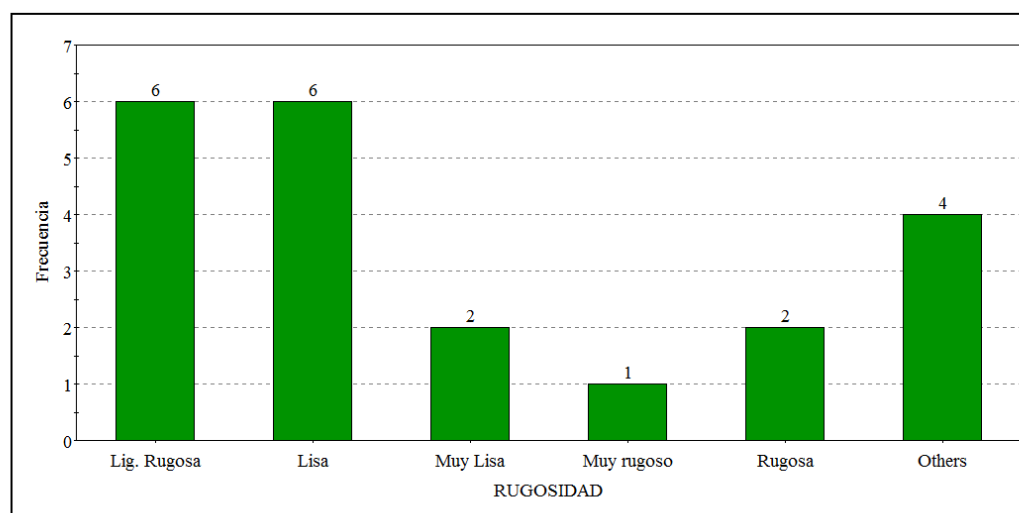


Gráfico 41 : Histograma de rugosidad de la Familia 05.



ANEXO 05 - I

POLÍGONOS DE FRECUENCIA DE

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE JUNTA

(JRC)

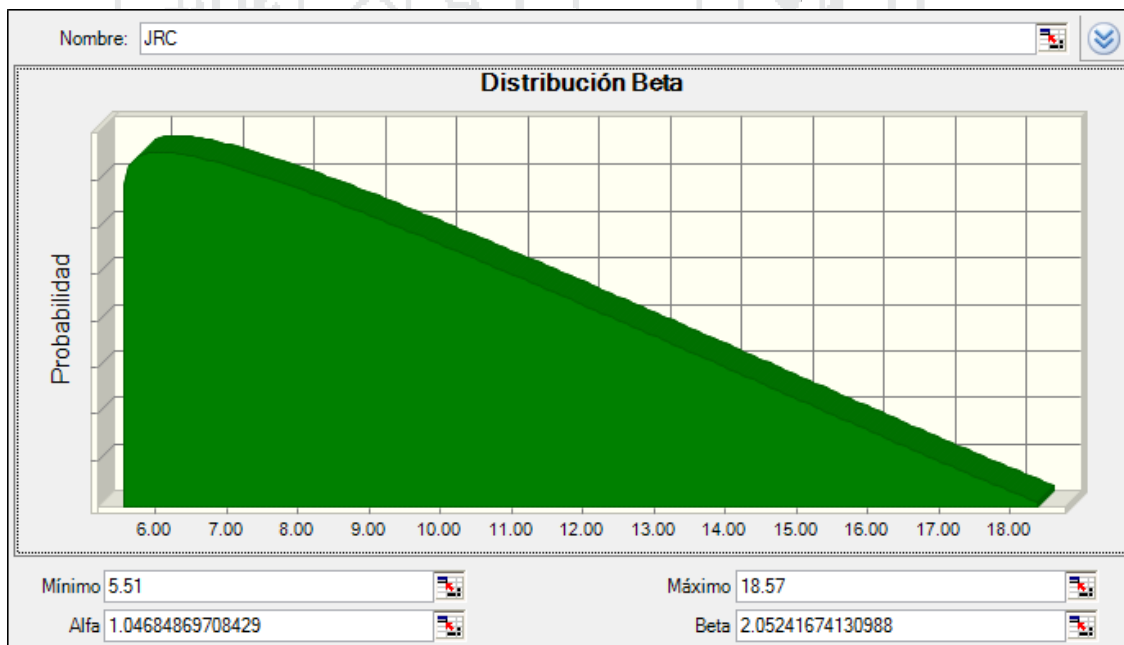
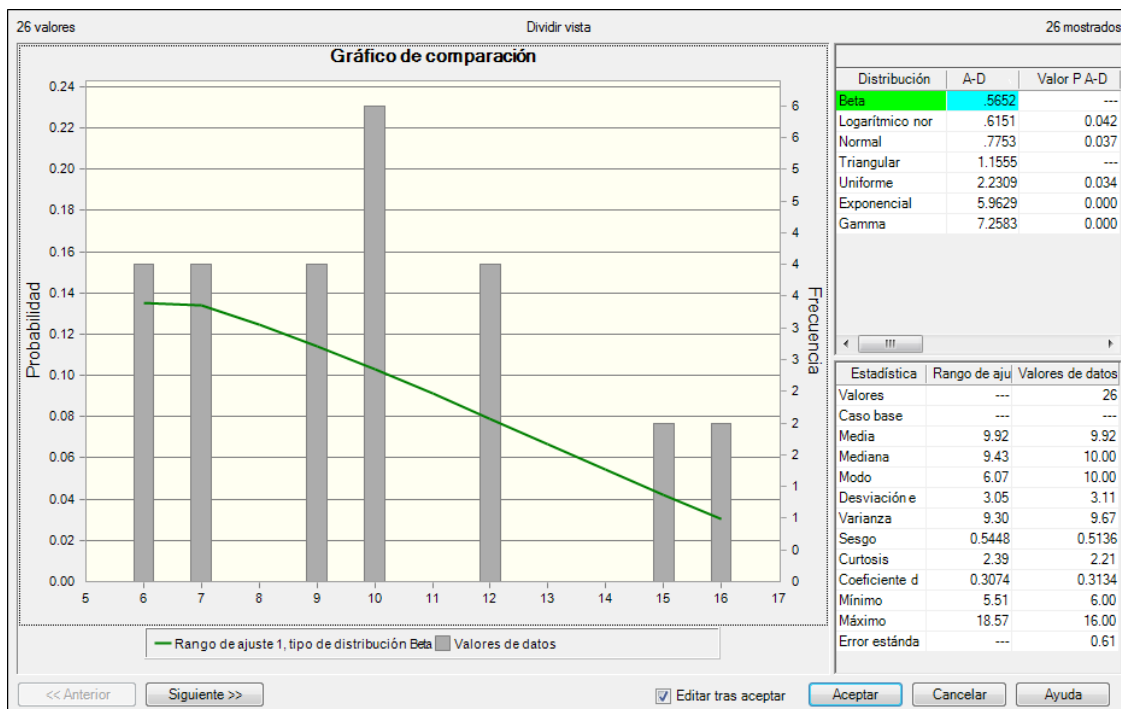


Gráfico 42 : Polígonos de frecuencia de coeficiente de rugosidad de juntas de la Familia 01.

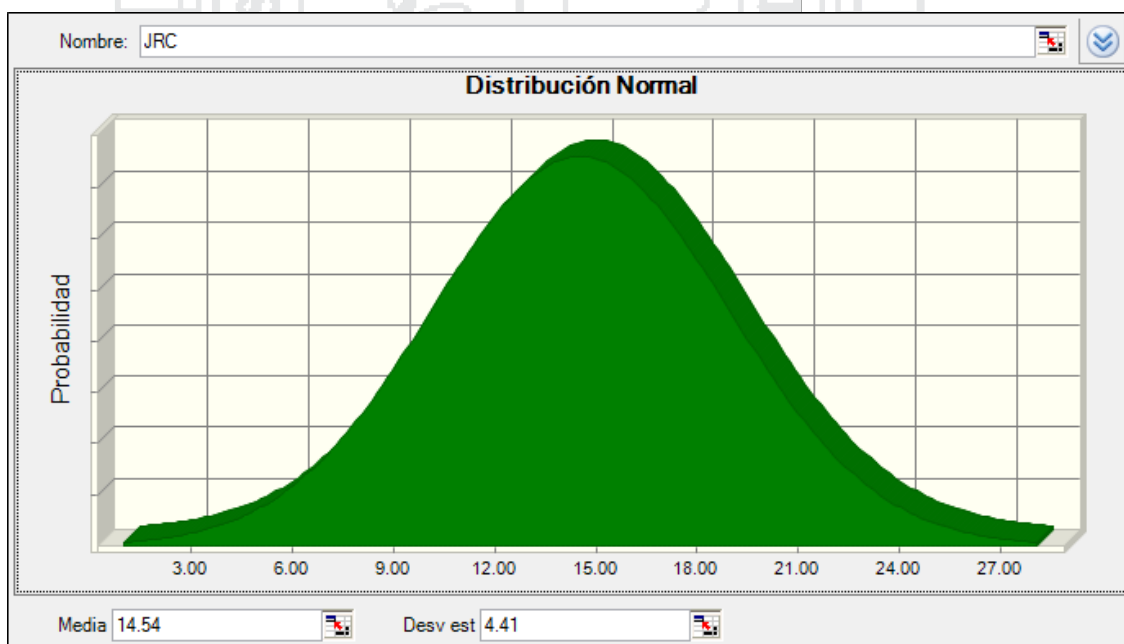
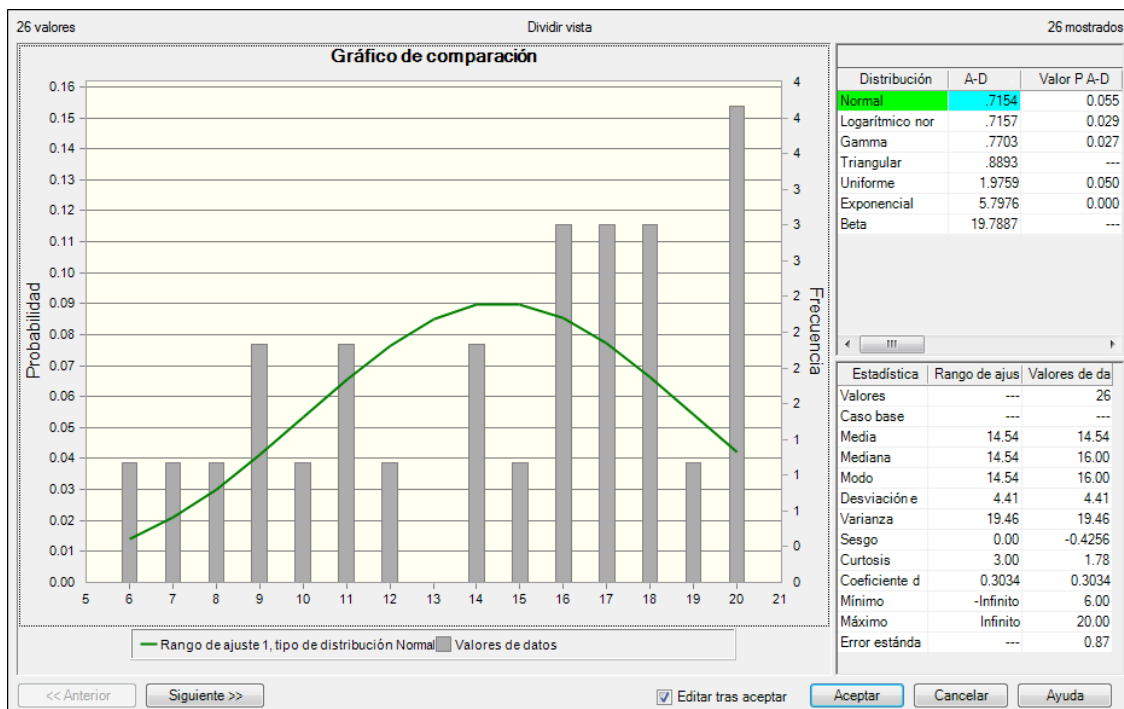


Gráfico 43 : Polígonos de frecuencia de coeficiente de rugosidad de juntas de la Familia 02.

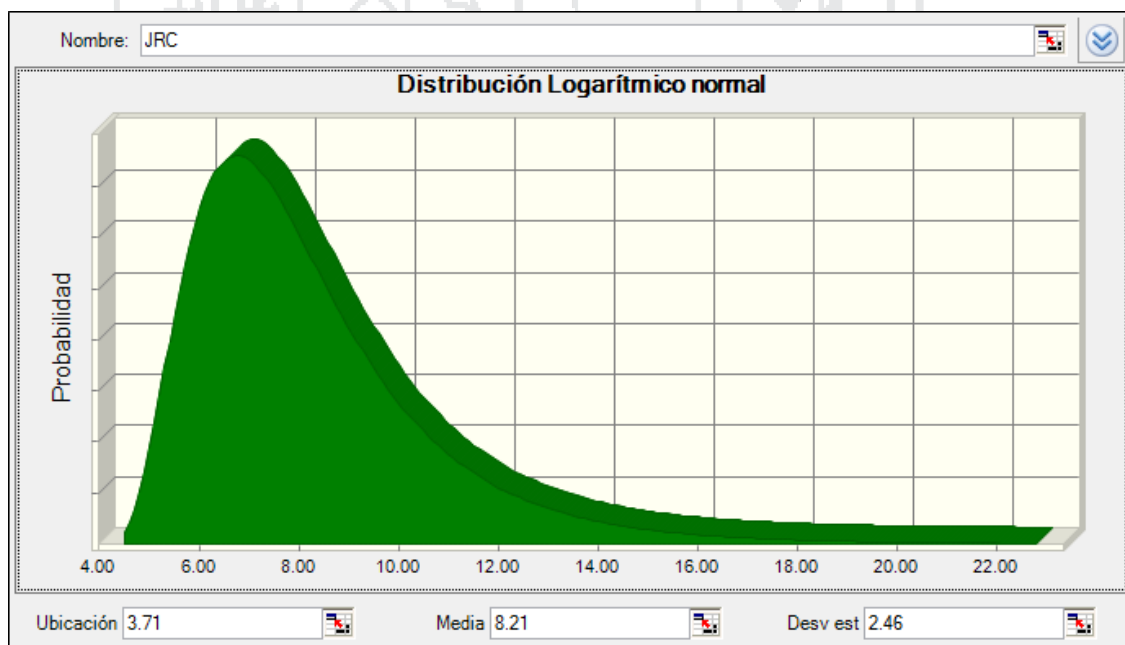
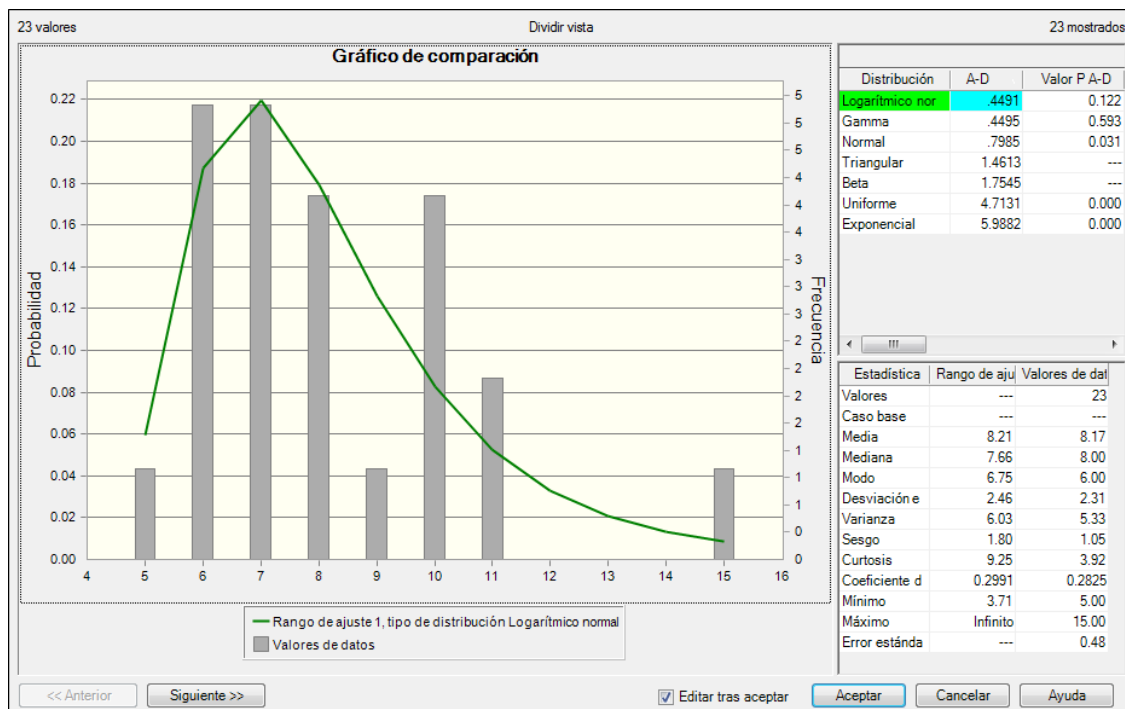


Gráfico 44 : Polígonos de frecuencia de coeficiente de rugosidad de juntas de la Familia 03.

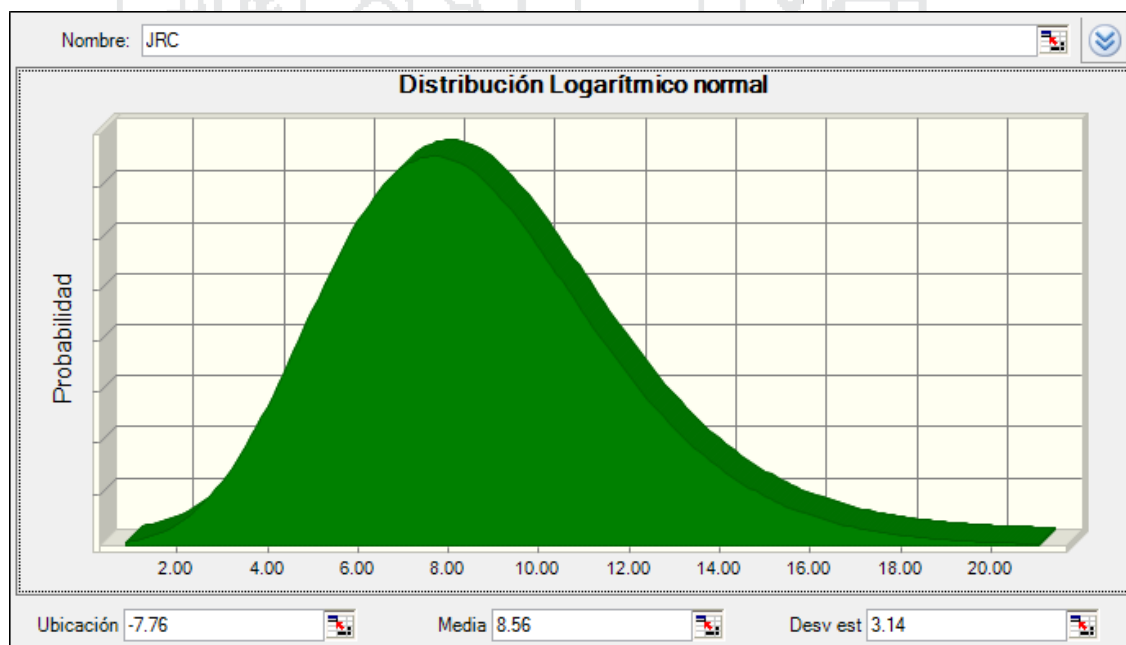
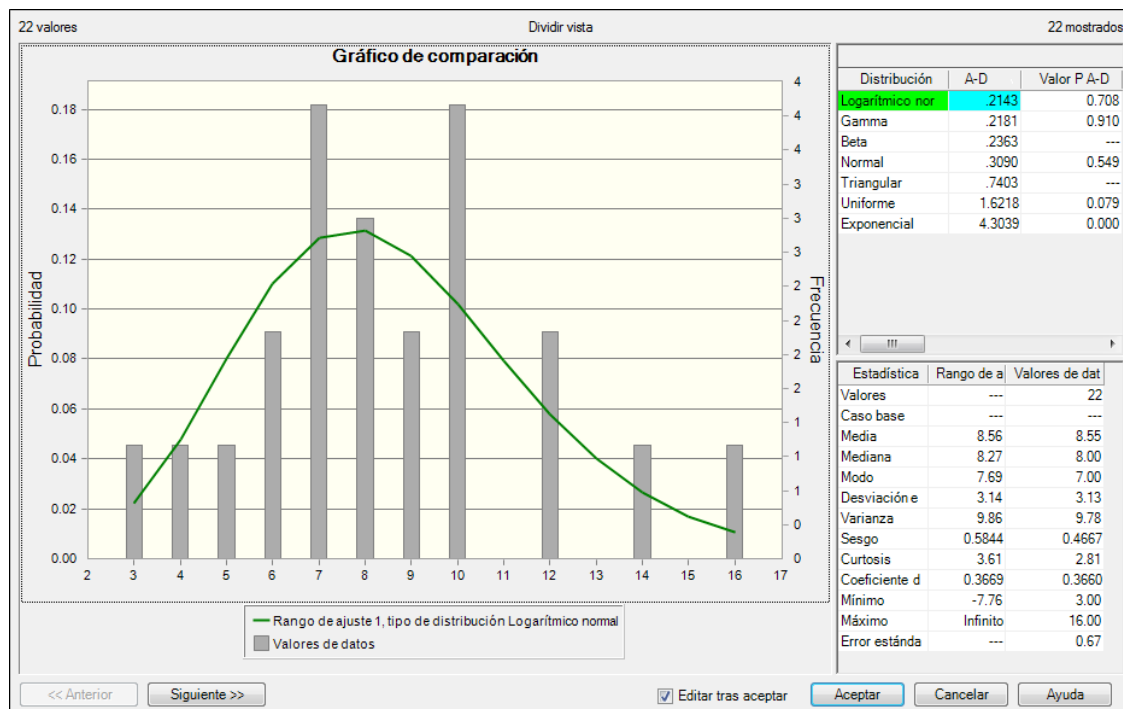


Gráfico 45 : Polígonos de frecuencia de coeficiente de rugosidad de juntas de la Familia 04.

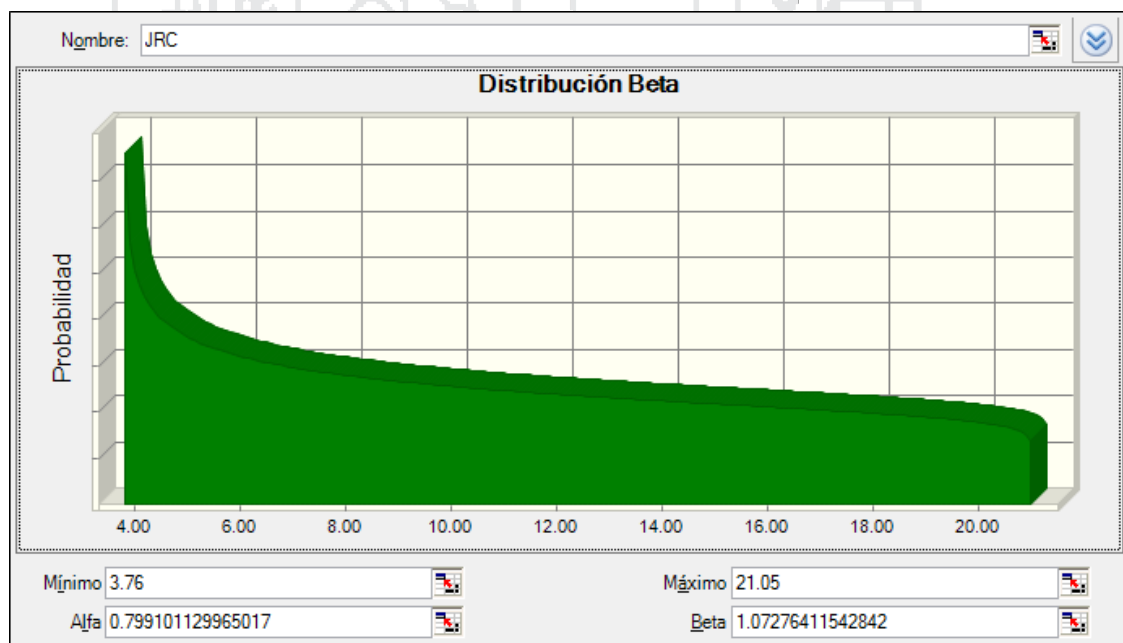
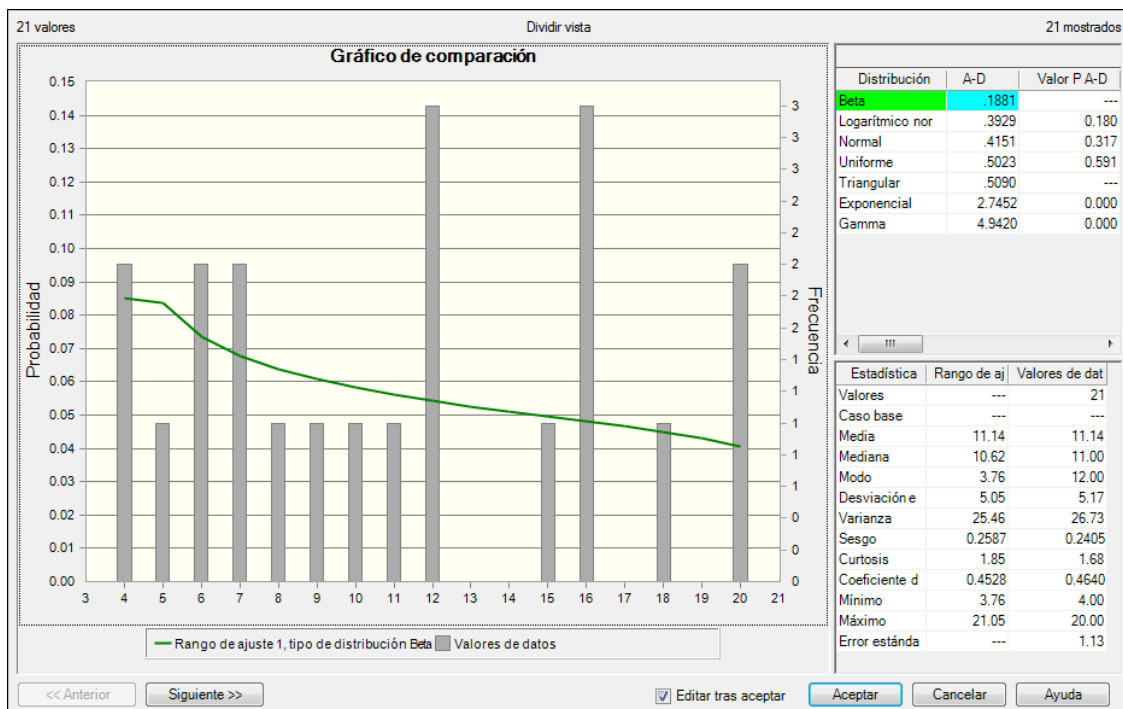


Gráfico 46 : Polígonos de frecuencia de frecuencia de coeficiente de rugosidad de juntas de la Familia 05.



ANEXO 05 - J
HISTOGRAMAS DE RELLENO

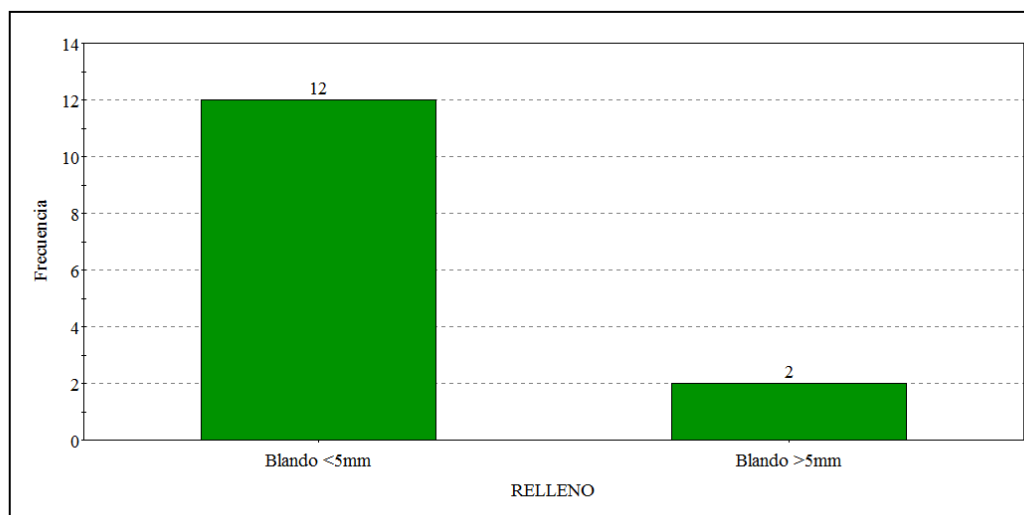


Gráfico 47 : Histograma de relleno de la Familia 01.

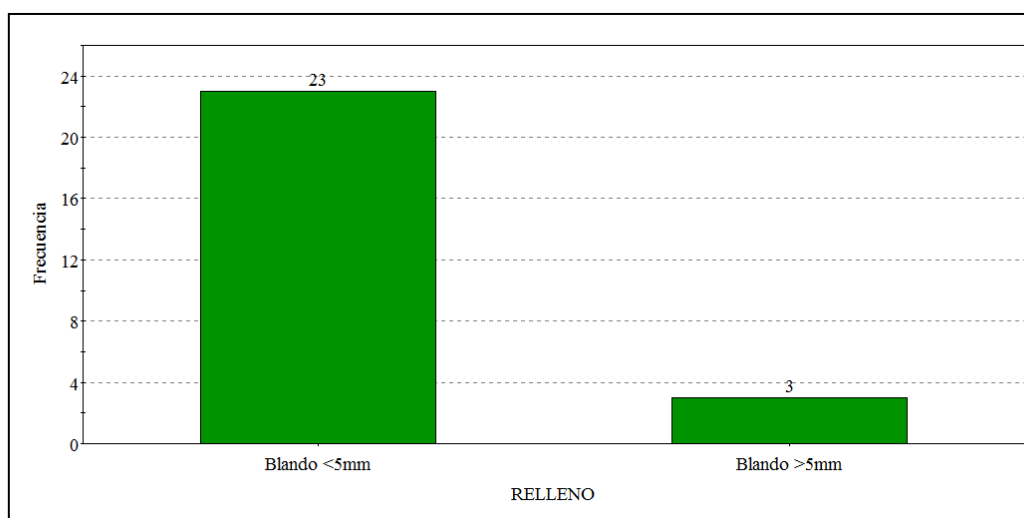


Gráfico 48 : Histograma de relleno de la Familia 02.

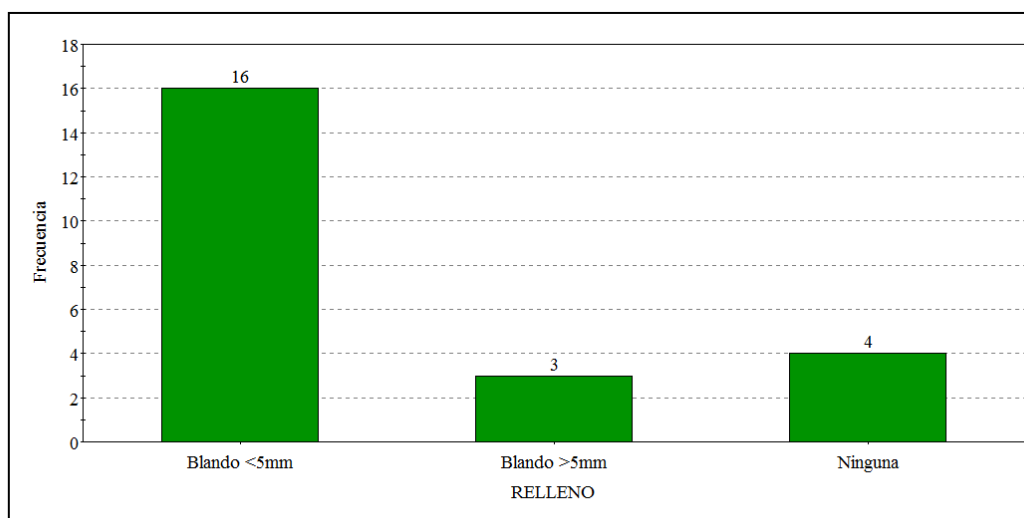


Gráfico 49 : Histograma de relleno de la Familia 03.

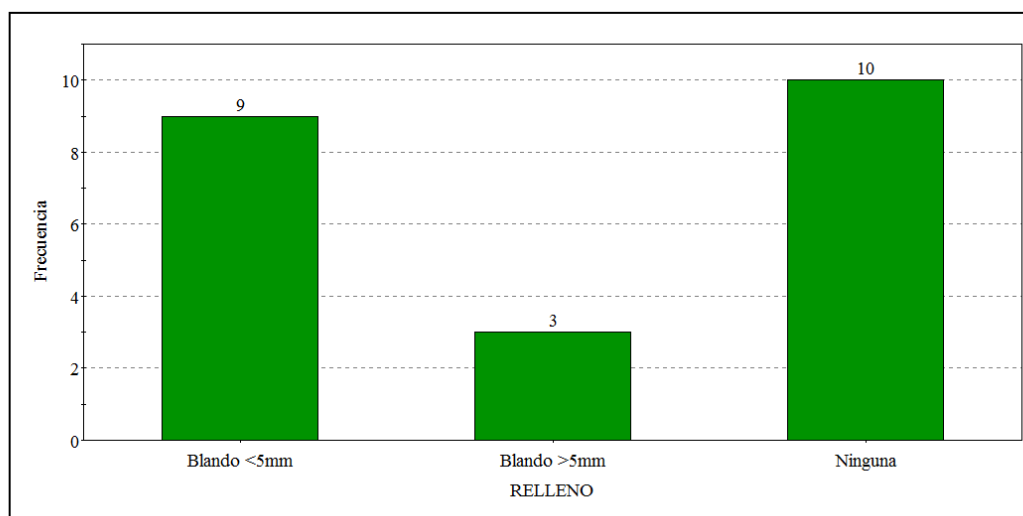


Gráfico 50 : Histograma de relleno de la Familia 04.

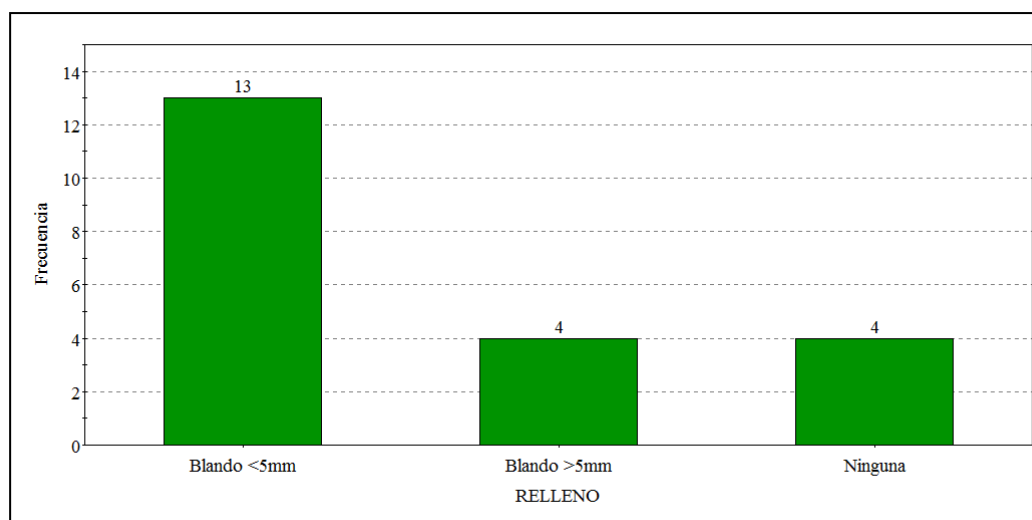


Gráfico 51 : Histograma de relleno de la Familia 05.



ANEXO 05 - K
HISTOGRAMAS DE ALTERACIÓN

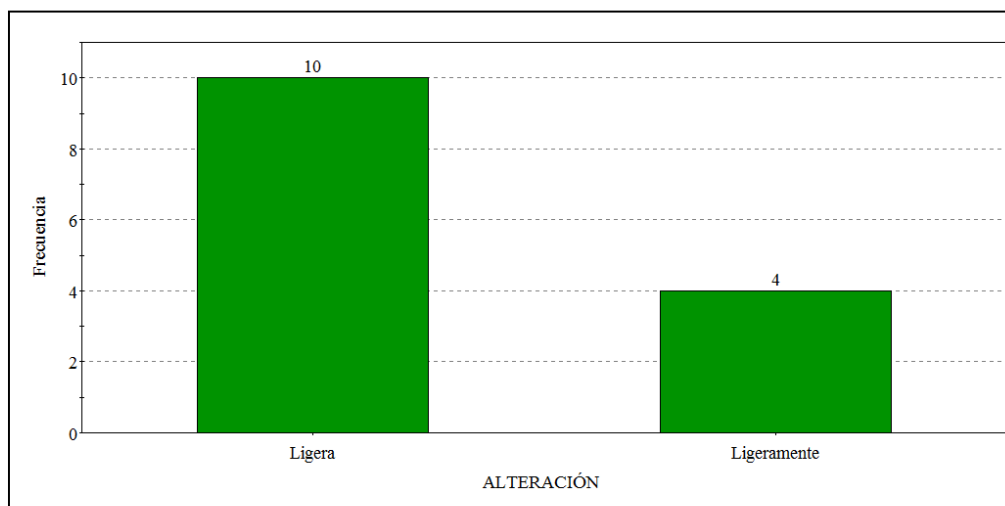


Gráfico 52 : Histograma de alteración de la Familia 01.

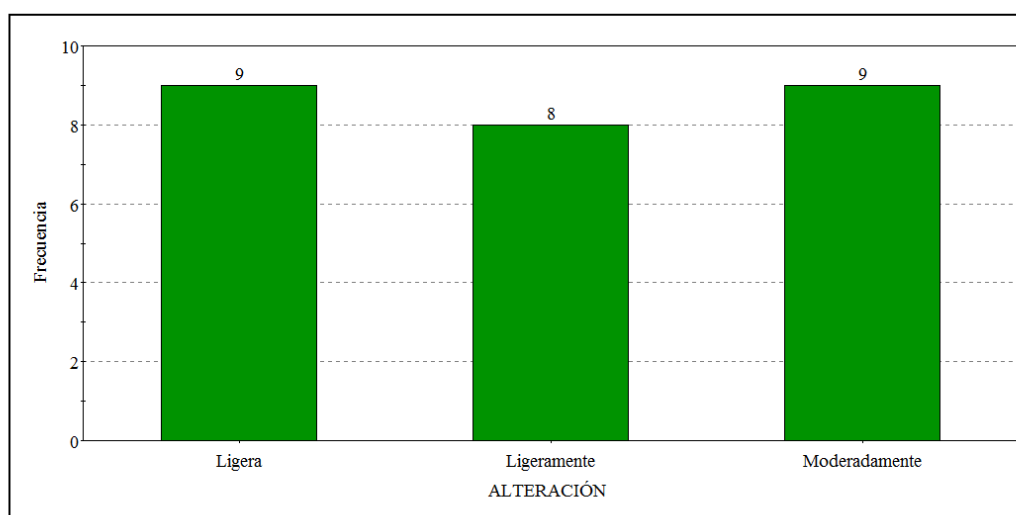


Gráfico 53 : Histograma de alteración de la Familia 02.

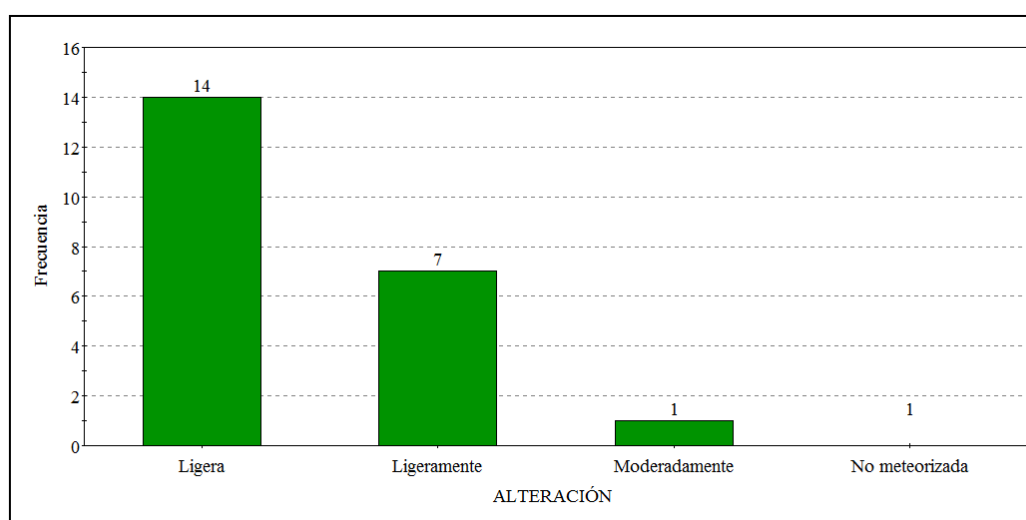


Gráfico 54 : Histograma de alteración de la Familia 03.

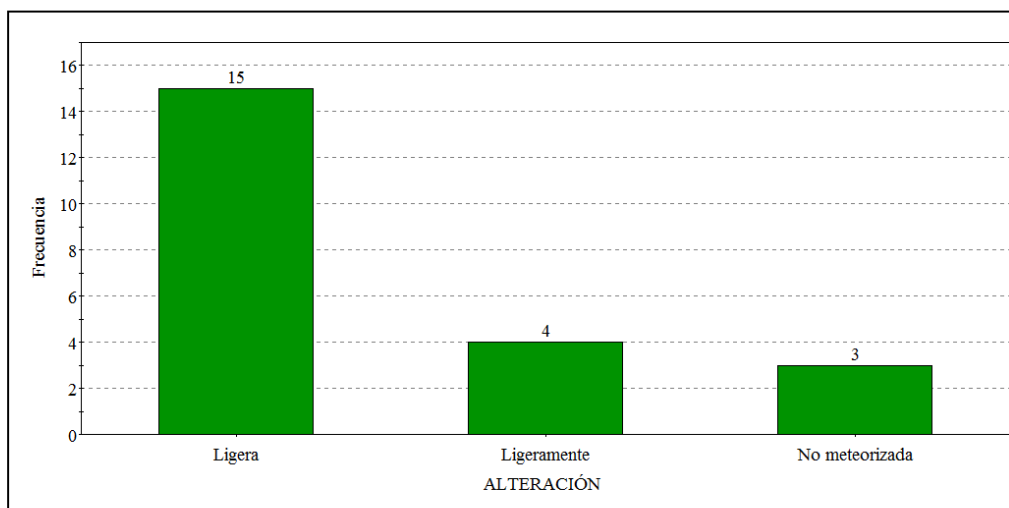


Gráfico 55 : Histograma de alteración de la Familia 04.

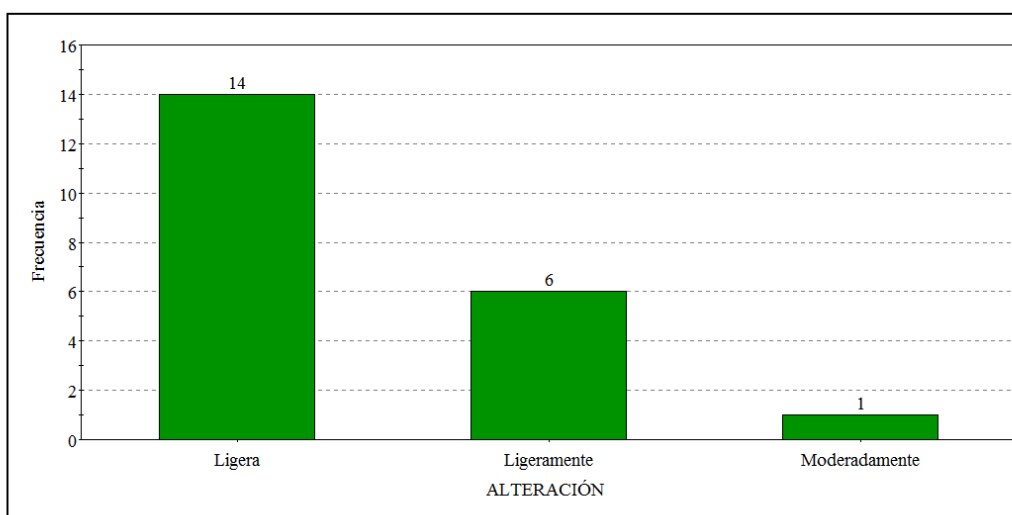


Gráfico 56 : Histograma de alteración de la Familia 05.



ANEXO 05 - L
HISTOGRAMAS DE AGUA

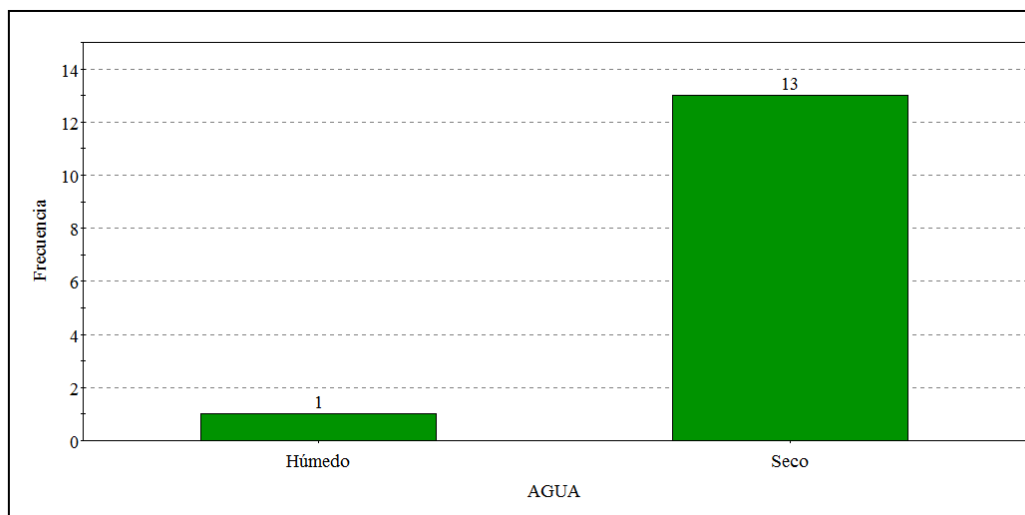


Gráfico 57 : Histograma de agua en la Familia 01.

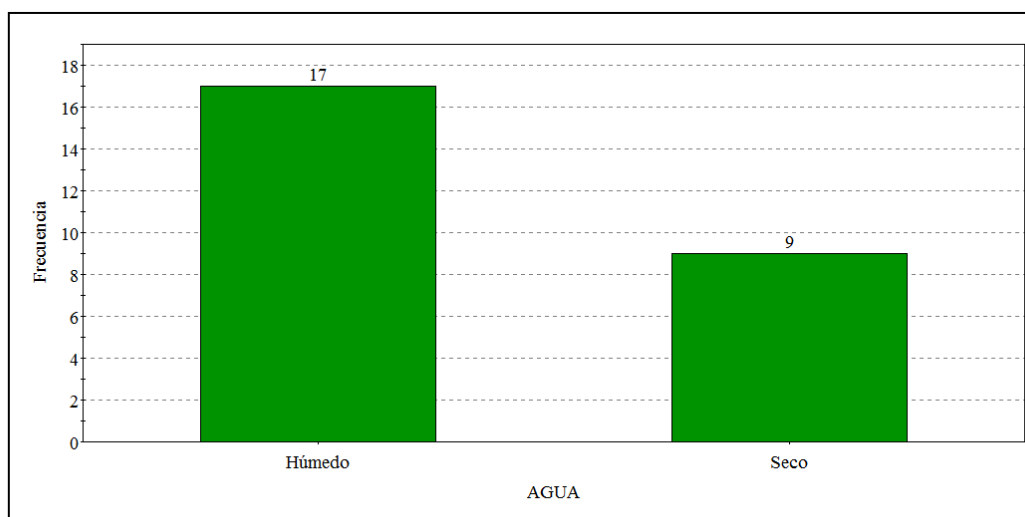


Gráfico 58 : Histograma de agua en la Familia 02.

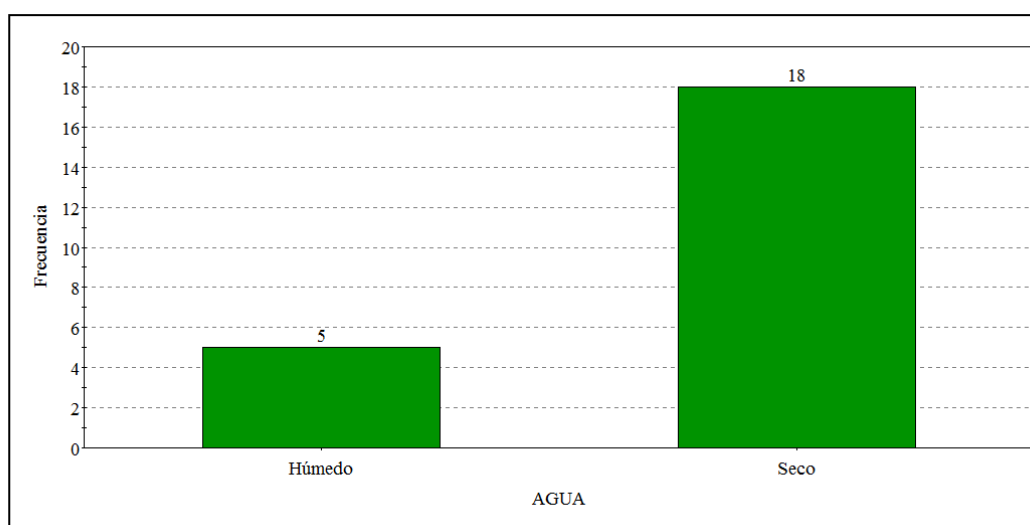


Gráfico 59 : Histograma de agua en la Familia 03.

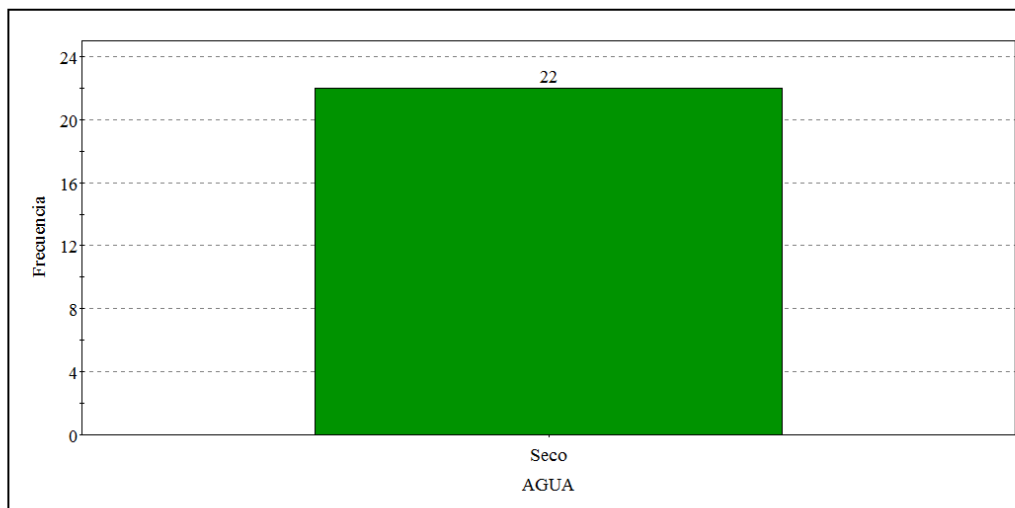


Gráfico 60 : Histograma de agua en la Familia 04.

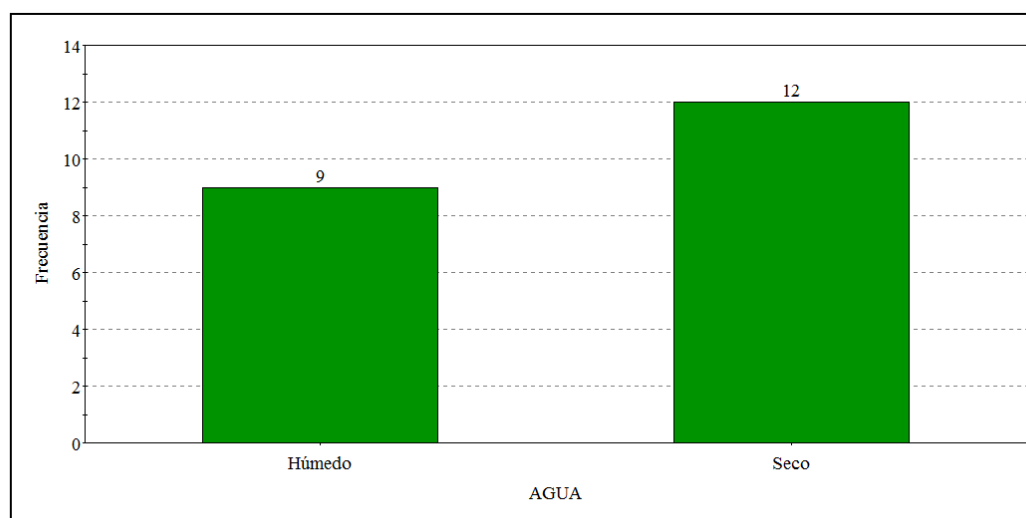
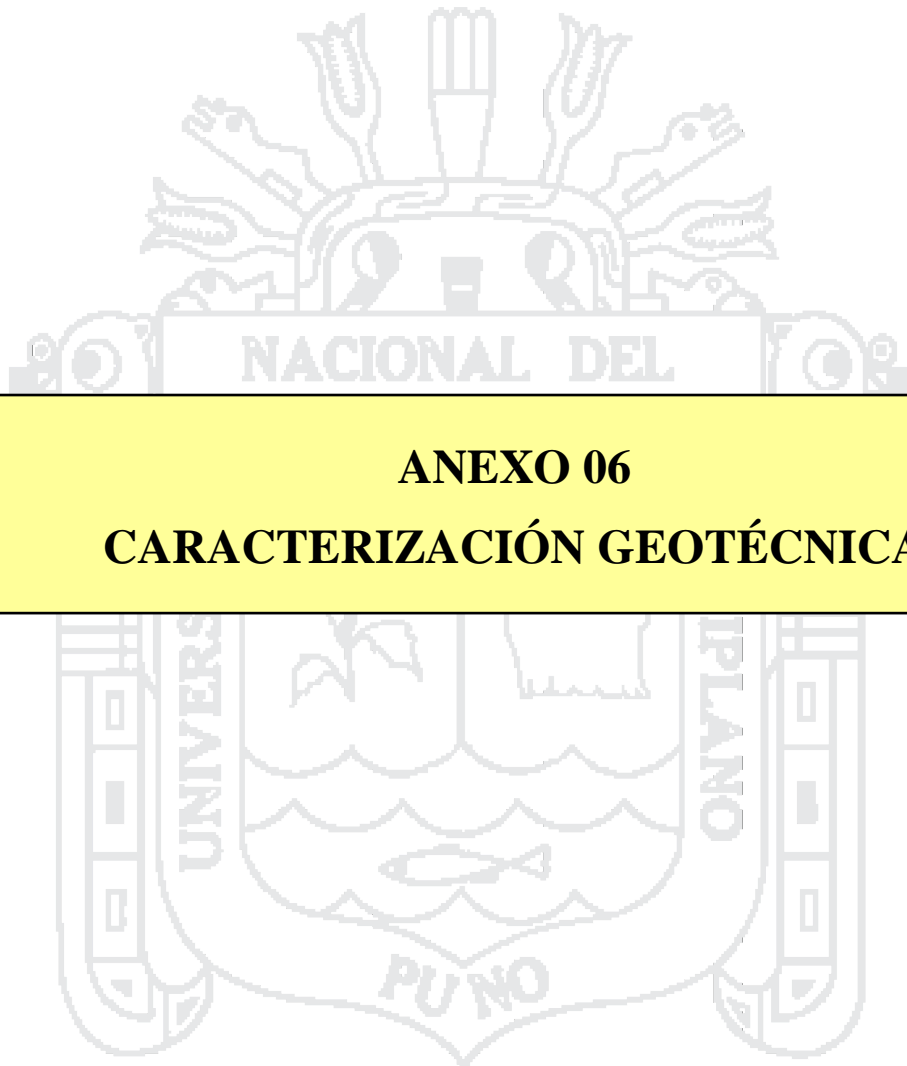


Gráfico 61 : Histograma de agua en la Familia 05.



ANEXO 06
CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA



ANEXO 06 - A
CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO
ROCOSO: RMR (ROCK MASS RATING) Y GSI
(GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)

Tabla 07

Clasificación geotécnica del macizo rocoso RMR y GSI de la zona 01.

Buzamiento (°)	Dirección de Buzamiento (°)	UCS		RQD	Espaciamiento entre discontinuidades	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES						RMR	GSI		
		Resistencia a la Compresión				Persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización	Agua Subterránea				
82	194	12.00	14.75	7.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	5	1	1	1	1	5	15	63.3	58.3
84	193	12.10	14.00	7.5	1 < 1m 2- 0.6-2 m 3- 200-600 mm 4- 60-200 mm 5- < 60 mm	6	8	1	1	1	1	5	15	62.6	57.6
78	202	12.10	14.75	8.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	4	1	1	1	1	5	15	63.9	58.9
87	200	12.25	14.00	8.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	5	1	1	1	1	5	15	64.8	59.8
71	225	12.25	16.25	12.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	6	1	6	6	6	5	15	75.0	70.0
72	224	12.40	15.25	15.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	6	3	6	6	6	5	15	79.2	74.2
80	190	12.30	15.25	8.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	5	1	5	1	1	5	15	65.6	60.6
45	80	12.40	14.75	8.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	6	1	6	6	6	5	15	71.2	66.2
42	84	12.25	14.75	7.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	6	1	6	6	6	5	15	70.5	65.5
51	85	12.20	13.00	9.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	2	0	1	1	1	5	15	62.7	57.7
45	88	12.30	12.50	11.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	2	0	1	1	1	5	15	63.8	58.8
88	203	12.05	14.75	10.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	5	3	1	1	1	5	15	69.3	64.3
87	208	12.40	15.25	10.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	5	1	1	1	1	5	15	68.7	63.7
54	275	12.20	15.25	11.3	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	3	3	6	6	6	5	15	76.7	71.7
61	281	12.25	14.75	11.2	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	3	3	6	6	6	5	15	76.2	71.2
64	330	12.25	16.75	15.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	1	6	1	1	1	3	10	69.5	64.5
55	311	12.40	18.25	20.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	4	6	1	1	1	3	10	75.7	70.7
53	308	12.40	18.25	20.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	4	6	1	1	1	3	10	74.7	69.7
50	301	12.35	16.75	15.5	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	4	6	0	0	0	3	10	67.6	62.6
48	306	12.20	16.25	20.0	1 < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	4	6	1	0	0	3	10	72.5	67.5

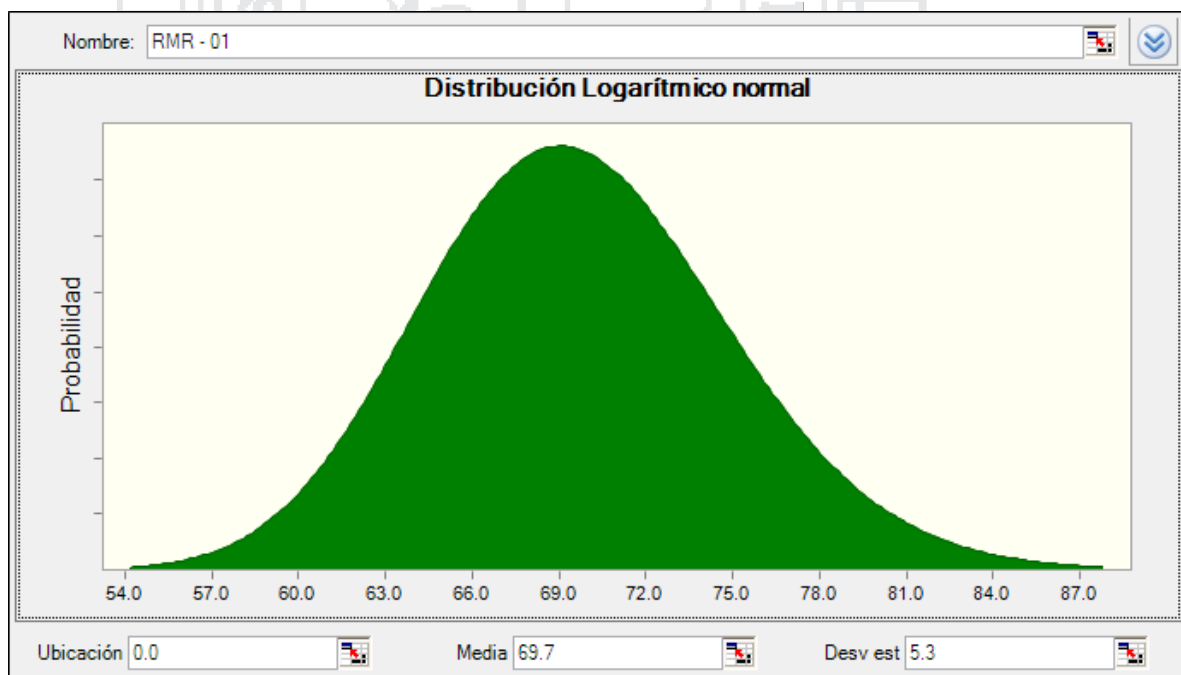
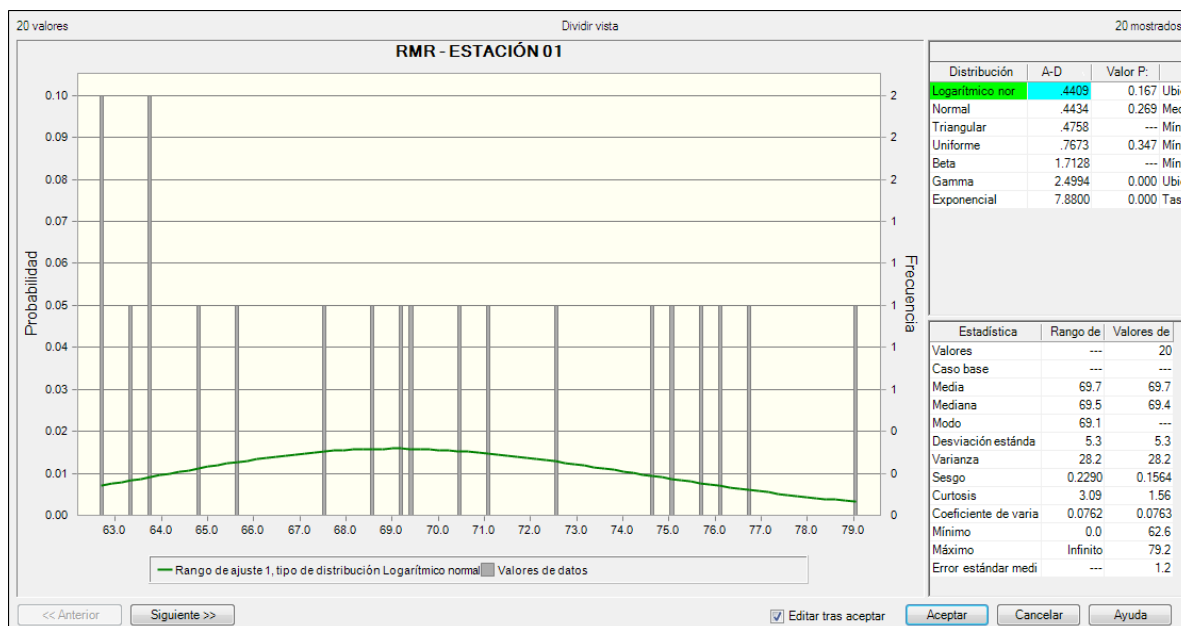


Gráfico 62 : Polígonos de frecuencia del RMR de la zona 01.

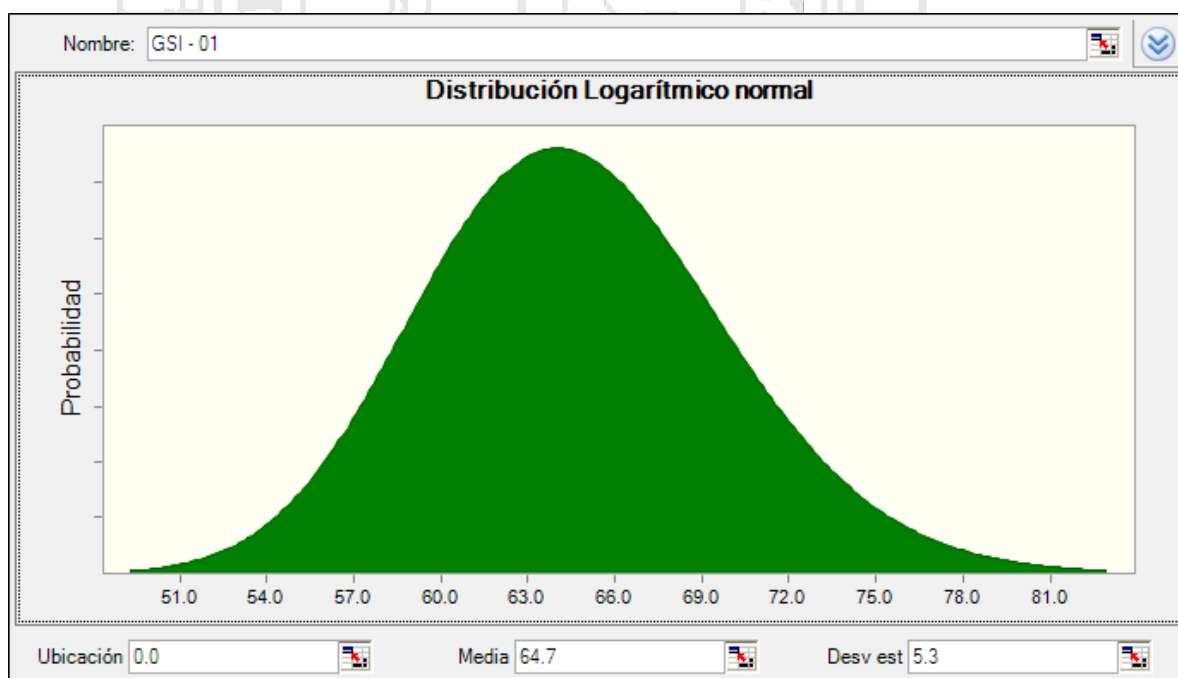
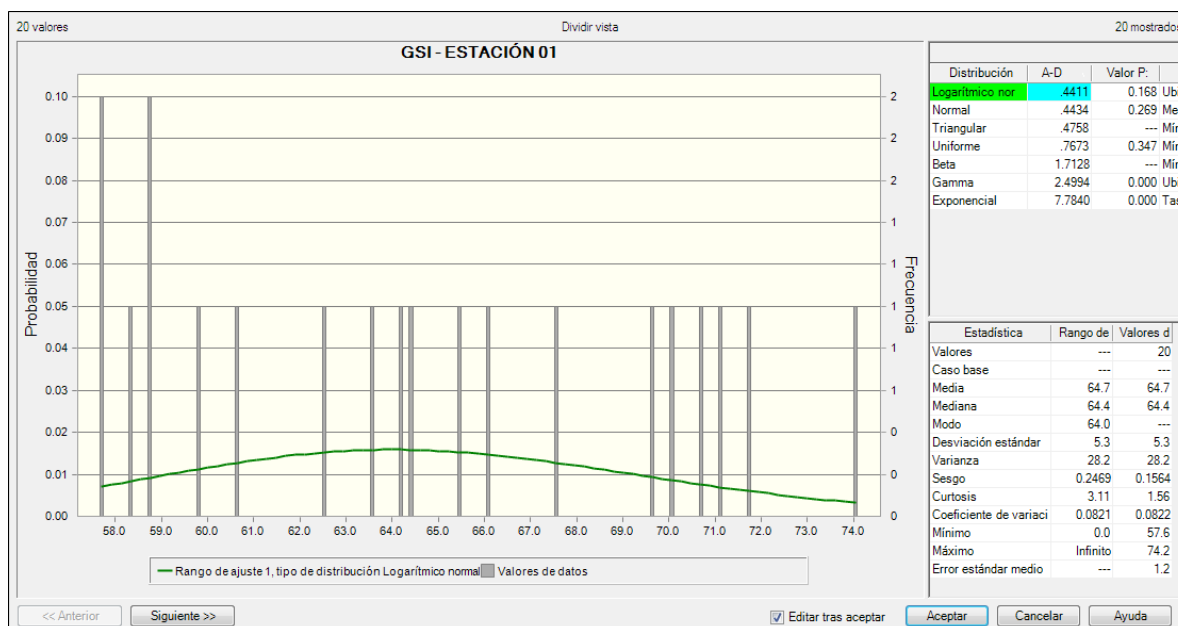


Gráfico 63 : Polígonos de frecuencia del GSI de la zona 01

Tabla 08
Clasificación geotécnica del macizo rocoso RMR y GSI de la zona 02.

Buzamiento (°)	Dirección de Buzamiento (°)	UCS		RQD	Espaciamiento entre discontinuidades	Persistencia	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES						Agua Subterránea					RMR	GSI
		Resistencia a la Compresión					Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización	1- Completamente seco	2- Hmedo	3- Mojado	4- Gotear	5-Fluyendo				
66	14	12.00	14.00	11.0	4	0	1- Cerrada 0	1- Muy rugoso	1- Ninguna	1- Relleno duro <5mm	1- No meteorizada	1- Completamente seco	15	15	64.0	59.0			
70	20	12.50	13.00	10.5	4	0	2- Muy Angosta < 0,1 mm	2- Rugoso	4- Lisa	2- Relleno duro >5mm	2- Ligera	2- Hmedo	10	15	61.0	56.0			
63	325	12.25	14.75	15.5	4	4	3- Angosta 0,1 - 1,0 mm	3- Ligera	3- Ligera	3- Relleno duro <5mm	3- Moderada	3- Mojado	7	10	69.5	64.5			
65	326	12.25	18.21	20.0	3	4	4- Abierta 1.0 - 5.0 mm	4- Lisa	5- Muy lisa	4- Relleno blando <5mm	4- Ligera	4- Gotear	4	10	76.5	71.5			
57	312	12.50	17.50	19.0	2	4	5- Muy abierta > 5.0 mm	1- Muy rugoso	1- Muy lisa	5- Relleno blando >5mm	5- No meteorizada	5- Fluyendo	15	10	74.0	69.0			
52	314	12.00	18.21	20.0	2	4	1- Cerrada 0	2- Rugoso	4- Lisa	1- Relleno duro <5mm	1- No meteorizada	1- Completamente seco	15	10	75.2	70.2			
69	11	12.00	14.75	9.0	3	4	1- Cerrada 0	1- Muy rugoso	4- Lisa	1- Relleno duro <5mm	1- No meteorizada	1- Completamente seco	15	15	64.8	59.8			
74	16	12.25	14.75	9.5	3	4	1- Cerrada 0	2- Rugoso	4- Lisa	2- Relleno duro <5mm	2- Ligera	2- Hmedo	10	15	65.5	60.5			
49	122	12.25	14.00	8.0	3	1	2- Muy Angosta < 0,1 mm	3- Ligera	3- Ligera	3- Relleno duro >5mm	3- Moderada	3- Mojado	7	15	62.3	57.3			
55	125	12.25	13.00	11.5	3	1	3- Angosta 0,1 - 1,0 mm	4- Lisa	5- Muy lisa	4- Relleno blando <5mm	4- Ligera	4- Gotear	4	10	59.8	54.8			
70	23	12.00	13.00	10.0	2	1	4- Abierta 1.0 - 5.0 mm	1- Muy rugoso	1- Muy lisa	5- Relleno blando >5mm	5- No meteorizada	5- Fluyendo	15	10	55.0	50.0			
64	329	12.10	12.60	8.0	2	4	5- Muy abierta > 5.0 mm	2- Rugoso	4- Lisa	1- Relleno duro <5mm	1- No meteorizada	1- Completamente seco	15	15	65.7	60.7			
55	318	12.25	17.50	17.5	2	5	1- Cerrada 0	3- Ligera	3- Ligera	2- Relleno duro <5mm	3- Moderada	3- Mojado	7	10	76.3	71.3			
54	324	12.00	17.00	15.5	2	5	2- Muy Angosta < 0,1 mm	4- Lisa	5- Muy lisa	3- Relleno duro >5mm	4- Ligera	4- Gotear	4	10	73.5	68.5			
78	221	12.10	16.25	7.0	1	6	3- Angosta 0,1 - 1,0 mm	1- Muy rugoso	1- Muy lisa	4- Relleno blando <5mm	5- No meteorizada	5- Fluyendo	15	15	71.4	66.4			
71	228	12.10	14.00	8.0	1	6	4- Abierta 1.0 - 5.0 mm	2- Rugoso	4- Lisa	2- Relleno duro <5mm	2- Ligera	2- Hmedo	10	15	70.1	65.1			
73	214	12.25	14.75	9.5	1	6	5- Muy abierta > 5.0 mm	3- Ligera	3- Ligera	3- Relleno duro >5mm	3- Moderada	3- Mojado	7	15	72.5	67.5			

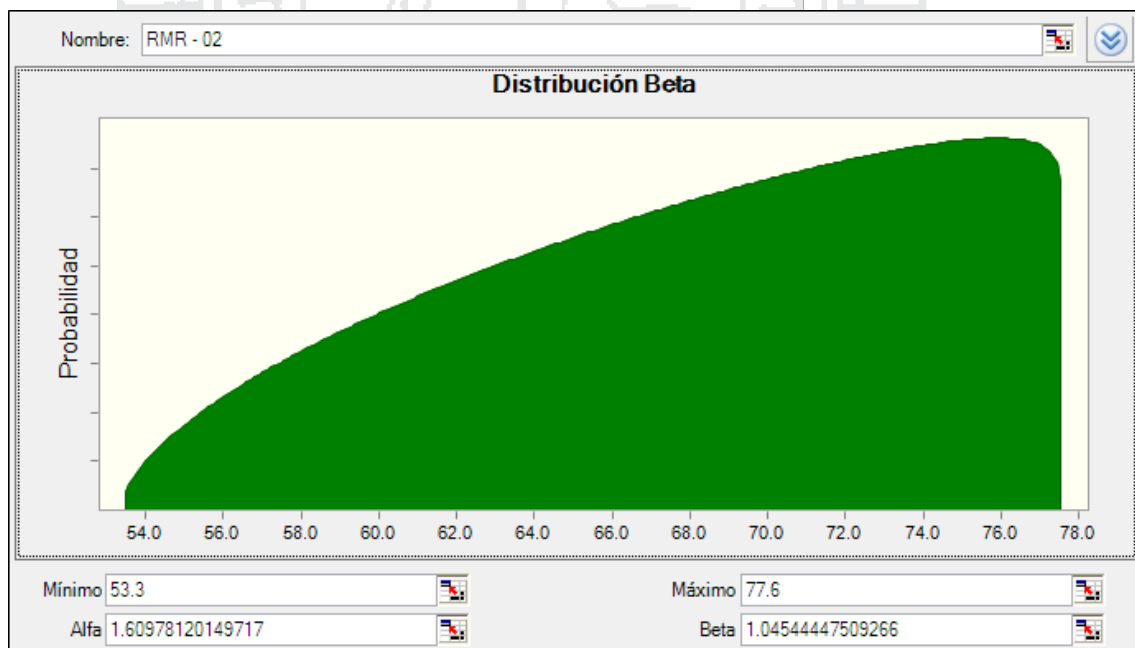
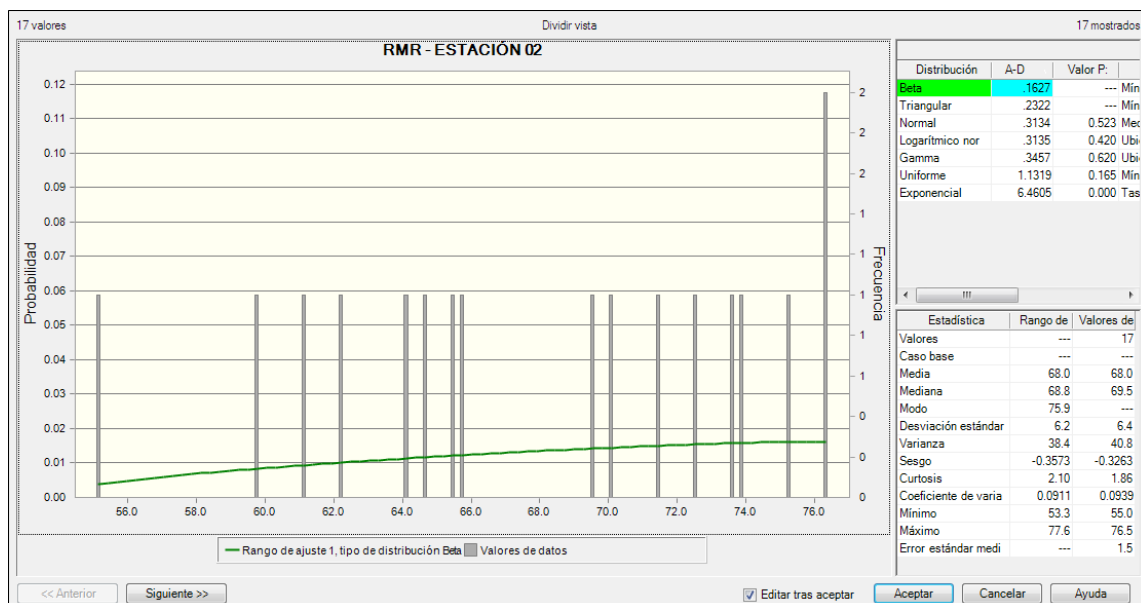


Gráfico 64 : Polígonos de frecuencia del RMR de la zona 02.

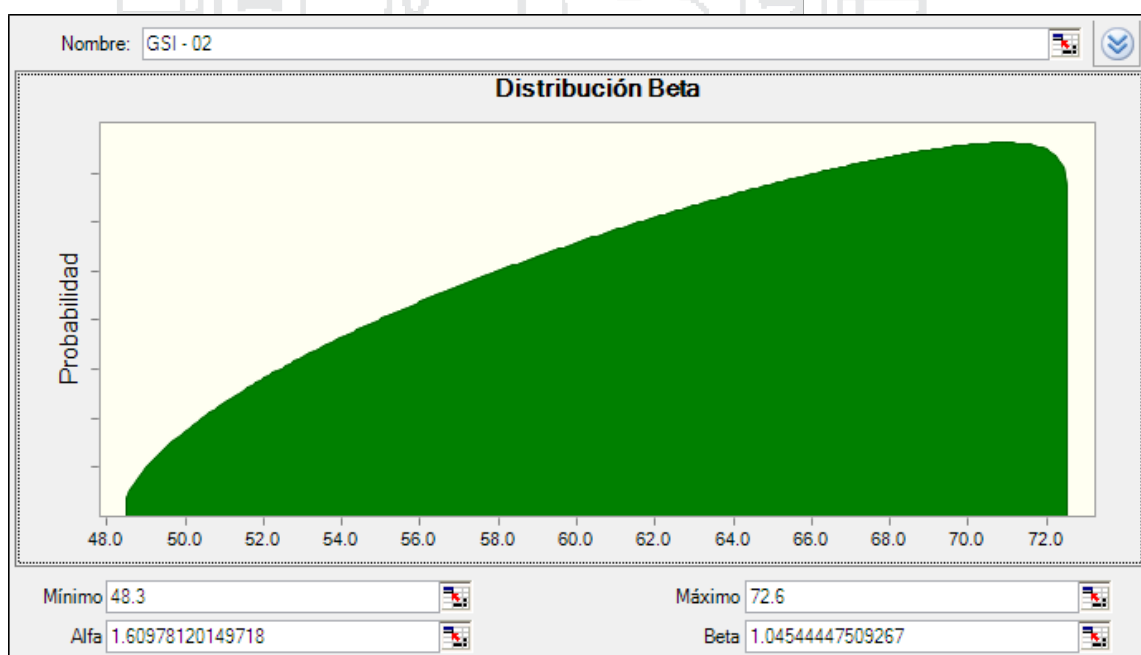
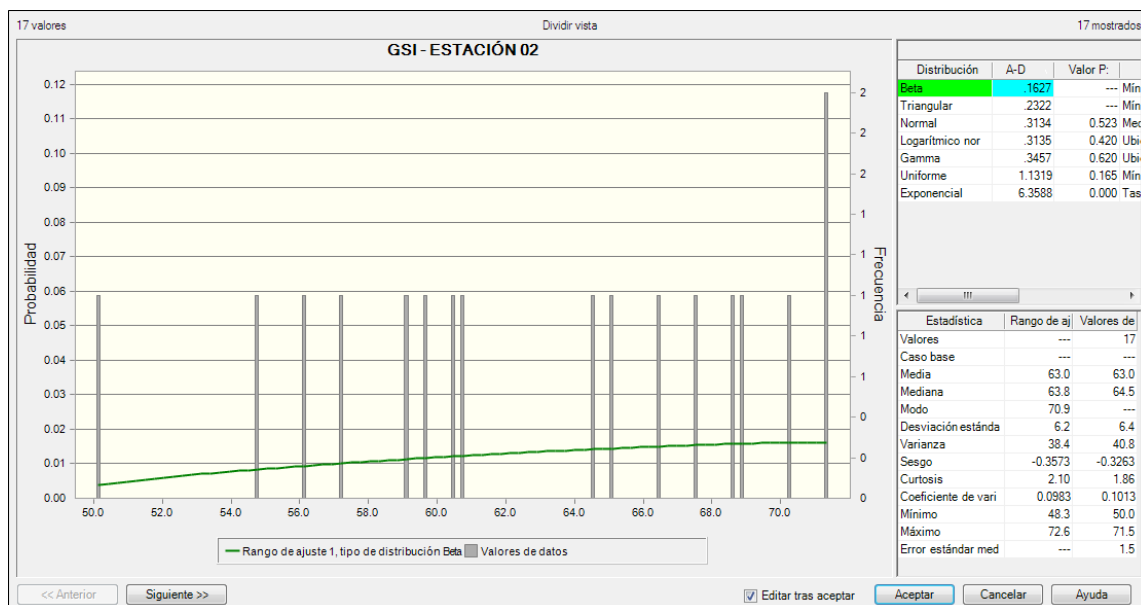


Gráfico 65 : Polígonos de frecuencia del GSI de la zona 02.



Tabla 09

Clasificación geotécnica del macizo rocoso RMR y GSI de la zona 03.

Buzamiento (°)	Dirección de Buzamiento (°)	UCS		RQD	Espaciamiento entre discontinuidades	Persistencia	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES						Agua Subterránea	RMR	GSI
		Resistencia a la Compresión	Resistencia a la Tensión				Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización	15	10			
70	275	1 - > 250 Mpa	1 - > 25 Mpa	7.00	1 - > 2 m	1 - < 1m	1 - Cerrada 0	1 - Muy rugoso	1 - Ninguna	1 - No meteorizada	1 - Completamente seco	15	55.3	50.3	
76	255	2 - 100-250 Mpa	2 - 25 Mpa	7.25	2 - 0.6-2 m	2 - 1-3 m	2 - Muy Angosta < 0.1 mm	2 - Rugoso	2 - Ligera	2 - Ligera	2 - Húmedo	15	52.4	47.4	
68	268	3 - 50-100 Mpa	3 - 25 Mpa	7.25	3 - 200-600 mm	3 - 3-10 m	3 - Angosta 0.1 - 1.0 mm	3 - Ligera	3 - Ligera	3 - Moderadamente	3 - Húmedo	15	52.5	47.5	
66	280	4 - 25-50 Mpa	4 - 25 Mpa	8.25	4 - 60-200 mm	4 - 1-3 m	4 - Abierta 1.0 - 5.0 mm	4 - Lisa	4 - Relleno duro < 5mm	4 - Altamente meteorizada	4 - Húmedo	15	56.3	51.3	
64	285	5 - < 25 Mpa	5 - < 25 Mpa	8.75	5 - < 60 mm	5 - 10-20 m	5 - Muy abierta > 5.0 mm	5 - Muy lisa	5 - Relleno blando < 5mm	5 - Descompuesta	5 - Completamente seco	15	53.0	48.0	
63	285			7.25	1 - > 2 m	2 - 1-3 m	1 - Cerrada 0	1 - Muy rugoso	1 - Ninguna	1 - No meteorizada	1 - Completamente seco	15	52.5	47.5	
65	287			7.75	2 - 0.6-2 m	2 - 1-3 m	2 - Muy Angosta < 0.1 mm	2 - Rugoso	2 - Ligera	2 - Ligera	2 - Húmedo	15	48.9	43.9	
61	282			7.00	3 - 200-600 mm	3 - 3-10 m	3 - Angosta 0.1 - 1.0 mm	3 - Ligera	3 - Ligera	3 - Moderadamente	3 - Húmedo	15	51.3	46.3	
88	206			8.25	4 - 60-200 mm	4 - 1-3 m	4 - Abierta 1.0 - 5.0 mm	4 - Lisa	4 - Relleno duro < 5mm	4 - Altamente meteorizada	4 - Húmedo	15	59.0	54.0	
86	201			8.75	5 - < 60 mm	5 - 10-20 m	5 - Muy abierta > 5.0 mm	5 - Muy lisa	5 - Relleno blando < 5mm	5 - Descompuesta	5 - Completamente seco	15	58.0	53.0	
82	222			8.25	1 - > 2 m	2 - 1-3 m	1 - Cerrada 0	1 - Muy rugoso	1 - Ninguna	1 - No meteorizada	1 - Completamente seco	15	61.3	56.3	
23	110			7.75	2 - 0.6-2 m	2 - 1-3 m	2 - Muy Angosta < 0.1 mm	2 - Rugoso	2 - Ligera	2 - Ligera	2 - Húmedo	15	52.5	47.5	
18	115			7.75	3 - 200-600 mm	3 - 3-10 m	3 - Angosta 0.1 - 1.0 mm	3 - Ligera	3 - Ligera	3 - Moderadamente	3 - Húmedo	15	54.5	49.5	
81	137			7.25	4 - 60-200 mm	4 - 1-3 m	4 - Abierta 1.0 - 5.0 mm	4 - Lisa	4 - Relleno duro < 5mm	4 - Altamente meteorizada	4 - Húmedo	15	58.3	53.3	
34	115			7.75	5 - < 60 mm	5 - 10-20 m	5 - Muy abierta > 5.0 mm	5 - Muy lisa	5 - Relleno blando < 5mm	5 - Descompuesta	5 - Completamente seco	15	52.3	47.3	
36	114			7.75	1 - > 2 m	2 - 1-3 m	1 - Cerrada 0	1 - Muy rugoso	1 - Ninguna	1 - No meteorizada	1 - Completamente seco	15	53.0	48.0	
64	334			7.75	2 - 0.6-2 m	4 - 1-3 m	2 - Muy Angosta < 0.1 mm	2 - Rugoso	2 - Ligera	2 - Ligera	2 - Húmedo	15	58.8	53.8	
70	342			7.75	3 - 200-600 mm	4 - 1-3 m	3 - Angosta 0.1 - 1.0 mm	3 - Ligera	3 - Ligera	3 - Moderadamente	3 - Húmedo	15	58.4	53.4	

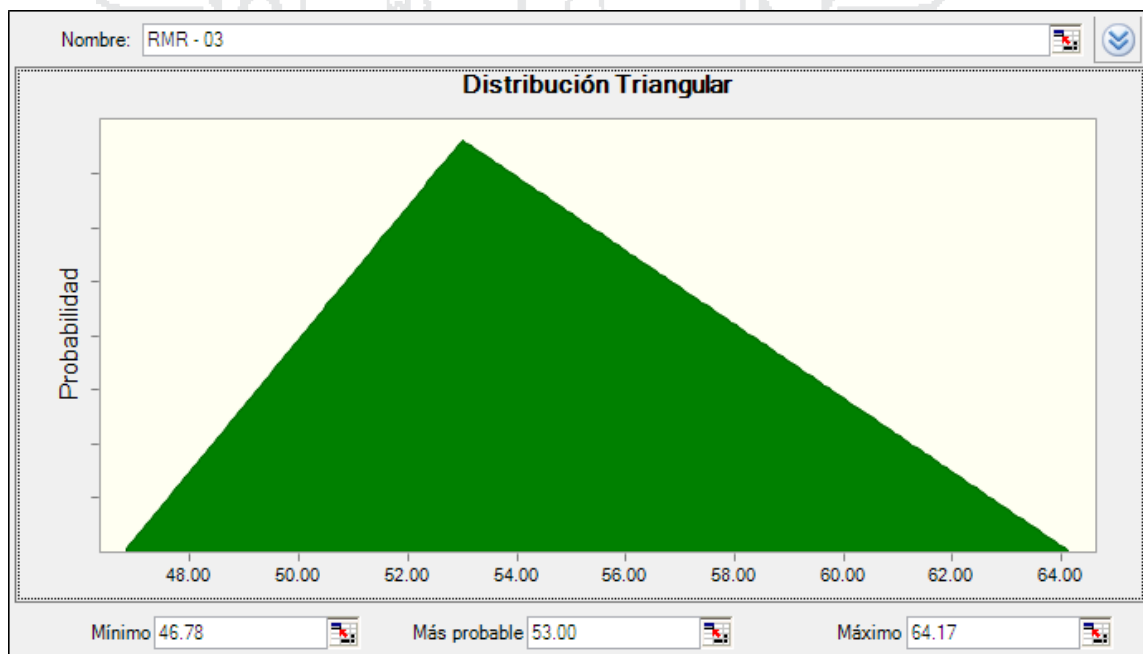
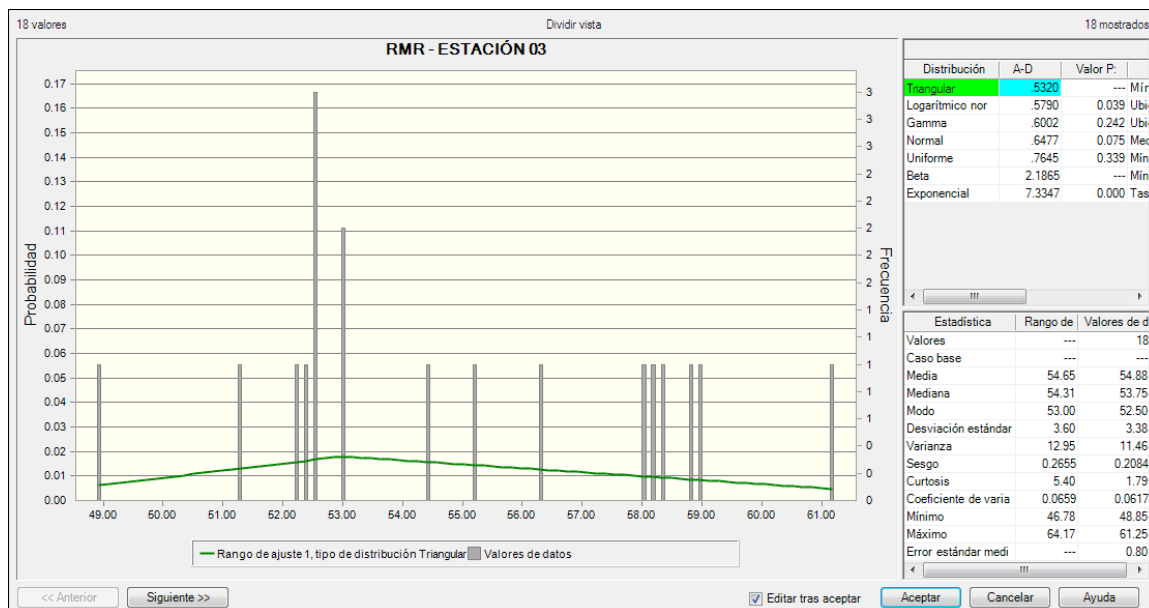


Gráfico 66 : Polígonos de frecuencia del RMR de la zona 03.

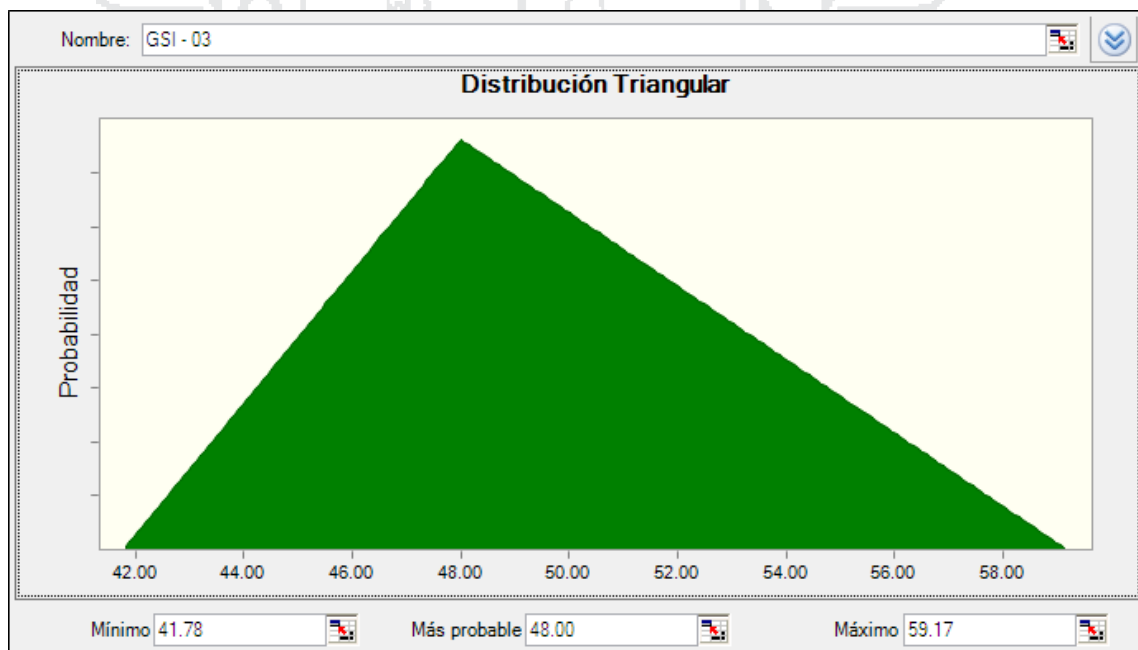
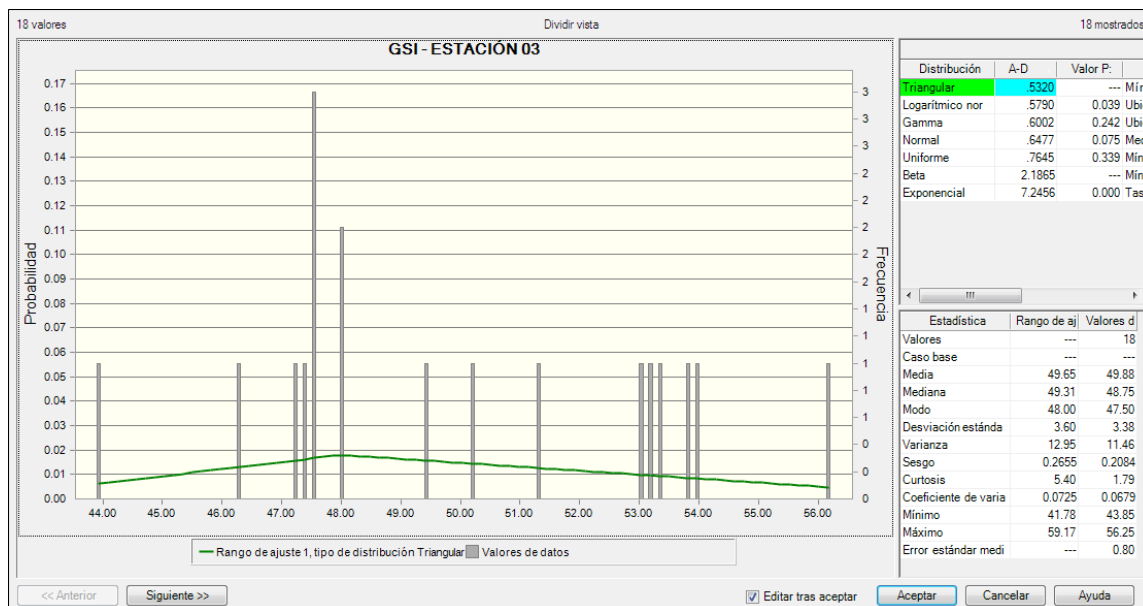


Gráfico 67 : Polígonos de frecuencia del GSI de la zona 03.

Tabla 10
Clasificación geotécnica del macizo rocoso RMR y GSI de la zona 04.

Buzamiento (°)	Dirección de Buzamiento (°)	UCS		RQD	Espaciamiento entre discontinuidades		Persistencia	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES						Agua Subterránea		RMR	GSI
		Resistencia a la Compresión			Apertura	Rugosidad		Relleno	Meteorización	Subterránea							
64	277	1 > 250 Mpa	1 > 250 Mpa	13.00	1. > 2 m	1. < 1m	4	6	1. Cerrada 0	1. Ninguna	1. Relleno duro < 5mm	1. No meteorizada	15	15	66.3	61.3	
67	270	2 - 100-250 Mpa	2 - 100-250 Mpa	12.75	2. 0.6-2 m	2. 1-3 m	3	5	2. Muy Angosta < 0.1 mm	2. Rugoso	2. Relleno duro < 5mm	2. Ligera	10	10	58.0	53.0	
65	278	3 - 50-100 Mpa	3 - 50-100 Mpa	14.00	3. 200-600 mm	3. 3-10 m	3	5	3. Angosta 0.1 - 1.0 mm	3. Ligera	3. Relleno duro > 5mm	3. Moderadamente	15	15	66.8	61.8	
74	255	4 - 25-50 Mpa	4 - 25-50 Mpa	14.00	4. 60-200 mm	4. 10-20 m	4	5	4. Abierta 1.0 - 5.0 mm	4. Lisa	4. Relleno blando < 5mm	4. Altamente meteorizada	15	15	66.0	61.0	
70	253	5 - < 25 Mpa	5 - < 25 Mpa	13.00	5. < 60 mm	5. > 20 m	3	6	5. Muy abierta > 5.0 mm	5. Muy lisa	5. Relleno blando > 5mm	5. Descompuesta	15	15	63.1	58.1	
66	302	1 - 90-100%	1 - 90-100%	12.50	1. < 2 m	1. < 1m	2	4	1. Cerrada 0	1. Muy rugoso	1. Relleno duro < 5mm	1. No meteorizada	10	10	55.8	50.8	
73	12	2 - 100-250 Mpa	2 - 100-250 Mpa	12.50	2. 0.6-2 m	2. 1-3 m	3	4	2. Muy Angosta < 0.1 mm	2. Rugoso	2. Relleno duro < 5mm	2. Ligera	15	15	64.0	59.0	
75	22	3 - 50-100 Mpa	3 - 50-100 Mpa	13.00	3. 200-600 mm	3. 3-10 m	4	4	3. Angosta 0.1 - 1.0 mm	3. Ligera	3. Relleno duro < 5mm	3. Moderadamente	15	15	68.5	63.5	
84	42	4 - 25-50 Mpa	4 - 25-50 Mpa	13.00	4. 60-200 mm	4. 10-20 m	4	4	4. Abierta 1.0 - 5.0 mm	4. Lisa	4. Relleno blando < 5mm	4. Altamente meteorizada	15	15	68.3	63.3	
73	25	5 - < 25 Mpa	5 - < 25 Mpa	14.00	5. < 60 mm	5. > 20 m	3	4	5. Muy abierta > 5.0 mm	5. Muy lisa	5. Relleno blando > 5mm	5. Descompuesta	15	15	65.3	60.3	
74	20	1 - 90-100%	1 - 90-100%	12.50	1. < 2 m	1. < 1m	3	4	1. Cerrada 0	1. Muy rugoso	1. Relleno duro < 5mm	1. No meteorizada	15	15	66.8	61.8	
70	20	2 - 100-250 Mpa	2 - 100-250 Mpa	11.00	2. 0.6-2 m	2. 1-3 m	3	4	2. Muy Angosta < 0.1 mm	2. Rugoso	2. Relleno duro < 5mm	2. Ligera	15	15	65.3	60.3	
61	310	3 - 50-100 Mpa	3 - 50-100 Mpa	12.50	3. 200-600 mm	3. 3-10 m	2	4	3. Angosta 0.1 - 1.0 mm	3. Ligera	3. Relleno duro < 5mm	3. Moderadamente	10	10	62.1	57.1	
55	313	4 - 25-50 Mpa	4 - 25-50 Mpa	13.00	4. 60-200 mm	4. 10-20 m	2	4	4. Abierta 1.0 - 5.0 mm	4. Lisa	4. Relleno blando < 5mm	4. Altamente meteorizada	10	10	61.0	56.0	
28	140	5 - < 25 Mpa	5 - < 25 Mpa	13.00	5. < 60 mm	5. > 20 m	4	4	5. Muy abierta > 5.0 mm	5. Muy lisa	5. Relleno blando > 5mm	5. Descompuesta	15	15	67.0	62.0	
35	122	1 - 90-100%	1 - 90-100%	11.75	1. < 2 m	1. < 1m	6	0	1. Cerrada 0	1. Muy rugoso	1. Relleno duro < 5mm	1. No meteorizada	15	15	63.4	58.4	
58	130	2 - 100-250 Mpa	2 - 100-250 Mpa	11.75	2. 0.6-2 m	2. 1-3 m	5	0	2. Muy Angosta < 0.1 mm	2. Rugoso	2. Relleno duro < 5mm	2. Ligera	15	15	61.9	56.9	
46	133	3 - 50-100 Mpa	3 - 50-100 Mpa	13.00	3. 200-600 mm	3. 3-10 m	3	0	3. Angosta 0.1 - 1.0 mm	3. Ligera	3. Relleno duro < 5mm	3. Moderadamente	15	15	62.3	57.3	

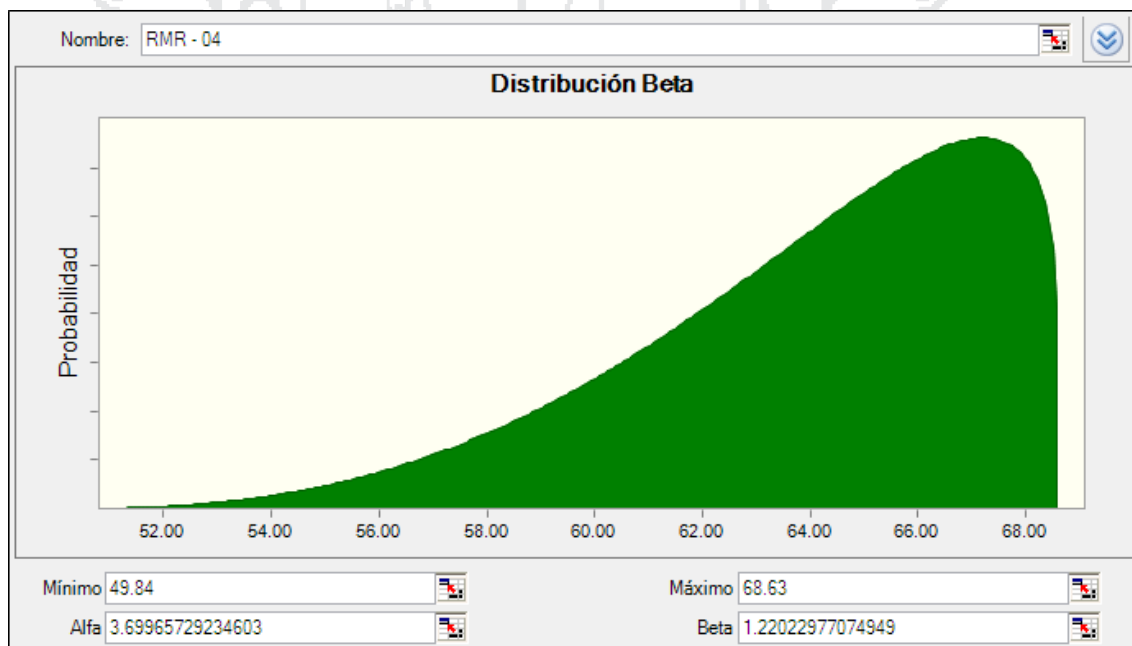
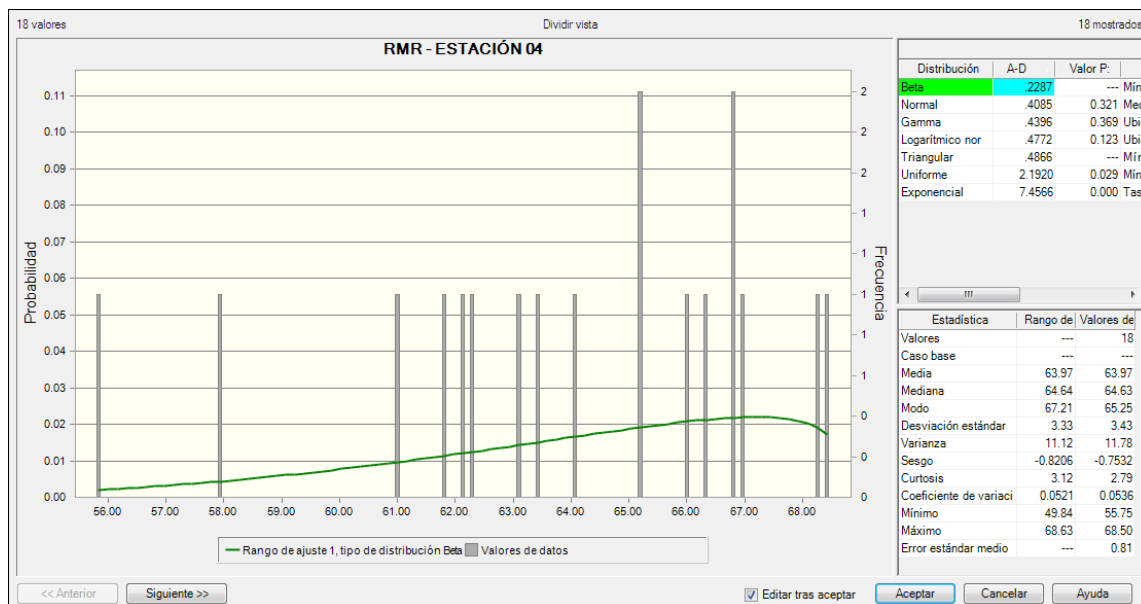


Gráfico 68 : Polígonos de frecuencia del RMR de la zona 04.

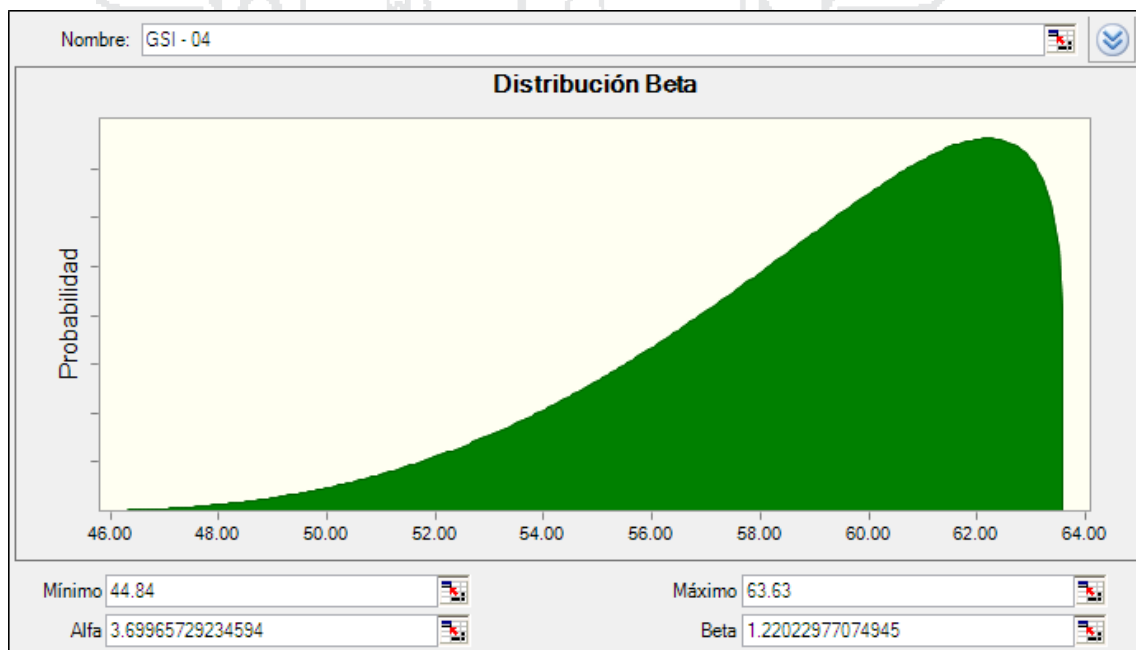
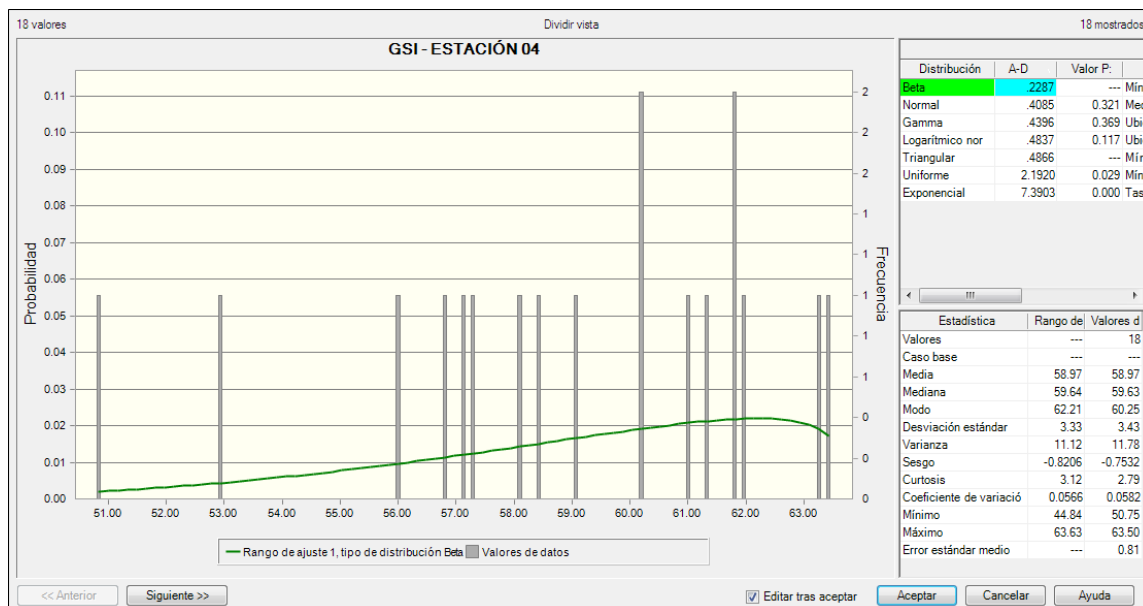


Gráfico 69 : Polígonos de frecuencia del GSI de la zona 04.

Tabla 11

Clasificación geotécnica del macizo rocoso RMR y GSI de la zona 05.

Buzamiento (°)	Dirección de Buzamiento (°)	UCS		RQD	Espaciamiento entre discontinuidades		Persistencia	CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES								Agua Subterránea	RMR	GSI
		Resistencia a la Compresión	15 12 7 4 2		1- >2 m 2- 0,6-2 m 3- 200-600 mm 4- 60-200 mm 5- < 60 mm	6 4 2 1 0		Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización	15 10 7 4 0						
82	210	12.25	1- > 250 Mpa 2- 100-250 Mpa 3- 50-100 Mpa 4- 25-50 Mpa 5- < 25 Mpa	13.00	1- < 1m 2- 1-3 m 3- 3-10 m 4- 10-20 m 5- > 20 m	6	1- Cerrada 0 2- Muy Angosta < 0.1 mm 3- Angosta 0.1 - 1.0 mm 4- Abierta 1.0 - 5.0 mm 5- Muy abierta > 5.0 mm	6	1- Muy rugoso 2- Rugoso 3- Ligera y rugosa 4- Lisa 5- Muy lisa	6	1- Ninguna 2- Relleno duro < 5mm 3- Relleno duro > 5mm 4- Relleno blando < 5mm 5- Relleno blando > 5mm	6	1- No meteorizada 2- Ligera y moderadamente 3- Moderadamente meteorizada 4- Altamente meteorizada 5- Descompuesta	15	1- Completamente seco 2- Húmedo 3- Mojado 4- Gotando 5- Fluyendo	68.3	63.3	
85	208	12.10		11.00	1	6	6	6	0	6	6	6	6	15	15	65.1	60.1	
78	213	12.50		11.75	1	6	6	6	1	6	6	5	5	15	15	67.3	62.3	
87	214	12.25		13.00	2	6	6	6	1	6	6	5	5	15	15	70.3	65.3	
73	355	12.25		13.00	2	5	5	5	3	1	1	5	5	15	15	65.8	60.8	
67	223	12.25		14.00	2	5	5	5	3	1	1	5	5	15	15	68.8	63.8	
70	218	12.25		15.00	1	5	5	5	3	1	1	5	5	15	15	68.8	63.8	
71	241	12.25		14.75	2	5	5	5	5	1	1	5	5	15	15	72.5	67.5	
47	112	12.25		14.75	2	4	4	4	5	1	1	5	5	15	15	71.5	66.5	
46	110	12.00		16.00	2	0	0	0	3	0	0	3	3	10	10	57.5	52.5	
64	313	12.00		16.00	3	0	0	0	5	0	0	5	5	10	10	62.0	57.0	
62	310	12.00		16.75	3	5	5	5	5	1	1	5	5	15	15	74.3	69.3	
61	320	12.00		16.75	3	5	5	5	5	1	1	5	5	15	15	75.8	70.8	
61	342	12.10		16.00	3	5	5	5	5	1	1	5	5	15	15	75.1	70.1	
39	115	12.25		13.00	2	6	6	6	1	6	6	5	5	10	10	64.3	59.3	
44	110	12.25		12.50	1	10.0	10.0	1	1	6	6	5	5	10	10	63.8	58.8	

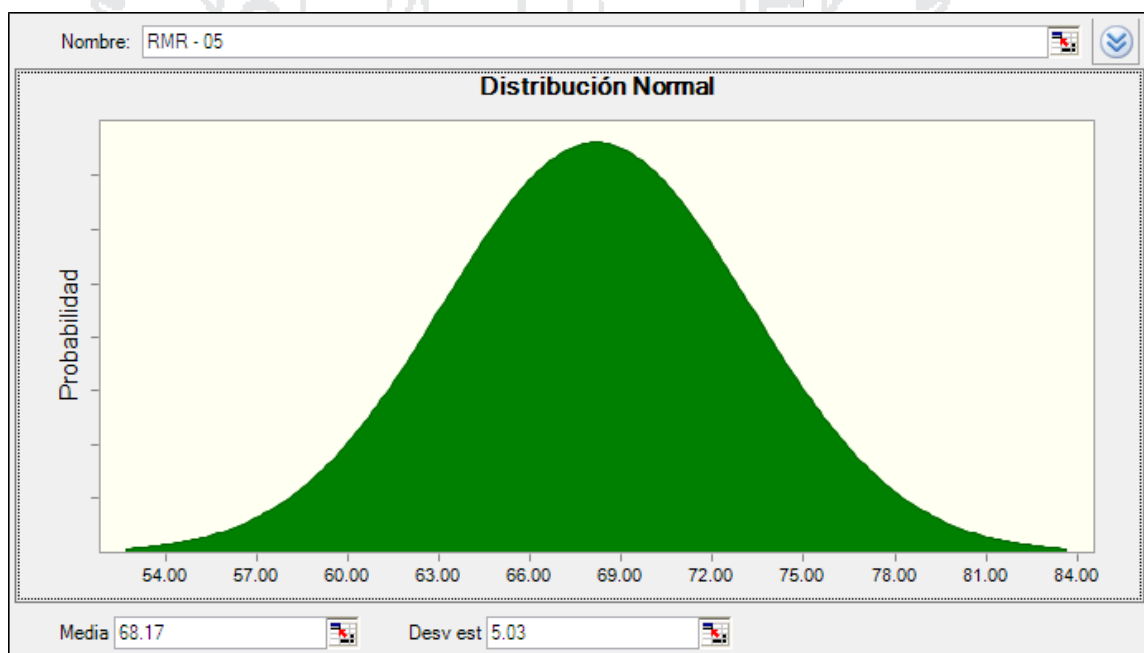
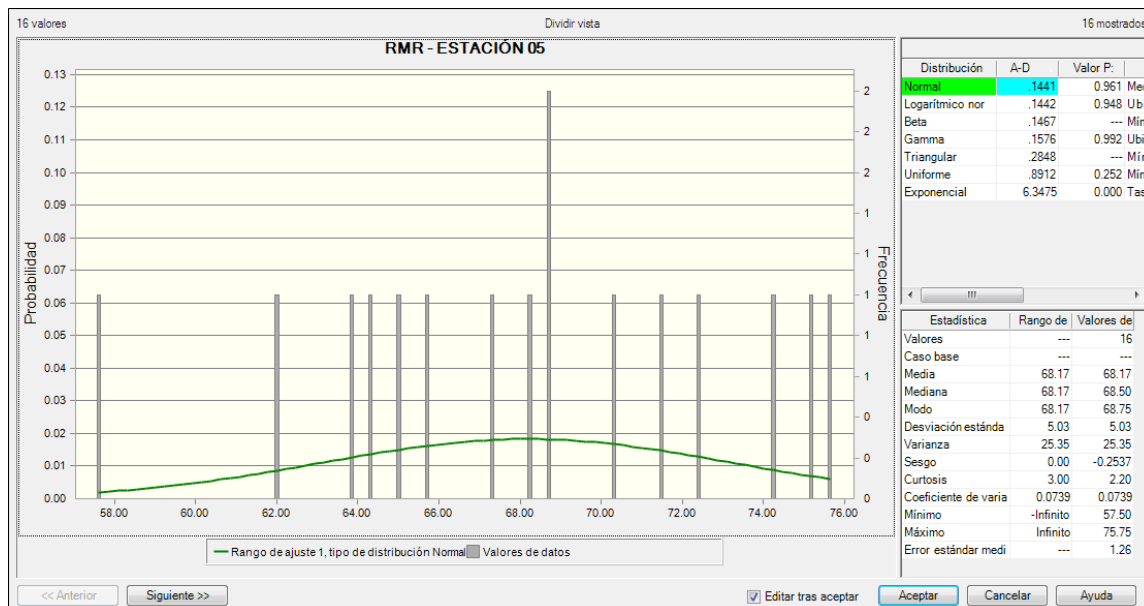


Gráfico 70 : Polígonos de frecuencia del RMR de la zona 05.

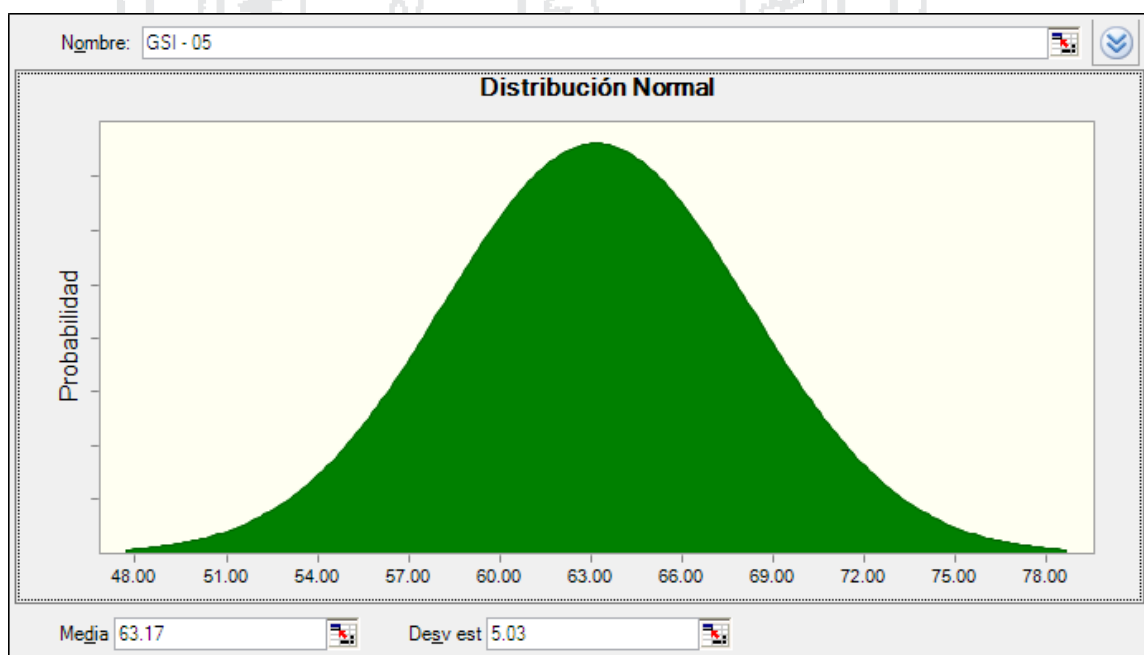
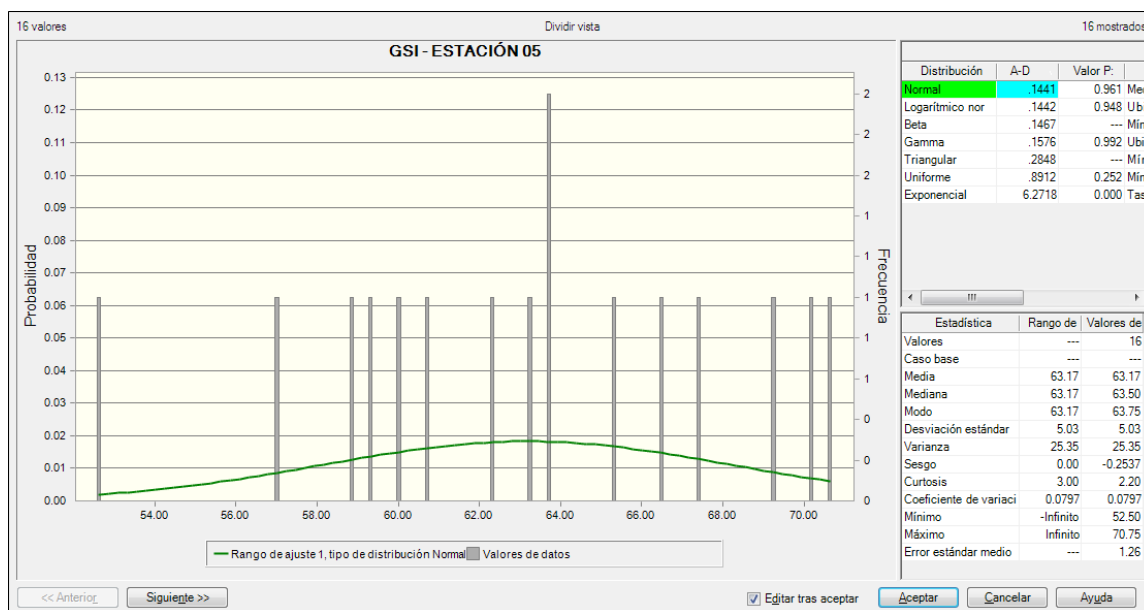


Gráfico 71 : Polígonos de frecuencia del GSI de la zona 05.

Tabla 12
Clasificación geotécnica del macizo rocoso RMR y GSI de la zona 06.

Buzamiento (°)	Dirección de Buzamiento (°)	UCS		RQD	Espaciamiento entre discontinuidades		CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES						Agua Subterránea	RMR	GSI	
		Resistencia a la Compresión			Persistencia	Apertura	Rugosidad	Relleno	Meteorización							
68	350	15 12 7 4 2	1. 2. 3. 4. 5. 100-250 Mpa 50-100 Mpa 25-50 Mpa < 25 Mpa	20 15 10 8	1. 2. 3. 4. 5. 90-100% 75-90% 50-75% 25-50%	1. 2. 3. 4. 5. > 2 m 0.6-2 m 200-600 mm 60-200 mm < 60 mm	6 4 2 1 0	1. 2. 3. 4. 5. Cerrada 0 Muy Angosta < 0.1 mm Angosta 0.1 - 1.0 mm Abierta 1.0 - 5.0 mm Muy abierta > 5.0 mm	6 5 3 1 0	1. 2. 3. 4. 5. Muy rugoso Rugoso Ligeramente rugosa Lisa Muy lisa	6 4 2 1 0	1. 2. 3. 4. 5. No meteorizada Ligeramente Moderadamente Altamente meteorizada Descompuesta	15 10 7 4 0	1. 2. 3. 4. 5. Completamente seco Humido Mojado Gotearo Fluyendo	64.0	59.0
75	10	12.00	12.00	11.00	8.0	3	4	5	3	1	5	15	64.0	59.0		
60	335	12.10	12.10	12.75	9.0	3	4	3	3	1	5	15	63.3	58.3		
68	330	12.10	12.10	12.75	9.0	3	4	1	3	1	5	15	64.9	59.9		
62	261	12.25	12.25	16.25	12.5	4	5	1	1	1	5	15	62.9	57.9		
63	260	12.25	12.25	15.25	11.5	4	5	1	1	1	5	15	72.0	67.0		
60	256	12.25	12.25	15.25	11.5	5	5	1	1	1	5	15	70.0	65.0		
51	116	12.00	12.00	15.25	12.5	3	1	1	1	1	5	15	71.0	66.0		
53	118	12.25	12.25	16.25	12.5	3	1	1	1	1	5	15	65.8	60.8		
48	110	12.50	12.50	15.25	11.5	3	1	3	1	1	5	10	67.0	62.0		
78	241	12.50	12.50	13.00	10.0	4	6	3	6	6	6	15	62.3	57.3		
74	235	12.25	12.25	13.00	9.0	4	6	3	6	6	6	15	75.5	70.5		
69	348	12.10	12.10	16.25	13.0	3	5	3	1	1	5	15	74.3	69.3		
73	354	12.10	12.10	15.25	11.5	3	5	1	1	1	5	15	73.4	68.4		
60	270	12.25	12.25	14.75	12.5	3	5	1	1	1	5	15	68.9	63.9		
65	260	12.10	12.10	12.50	9.0	2	5	1	1	1	5	15	69.5	64.5		
68	7	12.50	12.50	16.75	13.5	2	4	3	1	1	5	15	62.6	57.6		
66	2	12.10	12.10	16.75	13.0	2	5	3	1	1	5	15	72.8	67.8		
76	253	12.75	12.75	16.75	13.0	1	6	1	6	6	5	15	72.9	67.9		

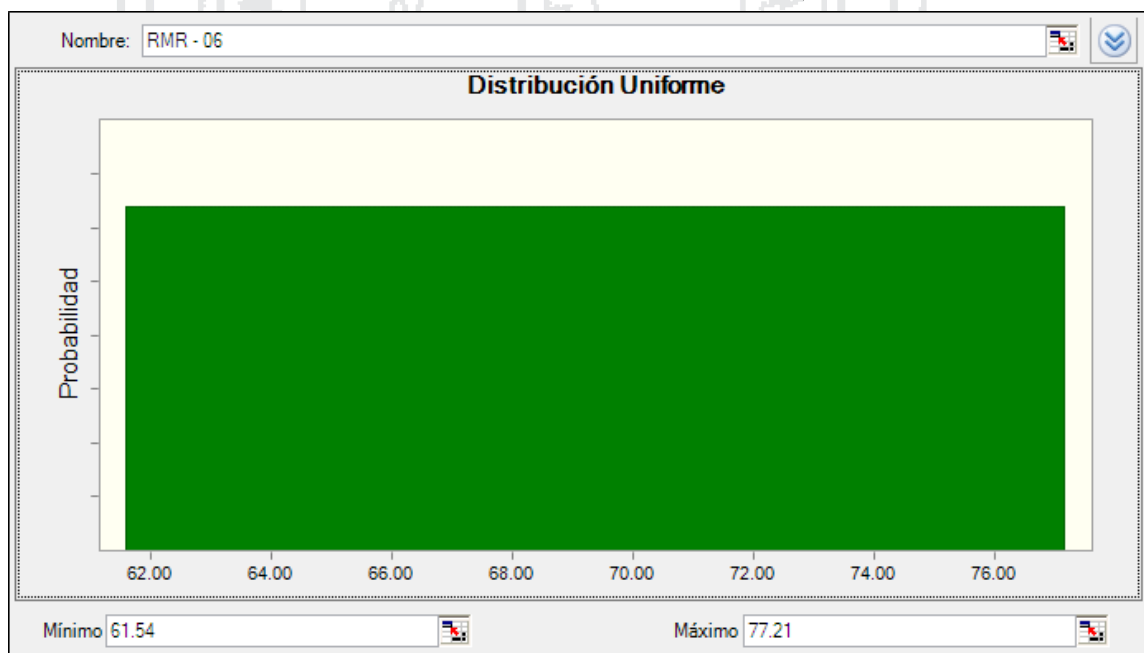
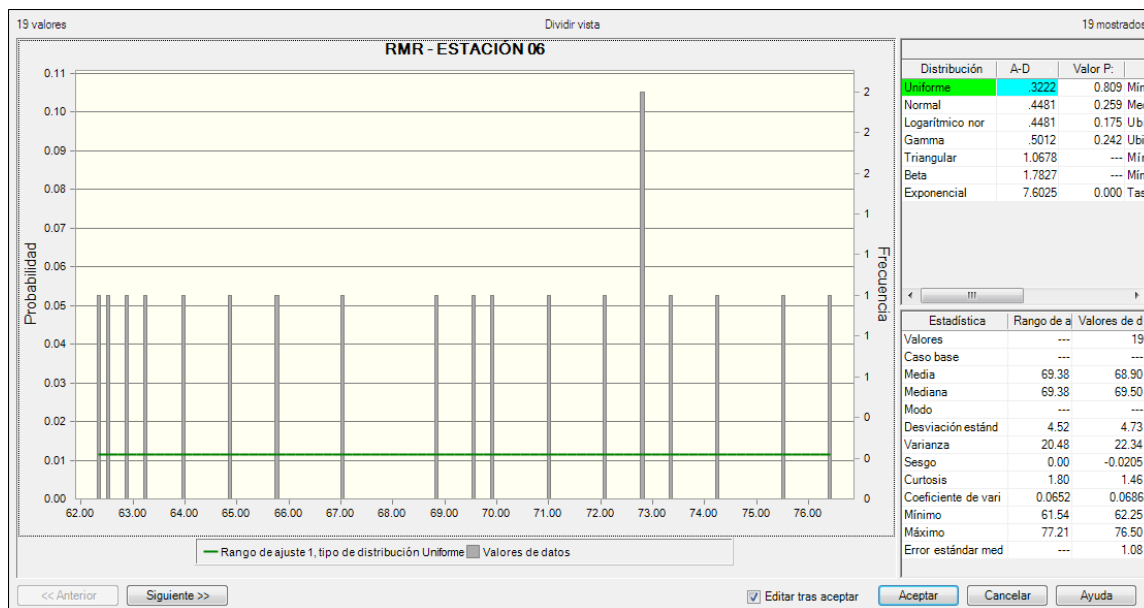


Gráfico 72 : Polígonos de frecuencia del RMR de la zona 06.

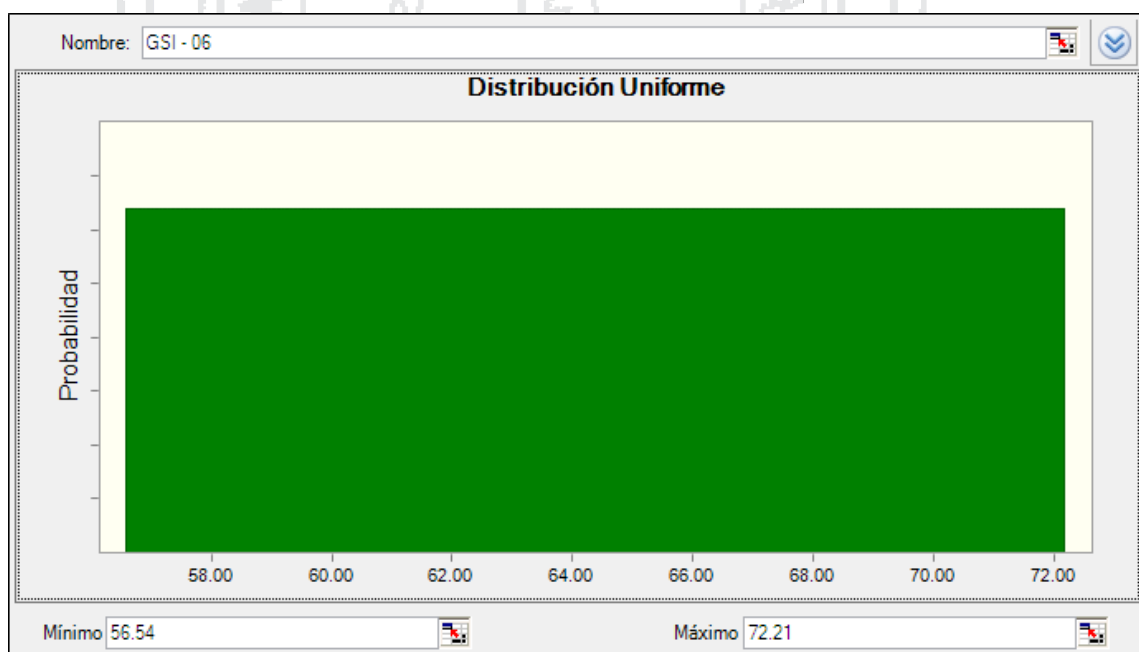
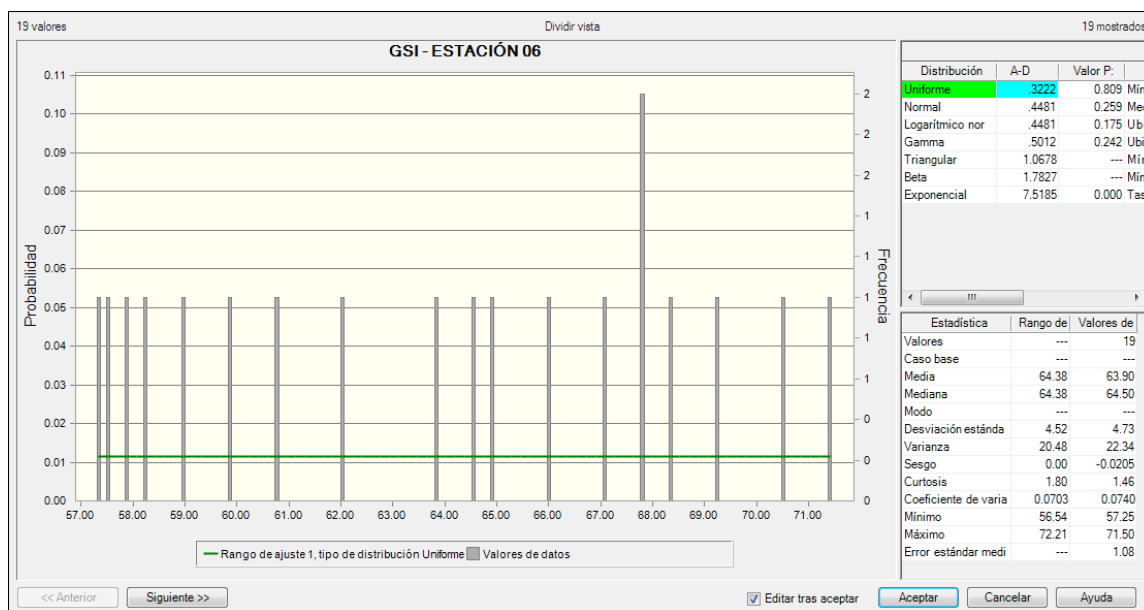


Gráfico 73 : Polígonos de frecuencia del GSI de la zona 06.



ANEXO 06 - B

**VALORACION GEOTÉCNICA DEL MACIZO
ROCOSO: CRITERIO DE RESISTENCIA
GENERALIZADO DE HOEK – BROWN –
DIEDERICHS (2006), SOFTWARE ROCDATA
V.5.0 ROCSCIENCE**

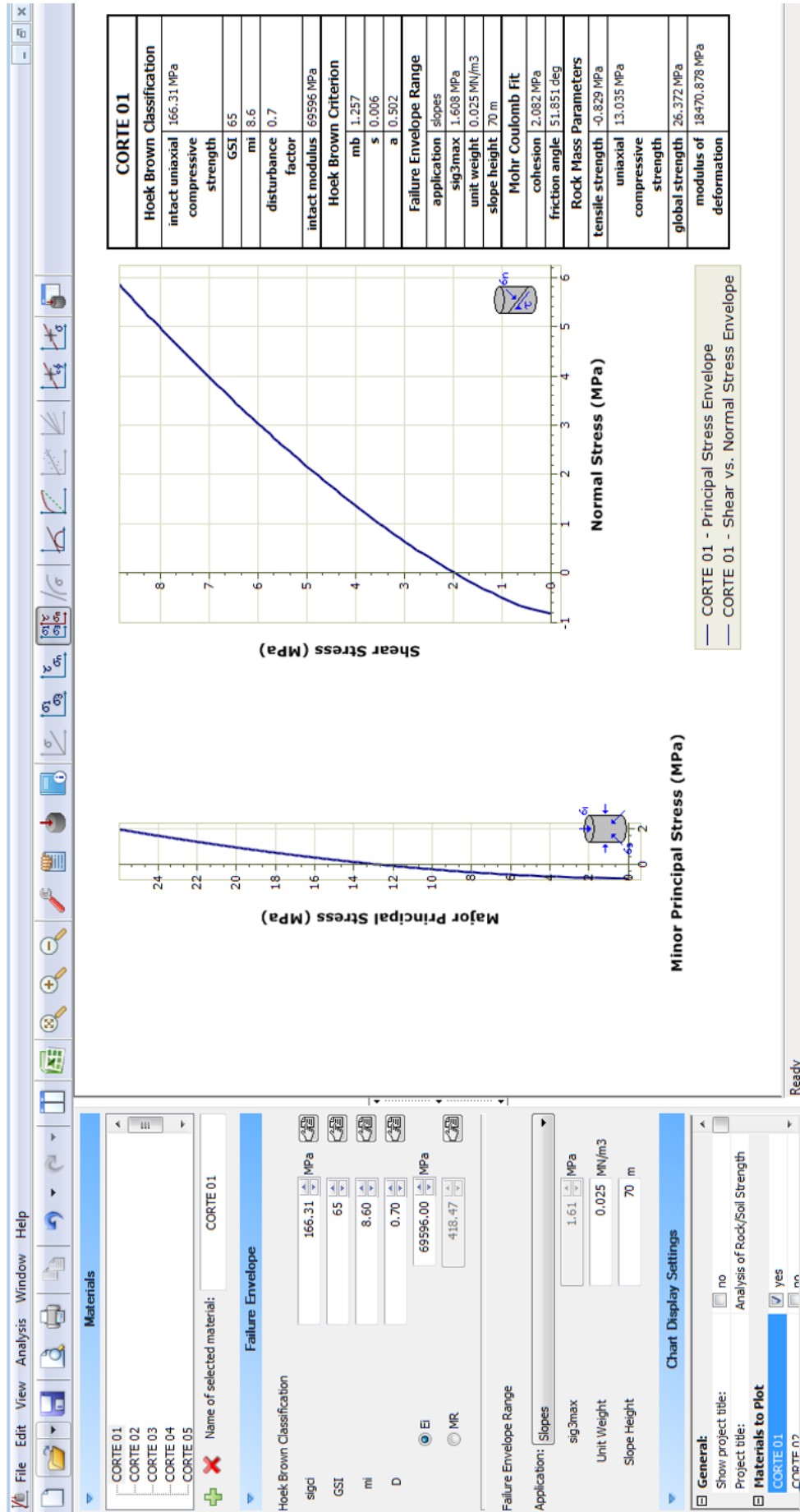


Gráfico 74 : Valoración geotécnica del macizo rocoso por el criterio de resistencia Generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006) del Corte 01.

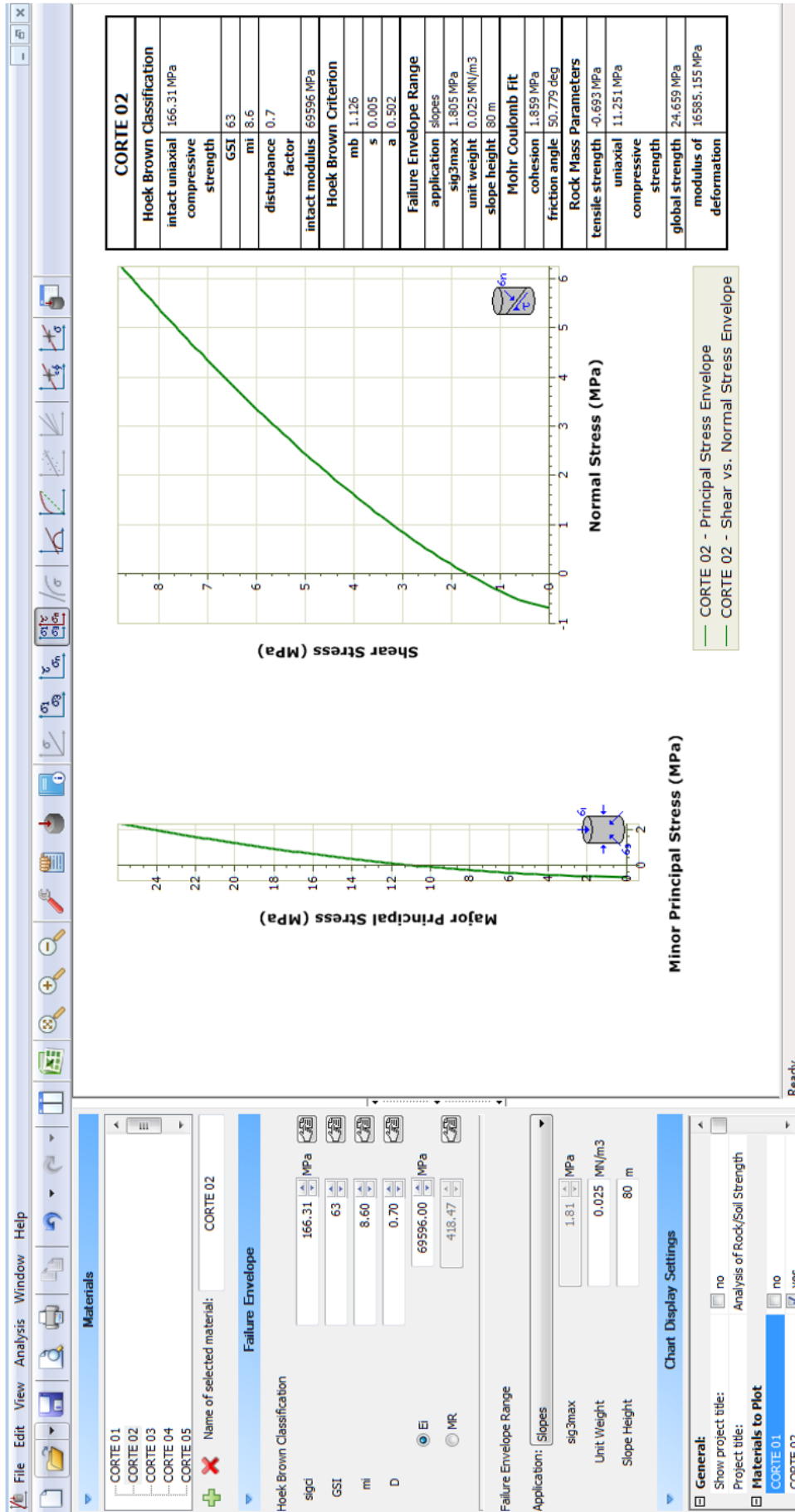


Gráfico 75 : Valoración geotécnica del macizo rocoso por el criterio de resistencia Generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006) del Corte 02.

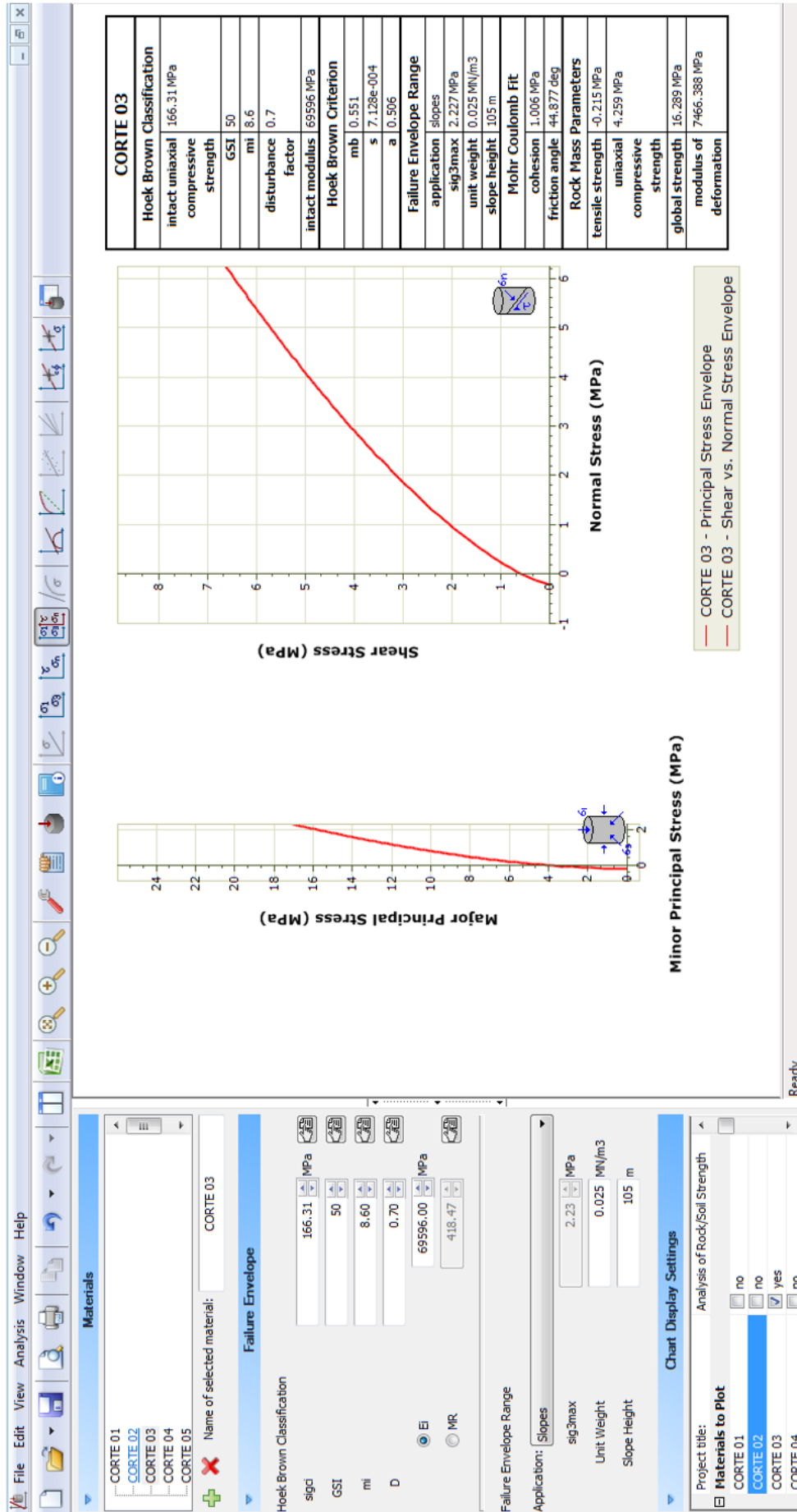


Gráfico 76 : Valoración geotécnica del macizo rocoso por el criterio de resistencia Generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006) del Corte 03.

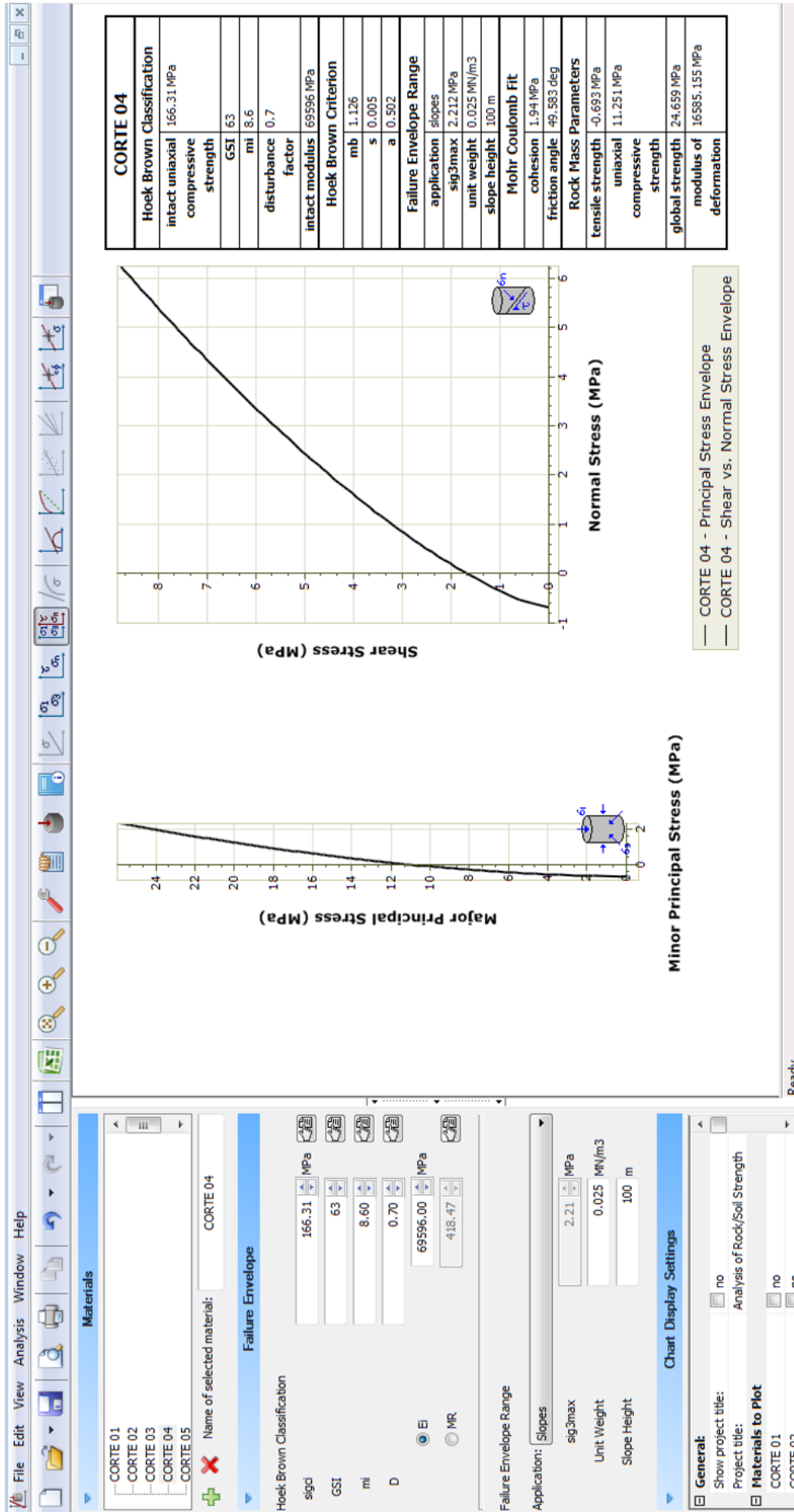


Gráfico 77 : Valoración geotécnica del macizo rocoso por el criterio de resistencia Generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006) del Corte 04.

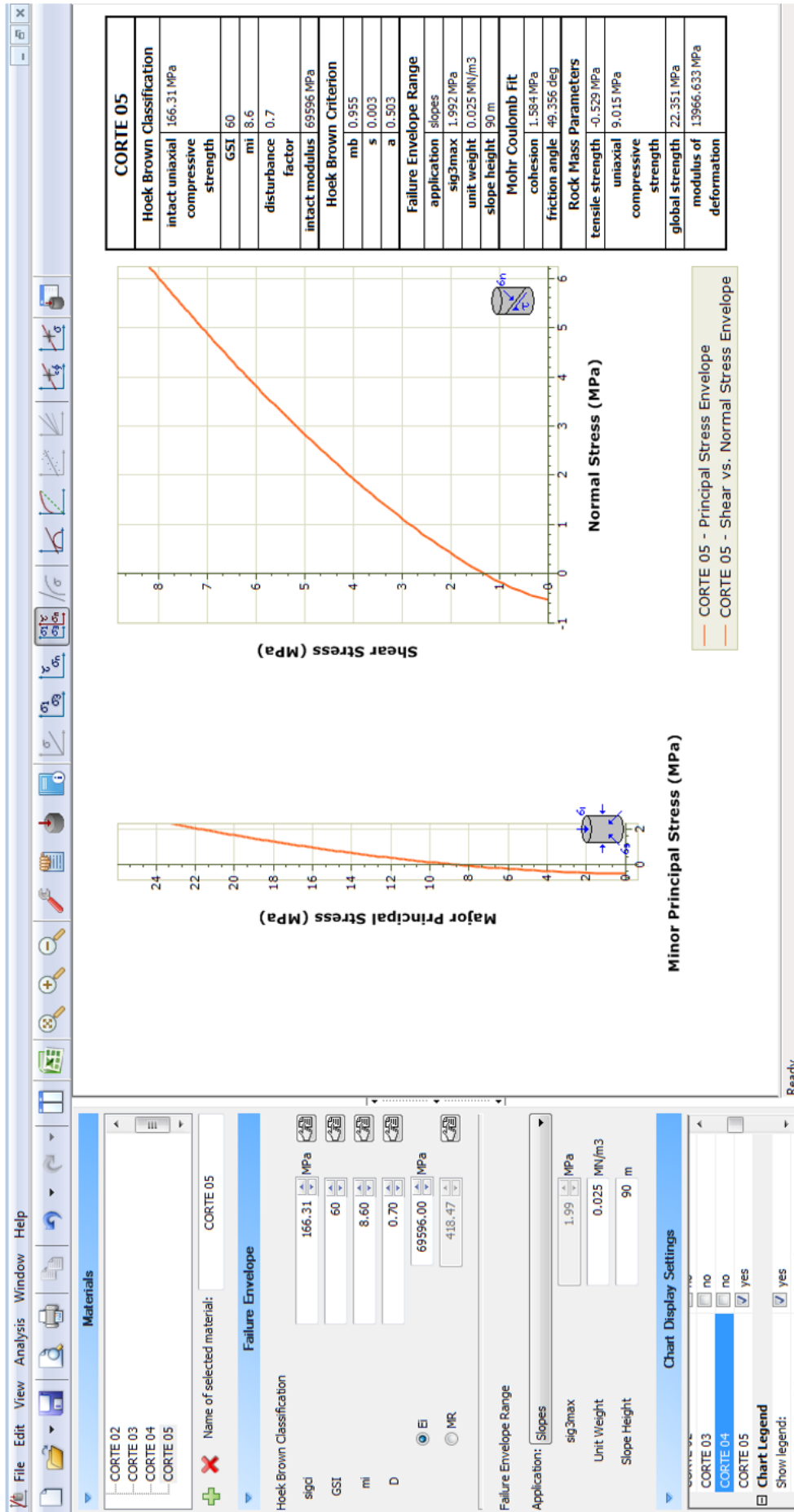


Gráfico 78 : Valoración geotécnica del macizo rocoso por el criterio de resistencia Generalizado de Hoek – Brown – Diederichs (2006) del Corte 05.

RocData Analysis of Rock/Soil Strength

Project Summary

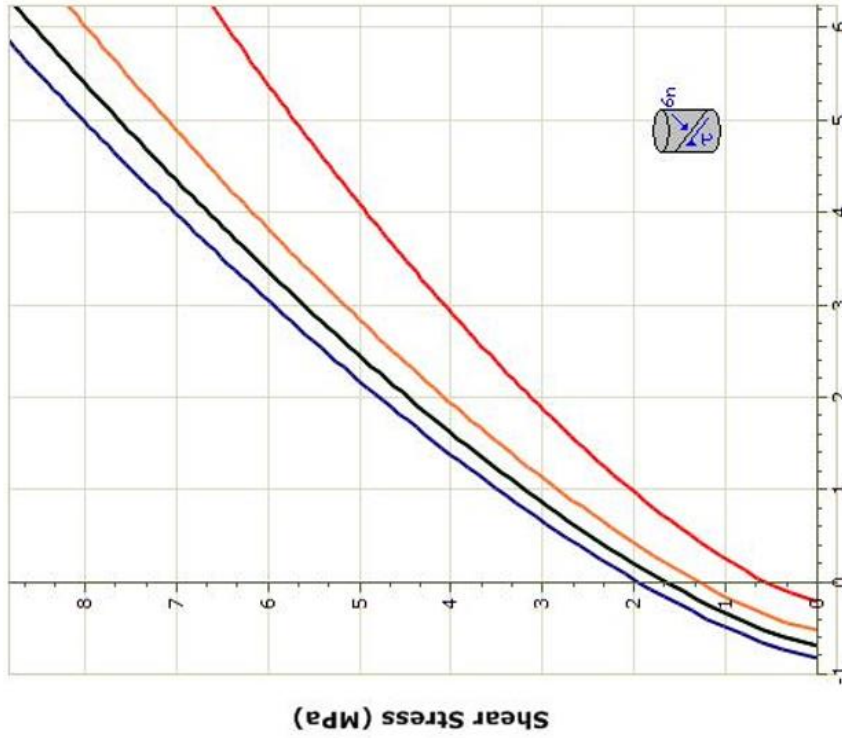
File Name Valoración de Macizo rocoso PHASE
 File Version 5.003
 Project Title Analysis of Rock/Soil Strength
 Date Created 03/12/2015, 06:27:03 a.m.

General Settings

Stress Units MPa
 Strength Criterion Generalized Hoek-Brown
 Modulus Estimation Method Generalized Hoek-Diederichs (2006)

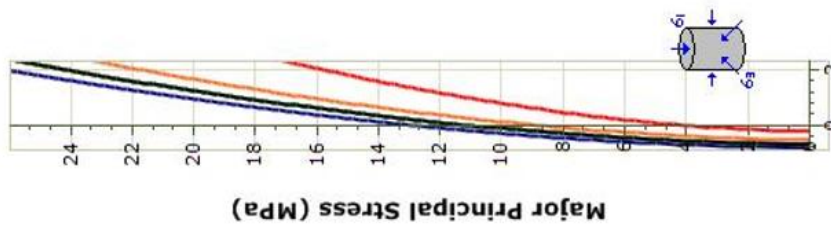
Failure Criterion

	σ_{ci} (MPa)	GSI	mi	D	Ei (MPa)	modulus ratio	mb	ms	application	sig3max (MPa)	unit weight (MN/m3)	tunnel depth (m)	slope height (m)	ϕ (°)	cohesion (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	E_m (MPa)
CORTE 01	166.31	65	8.6	0.7	69596	418.472	1.26	0.5	slopes	1.61	0.025	N/A	70	51.85	2.08	-0.83	13.03	26.37	18470.88
CORTE 02	166.31	63	8.6	0.7	69596	418.472	1.13	0.5	slopes	1.81	0.025	N/A	80	50.78	1.86	-0.69	11.25	24.66	16585.16
CORTE 03	166.31	50	8.6	0.7	69596	418.472	0.55	0.51	slopes	2.23	0.025	N/A	105	44.88	1.01	-0.22	4.26	16.29	7466.39
CORTE 04	166.31	63	8.6	0.7	69596	418.472	1.13	0.5	slopes	2.21	0.025	N/A	100	49.58	1.94	-0.69	11.25	24.66	16585.16
CORTE 05	166.31	60	8.6	0.7	69596	418.472	0.96	0.5	slopes	1.99	0.025	N/A	90	49.36	1.58	-0.53	9.01	22.35	13966.63



Normal Stress (MPa)

- CORTE 01 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- CORTE 02 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- CORTE 03 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- CORTE 04 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- CORTE 05 - Shear vs. Normal Stress Envelope



Minor Principal Stress (MPa)

- CORTE 01 - Principal Stress Envelope
- CORTE 02 - Principal Stress Envelope
- CORTE 03 - Principal Stress Envelope
- CORTE 04 - Principal Stress Envelope
- CORTE 05 - Principal Stress Envelope



ANEXO 06 - C

**VALORACION GEOTÉCNICA DE LAS
ESTRUCTURAS: CRITERIOS DE ROTURA
(BARTON – BANDIS Y MOHR – COULOMB),
SOFTWARE ROCDATA V.5.0 ROCSCIENCE**

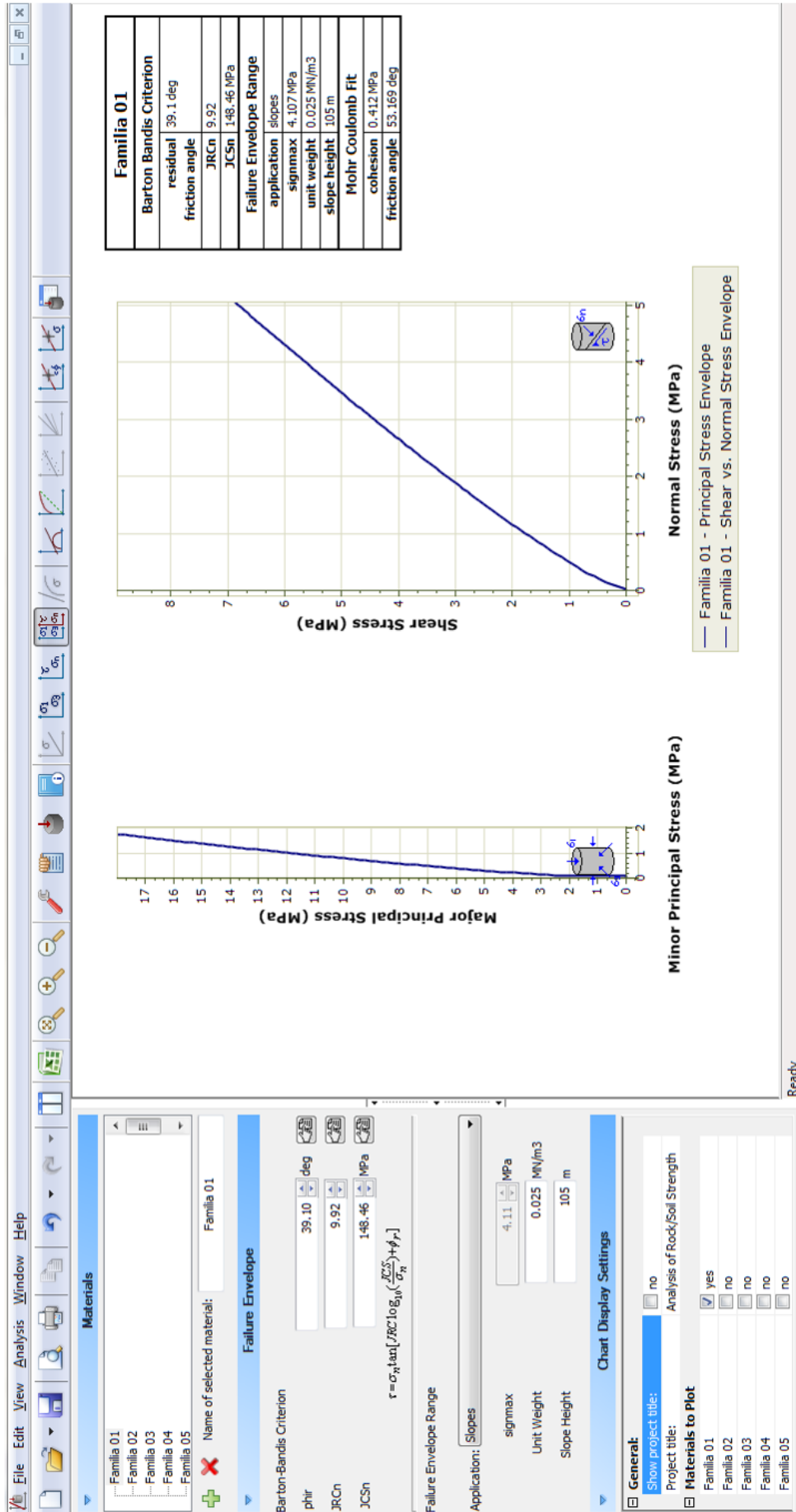


Gráfico 79 : Valoración geotécnica de las estructuras de rotura de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb de la familia 01.

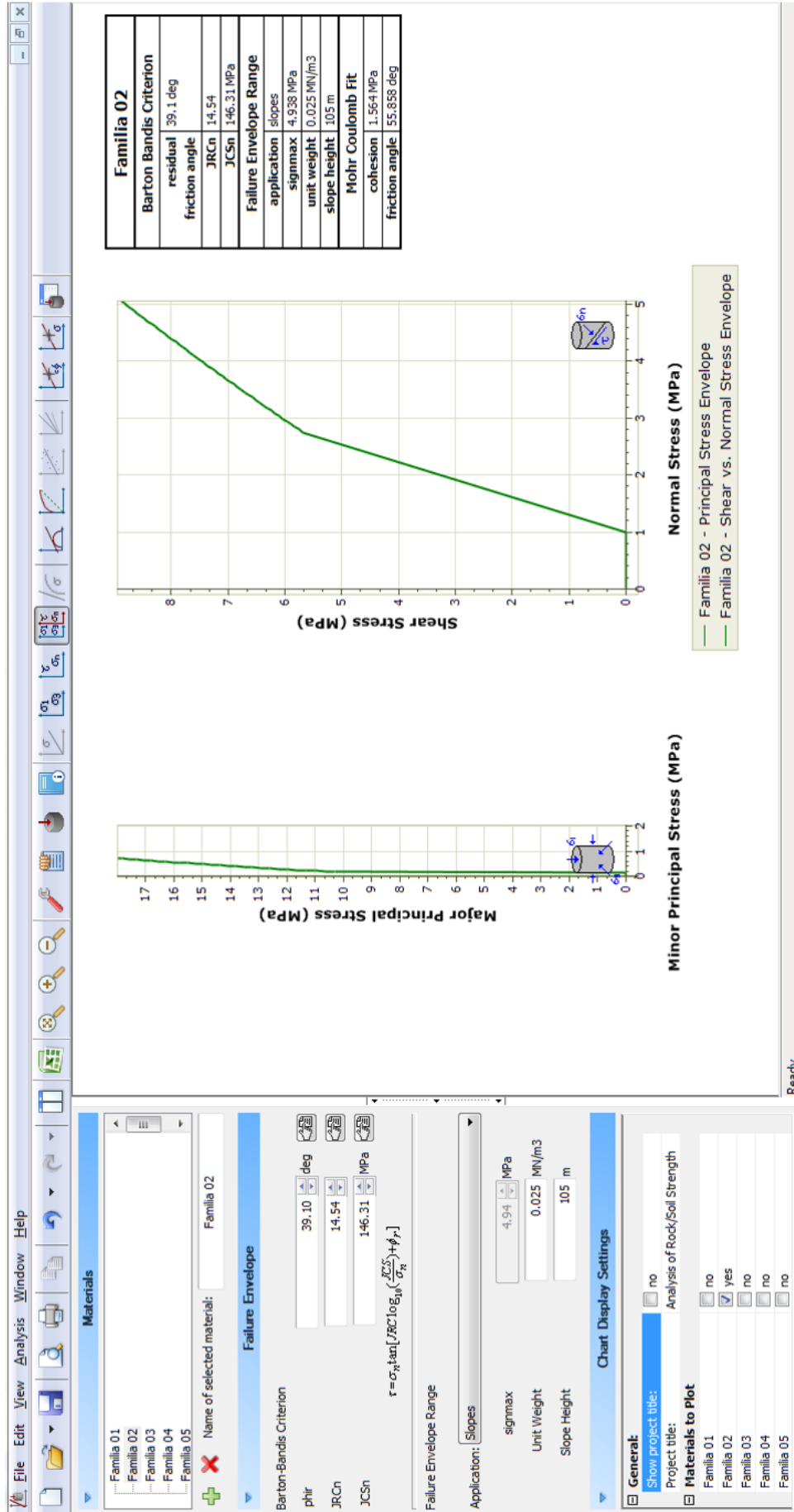


Gráfico 80 : Valoración geotécnica de las estructuras por los criterios de rotura de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb de la familia 02.

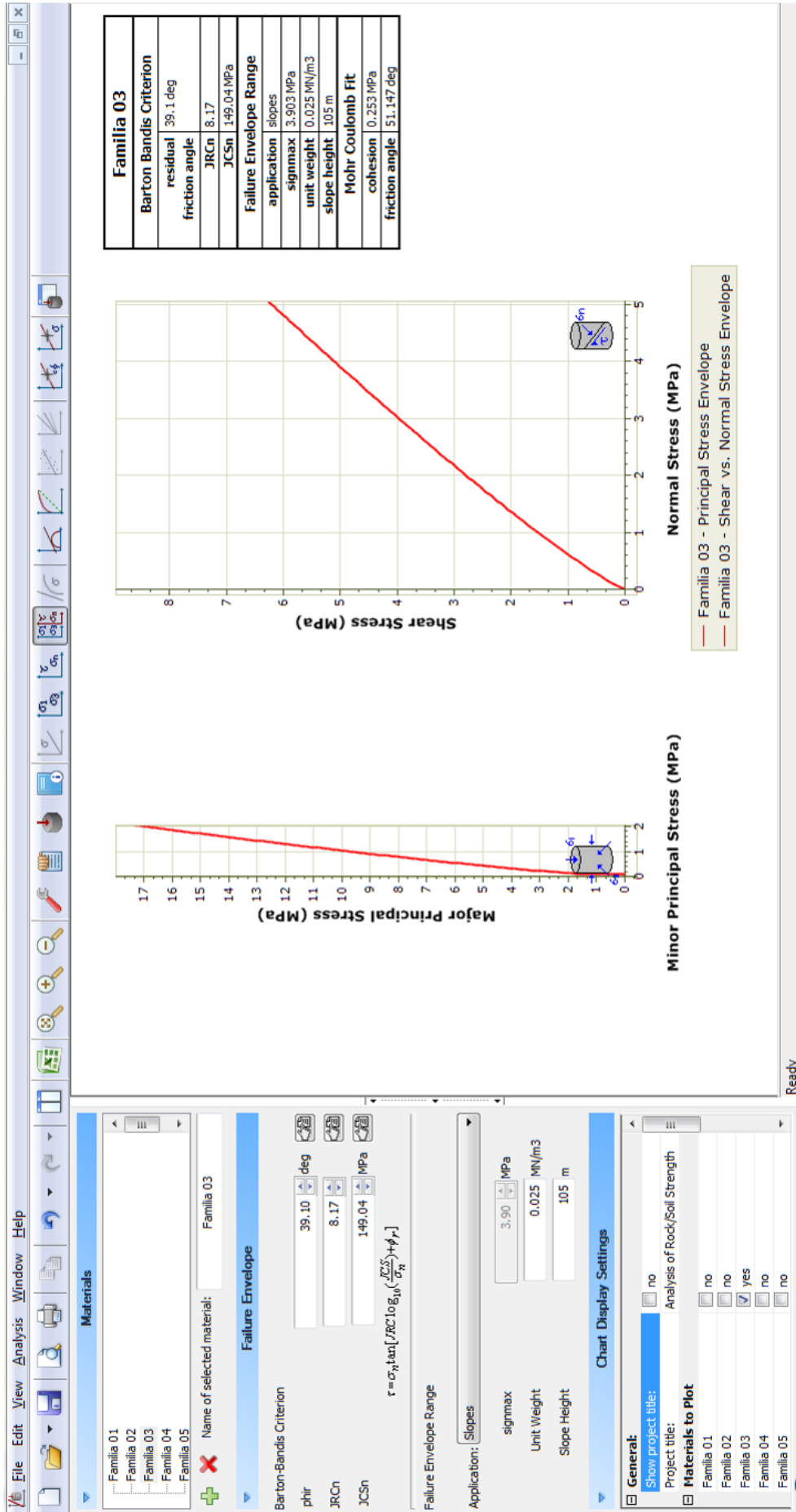


Gráfico 81 : Valoración geotécnica de las estructuras de las estructuras de rotura de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb de la familia 03.

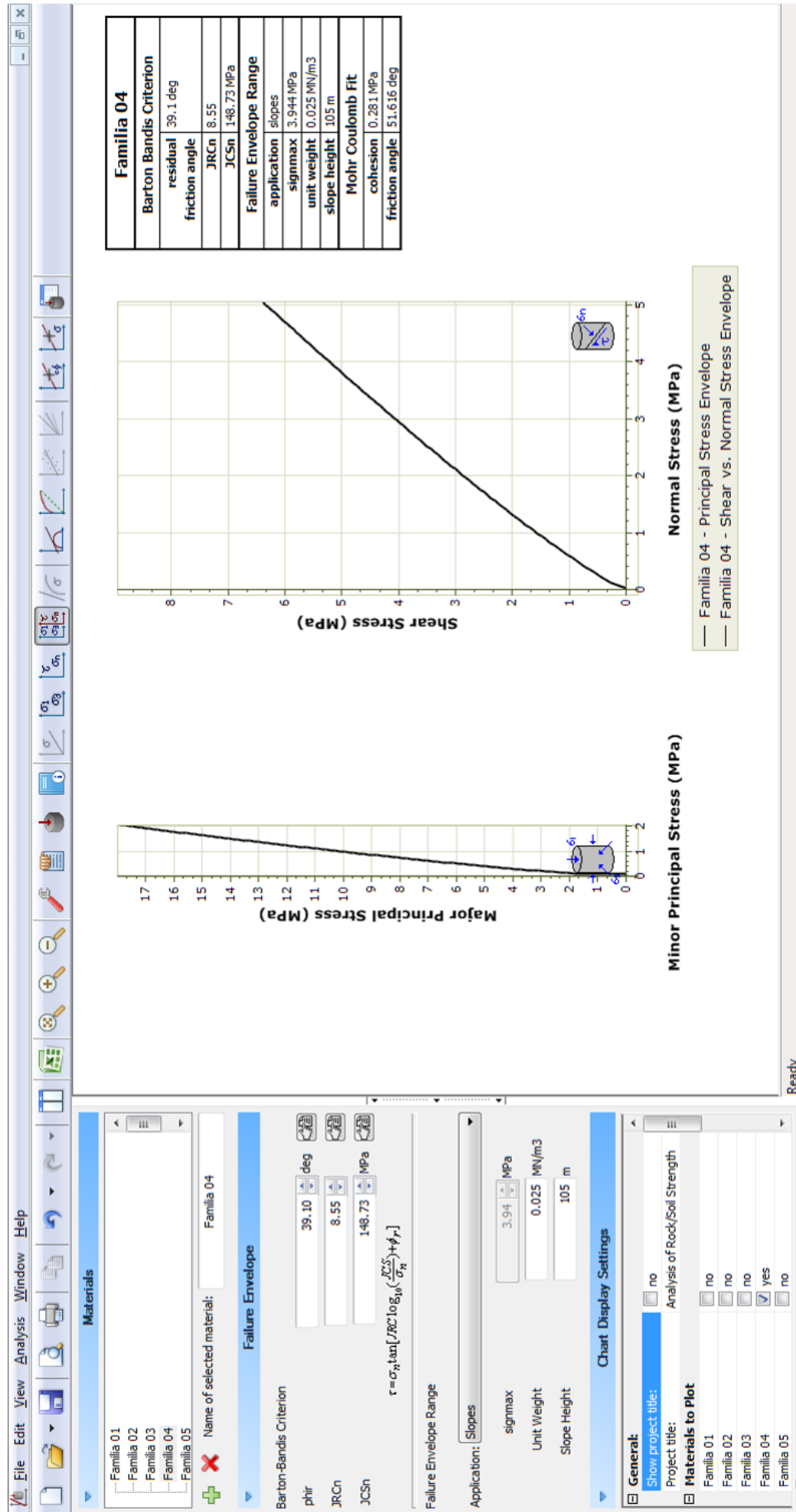


Gráfico 82 : Valoración geotécnica de las estructuras de rotura de Barton – Coulomb y Mohr - Coulomb de la familia 04.

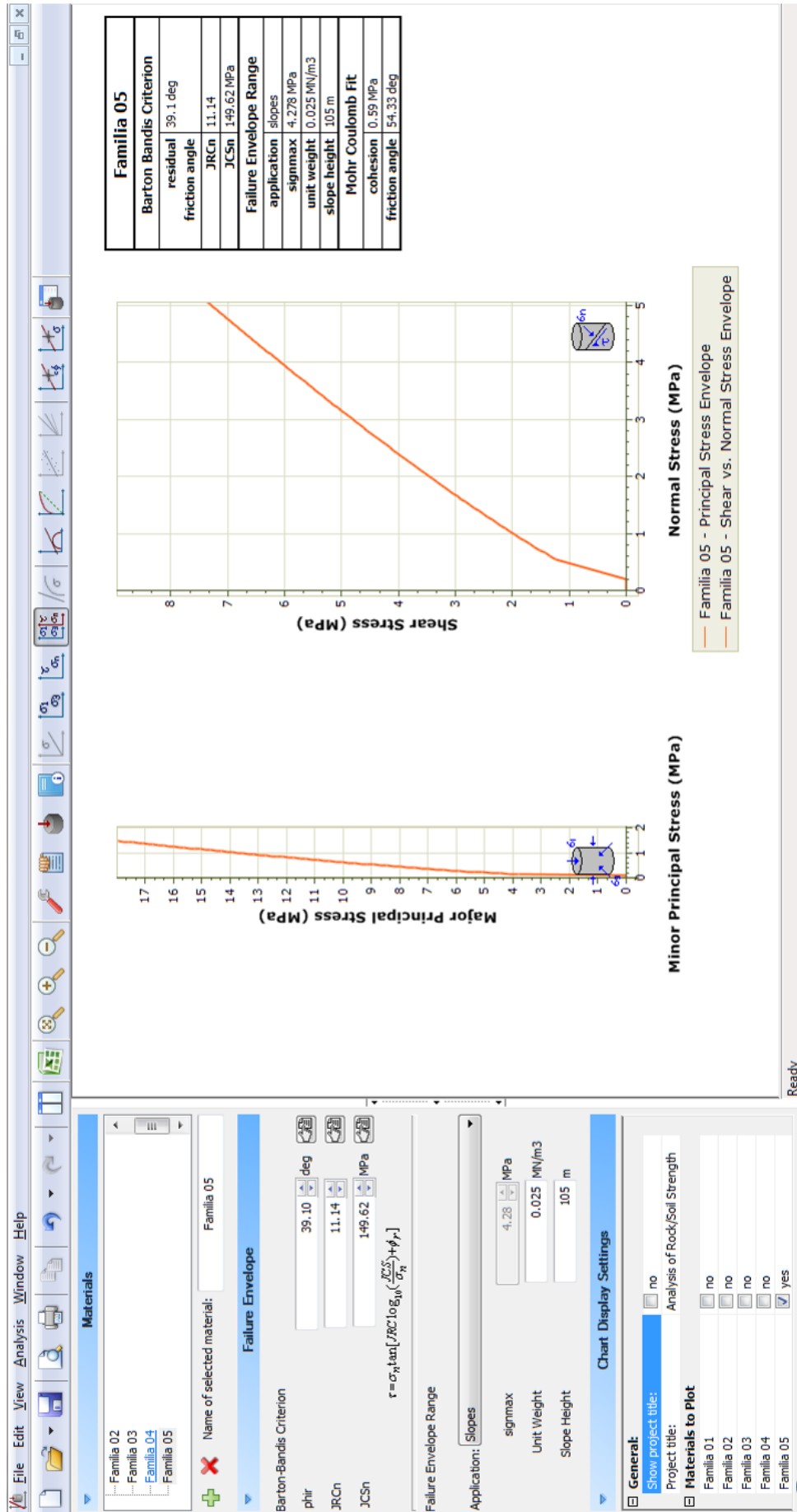


Gráfico 83 : Valoración geotécnica de las estructuras de rotura de Barton – Bandis y Mohr - Coulomb de la familia 05.

RocData

Analysis of Rock/Soil Strength

Project Summary

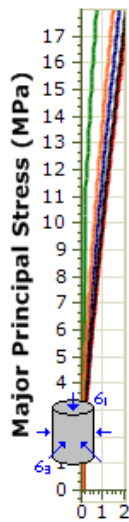
File Name Valoración estructural
 File Version 5.003
 Project Title Analysis of Rock/Soil Strength
 Date Created 01/12/2015, 05:42:35 a.m.

General Settings

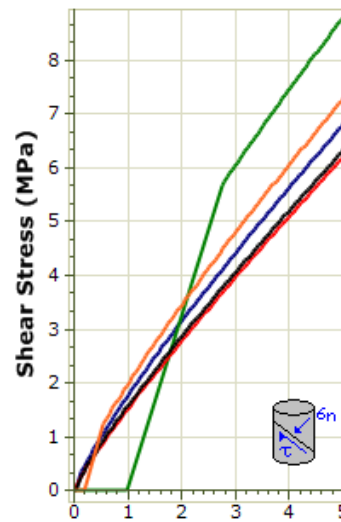
Stress Units MPa
 Strength Criterion Barton Bandis

Failure Criterion

	ϕ_r (°)	JRCn	JCSn (MPa)	application	signmax (MPa)	unit weight (MN/m3)	slope height (m)	ϕ (°)	cohesion (MPa)
Familia 01	39.1	9.92	148.46	slopes	4.11	0.025	105	53.17	0.41
Familia 02	39.1	14.54	146.31	slopes	4.94	0.025	105	55.86	1.56
Familia 03	39.1	8.17	149.04	slopes	3.9	0.025	105	51.15	0.25
Familia 04	39.1	8.55	148.73	slopes	3.94	0.025	105	51.62	0.28
Familia 05	39.1	11.14	149.62	slopes	4.28	0.025	105	54.33	0.59

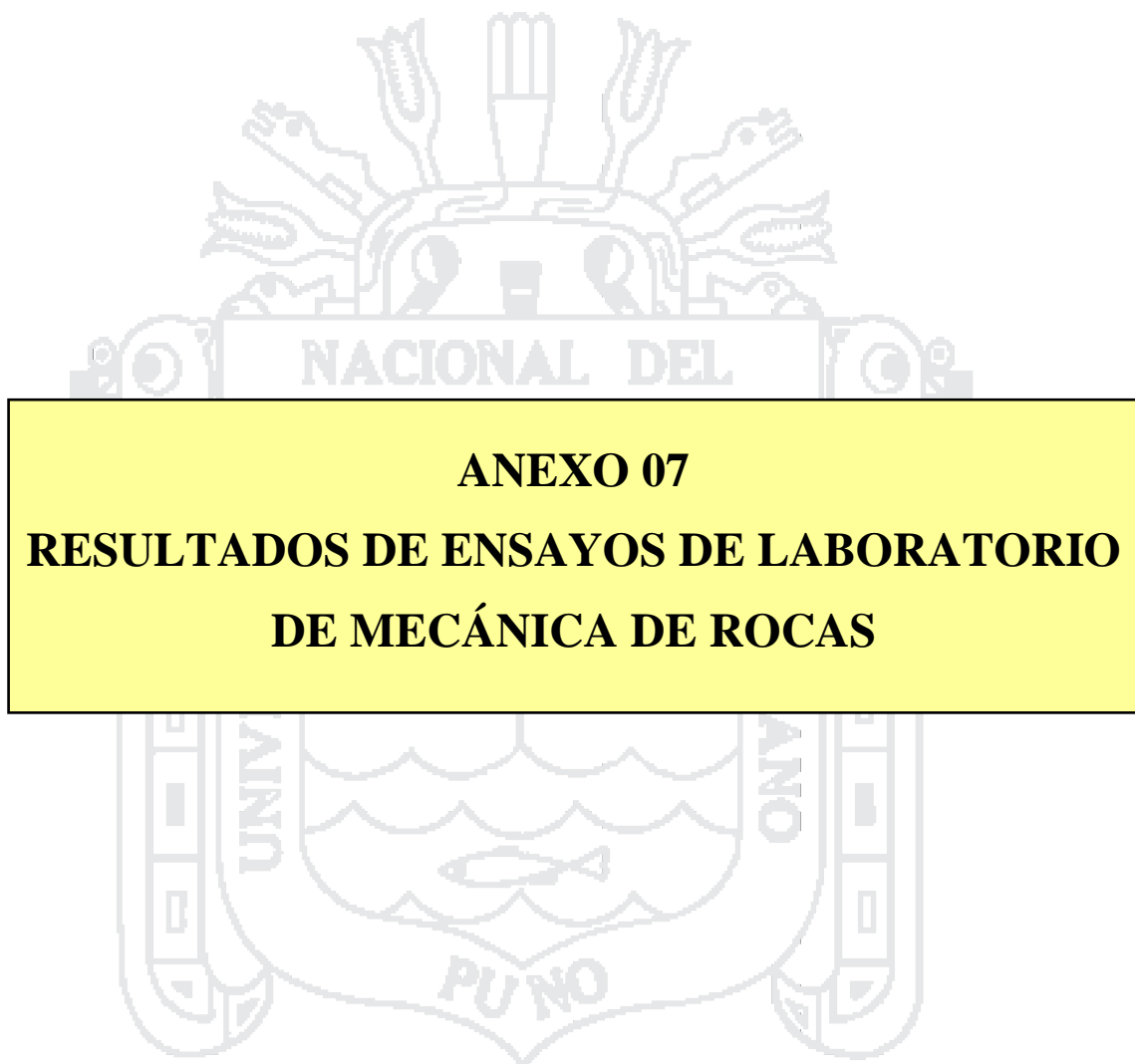


Minor Principal Stress (MPa)



Normal Stress (MPa)

- Familia 01 - Principal Stress Envelope
- Familia 02 - Principal Stress Envelope
- Familia 03 - Principal Stress Envelope
- Familia 04 - Principal Stress Envelope
- Familia 05 - Principal Stress Envelope
- Familia 01 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- Familia 02 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- Familia 03 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- Familia 04 - Shear vs. Normal Stress Envelope
- Familia 05 - Shear vs. Normal Stress Envelope





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



INFORME 0556 – 2015-LMS &R-FIM-UNA-PUNO.

ENSAYOS DE PROPIEDADES FÍSICAS

ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL

ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE

ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA

ENSAYOS TRIAXIALES

ENSAYO TILT TEST

Solicitado por:
B.Sc. Fredy Alonso Valeriano Nina

Muestra:
Testigo de roca
Cerro Espinal - Juliaca

Fecha
Octubre 19, 2015

Nota:

- La empresa solicitante es responsable por la toma de muestras en campo.
- La información correspondiente a las muestras fue proporcionada por el cliente.



Juan Mayhua Palomino
Dr. Juan Mayhua Palomino
Laboratorio de Mecánica de Rocas y Suelos
Facultad de Ingeniería de Minas

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
Teléfono fijo: 051- 366193
E-mail: unaminas@gmail.com
Web: <http://web.unap.edu.pe/web4/minas>



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



ENSAYOS DE PROPIEDADES FÍSICAS

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM C 97-02, obteniéndose los siguientes resultados:

Tara	Peso húmedo (g)	Peso seco (g)	Peso seco + parafina (g)	Peso parafina (g)	Peso sumergido (g)	Densidad parafina (g/cm ³)	Volumen parafina (cm ³)	Volumen muestra (cm ³)	Densidad seca (g/cm ³)	Porosidad aparente (%)	Peso específico aparente (KN/m ³)		
1	121.12	120.83	126.66	5.83	71.66	0.87	6.70	48.30	2.50	0.14	24.53		
2	70.93	70.23	76.86	6.63	41.82	0.87	7.62	27.42	2.56	0.19	25.12		
3	109.46	108.55	116.16	7.61	65.86	0.87	8.75	41.55	2.61	0.38	25.62		
4	95.65	95.06	109.09	14.03	54.19	0.87	16.13	38.77	2.45	0.23	24.04		
5	67.88	67.67	71.63	3.96	41.15	0.87	4.55	25.93	2.61	0.05	25.59		
6	75.88	75.59	79.80	4.21	45.21	0.87	4.84	29.75	2.54	0.09	24.91		
Numero de resultados											6		
Valor máximo, MAX											2.61	0.38	25.62
Valor mínimo, MIN											2.45	0.05	24.04
Mediana, MED											2.55	0.17	25.02
Valor promedio, MEAN											2.55	0.18	24.97
Desviación estándar, SDEV											0.06	0.12	0.61
Coefficiente de variación, CV											-0.47	0.96	-0.47

Dr. Juan Mayhua Palomirio
JEFE DE LABORATORIO
FIN-UNA-PUNO

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
Teléfono fijo: 051-386193
E-mail: unaminas@unp.edu.pe
Web: <http://web.unp.edu.pe/web/dmimas>



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 5731-02 (cargas puntuales axiales y diametrales), obteniéndose los siguientes resultados:

ID	W (mm)	D (mm)	Relación W/D	De (mm)	Carga Aplicada (daN)	Tipo de prueba	Is (MPa)	Tipo de Rotura	Observación
PLT-01	41.90	41.10	1.0	2192.63	1170	Axial	5.34	matriz	
PLT-02	42.10	41.10	1.0	2203.09	1625	Axial	7.38	matriz	
PLT-03	41.10	41.10	1.0	2150.76	1172	Axial	5.45	matriz	
PLT-04	41.10	41.10	1.0	2150.76	1052	Axial	4.89	matriz	
PLT-05	41.20	41.10	1.0	2156.00	1593	Axial	7.39	matriz	
PLT-06	40.15	41.10	1.0	2101.05	1487	Axial	7.08	matriz	
PLT-07	40.30	41.10	1.0	2108.90	1742	Axial	8.26	matriz	
PLT-08	41.80	41.10	1.0	2187.39	1480	Axial	6.77	matriz	
PLT-09	40.50	41.10	1.0	2119.37	1550	Axial	7.31	matriz	
PLT-10	40.30	41.10	1.0	2108.90	1485	Axial	7.04	matriz	
Numero de resultados							10		
Valor máximo, MAX							8.26		
Valor mínimo, MIN							4.89		
Mediana, MED							7.06		
Valor promedio, MEAN							6.69		
Desviación estándar, SDEV							1.09		
Coefficiente de variación, CV							-0.57		

Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO



Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
 Teléfono fijo: 051-366193;
 E-mail: unaminas@gmail.com
 Web: http://web.unap.edu.pe/web/4minas



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 2938-95, obteniéndose los siguientes resultados:

ID	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Relación L/D	Carga (Kg-f)	UCS (MPa)	Tipo de Rotura	Observaciones	
UCS-1	3.82	7.62	11.46	2.0	19490.0	166.77	matriz		
UCS-2	3.81	7.60	11.40	2.0	18600.0	159.99	matriz		
UCS-3	3.81	7.60	11.40	2.0	19940.0	171.52	matriz		
UCS-4	3.82	7.59	11.46	2.0	18320.0	156.76	matriz		
UCS-5	3.81	7.59	11.40	2.0	18020.0	155.00	matriz		
UCS-6	3.81	7.62	11.40	2.0	19580.0	168.42	matriz		
UCS-7	3.81	7.65	11.40	2.0	19560.0	168.25	matriz		
UCS-8	3.81	7.68	11.40	2.0	20130.0	173.15	matriz		
UCS-9	3.81	7.59	11.40	2.0	19820.0	170.48	matriz		
UCS-10	3.81	7.61	11.40	2.0	20080.0	172.72	matriz		
Numero de resultados							10		
Valor máximo, MAX							173.15		
Valor mínimo, MIN							155.00		
Mediana, MED							168.33		
Valor promedio, MEAN							166.31		
Desviación estándar, SDEV							6.67		
Coefficiente de variación, CV							-0.82		

Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
 Teléfono fijo: 051- 368 193.
 E-mail: unaminas@unp.edu.pe
 Web: http://web.unp.edu.pe/web/unminas



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS

ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 3967, obteniéndose los siguientes resultados:

ID	Diámetro (cm)	Espesor (cm)	Relación L/D	Carga (Kg-f)	Resistencia a la tracción (MPa)	Tipo de Rotura	Observaciones
TI-01	4.17	1.93	0.5	1910.0	14.82	matriz	
TI-02	4.15	2.04	0.5	1750.0	12.91	matriz	
TI-03	4.15	2.04	0.5	1650.0	12.17	matriz	
TI-04	4.15	2.04	0.5	1850.0	13.64	matriz	
TI-05	4.17	2.05	0.5	1710.0	12.49	matriz	
Numero de resultados					5		
Valor máximo, MAX					14.82		
Valor mínimo, MIN					12.17		
Mediana, MED					12.91		
Valor promedio, MEAN					13.20		
Desviación estándar, SDEV					1.06		
Coefficiente de variación, CV					0.98		

Dr. Juan Natividad Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
 Teléfono fijo: 051- 366103;
 E-mail: unamimas@unp.edu.pe
 Web: http://web.unp.edu.pe/web/unimas



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



ENSAYOS TRIAXIALES

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D 2664, obteniéndose los siguientes resultados:

ID	Diámetro del testigo (cm)	Altura del testigo (cm)	Área del testigo (cm ²)	Relación (L/D)	Carga Máxima (kg-f)	sig (kg/cm ²)	sig1 (MPa)	sig3 (MPa)
TX-01	3.81	7.62	11.40	2.0	18650	1635.83	160.42	0.00
TX-02	3.81	7.64	11.40	2.0	22360	1961.25	192.33	5.00
TX-03	3.81	7.60	11.40	2.0	24640	2161.23	211.94	10.00
TX-04	3.81	7.63	11.40	2.0	29890	2621.72	257.10	20.00
TX-05	3.81	7.64	11.40	2.0	37920	3326.05	326.17	40.00

Muestra	σ_{cl} (MPa)	GSI	mi	Ei (MPa)	modulus ratio	mb	a	s	sig3max (MPa)	ϕ (°)	cohesion (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	E_m (MPa)
Fonolita - Espinal	163.756	100	8.6	69596	425	8.6	0.5	1	109.67	34.7	42.92	-19.04	163.76	151.32	69201



Dr. Juan Martínez Palomino
JEFE DE LABORATORIO
FIM - UNA - PUNO

Dirección: Av. Floreal 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
Teléfono fijo: 051- 366193;
E-mail: unaminas@unp.edu.pe
Web: <http://web.unp.edu.pe/web4/minas>



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



ENSAYOS TILT TEST

Los ensayos se realizaron según la norma *ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*, obteniéndose los siguientes resultados:

ID	Diámetro (cm)	Espesor (cm)	Relación		Phi básico (°)	Observaciones
			L/D	L/D		
TT-01	4.17	1.93	0.5	0.5	40.00	
TT-02	4.15	2.04	0.5	0.5	42.00	
TT-03	4.15	2.04	0.5	0.5	38.00	
TT-04	4.15	2.04	0.5	0.5	40.00	
TT-05	4.15	2.04	0.5	0.5	42.00	
TT-06	4.15	2.04	0.5	0.5	41.00	
TT-07	4.15	2.04	0.5	0.5	39.00	
TT-08	4.15	2.04	0.5	0.5	37.00	
TT-09	4.15	2.04	0.5	0.5	35.00	
TT-10	4.15	2.04	0.5	0.5	37.00	
Numero de resultados						10
Valor máximo, MAX						42.00
Valor mínimo, MIN						35.00
Mediana, MED						39.50
Valor promedio, MEAN						39.10
Desviación estándar, SDEV						2.33
Coefficiente de variación, CV						0.35

Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
 Teléfono fijo: 051 - 360193
 E-mail: unamime@gmail.com
 Web: http://web.unap.edu.pe/web4/minas



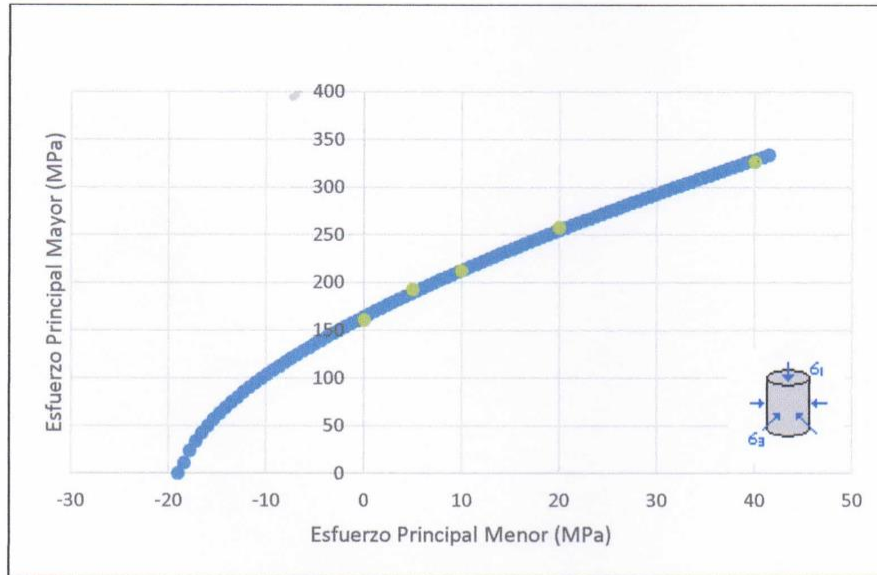
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



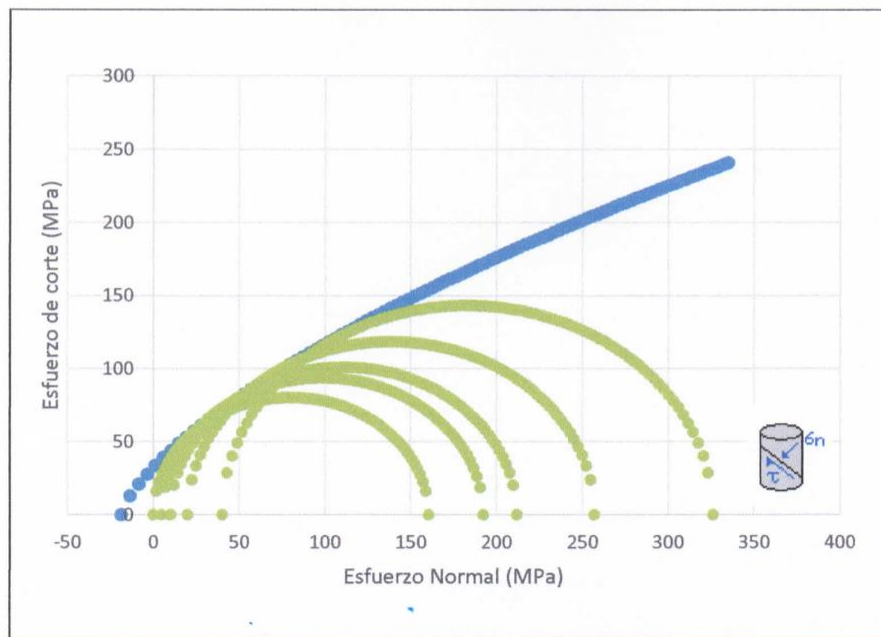
***GRÁFICO
TRIAXIAL***



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



ENVOLVENTE DE ESFUERZO PRINCIPAL MENOR VS ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR.




ENVOLVENTE DE ESFUERZO NORMAL VS ESFUERZO DE CORTE (MOHR-COULOMB).



[Handwritten Signature]
Dr. Juan Mayhua Palomino
 JEFE DE LABORATORIO
 FIM - UNA - PUNO

Dirección: Av. Floral 1153 - Ciudad Universitaria - Pab. Ing. de Minas - Puno
 Teléfono fijo: 051- 366193:
 E-mail: unaminas@gmail.com
 Web: <http://web.unap.edu.pe/web4/minas>



ANEXO 08

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR
MÉTODOS EMPÍRICOS**



ANEXO 08 - A
CUADROS ÁNGULO DE TALUD VERSUS
ALTURA DE TALUD

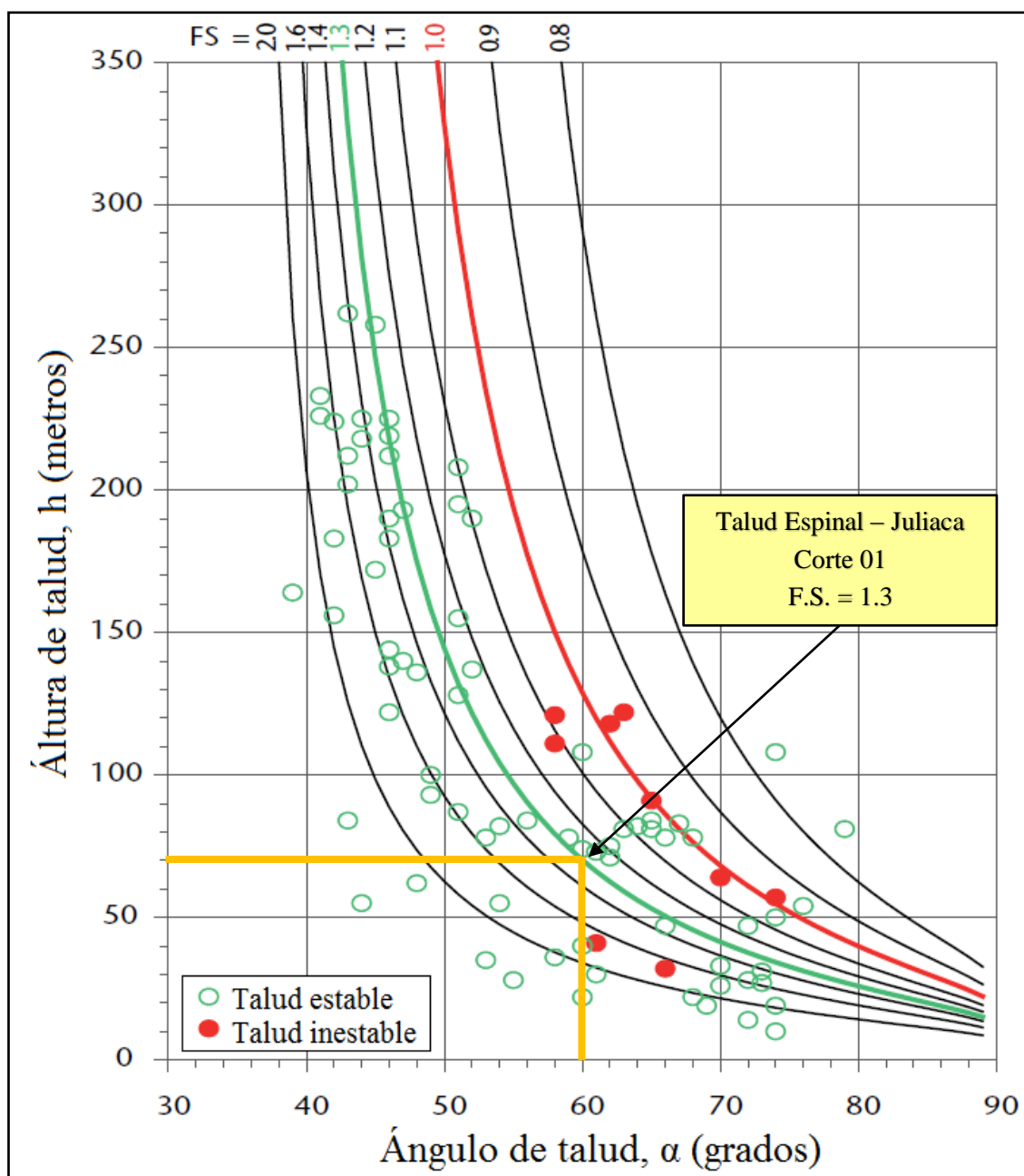


Gráfico 84 : Ángulo de talud versus altura de talud – caso talud del Cerro Espinal Juliaca – Corte 01.

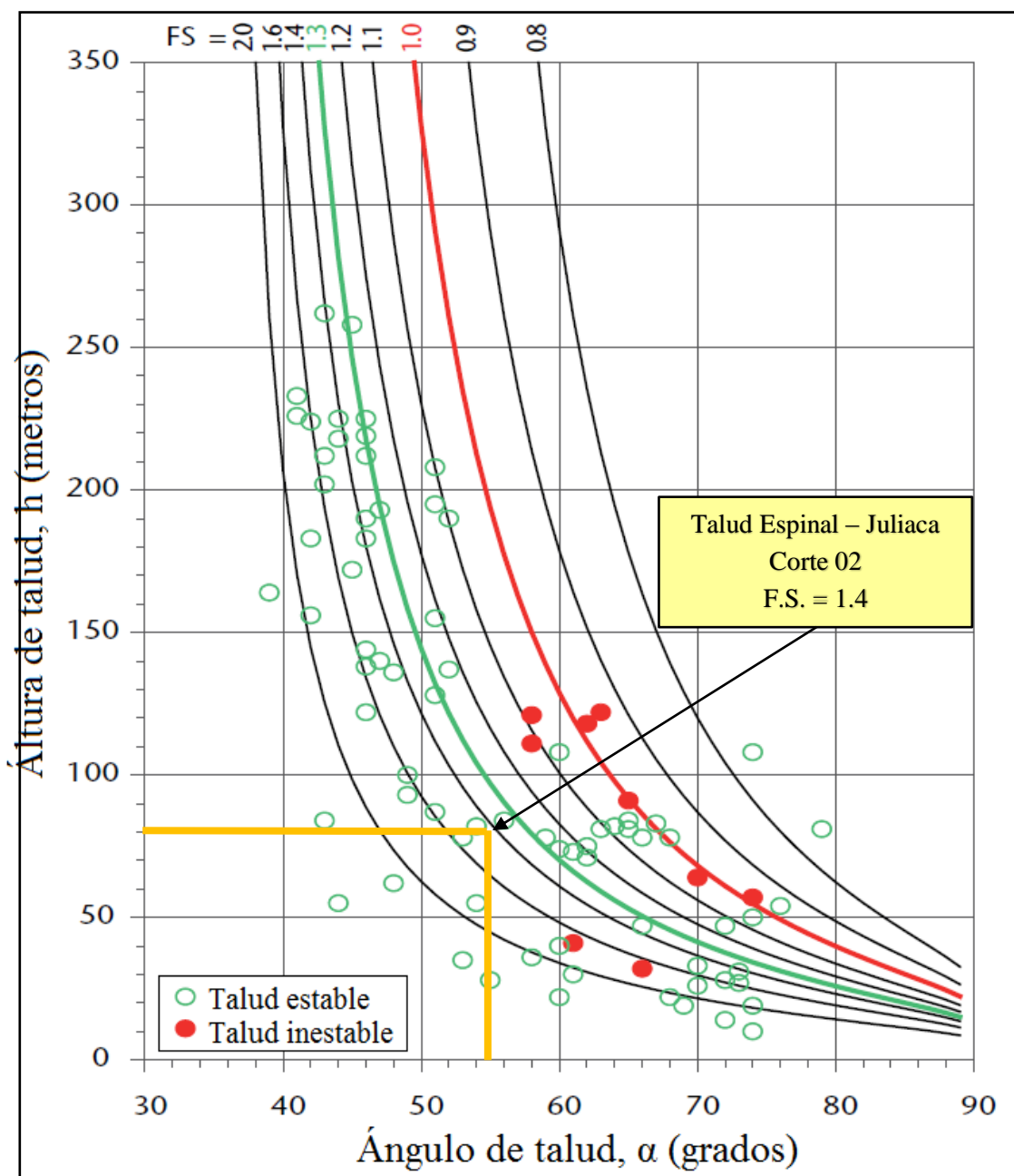


Gráfico 85 : Ángulo de talud versus altura de talud – caso talud del Cerro Espinal Juliaca – Corte 02.

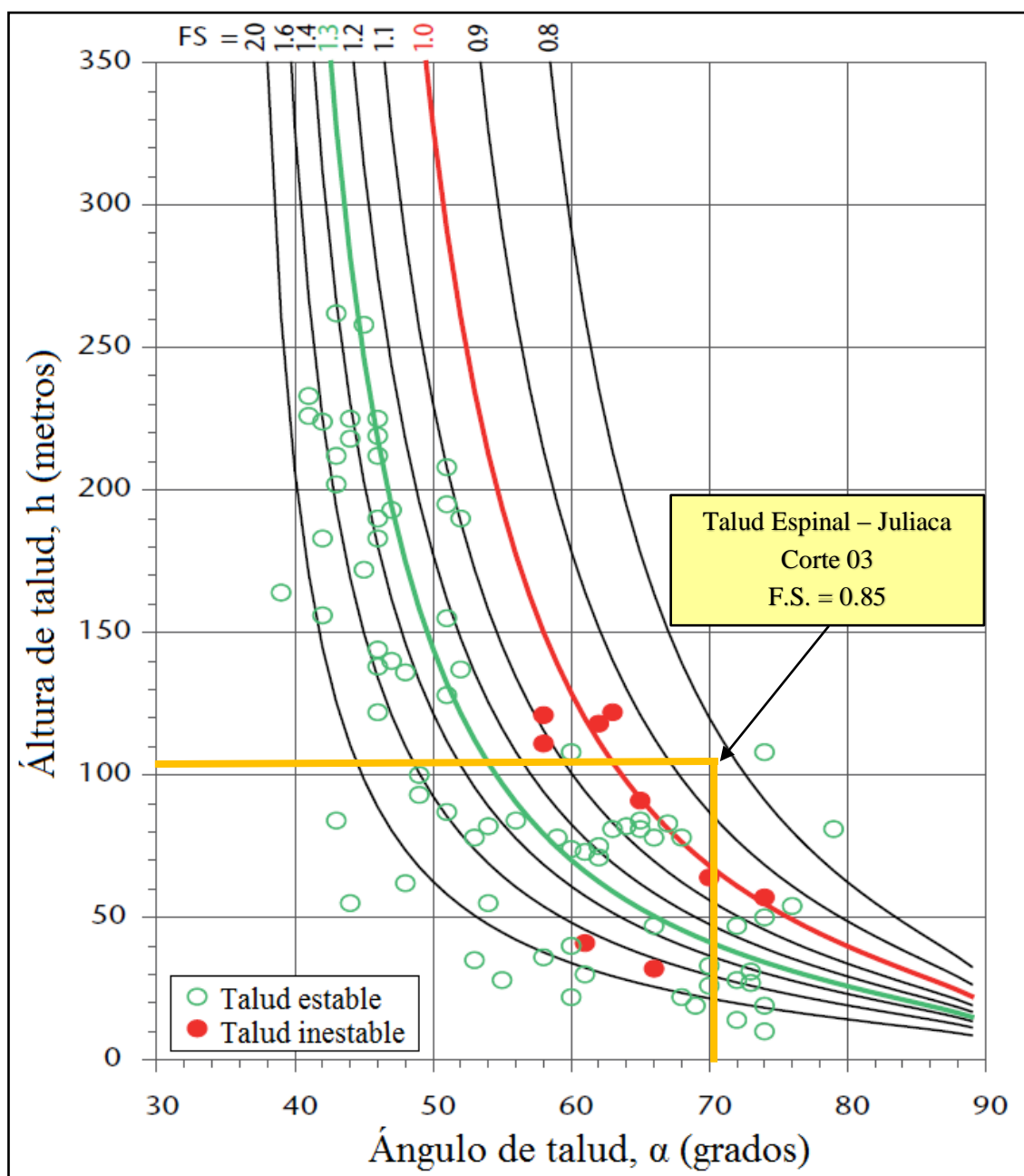


Gráfico 86 : Ángulo de talud versus altura de talud – caso talud del Cerro Espinal Juliaca – Corte 03.

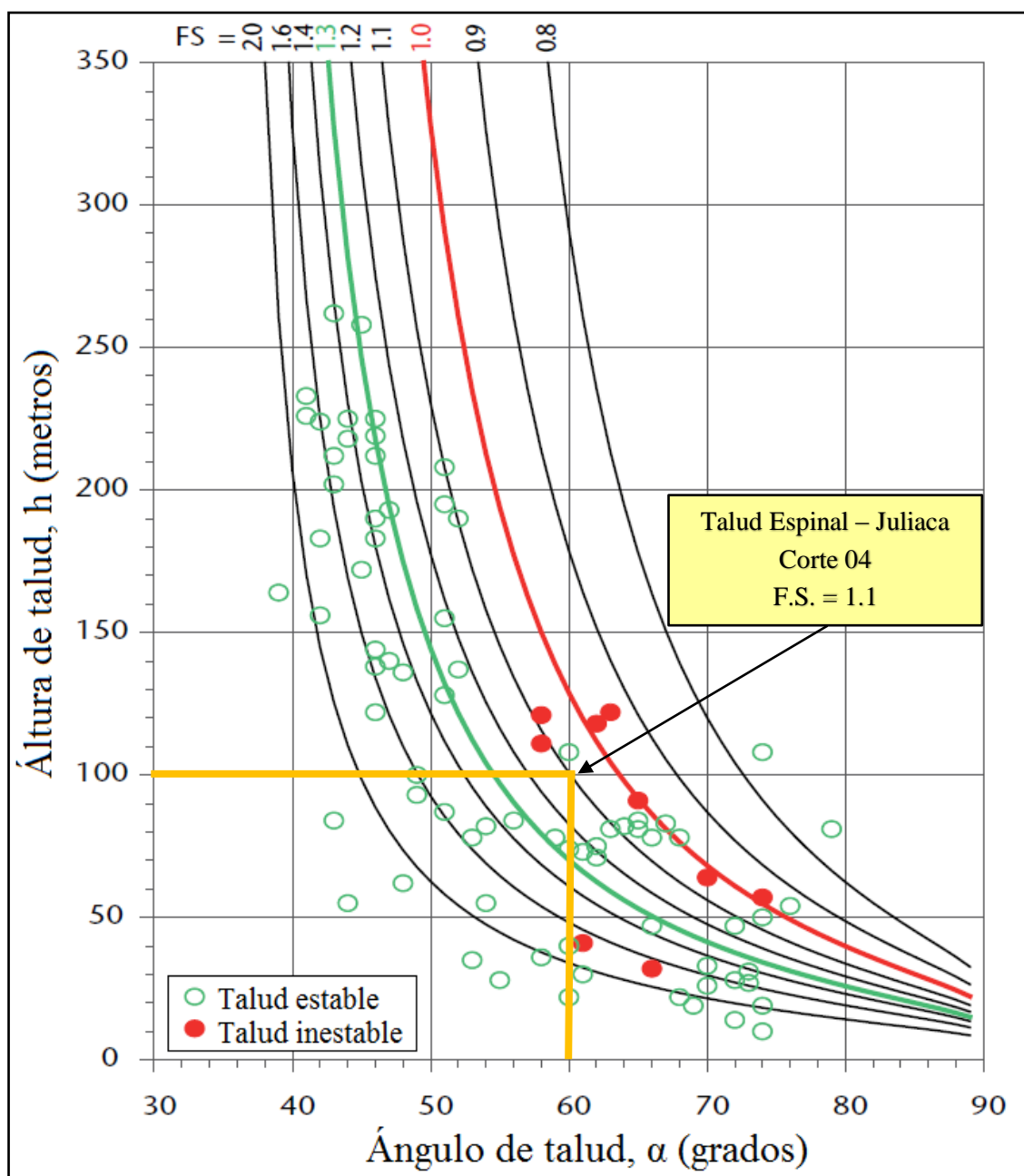


Gráfico 87 : Ángulo de talud versus altura de talud – caso talud del Cerro Espinal Juliaca – Corte 04.

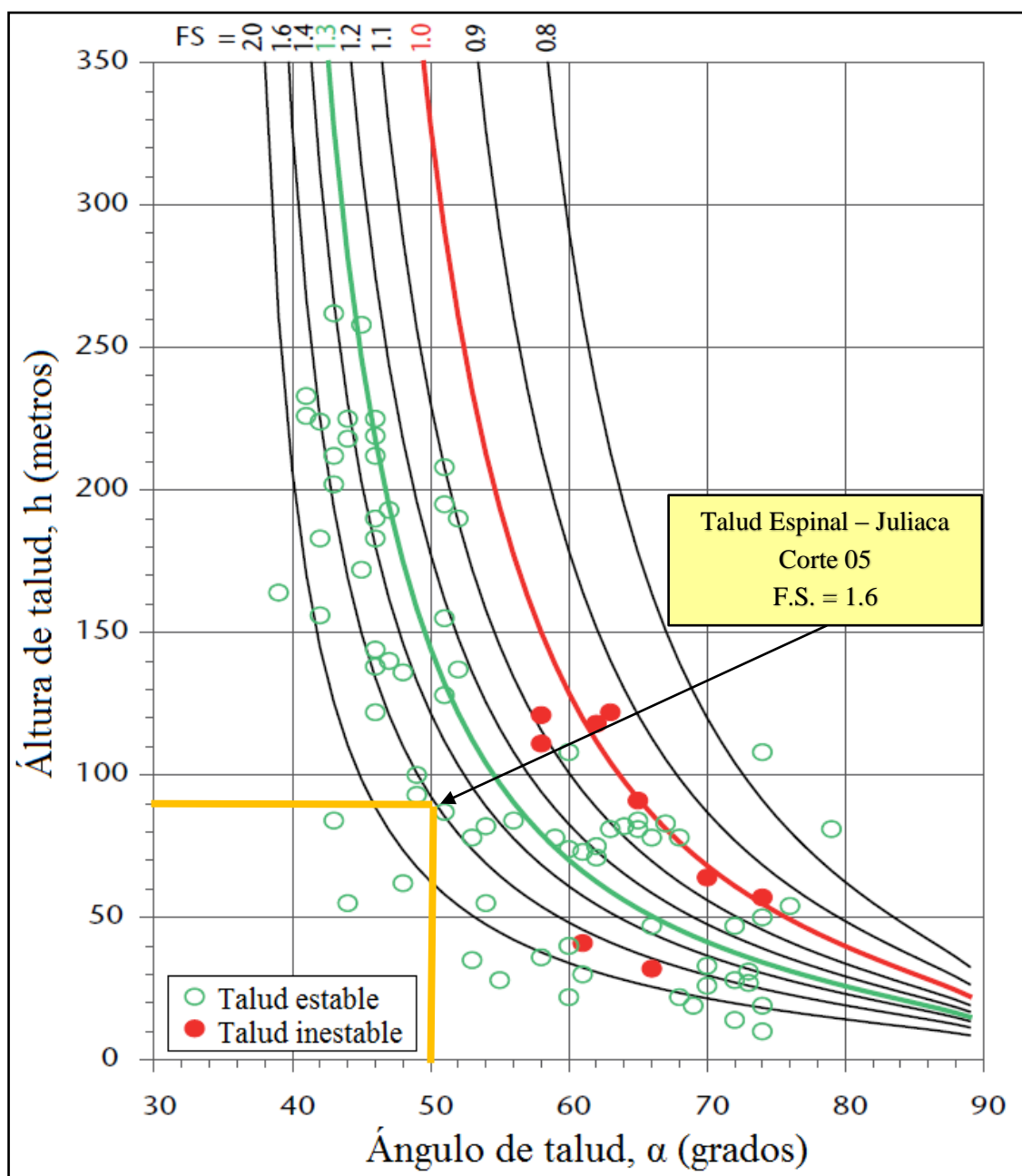


Gráfico 88 : Ángulo de talud versus altura de talud – caso talud del Cerro Espinal Juliaca – Corte 05.



ANEXO 08 - B

ÍNDICE SMR (SLOPE MASS RATING)



SMRTool beta 1.09
 a calculator for computing Slope Mass Rating (SMR)
 Authors: A. Riquelme et al (2014)
 Contact: adriquiriquelme@gmail.com
 Department of Civil Engineering of the University of Alicante, SPAIN



Cite this material as:
 Riquelme, A. & Tomás, R. & Abellán, A. (2014). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. <http://personal.ua.es/ariquelme/smrtool.html> (download date). License:

Project name	Índice SMR (Slope Mass Rating) - Espinal - Juliaca
Date	2 de diciembre de 2015
Author	Fredy Alonso Valeriano Nina
Company	

Basic RMR	73
α_s	45°
β_s	70°
α_j or α_i	16°
β_j or β_i	71°

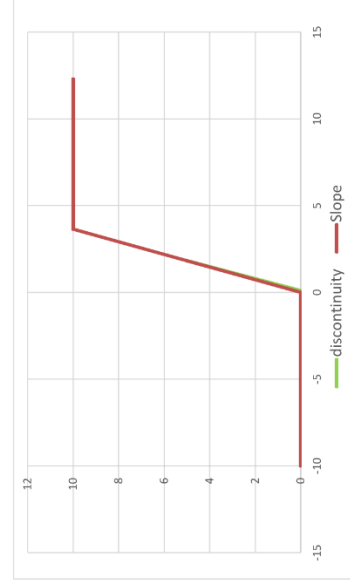
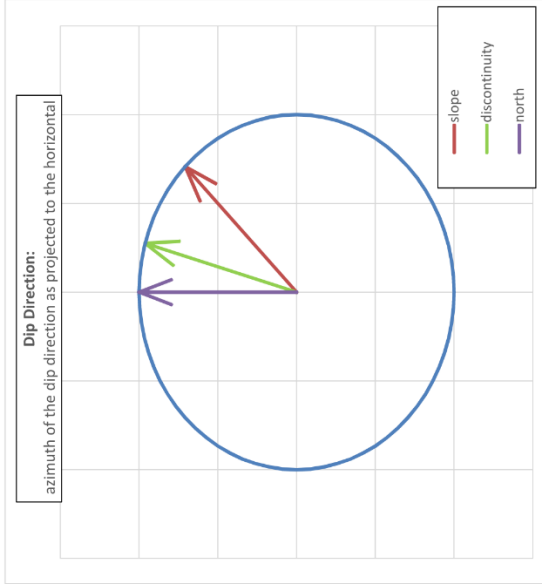
Auxiliar angles (degrees)	A	29°
	B	71°
	C	1°
Failure Type	Wedge/Planar	

Authors →	Romana (1993)	Tomás et al (2007)
Coefficients ↓	Discrete values	Continuous values
F_1	0.40	0.34
F_2	1.00	0.98
F_3	-6.00	-15.00
$F_1 \times F_2 \times F_3$	-2	-5

Excavation method	Blasting or mechanical
F_4	0

SMR	Discrete	Continuous
Class	71	68
	II	II

Description	Discrete	Continuous
Stability	Good	Good
Failures	Stable	Stable
	Some blocks	Some blocks
Support	Occasional	Occasional



SMR - TALUD ESPINAL - FAMILIA 01



SMRTool beta 1.09
 a calculator for computing Slope Mass Rating (SMR)
 Authors: A. Riquelme et al (2014)
 Contact: adrriquelme@gmail.com
 Department of Civil Engineering of the University of Alicante, SPAIN



Cite this material as:
 Riquelme, A. & Tomás, R. & Abellán, A. (2014). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. <http://personal.ua.es/ariquielme/smrtool.html> (download date). License:

Project name	Índice SMR (Slope Mass Rating) - Espinal - Juliaca
Date	2 de diciembre de 2015
Author	Fredy Alonso Valeriano Nina
Company	

Slope	Basic RMR	73
Discontinuity	α_s	45°
	β_s	70°
	α_j or α_i	324°
	β_j or β_i	60°

) DP (D 2

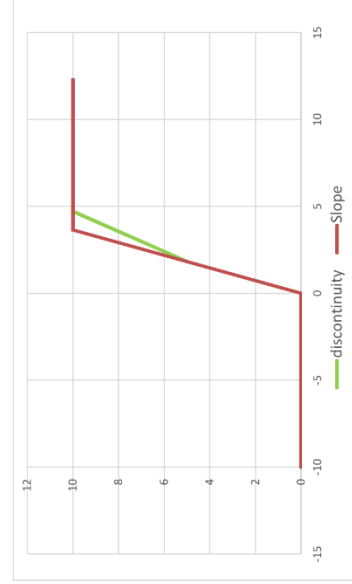
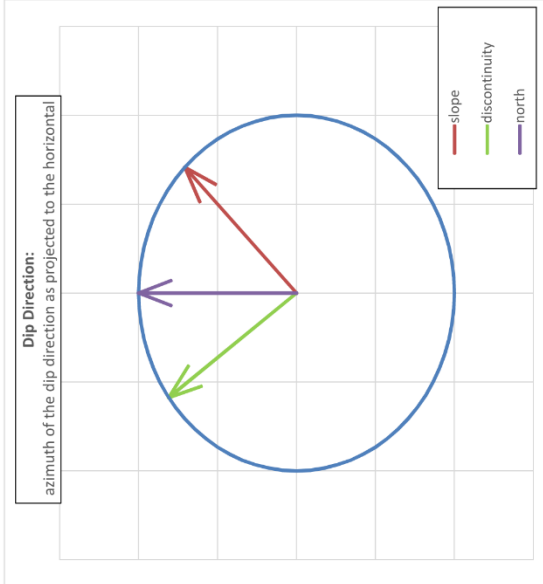
Auxiliar angles (degrees)	A	81°
	B	60°
	C	-10°
Failure Type	Wedge/Planar	

Authors →	Romana (1993)	Tomás et al (2007)
Coefficients ↓	Discrete values	Continuous values
F_1	0.15	0.15
F_2	1.00	0.97
F_3	-60.00	-58.10
$F_1 \times F_2 \times F_3$	-9	-9

Excavation method	Blasting or mechanical
F_4	0

SMR	Discrete	Continuous
Class	64	64
	II	II

Description	Discrete	Continuous
Stability	Good	Good
	Stable	Stable
Failures	Some blocks	Some blocks
Support	Occasional	Occasional



SMR - TALUD ESPINAL - FAMILIA 02



SMRTool beta 1.09
 a calculator for computing Slope Mass Rating (SMR)
 Authors: A. Riquelme et al (2014)
 Contact: adriquelme@gmail.com
 Department of Civil Engineering of the University of Alicante, SPAIN



Cite this material as:
 Riquelme, A. & Tomás, R. & Abellán, A. (2014). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. <http://personal.ua.es/es/adriquelme/smrtool.html> (download date). License:

Project name	Índice SMR (Slope Mass Rating) - Espinal - Juliaca
Date	2 de diciembre de 2015
Author	Fredy Alonso Valeriano Nina
Company	

Basic RMR	73
α_s	45°
β_s	70°
α_j or α_i	267°
β_j or β_i	66°

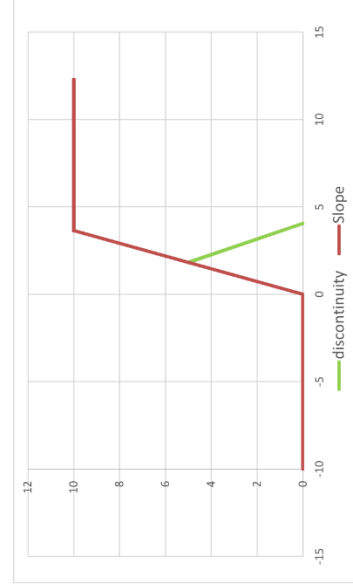
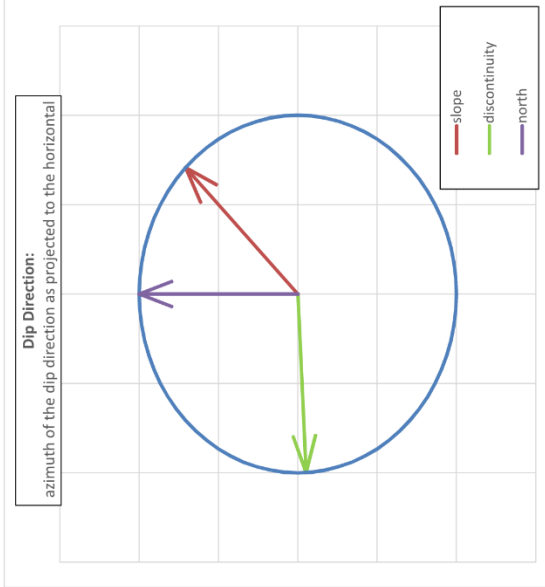
Auxiliar angles (degrees)	A	42°
	B	66°
	C	136°
Failure Type	Toppling	

Authors →	Romana (1993)	Tomás et al (2007)
Coefficients ↓	Discrete values	Continuous values
F_1	0.15	0.23
F_2	1.00	1.00
F_3	-25.00	-25.35
$F_1 \times F_2 \times F_3$	-4	-6

Excavation method	Blasting or mechanical
F_4	0

SMR	Discrete	Continuous
Class	69	67
	II	II

Description	Discrete	Continuous
Stability	Good	Good
Failures	Stable	Stable
	Some blocks	Some blocks
Support	Occasional	Occasional



SMR - TALUD ESPINAL - FAMILIA 03

SMRTool beta 1.09

a calculator for computing Slope Mass Rating (SMR)

Authors: A. Riquelme et al (2014)

Contact: adririquelme@gmail.com

Department of Civil Engineering of the University of Alicante, SPAIN



Cite this material as:

Riquelme, A. & Tomás, R. & Abellán A. (2014). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. <http://personal.ua.es/ariquelme/smrtool.html> (download date). License:



Project name	Índice SMR (Slope Mass Rating) - Espinal - Juliaca	
Date	2 de diciembre de 2015	
Author	Fredy Alonso Valeriano Nina	
Company		

Basic RMR	73
α_s	45°
β_s	70°
α_j or α_i	211°
β_j or β_i	79°

DP 4

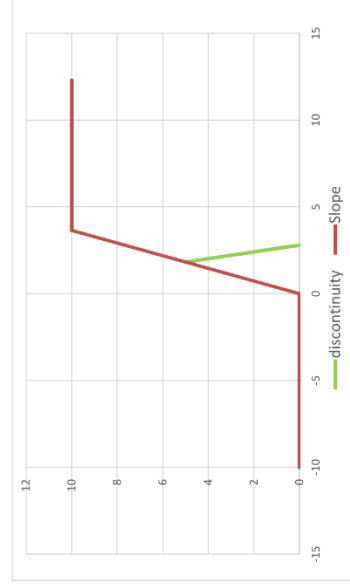
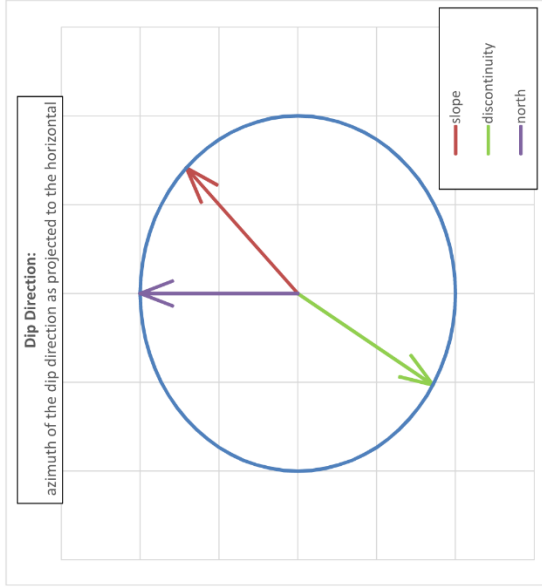
Auxiliar angles (degrees)	A 14°
	B 79°
	C 149°
Failure Type	Toppling

Authors →	Romana (1993)	Tomás et al (2007)
Coefficients ↓	Discrete values	Continuous values
F_1	0.70	0.74
F_2	1.00	1.00
F_3	-25.00	-25.58
$F_1 \times F_2 \times F_3$	-18	-19

Excavation method	Blasting or mechanical
F_4	0

SMR	Discrete	Continuous
Class	III	III

Description	Discrete	Continuous
Stability	Normal	Normal
Failures	Partially stable	Partially stable
	Some joints or many wedges	Some joints or many wedges
Support	Systematic	Systematic



SMR - TALUD ESPINAL - FAMILIA 04



SMRTool beta 1.09
 a calculator for computing Slope Mass Rating (SMR)
 Authors: A. Riquelme et al (2014)
 Contact: adrriquelme@gmail.com
 Department of Civil Engineering of the University of Alicante, SPAIN



Cite this material as:
 Riquelme, A. & Tomás, R. & Abellán A. (2014). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. <http://personal.ua.es/es/ariquelme/smrtool.html> (download date). License:

Project name	Índice SMR (Slope Mass Rating) - Espinal - Juliaca	
Date	2 de diciembre de 2015	
Author	Freddy Alonso Valeriano Nina	
Company		

Slope	Basic RMR	73
	α_s	45°
Discontinuity	β_s	70°
	α_j or α_i	112°
	β_j or β_i	41°

DP 5

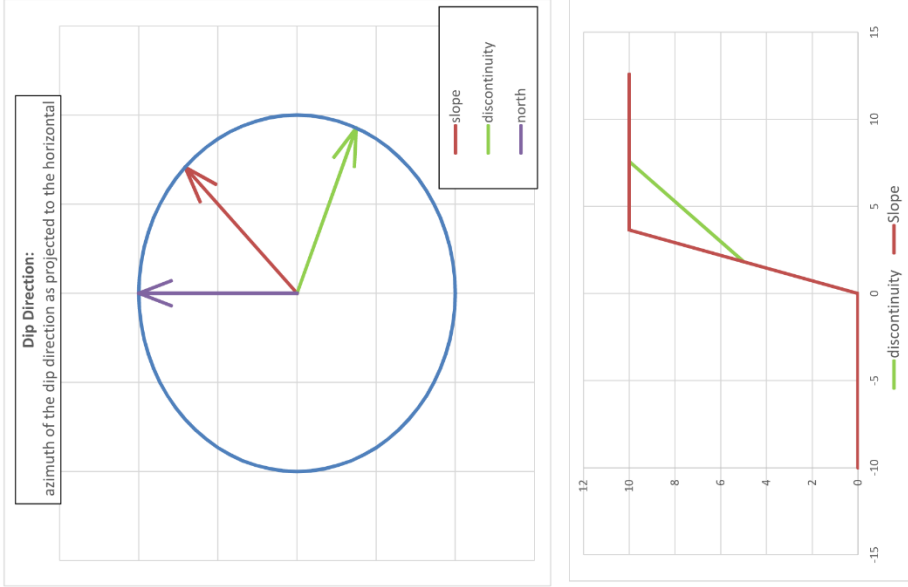
Auxiliar angles (degrees)	A	67°
	B	41°
	C	-29°
Failure Type	Wedge/Planar	

Authors →	Romana (1993)	Tomás et al (2007)
Coefficients ↓	Discrete values	Continuous values
F ₁	0.15	0.17
F ₂	0.85	0.89
F ₃	-60.00	-59.34
F ₁ x F ₂ x F ₃	-8	-9

Excavation method	Blasting or mechanical
F ₄	0

SMR	Discrete	Continuous
Class	65	64
	II	II

Description	Discrete	Continuous
Stability	Good	Good
Failures	Stable	Stable
Support	Some blocks	Some blocks
	Occasional	Occasional

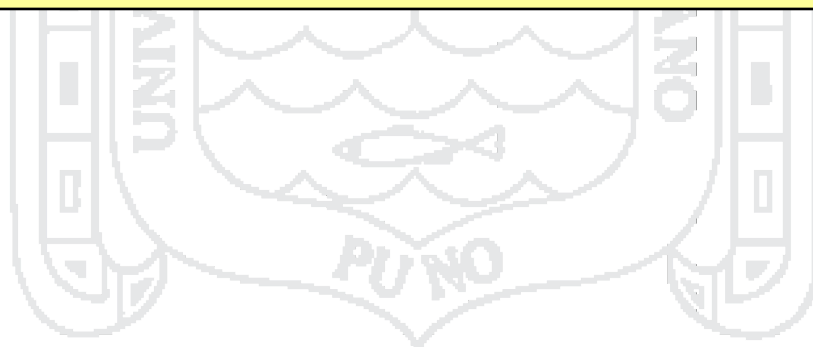


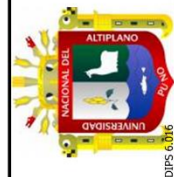
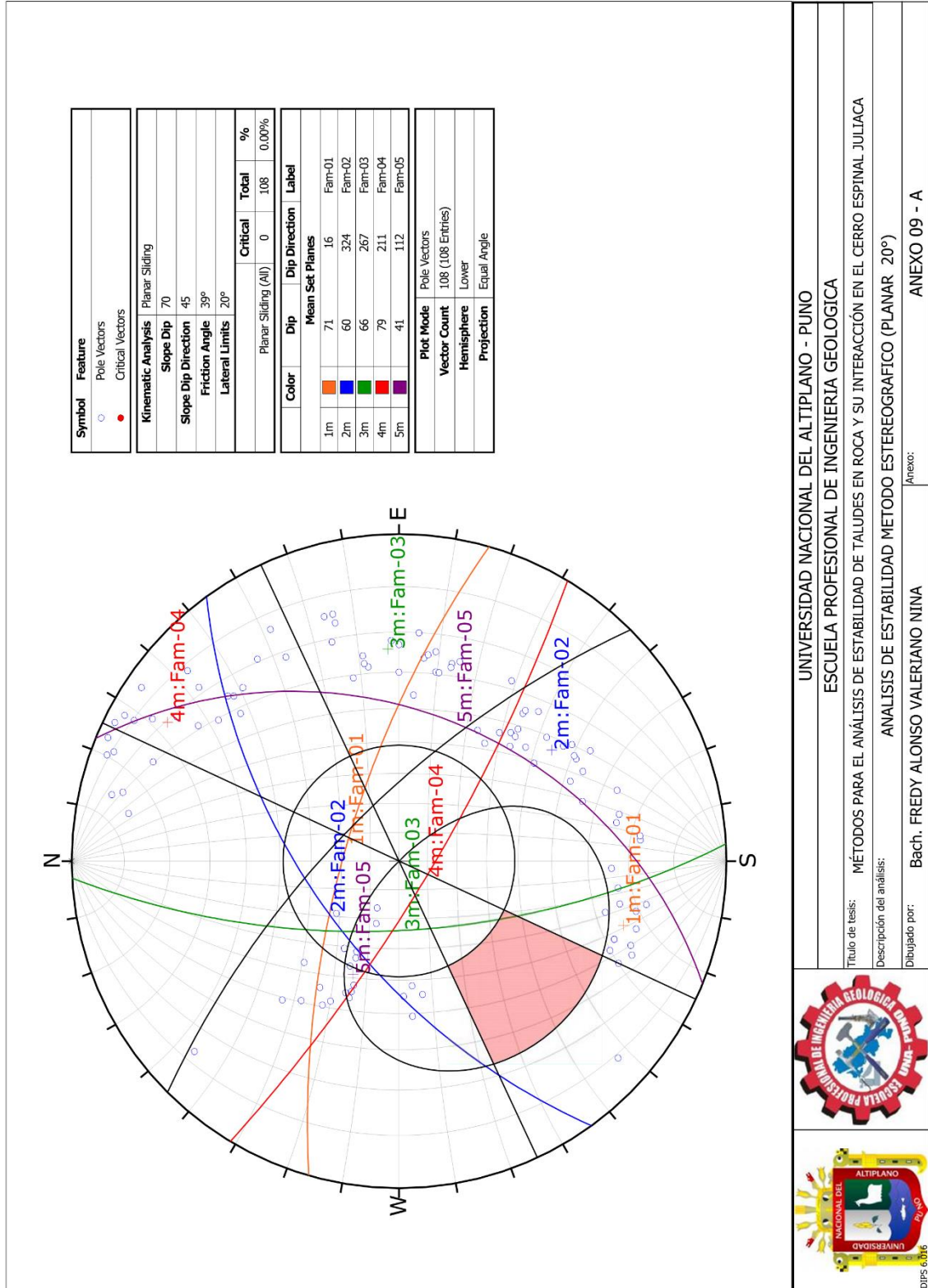
SMR - TALUD ESPINAL - FAMILIA 05



ANEXO 09

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
POR EL MÉTODO ESTEREOGRÁFICO O
CINEMÁTICO**

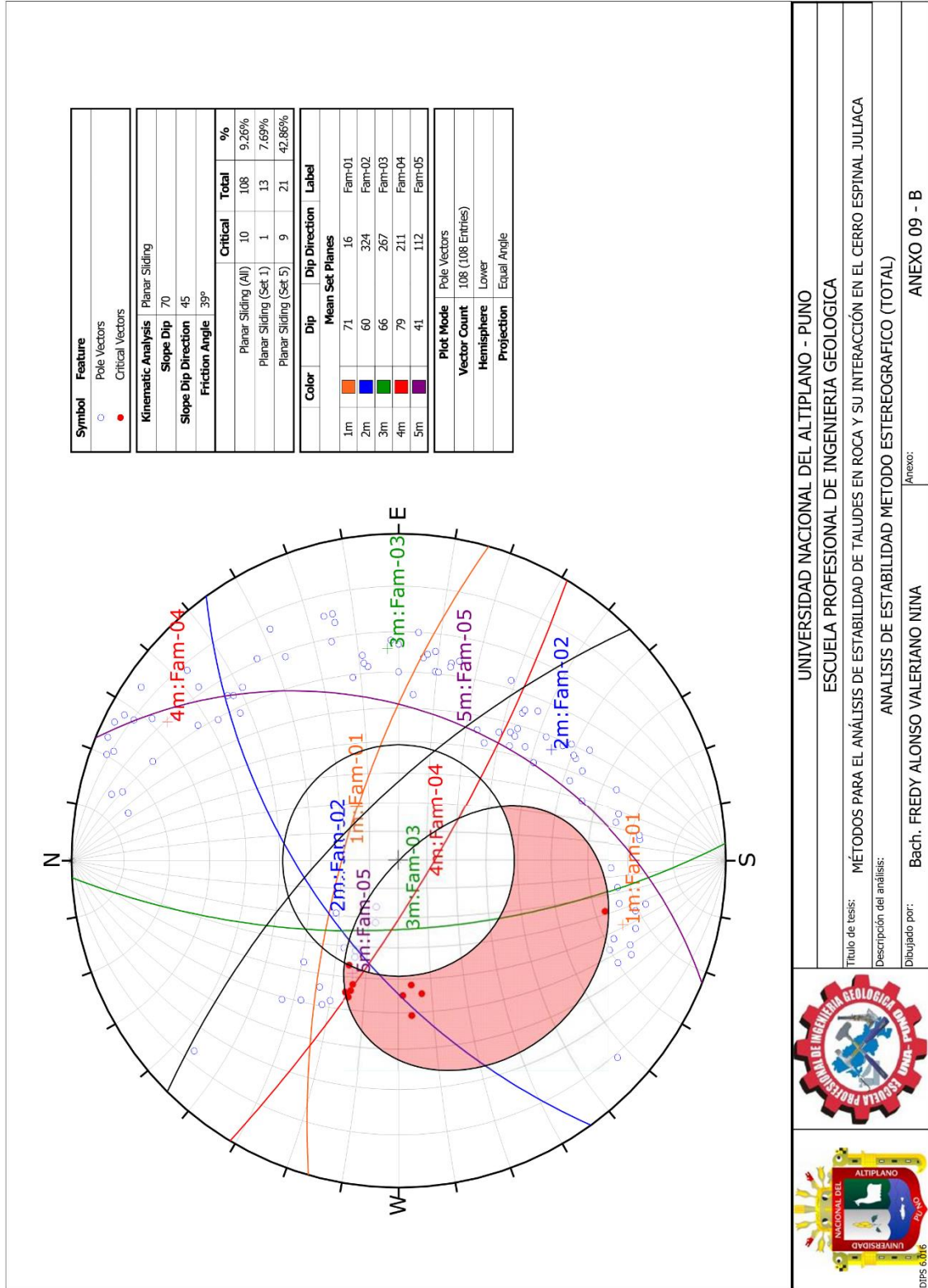




UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA

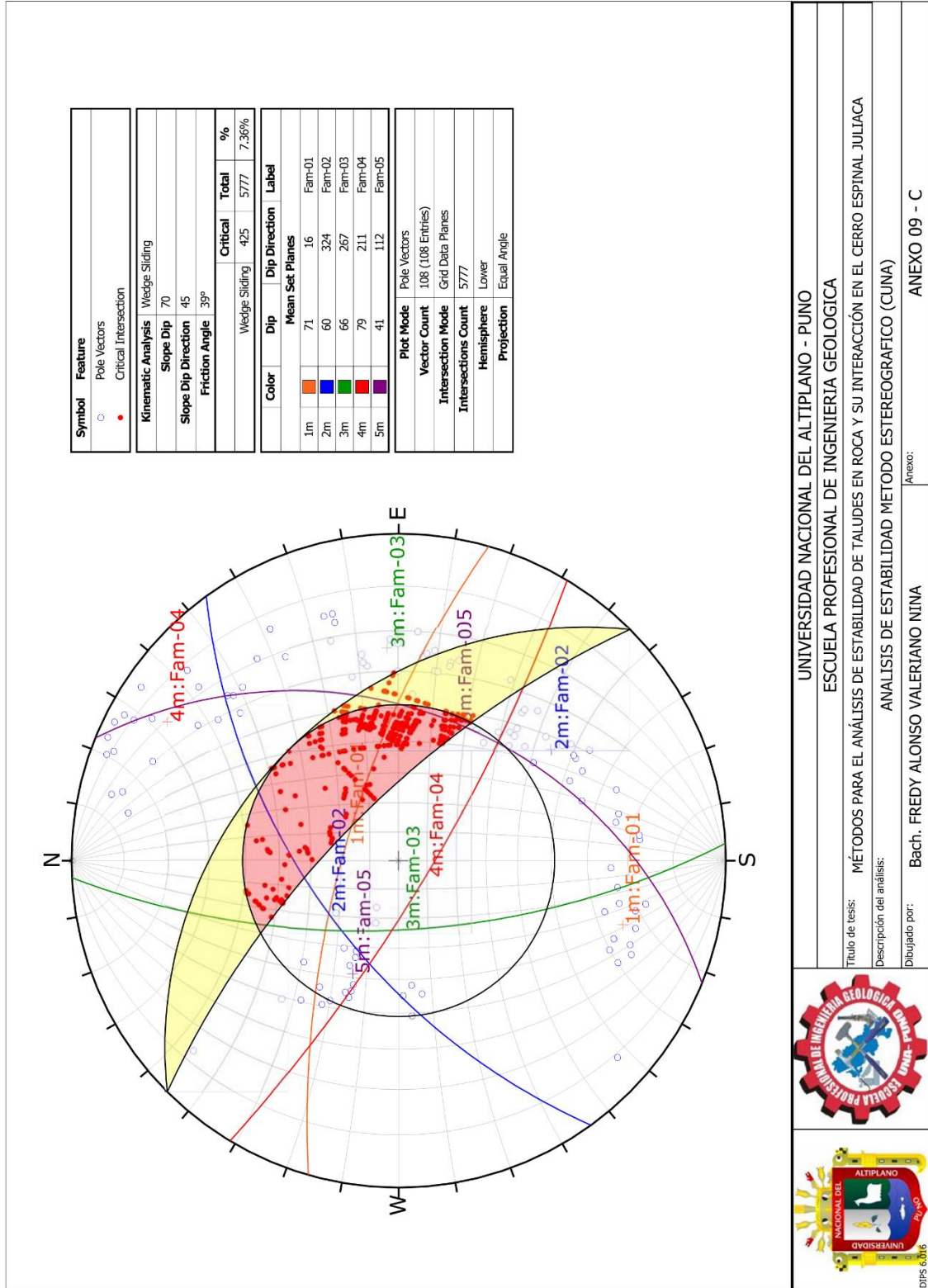
Título de tesis: MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL CERRO ESPINAL JULIACA
 Descripción del análisis: ANALISIS DE ESTABILIDAD METODO ESTEREOGRAFICO (PLANAR 20°)

Dibujado por: Bach. FREDY ALONSO VALERIANO NINA Anexo: ANEXO 09 - A

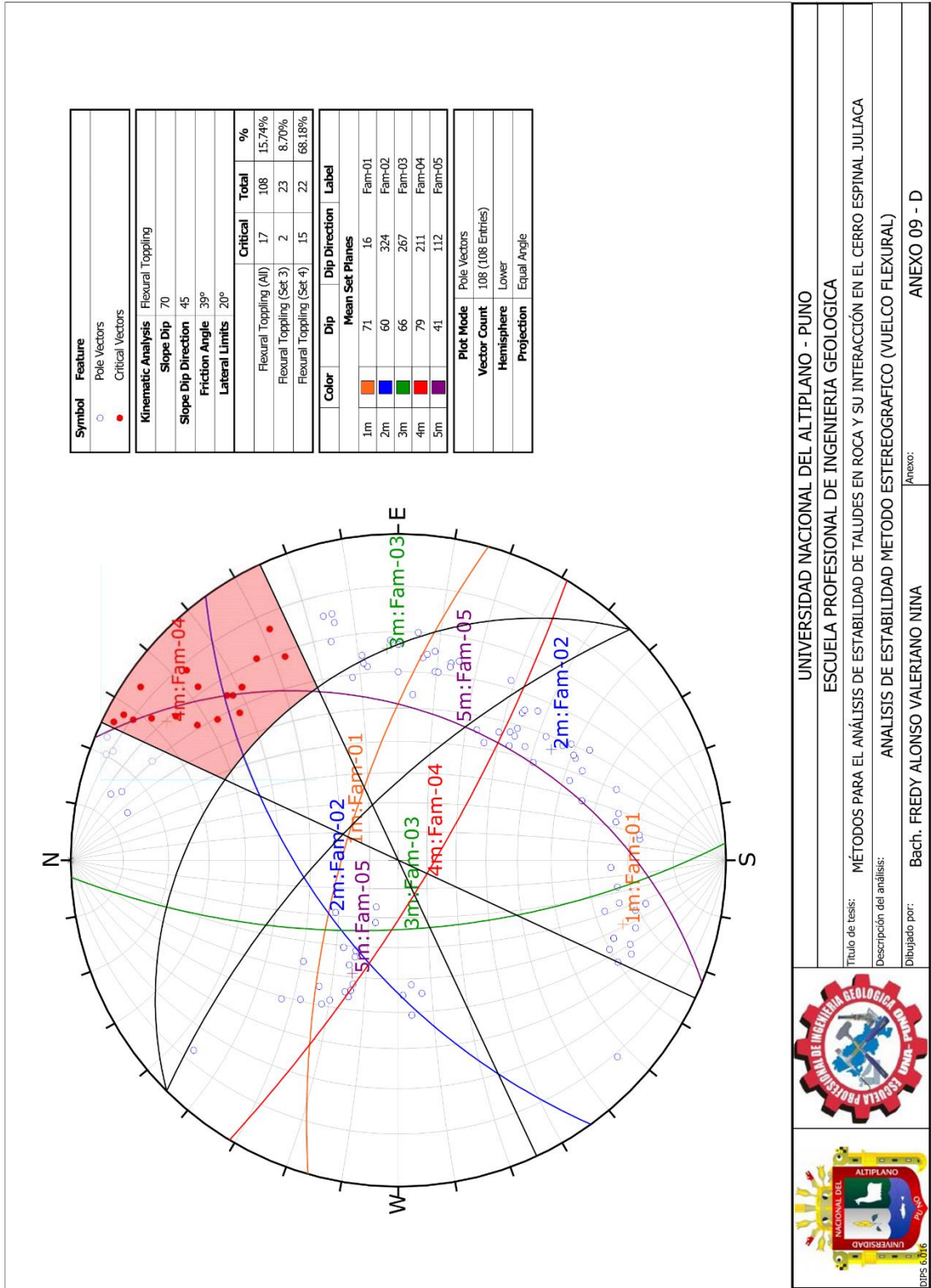


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA
 TÍTULO de tesis: MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL CERRO ESPINAL JULIACA
 Descripción del análisis: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD METODO ESTEREOGRAFICO (TOTAL)
 Dibuñado por: Bach. FREDY ALONSO VALERIANO NINA Anexo: ANEXO 09 - B



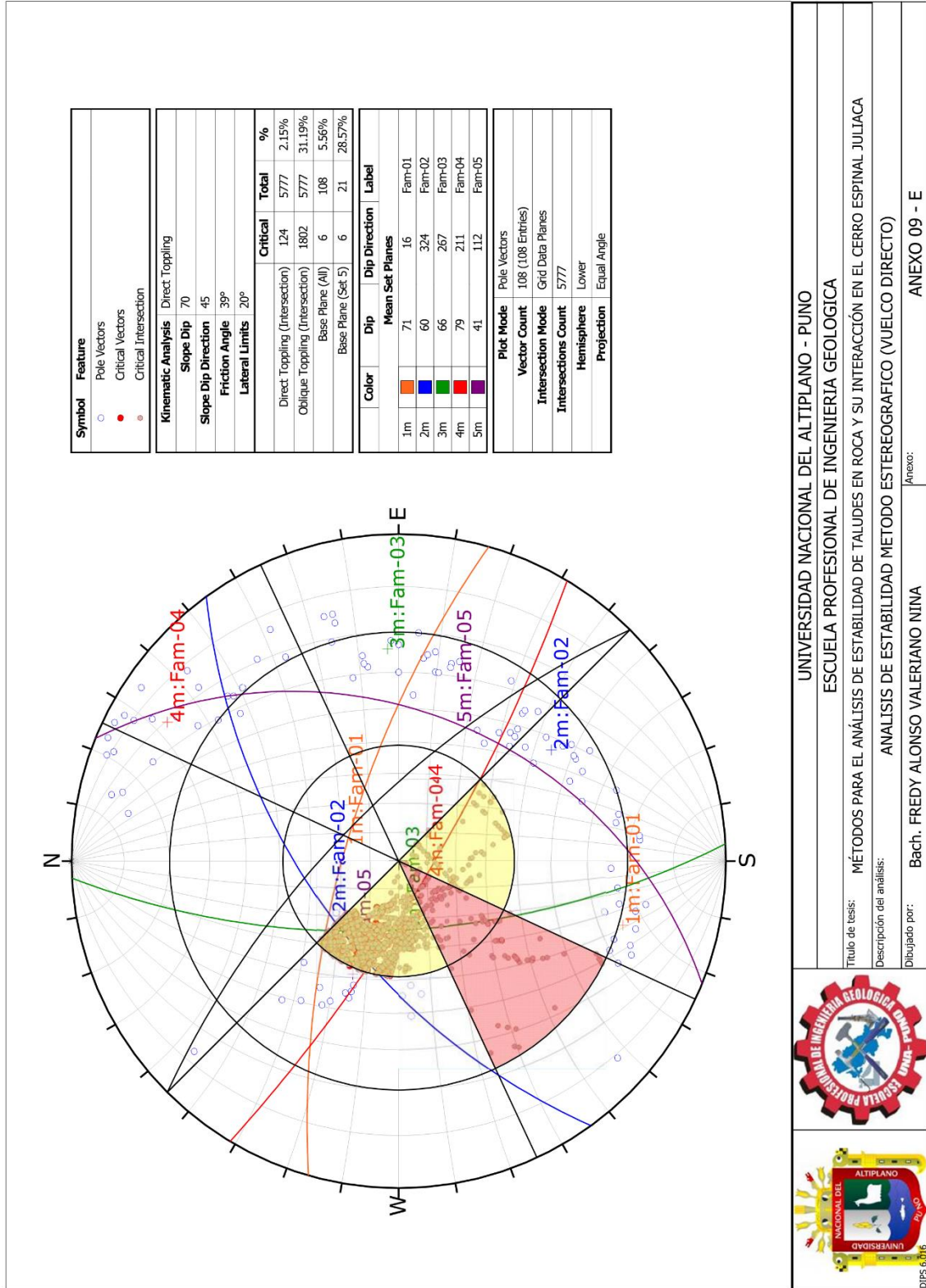


	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA
	TÍTULO DE TESIS: MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL CERRO ESPINAL JULIACA Descripción del análisis: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD METODO ESTEREOGRAFICO (CUINA)
Dibuñado por: Bach. FREDY ALONSO VALERIANO NINA	Anexo: ANEXO 09 - C



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA
 TITULO DE TESIS: METODOS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCION EN EL CERRO ESPINAL JULIACA
 DESCRIPCION DEL ANALISIS: ANALISIS DE ESTABILIDAD METODO ESTEREOGRAFICO (VUELCO FLEXURAL)
 DIBUJADO POR: BacH. FREDY ALONSO VALERIANO NINA
 ANEXO 09 - D



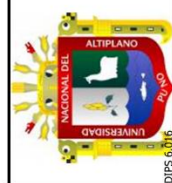



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA

Título de tesis: MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SU INTERACCIÓN EN EL CERRO ESPINAL JULIACA

Descripción del análisis: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD METODO ESTEREOGRAFICO (WUELCO DIRECTO)

Dibujado por: Bach. FREDY ALONSO VALERTIANO NINA Anexo: ANEXO 09 - E



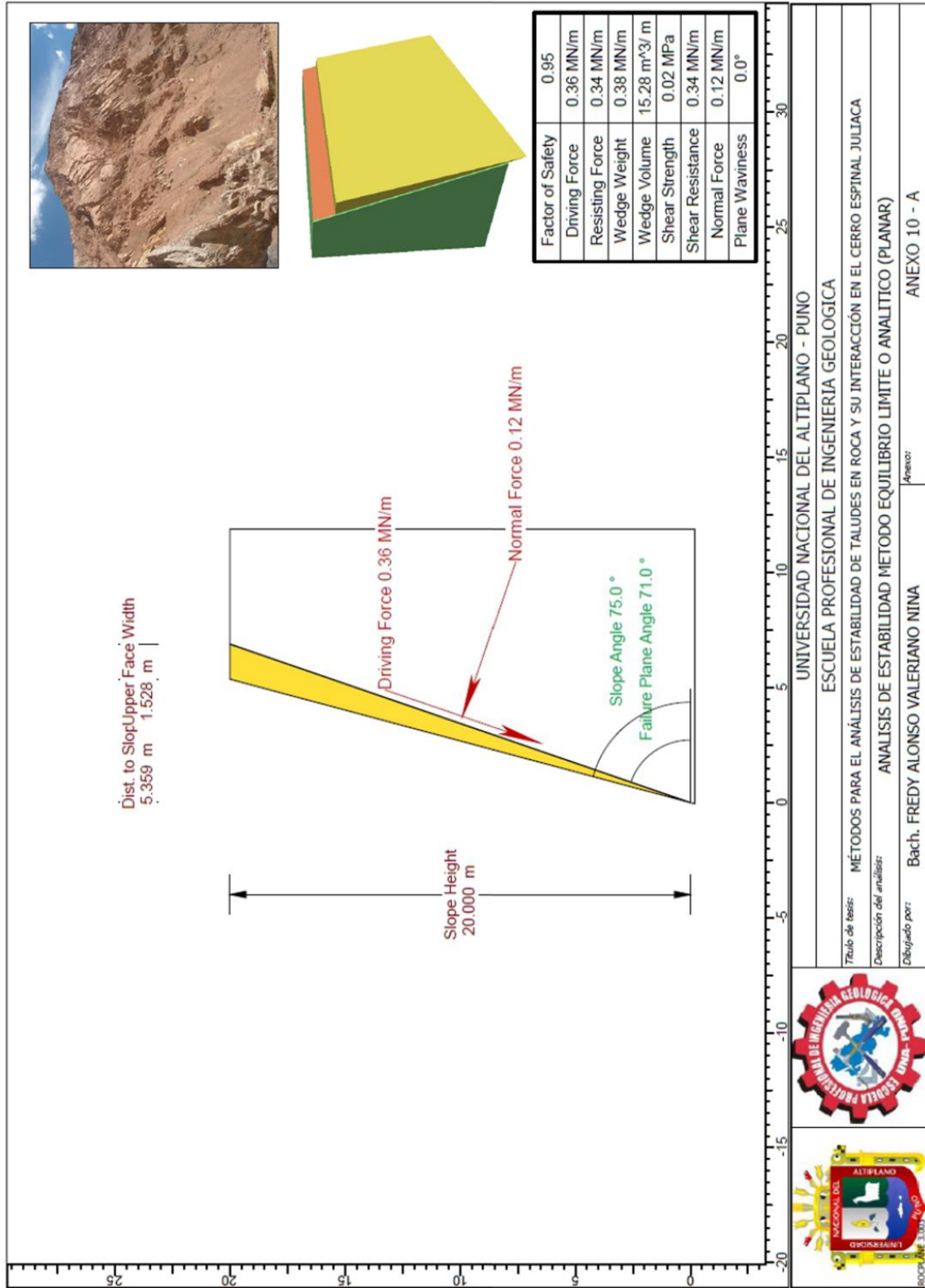


ANEXO 10

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR
MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE O
ANALÍTICOS**



ANEXO 10 - A
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES CON
EL SOFTWARE ROCPLANE v.3.0 ROCSCIENCE





ANEXO 10 - B
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES CON
EL SOFTWARE ROCKTOPPLE v.1.0.xls

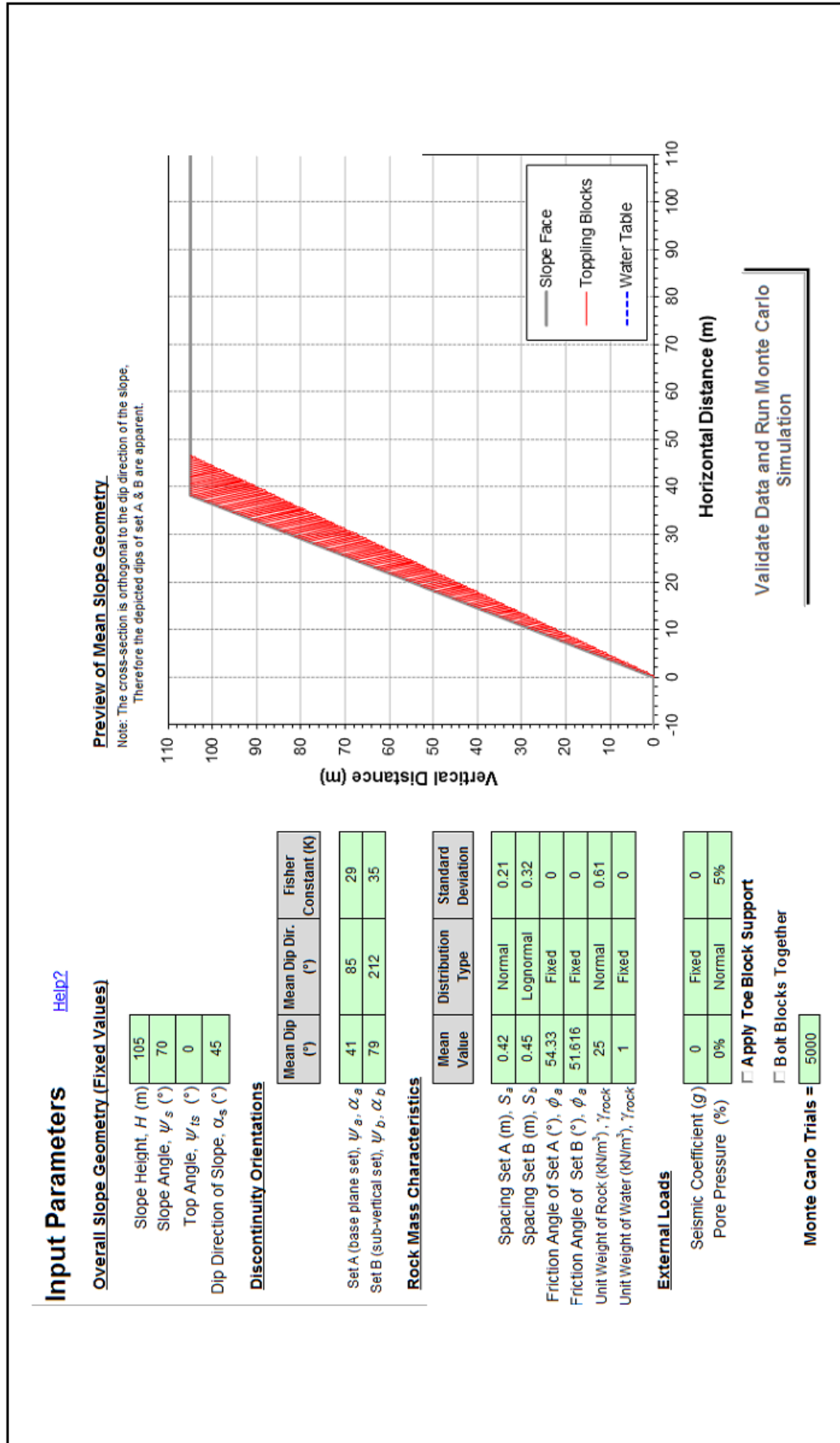
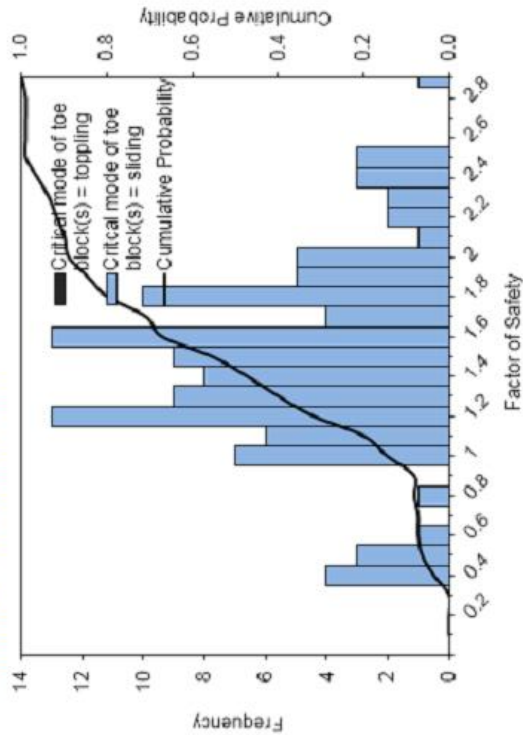


Gráfico 89 : Datos de entrada para el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite o analítico – caso talud del Cerro Espinal Juliaca – en el software ROCKTOPPLE v.1.0.xls.

Results

Kinematic Probability of Block Toppling Failure ($P_{f \text{ Kinematic}}$)	0.022
Kinetic Probability of Block Toppling Failure ($P_{f \text{ Kinetic}} \text{Kinematic}$)	0.082
Total Probability of Block Toppling Failure ($P_{f \text{ Kinematic}} \times P_{f \text{ Kinetic}} \text{Kinematic}$)	0.002
Mean FS Kinematically Feasible	1.57
Median FS Kinematically Feasible	1.57

Distribution of the Factor of Safety



Summary of Kinematic Probabilities

Kinematic Mode	Number of Trials	Kinematic Probability
Block Toppling	110	0.022
Sliding on Set A Only	1	0.000
Toppling on Set B Only	2994	0.599
Sliding and Toppling	6	0.001
No Kinematic Failure	1889	0.378
Total	5000	1.000

Summary of Kinetic Probabilities

Critical Failure Mode for Toe Block(s)	Number of Trials		$P_{f \text{ Kinetic}}$
	Total	Unstable	
Sliding	110	9	0.082
Toppling	0	0	0.000
Total	110	9	0.082

Summary of Support

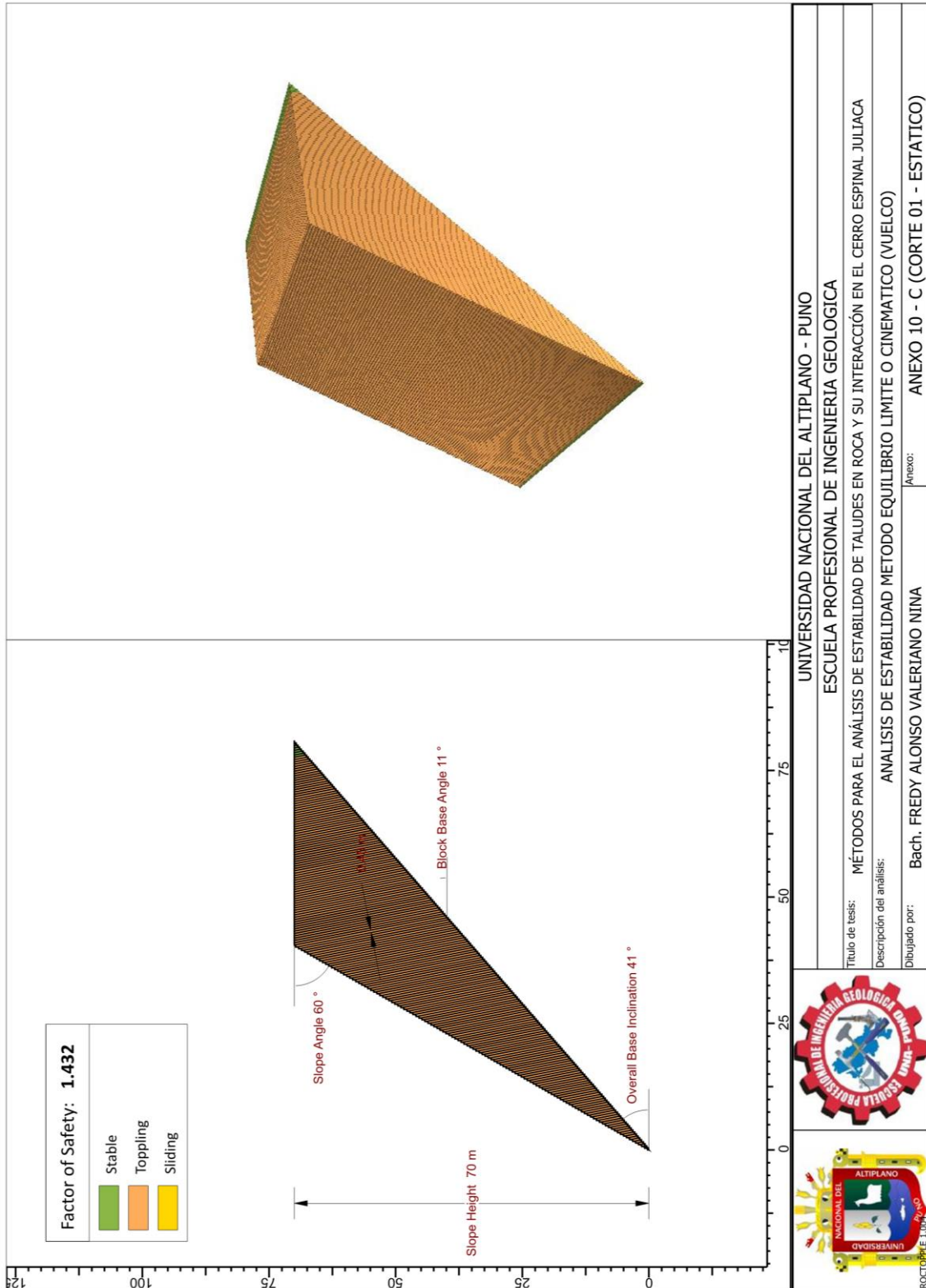
Support	Yes/No	Magnitude, T (kN)	Orientation, i (°)	Active/Passive?
Toe Block	No	-	-	-
Blocks Bolted Together	No	-	-	-

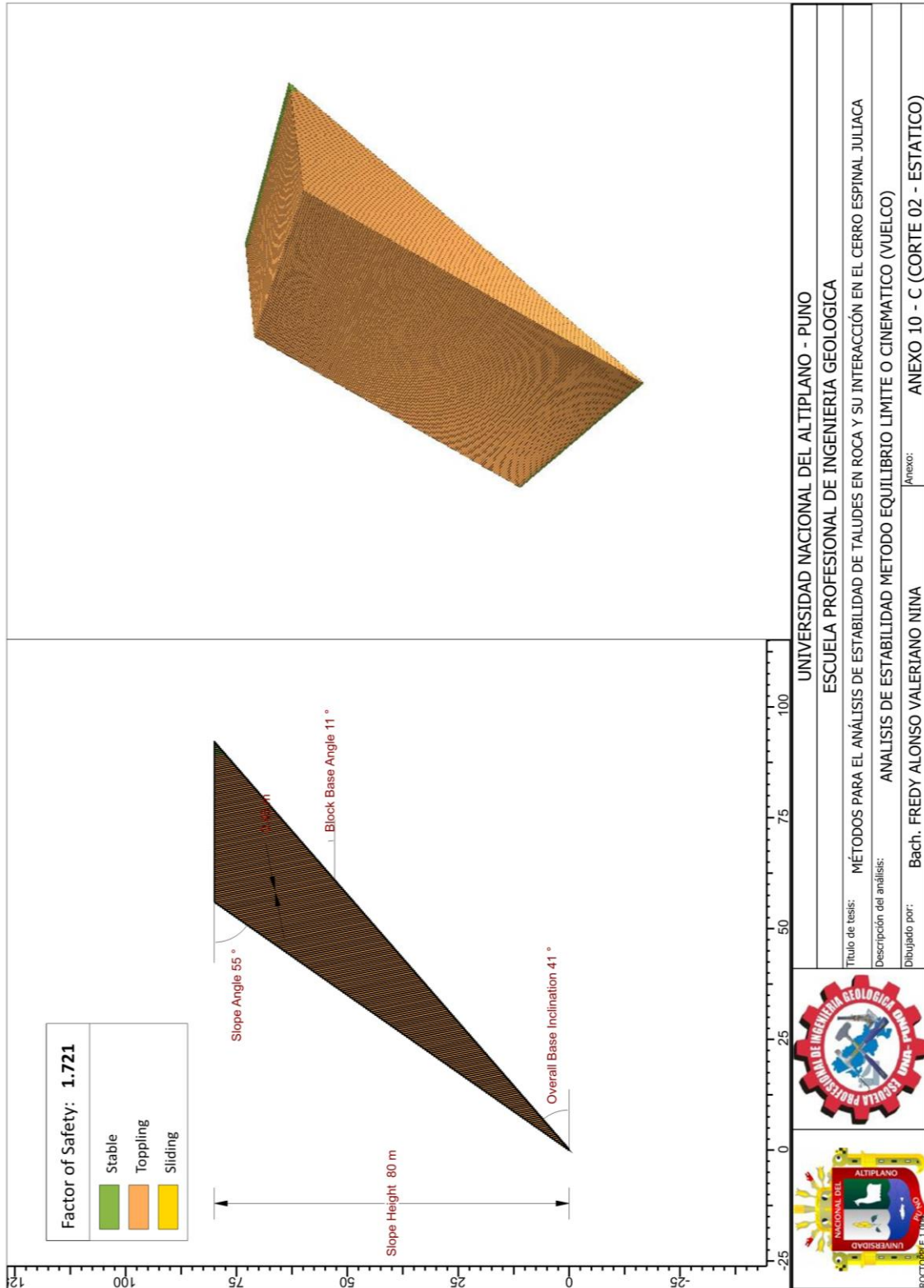
Gráfico 90 : Resultados del análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite o analítico – caso talud del Cerro Espinal Juliaca – en el software ROCKTOPPLE v.1.0.xls.

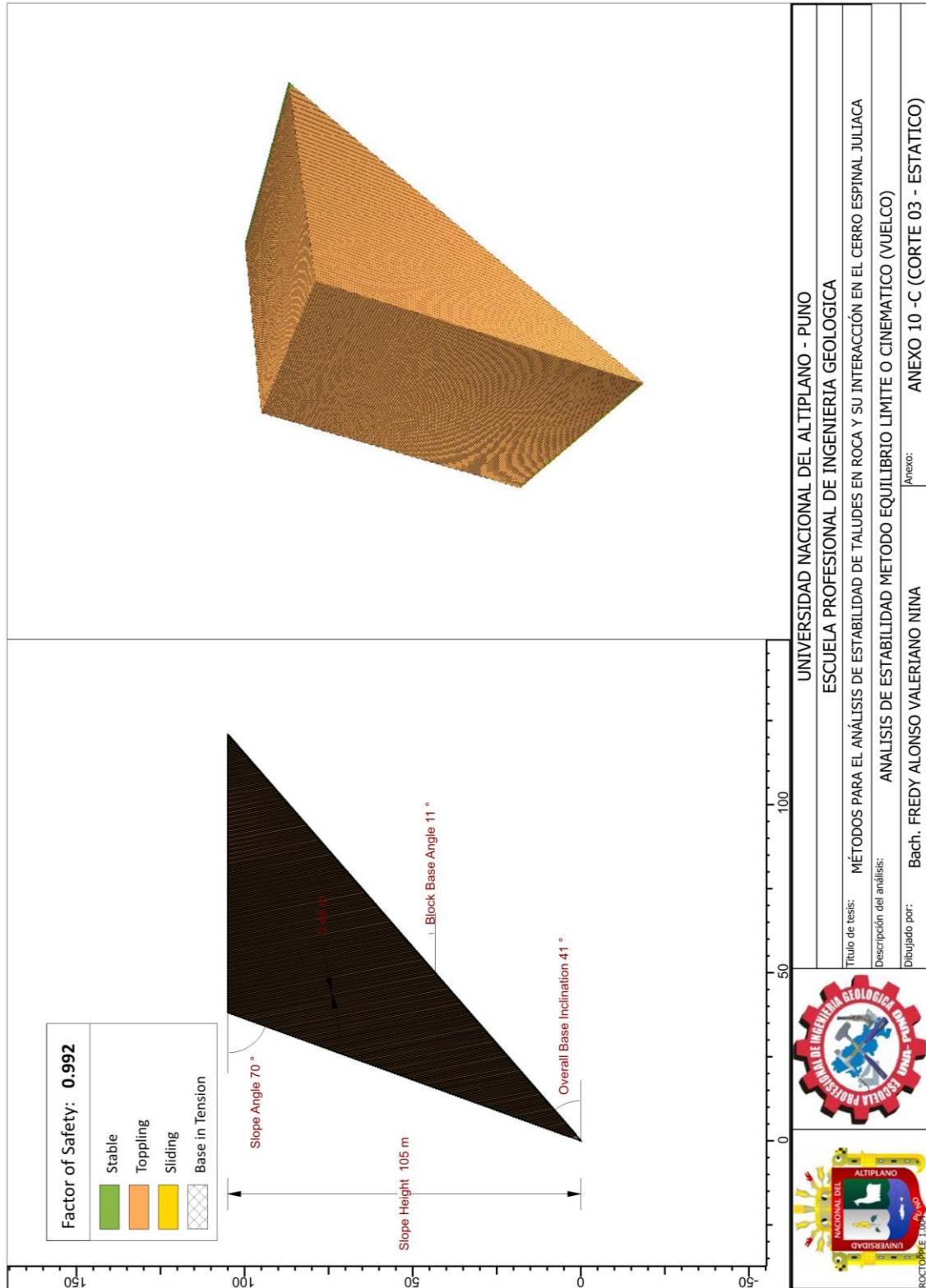


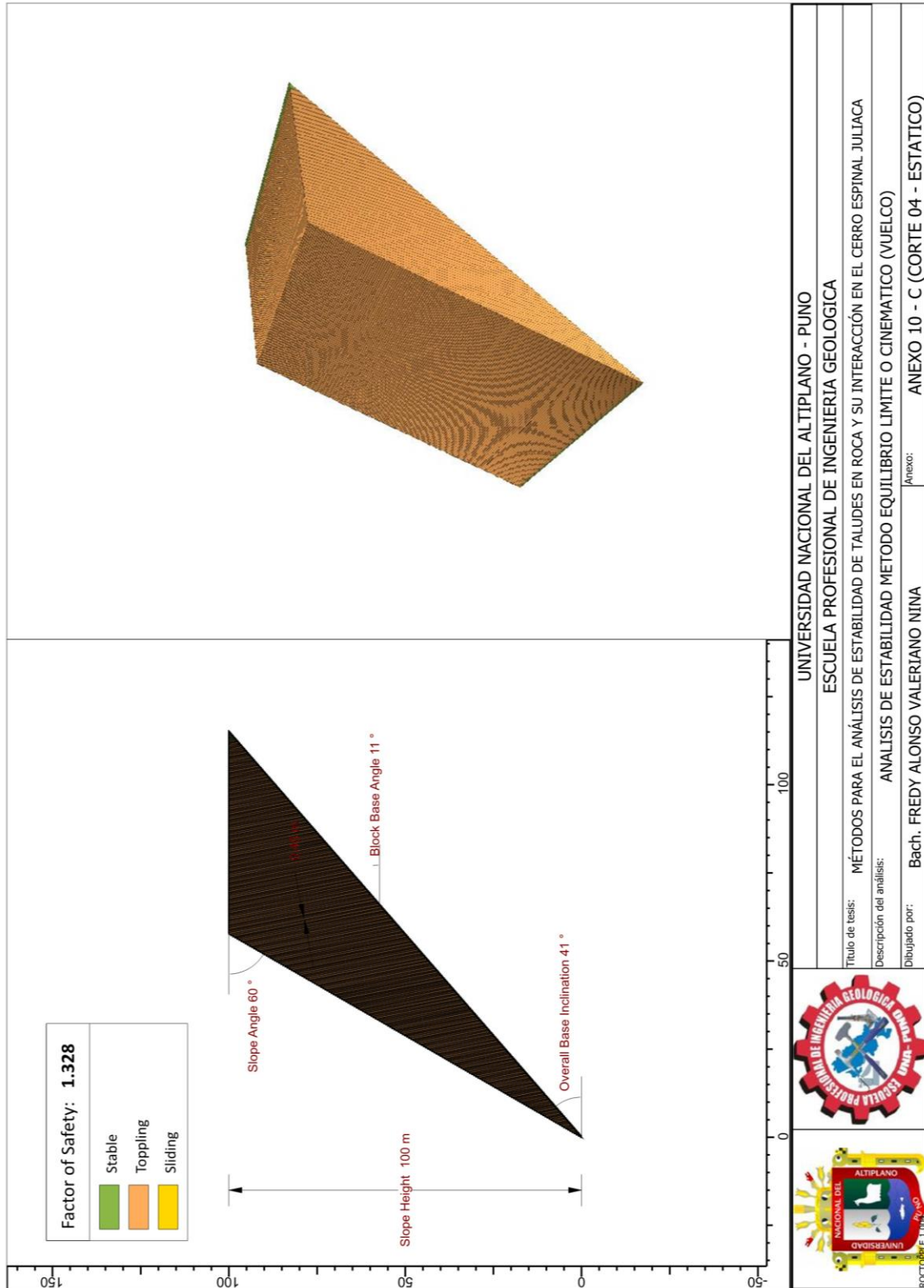
ANEXO 10 - C

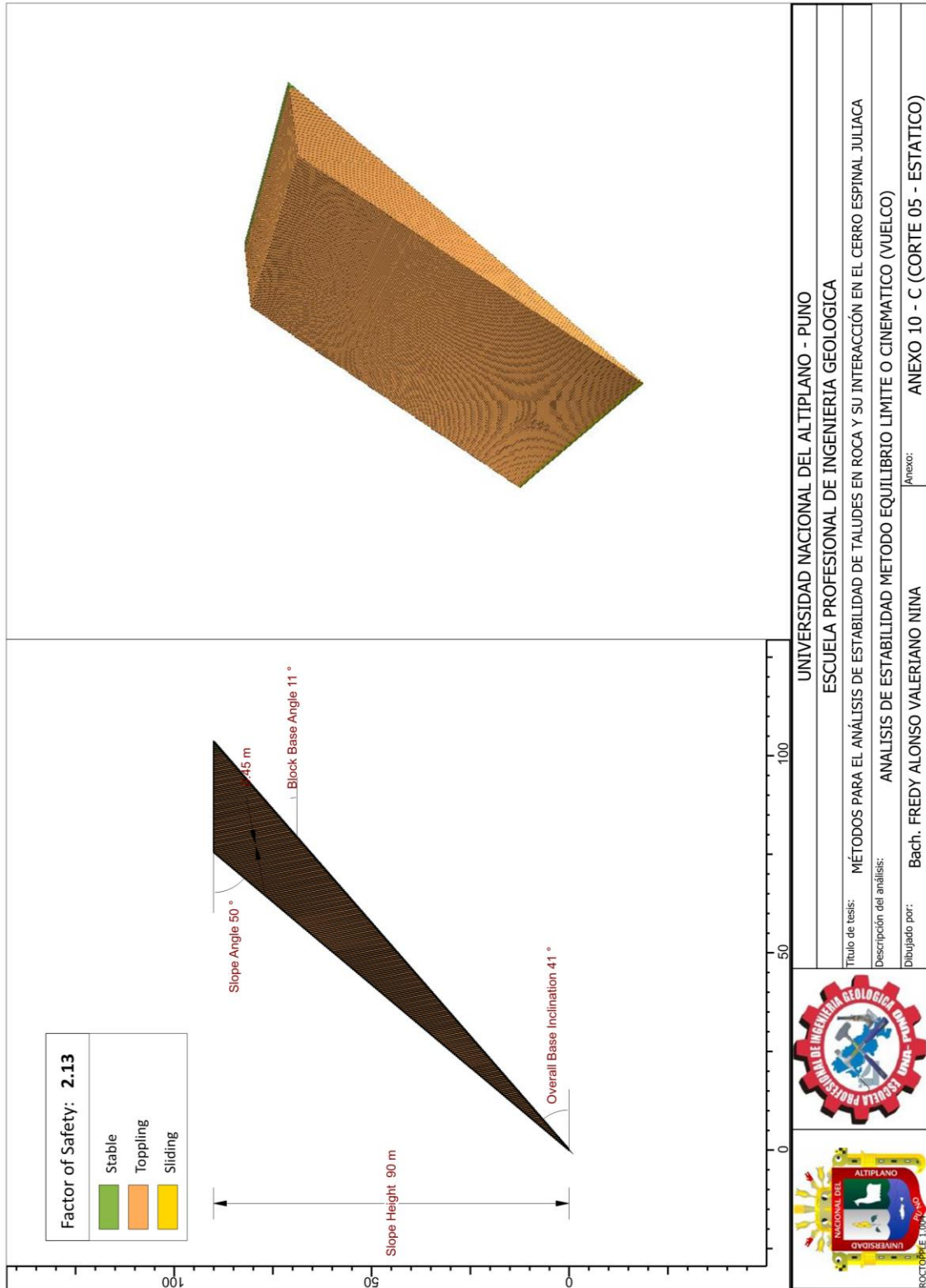
**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
ESTÁTICO CON EL SOFTWARE ROCTOPPLE
v.1.0 ROCSCIENCE**







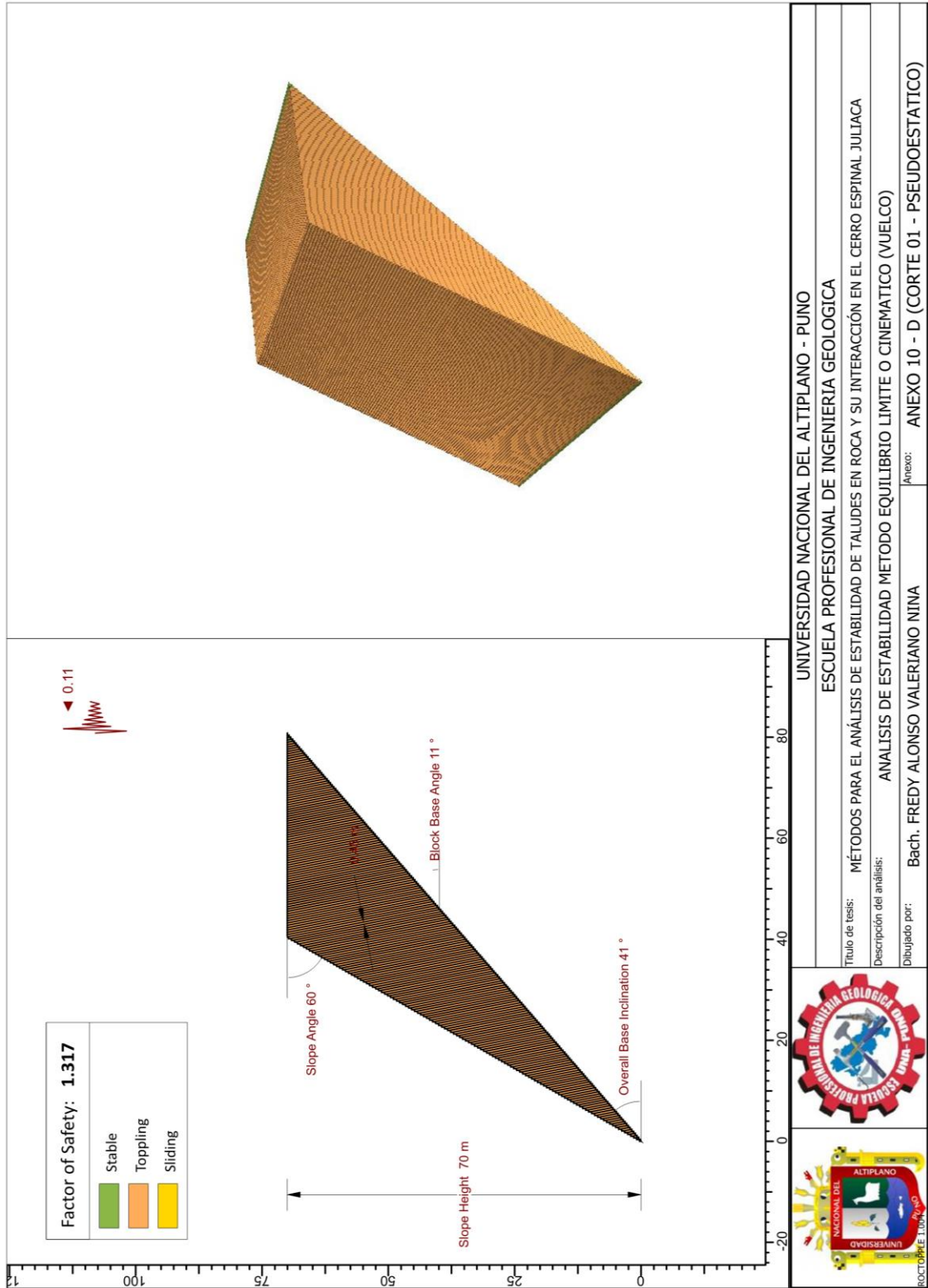


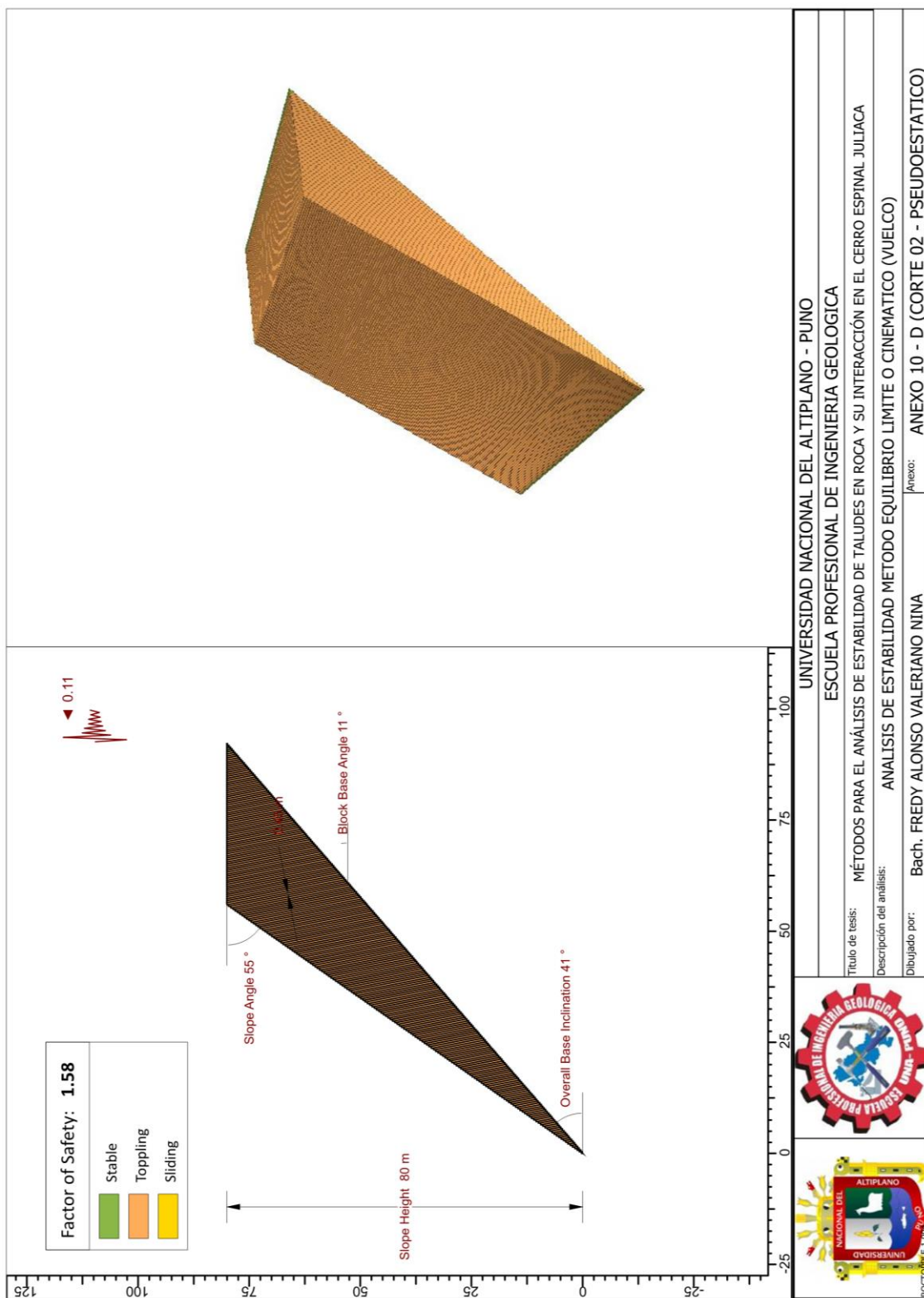


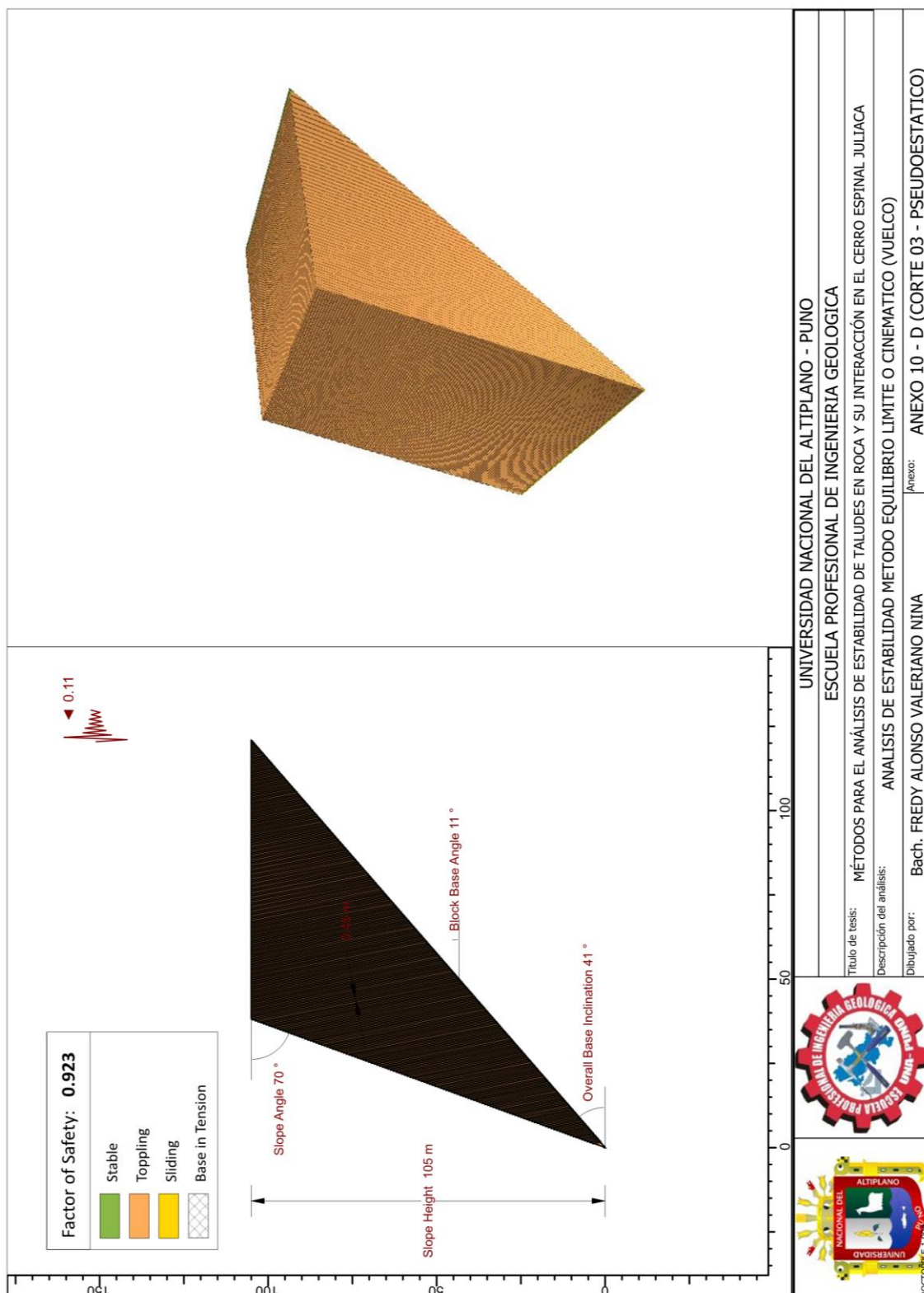


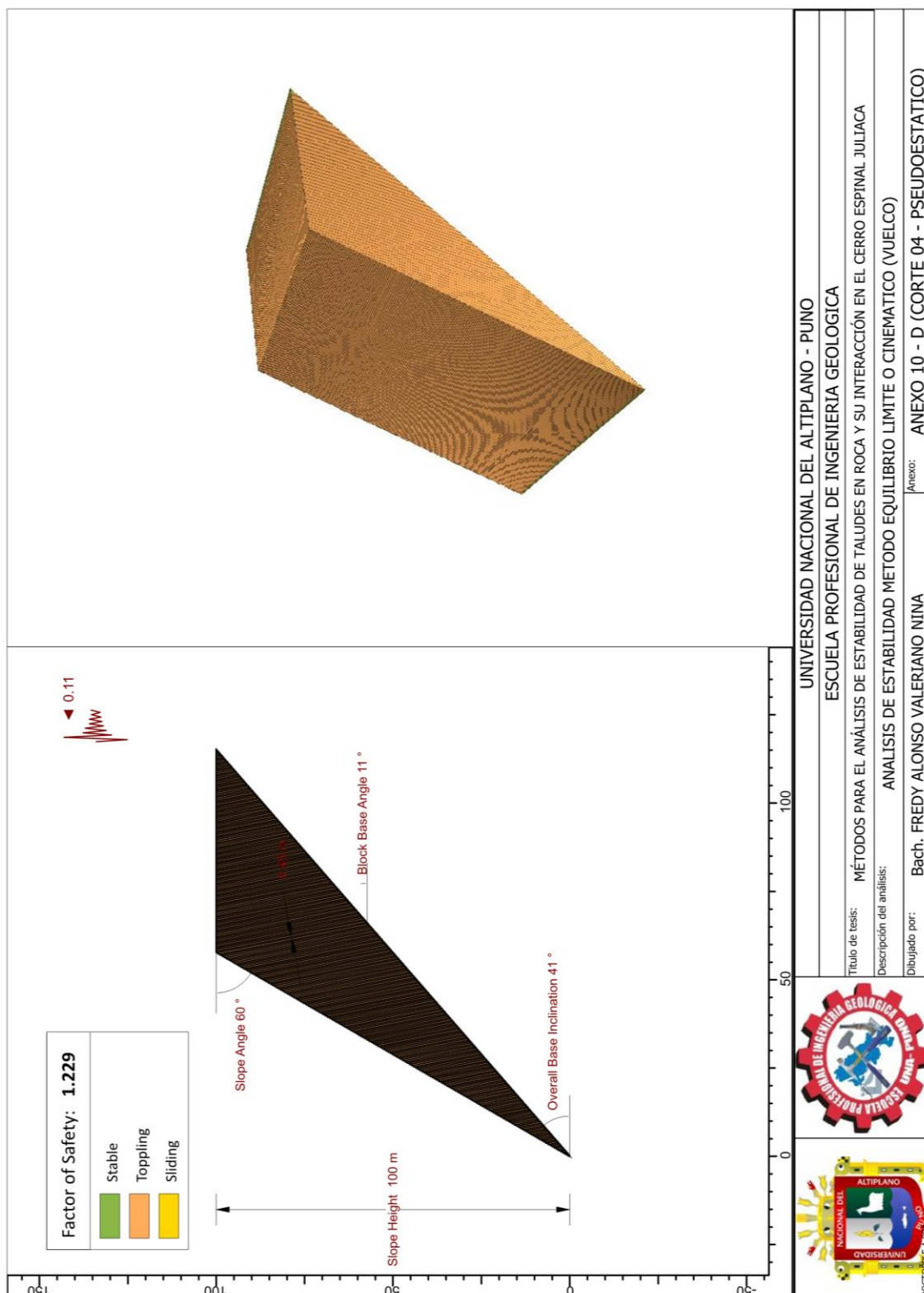
ANEXO 10 - D

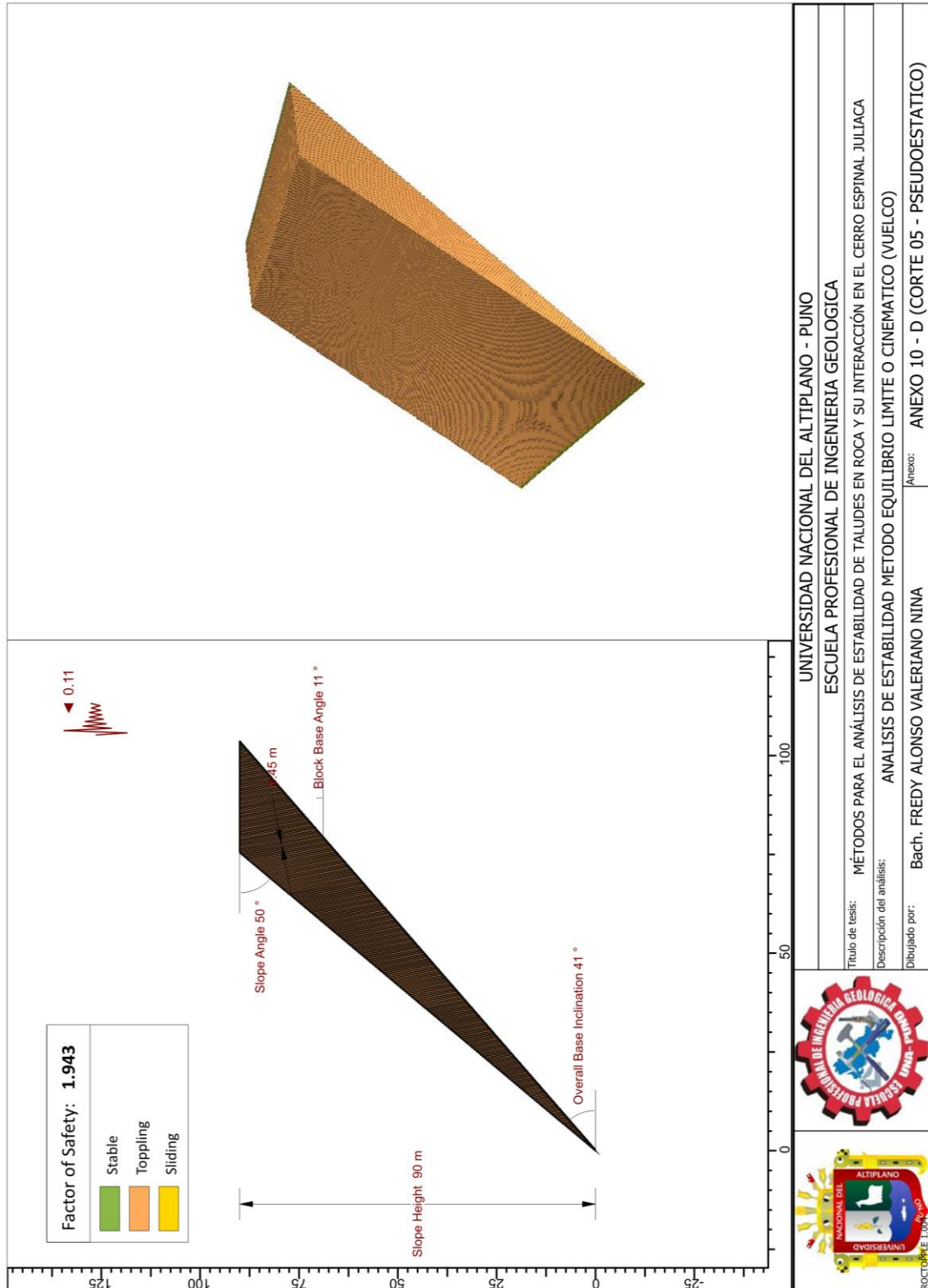
**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
PSEUDOESTÁTICO CON EL SOFTWARE
ROCTOPPLE v.1.0 ROCSCIENCE**

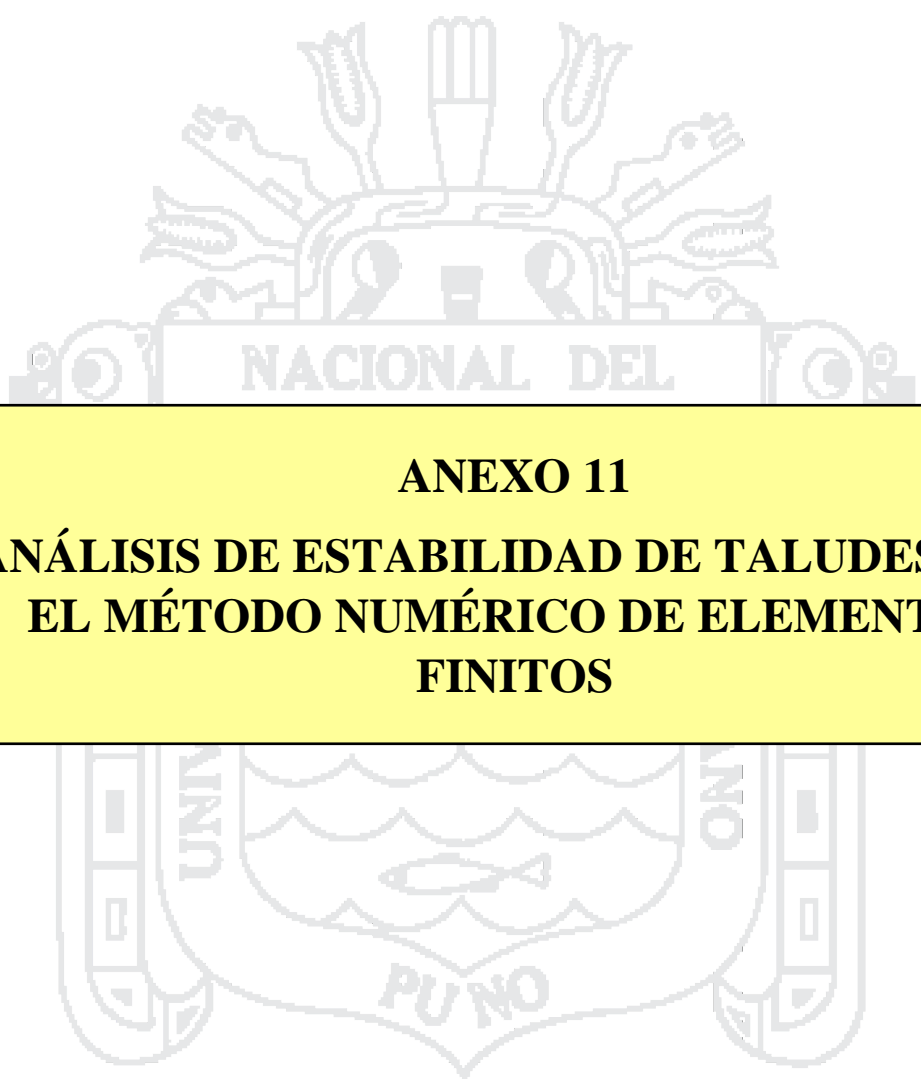








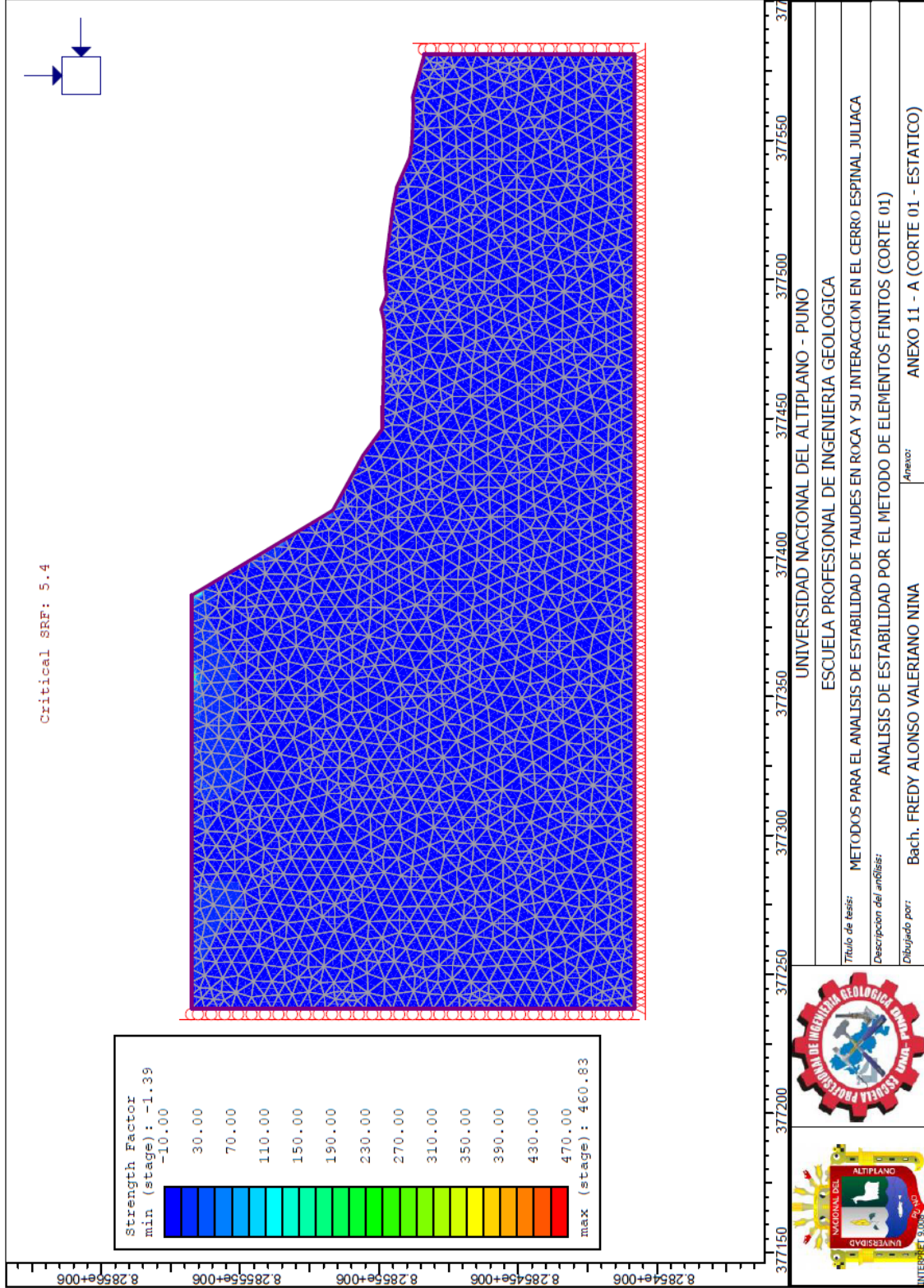


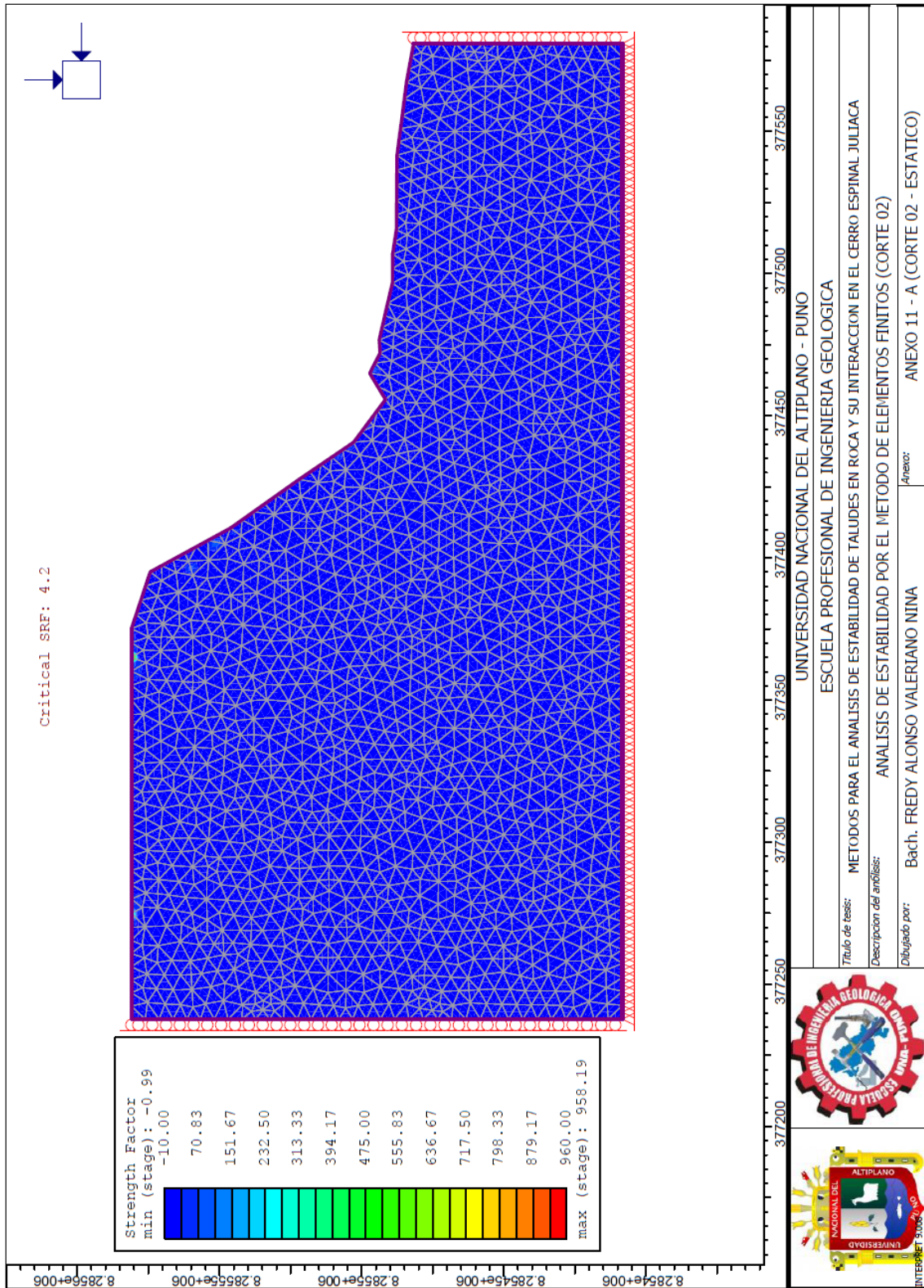


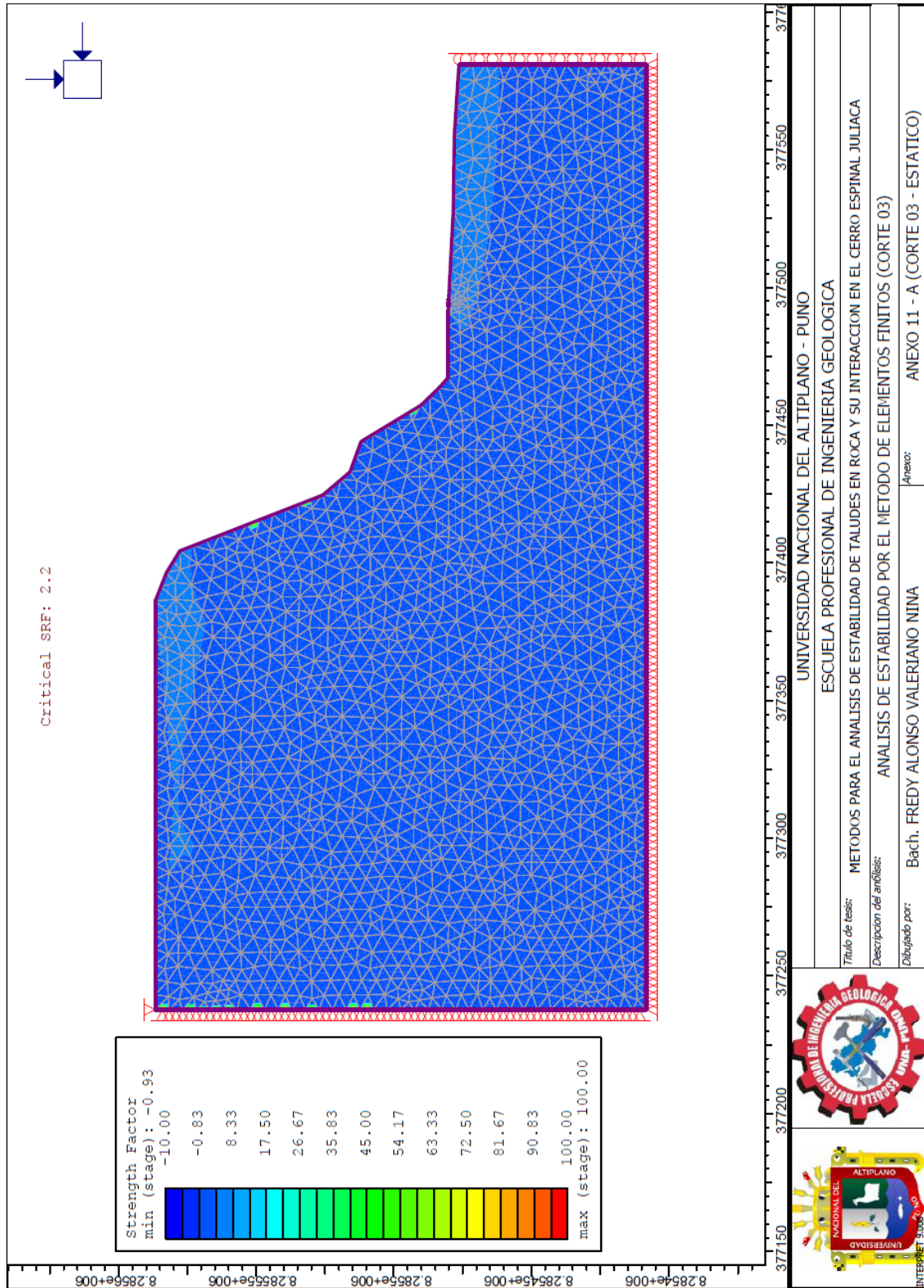
ANEXO 11
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR
EL MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS
FINITOS

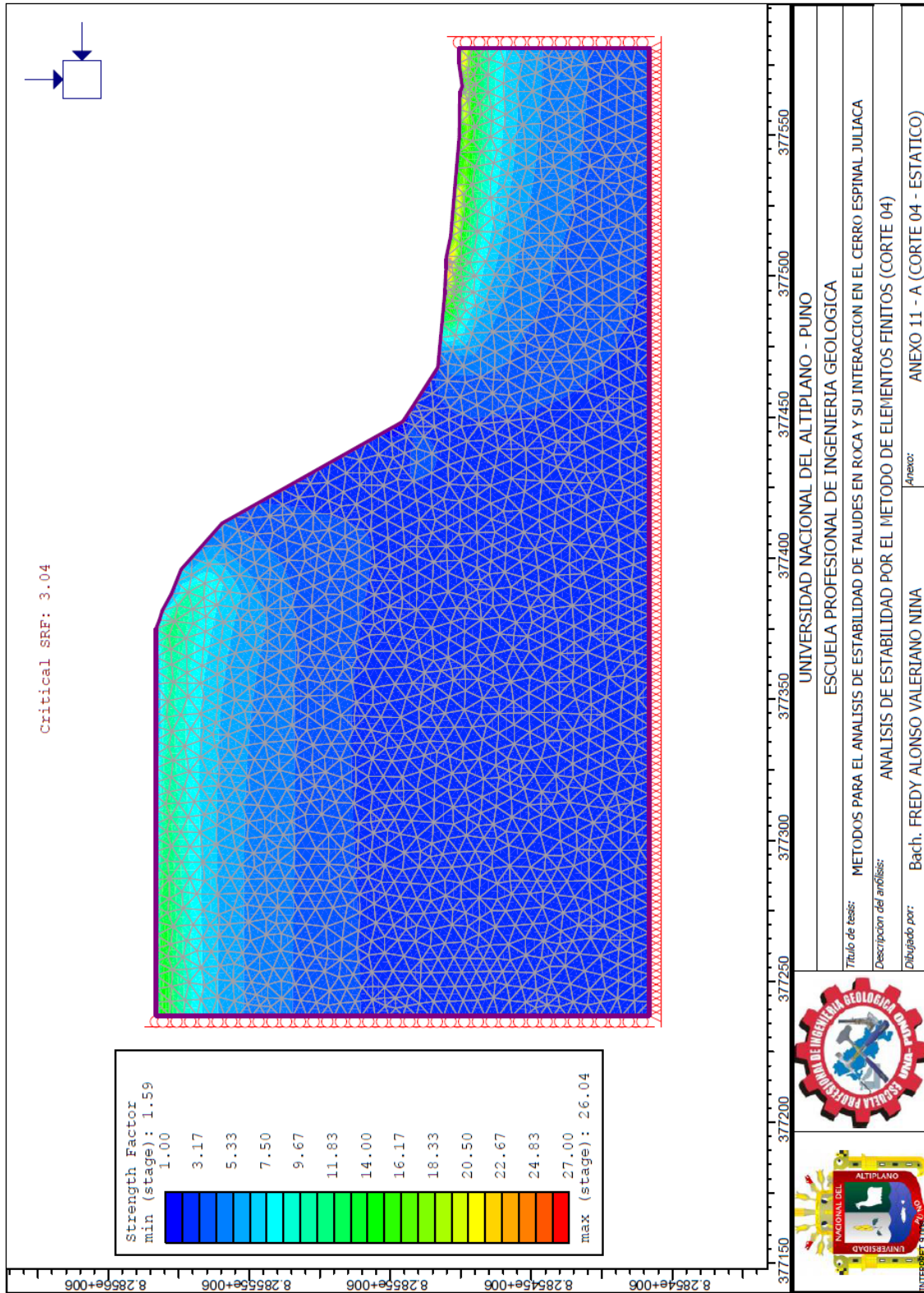


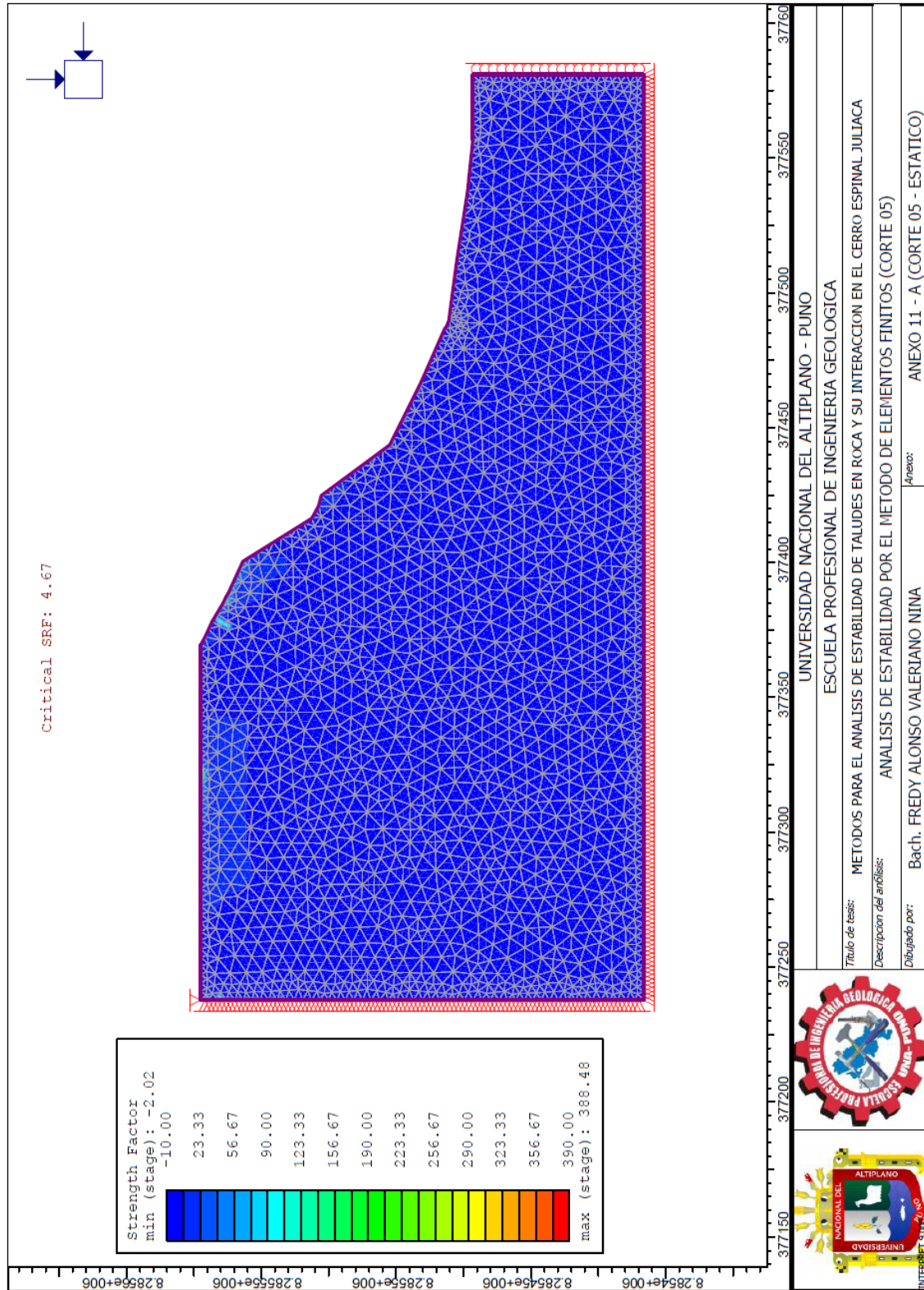
ANEXO 11 - A
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR
EL MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS
FINITOS - ESTÁTICO





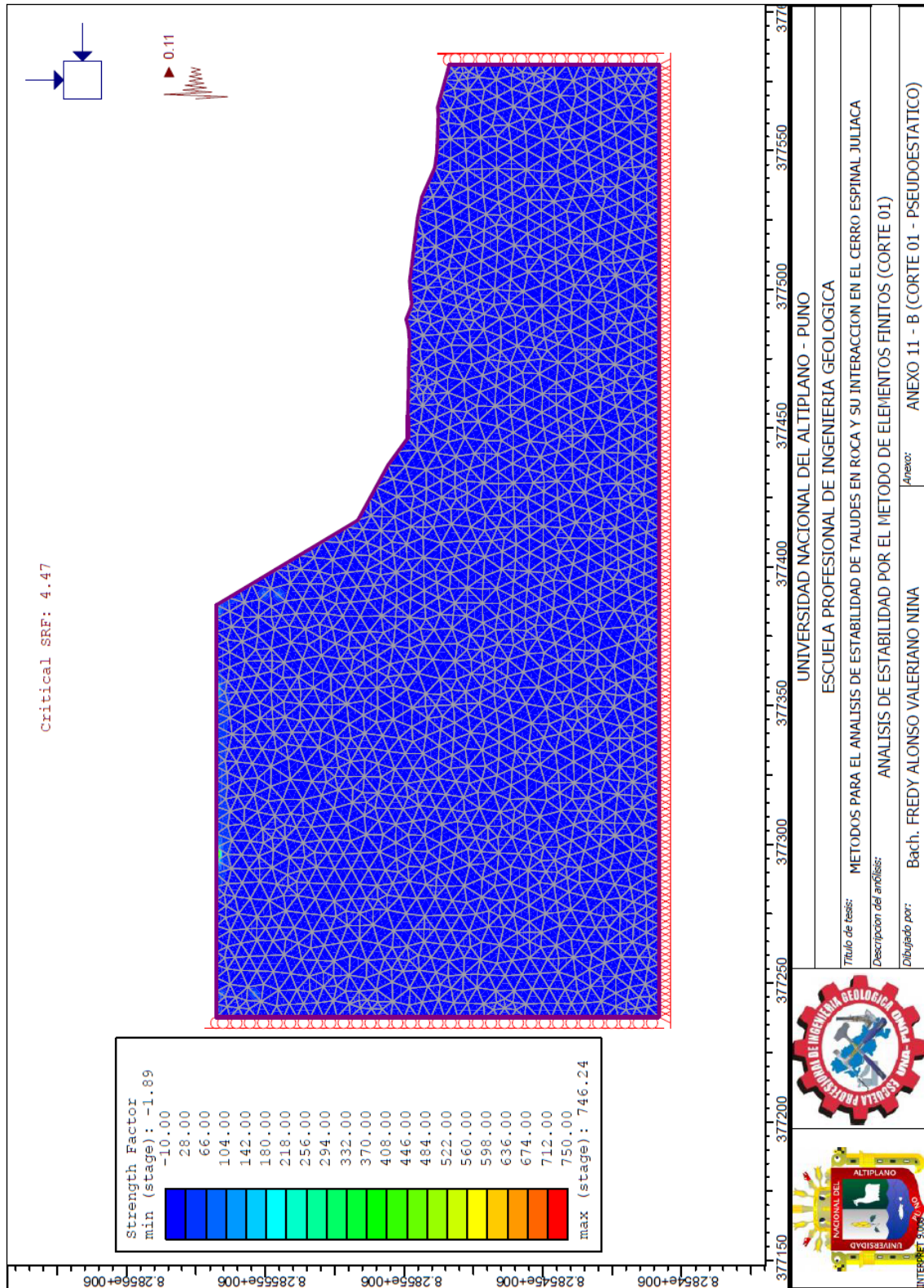


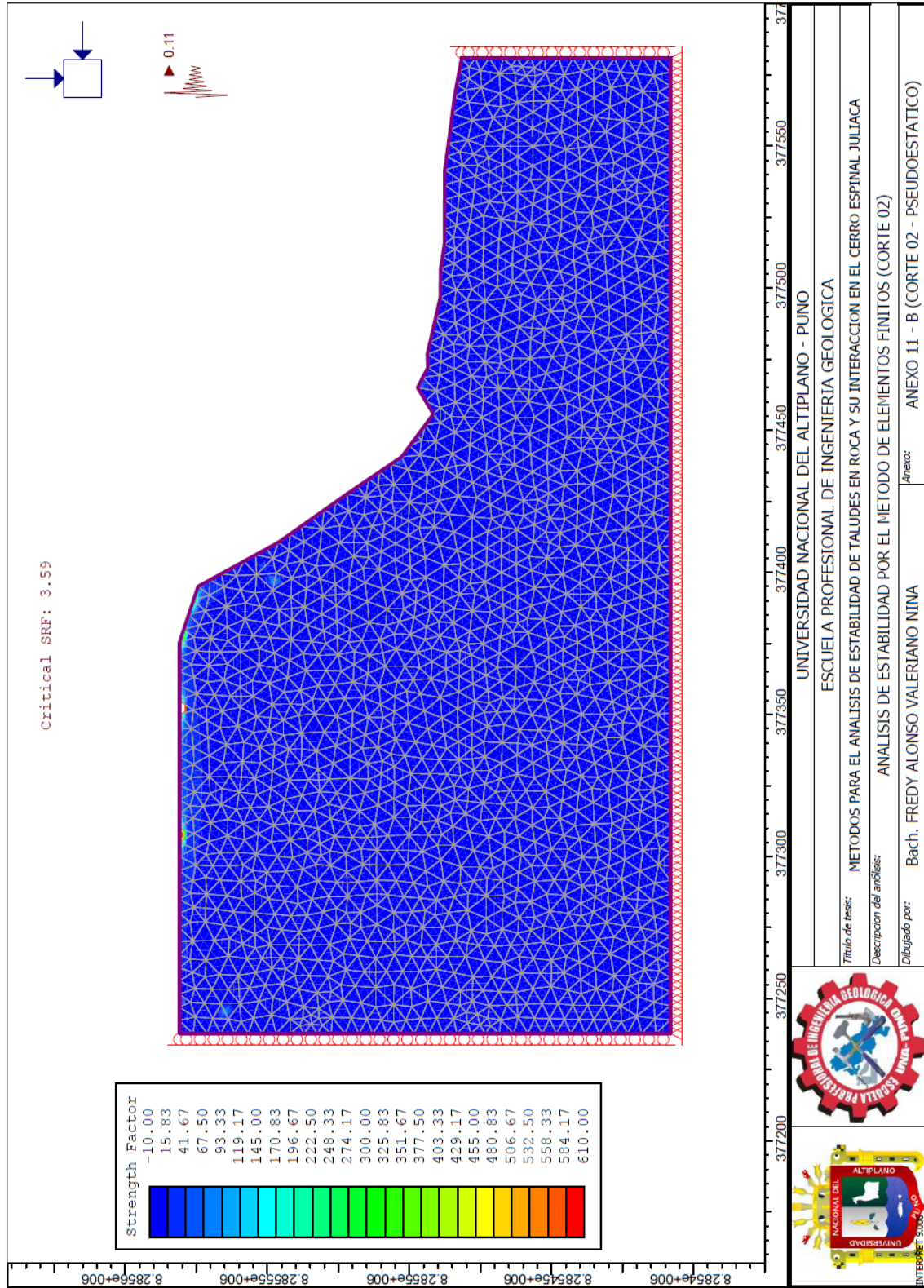


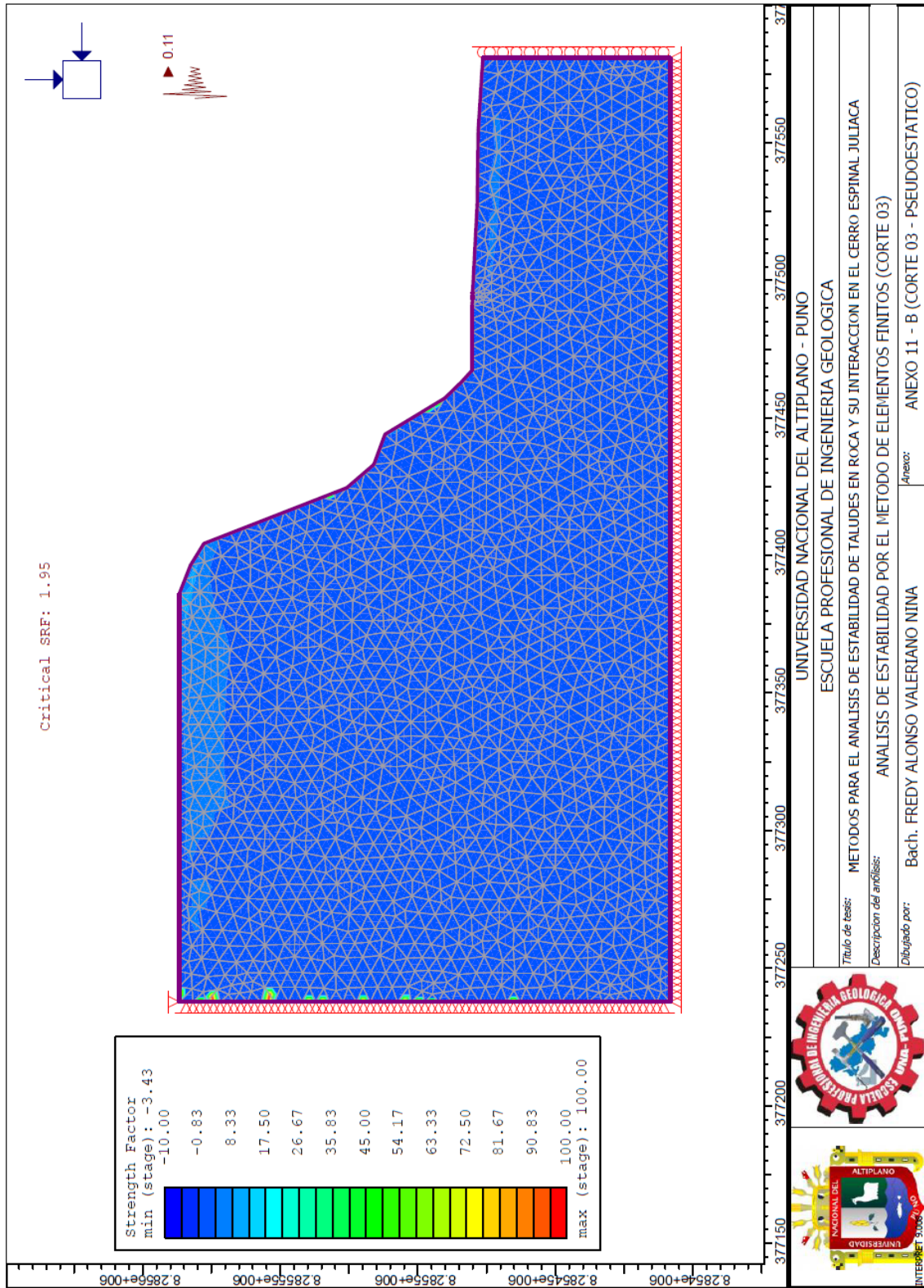


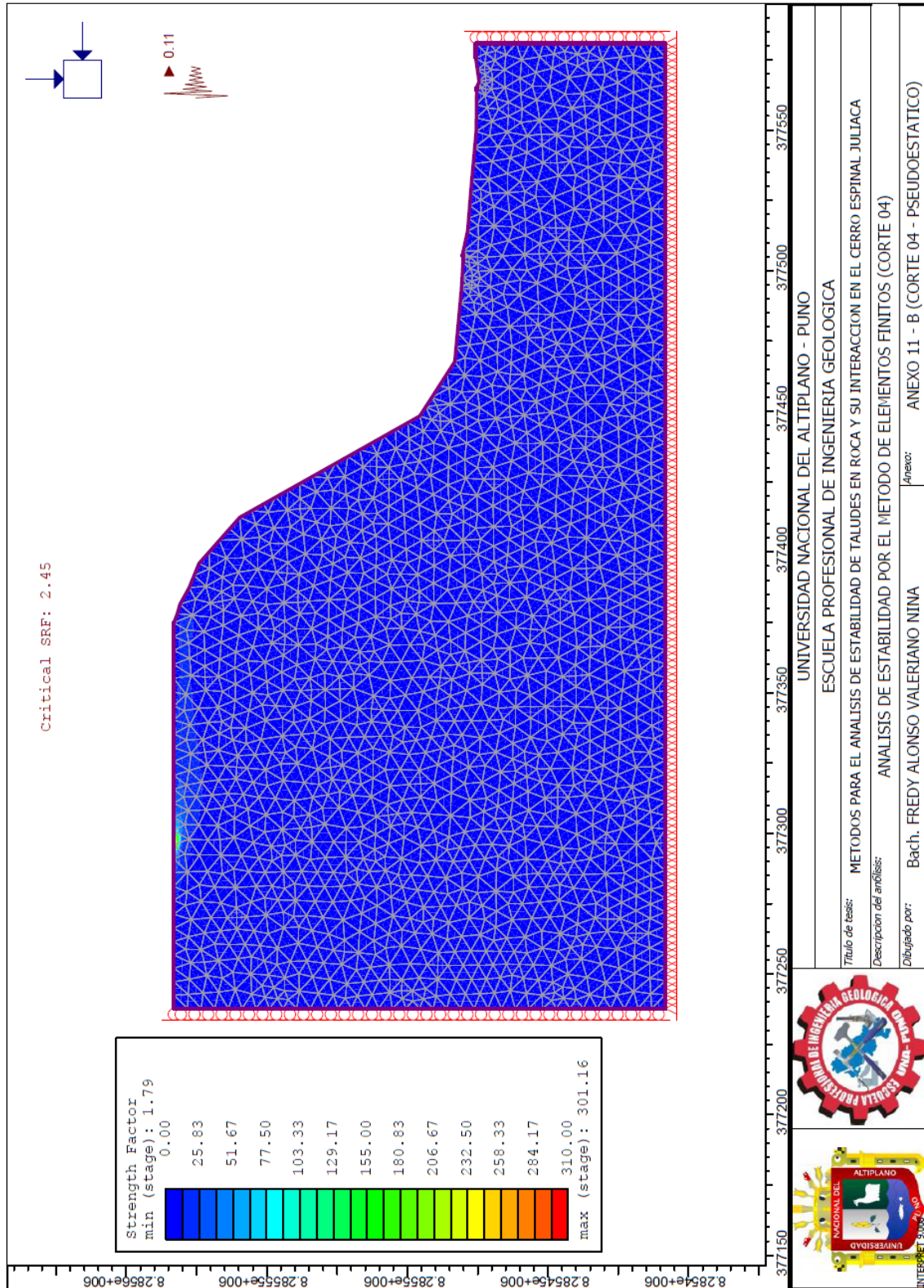


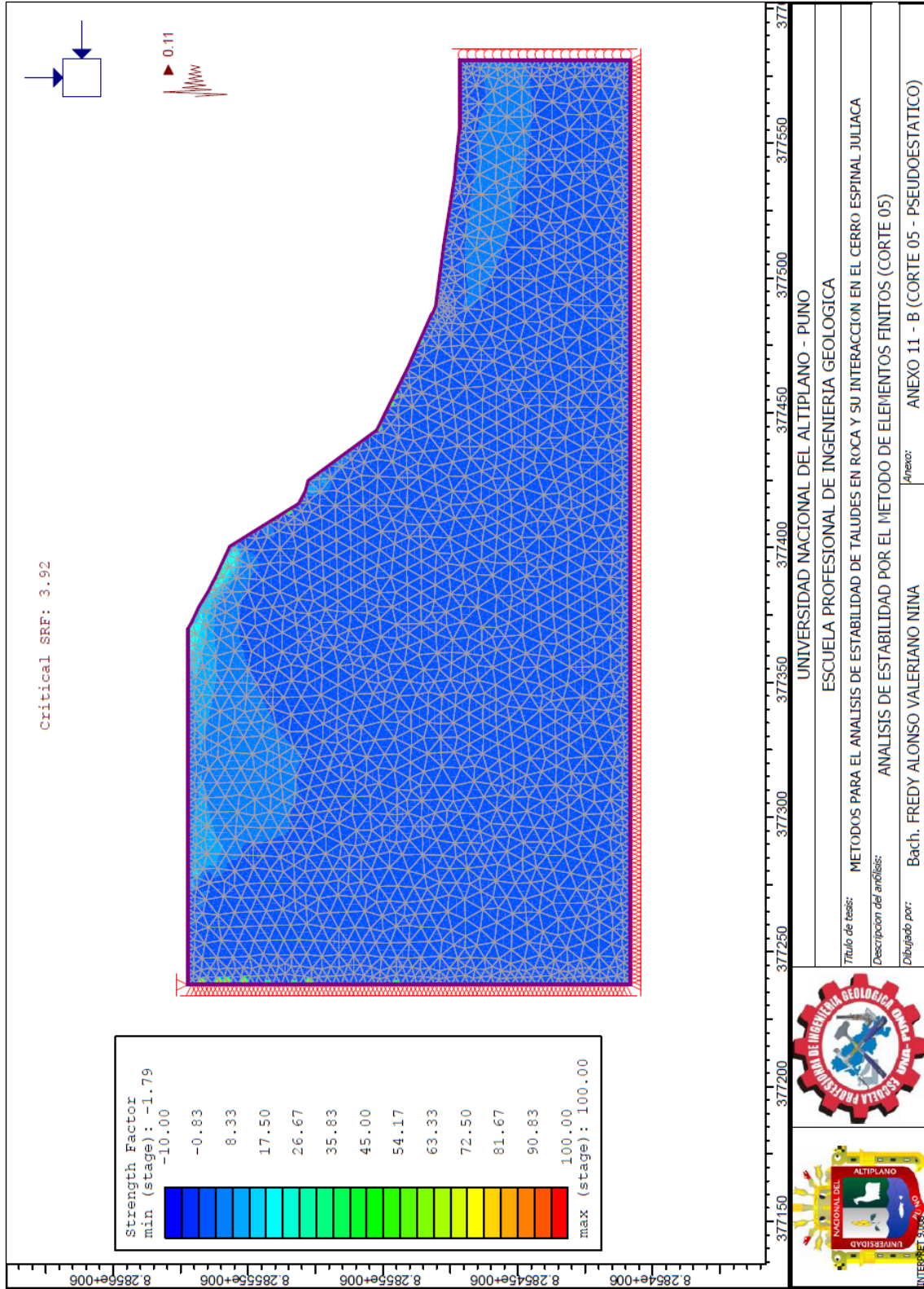
ANEXO 11 - B
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR
EL MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS
FINITOS - PSEUDOESTÁTICO













ANEXO 11 - C
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR
EL MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS
FINITOS - DEFORMACIONES

