



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERIA

CARRERA DE INGENIERIA DE MINAS

“PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO EN BASE A LA
CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LA GALERÍA
Nv. 9, UNIDAD MINERA COLQUIRRUMI, CAJAMARCA,
2018”

Tesis para optar el título profesional de:
Ingeniero de Minas

Autores:

Bach. Raúl Renato, Cipriano Chudán.
Bach. Edwin Edinson, Marín Cabrera.

Asesor:

Ing. Daniel Alejandro Alva Huamán
CIP 128052

Cajamarca – Perú
2018

APROBACIÓN DE LA TESIS

El asesor y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por el Bachiller **RAÚL RENATO, CIPRIANO CHUDÁN & EDWIN EDINSON, MARIN CABRERA**, denominada:

“TÍTULO DE LA TESIS”

Ing. Daniel Alejandro Alva Huamán.

ASESOR

Ing. Victor Eduardo Alvarez León

JURADO

PRESIDENTE

Ing. Alex Patricio Marinovic Pulido

JURADO

Ing. Oscar Arturo Vasquez Mendoza

JURADO

DEDICATORIA

A mi madre, padre y hermana; ellos han seguido constantemente mi desarrollo durante mis estudios de pre grado, siempre brindándome su apoyo, cariño y comprensión.

A mis abuelos, tíos y primos que con sus motivaciones y apoyo incondicional permitieron que siga esforzándome en la obtención de mis metas, una de ellas es esta.

Y una dedicación especial a Valentina, mi hija, quién es el motor que me empuja día a día.

Raúl Cipriano Chudán.

A mis padres y hermanos; ellos han seguido constantemente mi desarrollo a largo de mi vida y han velado por mi bienestar y estudios de pre grado siendo mi apoyo en todo momento. Depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento en mi inteligencia y capacidad. Es por ello que soy lo que soy ahora.

Edwin Marin Cabrera.

AGRADECIMIENTO

El siguiente estudio es producto del esfuerzo realizado por los autores. Asimismo, agradecemos infinitamente a nuestros padres por su apoyo incondicional a lo largo de nuestra formación académica pre-profesional.

A nuestro asesor Daniel Alva Huamán, quien nos brindó su apoyo en el desarrollo de la tesis, aportando con su conocimiento y experiencia.

A nuestros profesores, quienes fueron nuestros mentores, ya que con su compromiso y dedicación nos brindaron las bases de nuestra formación académica.

ÍNDICE

APROBACIÓN DE LA TESIS.....	2
DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
RESUMEN	12
ABSTRACT.....	13
1. INTRODUCCIÓN	14
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	14
1.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMAS.....	15
1.3. JUSTIFICACIÓN	15
1.4. LIMITACIONES.....	16
1.5. OBJETIVOS.....	16
1.5.1. <i>Objetivo General</i>	16
1.5.2. <i>Objetivos Específicos</i>	16
2. MARCO TEÓRICO	17
2.1. ANTECEDENTES.....	17
2.2. BASES TEÓRICAS.....	19
2.2.1. <i>Roca Intacta</i>	19
2.2.2. <i>Discontinuidades</i>	21
2.2.3. <i>Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso</i>	36
2.2.4. <i>Determinación de zona plástica</i>	67
2.2.4. <i>Diseño de sostenimiento</i>	69
2.3. HIPÓTESIS.....	71
3. METODOLOGÍA	72
3.1. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	72
3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	73
3.3. UNIDAD DE ESTUDIO	73
3.4. POBLACIÓN	74
3.5. MUESTRA.....	74
3.6. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	74
3.6.1. <i>Técnicas</i>	74
3.6.2. <i>Instrumentos</i>	75
3.6.3. <i>Procedimiento de recolección de datos</i>	75

4. INVESTIGACIÓN BÁSICA	77
4.1. DATOS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO	77
4.2. CARACTERIZACIÓN DE LA MASA ROCOSA	77
4.3. MAPEO ESTRUCTURAL DEL ÁREA DE ESTUDIO	81
4.4. ZONIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE LA MASA ROCOSA	91
4.4.1. <i>RMR (89)</i>	91
4.4.2. <i>Índice Q</i>	91
4.4.3. <i>Índice GSI</i>	91
4.5. RESISTENCIA DE LA ROCA	92
4.6. ESFUERZOS IN-SITU	92
4.6.1. <i>Condiciones Gravitacionales</i>	93
5. RESULTADOS.....	95
5.1. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Y PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO	95
5.1.1. <i>RMR (89)</i>	95
5.1.2. <i>Índice Q</i>	96
5.1.3. <i>Índice GSI</i>	97
5.2. DETERMINACIÓN DE ZONA PLÁSTICA	98
5.2.1. <i>Método de Protodyakonov</i>	98
5.2.2. <i>Software Phase2</i>	99
5.3. DISEÑO DE SOSTENIMIENTO	101
5.3.1. <i>Software Phase 2</i>	101
5.3.2. <i>Software Unwedge</i>	102
6. DISCUSIÓN.....	118
7. CONCLUSIÓN	121
8. RECOMENDACIÓN	123
9. REFERENCIA.....	124
10. ANEXOS	125

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 CLASIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN. ISRM, 1978.	41
TABLA 2 VALOR GENERALIZADO DE “C”. $UCS=C \times IS$	44
TABLA 3 CLASIFICACIÓN DEL ESPACIADO DE JUNTAS. DEERE , 1967.....	46
TABLA 4 ORIENTACIONES RELATIVAS ENTRE LAS JUNTAS Y EL EJE DE LA CAVIDAD. BIENIAWSKI, 1989.48	
TABLA 5 DIFERENCIA DE VALORES ENTRE RMR-76 Y RMR-89. BIENIAWSKI, 1989.	48
TABLA 6 PARÁMETROS Y RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR-89.	49
TABLA 7 AJUSTE VALORES POR LAS ORIENTACIONES DE LAS DISCONTINUIDADES. BIENIAWSKI, 1989. 50	
TABLA 8 CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS SEGÚN RMR. BIENIAWSKI, 1989.	50
TABLA 9 TIEMPO DE AUTO-SOSTENIMIENTO, COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN POR CLASE DE MACIZO ROCOZO SEGÚN RMR. BIENIAWSKI, 1989.....	50
TABLA 10 PAUTAS PARA SELECCIÓN DE SOSTENIMIENTO EN TÚNELES DE ROCA EN BASE A RMR-89. BIENIAWSKI, 1989.	51
TABLA 11 DESCRIPCIÓN Y VALORIZACIÓN DEL RQD. ÍNDICE Q DE BARTON ET AL., 1974.....	53
TABLA 12 DESCRIPCIÓN Y VALORIZACIÓN DE NÚMERO DE FAMILIA DE JUNTAS (JN). BARTON, 2000. ..	53
TABLA 13 DESCRIPCIÓN Y VALORIZACIÓN DE RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS (JR). BARTON, 2000.	54
TABLA 14 ESCALA INTERMEDIA, PARA OBSERVACIONES DE HASTA UN METRO DE LONGITUD. BARTON, 1987.....	55
TABLA 15 ESCALA DE RUGOSIDAD DEFINIDA POR PERFILES DE 10 CM DE LONGITUD.	55
TABLA 16 DESCRIPCIÓN Y VALORIZACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEA DE LAS JUNTAS (JW). BARTON, 2000.....	58
TABLA 17 DESCRIPCIÓN Y VALORIZACIÓN DE LA ALTERACIÓN DE LAS JUNTAS (JA). BARTON, 2000. ...	59
TABLA 18 DESCRIPCIÓN Y VALORIZACIÓN DE LA REDUCCIÓN POR TENSIONES (SRF). BARTON, 2000.60	
TABLA 19 CLASIFICACIÓN DE BARTON (2000) DE LOS TIPOS DE MACIZOS ROCOSOS.....	61
TABLA 20 VALORES DE ESR. BARTON ET AL., 1974.	62
TABLA 21 SOSTENIMIENTO RECOMENDADO ÍNDICE Q. FUENTE: HANDBOOK THE Q SYSTEM 2015.	63
TABLA 22 VALORES POR CATEGORÍA DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA F. PROTODYAKONOV, 1960... 68	
TABLA 23 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES INDEPENDIENTES.	73
TABLA 24 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES DEPENDIENTES.	73
TABLA 25 ESTACIONES ESTABLECIDAS PARA REALIZAR LA CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA EN U.M. COLQUIRRUMI.....	77
TABLA 26 RESUMEN DE PROPIEDADES DE DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 1.	78
TABLA 27 RESUMEN DE PROPIEDADES DE DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 2.	78
TABLA 28 RESUMEN DE PROPIEDADES DE DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 3.	79
TABLA 29 RESUMEN DE PROPIEDADES DE DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 4.	79
TABLA 30 RESUMEN DE PROPIEDADES DE DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 5.	80
TABLA 31 DATOS DIP/DIP DIR DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 1.	81
TABLA 32 DATOS DIP/DIP DIR DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 2.	83

TABLA 33 DATOS DIP/DIP DIR DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 3	85
TABLA 34 DATOS DIP/DIP DIR DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 4	87
TABLA 35 DATOS DIP/DIP DIR DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 5	89
TABLA 36 RESUMEN DE RMR-89 OBTENIDO POR CADA ESTACIÓN.....	91
TABLA 37 RESUMEN DE ÍNDICE Q OBTENIDO POR CADA ESTACIÓN.....	91
TABLA 38 RESUMEN DE ÍNDICE GSI OBTENIDO POR CADA ESTACIÓN.	92
TABLA 39 RESUMEN DE UCS (MPa) OBTENIDO POR CADA ESTACIÓN.	92
TABLA 40 VALORIZACIÓN DE LA REDUCCIÓN POR TENSIONES (SRF). BARTON (2000).....	94
TABLA 41 RESUMEN DE PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO PARA CADA ESTACIÓN EN BASE AL RMR-89.95	
TABLA 42 RELACIÓN DE SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIÓN (ESR). BARTON ET AL. 2002.	96
TABLA 43 RESUMEN DE PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO PARA CADA ESTACIÓN EN BASE AL ÍNDICE Q.97	
TABLA 44 RESUMEN DE PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO PARA CADA ESTACIÓN EN BASE AL ÍNDICE GSI.	97
TABLA 45 VALORES DE F DE PROTODYAKONOV SEGÚN TIPO DE ROCA.....	99
TABLA 46 CÁLCULO DE ZONA PLASTIFICADA SEGÚN PROTODYAKONOV.....	99
TABLA 47 COMBINACIONES REALIZADAS PARA LA FORMACIÓN DE CUÑAS EN LA ESTACIÓN 2.	106

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 REPORTE DE ACCIDENTES MORTALES REPORTADOS EN NUESTRO PAÍS.	14
GRÁFICO 2 DIACLASAS O JUNTAS. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	22
GRÁFICO 3 FALLAS. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	22
GRÁFICO 4 ESTRATOS. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	23
GRÁFICO 5 CONTACTO LITOLÓGICO. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	23
GRÁFICO 6 FOLIACIÓN O ESQUISTOSIDAD. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	24
GRÁFICO 7 VENILLAS. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	24
GRÁFICO 8 PLIEGUES. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	25
GRÁFICO 9 REPRESENTACIÓN DE LA DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO (DIP DIR), BUZAMIENTO (DIP) Y RUMBO (STRIKE) DE UNA DISCONTINUIDAD. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	26
GRÁFICO 10 REPRESENTACIÓN DEL ESPACIAMIENTO EN CAMPO. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	26
GRÁFICO 11 REPRESENTACIÓN DE LA PERSISTENCIA EN CAMPO. PRESENTACIONES CGI 2016.	27
GRÁFICO 12 REPRESENTACIÓN DE LA RUGOSIDAD EN CAMPO. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	28
GRÁFICO 13 REPRESENTACIÓN DE LA APERTURA EN CAMPO. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016. 29	
GRÁFICO 14 REPRESENTACIÓN DEL RELLENO EN CAMPO. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	30
GRÁFICO 15 REPRESENTACIÓN DE SISTEMAS DE JUNTAS. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.	30
GRÁFICO 16 RELEVANCIA DEL CAMPO TENSIONAL EN EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DE UNA GALERÍA. RAMÍREZ P. & ALEJANO L., 2004.	32
GRÁFICO 17 REPRESENTACIÓN DEL CAMPO DE TENSIONES COMO MAGNITUD TENSORIAL. HUDSON Y HARRISON, 2000.	33
GRÁFICO 18 SERIE DE MEDIDAS DE TENSIÓN EN CAMPO EN DIFERENTES CONTINENTES.	34
GRÁFICO 19 RELACIÓN DEL VALOR K Y LA PROFUNDIDAD. HOEK & BROWN, 1978.	35
GRÁFICO 20 ESTIMACIÓN DEL RQD A PARTIR DE TESTIGOS DE SONDEO. DAVID C., 2004.	37
GRÁFICO 21 ESTIMACIÓN DE JV Y CLASIFICACIÓN DEL TAMAÑO DE BLOQUE EN FUNCIÓN DE ESPACIADOS DE JUNTAS Y NÚMERO DE FAMILIAS OBSERVADAS EN CAMPO. DAVID C., 2004.	37
GRÁFICO 22 GRÁFICO DE CORRELACIÓN REBOTE DE MARTILLO SCHMIDT VS. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y DENSIDAD DE LA ROCA. MILLER, 1965.	40
GRÁFICO 23 CONFIGURACIÓN DE CARGA Y REQUERIMIENTOS EN LA FORMA DE LOS TESTIGOS (A) MUESTRA DIAMETRAL, (B) MUESTRA AXIAL, (C) BLOQUE Y (D) MUESTRA IRREGULAR. L = LARGO, W = ANCHO, D = DIÁMETRO, Y DE = DIÁMETRO DEL NÚCLEO EQUIVALENTE. GONZALES L., 2002. ..	42
GRÁFICO 24 MODOS TÍPICOS DE FALLA PARA MUESTRAS VÁLIDAS E INVÁLIDAS (A) MUESTRAS DIAMETRALES VÁLIDAS; (B) MUESTRAS AXIALES VÁLIDAS; (C) BLOQUES VÁLIDOS; (D) MUESTRAS INVÁLIDAS. GONZALES L., 2002.	43
GRÁFICO 25 REPRESENTACIÓN GRÁFICA PARA MEDICIÓN DE RQD.	45
GRÁFICO 26 TOMA DE MEDIDA DE RQD IN SITU POR SCANLINE (ROCA LEVEMENTE FRACTURADA).	45

GRÁFICO 27 REPRESENTACIÓN DE Jv, NÚMERO DE FRACTURAS QUE ATRAVIESAN 1 M3 DE MACIZO ROCOSO. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016.....	46
GRÁFICO 28 VARIACIÓN DE TIPO DE MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DEL ESPACIADO DE JUNTAS Y RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE. BIENIAWSKI, 1976.	47
GRÁFICO 29 REPRESENTACIÓN DE ESCALA DE RUGOSIDAD. FUENTE: PRESENTACIONES CGI 2016...	56
GRÁFICO 30 MÉTODO ALTERNATIVO DE ESTIMACIÓN DE JRC. BARTON, 1982.	57
GRÁFICO 31 SOPORTE RECOMENDADO EN FUNCIÓN DEL ÍNDICE Q Y DIMENSIÓN EQUIVALENTE.....	62
GRÁFICO 32 RELACIÓN ENTRE RMR Y Q. BIENIAWSKI, 1979.....	64
GRÁFICO 33 ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA. HOEK E., 1994.	65
GRÁFICO 34 ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA CON RECOMENDACIÓN DE SOSTENIMIENTO.	66
GRÁFICO 35 ESQUEMA DE ARCO DE DESCARGA. PROTODYAKONOV, 1960.	68
GRÁFICO 36 ZONA PLÁSTICA SEGÚN PROTODYAKONOV. PROTODYAKONOV, 1960.....	69
GRÁFICO 37 CLASIFICACIÓN DE PERNOS DE SOSTENIMIENTO POR REFUERZO. FLORES, M., 2013.....	70
GRÁFICO 38 PROYECCIONES ESTEREOGRÁFICAS DE LAS FAMILIAS. ESTACIÓN 1. DIPS v.6.0.	82
GRÁFICO 39 GRÁFICO DE ROSETA DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 1. DIPS v.6.0.	82
GRÁFICO 40 PROYECCIONES ESTEREOGRÁFICAS DE LAS FAMILIAS. ESTACIÓN 2. DIPS v.6.0.	84
GRÁFICO 41 GRÁFICO DE ROSETAS DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 2. DIPS v.6.0.	84
GRÁFICO 42 PROYECCIONES ESTEREOGRÁFICAS DE LAS FAMILIAS. ESTACIÓN 3. DIPS v.6.0.	86
GRÁFICO 43 GRÁFICO DE ROSETAS DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 3. DIPS v.6.0.	86
GRÁFICO 44 PROYECCIONES ESTEREOGRÁFICAS DE LAS FAMILIAS. ESTACIÓN 5. DIPS v.6.0.	90
GRÁFICO 45 GRÁFICO DE ROSETAS DE LAS DISCONTINUIDADES. ESTACIÓN 5. DIPS v.6.0.	90
GRÁFICO 46 PERFIL TRANSVERSAL DE LA GALERÍA Nv. 9.	93
GRÁFICO 47 CRITERIO DE PROTODYAKONOV.	98
GRÁFICO 48 DATOS DE ENTRADA DEL ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO ROCOSO. PHASE 2.....	100
GRÁFICO 49 PROPIEDADES DE RESISTENCIA DE LA ROCA.....	100
GRÁFICO 50 ZONA PLASTIFICADA EN EL PERÍMETRO DEL TÚNEL. PHASE 2.	101
GRÁFICO 51 PROPIEDAD DE LOS PERNOS. PHASE 2.	101
GRÁFICO 52 SOSTENIMIENTO PROPUESTO. PHASE 2.....	102
GRÁFICO 53 PERÍMETRO DE LA SECCIÓN DEL GALERÍA Nv. 9. UNDWEDGE v.3.0.	103
GRÁFICO 54 VENTANA DE INSERCIÓN DE DATOS. UNDWEDGE v.3.0.	103
GRÁFICO 55 VENTANA DE PROPIEDADES DE LAS DISCONTINUIDADES. UNWEDGE v.3.0.	104
GRÁFICO 56 PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA: SET 1,2 Y 3. ESTACIÓN 1. UNDWEDGE v.3.0.	104
GRÁFICO 57 VISTAS DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS. ESTACIÓN 1. UNDWEDGE v.3.0.	105
GRÁFICO 58 VISTA FRONTAL DE LA SECCIÓN DEL GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS. ESTACIÓN 1.	105
GRÁFICO 59 PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA: SET 1,2 Y 3. COMBINACIÓN 1 DE LA ESTACIÓN 2. UNDWEDGE v.3.0.	106

GRÁFICO 60 VISTAS DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS POR COMBINACIÓN 1. ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.	107
GRÁFICO 61 PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA: SET 1, 2 Y 4. COMBINACIÓN 2 DE LA ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.	107
GRÁFICO 62 VISTAS DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS POR COMBINACIÓN 2. ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.	108
GRÁFICO 63 PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA: SET 2, 3 Y 4. COMBINACIÓN 3 DE LA ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.	108
GRÁFICO 64 VISTAS DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS POR COMBINACIÓN 3. ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.	109
GRÁFICO 65 PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA: SET 1, 3 Y 4. COMBINACIÓN 4 DE LA ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.	109
GRÁFICO 66 VISTAS DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS POR COMBINACIÓN 4. ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.	110
GRÁFICO 67 VISTA FRONTAL DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9, CUÑAS FORMADAS POR LA COMBINACIÓN 2 Y EL SOSTENIMIENTO PUNTUAL APLICADO. ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.....	111
GRÁFICO 68 VISTA FRONTAL DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9, CUÑAS FORMADAS POR LA COMBINACIÓN 3 Y EL SOSTENIMIENTO PUNTUAL APLICADO. ESTACIÓN 2. UNDWEDGE V.3.0.....	112
GRÁFICO 69 VISTA FRONTAL DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9, CUÑAS FORMADAS POR LA COMBINACIÓN 4 Y EL SOSTENIMIENTO PUNTUAL APLICADO. ESTACIÓN 2. UNWEDGE V.3.0.....	113
GRÁFICO 70 VISTA 3D DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9, CUÑAS FORMADAS POR LA COMBINACIÓN 4 Y LOS PERNOS DE ANCLAJE APLICADOS. ESTACIÓN 2. UNWEDGE V.3.0.	113
GRÁFICO 71 PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA: SET 1,2 Y 3. ESTACIÓN 4. UNDWEDGE V.3.0.	114
GRÁFICO 72 VISTAS DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS. ESTACIÓN 4. UNDWEDGE V.3.0.	114
GRÁFICO 73 PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA: SET 1,2 Y 3. ESTACIÓN 5. UNDWEDGE V.3.0.	115
GRÁFICO 74 VISTAS DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9 Y CUÑAS FORMADAS. ESTACIÓN 5. UNDWEDGE V.3.0.	115
GRÁFICO 75 VISTA FRONTAL DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9, CUÑAS FORMADAS Y SOSTENIMIENTO PUNTUAL APLICADO. ESTACIÓN 5. UNDWEDGE V.3.0.....	116
GRÁFICO 76 VISTA 3D DE LA SECCIÓN DE LA GALERÍA Nv. 9, CUÑAS FORMADAS Y LOS PERNOS DE ANCLAJE APLICADOS. ESTACIÓN 5. UNWEDGE V.3.0.	117

RESUMEN

Uno de los principales problemas que se presentan en las excavaciones subterráneas en roca es la inestabilidad del macizo rocoso, lo que conlleva a desprendimiento o caída de rocas, consecuentemente esto puede ocasionar pérdidas humanas y materiales; por lo tanto, es de suma importancia dar un soporte a la roca circundante para controlar oportunamente las labores y minimizar los riesgos.

Este estudio ha permitido evaluar el comportamiento físico-mecánico del macizo rocoso de la Galería Nv. 9 de la unidad minera Colquirrumi, teniendo como fundamento la caracterización geomecánica, para posteriormente obtener la propuesta de sostenimiento eficiente y aplicarlo a esta labor.

Para cumplir con el objetivo planteado, el presente estudio se llevó a cabo con las siguientes metodologías:

- Aplicación de las clasificaciones geomecánicas: RMR, Índice Q e Índice GSI.
- Análisis estructural usando los softwares de aplicación Dips y Unwedge.
- Determinación de la zona plástica mediante el método de Protodyakonov y el uso del software Phase2.
- Modelamiento de sostenimiento puntual y sistemático usando los softwares Phase2 y Unwedge.

Se dividió el área de estudio en 5 estaciones, cada una de 90 metros aproximadamente, en las cuales se aplicó las metodologías mencionadas, de esta forma se obtuvieron dos calidades de roca: regular en las estaciones 2, 4 y 5, y buena en las estaciones 1 y 3. Se propuso empernado puntual y shotcrete en las estaciones 2 y 5, además de empernado sistemático en las estaciones 1, 3 y 4.

ABSTRACT

One of the most important problems that occurs in rock underground excavations is the rocky massif instability, what entails to rock falling, consequently this could occasion human and material loses; that's why is vital giving a support to the surrounding rock in order to control opportunely labors and minimizing risks.

This study has permitted evaluate the rocky massif physic-mechanic behavior of Colquirrumi miner unity of the Galería Nv. 9, having as basis the geo-mechanic characterization, for getting later the efficient sustenance proposal and apply it to this labor.

To fulfill with the proposed objective, the present study was carried out with the following methodologies:

- Aplicación de geomechanic clasificaciones: RMR, Index Q and Index GSI.
- Estructural analysis using Dips and Unwedge application softwares.
- Plastic zone determination through the Protodyakonov method and the Phase 2 software use.
- Punctual and systematic sustenance modelment using Phase2 and Unwedge softwares.

The area was divided in 5 stations, each one of 90 meters approximately, in which were applied the mentioned methodologies, this way were gotten two rock qualities: regular in the 2,4 and 5 stations and good in the 1 and 3 stations. It was proposed punctual and shotcrete bolting in the 2 and 5 stations, in addition of systematic bolting in the 1,3, and 4 stations.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1. Introducción

1.1. Realidad Problemática

Al no contar con estudios previos ni actuales sobre la descripción de la roca y clasificación geomecánica del macizo rocoso de las labores de la Unidad Minera Colquirrumi, la cual viene realizando operaciones subterráneas mineras desde el año 1970, y por desconocimiento del mismo se llevan a cabo aperturas de nuevas labores con fines educativos en temas relacionados a las operaciones mineras sin ningún control geomecánico, lo cual genera labores inestables con probabilidades altas de exposición u ocurrencia de accidentes que podrían causar daños a los equipos y al personal colaborador así como a los visitantes.

Estadísticamente el porcentaje mayoritario de accidentes que ocurren en minería subterránea en nuestro país son ocasionados por desprendimientos o caídas de roca, según lo muestra esta infografía (MINEM, 2018):

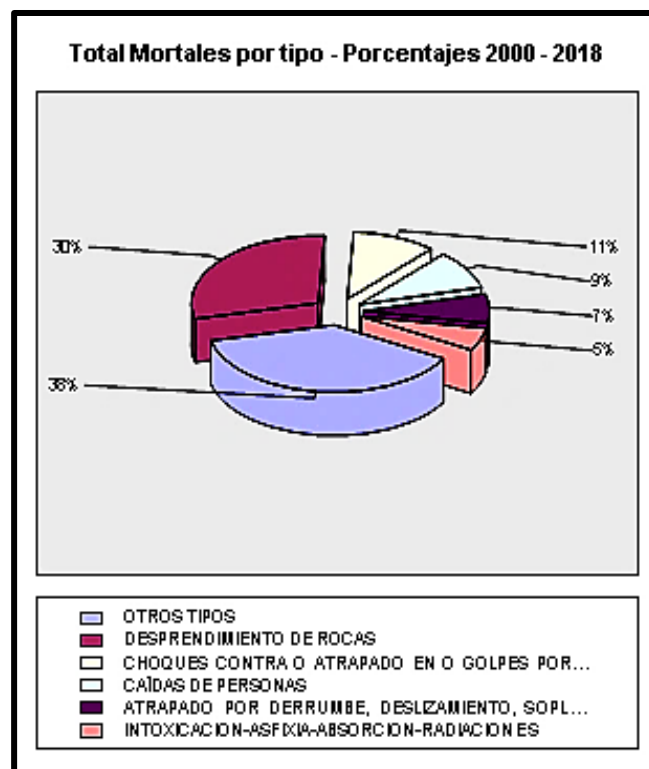


Gráfico 1 Reporte de accidentes mortales reportados en nuestro país.
Fuente: MINEM, 2018.

Por lo anteriormente expuesto, este estudio está enfocado en proponer un diseño de sostenimiento eficiente, ya que, si no se realizara la caracterización geomecánica para el diseño de sostenimiento de las cuñas subterráneas en la Galería Nv. 9, se podrían generar incidentes y/o accidentes que atenten contra la seguridad del personal de operaciones y/o visitantes; además de la pérdida de materiales y equipos debido a la inestabilidad en el túnel. Debido a esto es importante de la interacción entre las características geomecánicas y operativas, con el fin de optar por un eficiente método de sostenimiento, la interacción conjunta de estos parámetros entonces asegurará los intereses de seguridad y prevención de riesgos, teniendo en cuenta que esta labor es el acceso principal al nivel 9 y debe mantener su estabilidad por tiempo prolongado. Para ello deberemos cuantificar y cualificar las características geomecánicas para obtener datos y modelar la alternativa de sostenimiento adecuada en la Galería Nv. 9 de la Unidad minera en mención.

1.2. Formulación de Problemas

¿Cuál es la propuesta de sostenimiento para la Galería Nv. 9 en base a su caracterización geomecánica de la unidad minera Colquirrumi, Cajamarca?

1.3. Justificación

La importancia de este trabajo, radica en realizar el análisis de estabilidad de la Galería Nv. 9, de tal manera que permita identificar zonas inestables dentro del túnel, colocar un sostenimiento que corrija esta inestabilidad y, sobre todo, garantizar la seguridad de la vida de los trabajadores/visitantes, equipos y la continuidad del proyecto, que desde el punto geomecánico y operativo es necesario y esencial el control, seguimiento y mejora del sistema de sostenimiento, ya que el comportamiento y característica del macizo rocoso es variable.

La determinación de las características geomecánicas del macizo rocoso para la propuesta de sostenimiento de la Galería Nv. 9, permitirá reconocer y plantear las posibles medidas de corrección, remediación y mitigación de los problemas de inestabilidad presentes.

En ese sentido, se ha orientado el desarrollo del presente proyecto “PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO DE LA GALERÍA Nv. 9 EN BASE A

SU CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LA UNIDAD MINERA COLQUIRRUMI, CAJAMARCA”, documento de investigación que permitirá conocer el resultado de un diseño de sostenimiento en relación a la caracterización del macizo, y así mismo servirá como guía práctica para los profesionales del rubro minero que laboren en la zona de estudio.

1.4. Limitaciones

Debido a las actividades de rehabilitación de las labores en el nivel 9 de la unidad minera Colquirrumi, solo se tuvo acceso hasta los 435 metros lineales de la Galería Nv. 9, dicha labor es el acceso principal a este nivel. Aún queda una extensión de 260 metros lineales de la Galería Nv. 9 que no pudo ser objeto de estudio.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

- Proponer el diseño de sostenimiento para la Galería Nv. 9 de la Unidad Minera Colquirrumi.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Realizar la caracterización geomecánica del macizo rocoso (RMR, Índice Q e Índice GSI).
- Realizar el Análisis de estructuras, mediante el software Dips y Unwedge.
- Determinación de zona plástica de la excavación, mediante el uso del software Phase₂ y método de Protodyakonov para determinar el tipo de sostenimiento.
- Realizar la simulación de sostenimiento utilizando el software Unwedge y Phase₂.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2. Marco Teórico

2.1. Antecedentes

Rojas C. T. (2016), en la tesis titulada “Geomecánica en el diseño de sostenimiento para mejorar la estabilidad de las labores mineras de la unidad minera el Porvenir de la Empresa Minera Milpo” para optar el título profesional de Ingeniero de Minas, presentado a la escuela profesional de Ingeniería de Minas – UNASAM – Huaraz, en cuya conclusión indica:

- La caracterización del macizo rocoso para el diseño del elemento o sistema de sostenimiento aplicado en Zona Alta de la Unidad Minera El Porvenir de la Empresa Minera Milpo, garantiza la estabilidad de las labores mineras subterráneas.
- El diseño de los elementos o sistema de sostenimiento aplicado en las labores subterráneas devuelven el equilibrio al macizo rocoso que garantizaron la estabilidad de las excavaciones subterráneas en la Zona Alta de la Unidad Minera El Porvenir de la Empresa Minera Milpo.

CHURA L. W. (2016), en la tesis titulada “Caracterización geomecánica del macizo rocoso y su aplicación en el diseño de sostenimiento en labores de desarrollo de la unidad económica administrativa Ana María – La Rinconada” para optar el título profesional de Ingeniero de Minas, presentado a la escuela profesional de Ingeniería de Minas – UNA – Puno, en cuya recomendación indica:

- Para la selección del anclaje en la etapa de sostenimiento se debe de conocer la calidad de las propiedades físicas-mecánicas del perno pre-instalación y post-instalación a utilizar y cumplir los procedimientos indicados por el fabricante para su instalación, esto con el fin de que cumpla su función de sostener eficientemente, evitar el colapso de rocas colgadas y realizar un monitoreo periódico.
- Para la obtención de los dominios geotécnicos, se deberá apoyar con programas computacionales de Rocscience como son, el software Dips y Unwedge, con el objetivo de visualizar a un mejor y detallado, para luego diseñar el sostenimiento a utilizar.

Condori A. E. (2010), en la tesis titulada “Evaluación geomecánica de San Andrés de la mina La Rinconada”; para optar el título profesional de Ingeniero Geólogo, presentado a la escuela profesional de Ingeniería Geología – UNA - Puno, en cuya conclusión indica:

- El comportamiento de los parámetros geomecánicos, está directamente relacionado a los planos de fracturamiento; que constituye los principales sistemas de discontinuidades dominantes están caracterizados por dos familias y una aleatoria, que en la mayoría de los casos se encuentran paralelo a los planos estratificados.

MINEM (2018), en el informe “Fax coyuntural de Accidentes Mortales” presentado en la web institucional del Ministerio de Energía y Minas del Perú, en cuya mención se indica.

- En el resumen de estadísticas que realiza el Ministerio de Energía y Minas, en base a las causas de los accidentes mortales ocurridos desde el año 2000 hasta el 2018 se indica lo siguiente:
 - o 5%: Intoxicación, Asfixia, Absorción, Radiaciones.
 - o 7%: Atrapado por derrumbe, deslizamiento.
 - o 9%: Caída de personas.
 - o 11%: Choques contra vehículos.
 - o 30%: Desprendimiento de rocas.
 - o 38%: Otros.
- En el resumen de los accidentes mortales ocurrido en este último año (última actualización de 11 de junio de 2018) se indica lo siguiente:
 - o Total de Accidentes mortales ocurridos: 12
 - o Total de víctimas: 14

Sumiri, P. (2013), en la tesis “Aplicación de geomecánica en prevención de caída de rocas en corte y relleno ascendente Unidad Económica Administrativa Poracota CIA de minas Buenaventura” presentado a la escuela de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional del Altiplano, en cuya conclusión indica:

- Las características estructurales del macizo rocoso tienen bastante incidencia en el tiempo de auto soporte y el tipo de soporte que requiere la excavación subterránea ya sea en avance o en explotación, los

resultados son satisfactorios con la asignación de colores a una calidad de roca divididos en A, B, C, D respectivamente esto implica un fácil entendimiento y manejo de la cartilla geomecánica para aplicar el soporte activo o pasivo

2.2. Bases Teóricas

Se describirá los parámetros que controlan las condiciones del macizo rocoso, los factores influyentes que controlan su comportamiento al ser excavado y los tipos de falla.

2.2.1. Roca Intacta

Roca intacta o matriz rocosa, se le denomina al material rocoso emplazado entre las discontinuidades, la cual podría ser representada por una muestra de mano o fragmento de testigo que se utiliza para ensayos de laboratorio. La roca intacta presenta un comportamiento heterogéneo y anisotrópico relacionado a su fábrica (disposición, estructura y textura de los minerales) y a su micro-estructura mineral. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

Las características de la roca intacta se determinan mediante su composición mineralógica, tamaño y forma de grano, color, textura y empaque, a continuación, una breve descripción de ellas:

- La composición mineralógica permite clasificar litológicamente la roca. Los minerales más comunes que forman la roca se pueden identificar a nivel de muestra con una lupa, si las dimensiones del mineral las permite.
- El tamaño de grano no indica las dimensiones medias de los minerales o fragmentos de roca que componen la matriz rocosa.
- La textura nos indica las interrelaciones intergranulares de tamaño y forma de los cristales o clastos que forman una roca determinada, las denominaciones varían según el tipo de roca a identificar.

Asimismo, las propiedades de la matriz rocosa se hallan mediante ensayos de laboratorio, estas se dividen en propiedades físicas y elásticas:

Propiedades físicas

Las propiedades físicas de las rocas son el resultado de su composición mineralógica, historia geológica, procesos evolutivos de alteración y meteorización. Las propiedades físicas más importantes son el peso

específico, el contenido de humedad, la permeabilidad, la resistencia y la durabilidad. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

- El Peso Específico o peso unitario de la roca depende de sus componentes y se define como el peso por unidad de volumen.

En función del estado en que se encuentre la roca, se puede distinguir la densidad natural y la densidad seca.

La densidad natural o húmeda es la relación entre la masa de una muestra de roca en su estado natural, es decir, con un cierto contenido de humedad, y el volumen que ocupa:

$$\rho = \frac{m}{v}$$

Donde:

ρ : densidad natural
 m : masa de la muestra
 v : volumen de la muestra

Cuando la muestra de roca se ha secado previamente en una estufa/horno a una temperatura de 110°C, se densidad se denomina seca:

$$\rho_s = \frac{m_s}{v_s}$$

Donde:

ρ_s : densidad seca
 m_s : masa seca
 v_s : volumen seco

En general se considera el mismo valor para el peso específico y para la densidad.

- El Contenido de humedad se define como la relación entre el peso del agua en los vacíos con el peso del material seco de la masa rocosa.

$$H = \frac{m_H}{m_s} \times 100$$

Donde:

H : tanto por ciento de humedad
 m_H : masa de agua contenida en la muestra
 m_s : masa de roca seca

Es inversamente proporcional a la resistencia de compresión simple y a la porosidad.

- La Permeabilidad es la capacidad de la roca para permitir el paso de fluidos, se mide por el coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica expresada en cm/s, m/s ó m/día. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)
- La Resistencia en roca intacta es definida como el esfuerzo límite que un sólido puede soportar sin que se presenten fallas por ruptura o sin la presencia de flujos plásticos, depende de la dirección de la fuerza que es aplicada, puede ser medida en compresión simple o resistencia uniaxial, tracción o en corte. La primera de ellas se determina mediante una probeta cilíndrica sin confinar en el laboratorio, también se puede estimar de forma aproximada en sencillos ensayos de campo como el ensayo de carga puntual o el martillo de Schmidt. La resistencia es directamente proporcional a la densidad. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)
- La Durabilidad es la resistencia que la roca presenta ante procesos de alteración y desintegración, también denominada como alterabilidad. La durabilidad de la roca aumenta con la densidad y se reduce con el contenido de agua. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

Propiedades elásticas

Las propiedades elásticas determinan el grado de deformabilidad o fragilidad de la roca intacta, así como su comportamiento rígido, plástico o elástico. La resistencia a la deformación es llamada módulo de elasticidad o módulo de Young (E), el cual se define como la variación del volumen original de una roca por causas de algún esfuerzo, considera el comportamiento elástico y/o no elástico. Otra propiedad elástica es el coeficiente de Poisson (ν), es la relación entre la deformación vertical y la horizontal. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

2.2.2. Discontinuidades

Estas se definen como cualquier plano de origen mecánico o sedimentario, generalmente con una resistencia a la tracción muy baja o nula. La presencia

de discontinuidades implica un comportamiento no continuo del macizo rocoso. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

Tipos de Discontinuidades en el macizo rocoso

Según Ramírez P. & Alejano L.:

- Diaclasas o juntas: Son superficies de fracturamiento o rotura de la roca, estas no presentan desplazamiento o ha sido muy pequeño. Afectan a cualquier tipo de roca y suelen aparecer como planos paralelos, entre sí, cuando corresponden a una misma familia.



Gráfico 2 Diaclasas o juntas. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Fallas: Son superficies de fracturación o rotura con desplazamiento relativo entre bloques separados. Pueden tener extensiones de algunos metros a decenas de kilómetros. Se diferencian tres tipos principales: falla normal, falla inversa y falla de rumbo o de desgarre



Gráfico 3 Fallas. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Estrato: Los planos de estratificación son las superficies que limitan los estratos en rocas sedimentarias. Su origen está relacionado con una interrupción en el proceso de sedimentación. Tienen una continuidad elevada, y cuyo espaciado oscila generalmente entre unos pocos centímetros y varios metros.



Gráfico 4 Estratos. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Contacto Litológico: Son los planos de separación entre diferentes litologías de un macizo rocoso.

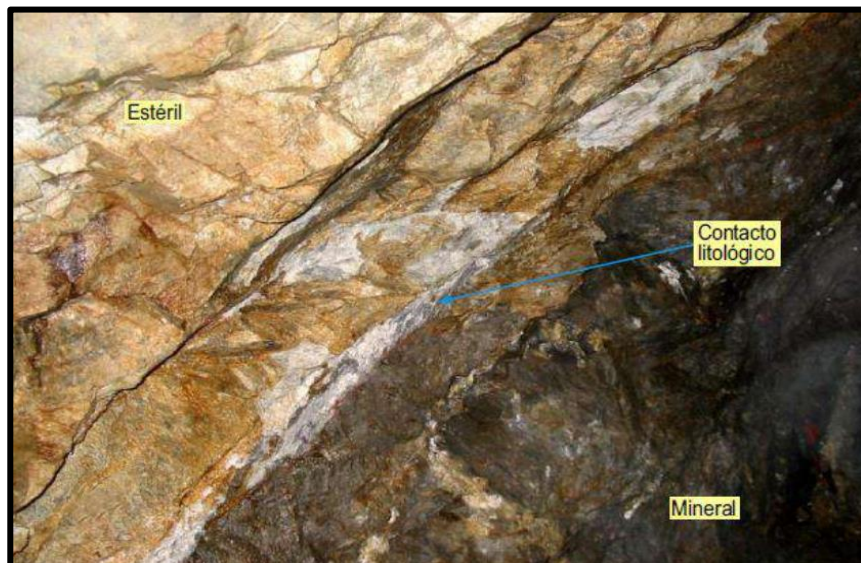


Gráfico 5 Contacto litológico. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Foliación o esquistosidad: Los planos de esquistosidad tienen un origen tectónico. Se forman en rocas metamórficas. Su espaciado es del orden milimétrico, se desarrollan mejor cuanto más pequeño es el grano de la roca.



Gráfico 6 Foliación o esquistosidad. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Venillas: son rellenos de las fracturas con otros materiales.

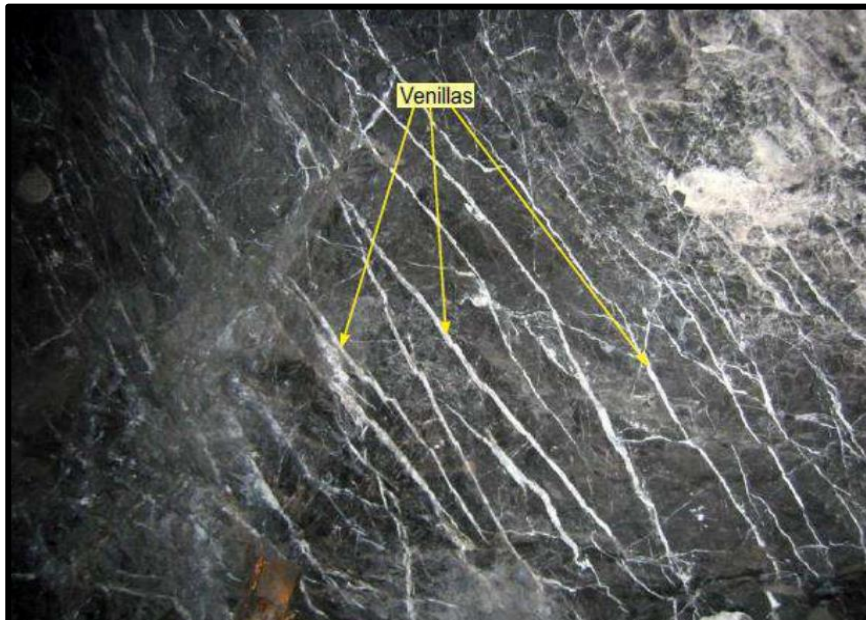


Gráfico 7 Venillas. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Pliegues: son estructuras en las cuales los estratos se presentan curvados.



Gráfico 8 Pliegues. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

Propiedades de las Discontinuidades en el macizo rocoso

- Orientación: La orientación de una discontinuidad en el espacio está dada por la pendiente de la línea de máxima pendiente, medida desde la horizontal, buzamiento, y por la dirección de la pendiente medida desde el norte verdadero en el sentido de las agujas del reloj, azimut.
La tendencia de los ingenieros que trabajan en el área de geotecnia es definir una discontinuidad mediante la dirección de buzamiento (Dipdir) y el buzamiento (dip). La orientación de las discontinuidades en una determinada estructura es un indicador de las condiciones que originan inestabilidad o deformaciones excesivas. La orientación de unas discontinuidades respecto a otras determinará la forma de los bloques. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

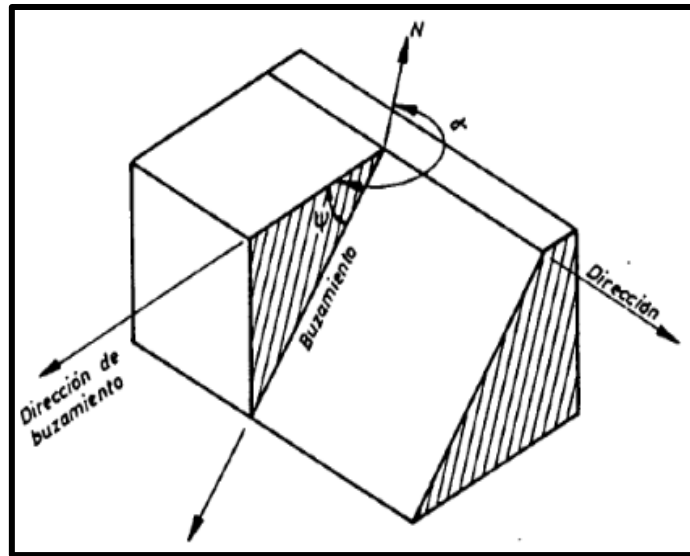


Gráfico 9 Representación de la dirección de buzamiento (Dip dir), buzamiento (dip) y rumbo (strike) de una discontinuidad. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- **Espaciamiento:** Es la distancia perpendicular entre dos planos de discontinuidades consecutivos y de una misma familia. Esta propiedad determina el tamaño de los bloques de roca intacta.

Si las familias de discontinuidades presentes tienen una separación pequeña. La cohesión del macizo rocoso es pequeña, mientras que aquellas discontinuidades que están muy separadas originan bloques de gran tamaño engranados entre sí.

El espaciamiento también tiene gran influencia en la permeabilidad del macizo rocoso y en las características que condicionan la circulación del agua. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

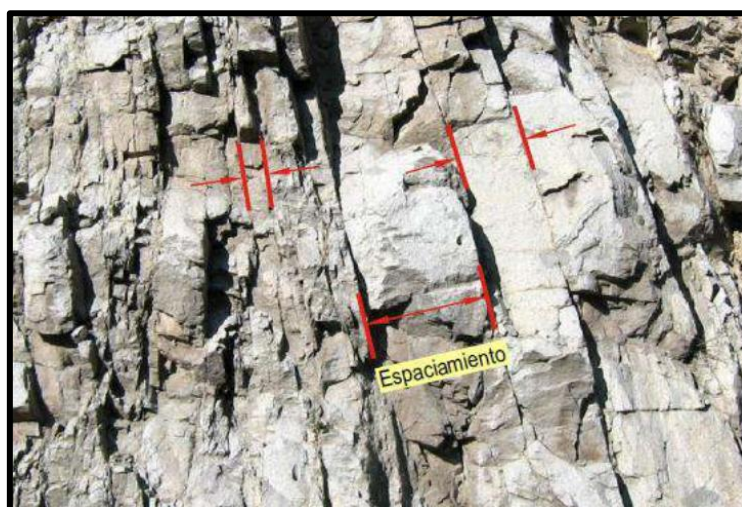


Gráfico 10 Representación del espaciamiento en campo. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Persistencia: Es la longitud continua o extensión superficial de la discontinuidad observada en un afloramiento.

Normalmente los afloramientos rocosos son pequeños comparados con el área o longitud de las discontinuidades y las dimensiones reales de estas solo se pueden estimar de una forma aproximada. Cuanto menor sea la persistencia, la masa rocosa será más estable y cuanto mayor sea esta, será menos estable. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

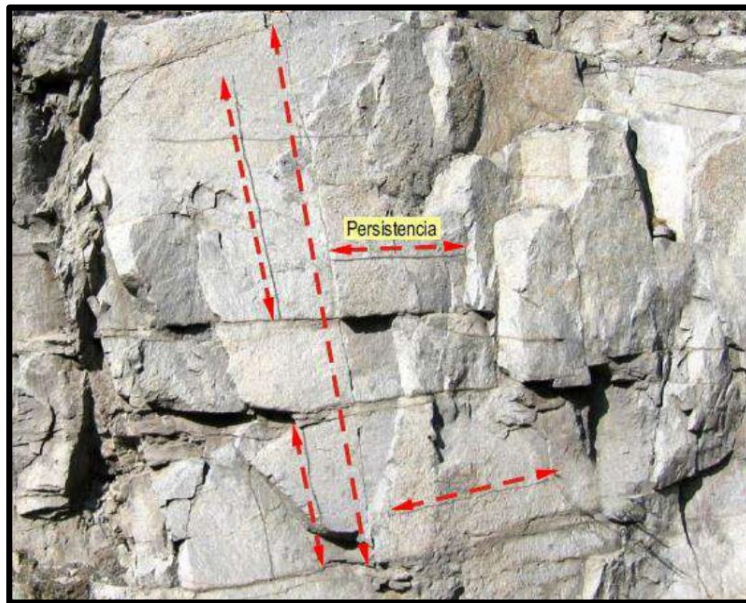


Gráfico 11 Representación de la persistencia en campo. Presentaciones CGI 2016.

- Rugosidad: Es la aspereza o irregularidad de la superficie de la discontinuidad. La importancia de la rugosidad disminuye al aumentar la apertura, el espesor de relleno o cualquier desplazamiento sufrido con anterioridad.

La rugosidad de una discontinuidad viene caracterizada por una ondulación (las ondulaciones a gran escala que están en contacto originan una expansión cuando tiene lugar un desplazamiento cortante, ya que son demasiado grandes para que se rompan en el desplazamiento) y por una aspereza, que es una rugosidad a pequeña escala, que varía cuando se produce un desplazamiento cortante al romperse los pequeños picos de roca, a menos que la resistencia de los labios de la discontinuidad sea elevada o que la tensión aplicada sea pequeña. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

La ondulación afecta a la dirección inicial de desplazamiento cortante relativa al plano medio de la discontinuidad, mientras que la aspereza afecta a la resistencia al corte que se obtiene en una muestra en el laboratorio o a mayor escala, "in situ", mediante un ensayo de corte directo. La ondulación puede definirse mediante el ángulo i :

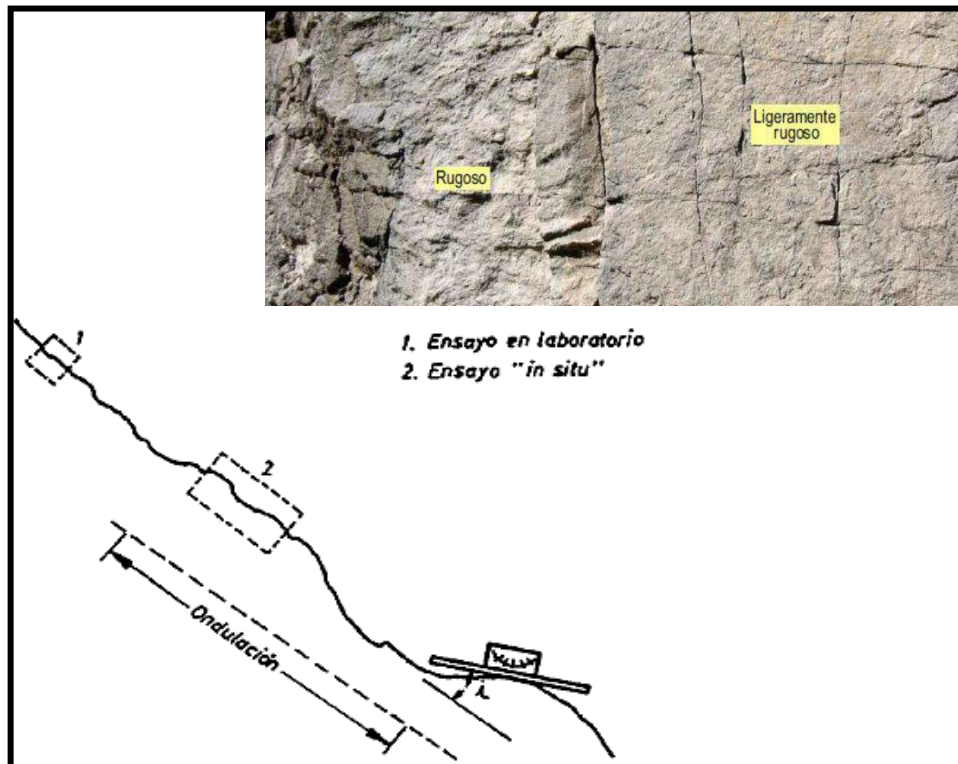


Gráfico 12 Representación de la rugosidad en campo. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Apertura: es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio que interviene tiene agua o aire.

En la mayoría de los macizos rocosos las aperturas que existen en profundidad son pequeñas, el hecho de que en una junta cerrada la separación sea de 0,1 mm o de 1 mm, apenas tiene influencia. Sin embargo, debido a la conductividad hidráulica, incluso en las juntas más cerradas, la separación puede ser significativa al cambiar las tensiones normales efectivas y, por lo tanto, la resistencia al corte.

A menor apertura, las condiciones de la roca serán mejores y a mayor apertura, las condiciones serán más favorables. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

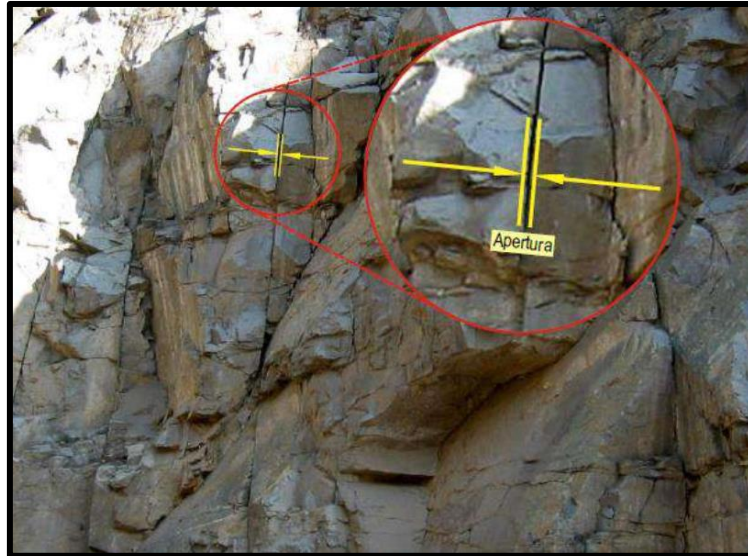


Gráfico 13 Representación de la apertura en campo. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Relleno: se refiere al material que separa los labios adyacentes de una discontinuidad, por ejemplo, calcita, clorita, limo, etc. La distancia perpendicular entre las paredes de la discontinuidad se denomina “espesor” de la discontinuidad rellena, diferenciándose este término del de “apertura” de una discontinuidad. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

Debido a las distintas posibilidades existentes de relleno de las discontinuidades, se presentan gran número de conductas diferentes, especialmente en lo referente a la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad.

Las distintas conductas físicas dependen de muchos factores, los más importantes son:

- Mineralogía del material de relleno.
- Tamaño de las partículas y granulometría.
- Relación de sobre-consolidación.
- Contenido de agua y permeabilidad.
- Desplazamientos cortantes previos.
- Rugosidad de las paredes.
- Espesor.

- Fracturación o aplastamiento de los labios de la discontinuidad.

Cuando los materiales son suaves, la masa rocosa es menos competente y cuando estos son más duros, esta es más competente.



Gráfico 14 Representación del relleno en campo. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Número de familias: El comportamiento y el aspecto de un macizo rocoso están dominados por el número de familias de discontinuidades existente en él. Indica el grado de fracturamiento del macizo y depende de la dirección y tipo de esfuerzos. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

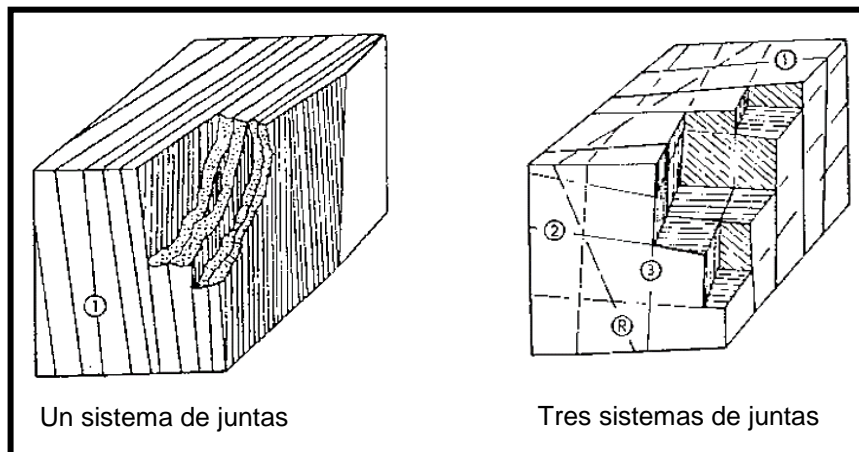


Gráfico 15 Representación de sistemas de juntas. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Circulación de agua: La circulación de agua a través de los macizos rocosos resulta principalmente del flujo de agua a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria). En el caso de ciertas rocas sedimentarias, sin embargo, la permeabilidad “primaria” del material

rocoso puede ser de una importancia tal que la circulación de agua se produzca principalmente por los poros de la roca.

Las fallas, usualmente, contienen brechas altamente permeables adyacentes a zonas arcillosas muy impermeables. Por lo tanto, la conductividad hidráulica puede ser muy anisotrópica e incluso el flujo de agua puede quedar confinado a un plano paralelo al de la falla. De aquí se deduce que es prematura describir una zona de falla como seca si un túnel o una galería de exploración de desagüe no ha atravesado totalmente la discontinuidad. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

Factores influyentes:

La clasificación geomecánica del macizo rocoso, tiene influencia de los factores hidrológicos, tensionales y fines de construcción.

- **Hidrológicos:** Se llama agua subterránea a la que se encuentra en la zona de saturación bajo el nivel freático. Las aguas subterráneas proceden principalmente de la infiltración de las aguas meteóricas, tales como el agua de lluvia, del hielo y de nieve fundidos, y de los escapes por filtración de cursos de agua, lagos, embalses u otros depósitos de agua.

Entre el nivel freático y la superficie hay una zona no saturada por la cual el agua se infiltra para pasar a la zona saturada o quedar retenida en las proximidades de ésta, debido a la capilaridad.

En la zona de saturación, el agua llena todos los poros de los suelos y todas las cavidades de las rocas infrayacentes.

La presencia de agua subterránea en una excavación es muy importante por originar cambios en el comportamiento del macizo rocoso y su revestimiento, debido a saturación, presiones intersticiales, disolución, lixiviación y corrosión. Cuando la excavación se encuentra debajo del nivel freático ésta actúa como un dren y debe ser tomado en cuenta su presión especialmente si atravesará zonas débiles.

El agua que se infiltra en un macizo rocoso tiene lugar preferentemente a través de las fracturas o por conductos de mayor tamaño en rocas carstificadas, la cual se llama permeabilidad secundaria y si fuera a través de la matriz rocosa se llamaría permeabilidad primaria.

Las consecuencias que origina el agua en el macizo rocoso es la disminución de la resistencia, aumento de las presiones intersticiales

sobre el sostenimiento y revestimiento, hinchamientos, reblandecimientos en materiales arcillosos y graves problemas de avance en la excavación. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

- **Tensionales:** En cualquier excavación que se desee realizar, el macizo rocoso estará sometido a un estado tensional previo a la apertura del hueco o excavación. El estado tensional una vez realizada la excavación es el resultado del estado tensional inicial, más las tensiones inducidas por el hueco. Es evidente que es necesario un conocimiento del estado tensional natural para poder realizar un análisis de tensiones en una excavación subterránea o a cielo abierto.

El conocimiento del estado tensional es muy relevante para analizar la estabilidad de excavaciones subterráneas o taludes.

Existen diversos casos en los que el estado tensional juega un papel importante para el diseño de las excavaciones. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

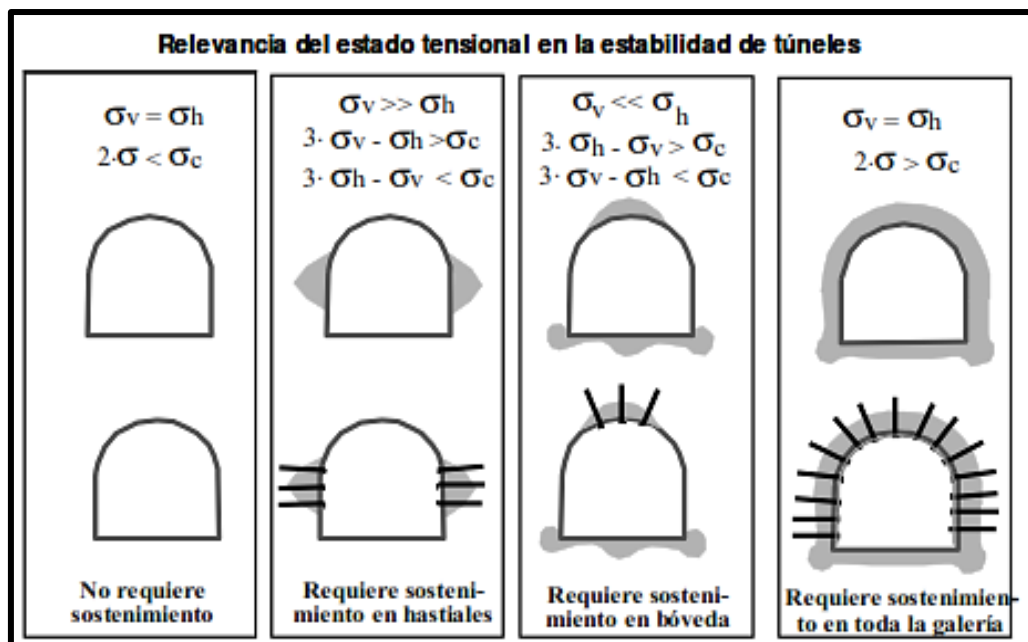


Gráfico 16 Relevancia del campo tensional en el diseño de sostenimiento de una galería. Ramírez P. & Alejano L., 2004.

- o Estado tensional natural

El campo tensional es una magnitud tensorial. De esta forma para expresarlo de manera coherente, o bien tres orientaciones y tres

magnitudes (σ_1 , σ_2 y σ_3) correspondientes a las tensiones principales, tal como se muestra a continuación:

Las tensiones principales tienen una dirección y una magnitud. Las direcciones de las tensiones principales se pueden representar mediante la proyección estereográfica.

El campo tensional en un punto de la corteza terrestre en un momento dado depende de una serie de fuerzas de distinto origen y carácter a las que se ve sometido en ese momento y se ha visto sometido a lo largo de toda su historia geológica el macizo rocoso. Entre estas fuerzas las que tienen mayor significación son las gravitacionales.

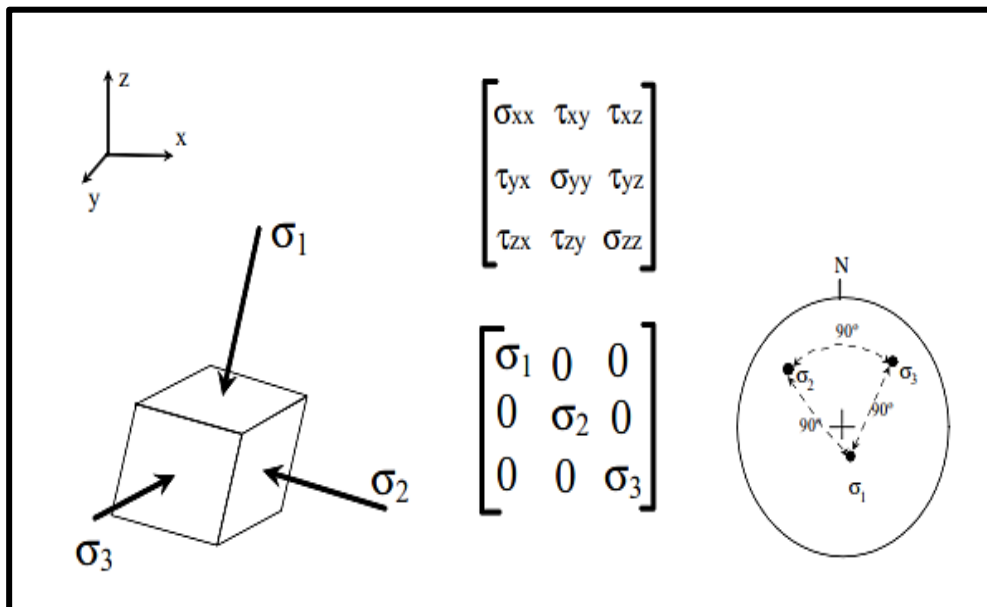


Gráfico 17 Representación del campo de tensiones como magnitud tensorial. Hudson y Harrison, 2000.

- o Tensiones verticales y horizontales como tensiones principales

En regiones de topografía suave se suele asumir que la tensión vertical y la horizontal son componentes principales del tensor tensión.

Para la tensión vertical se asume lo siguiente:

$$\sigma_v = \gamma \cdot Z$$

Se ha demostrado una buena aproximación como lo demuestra el siguiente gráfico:

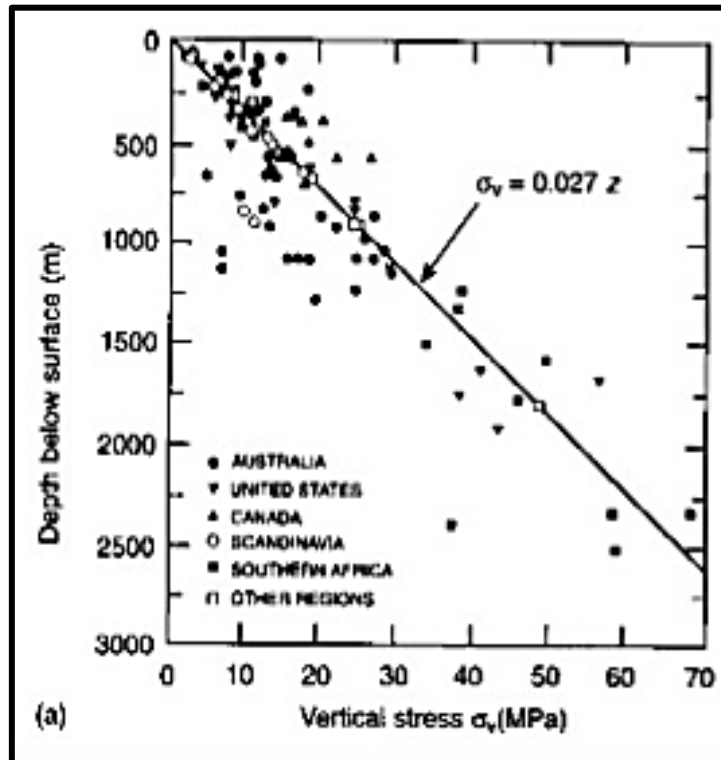


Gráfico 18 Serie de medidas de tensión en campo en diferentes continentes.
Hoek & Brown, 1978.

Adoptando $\gamma = 0.027 \text{ MN/m}^3$, se tiene un buen ajuste con los valores medidos.

Para la tensión horizontal se asume lo siguiente:

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v$$

Es común utilizarse para estimar la tensión horizontal la expresión teórica de la elasticidad lineal, donde k depende de la profundidad.

$$k = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_v$$

Las medidas de tensión horizontal en campo muestran que k es inversamente proporcional a la profundidad como lo demuestra el siguiente gráfico:

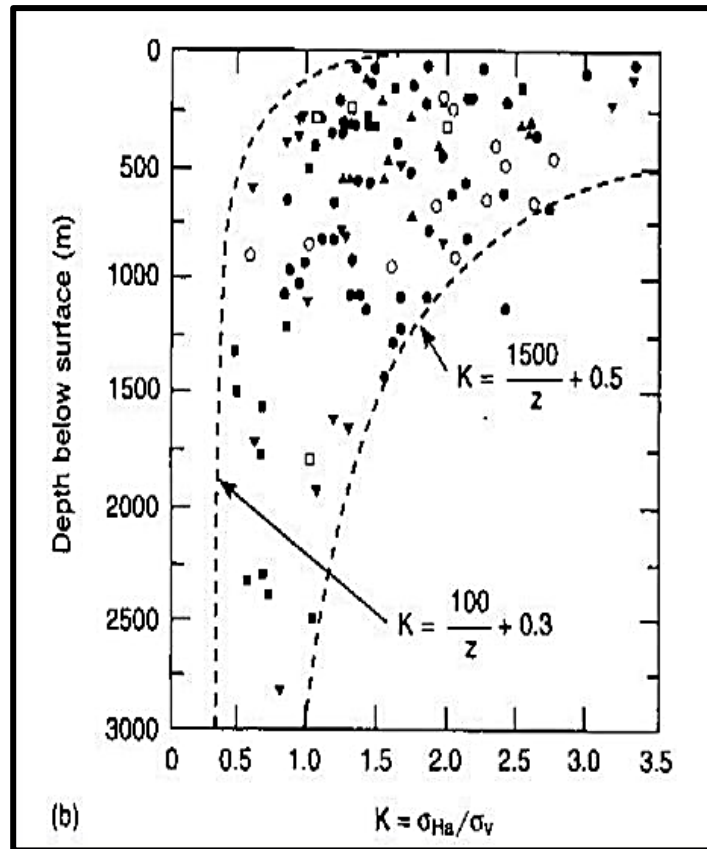


Gráfico 19 Relación del valor k y la profundidad. Hoek & Brown, 1978.

- Constructivos:

Los factores constructivos para una excavación son: tamaño y uso de túnel, y orientación de la misma.

El tamaño de la excavación está relacionado con la condición geomecánica del macizo rocoso. A mayor tamaño del túnel es más propenso a caídas de bloques y necesariamente se debe colocar sostenimiento.

La orientación de la excavación depende de diversos factores condicionantes del macizo rocoso, como el set principal de fallas y plegamiento. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

2.2.3. Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso

Las clasificaciones geomecánicas se utilizan con bastante frecuencia en la actualidad, mayormente en los estudios geotécnicos de túneles. Estas clasificaciones tienen por finalidad evaluar sus características para determinar de forma cuantitativa su calidad.

Los criterios de las clasificaciones tienen que ser claros y concisos para que no exista duda en su aplicación, de la misma forma, las categorías deben ser mutuamente excluyentes, es decir, que no sea posible asignarle a un macizo rocoso dos categorías distintas al mismo tiempo. Por otro lado, se obtiene mayor exactitud si se emplean dos o más clasificaciones que se puedan correlacionar entre sí. (Cornejo L. & Salvador E., 2002)

La utilidad de las clasificaciones está en la facilidad de su aplicación y en los buenos resultados conseguidos en muchos casos, estas han producido notables beneficios a la ingeniería, por ejemplo:

- Han mejorado la calidad de los estudios realizados a macizos rocosos, debido a que solo se requiere un mínimo de datos para llevar a cabo la clasificación y han puesto un cierto orden en los trabajos de campos en lo que se basan los estudios geotécnicos.
- Han permitido dividir los macizos rocosos en grupos de características y comportamiento similar, facilitando el diseño de excavaciones al permitir relacionar las experiencias obtenidas en diversos lugares.
- Han proporcionado una base y un lenguaje común de comunicación entre geólogos e ingenieros.

Las tres clasificaciones más empleadas son la de Bieniawski (RMR), la de Barton, Lien y Lunde (Q) y la de Hoek-Brown (GSI). Las dos primeras utilizan el RQD de Deere como parámetro. A continuación, se describe cada una.

RQD (Rock Quality Designation)

Fue desarrollado por Deere et al. (1967), para estimar cuantitativamente la calidad del macizo rocoso, basándose en la recuperación de un testigo. Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo. Para testigos, el RQD se halla a partir del porcentaje de trozos

de testigo mayores de 10 cm recuperado en un sondeo y permite estimar el grado de fracturamiento del macizo rocoso. (Ramírez P. & Alejano L., 2004).

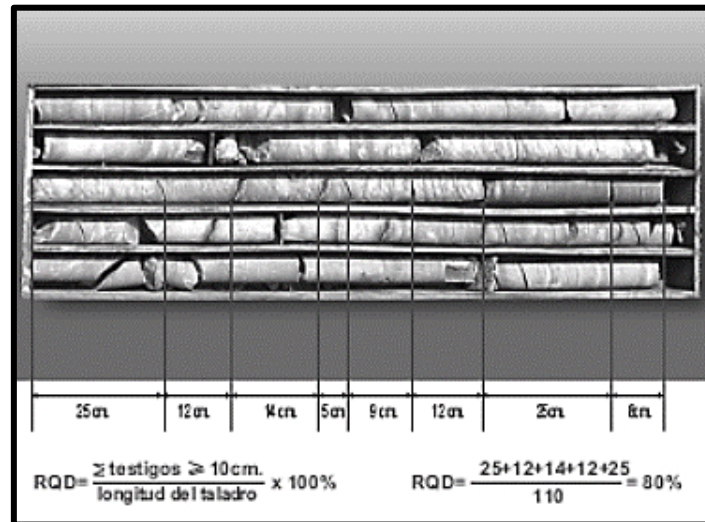


Gráfico 20 Estimación del RQD a partir de testigos de sondeo. David C., 2004.

También se puede estimar el RQD a partir de datos en afloramiento, siempre y cuando no se disponga de sondeos. En estos, casos, se puede utilizar la siguiente relación (Palmstrom, 2005):

$$RQD = 110 - 2.5 \times J_v$$

Donde J_v es el índice volumétrico de juntas o número de juntas por metro cúbico.

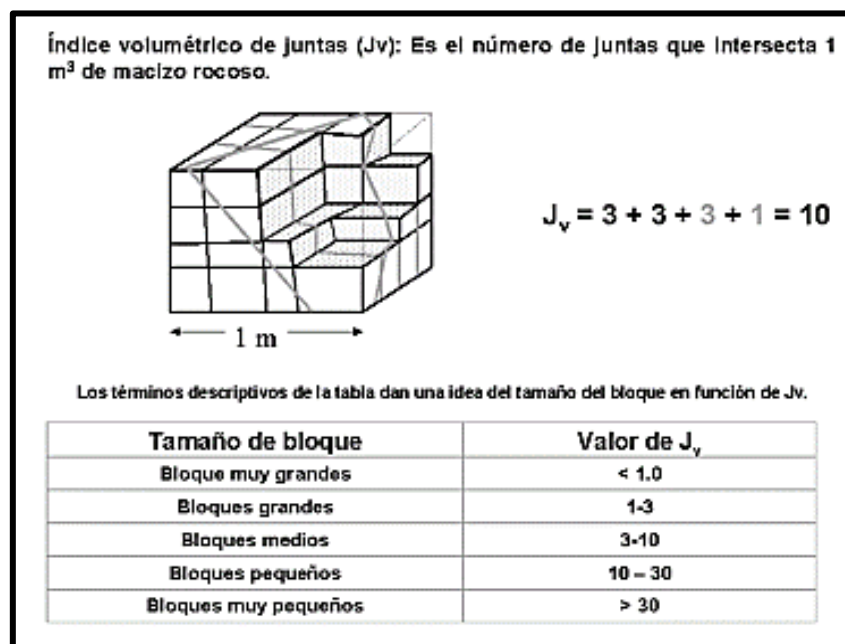


Gráfico 21 Estimación de J_v y clasificación del tamaño de bloque en función de espaciados de juntas y número de familias observadas en campo. David C., 2004.

Asimismo, hay otra forma para hallar el RQD a partir de la frecuencia de discontinuidades obtenida a partir del muestreo “scanline” o por metro lineal. Medimos todas las juntas que interceptan nuestra línea, siendo este el parámetro “ λ ”. Para este caso aplicaremos la siguiente relación (Priest y Hudson, 1976):

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda(0.1\lambda+1)}$$

Donde λ es el número de juntas por metro lineal.

Clasificación RMR (Rock Mass Rating)

(Ramírez P. & Alejano L., 2004). Fue presentada por el Ingeniero Bieniawski en el año 1973 y modificada sucesivamente en los años 1976, 1979, 1984 y 1989.

Para la obtención de los parámetros RMR (89) básico, corregido y en condiciones secas se han tenido en cuenta los siguientes parámetros característicos del macizo rocoso:

- Resistencia a la compresión uniaxial (MPa).
- RQD (%).
- Espaciamiento de las discontinuidades (cm).
- Condiciones de las discontinuidades (persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración).
- Agua subterránea.
- Orientación de los planos de falla con respecto al túnel proyectado.

El formato de RMR para su llenado en campo se adjunta en los anexos.

Estos factores se cuantifican mediante una serie de parámetros definiéndose unos valores para dichos parámetros, cuya suma es 0-100 y nos indica el índice de calidad del RMR.

A continuación, se definen y valoran cada uno de los parámetros que intervienen en la clasificación.

- Resistencia Compresiva de la Roca

La resistencia compresiva (σ_c) de una roca se puede determinar por dos procedimientos, ambos fueron utilizados en este estudio:

1. Martillo Schmidt: denominado esclerómetro o martillo estandarizado, nos permite hallar valores de dureza de la roca por el procedimiento del rebote.

El martillo de Schmidt es un dispositivo mecánico usado para realizar ensayos no destructivos en materiales como el concreto o roca.

Su uso es muy frecuente dada la manejabilidad del aparato, pudiendo aplicarse sobre roca matriz y sobre las discontinuidades (resistencia de los labios).

Existen dos tipos de martillo, el tipo L con una energía de impacto de 0.735 N.m y el tipo N con una energía de impacto de 2.207 N.m. El ISRM recomendaba únicamente el martillo tipo L para su aplicación en rocas.

Su funcionalidad consiste en un vástago que lleva conectado un muelle. Se coloca el vástago sobre la roca y se introduce en el martillo empujándolo contra la roca, esto origina un almacenamiento de energía en el muelle que se libera automáticamente cuando esa energía elástica alcanza un cierto nivel y lanza una masa contra el vástago. La altura que alcanza esta masa (al rebotar) se mide en una escala graduada de 0 a 100, es directamente proporcional a la dureza y por tanto a la resistencia a compresión simple de la superficie de la roca.

Procedimiento de Medida (Aydin A., 2009):

- El desarrollo del ensayo in-situ consiste en una preparación de las zonas elegidas, separando la pátina de roca meteorizada. Se usa una piedra de amolar para alisar la superficie de ensayo.
- Posicionar el martillo perpendicularmente a la superficie de la roca a ensayar.
- Disparar el vástago o punzón de impacto, empujando el martillo hacia la superficie de ensayo hasta el botón salte hacia afuera.
- Pulsar el botón para bloquear el vástago después de cada impacto.
- Revisa y anota el valor de rebote indicado por el puntero.

Se recomienda calibrar el martillo con un yunque de prueba, si no se dispone del yunque se debe enviarlo al fabricante para su chequeo después de realizar 1000 impactos o cada 3 meses.

Por medio del martillo Schmidt se puede estimar la resistencia a compresión simple de la roca (σ_c) a partir de la resistencia al rebote de la superficie de la roca ensayada.

Esta medida del rebote se correlaciona con la resistencia mediante el siguiente gráfico de Miller, en donde adicionalmente se considera la densidad de la roca y la orientación del martillo respecto al plano de roca ensayado.

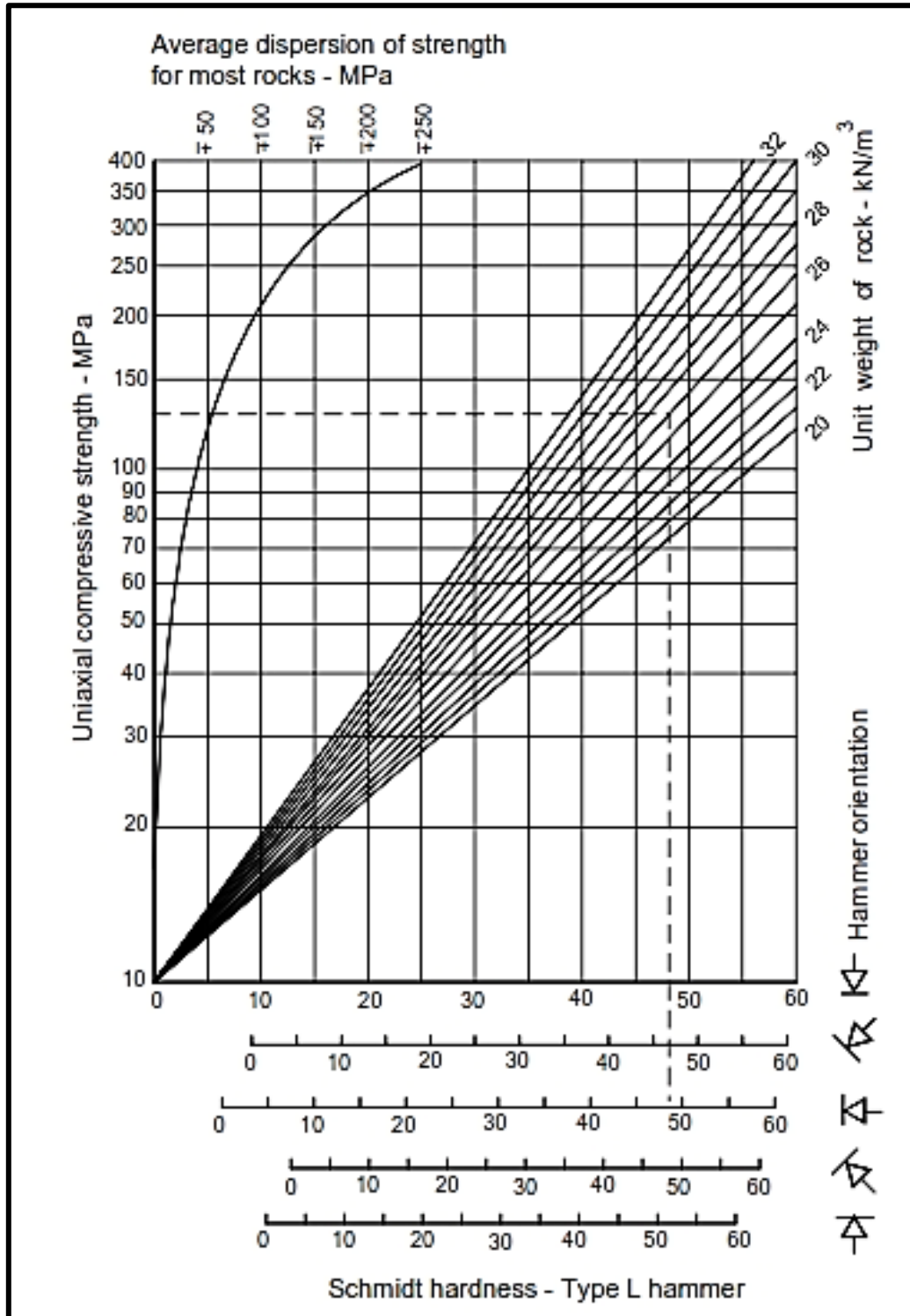


Gráfico 22 Gráfico de correlación Rebote de Martillo Schmidt vs. Resistencia a la Compresión y densidad de la roca. Miller, 1965.

El ISRM (1978) recomienda tomar veinte lecturas en diferentes zonas del plano a ensayar, posteriormente, se toma el promedio de las diez lecturas más altas.

Según la ISRM clasifica al plano de roca por su resistencia según la siguiente tabla:

Descripción	Resistencia a la compresión
Extremadamente blanda	< 1 MPa
Muy blanda	1 – 5 MPa
Blanda	5 – 25 MPa
Moderadamente blanda	25 – 50 MPa
Dura	50 – 100 MPa
Muy dura	100 – 250 MPa
Extremadamente dura	> 250 MPa

Tabla 1 Clasificación de la resistencia a la compresión. ISRM, 1978.

2. Ensayo de Carga Puntual: o también llamado Ensayo de Franklin o PLT (Point load test), este ensayo permite obtener el índice $I_s(50)$, por medio de la aplicación de una carga concentrada en dos puntas cónicas metálicas (carga puntual).

Las muestras para ejecutar el ensayo se pueden conseguir de un bloque de roca, de un sondeo (testigo) o a partir de fragmentos de origen diverso. La portabilidad del equipo permite que se pueda realizar in situ o en un laboratorio.

Existen varias modalidades de ensayo: Diametral, axial, de bloque, fragmentos irregulares y de anisotropía. En este estudio se realizó el tipo diametral el cual detallaremos. (Gonzales L., 2002)

Procedimiento de ensayo:

- Concebir una idea general de la roca en cuanto a su litología y estructuras.
- Se debe cortar y preparar la muestra. Con una relación Longitud/Diámetro superior a 1,0.
- Medir las dimensiones de la muestra.
- Dependiendo del tipo de muestra (ver el gráfico a continuación), se sitúa esta entre las puntas cónicas de la máquina.

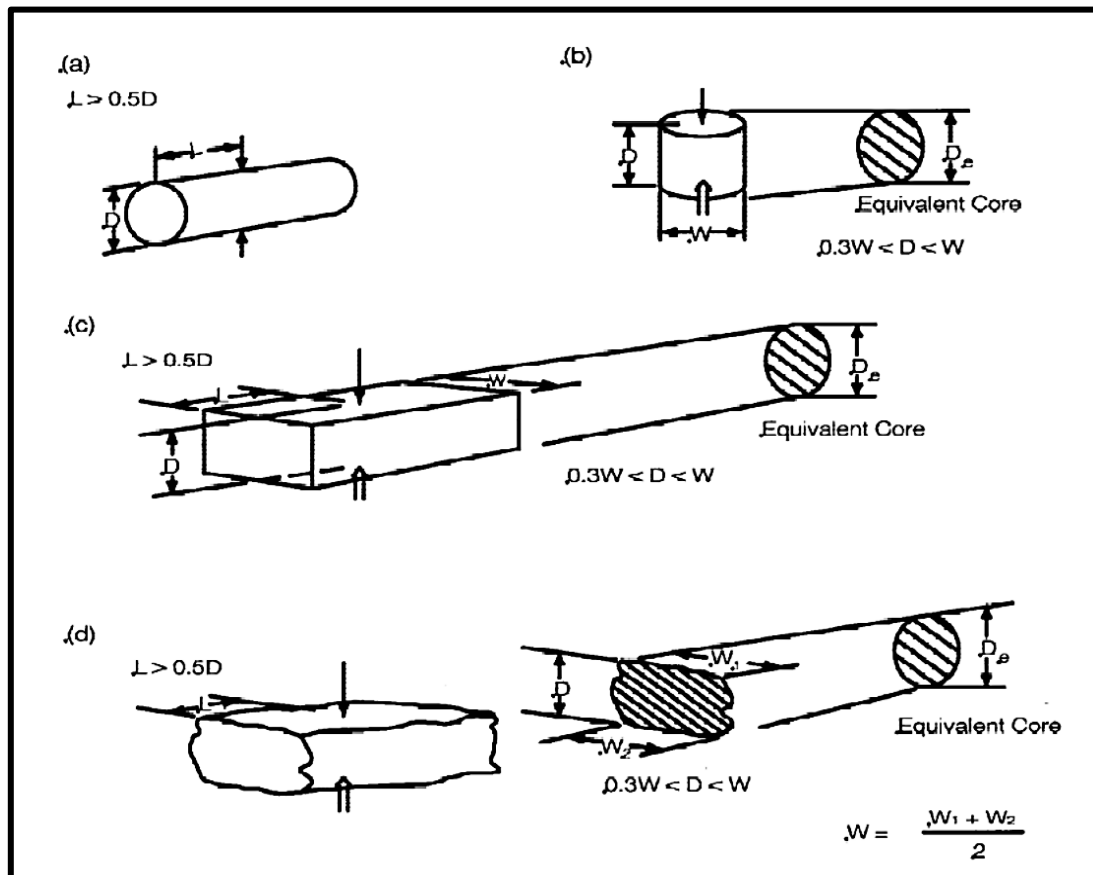


Gráfico 23 Configuración de carga y requerimientos en la forma de los testigos (a) muestra diametral, (b) muestra axial, (c) bloque y (d) muestra irregular. L = largo, W = ancho, D = diámetro, y D_e = diámetro del núcleo equivalente. Gonzales L., 2002.

- Se recubre la máquina con una bolsa con la finalidad de evitar que al momento de fallar la roca los fragmentos no dañen a personas u objetos.
- Una persona se encarga de medir la presión a la cual está siendo sometida la muestra mediante un manómetro conectado directamente a la prensa hidráulica.
- Una segunda persona será la encargada de ir aumentando paulatinamente la presión en la prensa hidráulica.
- Cuando la muestra falle se retira y se analizan las condiciones, asimismo el modo de ruptura (ver el gráfico a continuación).

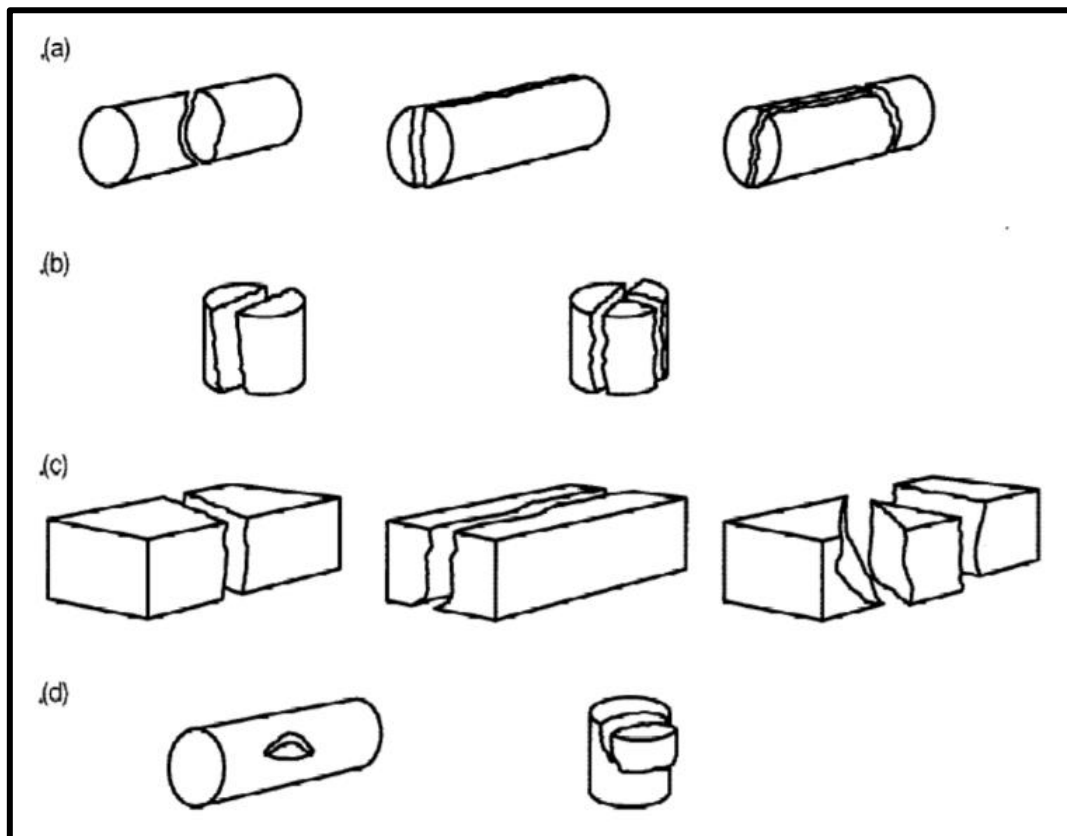


Gráfico 24 Modos típicos de falla para muestras válidas e inválidas (a) muestras diametrales válidas; (b) muestras axiales válidas; (c) bloques válidos; (d) muestras inválidas. Gonzales L., 2002.

El índice de carga puntual sin corrección se calcula con la siguiente ecuación:

$$I_s = \frac{P}{De^2} \text{ MPa}$$

Donde:

P = carga de falla, N. (Debido a que la presión

De = diámetro del núcleo equivalente = D

$De^2 = D^2$ para muestra diametrales, mm^2

$De^2 = 4A/\pi$ para muestras irregulares, axiales o bloques, mm^2

A = WD, área de la sección transversal mínima.

El índice de resistencia a la carga puntual corregido [$I_{s(50)}$] es determinado como el valor de I_s medido en muestras diametrales con $D=50\text{mm}$ (5 cm). El valor promedio de $I_{s(50)}$ se calcula eliminando los 2 valores más altos y los 2 valores más bajos de 10 o más ensayos válidos.

El valor de la resistencia a la compresión uniaxial a partir del $Is_{(50)}$ es el siguiente:

$$UCS = 23 \cdot Is_{(50)}$$

Cuando se tiene un Is corregido a un diámetro distinto de 50 mm, la relación entre UCS (Uniaxial Compressive Strength) e Is es distinta, véase en la siguiente tabla:

Tamaño de testigo (mm)	Valor de "C" (Generalizado)
20	17.5
30	19
40	21
50	23
54	24
60	24.5

Tabla 2 Valor generalizado de "C". $UCS = C \times Is$.

- Índice de calidad de la roca - RQD %

Para determinar el RQD in situ (zona de estudio) existen tres procedimientos, en el presente estudio se aplicaron los dos últimos:

1. Observación de testigos: se debe medir la longitud de los fragmentos frescos mayores o iguales a 10 centímetros (100 mm), a continuación, se suma la longitud total de los fragmentos. Representado en una ecuación, sería lo siguiente:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10\text{cm}}{\text{longitud total}} \times 100$$

Solamente aquellos fragmentos de roca formados por fracturas naturales (uniones, zonas de cizalla, planos de estratificación o planos de división que da como resultado superficies de separación) se considerarán para la evaluación del RQD. (Ramírez P. & Alejano L., 2004)

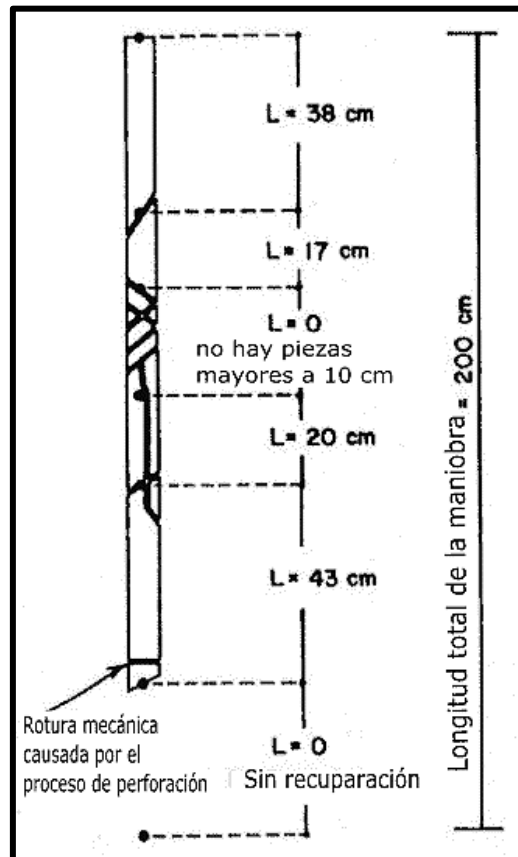


Gráfico 25 Representación gráfica para medición de RQD.

2. Scanline: Se en función del N° de Fisuras por metro lineal en el área de estudio, se representa por la siguiente ecuación:

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda(0.1\lambda+1)}$$

Donde:

λ = número de juntas por metro lineal.

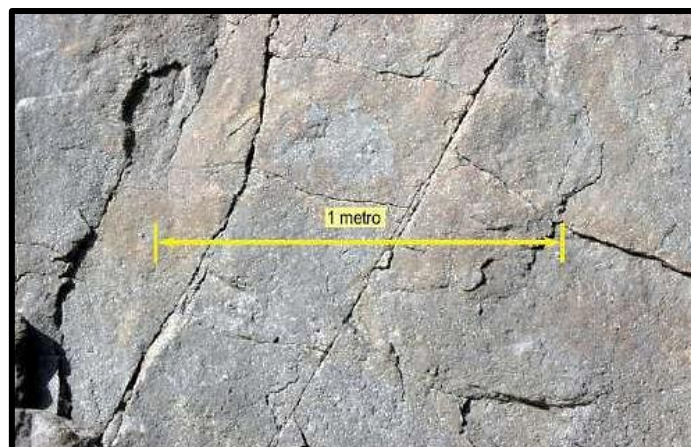


Gráfico 26 Toma de medida de RQD in situ por Scanline (roca levemente fracturada).
Fuente: Presentaciones CGI 2016.

3. Bloque volumétrico: Se calcula a partir de datos en afloramiento, siempre y cuando no se disponga de sondeos. En estos, casos, se puede utilizar la siguiente relación (Palmstrom, 2005):

$$RQD = 110 - 2.5 \times J_v$$

Donde:

J_v = índice volumétrico de juntas o número de juntas por metro cúbico.

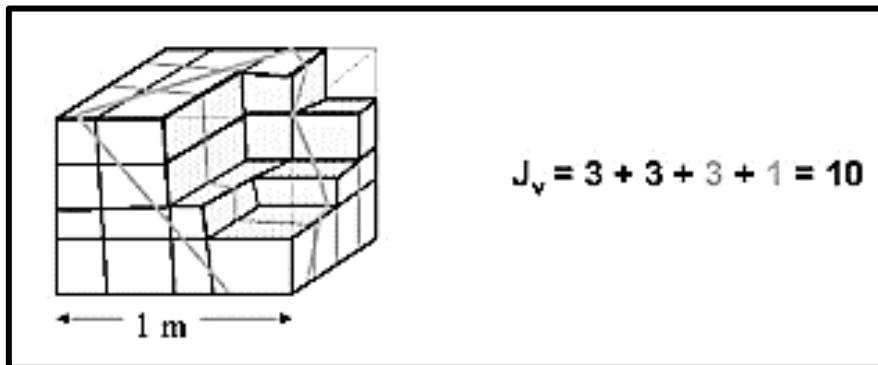


Gráfico 27 Representación de J_v , número de fracturas que atraviesan 1 m³ de macizo rocoso.
Fuente: Presentaciones CGI 2016.

- Espaciamiento de las discontinuidades

Se refiere a la distancia media entre los planos de discontinuidad de cada familia, es decir, cada conjunto con las mismas o similares características geomecánicas. La resistencia del macizo rocoso va disminuyendo al aumentar el número de juntas, es decir, cuando disminuyen los espaciados de cada familia. (Ramírez P. & Alejano L., 2004). Para la clasificación del espaciado se utiliza la siguiente tabla:

Descripción	Espaciado de las juntas	Tipo de macizo rocoso
Muy ancho	>3 m	Sólido
Ancho	1 – 3 m	Masivo
Moderadamente cerrado	0,3 – 1 m	En bloques
Cerrado	50 – 300 mm	Fracturado
Muy cerrado	< 50 mm	Machacado

Tabla 3 Clasificación del espaciado de juntas. Deere , 1967.

Asimismo, existe una gráfica que muestra la variación de tipo macizo rocoso en función del espaciado de las juntas y de la resistencia a compresión simple del macizo rocoso, véase la siguiente gráfica:

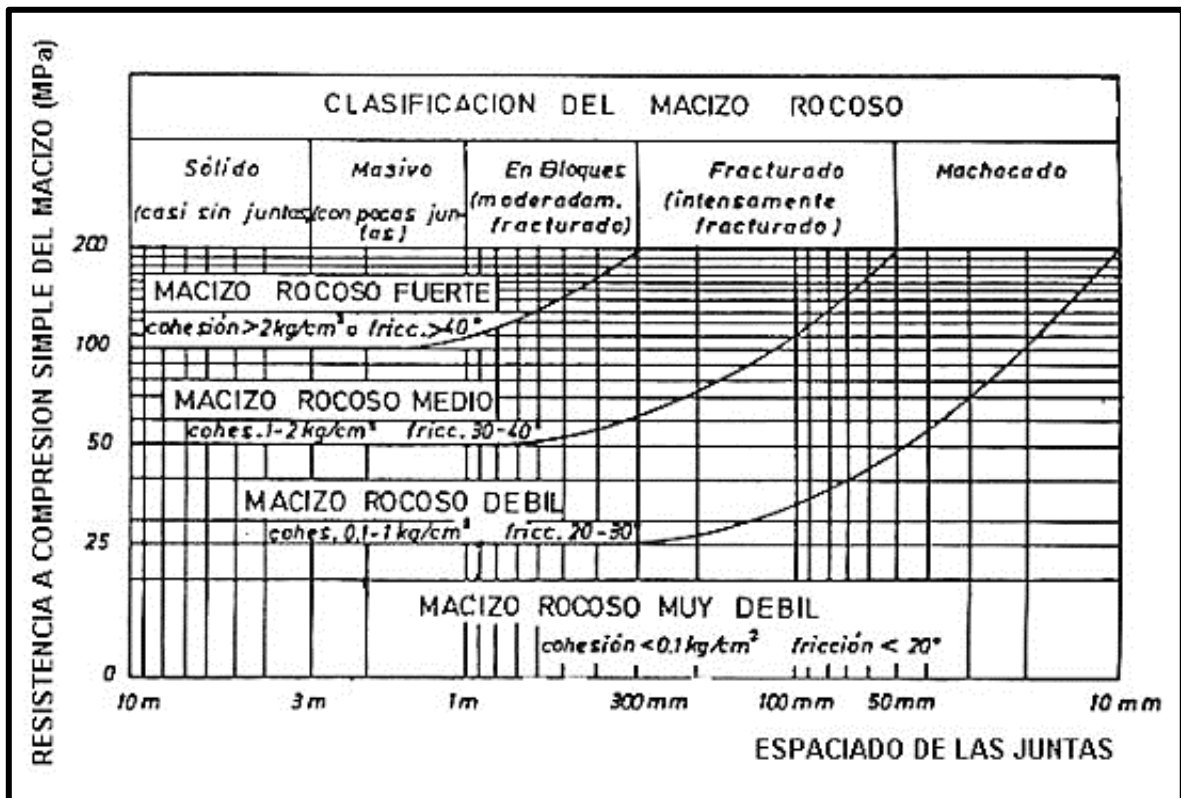


Gráfico 28 Variación de tipo de macizo rocoso en función del espaciado de juntas y resistencia a la compresión simple. Bieniawski, 1976.

- Condición de las discontinuidades

Para describir la naturaleza de las juntas se utilizan los siguientes parámetros:

- Persistencia, longitud de las discontinuidades
- Apertura entre los labios de la discontinuidad
- Rugosidad de los labios
- Relleno
- Meteorización

- Presencia de agua

En un macizo rocoso que presenta muchas diaclasas, el agua tiene influencia en su comportamiento, es por eso que debe estimarse el flujo de agua en litros/min cada 10 m de túnel.

- Orientación de las discontinuidades

La orientación de las discontinuidades respecto al eje de la estructura subterránea es un factor de suma importancia para determinar el sostenimiento necesario.

Existe una clasificación dada por Bieniawski referente a orientaciones relativas entre las discontinuidades y el eje de la cavidad, se presenta a continuación:

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° (Independiente del rumbo)
Dirección según buzamiento		Dirección contra buzamiento				
Buzamiento 45°-90°	Buzamiento 20°-45°	Buzamiento 45°-90°	Buzamiento 20°-45°	Buzamiento 45°-90°	Buzamiento 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Tabla 4 Orientaciones relativas entre las juntas y el eje de la cavidad. Bieniawski, 1989.

Debemos tener en cuenta que existen dos versiones para la obtención del RMR, esto para evitar confusiones, el RMR₇₆ (publicado en 1976) y el RMR₈₉ (publicado en 1989). La diferencia reside en los valores que se les asignan a los parámetros de presencia de agua subterránea, condición de las discontinuidades y RQD conjuntamente con el espaciado de las discontinuidades. A continuación, se muestra la diferencia entre valores que se le dan a los parámetros según el criterio:

Parámetro	RMR-76	RMR-89
RQD y Espaciado de las discontinuidades	8 – 50	8 – 40
Condición de las discontinuidades	0 – 25	0 – 30
Presencia de agua subterránea	0 – 10	0 - 15

Tabla 5 Diferencia de valores entre RMR-76 y RMR-89. Bieniawski, 1989.

Después de haber hallado los 6 parámetros de la clasificación RMR-89 de Bieniawski, se determina la categoría del macizo rocoso. Primero se parte un “valor primario” de calidad el cual es producto de la suma de los cinco primeros parámetros los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Parámetros			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo carga puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90-	75-90%	50-75%	25-50%	25%			
	Valor	20	17	13	8	3			
3	Espaciado de las discontinuidades	> 2 m	0.6-2 m	0.2-0.6 m	6-20 cm	< 6 cm			
	Valor	20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1-1.0	1-5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Valor	6	5	3	1	0		
5	Flujo de agua en las juntas	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Condiciones generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
	Valor	15	10	7	4	0			

Tabla 6 Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR-89. Bieniawski, 1989.

Para diseñar el sostenimiento de un túnel o galería, este valor primario obtenido se corrige en función al último parámetro descrito (orientación de las discontinuidades)

Orientación del rumbo y buzamiento de las discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
VALORES	Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25

Tabla 7 Ajuste valores por las orientaciones de las discontinuidades. Bieniawski, 1989.

De esta manera se obtiene el RMR del macizo rocoso. Dependiendo del valor total obtenido del RMR se clasifican los macizos rocosos en cinco categorías.

Valor RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	<20
Clase Número	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy bueno	Bueno	Medio	Malo	Muy malo

Tabla 8 Clasificación de macizos rocosos según RMR. Bieniawski, 1989.

Asimismo, en la siguiente tabla se muestran, solo para túneles, los tiempos durante los cuales se mantienen estables las longitudes sin revestir, también se presentan las cohesiones y ángulos de fricción considerados de los macizos rocosos en cada una de las cinco clases.

Clase número	I	II	III	IV	V
Tiempo de sostenimiento	20 años para 15 m	1 año para 10 m	1 semana para 5 m	10 horas para 2,5 m	30 minutos para 1 m
Cohesión (KPa)	>400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	<100
Ángulo de fricción (°)	>45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	<15°

Tabla 9 Tiempo de auto-sostenimiento, cohesión y ángulo de fricción por clase de macizo rocoso según RMR. Bieniawski, 1989.

La clasificación RMR nos provee una guía para la selección del sostenimiento para túneles, véase la siguiente tabla:

Clase de macizo rocoso	Excavación	Sostenimiento		
		Pernos (D: 20 mm, adhesión total)	Hormigón lanzado	Marcos de acero
Roca Muy Buena RMR: 81 – 100	Avances de 3 m a sección completa.	Generalmente no se necesita sostenimiento, excepto algunas anclas para refuerzo local.		
Roca Buena RMR: 61 - 80	Avances de 1,0 a 1,5 m a sección completa. Sostenimiento total a 20 m del frente	Pernos locales en el techo, 3 m de largo y espaciado de 2,5 con malla ocasional	50 mm en el techo donde fuera necesario	No
Roca Regular RMR: 41 – 60	Media sección y banqueo, progresiones de 1,5 a 3,0 m en la media sección. Sostenimiento primario después de cada voladura. Sostenimiento completo a 10 m del frente.	Empernado sistemático de 4 m de largo, espaciado de 1,5 a 2 m en el techo y paredes con malla en el techo	50 – 100 mm en el techo. 30 mm en las paredes.	No
Roca Mala RMR: 21 – 40	Media sección y banqueo, progresiones de 1,0 a 1,5 m en la media sección. Debe instalar los refuerzos conforme el avance a 10 m del frente	Empernado sistemático de 4 a 5 m de largo con espaciado de 1 a 1,5 m en el techo y paredes con malla	100 a 150 mm en el techo. 100 mm en las paredes	Marcos ligeros a medianos separados 1,5 m donde haga falta
Roca Muy Mala RMR <20	Etapas múltiples. A veces de 0,5 a 1,5 m en la media sección. Instalación del sostenimiento a medida que se excava. Hormigón lanzado con la mayor brevedad después de las voladuras.	Empernado sistemático de 5 a 6 m de largo espaciado 1 a 1,5 m en la clave y paredes con malla. Instalación de pernos en el piso o contrabóveda.	150 a 200 mm en el techo. 100 mm en las paredes y 50 mm en la frente.	Marcos medianos a pesados espaciados a 0,75 m con tablestacados donde se necesite.

Tabla 10 Pautas para selección de sostenimiento en túneles de roca en base a RMR-89. Bieniawski, 1989.

Clasificación Índice Q

(Ramírez P. & Alejano L., 2004). Es el índice de calidad de túneles: “El índice Q de clasificación de macizos rocosos fue desarrollada en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde.

Su desarrollo presenta un gran aporte al estudio y clasificación de macizos rocosos por las siguientes razones:

- El sistema fue propuesto con base en el análisis de 221 casos históricos de túneles en Escandinavia.
- Es un sistema de clasificación cuantitativo.
- Es un sistema ingenieril que facilita el diseño de sostenimiento para túneles.

En esta clasificación se catalogan los macizos rocosos según el denominado índice de calidad Q, basado en 6 parámetros, los cuales se representan en la siguiente ecuación:

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

Donde:

- RQD: Rock Quality Designation.
- J_n : Se calcula en función del número de sets de estructuras presentes en el macizo rocoso.
- J_r : Se calcula en función de la rugosidad de las estructuras.
- J_w : Se calcula en función de la condición de aguas en las estructuras del macizo rocoso.
- J_a : Se calcula en función del grado de alteración de las estructuras.
- SRF: Stress Reduction Factor, se asocia a los efectos de la condición de esfuerzos en el macizo rocoso.

Conceptualmente este sistema basa su caracterización en tres factores principales, teniendo en cuenta las 3 fracciones presentes, cada una de ellas representa:

- RQD/ J_n : Obtenemos el tamaño de bloques. Representa la estructura de la masa rocosa, la cual es medida del tamaño del bloque o de la partícula.

- Jr/Ja: Obtenemos la resistencia al corte entre los bloques. Representa la rugosidad y características friccionales de las paredes de la discontinuidad o los materiales de relleno.
- Jw/SRF: Obtenemos el esfuerzo efectivo. Consiste en dos parámetros de esfuerzos

La valoración del Q de Barton para cada uno de estos aspectos característicos se logra a través de las tablas de valores de los seis parámetros característicos, todo esto se presenta en las siguientes tablas:

RQD - INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA	
Descripción	RQD %
Muy Pobre	0 - 25
Pobre	25 - 50
Regular	50 - 75
Buena	75 - 90
Excelente	90 - 100
Nota: i) Estimar el RQD con 5% de aproximación ii) Cuando no se disponga de testigos $RQD = 115 - 3.3 J_v$ Donde: J_v : N° de Diaclasas por m ³ iii) Si el RQD es menor de 10, emplear un valor nominal 10	

Tabla 11 Descripción y valorización del RQD. Índice Q de Barton et al., 1974.

Jn - NUMERO DE DISCONTINUIDADES	
Descripción	Jn
Masiva o con muy poca discontinuidad	0.5 - 1.0
Un sistema de discontinuidad	2
Un sistema de principal y uno secundario	3
Dos sistemas de discontinuidad	4
Dos sistemas principales y uno secundario	6
Tres sistemas de discontinuidades	9
Tres sistemas principales y uno secundario	12
Cuatro sistemas de discontinuidades o más (roca muy fracturada)	15
Roca triturada (Terrosa)	20
Nota: i) Para intersecciones de túneles, usar $(3.0 * J_n)$ ii) Para portales usar $(2.0 * J_n)$	

Tabla 12 Descripción y valorización de Número de familia de juntas (J_n). Barton, 2000.

Jr - FACTOR DE RUGOSIDAD DE LAS DISCONTINUIDADES		
DESCRIPCION		Jr
Contacto entre las dos caras de la junta mediante un desplazamiento cortante de menos de 10 cm		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Rugosas e irregulares, onduladas	3
C	Lisas, Onduladas	2
D	Lustrosas Ondulantes	1.5
E	Rugosas o irregulares, planares	1.5
F	Lisas, Planares	1
G	Lustrosas, Planares	0.5
No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ambas se desplazan lateralmente		
H	Zona conteniendo arcillas en cantidad suficiente como para impedir el contacto entre las superficies que limitan la fractura	1
J	Zona de material arenoso en cantidad suficiente como para impedir el contacto entre las superficies que limitan la fractura	1
<p>NOTAS: Si el espaciado de la familia de juntas es mayor de 3 cm hay que aumentar el Jr en una unidad. Para juntas planas con espejo de falla provisto de lineaciones, si estas están orientadas en la dirección de mínima de resistencia, se puede usar Jr=0.5</p>		

Tabla 13 Descripción y valorización de Rugosidad de las juntas (Jr). Barton, 2000.

La ISRM (Brown, 1981) propone una clasificación con dos escalas para determinar la rugosidad de las discontinuidades. Estas escalas son:

- Escala intermedia, para observaciones de varios metros de longitud, comprende tres grados de rugosidad: escalonada, ondulada y plana.
- Escala pequeña, para observaciones de varios centímetros; comprende los siguientes grados: rugosa, lisa o suave y pulida o espejo de falla.

Una discontinuidad que se puede observar en suficiente longitud, se puede clasificar en nueve grados de rugosidad, según la siguiente tabla:















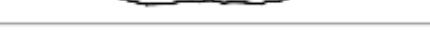




Descripción	Perfil	Jr	JRC 200mm	JRC 1 m
Rugoso		4	20	11
Liso		3	14	9
Espejo de falla	 escalonado	2	11	8
Rugoso		3	14	9
Liso		2	11	8
Espejo de falla	 ondulado	1.5	7	6
Rugoso		1.5	2.5	2.3
Liso		1.0	1.5	0.9
Espejo de falla	 planar	0.5	0.5	0.4

Tabla 14 Escala intermedia, para observaciones de hasta un metro de longitud. Barton, 1987.

Existe otra clasificación para discontinuidades que se pueden observar en menos de un metro de longitud. Consta de 10 perfiles, de 10 cm de longitud cada uno, y se obtiene con ella el coeficiente de rugosidad denominado JRC. Este coeficiente de rugosidad fue propuesto por Barton y Choubey (1977), el cual se aplica en su ecuación para hallar la resistencia al corte de las discontinuidades.

Perfiles de Rugosidad		JRC	Rugosidad RMR
1		0 - 2	Espejo de falla
2		2 - 4	Lisa
3		4 - 6	
4		6 - 8	
5		8 - 10	Ligeramente Rugosa
6		10 - 12	
7		12 - 14	Rugosa
8		14 - 16	
9		16 - 18	Muy Rugosa
10		18 - 20	

0 5 10 cm ESCALA

Tabla 15 Escala de rugosidad definida por perfiles de 10 cm de longitud. Barton y Choubey, 1977.

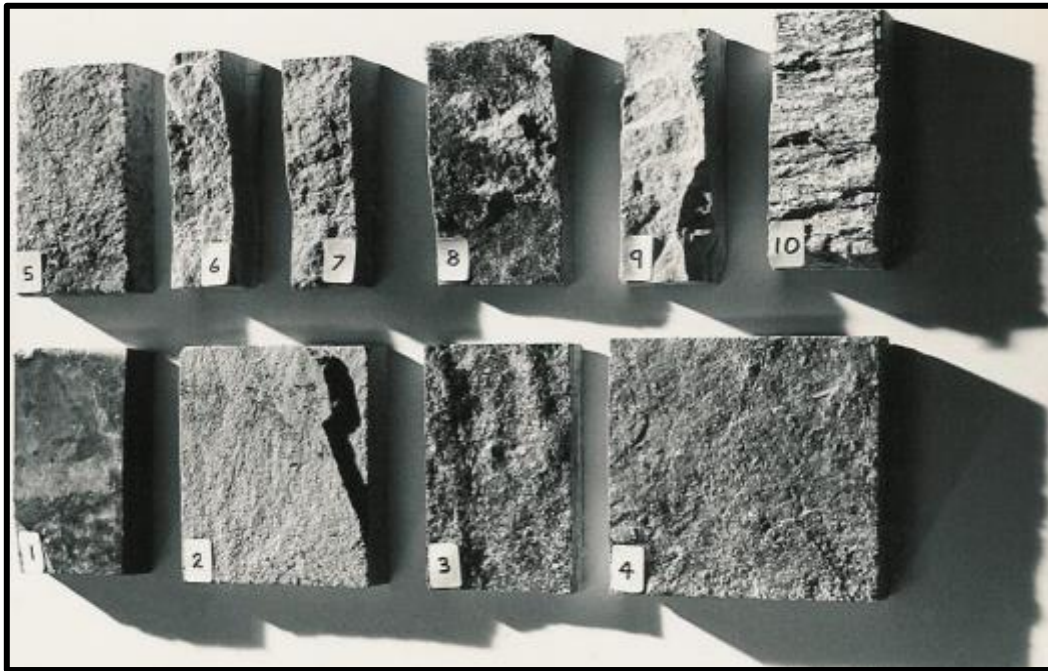


Gráfico 29 Representación de escala de rugosidad. Fuente: Presentaciones CGI 2016.

De otro modo el JRC también se puede estimar mediante el denominado peine de Barton, este instrumento se compone de hojas ultrafinas por pulgada lo que asegura obtener una réplica exacta del perfil de la cara de la discontinuidad, es capaz de replicar superficies de 3 a 0.5 pulgadas de profundidad.

Procedimiento de Medida (ISRM, 1981):

- El desarrollo de toma de medida in-situ consiste en una preparación de las zonas elegidas, separando la pátina de la roca meteorizada. Se usa una piedra de amolar para alisar la superficie a medir.
- Posicionar las hojas del peine de Barton perpendicularmente a la superficie de la roca a medir
- Escanear la superficie a medir, empujando el peine hacia la superficie y de esta forma obtener una réplica del perfil en las hojas del peine.
- Retira el peine y con ayuda de una superficie, totalmente recta, en la cual sobrepones el peine para facilitar la medida de la mayor hendidura que se ha formado en las hojas (producto de la réplica de la superficie).
- Revisa y anota el valor de la mayor hendidura para después cruzar con la longitud del perfil medida en metros y así obtener el JRC, véase en el siguiente gráfico:

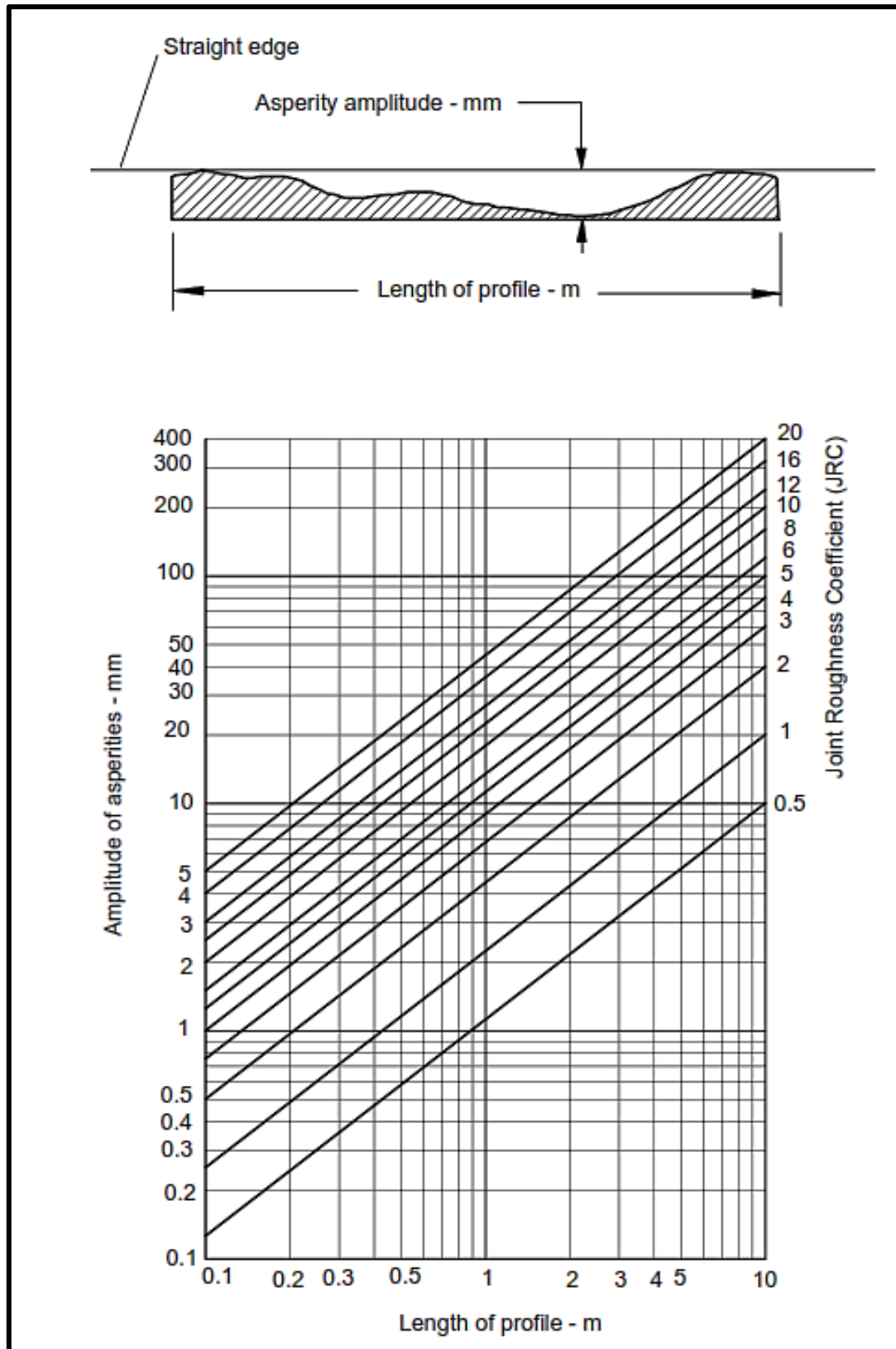


Gráfico 30 Método alternativo de estimación de JRC. Barton, 1982.

Jw - FACTOR DE REDUCCION POR CONTENIDO DE AGUA EN FRACTURAS		
Descripción		Jw
A	Secas o flujos bajos (5 l/min)	1
B	Flujos a presiones medias que ocasionen erosión del material de relleno	0.66
C	Flujos o presiones altas en roca competente con diaclasas sin relleno	0.5
D	Flujos a presiones altas con erosión considerable del material de relleno	0.33
E	Flujos o presiones excepcionalmente altas luego de la voladura disminuyendo con el tiempo	0.2 - 0.1
F	Flujos o presiones excepcionalmente altas sin que ocurra una disminución en el tiempo	0.1 - 0.05
<p>NOTAS.</p> <p>i) Factores C a F son estimaciones básicas. Aumentar Jw si se han instalado medidas de drenaje.</p> <p>ii) Especiales problemas causado por la formación de hielo no son considerado</p>		

Tabla 16 Descripción y valorización de Aguas subterránea de las juntas (Jw). Barton, 2000.

Ja - FACTOR DE ALTERACION DE LAS DISCONTINUIDADES			
Descripción		Ja	ϕ_r
a) Contacto entre superficies de la discontinuidad (sin relleno de mineral, solo recubrimientos)			
A	Ajustadas, rellenas con material compacto	0.75	-
B	Superficies inalteradas, ligeras manchas de oxidación	1	25° - 30°
C	Superficies ligeramente alteradas, cubiertas con material granular no arcilloso, producto de la desintegración de la roca.	2	25° - 30°
D	Capas superficiales de material limoso o arcilloso arenoso, con una pequeña fracción cohesiva.	3	20° - 25°
E	Capas superficiales de arcilla (caolinita, mica cloritas, etc.) cantidades pequeñas de arcilla expansiva en capas de 1- 2 mm de espesor.	4	8° - 16°
b) Contacto entre superficies de la discontinuidad con menos de 10cm de desplazamiento (relleno de mineral fino)			
F	Relleno granular no cohesivo, roca desintegrada libre de partículas arcillosas.	4	25° - 30°
G	Material con alto grado de consolidación, relleno continuo (hasta de 5 mm de espesor) de material arcilloso compacto.	6	16° - 24°
H, I	Relleno continuo (hasta de 5mm. De espesor) de material arcillosos compacto con bajo grado de consolidación.	8	12° - 16°
J	Relleno continuo de arcilla expansivas (Montmorillonita) el valor de Ja dependerá del % de expansión, el tamaño de las partículas arcillosas, la accesibilidad del agua, etc.	8 - 12	6° - 12°
c) No contacto entre superficies de la discontinuidad después de cizalla (relleno de mineral grueso)			
K, L, M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla (ver G,H,J para la descripción de los tipos de arcilla)	6 - 8 / 8 - 12	6° - 24°
N	Zona de arcilla limosa o arenosa	5	6° - 24°
O, P, Q	Zonas potentes y continuas de arcilla (ver G, H, J para la descripción de los tipos de arcilla)	10 - 13 / 13 - 20	6° - 24°

Tabla 17 Descripción y valorización de la Alteración de las juntas (Ja). Barton, 2000.

SRF - FACTOR DE REDUCCIÓN POR TENSIONES				
DESCRIPCION			SRF	
A) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de rocas a medida que la excavación del túnel va avanzando.				
A	Muchas zonas débiles de arcilla con evidencias de desintegración química roca circundante muy suelta cualquier profundidad		10	
B	Zona débil aislada con arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad menor 50m)		5	
C	Zona débil aislada con arcilla o roca desintegrada, profundidad mayor 50m.		2.5	
D	Muchas zonas de falla en roca competente, roca circundante suelta. (cualquier profundidad)		7.5	
E	Zona de falla aislada en roca competente profundidad menor a 50 m.		5	
F	Zona de falla aislada en roca competente profundidad mayor a 50 m.		2.5	
G	Diaclasas abiertas y sueltas roca intensamente fracturada, en terrones, cualquier profundidad.		5	
Nota: i) Reducir estos valores de SRF por 25-50% si las zonas de fallas influyen, pero no intersectan la excavación.				
B) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H	Tensiones bajas, poca profundidad, diaclasas abiertas	> 200	< 0.01	2.5
J	Tensiones moderadas, condiciones tensionales favorables	200 - 10	0.01 - 0.3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10 - 5	0.3 - 0.4	0.5 - 2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5 - 3	0.5 - 0.65	5 - 50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de pocos minutos en rocas masivas	3 - 2	0.65 - 1	50 - 200
N	Estallidos violentos de roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200 - 400
Nota:				
ii) Para campos in situ fuertemente anisotrópico (si se ha medido): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c en $0.75\sigma_c$, cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c a $0.5\sigma_c$, donde σ_c =esfuerzo compresivo sin confirmar, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayores y menores y σ_θ =esfuerzo tangencial máximo (estimado de la teoría de la elasticidad)				
iii) Existen algunos registros disponibles que señalan que la altura del techo de la excavación a superficie es mejor que el ancho de la labor. Para estos casos se sugiere incrementar de 2.5 a 5 para estos casos (ver H).				
C) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente a altas presiones litostáticas.		σ_θ/σ_c	SRF	
O	Presión de deformación suave	1 - 5	5 a 10	
P	Presión de deformación intensa	> 5	10 a 20	
D) Rocas expansivas: Actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua				
Q	Presión de expansión suave	5 - 10		
R	Presión de expansión intensa	10 - 15		

Tabla 18 Descripción y valorización de la Reducción por tensiones (SRF). Barton, 2000.

Teniendo en cuenta los intervalos de variación de los valores que definen los seis parámetros del índice de calidad Q del macizo rocoso, se deduce que este oscila entre 10^{-3} y 10^3 . Según los valores de Q, se clasifican los macizos rocosos en nueve categorías:

Tipo de macizo rocoso	Valor de Q
Excepcionalmente malo	$10^{-3} - 10^{-2}$
Extremadamente malo	$10^{-2} - 10^{-1}$
Muy malo	$10^{-1} - 1$
Malo	1 - 4
Medio	4 - 10
Bueno	10 - 40
Muy bueno	40 - 100
Extremadamente bueno	100 - 400
Excepcionalmente bueno	400 - 1000

Tabla 19 Clasificación de Barton (2000) de los tipos de macizos rocosos.

Relacionando el índice Q a la estabilidad y a los requerimientos de sostenimiento de excavaciones subterráneas, Barton et al. (1974) definió un parámetro adicional al que denominaron Dimensión Equivalente (D_e) de la excavación.

Esta dimensión es obtenida dividiendo el ancho, diámetro o altura de la pared de la excavación por una cantidad llamada relación de sostenimiento de la excavación, ESR.

$$D_e = \frac{\text{Ancho, diámetro o altura de excavación}}{\text{Relacion de Sostenimiento (ESR)}}$$

El valor de ESR está relacionado al uso que se le dará a la excavación y al grado de seguridad que esta demande del sistema de sostenimiento instalado para mantener la estabilidad de la excavación.

Categoría de excavaciones	Descripción	ESR
A	Excavaciones mineras temporales	3 – 5
B	Aberturas mineras permanentes, túneles de agua para hidroeléctricas (excluyendo conductos forzados de alta presión), túneles, galerías y socavones para grandes excavaciones.	1.6
C	Cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles carreteros y ferrocarrileros menores, cámaras de equilibrio, túneles de acceso.	1.3
D	Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarriles mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túnel.	1.0
E	Estaciones nucleoeeléctricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas.	0.80

Tabla 20 Valores de ESR. Barton et al., 1974.

El valor Q y la dimensión Equivalente serán decisivos para el diseño de soporte permanente. En el siguiente gráfico de ayuda se muestra los valores de Q que se trazan a lo largo del eje horizontal y la dimensión Equivalente a lo largo del eje vertical en el lado izquierdo.

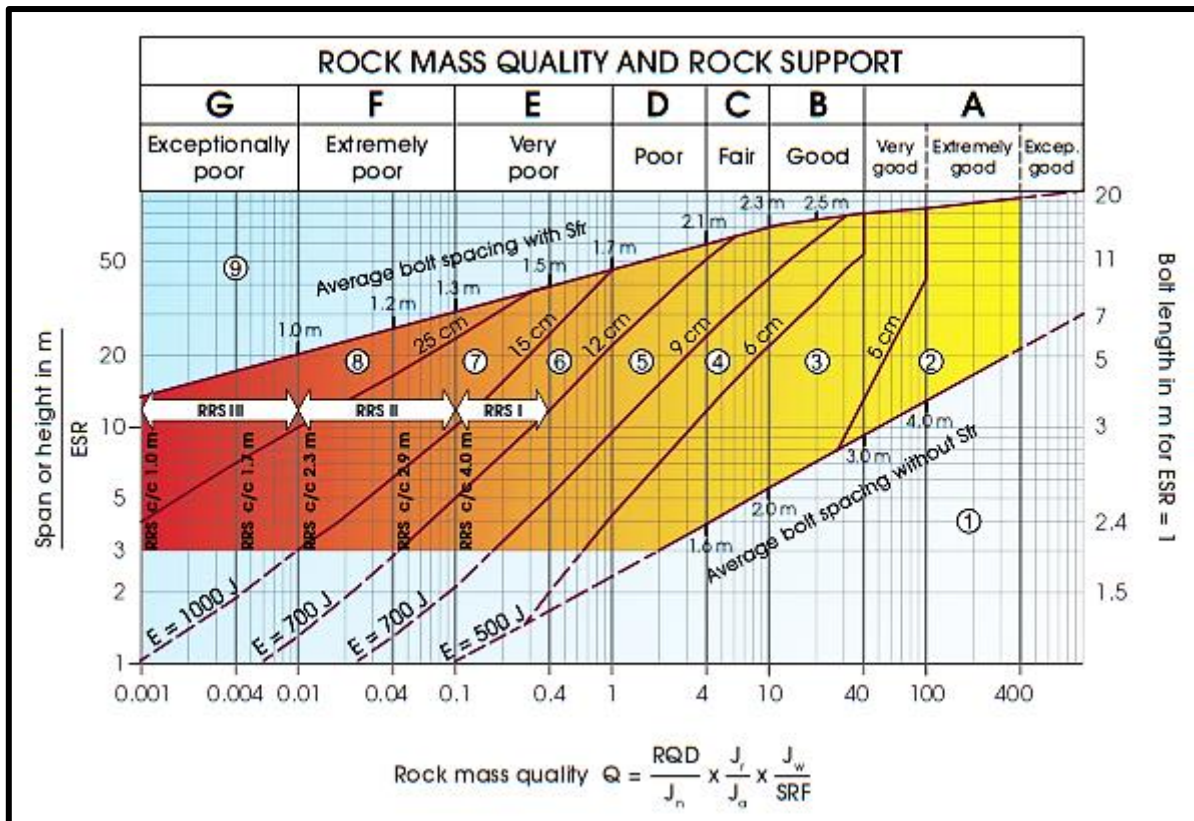


Gráfico 31 Soporte recomendado en función del Índice Q y Dimensión Equivalente. Fuente: Handbook The Q System 2015.

De acuerdo a los parámetros del Índice Q y la Dimensión Equivalente De, las categorías de sostenimiento recomendadas son las siguientes:

Categoría	Sostenimiento
1	Sin soporte o pernos esporádicos
2	Pernos esporádicos, SB
3	Pernos sistemáticos, hormigón proyectado reforzado con fibra, 5-6 cm, B+Srf
4	Hormigón proyectado reforzado con fibra y pernos sistemáticos, 6-9 cm, Sfr(E500)+B
5	Hormigón proyectado reforzado con fibra y pernos sistemáticos, 9-12 cm, Sfr(E700)+B
6	Hormigón proyectado reforzado con fibra y pernos sistemáticos, 12-15 cm + varillas de acero con hormigón proyectado y pernos sistemáticos, Sfr(E700)+RRSI+B
7	Hormigón proyectado reforzado con fibra > 15 cm + varillas de acero con hormigón proyectado y pernos sistemáticos, Sfr(E1000)+RRSII+B
8	Hormigón armado, CCA o Sfr(E1000)+RRSIII+B
9	Evaluación especial.

Tabla 21 Sostenimiento recomendado Índice Q. Fuente: Handbook The Q System 2015.

La relación entre los índices de calidad RMR y Q puede expresarse mediante las siguientes ecuaciones, las cuales fueron obtenidas por algunos investigadores:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad \text{Bieniawski (1976)}$$

$$RMR = 13,5 \ln Q + 43 \quad \text{Ruteledge (1978)}$$

$$RMR = 12,5 \ln Q + 55,2 \quad \text{Moreno (1980)}$$

$$RMR = 10,53 \ln Q + 41,83 \quad \text{Abad et al. (1983)}$$

La ecuación correlativa obtenida por Bieniawski representa la media del rango representado en el siguiente gráfico:

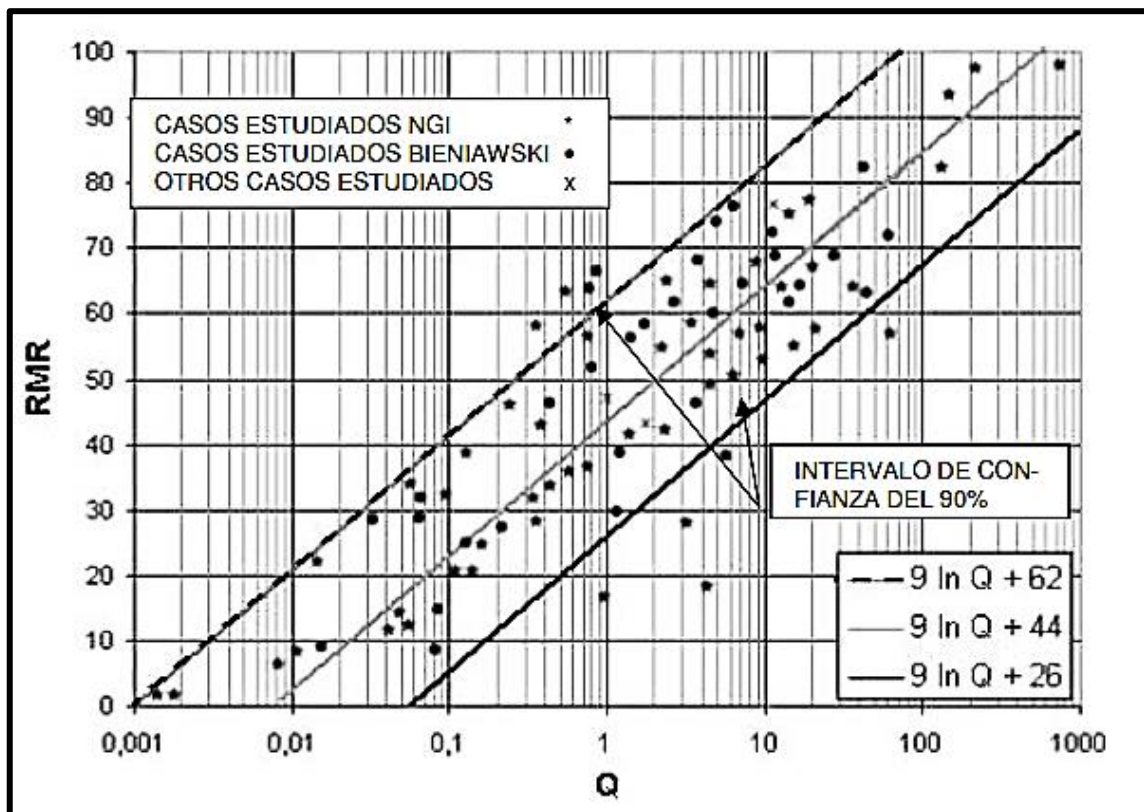


Gráfico 32 Relación entre RMR y Q. Bieniawski, 1979.

Clasificación Índice de esfuerzos geológicos - GSI

(Ramírez P. & Alejandro L., 2004). Es un índice de calidad de macizos rocosos que ha sido desarrollado para poder estimar los parámetros m_b y s de la clasificación de Hoek-Brown (1980). Estos autores creyeron conveniente relacionar un criterio de rotura de macizos rocosos con una clasificación geomecánica.

El GSI fue propuesto por Hoek y Brown, Kaise & Bawden, cuya finalidad es estimar la disminución de la resistencia que presentaría el macizo rocoso con diferentes condiciones geológicas. Esta clasificación se basa en una observación cuidadosa lo cual la hace netamente cualitativa. Este índice incorpora la estructura del mismo y las características geomecánicas de las superficies de discontinuidad existentes en él y se obtiene a partir de un examen visual del macizo rocoso en afloramientos y/o sondeos. El GSI hace partícipe dos aspectos fundamentales del comportamiento del macizo rocoso: fracturación (tamaño y forma de bloques) y la resistencia al corte de las discontinuidades.



Gráfico 33 Índice de resistencia geológica. Hoek E., 1994.

SOSTENIMIENTO SEGUN G.S.I (Modificado) Labores Permanentes: 1.5 x 2.4 hasta 5.0 x 5.0 m		CONDICIONES SUPERFICIALES			
ESTRUCTURA LEVEMENTE FRACTURADA TRES O MENOS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MUY ESPACIADAS ENTRE SI (ROD 75-90%). (2 A 6 FRACTURAS POR METRO)		BUENA (MUY RESISTENTE, FRESCA) SUPERFICIES DE LAS DISCONTINUIDADES MUY RUGOSAS E INALTERADAS, CERRADAS. (Rc 100 a 250 MPa) (SE ROMPE CON VARIOS GOLPES DE PICOTA).	REGULAR (RESISTENTE, LEVEMENTE ALTERADA) DISCONTINUIDADES RUGOSAS, LEVEMENTE ALTERADAS, MANCHAS DE OXIDACIÓN, LIGERAMENTE ABIERTAS. (Rc 50 a 100 MPa) (SE ROMPE CON UNO O DOS GOLPES DE PICOTA).	MALA (MODER. RESIST. LEVE A MODER. ALTERADA) DISCONTINUIDADES LISAS, MODERADAMENTE ALTERADAS, LIGERAMENTE ABIERTAS. (Rc 25 A 50 MPa) (SE INDENTA SUPERFICIALMENTE CON GOLPES DE PICOTA).	MUY MALA (BLANDA, MUY ALTERADA) SUPERFICIE PULIDA O CON ESTRIBACIONES, MUY ALTERADA RELLENO COMPACTO O CON FRAGMENTOS DE ROCA (Rc 5 A 25 MPa) - (SE INDENTA MÁS DE 5 mm).
A SIN SOPORTE - PERNOS OCASIONALES	B PERNOS SISTEMÁTICOS 1.50 x 1.50 m. (Malla o cinta ocasional).	C PERNO SISTEMÁTICO 1.2 x 1.2 m. (Malla o cinta ocasional).	D PERNOS SISTEMÁTICOS 1.0 x 1.0 m. más malla de refuerzo obligatoria. (SHOTCRETE 5.0 cm sin fibra).	E PERNOS SISTEMÁTICOS 1.0 x 1.0 m. más SHOTCRETE 5.0 cm con fibra.	F PERNOS SISTEMÁTICOS 1.0 x 1.0 m. más SHOTCRETE 10.0 cm con fibra. (CIMBRA O CUADRO DE MADERA).
LEVEMENTE FRACTURADA TRES O MENOS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES MUY ESPACIADAS ENTRE SI (ROD 75-90%). (2 A 6 FRACTURAS POR METRO)	(A) LF/B	(A) LF/R	(A) LF/M	(B)	—
MODERADAMENTE FRACTURADA MUY BIEN TRABADA, NO DISTURBADA, BLOQUES CÚBICOS FORMADOS POR TRES SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES ORTOGONALES (ROD 50 - 75%). (6 A 12 FRACTURAS POR METRO).	(A) F/B	(A) F/R	(C) F/M	(D)	(D) F/MM
MUY FRACTURADA MODERADAMENTE TRABADA, PARCIALMENTE DISTURBADA, BLOQUES ANGULOSOS FORMADOS POR CUATRO O MÁS SISTEMAS DE DISCONTINUIDADES (ROD 25-50%). (12 A 20 FRACTURAS POR METRO).	(A) MF/B	(C) MF/R	(D) MF/M	(E)	(E) MF/MM
INTENSAMENTE FRACTURADA PLEGAMIENTO Y FALLAMIENTO CON MUCHAS DISCONTINUIDADES INTERCEPTADAS FORMANDO BLOQUES ANGULOSOS O IRREGULARES (ROD 0 - 25%). (MÁS DE 20 FRACTURAS POR METRO).	(C) IF/B	(D) IF/R	(E) IF/M	(F)	(F) IF/MM

Gráfico 34 Índice de resistencia geológica con recomendación de sostenimiento. Hoek E., 1994.

Las relaciones existentes entre GSI y RMR, dependiendo del RMR utilizado, se detallan a continuación:

Para el caso de RMR76

$RMR76 > 18 \rightarrow GSI = RMR$

$RMR76 < 18 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR76 para la obtención del GSI

Para el caso de RMR89

$RMR89 > 23 \rightarrow GSI = RMR89 - 5$

$RMR89 < 23 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR89 para la obtención del GSI

2.3.4. Determinación de zona plástica

(Montalar E. 2009). El método de Protodyakonov: es una clasificación bastante extendida en los países del este de Europa, en los que se utiliza para el dimensionamiento de sostenimientos de túneles.

Protodyakonov clasifica los terrenos, asignándoles un parámetro “f” llamado coeficiente de resistencia, a partir del cual, y de las dimensiones del túnel, define las cargas del cálculo para dimensionar el sostenimiento.

Para rocas: $f = \sigma_c/10$

Para suelos: $f = \tan\phi + c/\sigma_c$, donde: ϕ (ángulo de fricción interna), c (cohesión), σ_c (resistencia a la compresión simple)

Protodyakonov considera que las cargas de compresión creadas por el terreno se distribuyen de forma parabólica (como antifunicular de las cargas, evidentemente).

A grandes rasgos, lo que hace es:

- Considerar un arco parabólico triarticulado trabajando a compresión.
- Plantear el equilibrio de fuerzas, compensando las cargas verticales y horizontales mediante el factor “f” (a modo de coeficiente de rozamiento).
- Buscar la mayor altura estable “h” que puede desarrollar el terreno, obteniendo así la igualdad $h = B/2f$

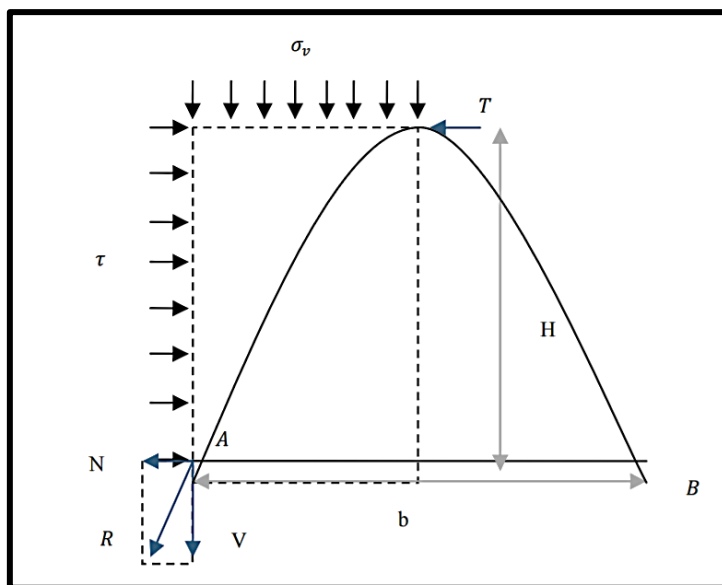


Gráfico 35 Esquema de arco de descarga. Protodyakonov, 1960.

Una vez conocida esa altura “auto-estable”, tenemos delimitadas dos zonas con distinto comportamiento. Por encima de la parábola el terreno quedará sustentado por un “efecto arco” (también llamado “arqueado” o “efecto silo”), mientras que el terreno situado por debajo de la parábola cargará directamente sobre el sostenimiento.

Categoría	Descripción	f
Excepcional	Cuarcita, basaltos y rocas de resistencia excepcional	20
Alta resistencia	Granito, areniscas silíceas y calizas muy competentes	10 – 15
Resistencia media	Caliza, granito algo alterado y areniscas	6 – 8
	Areniscas, medias y pizarras	5
	Lutitas, areniscas flojas y conglomerados fiables	4
	Lutitas y esquistos, margas compactas	3
Resistencia baja	Calizas y lutitas blandas, margas, areniscas fiables, gravas y bolos cementados, morrenas.	2
	Terrazas, lutitas fisuradas y rotas, gravas compactas y arcillas preconsolidadas.	1.5
Resistencia muy baja	Arcillas y gravas arcillosas	1
	Suelos vegetales, turbas y arenas húmedas	0.6
	Arenas y gravas finas, derrubios	0.5
	Limos, loess, fangos, etc.	0.3

Tabla 22 Valores por categoría de coeficiente de resistencia f. Protodyakonov, 1960.

De acuerdo con Protodyakonov, si el macizo rocoso en el que se realiza la excavación no es capaz de resistir las presiones tangenciales, la roca abandonará el dominio elástico y se plastificará llegando a producirse fracturas visibles en el perímetro de la excavación. Por lo tanto, la zona plastificada tiene una configuración parabólica tal como se representa en el siguiente gráfico:

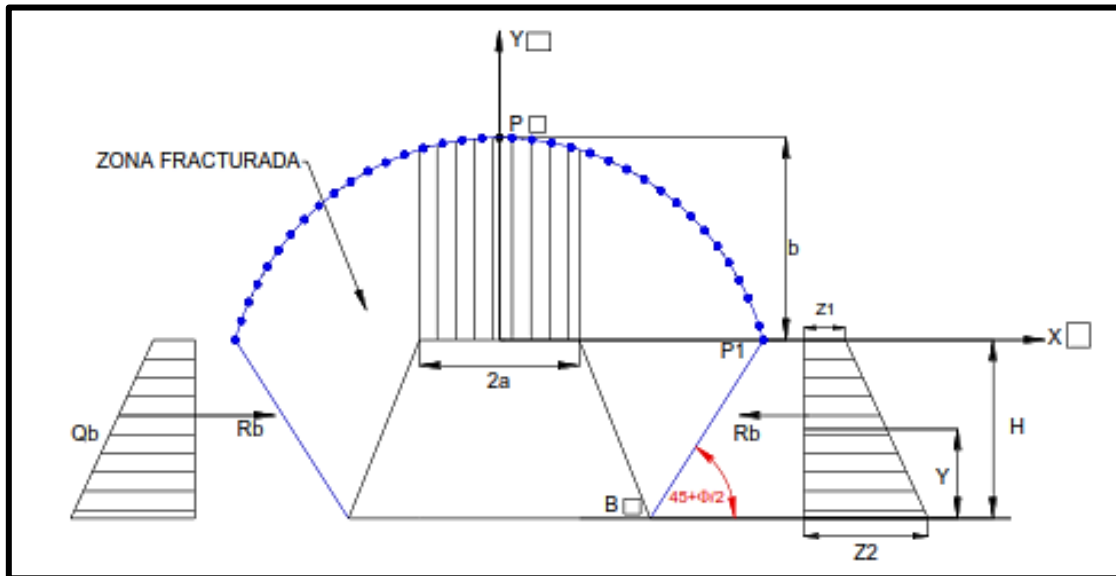


Gráfico 36 Zona plástica según Protodyakonov. Protodyakonov, 1960.

Las fórmulas de cálculo son las siguientes:

Factor "a" $a = \frac{A}{2}$, donde A: ancho de túnel

Factor "a₁" $a_1 = a + H \cdot \cotg\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$, donde H: altura de túnel

Altura máxima $b = \frac{a_1}{f}$, este valor se debe entender como la altura de la zona plastificada por lo tanto los pernos para desarrollar el sostenimiento adecuado tendrá que sobrepasar esta zona.

2.2.4. Diseño de sostenimiento

Con el objetivo de brindar un adecuado control de inestabilidad, la iteración conjunta, también es vital para seleccionar en forma óptima la alternativa de sostenimiento, salvaguardando los intereses de seguridad, productividad y de costos en el proyecto subterráneo. (Flores M., 2013).

Conforme a la funcionalidad de soporte para el control de las inestabilidades del macizo rocoso, los elementos de sostenimiento son clasificados en dos categorías de soporte:

- Sostenimiento por Refuerzo
- Sostenimiento por Soporte

Dicha clasificación se basa en la aplicabilidad de los elementos de sostenimiento con relación a su disposición en el macizo rocoso. Conforme a ello los elementos podrán ser aplicados como soporte interno, sostenimiento por refuerzo y como soporte externo (sostenimiento por soporte). La aplicabilidad de cada alternativa de soporte, obedecerá a la complejidad de la inestabilidad del macizo rocoso a sostener, características geomecánicas y a la disponibilidad operativa.

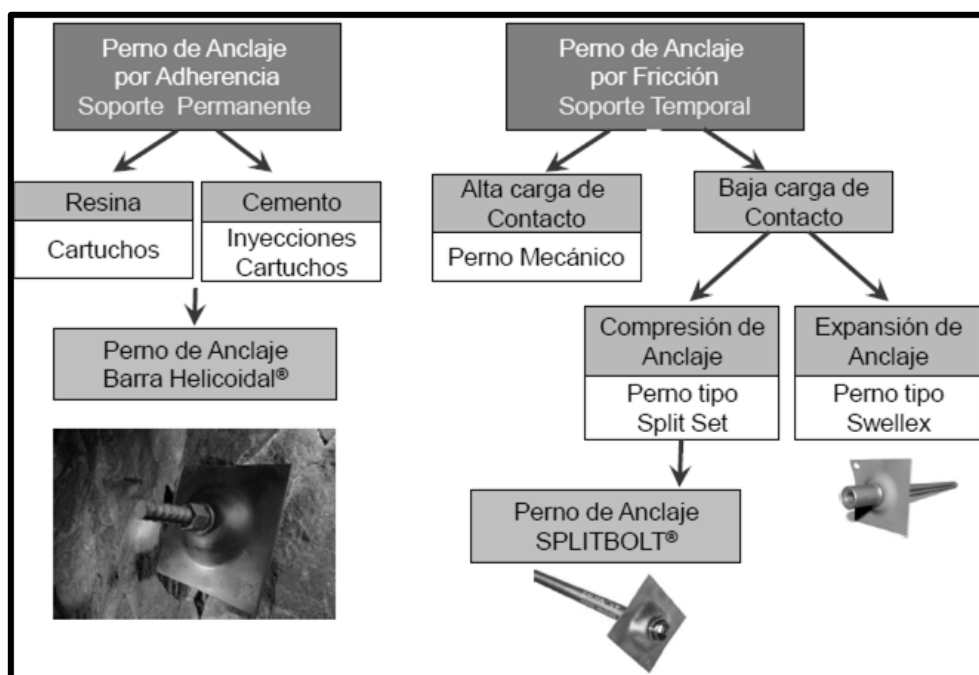


Gráfico 37 Clasificación de pernos de sostenimiento por refuerzo. Flores, M., 2013.

Sostenimiento por refuerzo.

Como lo indicáremos, la aplicabilidad de esta categoría de sostenimiento, corresponde a elementos de soporte dispuestos dentro del macizo rocoso. (Flores, 2013). Siendo sus exponentes los pernos de anclaje (bolt) y los cables de acero (cable bolting). Dentro de este esquema conforme al mecanismo de anclaje dentro del macizo rocoso; los pernos son clasificados en dos tipos de anclajes:

- Los Anclajes por Adherencia. Son elementos que necesitan de una matriz para fijarse en el macizo rocoso. Dicha matriz es constituida por encapsulantes, los cuales tendrán que fusionarse con la barra de acero, alma del anclaje, a fin de constituir el anclaje. Ejemplo la Barra Helicoidal.

- Los Anclajes por Fricción. No necesitan de una matriz cementante para fijarse en el taladro, generando presiones radiales a lo largo del anclaje instalado. Ejemplo los Split Set y Swellex.

Sostenimiento por soporte.

Flores M. (2013). Esta categoría de sostenimiento, corresponde a elementos de soporte dispuestos por fuera del macizo rocoso; teniendo como exponentes de este tipo de soporte:

- Concreto lanzado (Shotcrete)
- Arcos de acero (Cerchas y cimbras)
- Los cuadros de sostenimiento (Madera)
- Los wood pack (Pilares de madera)
- Las mallas de aceros (Electro soldadas, de torsión y gallinero)
- Los straps (Cintas metálicas)

Se debe tener en consideración que muchos de los elementos de sostenimiento por Soporte se ven conjugados con los elementos de sostenimiento por Refuerzo, constituyéndose en un sistema de sostenimiento.

2.3. Hipótesis

Mediante la caracterización geomecánica se propondrá el sostenimiento apropiado en Galería Nv. 9 de la Unidad Minera Colquirrumi, el cual brindará la estabilidad requerida a la excavación.

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

3. Metodología

3.1. Operacionalización de Variables

A continuación, se define las variables utilizadas y luego se procede a su operacionalización. Para este estudio solo se operacionaliza la variable dependiente, debido a que es un estudio pre experimental.

VARIABLE INDEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES		INDICADORES
Caracterización geomecánica de la Galería Nv. 9	Es la representación de las características de la estructura del macizo rocoso.	RMR	UCS - Resistencia a la compresión uniaxial	Valor numérico
			RQD – Índice de calidad roca	Valor numérico
			Espaciamiento de discontinuidades	Valor numérico
			Condición de discontinuidades (persistencia, apertura, rugosidad, relleno y alteración)	Valor numérico
			Agua subterránea	Valor numérico
			Orientación de juntas	Valor numérico
		Índice Q	RQD – índice de calidad roca	Valor numérico
			Jn – Número de sets	Valor numérico
			Jr – rugosidad discontinuidades	Valor numérico
			Jw – condición de aguas subterráneas	Valor numérico

			Ja – alteración de discontinuidades	Valor numérico
			SRF – reducción por tensiones	Valor numérico
		GSI	Estructura del macizo rocoso	Cualitativo
			Condición de las discontinuidades	Cualitativo

Tabla 23 Operacionalización de Variables Independientes.

VARIABLE DEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
sostenimiento de la Galería Nv. 9	Es la Fortificación y refuerzo al macizo rocoso.	Factor de Seguridad (FS)	Valor numérico (adimensional)

Tabla 24 Operacionalización de Variables Dependientes.
Fuente: elaboración propia.

3.2. Diseño de Investigación

El tipo de diseño es pre experimental, debido a que los autores nos limitamos a observar condiciones naturales del fenómeno, analizándolo sin modificarlo ni alterarlo; de esta manera nos garantiza la existencia de altos niveles de validez en los resultados obtenidos. (Hernández S., 2006)

3.3. Unidad de Estudio

90 m lineales de la labor subterránea que comprende para cada estación de la Galería Nv. 9.

3.4. Población

Macizo rocoso de las 345 labores pertenecientes a la Unidad Minera Colquirrumi.

3.5. Muestra

Macizo rocoso de la labor subterránea: Galería Nv. 9 (435 metros lineales).

3.6. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

3.6.1. Técnicas

Las investigaciones de campo: constituyen la parte fundamental de los estudios geológicos-geotécnicos y geomecánicos ineludibles para un proyecto de sostenimiento de túneles. De estos se alcanzan los parámetros y propiedades que precisan las condiciones del macizo rocoso.

El objetivo de las investigaciones de campo es conocer y cuantificar las condiciones de los materiales con los que se van a trabajar, debido a que estas pueden afectar la viabilidad, diseño y construcción de la obra.

En el presente estudio se tomarán los datos estructurales, geométricos y de discontinuidades del macizo rocoso.

Para la recolección de los datos en campo se realizó principalmente una caracterización geomecánica tipo arco rebatido la cual consiste en obtener las características de las discontinuidades y macizo rocoso en el techo de la labor y sus hastiales.

Ensayos de laboratorio: Se realizaron ensayos para obtener las propiedades mecánicas del macizo rocoso presente en la Galería Nv. 9 de la unidad minera Colquirrumi, realizando un muestreo en tal forma que sea lo más representativo del área de estudio y se aproxime a la realidad. Los datos de los ensayos para roca de laboratorio a obtener son los siguientes:

- Densidad de roca, peso unitario.
- Ensayo de compresión uniaxial (UCS).
- Tilt test.

Procesamiento de la información: se tomará en cuenta la asistencia de Programas de computación exclusivos para el procesamiento de datos

(software geotécnico), interpretación de datos y modelamiento del sostenimiento adoptado.

Los datos de laboratorio serán procesados en el software RocData v.4.0 de Rocscience.

Los datos de la caracterización geotécnica de la labor subterránea serán almacenados en el software Microsoft Excel y procesados en el software Dips v.6.0 de Rocscience.

Los análisis del comportamiento de las cuñas subterráneas para el análisis de estabilidad de túneles en roca se realizarán en el software Unwedge 3.0 de Rocscience.

El modelamiento del sostenimiento adoptado en la labor subterránea se realizará en el software Phase 2 5.0 y Unwedge 3.0 de Rocscience.

3.6.2. Instrumentos

Equipos de utilería, los cuales fueron utilizados para registrar los datos obtenidos en campo:

- Formatos de registro. (se anexan en CD)
- Tableros de madera A4.
- Libretas de campo.
- Ábacos y tablas (según cada clasificación geomecánica utilizada, se muestran en bases teóricas)

Asimismo, se utilizó la siguiente instrumentación geotécnica:

- Martillo Schmidt
- Peine de Barton
- Brújula Brunton azimutal
- Pícsa
- Flexómetro

3.6.3. Procedimiento de recolección de datos

- Dirigirnos a la Galería Nv. 9 de la unidad minera Colquirrumi con los permisos necesarios y cumpliendo con el PETS de Caracterización Geomecánica.

- Llevar la instrumentación geotécnica necesaria (martillo Schmidt, brújula brunton azimutal, peine de Barton, picca, flexómetro)
- Realizar un recorrido previo del área de estudio (435 m lineales de la Galería Nv. 9) distinguiendo las características del macizo rocoso a grandes rasgos.
- Empezar por la estación N°01 hasta la estación N°05, registrando los datos de las propiedades del macizo rocoso y discontinuidades.

CAPÍTULO 4: INVESTIGACIÓN BÁSICA

4. Investigación Básica

A continuación, se describe en forma metódica la investigación geomecánica realizada para abordar el diseño de sostenimiento en su fase de ingeniería básica. Los datos acopiados en las inspecciones de terreno y en ensayos de laboratorio, están contenidos en el actual apartado.

4.1. Datos Generales del área de estudio

- Nombre del túnel: Galería Nv. 9
- Sección del túnel: 2.5 x 2.0 m
- Uso del túnel: Acceso principal a demás labores pertenecientes al nivel 9
- Trend del túnel: 20°
- Plunge del túnel: 1°
- Afloramientos consistentes de calizas y lutitas ligeramente alterados
- Peso específico de la roca: 2.7 t/m³

4.2. Caracterización de la masa rocosa

La caracterización del macizo rocoso, el cual está compuesto por calizas y lutitas (alternadas), se realiza con el propósito de obtener parámetros geomecánicos que serán utilizados en el diseño de sostenimiento de la Galería Nv. 9, para ello se realizó el cartografiado geomecánico, teniendo en cuenta las observaciones directas en el macizo rocoso, así como ensayos de laboratorio.

Para la caracterización geomecánica del macizo rocoso se aplicó el método de las estaciones, el área de estudio se dividió tomando en cuenta la orientación y alteración de las discontinuidades, de la siguiente manera:

Estación	Progresiva
Estación 1	00.00 m – 90.00 m
Estación 2	90.00 m – 180.00 m
Estación 3	180.00 m – 270.00 m
Estación 4	270.00 m – 360.00 m
Estación 5	360.00 m – 435.00 m

Tabla 25 Estaciones establecidas para realizar la Caracterización Geomecánica en U.M. Colquirrumi.

Las propiedades de las discontinuidades del macizo rocoso que se está evaluando, según cada estación, son las siguientes:

Propiedades de discontinuidades			
Estación 1: 0 m – 90 m			
Propiedad	Rango cuantitativo	Unidad	Categoría
Orientación	Mapeo estructural de la Galería Nv. 9		
Espaciamiento	70 – 80	mm	---
Persistencia	2 – 3	m	---
Rugosidad	---	---	Ligeramente rugosa
Apertura	0.1 – 1.0	mm	Angosta
Relleno	<5	mm	Duro
Filtraciones	---	---	Sin filtración
Alteración	---	---	Ligeramente
Resistencia a compresión	60 - 70	MPa	---
Número de familias	3	Unidad	2 princ. + 1 sec.

Tabla 26 Resumen de propiedades de discontinuidades. Estación 1.

Propiedades de discontinuidades			
Estación 2: 90 m – 180 m			
Propiedad	Rango cuantitativo	Unidad	Categoría
Orientación	Mapeo estructural de la Galería Nv. 9		
Espaciamiento	200 – 300	mm	---
Persistencia	2 – 3	m	---
Rugosidad	---	---	Ligeramente rugosa
Apertura	0.1 – 1.0	mm	Angosta
Relleno	<5	mm	Duro
Filtraciones	---	---	Húmedo
Alteración	---	---	Ligeramente
Resistencia a compresión	70 - 80	MPa	---
Número de familias	4	Unidad	3 princ. + 1 sec.

Tabla 27 Resumen de propiedades de discontinuidades. Estación 2.

Propiedades de discontinuidades			
Estación 3: 180 m – 270 m			
Propiedad	Rango cuantitativo	Unidad	Categoría
Orientación	Mapeo estructural de la Galería Nv. 9		
Espaciamiento	80 – 100	mm	---
Persistencia	4 – 5	m	---
Rugosidad	---	---	Ligeramente rugosa
Apertura	0.1 – 1.0	mm	Angosta
Relleno	---	mm	Ninguno
Filtraciones	---	---	Húmedo
Alteración	---	---	Ligeramente
Resistencia a compresión	75 - 80	MPa	---
Número de familias	2	Unidad	2 princ.

Tabla 28 Resumen de propiedades de discontinuidades. Estación 3.

Propiedades de discontinuidades			
Estación 4: 270 m – 360 m			
Propiedad	Rango cuantitativo	Unidad	Categoría
Orientación	Mapeo estructural de la Galería Nv. 9		
Espaciamiento	700 – 800	mm	---
Persistencia	4 – 5	m	---
Rugosidad	---	---	Ligeramente rugosa
Apertura	0.1 – 1.0	mm	Angosta
Relleno	<5	mm	Duro
Filtraciones	---	---	Húmedo
Alteración	---	---	Moderadamente
Resistencia a compresión	65 - 70	MPa	---
Número de familias	3	Unidad	3 princ.

Tabla 29 Resumen de propiedades de discontinuidades. Estación 4.

Propiedades de discontinuidades

Estación 5: 360 m – 435 m

Propiedad	Rango cuantitativo	Unidad	Categoría
Orientación	Mapeo estructural de la Galería Nv. 9		
Espaciamiento	300 – 400	mm	---
Persistencia	4 – 5	m	---
Rugosidad	---	---	Ligeramente rugosa
Apertura	0.1 – 1.0	mm	Angosta
Relleno	<5	mm	Duro
Filtraciones	---	---	Húmedo
Alteración	---	---	Moderadamente
Resistencia a compresión	65 - 70	MPa	---
Número de familias	3	unidad	3 princ.

Tabla 30 Resumen de propiedades de discontinuidades. Estación 5.

4.3. Mapeo Estructural del área de estudio

Seguidamente, se muestran los datos con los registros obtenidos en campo para definir la orientación de las discontinuidades a lo largo de la zona de estudio, exactamente 435 metros lineales. Esta información será procesada consecutivamente con ayuda del ordenador (software Dips). Se registraron un total de 233 discontinuidades, agrupadas en 5 estaciones con un avance de 90 metros en cada una de ellas.

Mapeo estructural del túnel – Estación 1: 0 – 90 m					
N°	Dip	Dip Dir	N°	Dip	Dip Dir
01	65	212	23	80	230
02	48	34	24	86	135
03	20	43	25	40	40
04	46	26	26	50	35
05	38	38	27	30	55
06	35	42	28	25	10
07	68	110	29	70	196
08	74	215	30	80	30
09	30	40	31	35	39
10	78	225	32	50	165
11	81	210	33	20	50
12	78	205	34	25	45
13	60	210	35	45	175
14	45	170	36	40	40
15	35	35	37	50	30
16	40	38	38	70	230
17	25	15	39	35	55
18	70	205	40	20	10
19	45	180	41	84	30
20	40	44	42	30	40
21	90	135	43	30	55
22	74	230	44	40	42

Tabla 31 Datos Dip/Dip dir de las discontinuidades. Estación 1.

De acuerdo al análisis de resultados se obtienen 3 familias de discontinuidades, dos familias de ellas son principales (Set 1, Set 2) y una secundaria (Set 3). En la siguiente gráfica se presenta la orientación de las principales familias con la finalidad de procesarlas posteriormente para definir los principales planos de falla y las cuñas que se producen en la Galería Nv. 9.

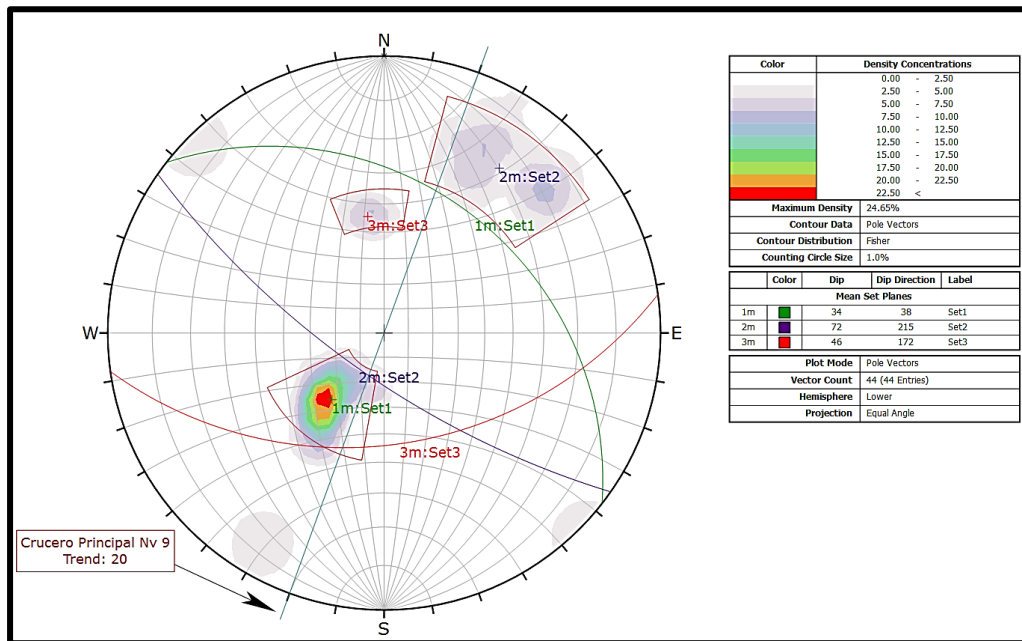


Gráfico 38 Proyecciones estereográficas de las familias. Estación 1. Dips v.6.0.

En seguida, se presenta una roseta con la orientación de las principales familias de discontinuidades (orientación de juntas). Se puede apreciar que no existe paralelismo de los planos (discontinuidades) con la orientación de la Galería Nv. 9.

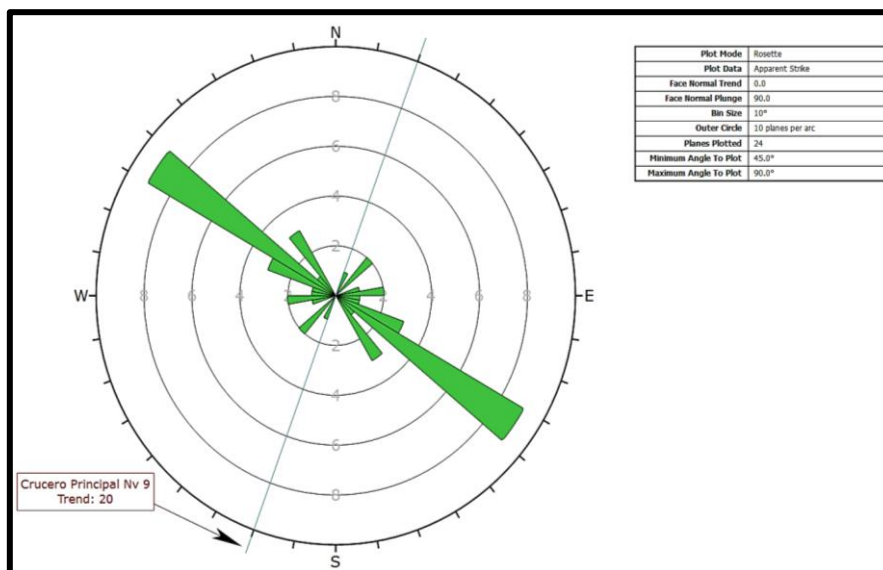


Gráfico 39 Gráfico de roseta de las discontinuidades. Estación 1. Dips v.6.0.

Mapeo estructural del túnel – Estación 2: 90 – 180 m					
N°	Dip	Dip Dir	N°	Dip	Dip Dir
01	68	226	23	83	230
02	12	35	24	35	32
03	60	220	25	45	45
04	15	25	26	26	245
05	15	35	27	48	210
06	84	225	28	65	230
07	50	225	29	10	34
08	72	215	30	55	215
09	70	225	31	65	15
10	30	30	32	12	20
11	40	20	33	12	30
12	70	220	34	36	40
13	80	220	35	35	25
14	34	36	36	34	260
15	44	46	37	60	145
16	30	250	38	62	144
17	32	25	39	60	139
18	45	235	40	64	144
19	48	30	41	59	139
20	30	10	42	58	135
21	85	218	43	26	239
22	76	215	44	25	242

Tabla 32 Datos Dip/Dip dir de las discontinuidades. Estación 2.

De acuerdo al análisis de resultados se obtienen 4 familias de discontinuidades, tres familias de ellas son principales (Set 1, Set 2 y Set 4) y una secundaria (Set 3). En la siguiente gráfica se presenta la orientación de las principales familias con la finalidad de procesarlas posteriormente para definir los principales planos de falla y las cuñas que se producen en la Galería Nv. 9.

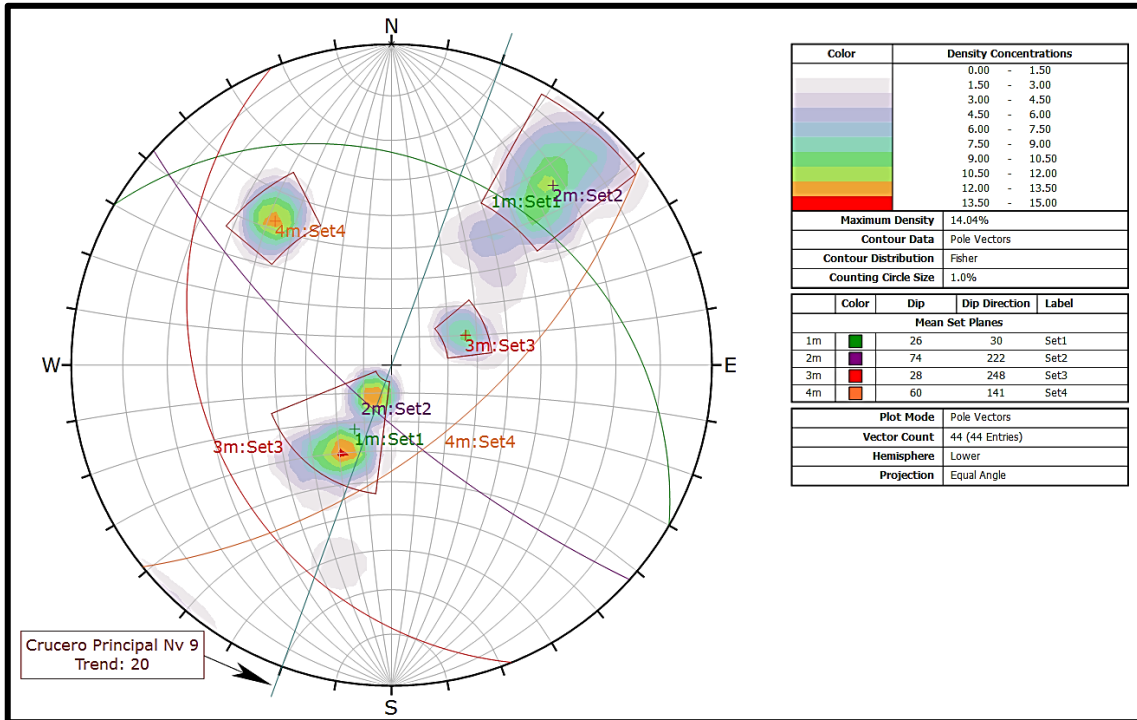


Gráfico 40 Proyecciones estereográficas de las familias. Estación 2. Dips v.6.0.

En seguida, se presenta una roseta con la orientación de las principales familias de discontinuidades (orientación de juntas). Se puede apreciar que no existe paralelismo de los planos (discontinuidades) con la orientación de la Galería Nv. 9.

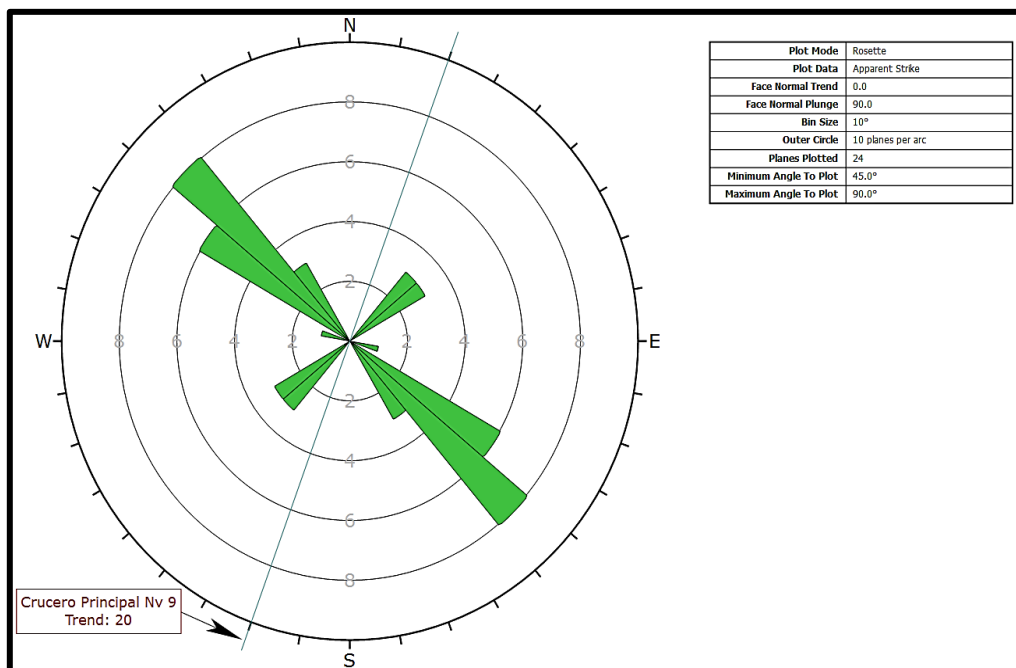


Gráfico 41 Gráfico de rosetas de las discontinuidades. Estación 2. Dips v.6.0.

Mapeo estructural del túnel – Estación 3: 180 – 270 m					
N°	Dip	Dip Dir	N°	Dip	Dip Dir
01	45	48	23	45	35
02	30	15	24	18	75
03	71	292	25	88	308
04	82	122	26	87	144
05	25	76	27	25	35
06	28	30	28	25	30
07	54	212	29	27	38
08	60	212	30	47	216
09	20	321	31	22	36
10	36	220	32	44	50
11	25	16	33	70	290
12	45	28	34	80	120
13	45	48	35	20	75
14	71	292	36	26	38
15	40	30	37	55	210
16	90	305	38	50	215
17	88	145	39	64	215
18	30	36	40	18	320
19	30	32	41	65	215
20	25	40	42	25	15
21	50	220	43	45	30
22	20	35	44	48	50

Tabla 33 Datos Dip/Dip dir de las discontinuidades. Estación 3.

De acuerdo al análisis de resultados se obtienen 2 familias de discontinuidades, las dos familias son principales (Set 1, Set 2). En la siguiente gráfica se presenta la orientación de las principales familias.

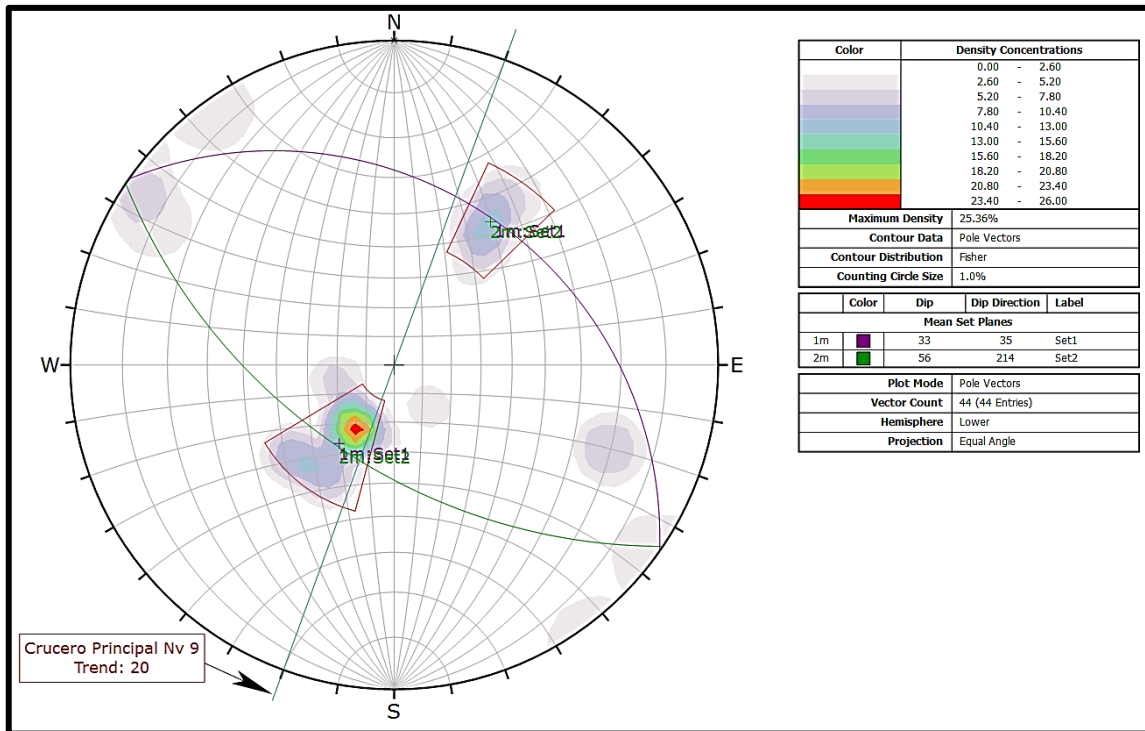


Gráfico 42 Proyecciones estereográficas de las familias. Estación 3. Dips v.6.0.

En seguida, se presenta una roseta con la orientación de las principales familias de discontinuidades (orientación de juntas). Se puede apreciar que no existe paralelismo de los planos (discontinuidades) con la orientación de la Galería Nv. 9.

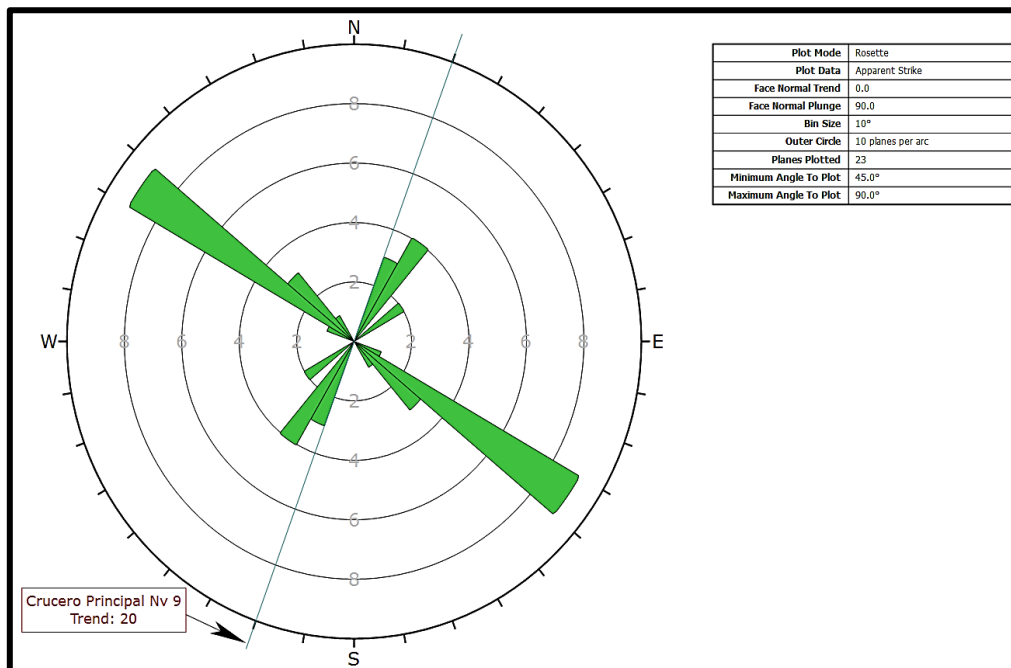
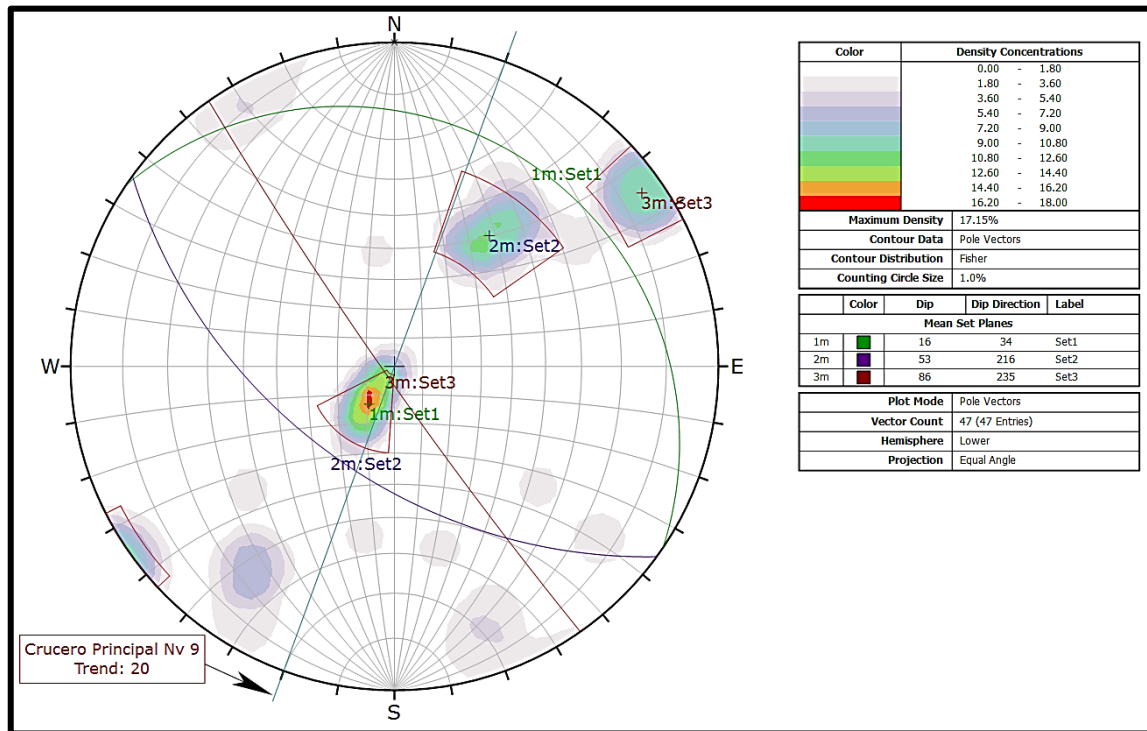


Gráfico 43 Gráfico de rosetas de las discontinuidades. Estación 3. Dips v.6.0.

Mapeo estructural del túnel – Estación 4: 270 - 360 m					
N°	Dip	Dip Dir	N°	Dip	Dip Dir
01	45	210	24	56	10
02	65	210	25	62	225
03	18	42	26	60	220
04	51	217	27	0	214
05	47	228	28	85	145
06	21	38	29	50	205
07	20	30	30	28	30
08	72	34	31	78	338
09	18	24	32	89	236
10	20	44	33	86	155
11	52	219	34	10	51
12	50	210	35	9	30
13	11	50	36	63	216
14	61	50	37	88	232
15	85	30	38	79	310
16	76	37	39	60	346
17	68	236	40	84	344
18	0	240	41	57	220
19	39	171	42	8	40
20	30	26	43	60	310
21	18	25	44	5	38
22	85	235	45	74	35
23	42	215	46	84	236

Tabla 34 Datos Dip/Dip dir de las discontinuidades. Estación 4.

De acuerdo al análisis de resultados se obtienen 3 familias de discontinuidades, las tres familias son principales (Set 1, Set 2 y Set 3). En la siguiente gráfica se presenta la orientación de las principales familias con la finalidad de procesarlas posteriormente para definir los principales planos de falla y las cuñas que se producen en la Galería Nv. 9.



Proyecciones estereográficas de las familias. Estación 4. Dips v.6.0.

En seguida, se presenta una roseta con la orientación de las principales familias de discontinuidades (orientación de juntas). Se puede apreciar que no existe paralelismo de los planos (discontinuidades) con la orientación de la Galería Nv. 9.

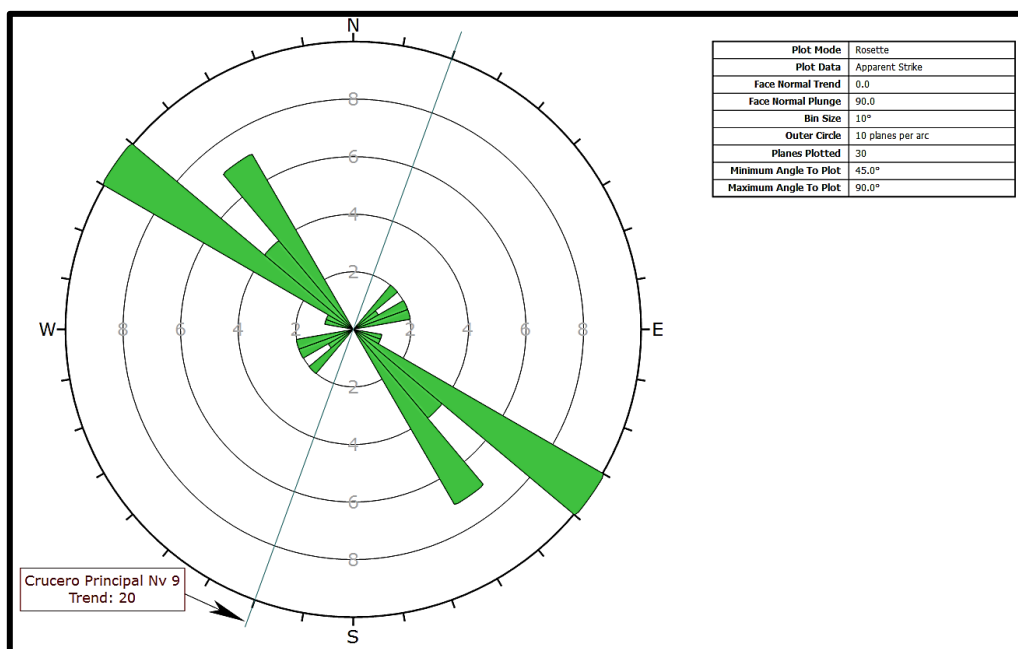


Gráfico de rosetas de las discontinuidades. Estación 4. Dips v.6.0.

Mapeo estructural del túnel – Estación 5: 360 - 435 m					
N°	Dip	Dip Dir	N°	Dip	Dip Dir
01	65	280	27	84	224
02	85	285	28	89	50
03	87	17	29	62	76
04	15	24	30	84	224
05	8	35	31	62	204
06	83	157	32	84	284
07	84	48	33	56	238
08	70	210	34	10	240
09	8	209	35	49	213
10	4	214	36	86	327
11	12	198	37	87	318
12	82	222	38	88	48
13	9	219	39	76	20
14	81	235	40	84	195
15	84	38	41	9	220
16	42	35	42	74	219
17	6	54	43	82	39
18	56	44	44	5	185
19	8	180	45	8	200
20	60	290	46	5	215
21	90	270	47	10	225
22	88	15	48	80	45
23	15	20	49	88	330
24	75	230	50	80	145
25	85	150	51	85	155
26	89	325	52	85	320

Tabla 35 Datos Dip/Dip dir de las discontinuidades. Estación 5.

De acuerdo al análisis de resultados se obtienen 3 familias de discontinuidades, las tres familias son principales (Set 1, Set 2 y Set 3). En la siguiente gráfica se presenta la

orientación de las principales familias con la finalidad de procesarlas posteriormente para definir los principales planos de falla y las cuñas que se producen en la Galería Nv. 9.

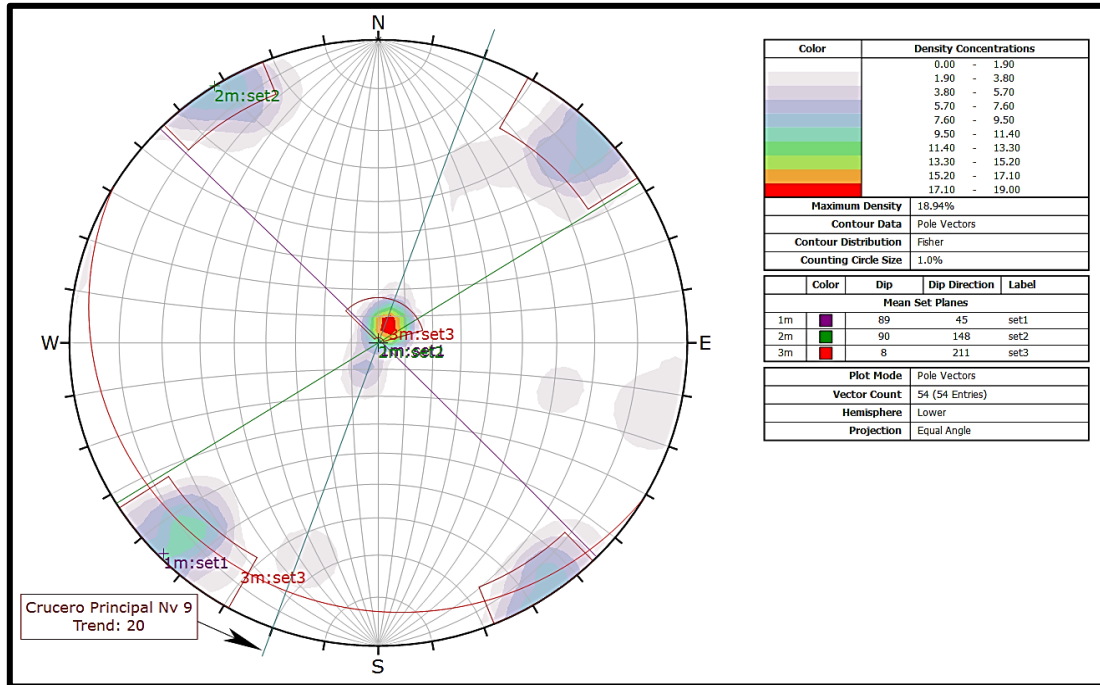


Gráfico 44 Proyecciones estereográficas de las familias. Estación 5. Dips v.6.0.

En seguida, se presenta una roseta con la orientación de las principales familias de discontinuidades (orientación de juntas). Se puede apreciar que no existe paralelismo de los planos (discontinuidades) con la orientación de la Galería Nv. 9.

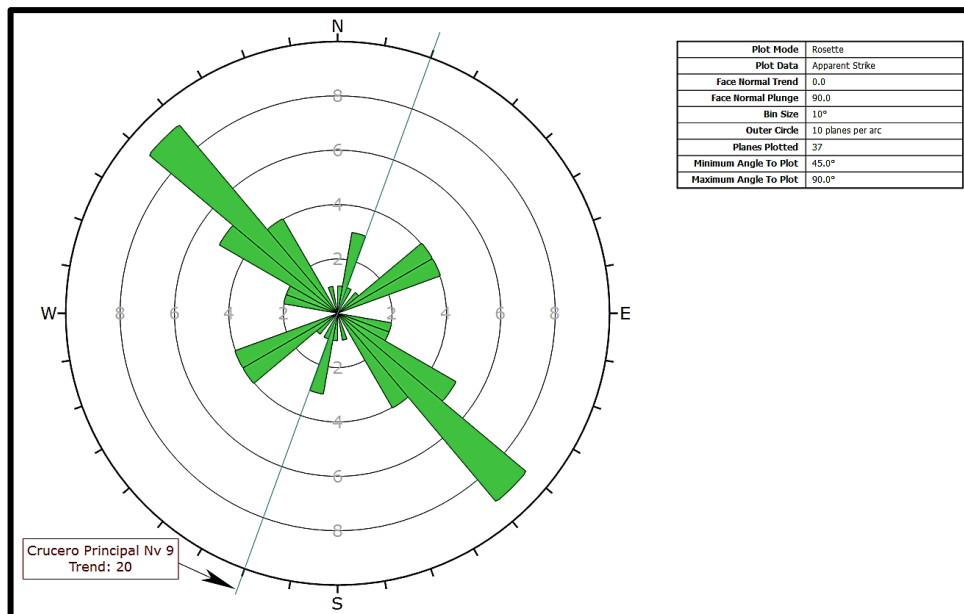


Gráfico 45 Gráfico de rosetas de las discontinuidades. Estación 5. Dips v.6.0.

4.4. Zonificación geomecánica de la masa rocosa

El macizo rocoso, el cual es objeto de estudio, es un depósito sedimentario compuesto de lutitas y calizas. Estas se han clasificado mediante técnicas geomecánicas de rocas según tres sistemas (RMR, Q y GSI). A continuación, se presenta la clasificación obtenida correspondiente a cada uno de los sistemas analizados.

4.4.1. RMR (89)

Según el corregido RMR (89), calculado con la metodología propuesta por Bieniawski, el macizo rocoso del área de estudio se clasifica de la siguiente manera según cada estación:

	Estación 1	Estación 2	Estación 3	Estación 4	Estación 5
RMR (89) Corregido	55.5	52	48.5	48.5	48.5
Calidad de Roca	III - Regular	III - Regular	III - Regular	III - Regular	III – Regular

Tabla 36 Resumen de RMR-89 obtenido por cada estación.

4.4.2. Índice Q

Según el índice Q calculado con la metodología propuesta por Barton, el macizo rocoso se clasifica de la siguiente manera según cada estación:

	Estación 1	Estación 2	Estación 3	Estación 4	Estación 5
Índice Q	13.33	5.83	17.50	7.22	8.33
Calidad de Roca	Buena	Regular	Buena	Regular	Regular

Tabla 37 Resumen de Índice Q obtenido por cada estación.

4.4.3. Índice GSI

Según el índice GSI calculado con la metodología propuesta por Hoek, el macizo rocoso se clasifica de la siguiente manera según cada estación:

	Estación 1	Estación 2	Estación 3	Estación 4	Estación 5
Índice GSI	61	62	59	59	59
Estructura Macizo Rocoso	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado
Condición de discont.	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)

Tabla 38 Resumen de Índice GSI obtenido por cada estación.

4.5. Resistencia de la roca

La resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta se puede calcular de diferentes maneras:

- Ensayos de carga puntual (point load test) o ensayo de Franklin en laboratorio.
- Esclerómetro (Martillo de Schmidt).

En este caso en particular, se obtuvo muestra de roca sana y fue sometida a Ensayo de carga puntual PLT, asimismo se relacionó con lo obtenido en campo con ayuda del Martillo Schmidt, obteniéndose los siguientes valores:

	Estación 1	Estación 2	Estación 3	Estación 4	Estación 5
UCS (MPa) promedio	65 MPa	75 MPa	78 MPa	68 MPa	68 MPa
Calidad Roca según resistencia	Dura	Dura	Dura	Dura	Dura

Tabla 39 Resumen de UCS (MPa) obtenido por cada estación.

4.6. Esfuerzos In-situ

Es importante conocer el estado tensional al cual se encuentra sometido el macizo rocoso, siendo esto fundamental para el diseño de la obra

subterránea, así como del diseño de sostenimiento de la zona donde se excave.

Los esfuerzos in-situ se pueden determinar por condiciones gravitacionales.

4.6.1. Condiciones Gravitacionales

Estos son producto del peso de los materiales geológicos, sobre-yacentes y confinantes, del túnel proyectado, siendo las tensiones principales: vertical y horizontal que serán generados en el talud proyectado. Considerando la carga vertical mediante la siguiente formula:

$$SV = 0.027 \times h$$

Donde:

Sv : Presión vertical a nivel de la excavación.

h : Altura de material geológico sobre el túnel.

Resultando dicho valor como 4.43 MPa, al poseer una altura (h) de material geológico sobre el túnel de 164 m.

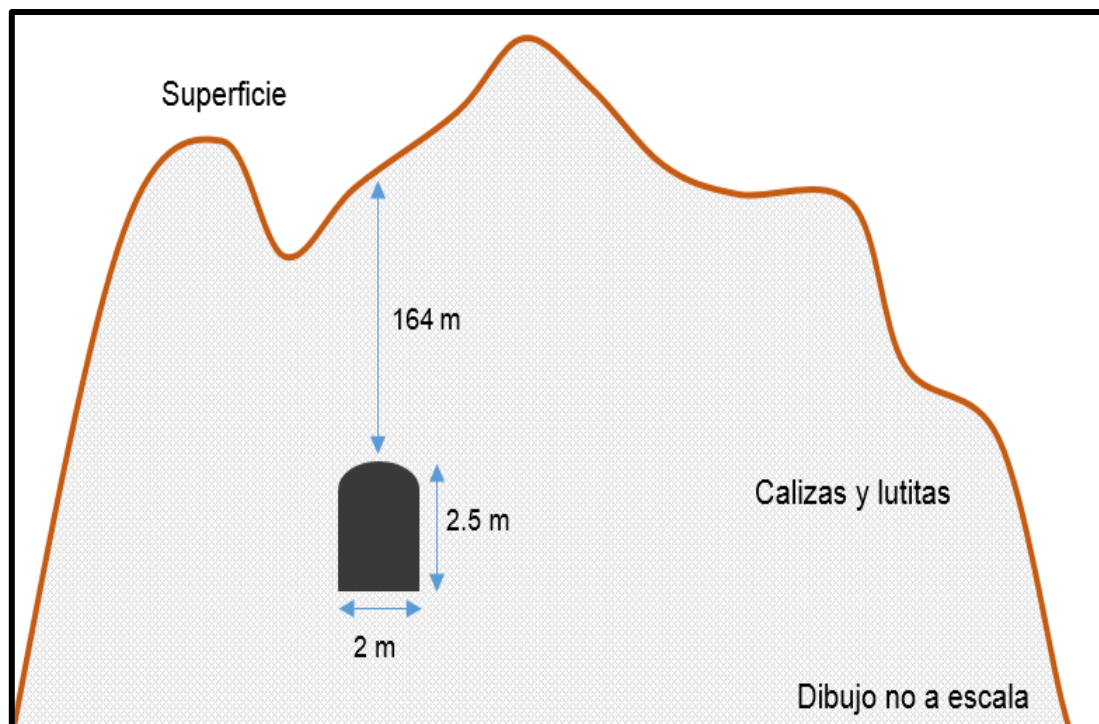


Gráfico 46 Perfil transversal de la Galería Nv. 9.

En la obtención del parámetro (Q) de Barton se estimó el parámetro SRF relacionado con los esfuerzos efectivos que actúan al nivel de las excavaciones del túnel. En este caso se entró en la tabla correspondiente con el valor de la relación:

$$\frac{Rc}{Sv}$$

Donde:

Rc : Resistencia a la compresión de la roca intacta.

En el que Rc representa el valor de la resistencia a la compresión de la roca intacta (71 MPa promedio de las 5 estaciones) y Sv la presión vertical a nivel de la excavación. El valor de RC/Sv=16.03 determina que el macizo rocoso es competente y que las tensiones a nivel de las excavaciones son moderadas generando condiciones normales, tal como se muestra en la tabla siguiente:

B) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H	Tensiones bajas, poca profundidad, diaclasas abiertas.	>200	<0.01	2.5
J	Tensiones moderadas, condiciones tensionales favorables.	200-10	0.01-0.3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0.3-0.4	0.5-2

Tabla 40 Valorización de la Reducción por tensiones (SRF). Barton (2000)

CAPÍTULO 5: RESULTADOS

5. Resultados

Empleando las metodologías inicialmente señaladas, el análisis de resultados se ejecutó en 3 etapas:

1. Clasificación Geomecánica y propuesta de sostenimiento.
2. Determinación de zona plástica de la excavación.
3. Diseño de sostenimiento.

5.1. Clasificación geomecánica y propuesta de sostenimiento

Primero se analizará la excavación, mediante la clasificación de Bieniawski, Barton y Hoek, para de esta manera definir el tipo de sostenimiento a utilizar según cada método. Cada clasificación geomecánica considera distintos parámetros para su medición y determinación de fortificación.

5.1.1. RMR (89)

Obtenidos los valores de RMR de las 5 estaciones, se procede a determinar el sostenimiento a utilizar en cada sector/estación según la tabla propuesta por Bieniawski.

La siguiente tabla muestra que la propuesta de sostenimiento, en general, para las 5 estaciones es de un empernado sistemático de 4 de largo, espaciado de 1,5 a 2 m en el techo y paredes con malla en el techo, o también, el uso de concreto lanzado o shotcrete con un espesor de 5 – 10 cm en paredes y 3 cm en el techo.

	Estación 1	Estación 2	Estación 3	Estación 4	Estación 5
RMR (89) Corregido	55.5	52	48.5	48.5	48.5
Calidad de Roca	III - Regular	III - Regular	III - Regular	III - Regular	III – Regular
Pauta de sostenimiento por Bieniawski	<u>Pernos (D: 20 mm):</u> Empernado sistemático de 4 m de largo, espaciado de 1,5 a 2 m en el techo y paredes con malla en el techo <u>Shotcrete:</u> 50 – 100 mm en el techo. 30 mm en las paredes				

Tabla 41 Resumen de propuesta de sostenimiento para cada estación en base al RMR-89.

5.1.2. Índice Q

Obtenidos los valores de Q en las 5 estaciones, se procede a determinar el sostenimiento a utilizar en cada sector/estación según la tabla propuesta para soporte de roca por Barton et al en 2002.

En relación al valor de Q y sus requerimientos de estabilidad y soporte de excavaciones subterráneas, Barton (1974) definió un parámetro adicional llamado dimensión equivalente, D_e , de la excavación, obtenido según la siguiente expresión.

$$D_e = \frac{\text{Ancho, diametro de la excavación}}{ESR}$$

Donde, ESR es la relación de sostenimiento, por ser una labor minera permanente que servirá para la extracción se le asigna un valor de 1.6 según la valoración en la tabla

Tipo de excavación	ESR
A Labores mineras de carácter temporal, etc.	2-5
B Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), Túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6-2
C Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y ferrocarril, túneles de acceso.	1,2-1,3
D Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles	0,9-1,1
E Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas	0,5-0,8

Tabla 42 Relación de sostenimiento de excavación (ESR). Barton et al. 2002.

Reemplazando los valores se tendría:

$$D_e = \frac{2.5}{1.6} = 1.6$$

La siguiente tabla muestra que la propuesta de sostenimiento, en general, para las 5 estaciones es de sin soporte o pernos colocados puntualmente en zonas que lo requieran (cuñas).

	Estación 1	Estación 2	Estación 3	Estación 4	Estación 5
Índice Q	13.33	5.83	17.50	7.22	8.33
Calidad de Roca	Buena	Regular	Buena	Regular	Regular
Pauta de sostenimiento por Barton	Categoría 1 de Soporte: Sin soporte o pernos colocados puntualmente				

Tabla 43 Resumen de propuesta de sostenimiento para cada estación en base al Índice Q.

5.1.3. Índice GSI

Se muestra que la propuesta de sostenimiento, en general, para las 5 estaciones es de sin soporte o pernos ocasionales colocados puntualmente en zonas que lo requieran (cuñas).

	Estación 1	Estación 2	Estación 3	Estación 4	Estación 5
Índice GSI	61	62	59	59	59
Estructura Macizo Rocosos	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado	Moderadamente fracturado
Condición de discont.	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)	Regular (resistente, levemente alterada)
Pauta de sostenimiento por Hoek	Categoría A de Sostenimiento: Sin soporte – pernos ocasionales Categoría B de Sostenimiento: Pernos sistemáticos 1.50 x 1.50 m (malla)				

Tabla 44 Resumen de propuesta de sostenimiento para cada estación en base al Índice GSI.

5.2. Determinación de zona plástica

Si el macizo rocoso en el que se realiza la excavación no es capaz de resistir las presiones tangenciales, la roca abandonará el dominio elástico y se plastificará llegando a producirse fracturas visibles en el perímetro de la excavación. A continuación, revisaremos los distintos métodos para hallar la zona plástica.

5.2.1. Método de Protodyakonov

Protodyakonov propone calcular la carga que ejerce el terreno sobre el sostenimiento del túnel en función de dos factores:

- La anchura del túnel (B)
- El coeficiente de resistencia (f)

Protodyakonov simplifica mucho las expresiones al considerar que las cargas de compresión creadas por el terreno se distribuyen de forma parabólica (como antifunicular de las cargas, evidentemente).

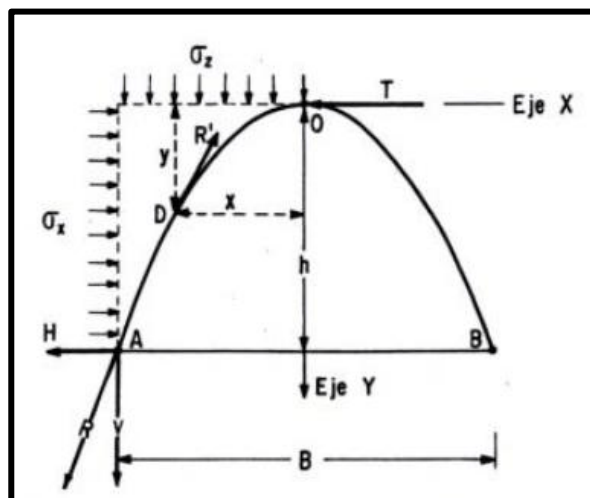


Gráfico 47 Criterio de Protodyakonov.

La zona fracturada tiene una configuración parabólica tal como se ilustra en la figura anterior. La altura máxima de la parábola se expresa:

$$b = a_1 / f = (Hc) \text{ máxima}$$

Donde:

- b: Altura de la zona plastificada (m)
- f: Factor de Protodyakonov. En caso de macizos rocosos el valor es de $f = \sigma_c / 10$. (σ_c : Resistencia a la compresión simple UCS en MPa).

- $a_1 = a + H [\cotan (45 + \emptyset/2)]$. Donde a: Mitad del ancho de la excavación (m), H: Altura de la excavación (m), \emptyset : Ángulo de fricción interna.

De acuerdo a la siguiente tabla, el valor del factor de Protodyakonov “f” para una roca caliza, debería encontrarse entre los valores 4 a 8.

Categoría	Descripción	f
Excepcional	Cuarcita, basaltos y rocas de resistencia excepcional	20
Alta resistencia	Granito, areniscas silíceas y calizas muy competentes	15-10
Resistencia media	Caliza, granito algo alterado y areniscas	8-6
	Areniscas medias y pizarras	5
	Lutitas, areniscas flojas y conglomerados friables	4
	Lutitas y esquistos, margas compactas	3
Resistencia baja	Calizas y lutitas blandas, margas, areniscas friables, gravas y bolos cementados, morrenas	2
	Terrazas, lutitas fisuradas y rotas, gravas compactas y arcillas preconsolidadas	1,5
Resistencia muy baja	Arcillas y gravas arcillosas	1,0
	Suelos vegetales, turbas y arenas húmedas	0,6
	Arenas y gravas finas, derrubios	0,5
	Limos, loess, fangos, etc.	0,3

Tabla 45 Valores de F de Protodyakonov según tipo de roca.

A partir de la información anterior, considerando la sección del túnel de 2 x 2,5 m², la resistencia UCS 130 MPa y el ángulo de fricción de 36°, se realiza el cálculo de la altura máxima plastificada.

Ancho del túnel (m)	Altura del túnel (m)	Resistencia de la roca (MPa)	Factor “f”	Angulo de fricción (°)	Factor “a1”	Altura máxima “b”
2	2,5	65	6,5	36	2.27	0.35

Tabla 46 Cálculo de zona plastificada según Protodyakonov.

El valor de la altura máxima (Hc) es igual a 0,35 m. Este valor se debe entender como la altura de la zona plastificada por lo tanto los pernos para desarrollar el sostenimiento adecuado tenderá que sobrepasar la esta zona.

5.2.2. Software Phase2

Se utilizó el software Phase2 para determinar el espesor de la zona plástica en el perímetro de la Galería Nv.9.

Se trabajó con un campo de esfuerzos tipo gravitacional para definir el estado tensional al cual estará sometido el túnel, se introdujeron los siguientes datos:

- Profundidad: 164 m
- Densidad de la roca: Caliza 0.027 MN/m³
- La razón de esfuerzo K transversal a la dirección del túnel: 1.3

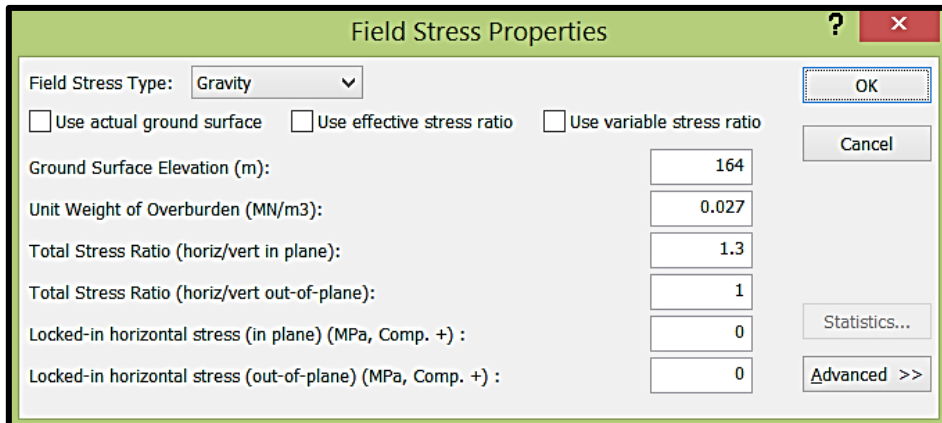


Gráfico 48 Datos de entrada del estado tensional del macizo rocoso. Phase 2.

Respecto a las propiedades de resistencia de la roca granito se consideró comportamiento de roca tipo elástica y parámetros de resistencia bajo el criterio de falla de Hoek & Brown generalizado.

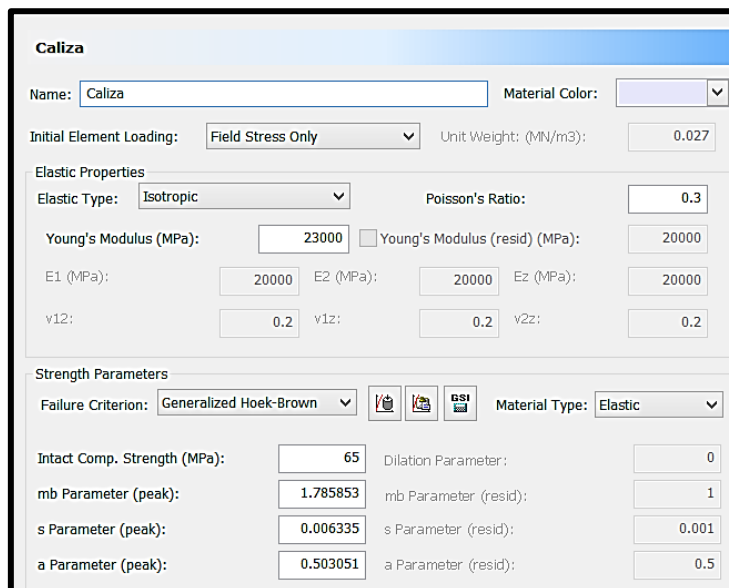


Gráfico 49 Propiedades de resistencia de la roca.

Teniendo en cuenta como FS=1.4 mínimo para el túnel las zonas plastificadas para el techo y caja serían las siguientes:

- Zona plastificada en techo : 0.31 m
- Zona plastificada en caja : 0.66 m

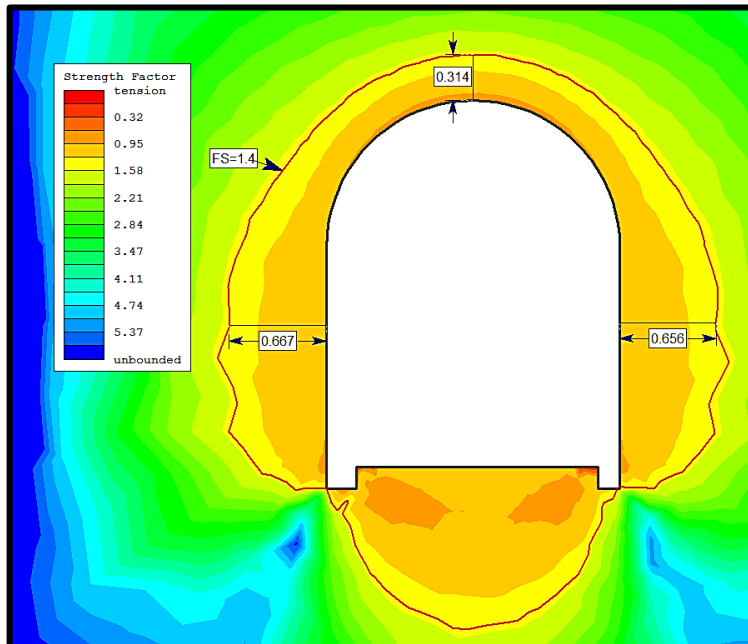


Gráfico 50 Zona plastificada en el perímetro del túnel. Phase 2.

5.3. Diseño de sostenimiento

5.3.1. Software Phase 2

Según el software Phase2 el espesor de la zona plastificada es igual a 0.35 m en el techo y 0.66 m en cajas. A partir de esto se consideró una longitud de perno de 1.5 m con un espaciamiento de 0.40 m. Las características de este elemento de sostenimiento se presentan a continuación.

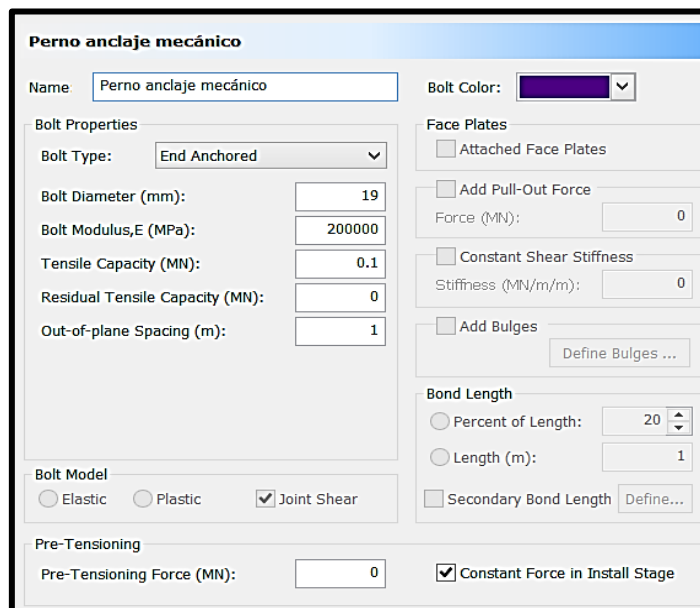


Gráfico 51 Propiedad de los pernos. Phase 2.

Se realizó la simulación a partir de los parámetros indicados. A partir de este resultado se recomienda lo siguiente, considerando la información ingresada para el análisis.

- Tipo de perno: anclaje helicoidal con cabeza expansiva
- Longitud de pernos: 1.5 m
- Diámetro de perno: 19 mm
- Espaciamiento entre pernos: 0.40 m
- Factor de seguridad: >1.4

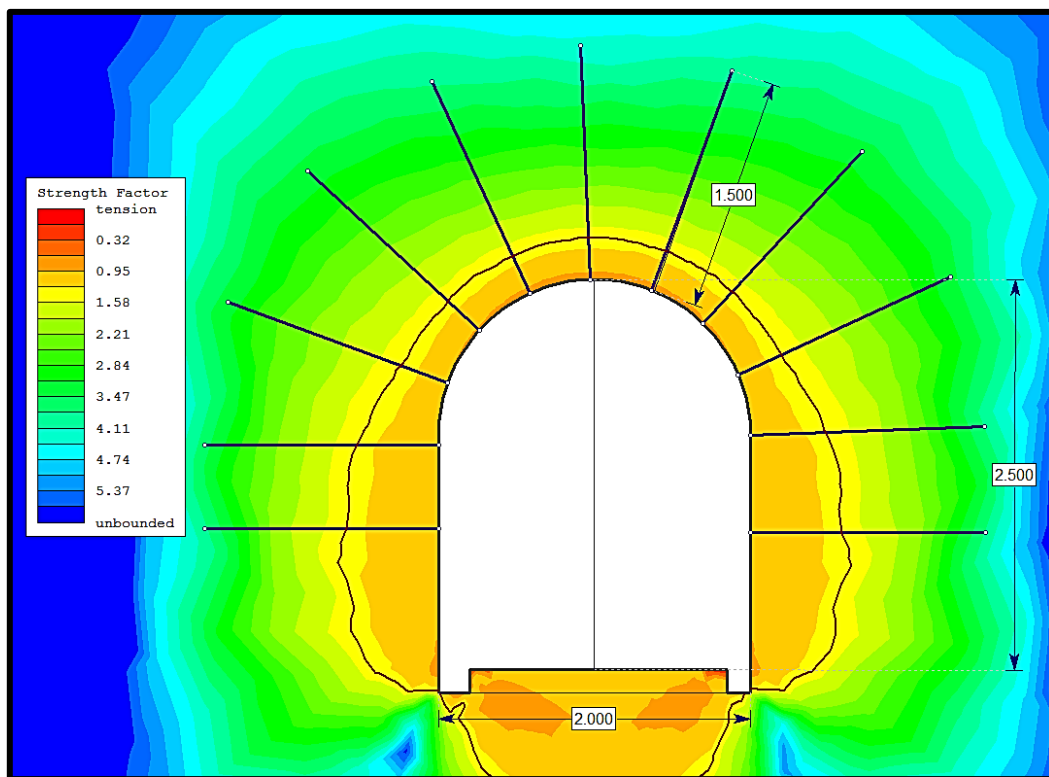


Gráfico 52 Sostenimiento propuesto. Phase 2.

5.3.2. Software Unwedge

Para analizar la estabilidad de la Galería Nv. 9 se empleó el software Unwedge 3.0, considerando las formaciones de cuñas y sus condiciones geomecánicas representadas por el valor del Factor de Seguridad (FS) para cada caso.

Se establece que la intersección de tres sets de familias genera la formación de la cuña que, de no poseer un confinamiento adecuado pudiesen ocasionar falla/deslizamiento, tomando en cuenta que las estaciones 1, 2, 4 y 5

cumplen con el requisito mínimo para la formación de cuñas, es decir cuentan con tres familias, a continuación, analizaremos cada una de ellas, para finalmente poder obtener una recomendación de diseño de sostenimiento eficiente.

Se obtuvo el ángulo de fricción de las discontinuidades, aplicando un ensayo de Tilt test, cuyo resultado fue de 39° (promedio de las 5 estaciones). Razón por la cual será de mucha importancia los análisis de estabilización a realizar con ayuda del software Unwedge.

Como primer paso se ingresan los datos seccionales del proyecto, las orientaciones de las familias o sistemas de discontinuidades y las propiedades de cada una de ellas, tal como se muestra a continuación.

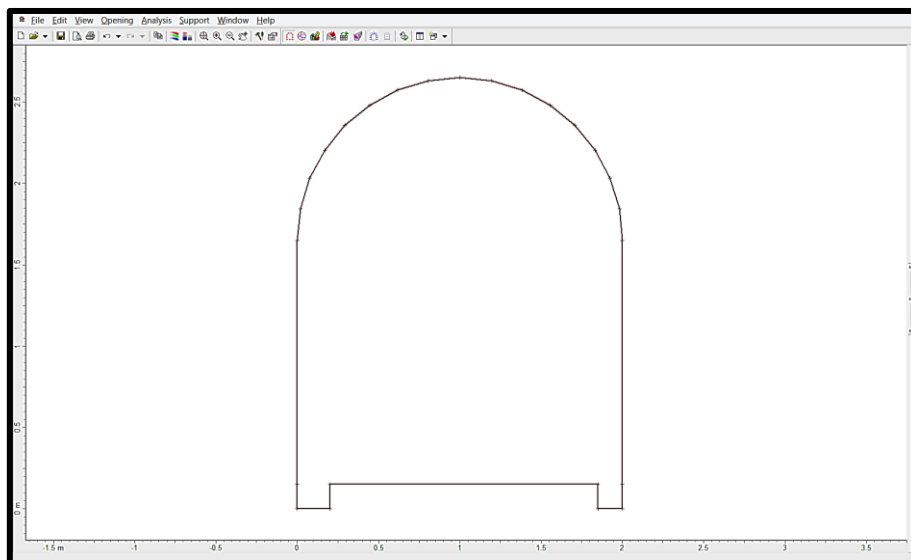


Gráfico 53 Perímetro de la sección del Galería Nv. 9. Unwedge v.3.0.

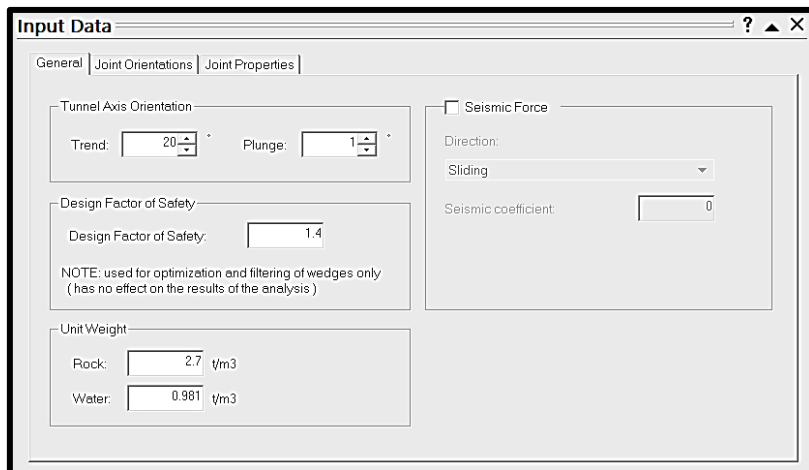


Gráfico 54 Ventana de inserción de datos. Unwedge v.3.0.

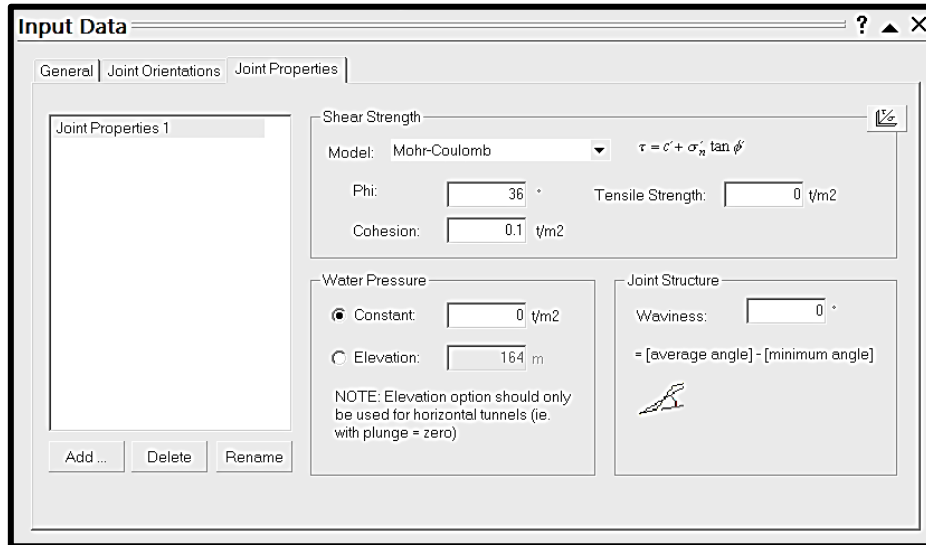


Gráfico 55 Ventana de propiedades de las discontinuidades. Unwedge v.3.0.

A continuación, se presentan las formaciones de cuñas para las estaciones (1, 2, 4 y 5) que cumplen con los requisitos, realizando diversas combinaciones de familias de fallas posibles:

Estación 1

Incluye a la familia de discontinuidades 1, 2 y 3, tal como se observa en la siguiente imagen:

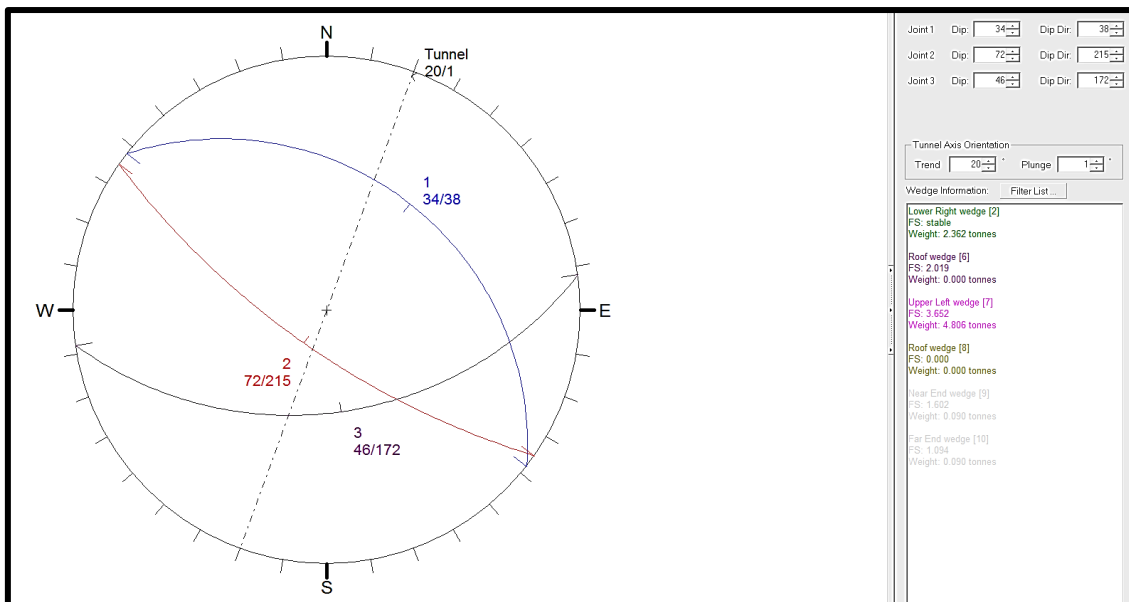


Gráfico 56 Proyección estereográfica: Set 1,2 y 3. Estación 1. Unwedge v.3.0.

Teniendo en cuenta estas familias de discontinuidades se generan las siguientes cuñas:

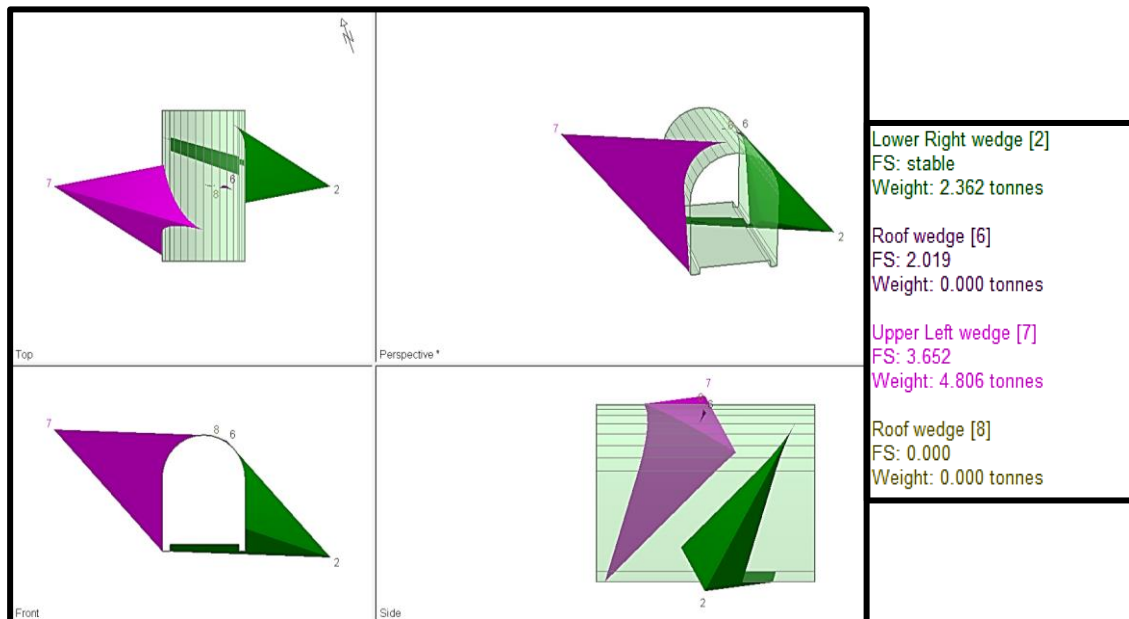


Gráfico 57 Vistas de la sección de la Galería Nv. 9 y cuñas formadas. Estación 1. Undwedge v.3.0.

Según el gráfico, las cuñas 2, 6 y 7 son estables, debido a que sus factores de seguridad (FS) son mayores a 1,4. Al contrario, la cuña 8 es altamente inestable, puesto que su FS es 0, pero se resta importancia debido a que el peso de la cuña es insignificante.

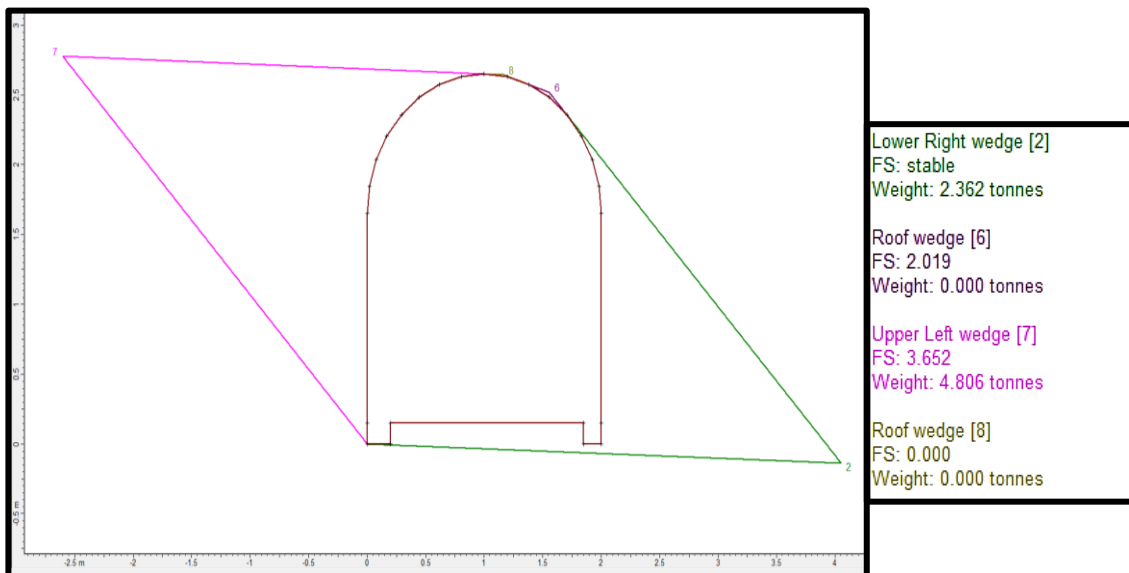


Gráfico 58 Vista frontal de la sección del Galería Nv. 9 y cuñas formadas. Estación 1.

Consecuentemente, no es necesario colocar sostenimiento en particular para estabilizar las cuñas formadas por las discontinuidades, debido a que los factores de seguridad para todas las cuñas son mayores a 1,4.

Estación 2

Debido a que en esta estación se presentan 4 sets de discontinuidades, procederemos a analizar por combinaciones, es decir agrupando solo 3 sets de discontinuidades, para corroborar la existencia de cuñas, de la siguiente manera:

	Set A	Set B	Set C
Combinación 1	Set 1	Set 2	Set 3
Combinación 2	Set 1	Set 2	Set 4
Combinación 3	Set 2	Set 3	Set 4
Combinación 4	Set 1	Set 3	Set 4

Tabla 47 Combinaciones realizadas para la formación de cuñas en la Estación 2.

Combinación 1 (Set 1, Set 2 y Set 3):

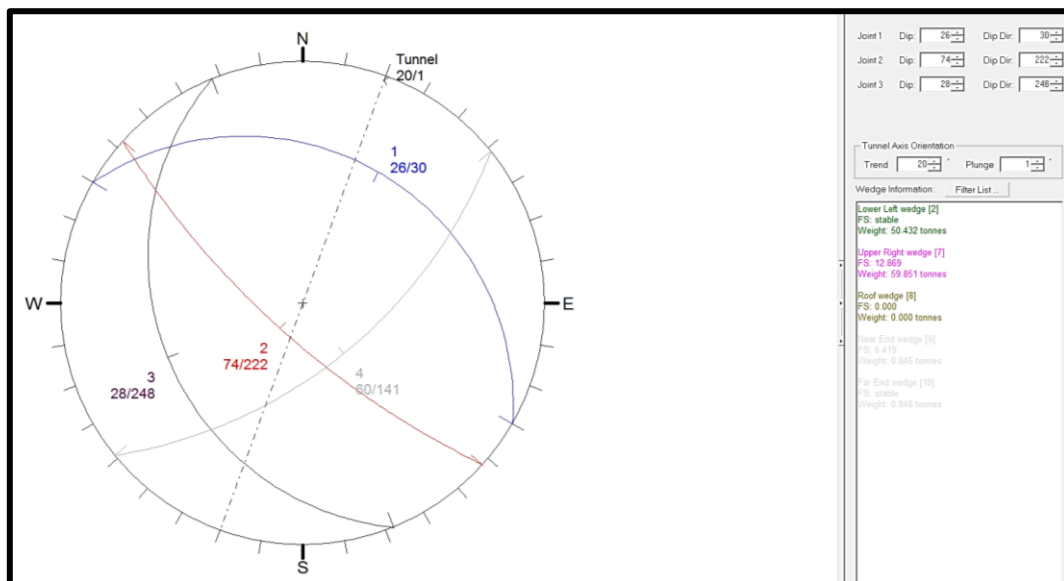


Gráfico 59 Proyección estereográfica: Set 1,2 y 3. Combinación 1 de la Estación 2. Undwedge v.3.0.

Teniendo en cuenta estas familias de discontinuidades se generan las siguientes cuñas:

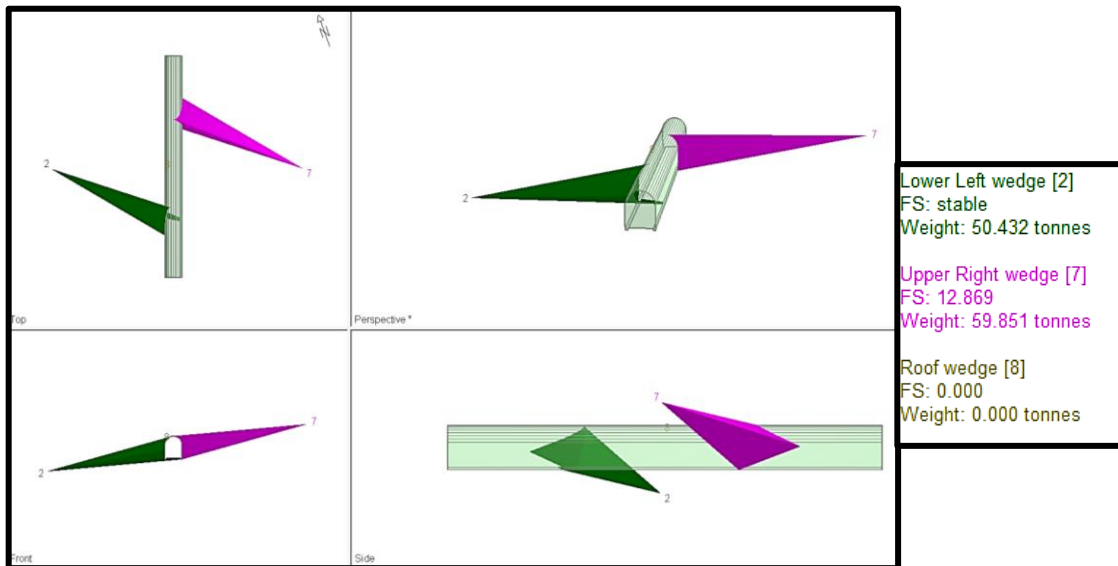


Gráfico 60 Vistas de la sección de la Galería Nv. 9 y cuñas formadas por Combinación 1. Estación 2. Undwedge v.3.0.

Según el gráfico, las cuñas 2 y 7 son estables, debido a que sus factores de seguridad (FS) son mayores a 1,4. Al contrario, la cuña 8 es altamente inestable, puesto que su FS es 0, pero se resta importancia debido a que el peso de la cuña es insignificante.

Combinación 2 (Set 1, Set 2 y Set 4):

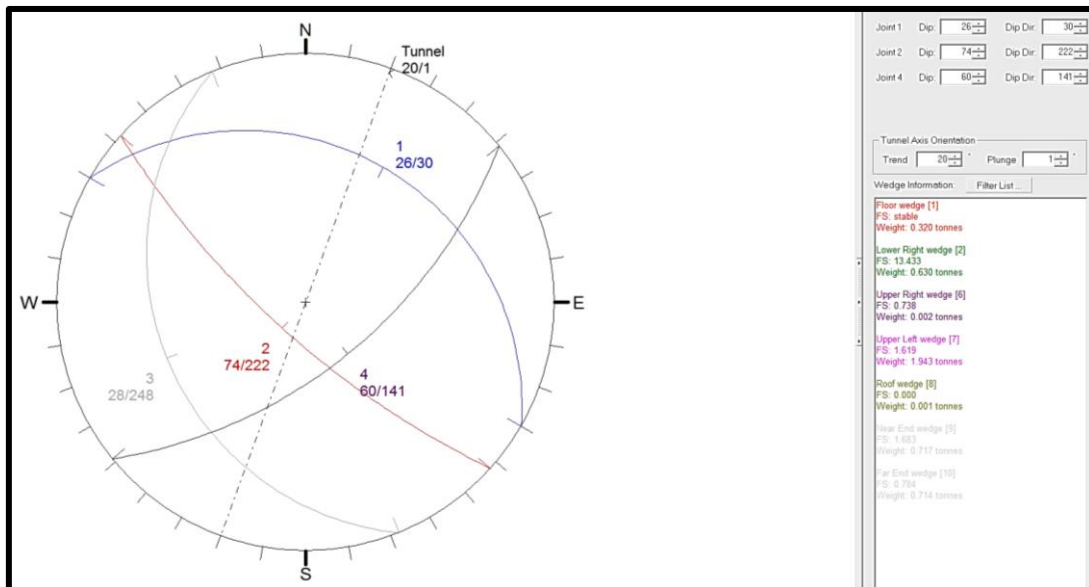


Gráfico 61 Proyección estereográfica: Set 1, 2 y 4. Combinación 2 de la Estación 2. Undwedge v.3.0.

Teniendo en cuenta estas familias de discontinuidades se generan las siguientes cuñas:

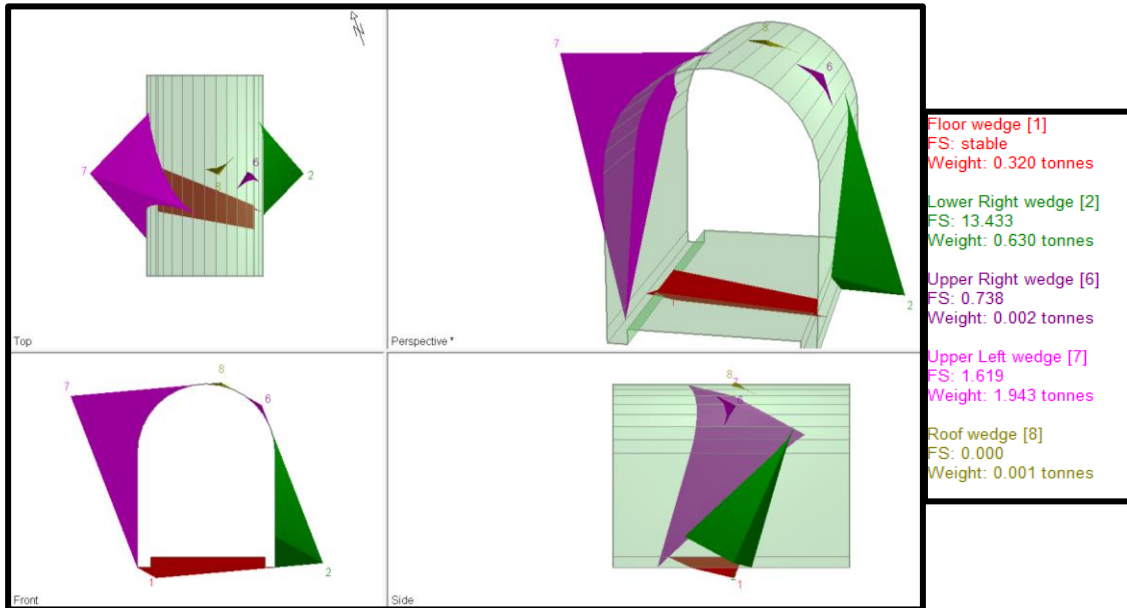


Gráfico 62 Vistas de la sección de la Galería Nv. 9 y cuñas formadas por Combinación 2. Estación 2. Undwedge v.3.0.

Según el gráfico, las cuñas 1, 2 y 7 son estables, debido a que sus factores de seguridad (FS) son mayores a 1,4. Al contrario, la cuña 8 es altamente inestable, puesto que su FS es 0, pero se resta importancia debido a que el peso de la cuña es insignificante, asimismo, la cuña 6 es inestable y tiene un peso de 2 Kg propenso a caer.

Combinación 3 (Set 2, Set 3 y Set 4):

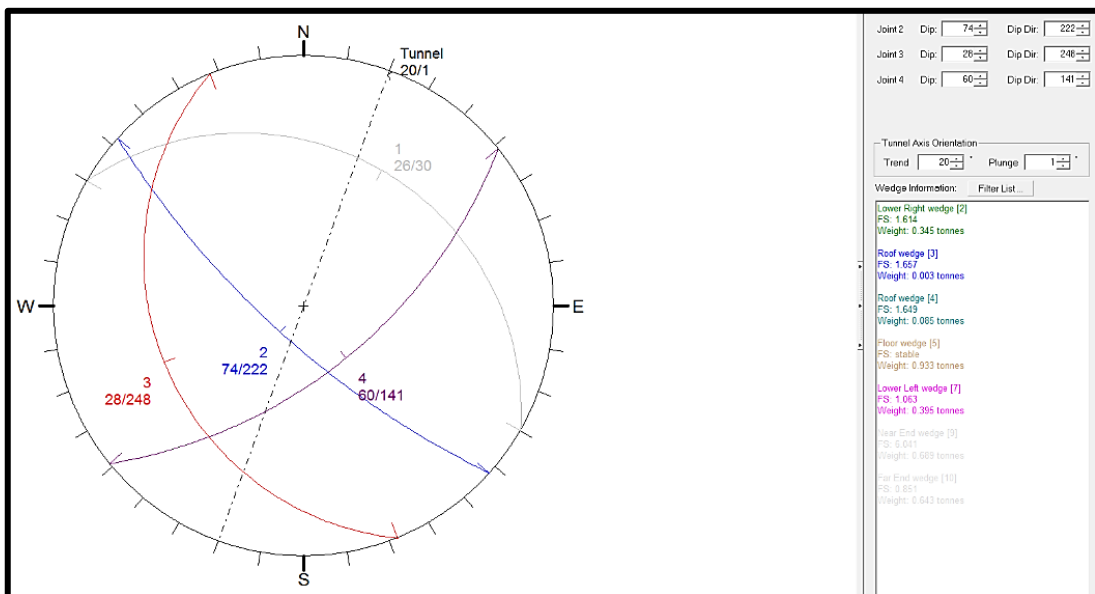


Gráfico 63 Proyección estereográfica: Set 2, 3 y 4. Combinación 3 de la Estación 2. Undwedge v.3.0.

Teniendo en cuenta estas familias de discontinuidades se generan las siguientes cuñas:

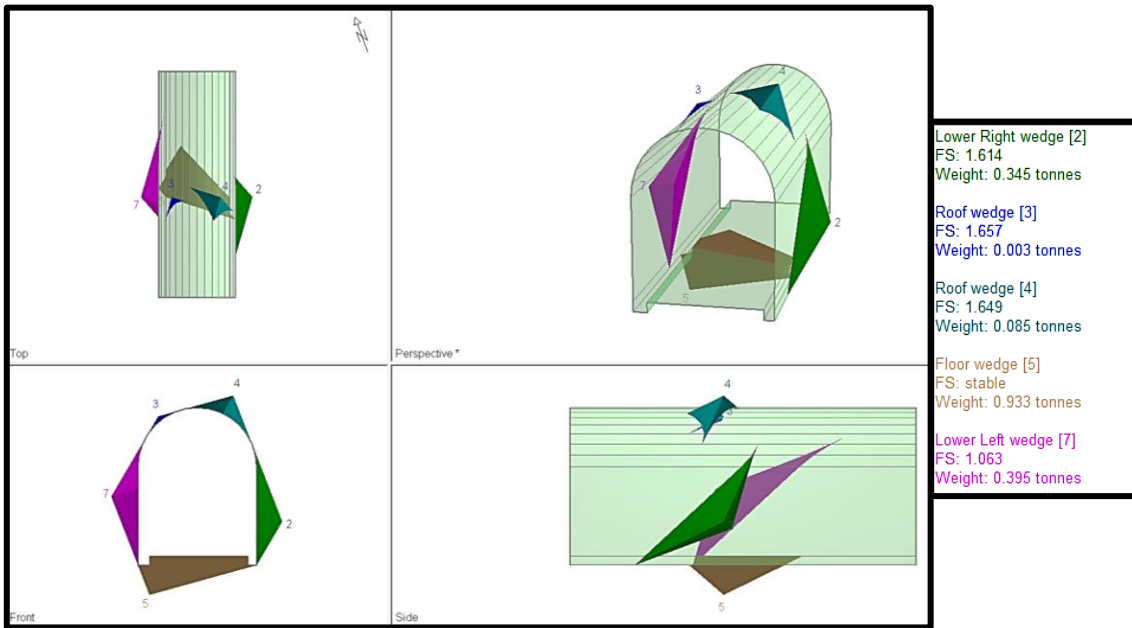


Gráfico 64 Vistas de la sección de la Galería Nv. 9 y cuñas formadas por Combinación 3. Estación 2. Undwedge v.3.0.

Según el gráfico, las cuñas 2, 3, 4 y 5 son estables, debido a que sus factores de seguridad (FS) son mayores a 1,4. Al contrario, la cuña 7 es altamente inestable, puesto que su FS es 1,063 y tiene un peso de 395 Kg propenso a caer.

Combinación 4 (Set 1, Set 3 y Set 4):

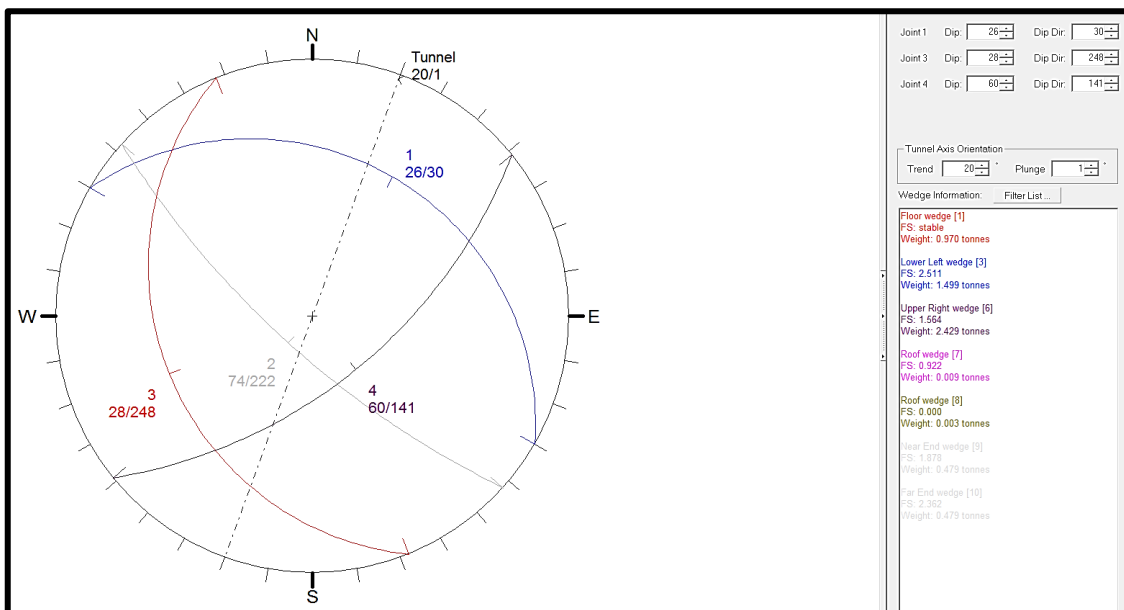


Gráfico 65 Proyección estereográfica: Set 1, 3 y 4. Combinación 4 de la Estación 2. Undwedge v.3.0.

Teniendo en cuenta estas familias de discontinuidades se generan las siguientes cuñas:

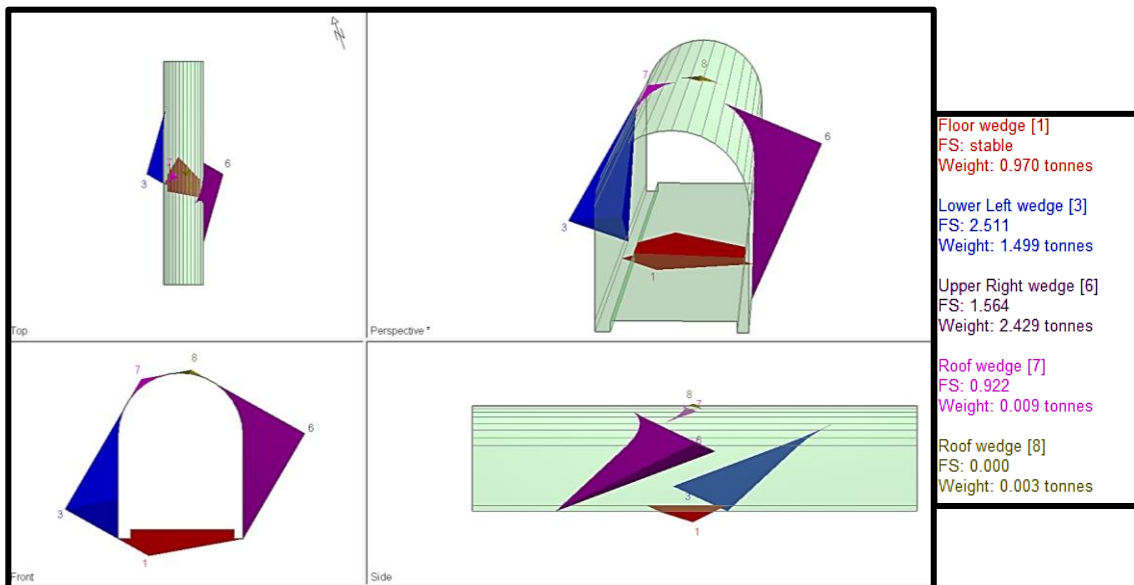


Gráfico 66 Vistas de la sección de la Galería Nv. 9 y cuñas formadas por Combinación 4. Estación 2. Undwedge v.3.0.

Según el gráfico anterior, las cuñas 1, 3, y 6 son estables, debido a que sus factores de seguridad (FS) son mayores a 1,4. Al contrario, la cuña 7 y la cuña 8 son inestables y tiene un peso de 9 y 3 Kg respectivamente propensas a caer.

Inmediatamente después de haber realizado el análisis de estabilidad de cuñas con cada combinación perteneciente a la estación 2, debemos colocar el soporte necesario en particular para estabilizar las cuñas formadas por las discontinuidades, debido a que algunas de ellas no superan el FS= 1,4. A continuación se presentan las propuestas de sostenimiento, para la estación 2, en base a los factores de seguridad obtenidos anteriormente:

- Combinación 2:

La cuña derecha, número 6, del techo: si se considera utilizar shotcrete como fortificación con un esfuerzo de corte de 10 (t/m²), peso unitario de 2,6 (t/m³) y espesor de 5 cm, se obtiene:

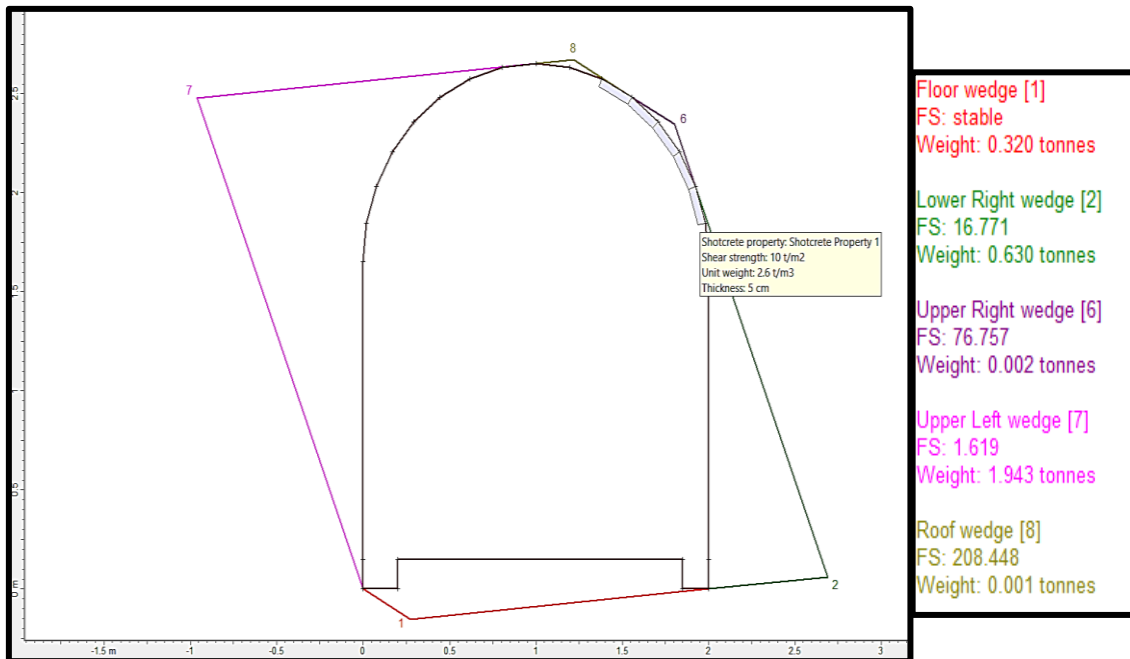


Gráfico 67 Vista frontal de la sección de la Galería Nv. 9, cuñas formadas por la Combinación 2 y el sostenimiento puntual aplicado. Estación 2. Undwedge v.3.0.

Consecuentemente, con este tipo de sostenimiento (shotcrete) alcanzaría para cerciorar la estabilidad de este sector del Galería Nv. 9, debido a que los factores de seguridad de todas las cuñas formadas por esta combinación son mayores a 1.4.

- Combinación 3:

La cuña izquierda, número 7, del hastial: si se considera utilizar shotcrete como fortificación con un esfuerzo de corte de 10 (t/m²), peso unitario de 2,6 (t/m³) y espesor de 5 cm, adicionalmente se refuerza con pernos split set de 1 m de longitud, orientación normal a la superficie, distancia entre perno y perno de 30 cm y entre fila y fila de 1.5 m, capacidad de tensión de 7 t y resistencia de 3 (t/m), se obtiene:

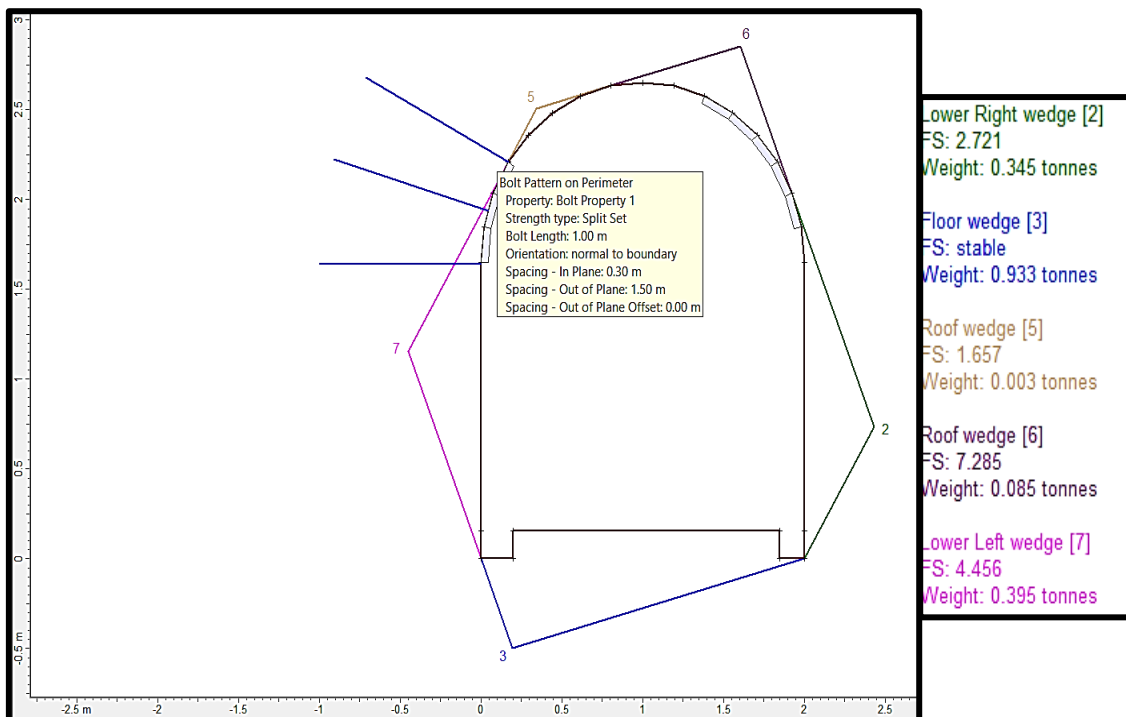


Gráfico 68 Vista frontal de la sección de la Galería Nv. 9, cuñas formadas por la Combinación 3 y el sostenimiento puntual aplicado. Estación 2. Undwedge v.3.0.

Consecuentemente, con este tipo de sostenimiento (shotcrete más pernos split set) alcanzaría para cerciorar la estabilidad de este sector del Galería Nv. 9, debido a que los factores de seguridad de todas las cuñas formadas por esta combinación son mayores a 1,4.

- Combinación 4

La cuña izquierda, número 7, del techo: si se considera utilizar pernos split set de 1 m de longitud, orientación normal a la superficie, distancia entre perno y perno de 30 cm y entre fila y fila de 1.50 m, capacidad de tensión de 7 t y resistencia de 3 (t/m), se obtiene:

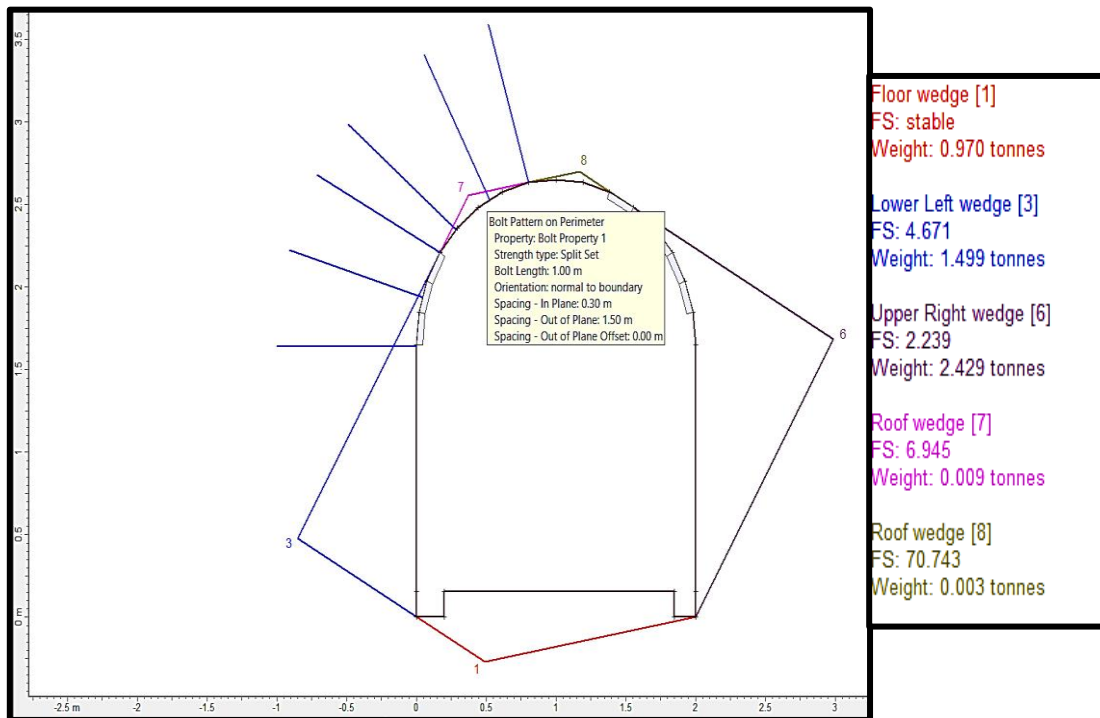


Gráfico 69 Vista frontal de la sección de la Galería Nv. 9, cuñas formadas por la Combinación 4 y el sostenimiento puntual aplicado. Estación 2. Unwedge v.3.0.

Consecuentemente, con este tipo de sostenimiento (shotcrete más pernos split set) alcanzaría para cerciorar la estabilidad de este sector del Galería Nv. 9, debido a que los factores de seguridad de todas las cuñas formadas por esta combinación son mayores a 1,4.

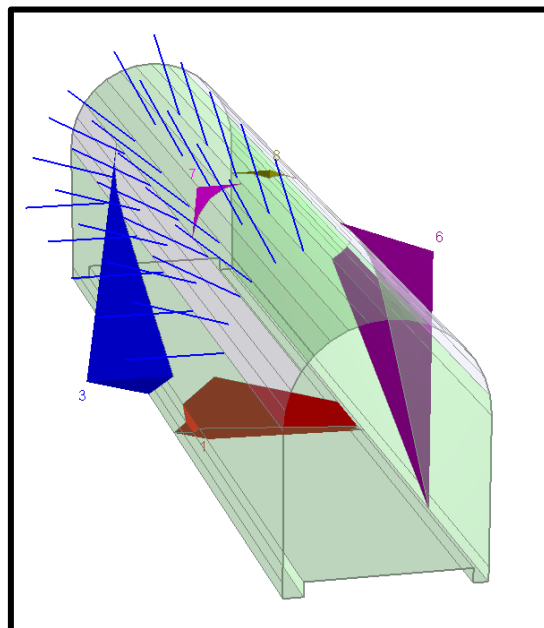


Gráfico 70 Vista 3D de la sección de la Galería Nv. 9, cuñas formadas por la combinación 4 y los pernos de anclaje aplicados. Estación 2. Unwedge v.3.0.

Estación 4

Incluye a la familia de discontinuidades 1, 2 y 3, tal como se observa en la siguiente imagen:

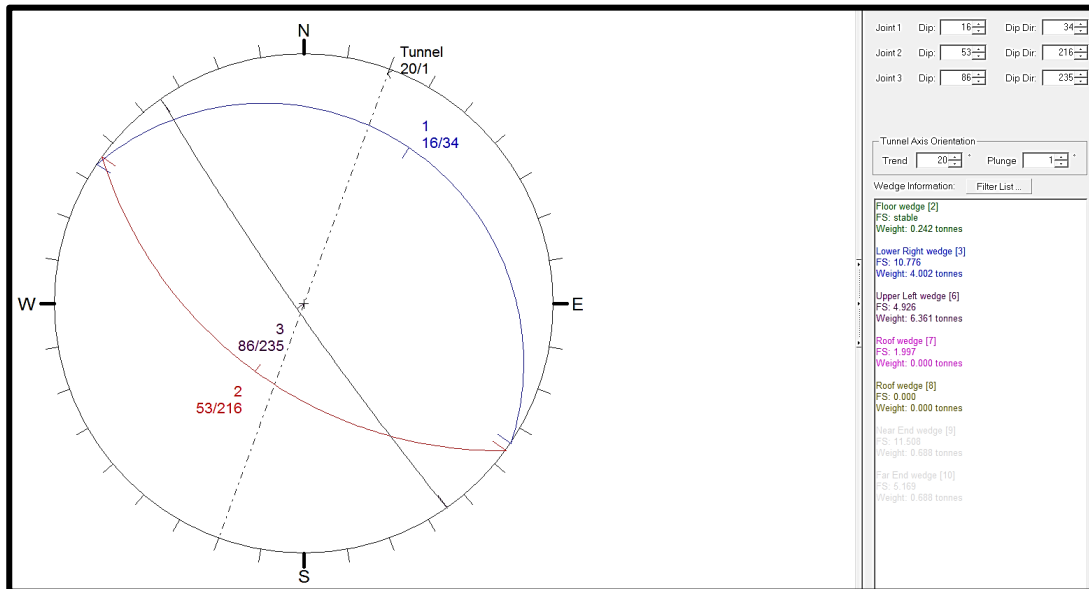


Gráfico 71 Proyección estereográfica: Set 1,2 y 3. Estación 4. Undwedge v.3.0.

Teniendo en cuenta estas familias de discontinuidades se generan las siguientes cuñas:

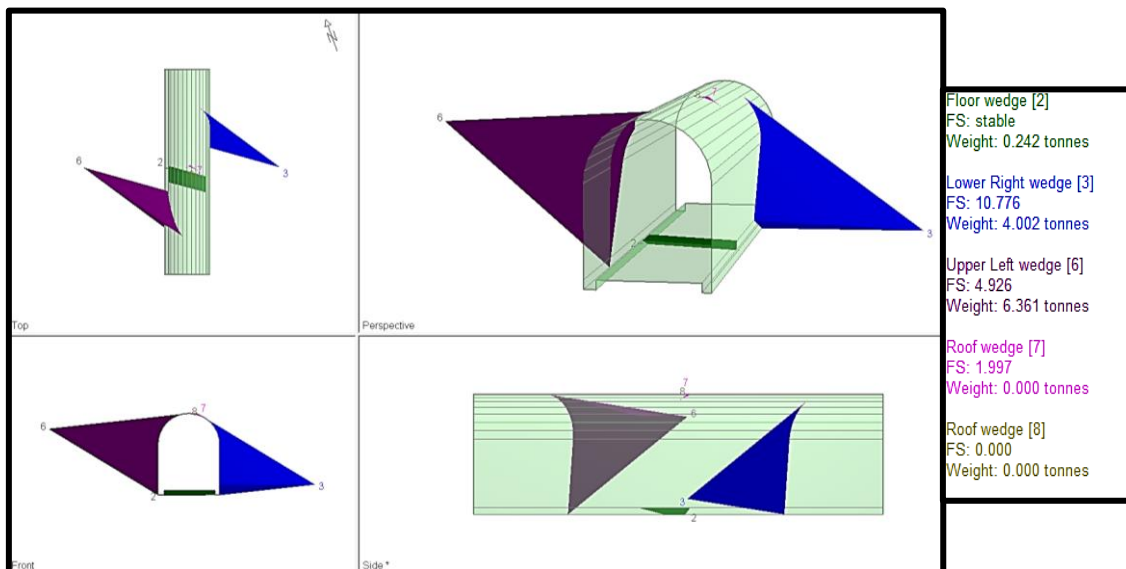


Gráfico 72 Vistas de la sección de la Galería Nv. 9 y cuñas formadas. Estación 4. Undwedge v.3.0.

Según el gráfico anterior, las cuñas 2, 3, 6 y 7 son estables, debido a que sus factores de seguridad (FS) son mayores a 1,4. Al contrario, la cuña 8 es altamente inestable, puesto que su FS es 0, pero se resta importancia debido a que el peso de la cuña es insignificante.

Consecuentemente, no es necesario colocar sostenimiento en particular para estabilizar las cuñas formadas por las discontinuidades, debido a que los factores de seguridad para todas las cuñas son mayores a 1,4.

Estación 5

Incluye a la familia de discontinuidades 1, 2 y 3, tal como se observa en la siguiente imagen:

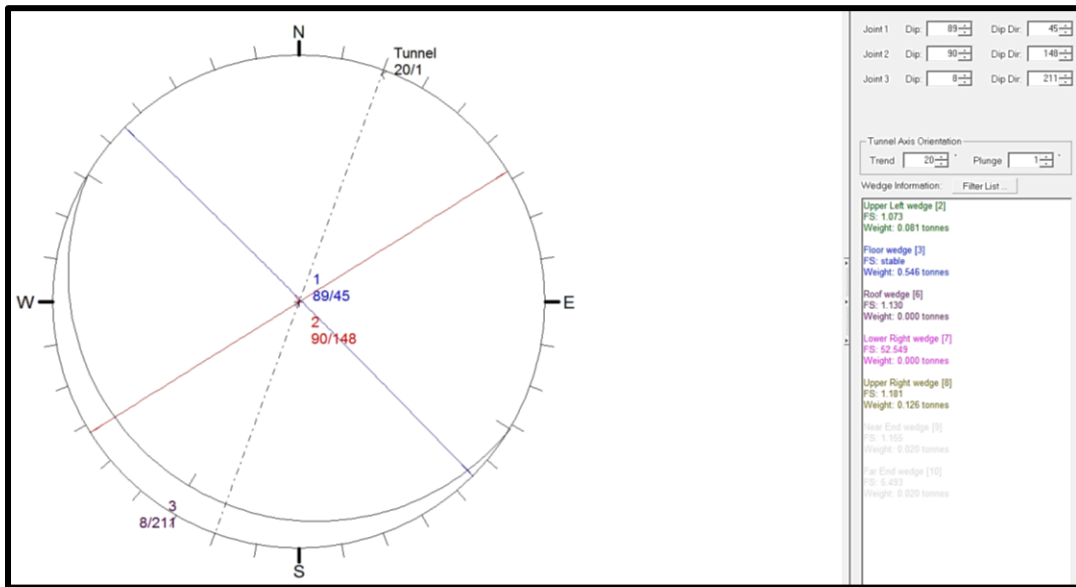


Gráfico 73 Proyección estereográfica: Set 1,2 y 3. Estación 5. Undwedge v.3.0.

Teniendo en cuenta estas familias de discontinuidades se generan las siguientes cuñas:

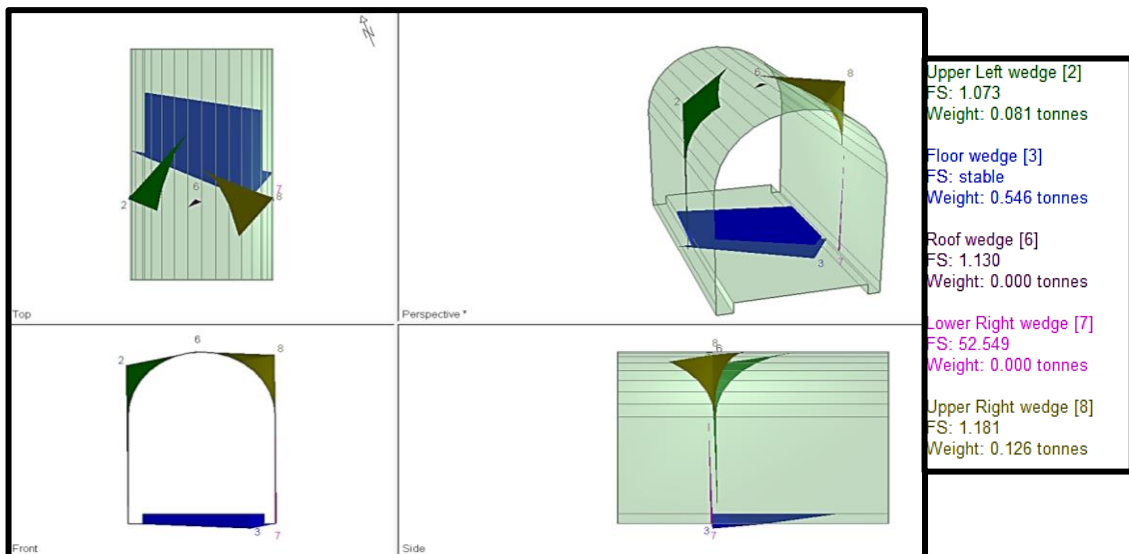


Gráfico 74 Vistas de la sección de la Galería Nv. 9 y cuñas formadas. Estación 5. Undwedge v.3.0.

Según el gráfico anterior, las cuñas 3, y 7 son estables, debido a que sus factores de seguridad (FS) son mayores a 1,4. Al contrario, las cuñas 2, 6 y 8 son altamente inestable, puesto que su FS es menor que 1,4.

Inmediatamente después de haber realizado el análisis de estabilidad de cuñas, debemos colocar el soporte necesario en particular para estabilizar las cuñas formadas por las discontinuidades, debido a que algunas de ellas no superan el $FS = 1,4$.

En las cuñas formadas en el techo (2, 6 y 8), si se considera utilizar pernos split set de 1 m de longitud, orientación normal a la superficie, distancia entre perno y perno de 30 cm y entre fila y fila de 1 m, capacidad de tensión de 7 t y resistencia de 3 (t/m), se obtiene:

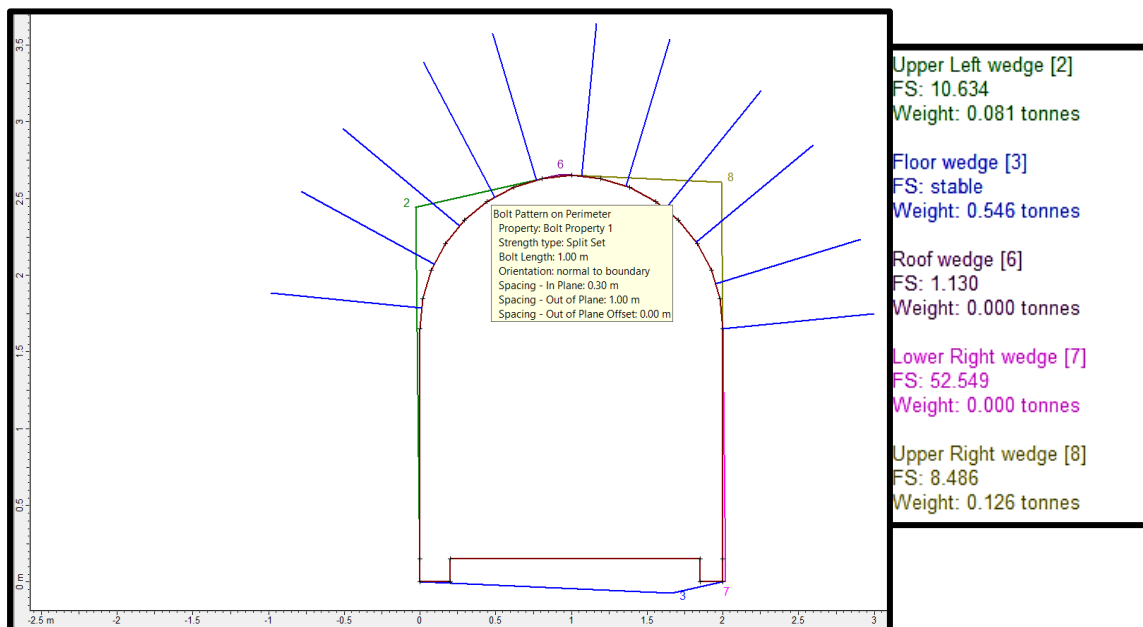


Gráfico 75 Vista frontal de la sección de la Galería Nv. 9, cuñas formadas y sostenimiento puntual aplicado. Estación 5. Undwedge v.3.0.

Consecuentemente, este tipo de sostenimiento (split set) alcanzaría para cerciorar la estabilidad de este sector del Galería Nv. 9, debido a que los factores de seguridad de todas las cuñas formadas por esta combinación son mayores a 1,4. A excepción de la cuña 6 que tiene factor de seguridad 1,13 pero posee peso insignificante, la cual no se considera un riesgo para este sector.

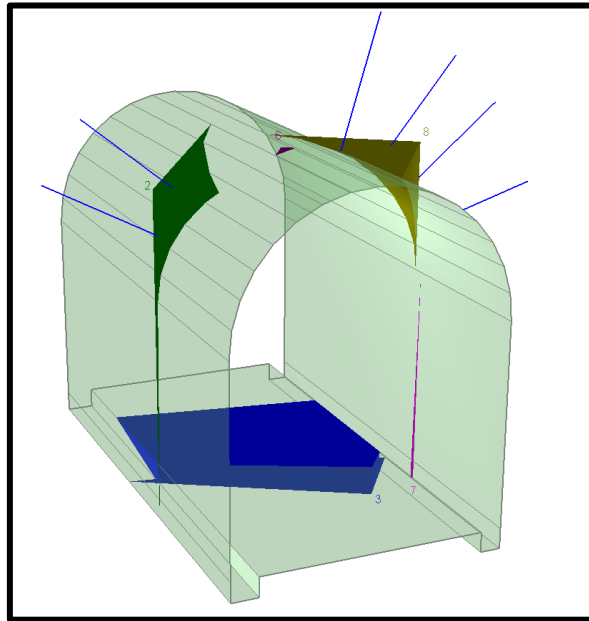


Gráfico 76 Vista 3D de la sección de la Galería Nv. 9, cuñas formadas y los pernos de anclaje aplicados. Estación 5. Unwedge v.3.0.

6. Discusión

La caracterización geomecánica realizada en la Galería Nv. 9 compuesto mayoritariamente por roca sedimentaria caliza, se realizó en estaciones, las cuales fueron distribuidas estratégicamente en 05 zonas representativas a lo largo del área de estudio, exactamente en 435 metros lineales, como resultados nos indican que el macizo rocoso en las 5 estaciones, según las **clasificaciones geomecánicas**, da como calidad de roca regular (III) con un RMR_{89} promedio de 50, resultando así en una zonificación general. El índice Q indica que la calidad de la roca es buena en las estaciones 1, 3; y regular en las estaciones 2, 4 y 5, es decir dos zonificaciones dentro de una misma formación. El índice GSI indica que la calidad de las discontinuidades es regular (resistente y levemente alterada) en las 5 estaciones.

De igual forma, es muy importante determinar la **zona plástica** de la excavación, es decir si el macizo rocoso en el que se realiza la excavación no es capaz de resistir las presiones tangenciales, la roca abandonará el dominio elástico y se plastificará llegando a producirse fracturas visibles en el perímetro de la excavación, por lo tanto, debemos calcular el espesor de la zona plástica para poder colocar o anclar el elemento de sostenimiento a una distancia adecuada para asegurar el área. Por medio del método de Protodyakonov nos da como resultado 0,35 m promedio de altura máxima de la zona plástica en las 5 estaciones. Realizando modelamiento numérico con ayuda del software Phase 2 se obtiene como resultado 0,31 m y 0,66 m promedios de altura máxima en techo y paredes respectivamente para las 5 estaciones. Se asume la altura máxima para el techo de 0,35 m, tomando en cuenta que siempre debemos asumir mayores riesgos para asegurar mejor el área, y 0,66 m en paredes.

En función a los resultados obtenidos en la caracterización del macizo rocoso y determinación de zona plásticas se determinó que el **tipo y diseño de sostenimiento** que se aplicará en el proyecto será tipo refuerzo con anclajes por fricción (split set), colocados puntualmente u ocasionalmente según lo requiera, se tomó en cuenta en base a las pautas de sostenimiento dadas por Barton (Índice Q) y Hoek (Índice GSI). El RMR_{89} dio la pauta de empernado sistemático de 4 a 5 m de largo con espaciado de 1 a 1,5 m en el techo y paredes con malla, se descarta esta opción debido a que la sección de la Galería Nv. 9 es reducida, puesto que las longitudes y espaciamiento recomendados son extensos para el área de excavación.

Para la **colocación de pernos de anclaje de manera puntual** se utilizó el software Unwedge, debido a que este programa nos permite realizar análisis de estabilidad de cuñas y modelizar la influencia de los elementos de refuerzo en su estabilidad, con asistencia del software Dips para obtener una mejor representación estereográfica de las discontinuidades para las 5 estaciones. Se establece que la intersección de tres sets de familias genera la formación de la cuña que, de no poseer un confinamiento adecuado pudiesen ocasionar falla/deslizamiento, tomando en cuenta que las estaciones 1, 2, 4 y 5 cumplen con el requisito mínimo para la formación de cuñas. Según los resultados obtenidos, solo es necesario colocar sostenimiento puntual en la estación 2 y 5:

- Para la estación 2, según el modelado realizado en computadora, se recomienda utilizar shotcrete como fortificación con un esfuerzo de corte de 10 (t/m^2), peso unitario de 2,6 (t/m^3) y espesor de 5 cm, adicionalmente se refuerza con pernos split set de 1.5 m de longitud, orientación normal a la superficie, distancia entre perno y perno de 30 cm y entre fila y fila de 1.5 m, capacidad de tensión de 7 t y resistencia de 3 (t/m), requiere de dos elementos de sostenimiento debido a que las cuñas formadas en esta estación tienen un peso elevado (400 kg promedio).
- Para la estación 5, se recomienda usar pernos split set con las mismas propiedades de las sugeridas para la estación 2.

A continuación, se presenta el sostenimiento propuesto, en base al análisis previo de los resultados, por cada estación:

Estación	Sección	Sostenimiento	Parámetros	Dominio geotécnico
1	2 m x 2.5 m	Empernado sistemático	Espaciado: 0.30 m Longitud perno: 1.5 m	Cuñas estables
2	2 m x 2.5 m	Empernado puntual	Espaciado: 0.30 m Longitud perno: 1.5 m	Cuñas inestables
		Shotcrete	Espesor: 5 cm	
3	2 m x 2.5 m	Empernado sistemático	Espaciado: 0.30 m Longitud perno: 1.5 m	Cuñas estables
4	2 m x 2.5 m	Empernado sistemático	Espaciado: 0.30 m Longitud perno: 1.5 m	Cuñas estables
5	2 m x 2.5 m	Empernado puntual	Espaciado: 0.30 m Longitud perno: 1.5 m	Cuñas inestables

Para el **empernado sistemático** se empleará sostenimiento por fricción de alta carga de contacto, específicamente el perno de anclaje mecánico, el cual consiste en una varilla de acero, dotado en su extremo de un anclaje mecánico de expansión que va al fondo del taladro, este tipo de pernos es relativamente barato y su acción de reforzamiento de la roca es inmediata después de su instalación.

Para el **empernado puntual** se empleará sostenimiento por fricción de baja carga de contacto, puesto que llevará reforzamiento de shotcrete según lo requiera, precisamente nos referimos al split set, estos pernos consisten en de un tubo ranurado a lo largo de su longitud, uno de los extremos es ahusado y el otro lleva un anillo soldado para mantener la platina, al ser introducido el perno a presión dentro de un taladro de menor diámetro, se genera una presión radial a lo largo de toda su longitud contra las paredes del taladro, cerrando parcialmente la ranura durante este proceso.

En la siguiente tabla podemos observar las propiedades de los elementos de sostenimiento a utilizar:

Tipo de sostenimiento	Elemento de sostenimiento	Propiedades
Sostenimiento por refuerzo	Perno mecánico	Diámetro: 19 mm Capacidad de tensión: 10 ton
	Split set	Diámetro: 19 mm Capacidad de tensión: 7 ton Fuerza de unión: 3 ton/m
Sostenimiento por soporte	Shotcrete	Peso unitario: 2.6 ton/m ³ Resistencia de corte: 10 ton/m ²

7. Conclusión

- Los resultados obtenidos en el presente estudio tienen un carácter preliminar, es decir representan una aproximación a los requerimientos de sostenimiento requeridos.
- La resistencia a la compresión de la roca es de 70 MPa promedio de las 5 estaciones, obtenido en base al ensayo de carga puntual en laboratorio y el uso del martillo Schmidt en campo.
- El ángulo de fricción de la roca es de 36° promedio de las 5 estaciones, obtenido por ensayo de Tilt test.
- La densidad de la roca caliza es de 0.027 MN/m³.
- Según las clasificaciones de Bieniawski, Barton y Hoek, la calidad geomecánica del macizo rocoso corresponde a una caliza de calidad: Regular (estación 2, 4 y 5) – Buena (estación 1 y 3).
- Para la obtención de los dominios geotécnicos o sets de discontinuidades, se deberá apoyar con programas computacionales de Rocscience como son, el software Dips y Unwedge, con el objetivo de visualizar de manera específica la distribución de las discontinuidades, para luego diseñar el sostenimiento a utilizar.
- Las clasificaciones geomecánicas recomiendan como soporte para la Galería Nv. 9:
 - o RMR (89): Empernado sistemático de 4 m de largo, espaciado de 1,5 a 2 m en el techo y paredes con malla en el techo y para el caso de Shotcrete con espesor de 50 a 100 mm en el techo y 30 mm en las paredes.
 - o Índice Q de Barton: Sin soporte o pernos colocados puntualmente/ocasionalmente.
 - o Índice GSI: Nos brinda dos opciones de sostenimiento, la primera es sin soporte o pernos ocasionales, la segunda es colocar pernos sistemáticos 1.50 x 1.50 m (malla).
- El espesor de zona plastificada en la Galería Nv. 9 presenta distintos resultados, esto es debido a que cada método presenta una particularidad, la cual se resume a continuación:
 - o Protodyakonov considera que las cargas se distribuyen de forma parabólica (techo y cajas en menor medida). Resultado: 0.35 m

- Phase2 considera una distribución de cargas heterogéneas, y por tanto más ajustado a la realidad del caso en estudio. Resultado: en techo 0.31 m y en cajas 0.66 m.
- Los parámetros de los elementos de fortificación (colocación de sostenimiento puntual/ocasional), utilizando software se presentan a continuación:

Phase 2	Unwedge	
<ul style="list-style-type: none"> - Tipo de perno: anclaje por fricción (perno mecánico) - Longitud de pernos: 1.5 m - Diámetro de perno: 19 mm - Espaciamiento entre pernos: 0.4 m - Capacidad de tensión: 10 ton 	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo de perno: anclaje por fricción (split set) - Longitud de pernos: 1 m (mínimo) - Diámetro de perno: 19 mm - Espaciamiento entre pernos: 0.3 m - Capacidad de tensión: 7 ton - Fuerza de unión: 3 ton/m 	<ul style="list-style-type: none"> - Shotcrete - Espesor: 5 cm - Peso unitario: 2.6 ton/m³ - Resistencia de corte: 10 ton/m²

- Se infiere que los métodos analíticos (clasificaciones geomecánicas) y numéricos (modelamiento con softwares) cuando se combinan contribuyen a un buen análisis de la definición de un proyecto de apoyo y refuerzo para ser aplicado en una excavación subterránea.

8. Recomendación

Se recomienda utilizar el sostenimiento obtenido por el software Phase2 y Unwedge, esto debido a que sus resultados son más conservadores y ajustados a ambientes anisotrópicos, es decir a la realidad.

Realizar control y supervisión geomecánica constante, de tal modo, que se lleve un control del desempeño del sostenimiento, de esta forma, se lograran identificar las deficiencias que puedan ocurrir, y se optimizara el sostenimiento.

Utilizar siempre equipos calibrados y certificados para la medición de datos, en campo o laboratorio, y posterior obtención de información con respaldo, consecuentemente hallaremos resultados con mayor exactitud.

Alimentar y analizar frecuentemente el modelo geomecánico a medida que avanza la excavación, de manera que el modelo esté actualizado y acompañado permanentemente, para poder corregir cualquier cambio que pueda ocurrir en las propiedades físico mecánicas de la roca, estado tensional y/o en la interacción roca – sostenimiento

9. Referencia

SNMPE. (2004). Manual de geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea.

Córdova, D. (2008). Geomecánica en el minado subterráneo caso mina condestable. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima. Lima: Tesis de Postgrado, Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica.

Tejada, L. (2012). "Mecánica de rocas", Escuela de Post Grado Maestría en Geotecnia y Geomecánica Minera, Universidad Nacional del Altiplano – Puno.

Flores, M. (2013). "Diseño del soporte y reforzamiento del macizo rocoso" Rock Info consultoría en Geomecánica Minera.

Corkum, B., Carranza, C. y Brown, H. (2002). Excavaciones subterráneas en roca.

Hoek, E. (2000). Practical Rock Engineering. Toronto, Canada: RocScience.

Lopez Jimeno, C. (1999). Ingeo Túneles, Ingeniería de Túneles. Madrid: Entorno Gráfico.

Ramírez Oyanguren, P. et al. (1984): "Mecánica de Rocas aplicada a la Minería Metálica Subterránea". I.T.G.E., Madrid, España.

MINEM. (2018), Informe "Fax Conyuntural de Accidentes Mortales" presentado en la web institucional del Ministerio de Energía y Minas del Perú. Lima.

Hudson, J.A. y Harrison, J.P. (1997): "Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles" Ed. Pergamon Press. Londres, RU.

Gonzales, L. (2004). Ingeniería Geológica. Pearson Education S.A., Madrid, España.

Rashta, M. (2015). Estabilidad de estructuras subterráneas. Universidad Nacional Santiago Antunez de Mayolo. Huaraz, Perú.

10. Anexos

ANEXO N° 01.- 01 CD CON INFORMACION PROCESADA.

ANEXO N° 02.- PLANO GEOMECÁNICO DE LA GALERÍA NV. 9 U.M. COLQUIRRUMI

ANEXO N° 03.- PLANO INTERPRETACIÓN GEOMECÁNICA U.M. COLQUIRRUMI

ANEXO N° 04.- PLANO DE GEOLOGÍA U.M. COLQUIRRUMI

ANEXO N° 05.- PLANO DE PELIGRO GEOLÓGICO U.M. COLQUIRRUMI