

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **GEOLOGIA Y GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO SAN JUAN DE LOS MORROS –LOS FLORES, PARA LA CONSTRUCCION DEL TUNEL SAN JUAN. SISTEMA FERROVIARIO SAN JUAN DE LOS MORROS-SAN FERNANDO DE APURE (TRAMO D-1), ESTADO GUARICO.**

Trabajo Especial de Grado  
Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela  
Para optar al titulo de Ingeniero Geólogo  
Realizado por los Brs: Martínez Wilmer  
Zurbaran Luís

Caracas, diciembre 2007

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **GEOLOGIA Y GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO SAN JUAN DE LOS MORROS –LOS FLORES, PARA LA CONSTRUCCION DEL TUNEL SAN JUAN. SISTEMA FERROVIARIO SAN JUAN DE LOS MORROS-SAN FERNANDO DE APURE (TRAMO D-1), ESTADO GUARICO.**

Tutor Académico: Ing. Miguel Castillejo.

Tutor Industrial: Ing. Vittorio Agabio (PMP)

Trabajo Especial de Grado  
Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela  
Para optar al título de Ingeniero Geólogo  
Realizado por los Brs: Martínez Wilmer  
Zurbaran Luís

Caracas, diciembre 2007

Caracas, 2007

Los abajo firmantes, miembros del jurado designado por el Consejo de Escuela de Geología, Minas y Geofísica, para evaluar el Trabajo Especial de Grado presentado por los bachilleres Martínez Wilmer y Zurbaran Luís, titulado:

**GEOLOGIA Y GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO SAN JUAN DE LOS MORROS –LOS FLORES, PARA LA CONSTRUCCION DEL TUNEL SAN JUAN. SISTEMA FERROVIARIO SAN JUAN DE LOS MORROS-SAN FERNANDO DE APURE (TRAMO D-1), ESTADO GUARICO**

Consideran que el mismo cumple con los requisitos exigidos por el plan de estudios conducente al Título de Ingeniero Geólogo, y sin que ello signifique que se hacen solidarios con las ideas expuestas por los autores, lo declaran APROBADO.

Prof. Alba Castillo  
Jurado

Prof. Armando Díaz Quintero  
Jurado

Prof. Miguel Castillejo  
Tutor Académico

## DEDICATORIA

*Wílmer M:*

*A mis padres*

*A mis hermanos, Keyla y Edgardo*

*A mi compañera de vida Nohemí*

*y muy especialmente a mi abuela...mi ángel ...*

*Los amo a todos.*

*Luís Javier Z:*

*A mis padres, Ezio J Zurbarán Balbuena y Rosaura Aguirre*

*A mis abuelos paternos, Ezio J Zurbarán Trejo (QEPD) y Aura Rosa de Zurbarán (QEPD)*

*A mis abuelos maternos, Luis Guillermo Aguirre y Blanca Rosa Davila de Aguirre*

*A mi hermana, Rosaura Zurbarán*

*A mi tía Ana Lucía Aguirre Davila que siempre es y será un ejemplo a seguir para mí y mi familia*

*Es para ustedes este trabajo especial de grado que da inicio a mi vida como profesional, permitiéndome seguir cosechando triunfos siempre respetando los valores y principios que me han inculcado desde niño.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Gracias a mis padres, Ezio Zurbarán y Rosaura Aguirre de Zurbarán, mi hermana Rosaura Zurbarán por su desinteresado apoyo en todo momento, sirva este trabajo especial de grado para manifestarle mi agradecimiento y lo orgulloso que me siento por tener una familia tan valiosa como ustedes.

A mis abuelos paternos Ezio Zurbarán y Aura de Zurbarán los recordare toda mi vida con el mismo amor que me hicieron sentir cuando los tuve a mi lado.

A mis abuelos maternos Luis G Aguirre Aular y Blanca Davila de Aguirre que en el presente año arribaron a su aniversario 60 de matrimonio, sin duda alguna son un ejemplo para mi.

Agradecimientos de manera especial para Ana Lucia Aguirre, tía Lucy al igual que mis abuelos y padres mi profundo agradecimiento y mayor estima, para mí eres un gran ejemplo que representa, responsabilidad, constancia, sentimiento, fuerza y valor.

A la familia Rodriguez Sánchez, especialmente a Dubraska A Rodriguez, mi amor gracias por ayudarme en lo académico cuando hizo falta. Gracias por tu apoyo y entendimiento. Te adoro!

A nuestro tutor Miguel Castillejo, profesor, agradecido por valiosa colaboración y aporte de conocimiento.

A nuestro tutor industrial Vittorio Agabio por su generosa colaboración y significativa presencia en la elaboración de este trabajo especial de grado.

A la empresa FIP Spa, y al Ing Valdo, por su colaboración y financiamiento.

A la empresa Ghella Sogene Spa, de manera especial al Ing. Francesco Fabbri (director del proyecto ferroviario centro-sur), a Juan Berrios (Geólogo de la empresa) por su disposición en todo momento ante nuestras preguntas, sinceramente muchas gracias.

A la Universidad Central de Venezuela máxima casa de estudios por forjar cada día profesionales competentes, gracias al cuerpo de profesores que participaron en mi formación como profesional.

Gracias a mi amigo y compañero de tesis.

Gracias a Dios, por permitirme en este momento estar escribiendo tan significativas líneas y poder dirigirlas a estas personas importantes para mí y para el desarrollo de este trabajo.

**Luís Javier Zurbarán Aguirre**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mis padres, por no dejar que nada me falte, por todo su amor y su apoyo y por todas las oportunidades que me dieron siempre para llegar hasta aquí. Los amo mucho, gracias...

A mi compañera de vida, Nohemí, sin ti no lo hubiera logrado. No tengo como agradecerte tanto. Te amo...gracias...

A mis hermanos, gracias por su apoyo siempre, los quiero mucho.

A mi abuelita Selmira, nunca has dejado de motivarme, aunque ya no estés, siempre estarás. Te amo infinitamente.

A mis abuelos Casto y Margot, siempre los recordare con alegría, me siento afortunado de haberlos tenido conmigo. Convirtieron esfuerzo y trabajo en oportunidades para sus hijos y nietos. Gracias.

A nuestro tutor académico Prof. Miguel Castillejo, por todo su tiempo, su amistad y su invaluable apoyo. Que puedo decir...Gracias profesor !!!

A nuestro tutor industrial y amigo Prof. Vittorio Agabio, por toda su enseñanza, su ayuda desinteresada, por darnos la confianza y la oportunidad de desarrollarnos en nuestra carrera, le estaré siempre agradecido.

Al Ing. Juan José Berrio por su disposición de ayudarnos en todo momento y por el excelente trato que nos ha dado siempre, le agradezco mucho.

Al Ing. Francesco Fabbri por la colaboración prestada para realizar este trabajo.

A la empresa FIP Spa, especialmente al Ing. Valdo, por su valiosa colaboración.

Gracias a todos los profesores de la escuela de Geología, de los que aprendí todo cuanto pude para ser un buen profesional.

A mi amigo y compañero de tesis Luís Zurbaran. Bueno hermano el esfuerzo valió la pena... al fin lo logramos!!

A la familia Zurbaran Aguirre, gracias por tratarme como parte de su familia, aprecio muchísimo su buen trato. Gracias por todo.

A la Universidad Central de Venezuela, la casa que me formo como profesional, estoy orgulloso de ser ucevista

Gracias a Dios... por esta vida, por esta familia, por estas oportunidades, por mantener sanos a mis seres queridos, por este logro... Gracias...

**Wilmer Martínez H.**

**Martínez Wilmer, Zurbaran Luís**

**GEOLOGIA Y GEOMECANICA DEL MACIZO ROCOSO SAN JUAN DE LOS MORROS –LOS FLORES, PARA LA CONSTRUCCION DEL TUNEL SAN JUAN. SISTEMA FERROVIARIO SAN JUAN DE LOS MORROS-SAN FERNANDO DE APURE (TRAMO D-1), ESTADO GUARICO**

**Tutor Académico: Ing. Miguel Castillejo. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. 2007, 169 pp.**

**Palabras claves:** geología, geomecánica, gestión, riesgo, túnel, San Juan de los Morros, soporte.

**RESUMEN**

En todo proyecto de ingeniería es de vital importancia conocer el terreno donde se realizará la obra, a fin de controlar los riesgos y minimizar los imprevistos que puedan afectar negativamente el proyecto. Es entonces indispensable realizar estudios geológicos – geotécnicos que permitan estimar con un grado de incertidumbre aceptable, el comportamiento geomecánico del medio. En particular, este trabajo consiste en el estudio geológico geomecánico del macizo rocoso para la construcción del túnel San Juan, donde se caracteriza geológicamente el área, definiéndose cuatro unidades informales pertenecientes a dos grupos litológicos diferentes: rocas tipo flysh en los extremos del túnel y metavolcánicas en la zona intermedia. La caracterización geomecánica se basó en la cuantificación de las propiedades físicas y mecánicas del macizo mediante clasificaciones geomecánicas como la RMR y GSI, encontrándose principalmente macizos de calidad mala a media. Estos parámetros permitieron la estimación del soporte primario en cada sector del túnel y el método de excavación más apropiado. Además, se identificaron zonas de riesgo geológico a lo largo del trazado que se definen como zonas de falla y de intenso fracturamiento que representan riesgos al cumplimiento exitoso del proyecto.

## **INDICE GENERAL**

	Pág.
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	1
1.1.- UBICACIÓN	3
1.2.- OBJETIVO GENERAL	5
1.3.- OBJETIVOS ESPECIFICOS	5
1.4.- SISTEMA FERROVIARIO SAN JUAN DE LOS MORROS - SAN FERNANDO DE APURE	5
<b>2. METODOLOGÍA</b>	7
2.1.- RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA	7
2.2.- TRABAJO DE CAMPO	8
2.3.- ENSAYOS DE LABORATORIO	9
2.4.- TRABAJO DE OFICINA	10
<b>3. GEOLOGÍA</b>	11
3.1.- GEOGRAFÍA FÍSICA	11
3.1.1.- Relieve	11
3.1.2.- Hidrografía	12
3.1.3.- Suelos	13
3.1.4.- Vegetación	14
3.1.5.- Clima	14
3.2.- GEOLOGÍA REGIONAL	14
3.3.- GEOLOGÍA LOCAL	17
3.3.1.- Formación Guárico [Unidad "UGC"]	18
3.3.2.-Grupo Villa de Cura	18

<b>4. MECÁNICA DE ROCAS.</b>	22
<b>4.1.- CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS</b>	23
4.1.1.- Índice de la calidad de la roca (RQD)	24
4.1.2.- Clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR)	25
4.1.3.- Clasificación de Barton o sistema de clasificación Q	28
4.1.4.- Índice de resistencia geológica (GSI)	33
<b>4.2.- CARACTERIZACIÓN EN CAMPO DE LOS MACIZOS ROCOSOS</b>	36
4.2.1.- Descripción general y zonificación	37
4.2.2.- Caracterización de la matriz rocosa	37
4.2.3.- Descripción de las discontinuidades	40
4.2.4.- Descripción de los parámetros del macizo rocoso	47
4.2.5.- Clasificación según el estado físico de la roca	50
<b>5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LA ROCA</b>	52
5.1.- GENERALIDADES	52
5.2.- CONCEPTOS BÁSICOS	54
5.2.1.-Fuerzas, P	54
5.2.2.-Esfuerzo o tensión, $\sigma$	54
5.2.3.-Estado tensional o de esfuerzos	55
5.2.4.-Deformación, $\epsilon$	55
5.2.5.-Resistencia, $\sigma$	55
5.2.6.-Rotura	56
5.2.7.-Fractura	56
5.2.8.-Cohesión, c	57

5.2.9.-Ángulo de fricción interna, $\varnothing$	57
5.3.- ESFUERZOS, TENSIONES Y DEFORMACIÓN DE LAS ROCAS	57
5.4.- CRITERIOS DE ROTURA, RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LOS MEDIOS ROCOSOS.	60
5.4.1.- Criterio de Mohr-Coulomb	60
5.4.2.- Criterio de rotura de Hoek y Brown	62
<b>6. ENSAYOS DE LABORATORIO.</b>	67
6.1. -GENERALIDADES	67
6.2.- ENSAYO UNIAXIAL O DE COMPRESIÓN SIMPLE	69
6.3.- ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA O BRASILERO	71
6.4.- ENSAYO DE CARGA PUNTUAL	72
6.5.- ENSAYO DE CORTE EN DISCONTINUIDADES	75
6.6.- ENSAYO DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN	80
6.7.- ENSAYO DE DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS A TRAVÉS DE PULSOS SÓNICOS	81
<b>7. INGENIERÍA DE TÚNELES.</b>	84
7.1.- CONCEPTOS BÁSICOS	84
7.2.- EL PROYECTO DE UN TÚNEL	89
7.3.- LA GEOMETRÍA DEL PROYECTO: TRAZADO Y SECCIÓN TIPO	90
7.3.1.- Trazado en planta	90
7.3.2.- Sección tipo	91
7.4.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL MACIZO	92
7.5.- GEOMECAÁNICA DE LA EXCAVACIÓN	93

7.6.- CARACATERIZACIÓN GEOMECÁNICA	94
7.7.- DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS	106
7.8.- SOPORTES PRIMARIOS BÁSICOS	109
7.9.- ESTIMACIÓN DE SOPORTES PRIMARIOS POR MÉTODOS EMPÍRICOS.	112
7.10.- SOPORTES ADICIONALES	114
	116
7.11.- CRITERIOS DE EXCAVABILIDAD	
7.11.1.- Excavabilidad en función de la resistencia	117
7.11.2.- Excavabilidad en función de la abrasividad	118
7.12.- METODOS DE EXCAVACION	119
7.12.1.- Perforación y voladura	119
7.12.2.- Excavación mecanizada	119
7.13.- ANALISIS DE BLOQUES	120
<b>8. RESULTADOS Y ANÁLISIS.</b>	122
8.1.- CARACTERIZACION GEOLÓGICA	122
8.1.1.- Unidades litológicas	122
8.1.2.- Geología estructural	126
8.2.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	136
8.3.- PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA	140
8.4.- CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA	141
8.4.1.- Clasificación RMR	142
8.5.- TIPO DE COBERTURA	145
8.6.- SOSTENIMIENTO	148

8.7.- EXCAVABILIDAD	149
8.8. ANÁLISIS DE BLOQUES	149
<b>9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	162
9.1.- CONCLUSIONES	162
9.2.- RECOMENDACIONES	164
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.</b>	166

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Perforaciones exploratorias.	9
<b>Tabla 2.</b> Clasificación de la calidad del macizo rocoso en base al índice RQD.	25
<b>Tabla 3.</b> Parámetros para la clasificación RMR y sus valores.	26
<b>Tabla 4.</b> Corrección por orientación de las discontinuidades.	27
<b>Tabla 5.</b> Calidad del macizo y valores estimados de cohesión y ángulo de fricción.	27
<b>Tabla 6.</b> Clasificación de la calidad de la roca según el índice Q.	29
<b>Tabla 7.</b> Valoración de parámetro Jn.	29
<b>Tabla 8.</b> Valoración del parámetro Jr.	30
<b>Tabla 9.</b> Valoración del parámetro Jw.	30
<b>Tabla 10.</b> Valoración del parámetro Ja.	31
<b>Tabla 11.</b> Valoración del parámetro SRF.	32
<b>Tabla 12.</b> Tabla para la estimación del GSI en rocas homogéneas.	35

<b>Tabla 13.</b> Tabla para la estimación del GSI en rocas tipo flysch.	36
<b>Tabla 14.</b> Clasificación de las rocas para usos geotécnicos.	38
<b>Tabla 15.</b> Descripción del grado de meteorización.	39
<b>Tabla 16.</b> Estimación en campo de la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta.	40
<b>Tabla 17.</b> Tipos de discontinuidades.	41
<b>Tabla 18.</b> Descripción del espaciado de las discontinuidades.	43
<b>Tabla 19.</b> Descripción de la persistencia para cada familia de discontinuidades.	44
<b>Tabla 20.</b> Descripción de la rugosidad.	45
<b>Tabla 21.</b> Descripción de la abertura.	46
<b>Tabla 22.</b> Descripción de las filtraciones en discontinuidades.	47
<b>Tabla 23.</b> Clasificación de los macizos rocoso según el número de familias de discontinuidades.	48
<b>Tabla 24.</b> Clasificación de macizos rocosos según el	48

tamaño y forma de los bloques.

**Tabla 25.** Descripción del tamaño de bloque. 49

**Tabla 26.** Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso. 50

**Tabla 27.** Cuadro resumen de la Clasificación de Flores Calcaño. 51

**Tabla 28.** Riesgos geológicos. 52

**Tabla 29.** Valores del factor D. 65

**Tabla 30.** Valores de la constante de Hoek, *mi*. 66

**Tabla 31.** Clases de comportamiento y preselección del soporte según Perri, 2006. 105

**Tabla 32.** Características geométricas y estructurales de soportes típicos según Perri, 2006. 110

**Tabla 33.** Soportes primarios básicos Vs. GSI - IC – H según Perri, 2006. 111  
113

**Tabla 34.** Sostenimiento a partir del índice RMR, (Bieniaswski, 1989).

**Tabla 35.** Cantidades de micropilotes para estabilizar el frente de portales. 115

<b>Tabla 36.</b> Cantidades de vidrioresinas para estabilizar el frente Vs. GSI e IC.	116
<b>Tabla 37.</b> Acciones para estabilizar la cavidad versus Convergencia y GSI.	116
<b>Tabla 38.</b> Rozabilidad según el índice Schimazek.	118
<b>Tabla 39</b> Abrasividad de rocas según el índice Cerchar.	119
<b>Tabla 40.</b> Orientación de lineamientos en el sector I.	129
<b>Tabla 41.</b> Orientación de lineamientos en el sector II.	130
<b>Tabla 42.</b> Orientación de lineamientos en el sector III.	131
<b>Tabla 43.</b> Orientación de lineamientos en el sector IV.	132
<b>Tabla 44.</b> Ensayos realizados.	136
<b>Tabla 45.</b> Muestras ensayadas.	137
<b>Tabla 46.</b> Resultados de ensayos de tracción indirecta o brasilero.	138
<b>Tabla 47.</b> Resultados de ensayos de carga puntual.	138
<b>Tabla 48.</b> Resultados de ensayos de densidad y absorción.	138
<b>Tabla 49.</b> Resultados de ensayos de compresión sin	139

confinar.

<b>Tabla 50.</b> Resultados de ensayos de velocidad de ondas.	139
<b>Tabla 51.</b> Resultados de ensayos de difracción de RX.	138
<b>Tabla 52.</b> Parámetros medios del tipo litológico dominante en cada unidad.	140
<b>Tabla 53.</b> Sectorización del túnel.	141
<b>Tabla 54.</b> Zonas de riesgo.	141
<b>Tabla 55.</b> Clasificación RMR Sector I.	142
<b>Tabla 56.</b> Clasificación RMR Sector II.	143
<b>Tabla 57.</b> Clasificación RMR Sector III.	143
<b>Tabla 58.</b> Clasificación RMR Sector IV.	144
<b>Tabla 59.</b> Clasificación RMR Sector V.	144
<b>Tabla 60.</b> Clasificación geomecánica de cada sector.	145
<b>Tabla 61.</b> Porcentaje de cada clase geomecánica por RMR.	145
<b>Tabla 62.</b> Rangos de cobertura.	146

<b>Tabla 63.</b> Tipos de cobertura sector I y II.	146
<b>Tabla 64.</b> Tipos de cobertura sector III, IV y V.	147
<b>Tabla 65.</b> Índice de competencia en zonas de cobertura alta.	147
<b>Tabla 66.</b> Tipo de sostenimiento estimado.	148
<b>Tabla 67.</b> Excavabilidad según la resistencia a la compresión.	149
<b>Tabla 68.</b> Orientación de cada tramo del túnel y patrón de diaclasas.	150
<b>Tabla 69.</b> Bloques y patrón de pernos para el tramo I – A.	150
<b>Tabla 70.</b> Bloques y patrón de pernos para el tramo II – A.	152
<b>Tabla 71.</b> Bloques y patrón de pernos para el tramo II – B.	153
<b>Tabla 72.</b> Bloques y patrón de pernos para el tramo III – A.	155
<b>Tabla 73.</b> Bloques y patrón de pernos para el tramo III – B.	156
<b>Tabla 74.</b> Bloques y patrón de pernos para el tramo IV – A.	158
<b>Tabla 75.</b> Bloques y patrón de pernos para el tramo IV – B.	159

## INDICE DE FIGURAS

**Figura 1.** Diagrama: Mejores prácticas - mayor éxito

**Figura 2.** Mapa del estado Guárico y ubicación de la zona de estudio.

**Figura 3.** Demarcación y ubicación del tramo D – 1, objeto del estudio.

**Figura 4.** Ubicación local del área de estudio. Tomado de la hoja 6745, escala 1:100.000, año 1974, de la base cartográfica del Instituto Geográfico Venezolano Simón Bolívar.

**Figura 5.** Proyecto del plan ferroviario nacional

**Figura 6.** Sistema ferroviario San Juan de los Morros – San Fernando de Apure.

**Figura 7.** Ubicación de las fajas tectónicas.

**Figura 8.** Mapa geológico del área de estudio. Tomado de: Léxico estratigráfico de Venezuela INTEVEP-PDVSA.

**Figura 9.** Sucesión litológica idealizada del grupo Villa de Cura, según Shagam (1960).

**Figura 10.** Representación gráfica de la medición y cálculo del índice RQD.

**Figura 11.** Representación esquemática de las propiedades geométricas

de las discontinuidades.

**Figura 12.** Medida de la orientación de las discontinuidades.

**Figura 13.** Modelos de continuidad de varias familias de discontinuidades.

**Figura 14.** Esquema de esfuerzos sobre un plano

**Figura 15.** Diferentes estados de tensiones sobre probetas de laboratorio.

**Figura 16.** Curva completa tensión-deformación con los valores correspondientes a la resistencia pico ( $\sigma_p$ ) y a la resistencia residual ( $\sigma_r$ ).

**Figura 17.** Criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb y su envolvente en términos de esfuerzos normales y tangenciales.

**Figura 18.** Envolventes de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de (a) los esfuerzos principales y de (b) los esfuerzos normal y tangencial.

**Figura 19.** Ábaco de corrección del índice  $I_s$  (50).

**Figura 20.** Sección de un túnel

**Figura 21.** Determinación de las cargas vs. cobertura

**Figura 22.** Factor de cargas "alpha" de Terzaghi

**Figura 23.** Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniaswski, 1989).

**Figura 24.** Clasificación de rocas según su excavabilidad (Franklin, 1974).

**Figura 25.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector I.

**Figura 26.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector II

**Figura 27.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector III.

**Figura 28.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector III.

**Figura 29.** Representación estereográfica general de todos los lineamientos definidos en el área.

**Figura 30.** Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector I.

**Figura 31.** Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector II

**Figura 32.** Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector III

**Figura 33.** Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector IV.

**Figura 34.** Sección de tramo I – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 35.** Perspectiva del tramo I – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 36.** Sección de tramo II – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 37.** Perspectiva del tramo II – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 38.** Sección de tramo II – B. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 39.** Perspectiva del tramo II – B. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 40.** Sección de tramo III – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 41.** Perspectiva del tramo III – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 42.** Sección de tramo III – B. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 43.** Perspectiva del tramo III – B. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 44.** Sección de tramo IV – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 45.** Perspectiva del tramo IV – A. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 46.** Sección de tramo IV – B. Cuñas y patrones de pernos.

**Figura 47.** Perspectiva del tramo IV – B. Cuñas y patrones de pernos.

## ÍNDICE DE FOTOS

<b>Foto 1.</b> Relieve de la zona norte sobre el eje del túnel, orientación S 10° W.	12
<b>Foto 2.</b> Curso de agua que cruza el alineamiento del túnel. Orientación E-W.	13
<b>Foto 3.</b> Suelos encontrados en el área de estudio. Orientación N 20°W.	13
<b>Foto 4.</b> Vegetación de la zona de estudio. Orientación S12° W.	14
<b>Foto 5.</b> Detalle de espaciado entre fracturas (Fm. Guárico).	43
<b>Foto 6.</b> Cajas de muestras y selección para realizar ensayos de laboratorio, muestras del túnel San Juan.	68
<b>Foto 7.</b> Muestras seleccionadas para su preparación y posteriores ensayos de laboratorio.	68
<b>Foto 8.</b> Muestras seleccionadas para realizar cortes	68
<b>Foto 9.</b> Ensayo de tracción indirecta o brasilero, laboratorio de mecánica de rocas UCV, escuela de Geología, Minas y Geofísica, muestra del túnel San Juan.	71
<b>Foto 10.</b> Ensayo de carga puntual, laboratorio de mecánica de rocas UCV, escuela de Geología, Minas y Geofísica, muestra del túnel San Juan.	73

<b>Foto 11.</b> Muestra para realizar ensayo de corte directo, muestra de 1x1x5 cm, muestra de roca homogénea.	78
<b>Foto 12.</b> Muestra de roca montada de forma vertical.	79
<b>Foto13.</b> Muestra de roca montada en forma vertical en el molde completo y con un separador circular de anime	79
<b>Foto 14.</b> Muestra montada totalmente recubierta por concreto.	79
<b>Foto 15.</b> Ensayo de determinación de constantes elásticas por pulsos sónicos, laboratorio de mecánica de rocas UCV, escuela de Geología, Minas y Geofísica, muestra del túnel San Juan.	82
<b>Foto16.</b> Portal norte túnel San Juan, Sistema ferroviario, San Juan de los Morros – San Fernando de Apure, progresiva 2+235	84
<b>Foto17.</b> Frente de excavación túnel San Juan desde el portal norte.	84
<b>Foto 18.</b> Espacio excavado y sostenido por micropilotes, donde va a ser colocada la costilla o cercha	85
<b>Foto19.</b> Montaje de la costilla.	85
<b>Foto 20.</b> Cercha utilizada en el túnel San Juan, radio de 5 metros	86
<b>Foto 21.</b> Aplicación del concreto proyectado en el túnel San Juan.	86
<b>Foto 22.</b> Pernos colocados en el hastial izquierdo del túnel San	87

Juan, distancia entre pernos 1 m.

<b>Foto 23.</b> Micropilotes utilizados en el túnel San Juan.	87
<b>Foto 24.</b> Micropilotes alrededor de la clave del túnel San Juan formando un paraguas.	88
<b>Foto 25.</b> Revestimiento de concreto que recubre las cerchas (aprox. 10 cm de espesor), túnel San Juan	88
<b>Foto 26.</b> Afloramiento de la unidad I (zona norte del trazado). S 10° W.	121
<b>Foto 27.</b> Detalle de lutitas fracturadas de la unidad I.	121
<b>Foto28.</b> Microfotografías de grauvacas de la formación guarico, muestra SJ-01.	121
<b>Foto29.</b> Fragmento de caliza con fósil, muestra SJ-05.	121
<b>Foto 30.</b> Fragmento de lava, muestra SJ-05.	121
<b>Foto31.</b> Detalle de contacto litológico en afloramiento de la unidad II. Granofels (verde claro) – metaftanitas (negro).	122
<b>Foto 32.</b> Lava andesítica, se observan cristales y microlitos de plagioclasa, epidoto cuarzo y calcita, muestra SJ-37.	123
<b>Foto 33.</b> Cristales de epidoto producto de la alteración de las	123

lavas, muestra SJ-38.

**Foto 34.** Afloramiento de unidad III. Detalle: brechas de flujo diaclasadas, orientación S85W. 123

**Foto 35.** Afloramiento Unidad IV, orientación N40W. 124

**Foto 36.** Cristales de plagioclasa albita y epidoto en metatoba, muestra SJ-04. 124

**Foto 37.** Plano de falla localidad La Quebradita, punto W002. Orientación N20W 125

## **1. INTRODUCCIÓN**

El contexto en el cual se efectuó este estudio geológico – geomecánico, está enmarcado en la construcción del Sistema Ferroviario San Juan de los Morros – San Fernando de Apure, el cual es un proyecto definitivo de ingeniería y construcción de obras civiles, estaciones, centros de acopio, patios, talleres e instalación de la vía férrea. El objeto de estudio específico es el tramo identificado como **D – 1** correspondiente al trazado proyectado de la vía férrea, al sur de San Juan de los Morros, estado Guárico, donde se prevé la construcción del túnel San Juan que tendrá una longitud de 6,1 km.

El medio geológico y la complejidad de sus procesos son en gran medida factores que condicionan técnica y económicamente la construcción del túnel, por lo tanto la importancia de profundizar en estos estudios conlleva a una reducción del margen de incertidumbre del proyecto, lo cual puede afectar la seguridad y viabilidad del mismo.

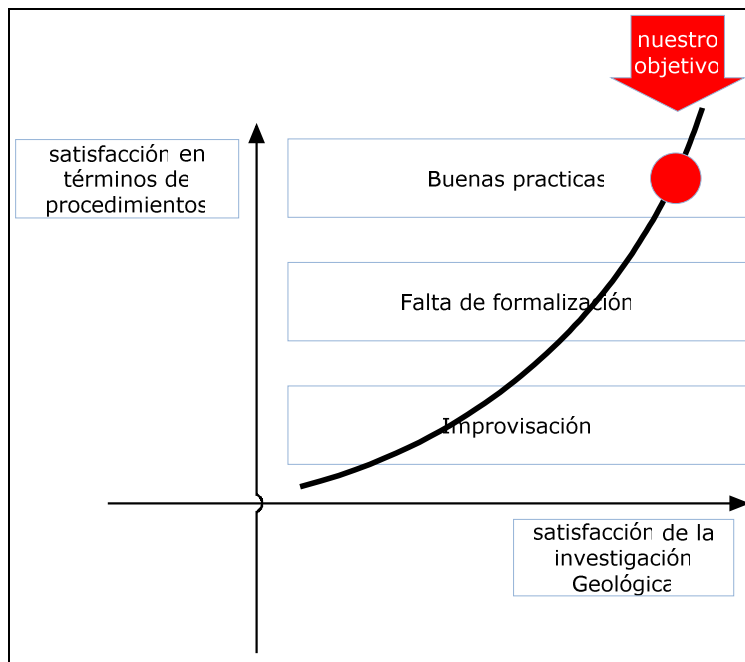
Este tipo de investigaciones por lo general tiene un fuerte impacto presupuestario, sobre todo tomando en cuenta que son costos que se producen en la parte inicial del proyecto y debido a esto existe la predisposición de considerar la inversión en estos estudios como “no rentable”, sobreestimando los costos y subestimando los beneficios que estos aportan al proyecto.

Se debe tomar en cuenta entonces que las investigaciones geológicas y geotécnicas permiten conocer y cuantificar las condiciones del terreno que puedan afectar la viabilidad, diseño y construcción de la obra. Además, sus resultados representan un punto crítico para la estimación de los costos del proyecto constructivo y por lo tanto son absolutamente necesarios para lograr que el proyecto se complete de manera satisfactoria y exitosa.

Es importante mencionar que en este proyecto la ingeniería de detalle se estará desarrollando “en curso de obra”. Por este motivo se consideró conveniente enfocar el trabajo de investigación según metodologías operativas que respondan a “buenas prácticas” desde el punto de vista de la Gestión de Proyectos. Por lo tanto en la elaboración de este estudio se aplicaron, en lo posible las directivas de la guía a los fundamentos de la dirección de proyectos, PMBOK® guide, publicado por el PMI (*Project Management Institute*). En este sentido, la tesis se puede interpretar como un proyecto y fue manejada como tal.

La aplicación de estos procedimientos del PMBOK está fuera del objetivo académico, sin embargo, se intentó calificar este estudio como un proyecto a fin de demostrar, sin nada que quitar a las exigencias académicas de la tesis, las ventajas operativas que se logran siguiendo las mencionadas prácticas consideradas como excelentes también en el campo de la investigación geológica.

Se considera que el siguiente diagrama explica mejor este punto de vista:



**Figura 1.** Diagrama Ilustrativo: Mejores practicas - mayor éxito.

Para definir el alcance del presente trabajo, se establece realizar estudios geológicos – geomecánicos, enfocados en la aplicación de conocimientos de ingeniería geológica, a una obra en específico, en este caso la construcción de un túnel ferroviario.

### 1.1.- UBICACIÓN

La zona de estudio se ubica al Noroeste del estado Guárico, entre las coordenadas UTM 673.000 - 677.000 E y 1.096.000 – 1.088.000 N, referidos al huso horario 19, comprendiendo un área total aproximada de 32 km<sup>2</sup>. Específicamente el trazado de la vía férrea proyectada en el tramo D -1, abarca desde la estación San Juan de los Morros, ubicada en el municipio Roscio, hasta el poblado Los Flores, unos 11 km. hacia el Sur. El túnel San Juan, objeto del estudio, se ubica entre las progresivas 2+300 y 8+443 de la vía proyectada.



Figura 2. Mapa del estado Guárico y ubicación de la zona de estudio



Figura 3. Demarcación y ubicación del tramo D – 1, objeto del estudio.

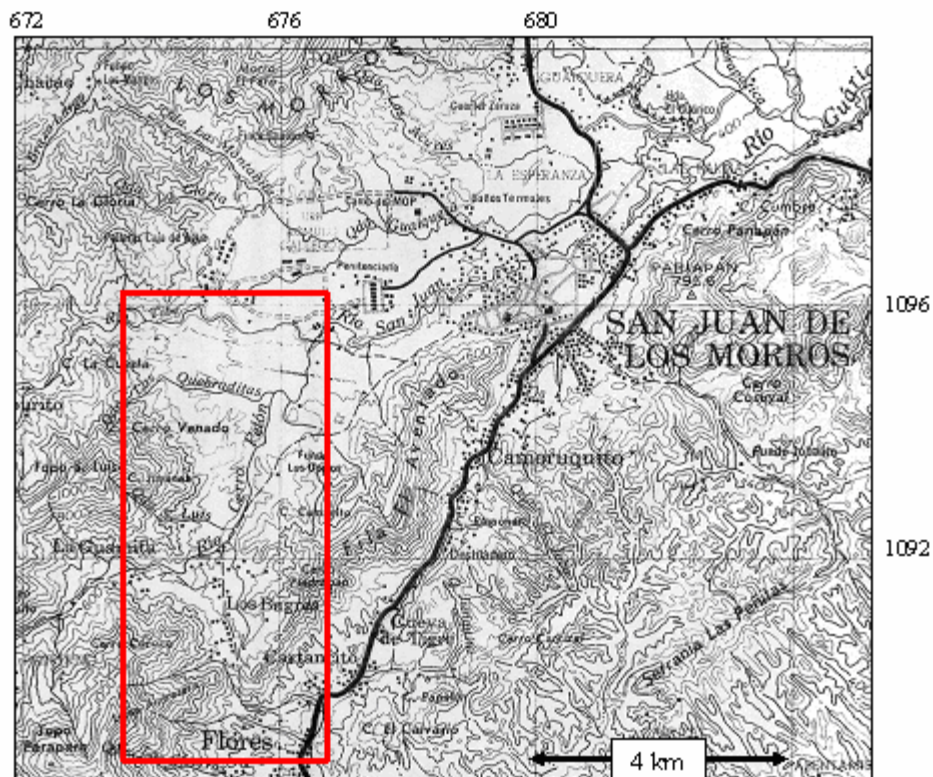


Figura 4. Ubicación local del área de estudio.

Tomado de la hoja 6745, escala 1:100.000 año 1974 de la base cartográfica del Instituto Geográfico Venezolano Simón Bolívar (IGVSB).

## 1.2.- OBJETIVO GENERAL

Realizar el estudio geológico y caracterización geomecánica del macizo rocoso, para la construcción del túnel sistema ferroviario San Juan de los Morros - San Fernando de Apure. (Tramo D – 1), estado Guárico.

## 1.3.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar el macizo rocoso desde el punto de vista geológico.
- Interpretación fotogeológica del área de estudio.
- Realizar ensayos de laboratorio a las muestras recolectadas para determinar las características geomecánicas de la roca.
- Clasificar geomecánicamente el macizo rocoso.
- Obtener un modelo geológico – geomecánico de la zona.
- Establecer posible sostenimiento a lo largo del trazado del túnel.

## 1.4.- SISTEMA FERROVIARIO SAN JUAN DE LOS MORROS - SAN FERNANDO DE APURE

Para el año 2007, en el plan ferroviario nacional existen tramos que se encuentran solo proyectados en fase de estudios de factibilidad y otros en ejecución. La figura 5, se presenta con el fin de ilustrar el plan nacional de vías férreas para la región del centro.



Figura 5. Proyecto del plan ferroviario nacional. (IAFE, 2006)

El proyecto en San Juan de los Morros, estado Guárico, es un proyecto de gran envergadura cuya función principal es el desarrollo económico, social y productivo del país, estableciéndose una mejor distribución de la poblaciones del territorio, impulsando el desarrollo endógeno del área de influencia, esta vía férrea, San Juan de los Morros - San Fernando de Apure, tiene una longitud de 252 kilómetros (infraestructura doble vía); 218,52 kilómetros de terraplenes, 13 túneles, 42 puentes; consta con un tiempo estimado de recorrido de toda la línea de 2 horas 30 minutos con pasajeros y un total de 3 horas 30 minutos con carga.

Esta vía férrea ofrecerá 7 estaciones dentro de los 252 kilómetros totales; las estaciones en sentido N-S son: San Juan de los Morros – Ortiz – El Rastro – Calabozo – Corozopando – Camaguán – San Fernando de Apure.



Figura 6. Sistema ferroviario San Juan de los Morros – San Fernando de Apure.

## **2. METODOLOGÍA**

La metodología empleada para el desarrollo de este trabajo consta de las siguientes fases:

### **2.1.- RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA:**

En esta etapa se realizó la recopilación, revisión selección e interpretación del material bibliográfico disponible tomando en cuenta tesis de grado, publicaciones, mapas, libros, informes técnicos elaborados por el Consorcio Grupo de Empresas Italianas (*GEI*), integrado por las empresas Astaldi, Impregilo y la Ghella Spa; también se consultó la biblioteca de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (*FUNVISIS*), bibliotecas de la Universidad Central de Venezuela (*UCV*) y Instituto Geográfico Venezolano Simón Bolívar (*IGVSB*) obteniendo de esta manera la información requerida para realizar el trabajo.

Una vez obtenida esta información se estableció una planificación ajustándola a tiempo disponible, complejidad académica de los objetivos y recursos disponibles para la ejecución de los mismos para poder así sintetizar, procesar y obtener un resultado óptimo en la elaboración de este trabajo especial de grado.

Esta etapa también comprendió las siguientes actividades:

- Interpretación del material cartográfico correspondiente a la zona de estudio, hojas 6745, a escala 1:100.000 y 6745-IV-SW a escala 1:25.000.
- Interpretación de fotografías aéreas disponibles de la zona de estudio, tomando en cuenta los siguientes aspectos: topografía, drenaje, estructuras, centros poblados y vías de acceso.

## 2.2.- TRABAJO DE CAMPO:

Esta etapa consistió en la descripción geológica y geotécnica de las rocas del macizo y de su conjunto y la toma de muestras.

Como actividad inicial se realizó un recorrido de reconocimiento de manera de visualizar las principales características del relieve como filas, drenajes y topografía en general. Mediante este reconocimiento se pudo obtener una visión amplia de la zona, referente a la litología y al relieve.

En el levantamiento geológico se procedió a la descripción de macizos rocosos y consta de las siguientes etapas:

- **Descripción general y zonificación:** consiste en la descripción geológica general que incluye, identificar litologías, estructuras observables, zonas alteradas y meteorizadas e identificar presencia de agua. Posteriormente se realiza la división en zonas en base a criterios litológicos y estructurales, considerando sectores con homogeneidad macroscópica; y por último se identifican las zonas singulares, que son aquellas que no se repiten en el macizo pero influyen en el comportamiento mecánico, tales como: fallas, diques, zonas de brecha, zonas de flujo de agua, etc.
- **Caracterización de la matriz rocosa:** consiste en la identificación de las características intrínsecas del material básico, mediante el análisis visual de la roca, descripción mineralógica, textura y color. Se establece el grado de meteorización y se estima la resistencia de la matriz rocosa.
- **Descripción de discontinuidades:** para cada familia se usaron como parámetros: la orientación, espaciado, continuidad, rugosidad, resistencia de las paredes, abertura, relleno y filtraciones.

- **Caracterización global del macizo rocoso:** se realiza a partir de la descripción de sus componentes, la matriz rocosa y las discontinuidades, y adicionalmente el número y orientación de las familias de discontinuidades, el tamaño de bloque e intensidad de facturación, y el grado de meteorización.

### 2.3.- ENSAYOS DE LABORATORIO.

En esta etapa de laboratorio, que es dependiente de las actividades anteriores, se realizaron los distintos ensayos geotécnicos de laboratorio, a las muestras de rocas para determinar los parámetros de resistencia de la matriz rocosa.

Estos ensayos se realizaron en núcleos de roca extraídas en perforaciones exploratorias por la empresa Ghella Spa a lo largo del eje del túnel proyectado.

**Tabla 1.** Perforaciones Exploratorias

Perforación	Progresiva	Profundidad (m)	Ubicación
P-5	2+300	25,0	Portal Note
P-1A	2+500	25,0	Intermedia
P-1	2+700	25,0	Intermedia
P-2A	3+000	25,0	Intermedia
P-2	3+200	20,0	Intermedia
P-3A	3+350	25,0	Intermedia
P-3	3+500	45,0	Intermedia
P-4	3+700	55,0	Intermedia
P-11	5+830	71,0	Intermedia
P-7	8+200	37,0	Intermedia
P-8	8+300	35,0	Intermedia
P-12	8+440	16,0	Portal Sur
P-9	8+500	20,0	Trinchera
P-6	8+560	20,0	Trinchera

Se realizaron los ensayos los siguientes:

- Análisis petrográfico
- Carga puntual
- Compresión simple
- Tracción indirecta o brasilero
- Ensayo de corte directo
- Ultrasonido
- Absorción y densidad
- Difracción de rayos X

#### **2.4.- TRABAJO DE OFICINA:**

Esta fase consiste en la organización y procesamiento de todos los datos obtenidos en las etapas anteriores y en la evaluación de los parámetros geológicos-geomecánicos. Obteniendo resultados como la representación en planta y perfil de las características geológicas y geomecánicas del área de estudio como son: litología, fallas, principales discontinuidades, ubicación de las perforaciones rangos de cobertura, clasificación geomecánica de cada tramo, tipos de soporte previstos y método de excavación.

En esta fase final del trabajo también se desarrollaron las conclusiones productos del estudio geológico – geomecánico y se indicaron recomendaciones pertinentes.

### **3. GEOLOGÍA**

#### **3.1.- GEOGRAFÍA FÍSICA:**

##### **3.1.1.- Relieve:**

En el norte de Guárico el relieve es abrupto y está formado por las estribaciones meridionales de la cadena interior de la Cordillera de la Costa. Estas montañas se van suavizando hacia el sur en descenso hacia Los Llanos, encontrándose algunas elevaciones aisladas de tipo calizo, como los morros de San Juan.

El trazado del túnel San Juan se encuentra determinado por los rasgos fisiográficos del área de emplazamiento. En los extremos norte y sur de la zona de estudio se tienen dos sectores de muy bajo relieve, comunicados por un valle estrecho en la parte central del área con orientación N – S conformado esencialmente por materiales coluvio – aluviales, presentando alturas entre 370 y 520 msnm, mientras que en el sector central de la zona se presenta un relieve abrupto y montañoso, con alturas de entre 600 y 1.100 msnm.

Este valle alargado con orientación hacia el sur, corresponde a un tramo del río El Castrero, el cual fluye desde su cabecera en sentido W – E para luego, girar bruscamente hacia el Norte recorriendo aproximadamente unos 4 km en esta dirección hasta desembocar en el río San Juan.

Entre las principales filas destaca la fila El Aventado y la fila El Bagre con una altura promedio de 800 msnm. Ambas filas conforman la divisoria de aguas del río Cerro Pelón o El Castrero en el sector sureste de su cuenca. A nivel regional, es notable la alineación de las principales filas del área de estudio, las cuales presentan rumbo aproximado N 45° E estando posiblemente afectadas por el corrimiento Cantagallo.

La geodinámica externa de la zona de estudio se evidencia en una serie de movimientos de masas en las laderas próximas al sector del trazado del túnel.



**Foto 1.** Relieve de la zona norte sobre el eje del túnel, Orientación S 10° W. Foto: Luís Zurbaran.

### **3.1.2.- Hidrografía:**

El principal sistema fluvial de la zona corresponde al río El Castrero, en conjunto con otras quebradas de menor longitud como las quebradas San Luis, Los Bagres y El Bagre. Éstas conforman una cuenca alargada que muestra fuertes indicios de control estructural, evidenciado en los múltiples codos y giros de ángulos diversos que éstas presentan.

El patrón de drenaje predominante de la cuenca del río El Castrero, puede clasificarse como de tipo dendrítico de alta densidad, lo cual indica que la litología de esta zona es impermeable y bastante homogénea.

La cuenca adyacente a la del río El Castrero corresponde a una cuenca cuyo cauce principal es el río Parapara y muestra un drenaje de tipo reticulado, con grandes ángulos rectos, evidenciando litología y estructura muy diferentes a las de la cuenca El Castrero.

En el tramo inicial del túnel, a lo largo de aproximadamente 1,5 km hacia el sur, se presentan algunos cursos de agua de régimen estacional en una zona de topografía bastante plana.



**Foto 2.** Curso de agua que cruza el alineamiento del túnel.  
Orientación E - W. Foto Luís Zurbaran.

### 3.1.3.- Suelos:

Los suelos que se encuentran en la zona norte del trazado del túnel corresponden a depósitos cuaternarios aluviales, limo arcillosos, bastante impermeables y más al sur, acumulaciones coluviales que presentan abundantes cantos de rocas verdes y ftanitas, de geometría diversa que van de angulosos a redondeados en una matriz areno-limosa. Estos depósitos coluvio-aluviales presentan espesor variable de hasta 20 metros sobre la formación rocosa a lo largo del eje del túnel.



**Foto 3.** Suelos encontrados en el área de estudio.  
Orientación N 20° W. Foto Luís Zurbaran.

### **3.1.4.- Vegetación:**

El área de estudio tiene una vegetación dominante de sabana, predomina la vegetación gramínea, herbácea, chaparrales, estepas de gramíneas y praderas secas, así como proliferaciones de bosque montano en las hondonadas del drenaje natural y al pie de Los Morros.



**Foto 4.** Vegetación de la zona de estudio.  
Orientación S12° W. Foto: Luís Zurbaran.

### **3.1.5.- Clima**

Al norte de Guárico domina el clima tropical lluvioso de sabana, con meses secos, de noviembre a abril, y lluviosos, de mayo a octubre; los registros anuales oscilan entre los 800 mm hasta los 1.500 mm. Las temperaturas promedio anual está entre 28° y 30°C.

## **3.2.- GEOLOGÍA REGIONAL**

El Sistema Montañoso del Caribe tiene un rumbo aproximado N 80° E, una longitud de 600 km y un ancho promedio de 100 km y se extiende desde la depresión de Barquisimeto hasta más allá de la península de Paria hacia Trinidad. El sistema se divide en dos grandes cadenas: La Cordillera de La Costa y la Serranía del Interior, separadas entre sí por una depresión que se extiende, de

oeste a este, desde el límite de los estados Cojedes y Carabobo, a través de la cuenca del Lago de Valencia, hasta las depresiones del estado Aragua y los valles del río Tuy.

La configuración de este sistema en la parte central, ha sido dividido (Menéndez, 1966 y Bell, 1968) en ocho (8) fajas tectónicas con características individuales que se desarrollan con un rumbo general E – W y que incluyen la Cordillera de la Costa y luego la Serranía del Interior, partiendo desde la costa caribeña hasta llegar aproximadamente al sur de Ortiz en el estado Guárico.

Se trata, al norte de tres fajas principales con rocas metamórficas (Cordillera de la Costa, Caucagua-Tinaco y Villa de Cura), respectivamente, de origen sedimentario ígneo y volcánico y al sur, esencialmente de la Faja Piemontina, compuesta de flysch calizas y cherts y delimitada al norte por la relativamente estrecha Faja de Paracotos y al sur por el contacto, a través de la Zona de Fallas de Corrimiento, Faja Volcánica y Faja de Buzamientos Suaves, con el Terciario Superior de Los Llanos (Piedemonte del Oligoceno-Mioceno).

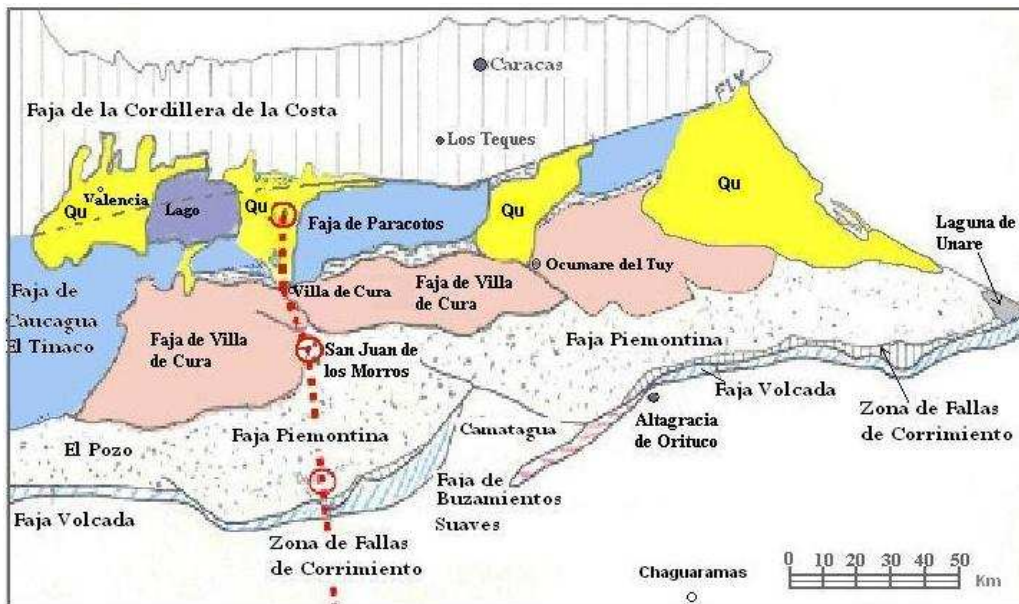


Figura 7. Ubicación de las fajas tectónicas. (Tomado de Menéndez A, 1966; Bellizia A, 1968).

A continuación se reportan las características más resaltantes de estas fajas de acuerdo con una secuencia que va desde el Norte hacia el sur.

**1. Faja Tectónica de la Cordillera de la Costa**, comprendida entre el sistema de fallas del Caribe, al norte, y la falla de La Victoria al sur. Afloran las unidades meta-sedimentarias del grupo Caracas.

**2. Faja Tectónica de Caucagua- El Tinaco**, entre la falla de La Victoria, al norte, y la zona de fallas de Santa Rosa al sur. Es una faja interrumpida de bloques de basamento que infrayace una secuencia vulcano-sedimentaria ligeramente metamorfizada.

**3. Faja de Paracotos**, entre la falla de Santa Rosa, al norte, y la de Agua Fría al sur. En esta estrecha faja discontinua se presentan afloramientos del Maastrichtiense.

**4. Cinturón Volcánico-Tectónico del Grupo de Villa de Cura**, compuesta por una acumulación de rocas volcánicas ligeramente metamorfizadas, ubicada entre las fallas de Agua Fría al norte y Cantagallo al sur. Afloran las formaciones del grupo Villa de Cura recubiertas parcialmente por rocas de la Formación Guárico del Paleoceno.

**5. Faja Piemontina**, se encuentra limitada al norte por la falla de Cantagallo y al sur por el Corrimiento Frontal. Es la más extensa y forma el cinturón que bordea el Grupo de Villa de Cura. Se caracteriza por grandes pliegues recurrentes al sur y fallas de corrimiento con buzamiento al norte.

**6. Cinturón de Fallas de Corrimiento** conformado por un sistema discontinuo de fallas, que expone repetidamente secciones de formaciones ubicadas al norte del mismo. Comprendidas entre la Faja Piemontina al norte y la Faja Volcada al sur.

**7. Faja Volcada** representada por un sector angosto de rocas terciarias volcadas hacia el sur. En esta faja afloran rocas de las formaciones Naricual, Quebradón y Quiamare, plegadas en un sinclinal, limitando al sur con la Faja de Buzamientos Suaves.

**8. Faja de Buzamientos Suaves** constituidas por rocas sedimentarias del Eoceno que forman un homoclinal regional hacia el sur y constituyen la parte septentrional de Los Llanos, a medida que el buzamiento se suaviza hacia el sur. Es una faja que define una región caracterizada por capas suavemente plegadas, con fallas normales e inversas de pequeño desplazamiento cuya frecuencia disminuye hacia el sur.

Dentro de las ocho fajas tectónicas descritas, solamente tres están directamente atravesadas por el trazado del ferrocarril y específicamente, de norte a sur, son:

- El Cinturón Volcánico-Tectónico del Grupo de Villa de Cura.
- La Faja Piemontina, entre San Juan de los Morros y la población de Ortiz.
- El Cinturón de Fallas de Corrimiento, inmediatamente al sur de la población de Ortiz.

Más específicamente, el trazado del ferrocarril en el área de estudio (tramo D -1) se desarrolla esencialmente dentro de los aluviones cuaternarios, rocas de la Faja Piemontina y rocas del Grupo Villa de Cura.

### **3.3.- GEOLOGÍA LOCAL:**

El macizo rocoso dentro del cual se excavará el túnel, presenta asociaciones litológicas que pertenecen a dos tipos de litologías bien diferenciadas: las formaciones del Grupo Villa de Cura, localizadas a lo largo de la parte central del trazado del túnel y la Formación Guarico, ubicada hacia ambos

extremos de la zona de emplazamiento. Estas formaciones se describen a continuación:

### **3.3.1.- Formación Guárico [Unidad “UGC”]**

Esta unidad descrita por Peirson *et al.* 1966, se caracteriza por una predominancia de depósitos flysch compuesto de espesas secuencias de alternancias monótonas de lutitas, areniscas y limolitas turbidíticas, en capas muy finas a medias, con lutitas y arcilitas gris oscura a gris oliva.

Presenta una serie de varias secciones de referencia para la “Facies Flysch” de la formación: Miembro Los Cajones (facies wild flysch), Miembro Morro del Faro (calizas arrecifales), Miembro Caramacate (facies periarrecifal de los arrecifes del Miembro Morro del Faro), Miembro Mamonal (flysch proximal con cantos líticos) y finalmente, una facies meridional de areniscas cuarzosas.

El Miembro Caramacate, que rodea a la Formación Morros del Faro, se compone de una compleja intercalación de masas alóctonas de calizas, flysch y facies de plataforma cerrada. La facies de plataforma cerrada, a su vez, se compone de limolitas y arcillas limosas calcáreas a muy silíceas en capas delgadas, grauvacas y conglomerados guijarrosos con carácter turbidítico compuestos por basalto, ftanita, cuarzo, lutita negra y caliza.

### **3.3.2.-Grupo Villa de Cura**

#### **Formación Santa Isabel [Unidad “USI”]**

Descrita por Shagam (1960), esta unidad de origen sedimentario metamorfizado, se compone de esquistos cloríticos, granulita cuarzo-albítica (granofels), cantidades menores de metaftanitas, metalavas básicas y metatobas. Ocasionalmente, se encuentran conglomerados volcánicos de color verde oscuro con fragmentos angulares de hasta 20 cm de diámetro en una matriz de grano

fino. Además, pueden encontrarse fragmentos redondeados pumáceos (bombas volcánicas) y de metaftanitas.

Los granofels y esquistos cuarzo-albíticos, son rocas laminadas y gruesamente esquistosas, de grano fino a medio. Las filitas y esquistos cloróticos son rocas plegadas y muy esquistosas, de color verde a verde oscuro, con horizontes de 10 a 15 cm y secuencias de hasta 30 m de espesor. Las metatobas se presentan como flujos delgados de 1 a 5 m de espesor y con tonalidades gris claro a gris verdoso. Las metaftanitas son rocas laminadas y microcristalinas de color verde claro, interestratificadas con las rocas cuarzo-albíticas. Predominan cerca de la base de la formación.

#### **Formación El Carmen [Unidad “UEC”]**

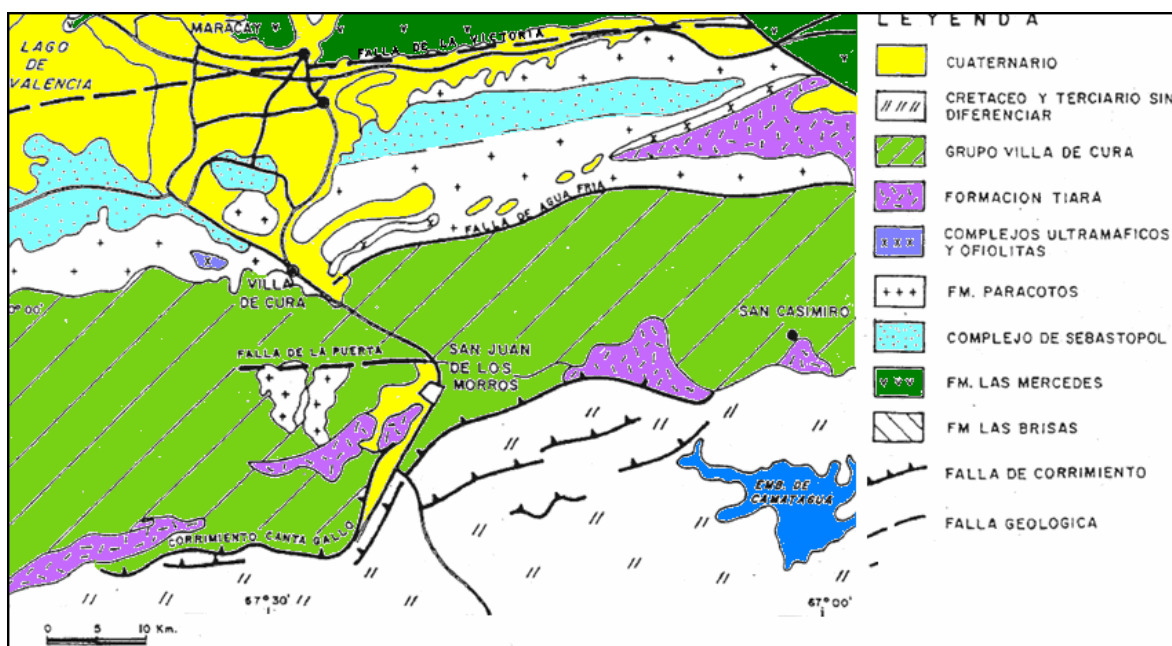
Descrita por Shagam (1960), la unidad se compone principalmente de una sucesión de metalavas básicas de color azul verdoso sub-maciza a esquistosa con grandes fenocristales de augita de color verde aceituna, así como albita, actinolita y plagioclasa. Navarro (1983) señala que la metalava piroxénica se caracteriza por la presencia de fenocristales de piroxeno (augita diopsídica) en una matriz constituida principalmente por microlitos de plagioclasa o de sus productos de la transformación metamórfica (lawsonita, pumpellita, epidoto). Estas metalavas básicas se encuentran interestratificadas con metatobas afaníticas, metatobas cristalinas y brechas de flujo.

#### **Formación El Chino [Unidad “UECH”]**

Según Navarro (1984) se compone principalmente de metatobas no laminadas, metalavas basálticas, filitas grafitosas, esquistos y granofels clorítico-cuarzo – albíticos y metaftanitas. Las metatobas, de color verde a verde azulado, representan aproximadamente el 60% del espesor total de la formación, forman acumulaciones espesas entre 10 y 20 m y consisten de albita, cuarzo, clinopiroxeno, abundante clorita, pirita y otros accesorios.

Los flujos de lava representan aproximadamente un 20 % de la formación y se encuentran interestratificados con la metatobas. Su composición es similar a los metabasaltos de la Formación El Carmen. Son generalmente macizas y esquistosas, con tonalidades azul verdosas. Las filitas negras y metaftanitas se presentan como horizontes delgados y constituyen cerca del 5% del espesor total de la formación, concentrándose en el tope y base; son rocas microcristalinas de color negro grisáceo, con abundante sílice y pequeñas cantidades de grafito, albita, clorita, actinolita y sericita. Son resistentes a la erosión. Los esquistos y granofels cuarzo-albítico-cloríticos, similares a los granofels de la Formación Santa Isabel, constituyen cerca del 15% del espesor total de la formación. Son rocas de color verde grisáceo, sub-macizas a esquistosas y se presentan en secuencias de 5 a 10 m de espesor interestratificadas con las metalavas, metaftanitas y metatobas.

En general, el área de estudio se encuentra afectada estructuralmente por el corrimiento de Cantagallo en el límite sur con un rumbo aproximado de N 40° E, y al norte por la falla La Puerta que presenta dirección E – W.



**Figura 8.** Mapa geológico del área de estudio. Tomado de: Léxico estratigráfico de Venezuela INTEVEP-PDVSA.

Aunque no es posible hablar de columna estratigráfica del grupo Villa de Cura debido al carácter ígneo de las rocas que lo conforman, se puede ilustrar una secuencia idealizada de estas formaciones mediante la figura siguiente.

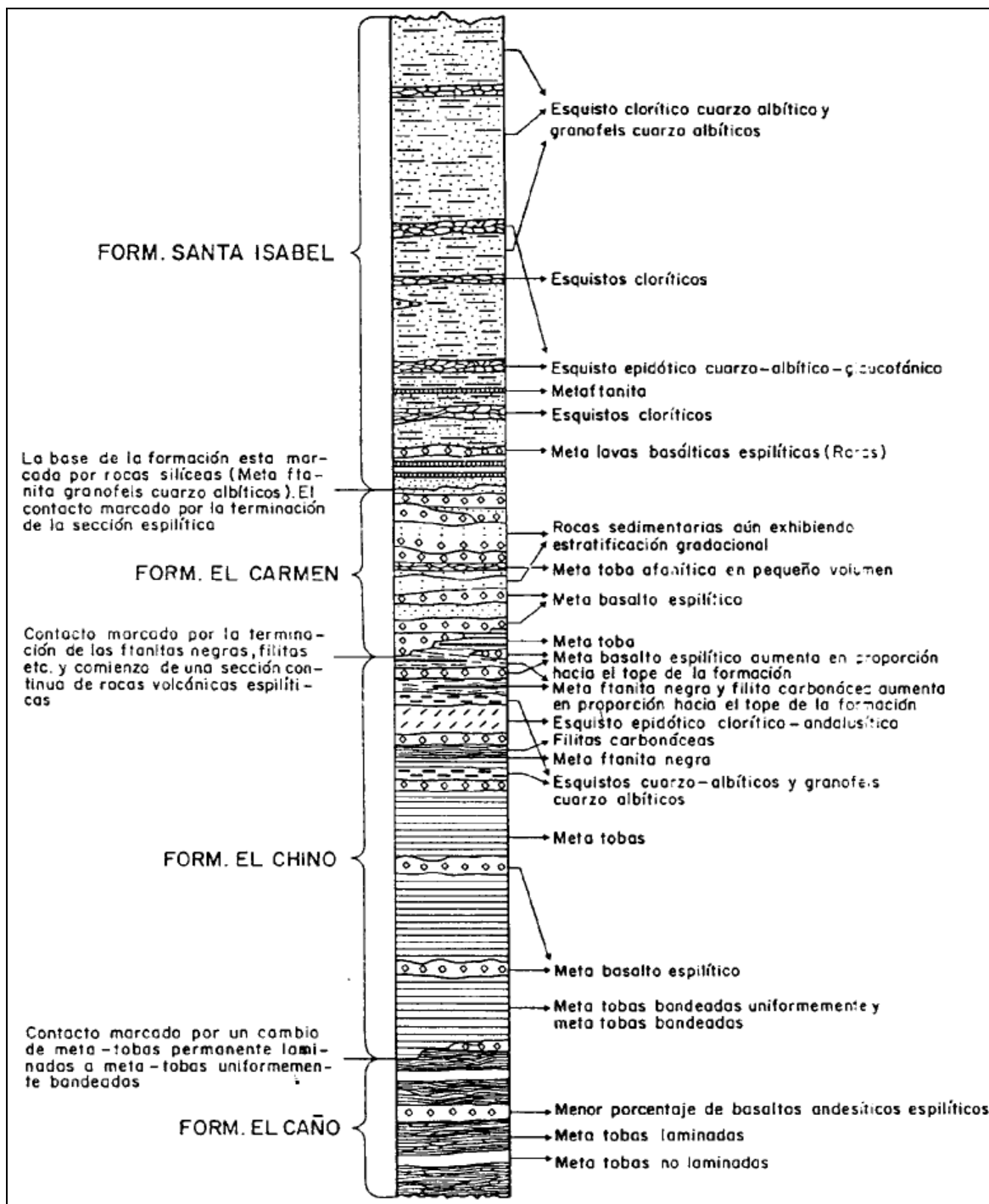


Figura 9. Sucesión litológica idealizada del grupo Villa de Cura, según Shagam (1960).

#### 4. MECÁNICA DE ROCAS.

En un sentido muy amplio, González de Vallejo (2002) señala que la mecánica de rocas se ocupa del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos, y de su respuesta ante la acción de las fuerzas internas y externas aplicadas en su entorno físico.

La mecánica de rocas tiene su campo de aplicación principalmente en proyectos donde el material rocoso constituye la estructura misma y en donde la roca es el soporte de otras estructuras.

Algunas definiciones básicas importantes relacionadas con la mecánica de rocas son las siguientes:

**Roca sana:** Roca original sin fracturamiento que forma el substrato impermeable.

**Roca fresca:** Roca que no presenta cambios en su composición original.

**Roca meteorizada:** Roca que presenta cambios físicos o químicos en su composición original.

**Discontinuidad:** Es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que separa bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso.

**Macizo rocoso:** Es el conjunto de los bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diversos tipos que afectan el medio rocoso.

**Matriz rocosa:** Es el material rocoso exento de discontinuidades.

**Anisotropía:** Se refiere a la condición del material rocoso de presentar diferentes propiedades y comportamiento mecánico según la dirección considerada, debido a la presencia de planos de debilidad con orientaciones preferentes.

**Heterogeneidad:** Se refiere a la variabilidad de las propiedades físicas y mecánicas de un medio rocoso que puede presentarse debido a diferencias de litología, grados de meteorización, alteración y presencia de agua.

Al estudiar un macizo rocoso se tienen que tomar en cuenta factores claves que controlan su comportamiento ante las modificaciones de las condiciones del medio rocoso a causa de la acción antrópica; estos factores son:

- Las características de la matriz rocosa y las discontinuidades
- Las propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso
- Las estructuras geológicas (tectónicas y sedimentarias)
- El estado tensional al que está sometido
- El grado de alteración y meteorización
- Las condiciones hidrogeológicas y ambientales

La importancia de darle un carácter cuantitativo a estos factores para utilizarlos en el diseño de obras ingenieriles, dio origen a una serie de clasificaciones geomecánicas. Estos sistemas de clasificación de macizo rocoso son una herramienta práctica y muy útil que además permite al profesional estimar la viabilidad, durabilidad, costos, y tiempo de ejecución de un proyecto.

#### **4.1.- CLASIFICACION DE MACIZOS ROCOSOS**

Las clasificaciones geomecánicas tienen por objeto caracterizar un determinado macizo rocoso en función de una serie de parámetros a los que se les asigna un cierto valor. Estas clasificaciones permiten obtener datos sobre los parámetros geomecánicos de un macizo rocoso de una manera práctica, rápida y económica mediante la observación directa y la realización de sencillos ensayos. Por medio de estas se llega a calcular un índice característico de la roca, que permite describir cuantitativamente la calidad de la misma.

Las clasificaciones pueden ser usadas tanto en la etapa de proyecto como durante la obra. En la etapa de proyecto, permiten estimar el sostenimiento necesario en base a las propuestas del autor de cada sistema de clasificación, mientras que durante la obra, permiten evaluar la calidad del terreno que se va

atravesando conforme avanza la excavación del túnel y aplicar el sostenimiento correcto en cada caso.

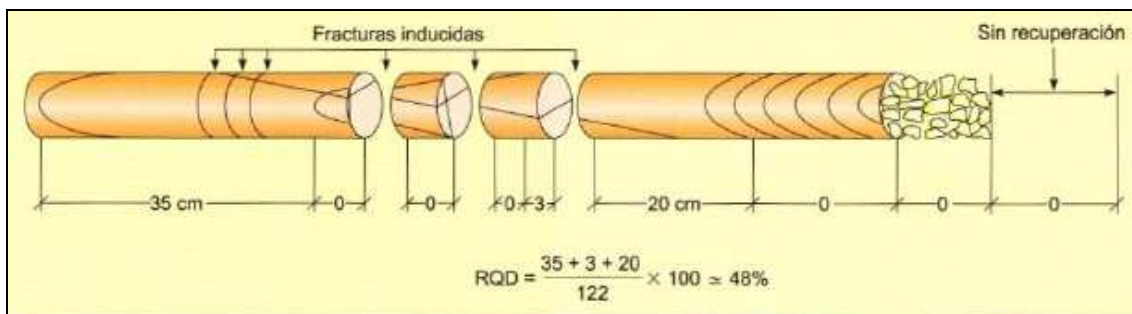
Las clasificaciones geomecánicas modernas, más utilizadas y aceptadas son la de Bieniawski, la de Barton y el índice GSI y el índice RQD. Estos se describen a continuación:

#### 4.1.1.- Índice de la calidad de la roca (RQD)

Desarrollado por Deere en 1967, el índice de RQD (Rock Quality Designation) proporciona una estimación cuantitativa de la calidad del macizo rocoso a partir de testigos obtenidos en perforaciones con taladro. El RQD se define como el porcentaje de los trozos de testigo intactos mayores a 10 centímetros en la longitud total de la perforación. Representa entonces, la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo mayores a 10 cm y la longitud total del tramo considerado. Para la estimación del RQD se considera sólo los fragmentos de testigo de material fresco, excluyéndose aquellos que presentan un grado de alteración importante.

El índice RQD viene dado por la siguiente fórmula:

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



**Figura 10.** Representación gráfica de la medición y cálculo del índice RQD.  
Fuente: ISRM (1981)

Este índice puede ser estimado a partir de la correlación empírica de Palmstrom (1975):

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v \quad \text{Para } J_v > 4,5$$

$$RQD = 100 \quad \text{Para } J_v \leq 4,5$$

Donde el parámetro  $J_v$  representa el número total de discontinuidades que intersecan una unidad de volumen dentro del macizo rocoso. Dicho parámetro se calcula sumando el valor del inverso del espaciado entre diaclasas, para cada familia de las mismas.

**Tabla 2.** Clasificación de la calidad del macizo rocoso en base al índice RQD

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

Fuente: ISRM (1981)

#### 4.1.2.- Clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR):

Esta clasificación geomecánica se basa en el índice RMR (Rock Mass Rating), desarrollado por Z.T Bieniawski 1989, da una estimación de la calidad del macizo rocoso, teniendo en cuenta los siguientes factores:

- La resistencia a la compresión simple del material
- El grado de fracturación en términos del RQD
- El espaciamiento de las discontinuidades
- El estado de las discontinuidades
- La presencia de agua
- La orientación de las discontinuidades

Estos factores se cuantifican definiendo valores para cada parámetro, cuya suma, en cada caso, nos da el índice de calidad del RMR que varía entre 0 y 100 (mayor cuanto mejor es la calidad de la roca).

**Tabla 3.** Parámetros para la clasificación RMR y sus valores.

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)									
Parámetros de clasificación									
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		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		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		
<b>Corrección por la orientación de las discontinuidades</b>									
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables			
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60			

El parámetro de ajuste por orientación de las discontinuidades esta dado por la siguiente tabla:

**Tabla 4.** Corrección por orientación de las discontinuidades.

Dirección perpendicular al eje del túnel						
Exc. a favor de buzamiento		Exc. contra buzamiento		Dirección paralela al eje del túnel		Cualquier dirección
Buzamiento 45-90°	Buzamiento 20-45°	Buzamiento 45-20°	Buzamiento 20-45°	Buzamiento 45-90°	Buzamiento 20-45°	Buzamiento 0-20°
Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Medio	Muy desfavorable	Desfavorable

Fuente: ISRM (1981)

Según el índice RMR obtenido, el macizo rocoso se puede clasificar en cinco clases que corresponden a una calidad y unas características geotécnicas definidas, pudiéndose incluso obtener valores estimados para la cohesión el ángulo de fricción y tiempos de estabilidad de una excavación según se indica en la siguiente tabla:

**Tabla 5.** Calidad del macizo y valores estimados de cohesión y ángulo de fricción.

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Mediana	Mala	Muy mala
RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	0-20
Tiempo de estabilidad y longitud de vano	20 años 15 metros	1 año 10 metros	1 semana 5 metros	10 horas 2,5 metros	30 minutos 1 metro
Cohesión (MPa)	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
Rozamiento	>45°	35-45°	25-35°	15-25°	<15°

Fuente: ISRM (1981)

#### 4.1.3.- Clasificación de Barton o Sistema de clasificación Q

El Sistema Q o clasificación de Barton fue desarrollado en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde, del Instituto Geotécnico Noruego. Esta Clasificación asigna a cada terreno un índice de calidad Q, tanto mayor cuanto mejor es la calidad de la roca. Su variación no es lineal como la del RMR, sino exponencial, y oscila entre  $Q=0,001$  para terrenos muy malos y  $Q=1000$  para terrenos muy buenos.

El valor de Q se obtiene de la siguiente expresión:

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

Donde cada parámetro representa lo siguiente:

**RQD:** Es el índice *Rock Quality Designation*. Barton indica que basta tomar el RQD en incrementos de 5 en 5, y que como mínimo tomar  $RQD=10$

**J<sub>n</sub>:** índice de diaclasado, indica el grado de fracturación del macizo rocoso

**J<sub>a</sub>:** índice que indica la alteración de las discontinuidades

**J<sub>w</sub>:** coeficiente reductor por la presencia de agua

**SRF:** (*stress reduction factor*) coeficiente que depende del estado tensional de la roca excavada en la construcción.

Los tres factores de la expresión representan:

$\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$ : el tamaño de los bloques

$\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$ : la resistencia al corte entre los bloques

$\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$ : la influencia del estado tensional

Estos parámetros se pueden estimar a partir de la cartografía geológica de la zona y de la descripción de los testigos adquiridos mediante sondeos de investigación, pudiendo verificarse, o bien corregirse posteriormente durante la excavación.

La siguiente tabla muestra cómo se clasifica la roca por su calidad, según el valor del índice Q obtenido:

**Tabla 6.** Clasificación de la calidad de la roca según el índice Q

Valor del índice Q	Clasificación del macizo rocoso
0,001 - 0,01	Roca excepcionalmente mala
0,01 - 0,1	Roca extremadamente mala
0,1 - 1	Roca muy mala
1 - 4	Roca mala
4 - 10	Roca media
10 - 40	Roca buena
40 - 100	Roca muy buena
100 - 400	Roca extremadamente buena
400 - 1000	Roca excepcionalmente buena

Fuente: ISRM (1981)

Los valores correspondientes a cada parámetro se presentan a continuación:

**Tabla 7.** Valoración de parámetro Jn.

Índice de diaclasado		Jn
A	Roca masiva	0,5-1
B	Una familia de juntas	2
C	Idem y otras ocasionales	3
D	Dos familias de juntas	4
E	Idem y otras ocasionales	6
F	Tres familias de juntas	9
G	Idem y otras ocasionales	12
H	Cuatro o más, roca fracturada	15
J	Roca triturada	20
Notas: i) En intersecciones de túneles se utiliza (3Jn) ii) En las bocas de los túneles se utiliza (2Jn)		

Fuente: ISRM (1981)

**Tabla 8.** Valoración del parámetro Jr

Contacto entre paredes de roca o contacto con cizallamiento de 10 cm	Jr	Sin contacto entre paredes de roca después del cizallamiento	Jr
Juntas discontinuas	4	Relleno arcilloso	1
Ondulada, rugosa, irregular	3	Relleno de arena, grava, roca triturada	1
Ondulada ligeramente, espejo de falla discontinuo	2	Notas: i) las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia ii) Si el espaciado de la familia principal de discontinuidades es superior a 3 m se debe aumentar el índice Jr en una unidad iii) En caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presentan lineaciones orientadas según la dirección mínima de resistencia, se puede utilizar Jr= 0,5 iv) ( Ver nota en tabla 9)	
Espejo de falla ondulada	1,5		
Irregular, rugosa , plana	1,5		
Lisa plana	1		
Plana con espejo de falla	0,5		

Fuente: ISRM (1981)

**Tabla 9.** Valoración del parámetro Jw.

Factor de reducción por presencia de agua en las juntas		Jw.	Presión agua Kg/cm <sup>2</sup>
A	Excavaciones secas o de fluencia poco importante, menos de 5 l/min. Localmente.	1	< 1
B	Fluencia o presión media, ocasional lavado de los rellenos de las juntas.	0.66	1 - 2.5
C	Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las juntas	0.33	2.5 – 10
D	Fluencia o presión de agua Excepcionalmente altas con las voladuras disminuyendo con el tiempo.	0.1 - 0.2	> 10
E	Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas y continuas, sin disminución	0.05 - 0.1	> 10
Notas: i) Los valores de las clases C,D,E y F son estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse Jw ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

Tabla 10. Valoración del parámetro Ja.

Índice de alteración de las discontinuidades		$\Phi_r$	Ja
<b>a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)</b>			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	—	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1,0
C	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, entre otros	25°-30°	2,0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3,0
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, entre otros.	8°-16°	4,0
<b>b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)</b>			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla.	25°-30°	4,0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6,0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	12°-16°	8,0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8 - 12
<b>c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)</b>			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6,8 ó 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	—	5,0
O P R	Zonas o bandas continuas de arcillas, de espesor grueso (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10,13 ó 13-20
Nota: Los valores expresados para los parámetros Jr y Ja se aplican a las familias de discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte. Esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \approx \bar{\delta}_n \text{tg}^{-1}(j_r/j_a)$			

Fuente: ISRM (1981)

Tabla 11. Valoración del parámetro SRF.

Condiciones de la roca		SRF		
<b>a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando</b>				
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10		
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación $\leq 50$ m)	5		
C	Idem (profundidad de excavación $> 50$ m)	2,5		
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7,5		
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libres de arcillas) (profundidad de excavación $\leq 50$ m)	5,0		
F	Idem (profundidad de excavación $> 50$ m)	2,5		
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc (a cualquier profundidad)	5,0		
Nota: Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fractura sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación.				
<b>b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas</b>		$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_\theta/\sigma_c$	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	$>200$	$<0,01$	2,5
J	Tensiones medias, 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 algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	$<2$	$>1$	200-400
Notas:				
i) $\sigma_c$ es la resistencia a la compresión simple, $\sigma_1$ y $\sigma_3$ son las tensiones principales mayor y menor y $\sigma_\theta$ es la tensión tangencial máxima (estimada de la teoría de elasticidad)				
ii) Para campos tensionales fuertemente anisotrópicos: Cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , se disminuye el valor $\sigma_c$ hasta $0,75\sigma_c$ . Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ se tomará el valor $0,5\sigma_c$				
iii) Cuando la profundidad de la clave del túnel es menor que el ancho de la excavación, se sugiere aumentar SRF entre 2,5 y 5 unidades.				
<b>c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas</b>		$\sigma_\theta/\sigma_c$	SRF	
O	Presión de deformación baja	1-5	5-10	
P	Presión de deformación alta	$>5$	10-20	
Nota: Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350Q^{1/3}$ (Sigh et al, 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{MPa}) \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$ donde $\gamma$ es la densidad de la roca en $\text{g/cm}^3$ (Sigh, 1993)				
<b>d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua</b>			SRF	
R	Presión de expansión baja	5-10		
S	Presión de expansión alta	10-15		

Fuente: ISRM (1981)

#### 4.1.4.- Índice de resistencia geológica GSI

El Índice de Resistencia Geológica (*Geological Strength Index*), creado por Hoek en 1994 es un índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos cuyo rango numérico, comprendido entre 0 y 100, se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físicomecánicas de un macizo rocoso:

- La macroestructura
- La condición de las superficies de las discontinuidades.

Lo que hace más interesante al GSI, además de su sencillez y agudeza, es su carácter intrínseco a la geomecánica de los macizos rocosos, ya que el mismo no depende de factores extrínsecos, como la orientación, los preesfuerzos, la humedad, entre otros, que sí influyen en otros índices de calidad propuestos, como el RMR de Bieniawski, o el Q de Barton, y no se limita a la sola caracterización geométrica del macizo, como ocurre para el RQD de Deere.

El carácter intrínseco del GSI, permitió a su autor proponer su utilización para el importante objetivo de estimar y cuantificar las principales características geomecánicas de los macizos rocosos. El GSI provee un sistema para estimar la reducción de la resistencia y aumento de la deformabilidad de las rocas que se producen al pasar de los materiales a los macizos, esto significa pasar de la caracterización de laboratorio sobre muestras de dimensiones necesariamente muy limitadas a las formaciones naturales dentro de las cuales se realizan las obras de ingeniería que requieren ser numéricamente analizadas diseñadas o verificadas.

Tal como lo indica Hoek (2004), el GSI ha sufrido diversas modificaciones desde su versión original; siendo una de éstas la publicada en 1998 por Hoek, Marinos y Benissi, donde se amplía el rango del GSI en 5 unidades hacia abajo y

5 unidades hacia arriba, para poder incluir macizos rocosos de calidad extremadamente mala, como los encontrados en algunos túneles en Venezuela.

Hoek (2000) sugiere hacer referencia a un rango y no a un valor único del GSI, también sugiere, que para macizos rocosos caracterizados con un GSI > 25 es más conveniente estimar este valor a partir del RMR de Bieniawski, sin incluir el factor de corrección por orientación de las diaclasas y considerando el frente seco (RMR'89). En macizos rocosos de baja calidad con GSI < 25, se estima el GSI en base a observaciones de la apariencia física del macizo rocoso, ya que en estas circunstancias es difícil obtener núcleos intactos de rocas mayores a 10 cm para poder determinar el valor del RQD. La correlación entre estos dos sistemas de clasificación es la siguiente:


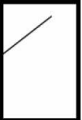






$$\text{GSI} = \text{RMR}'_{89} - 5$$

Adicionalmente, y tal como lo indica Perri (1999), Russo en 1998 propone estimar el GSI también a partir del índice Q de Barton, depurándolo del factor de esfuerzo (SRF) y asignando un valor de 1 al parámetro agua (Jw), siendo la correlación entre el GSI y el sistema Q la siguiente:



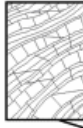





$$\text{GSI} = 9 \log x Q + 44$$

Los datos de entrada para la estimación de las propiedades del macizo rocoso constan de medidas de la resistencia compresiva uniaxial ( $\sigma_c$ ) y de una constante del material ( $m_i$ ), esta última relacionada con las propiedades de fricción de la roca. Idealmente, estas propiedades básicas deberían calcularse en el laboratorio, descrito por Hoek y Brown (1997), sin embargo en muchos casos, la información es requerida antes de que las pruebas del laboratorio hayan sido completadas. Por lo que la estimación de estos parámetros se puede obtener de los siguientes cuadros, actualizados de la versión Marinos y Hoek, 2000.

**Tabla 12.** Tabla para la estimación del GSI en rocas homogéneas.

<b>CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR EL INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA (GSI)</b>  A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del Índice de Resistencia Geológica (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación,		CONDICION SUPERFICIE DE DISCONTINUIDAD				
ESTRUCTURA		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
		Muy rugosa, bordes sanos, superficies cerradas, sin rellenos	Rugosa, ligeramente meteorizada, abertura menor a 0,1 mm, predominan los rellenos	Ligeramente rugosa, moderadamente meteorizada, abertura entre 0,1-1,0 mm, rellenos duros y blandos	Lisa, muy meteorizada, abertura entre 1,0-5,0 mm, predominan los rellenos blandos	Espejos de falla, superficies descompuestas, abertura mayor a 5,0 mm, rellenos blandos
		DISMINUCION EN CALIDAD DE SUPERFICIE 				
	<b>INTACTA O MASIVA</b> macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación	90			N/A	N/A
	<b>NO FOLIADA/FRACTURADA</b> macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre sí	80	70			
	<b>NO FOLIADA/MUY FRACTURADA</b> macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre sí, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades.		60	50		
	<b>NO FOLIADA/PERTURBADA</b> macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades.			40		
	<b>NO FOLIADA/DESINTEGRADA</b> macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre sí.				30	
	<b>BRECHADA/CIZALLADA</b> macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoide.				20	
		N/A	N/A			10
		AUMENTO EN LA PRESENCIA DE ROCAS FOLIADAS O DISMINUCION DEL ENTRAMAMIENTO ENTRE BLOQUES 				

**Tabla 13.** Tabla para la estimación del GSI en rocas tipo flysch.

GSI PARA MASAS ROCOSAS DEBILES, HETEROGENEAS		CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DE DISCONTINUIDAD				
		MUY BUENA	BUENA	MEDIANA	MALA	MUY MALA
	<b>A.</b> Arenisca finamente estratificada, muy fracturada. El efecto del recubrimiento pelítico en los planos de estratificación, es minimizado por el confinamiento de la masa rocosa. En túneles poco profundos ó taludes, los planos de estratificación pueden causar inestabilidad, controlada por estas estructuras.	70 60	A			
	<b>B.</b> Arenisca con intercalación de delgadas de limolita		50 40	B	C	D
	<b>C.</b> Arenisca y limolita en igual proporción					
	<b>D.</b> Limolita ó lutita limosa con capas de arenisca					
	<b>E.</b> Limolita débil ó lutita arcillosa con capas de arenisca					
C, D, E y G. Pueden estar más o menos foliados que la ilustración, pero no cambia la resistencia. Deformación tectónica, fallamiento ó pérdida de continuidad, implica mover estas categorías hacia F y H						
	<b>F.</b> Lutita arcillosa ó limolita, cizalladas, intensamente foliadas/falladas, deformadas tectónicamente, con capas de arenisca deformada y fracturada, formando casi una estructura caótica.			30 20	F	
	<b>G.</b> Lutita limosa ó arcillosa, no deformada, con ó sin algunas capas muy delgadas de arenisca					
	<b>H.</b> Lutita arcillosa ó limosa, deformada tectónicamente, formando una estructura caótica con paquetes de arcilla. Capas delgadas de arenisca son transformadas en pequeños trozos de roca					10
▶ : Significa deformación después de la perturbación						

#### 4.2.- CARACTERIZACIÓN EN CAMPO DE LOS MACIZOS ROCOSOS

La caracterización o descripción de un macizo rocoso es uno de los pasos iniciales que se debe efectuar cuando se pretende realizar un proyecto de ingeniería que involucre modificar el estado inicial de una masa rocosa, es decir, se debe evaluar geomecánicamente el medio rocoso para de esta manera mitigar posibles imprevistos geológicos y geomecánicos que afecten la viabilidad del proyecto, e impliquen costos excesivamente altos en el sostenimiento.

Esta caracterización debe hacerse de manera cuidadosa, sistemática y en un lenguaje técnico, de manera que pueda ser utilizado como dato en cualquiera de los diferentes sistemas de clasificación de los macizos rocosos descritos anteriormente. Para lograr esto, se realizó el levantamiento geológico en etapas, las cuales se describen a continuación:

#### **4.2.1.- Descripción general y zonificación**

Es el primer paso en el estudio de un macizo rocoso, consiste en la descripción geológica general que incluye:

**Identificación:** Se indica la localización o ubicación precisa del afloramiento, accesos, situación geográfica, extensión y las condiciones generales en las que se encuentra.

**Descripción:** Se deben identificar las litologías presentes y su color, los rasgos estructurales generales, estructuras observables como fallas, pliegues, zonas meteorizadas, presencia de agua y diaclasas predominantes; todo esto de manera general. Es recomendable tomar una fotografía y realizar un dibujo o esquema.

**División en zonas:** Consiste en zonificar el afloramiento determinando las zonas que litológica y estructuralmente sean más o menos homogéneas.

#### **4.2.2.- Caracterización de la matriz rocosa:**

Consiste en la identificación de las características y propiedades intrínsecas del material básico. Se debe hacer una caracterización a detalle de cada una de las zonas identificadas, tomando en cuenta lo siguiente:

##### **Identificación de la litología:**

Se debe determinar el tipo o los tipos de roca presentes según su litología. Para usos geotécnicos no es necesario hacer una descripción geológica exacta, basta con indicar los principales minerales observables a simple vista, su dureza, color, tamaño de grano, y en qué forma se presentan dentro de la zona estudiada. La roca puede nombrarse y clasificarse según la tabla 14, propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM).



### **Meteorización**

El grado de meteorización de la roca afecta las propiedades físico-químicas de las rocas y su comportamiento geomecánico disminuyendo su resistencia y aumentando su deformabilidad porosidad y permeabilidad, por lo tanto es muy importante su descripción en campo. Para identificar el grado de meteorización de una roca, se puede usar la tabla 15.

**Tabla 15.** Descripción del grado de meteorización.

<b>Término</b>	<b>Descripción</b>
Fresca	No se observan signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la roca intacta. Es conveniente indicar el grado del cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a unos minerales se debe mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

Fuente: ISRM (1981).

### **Resistencia**

Para determinar la resistencia de la roca en campo de una forma práctica, se pueden utilizar los llamados índices de campo, los cuales permiten hacer una estimación del rango de resistencia de la roca. Es un método bastante sencillo y muy práctico en campo, ya que no requiere de ningún aparato especial; la manera para aplicar los índices de campo se muestran en la tabla 16.

**Tabla 16.** Estimación en campo de la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta.

Grado	Descripción de la roca	Resistencia aprox. a la compresión uniaxial (MPa)	Identificación en campo	Ejemplos
R0	Extremadamente débil	0,25 - 1	Puede ser marcada con la uña	Relleno de falla rígido.
R1	Muy débil	1 - 5	Deleznable por golpes fuertes con la punta de la piqueta. Puede ser desconchada con una navaja	Roca altamente meteorizada o alterada, lutita
R2	Débil	5 - 25	Puede ser desconchada con una navaja con dificultad. Se pueden hacer marcas poca profundas golpeando fuertemente la roca con la punta del martillo.	Yeso, esquisto, lutitas
R3	Medianamente resistente	25 – 50	No puede ser rayada o desconchada por una navaja, la muestra puede ser fracturada con un golpe fuerte de la piqueta	Carbón, concreto, esquisto, limonita
R4	Resistente	50 - 100	La muestra requiere más de un golpe de la piqueta para fracturarla	Caliza, mármol, arenisca, esquisto
R5	Muy resistente	100 - 250	La muestra requiere varios golpes de la piqueta para fracturarla	Anfibolita, basalto, gabro, gneis, caliza, granodiorita, mármol, riolita, toba
R6	Extremadamente resistente	> 250	Al golpear la muestra con la piqueta solo se astilla	Basalto fresco, chert, diabasa, gneis, cuarcita, granito

Fuente: Fuente: ISRM (1981).

#### 4.2.3.- Descripción de las discontinuidades:

Las superficies o planos de discontinuidad, imprimen un carácter discontinuo y anisotrópico a los macizos rocosos haciéndolos deformables y débiles por lo que condicionan las propiedades y el comportamiento geomecánico de los mismos, siendo además, planos preferentes de alteración, meteorización y fractura que permiten el flujo de agua. Es por esto que su reconocimiento descripción y caracterización son fundamentales para el estudio y la estimación del comportamiento geomecánico del macizo.

Según el ISRM (1981), las discontinuidades pueden clasificarse en sistemáticas, cuando se encuentran en familias, y singulares cuando aparecen en un único plano; esta clasificación se presenta en la tabla 17.

**Tabla 17.** Tipos de discontinuidades.

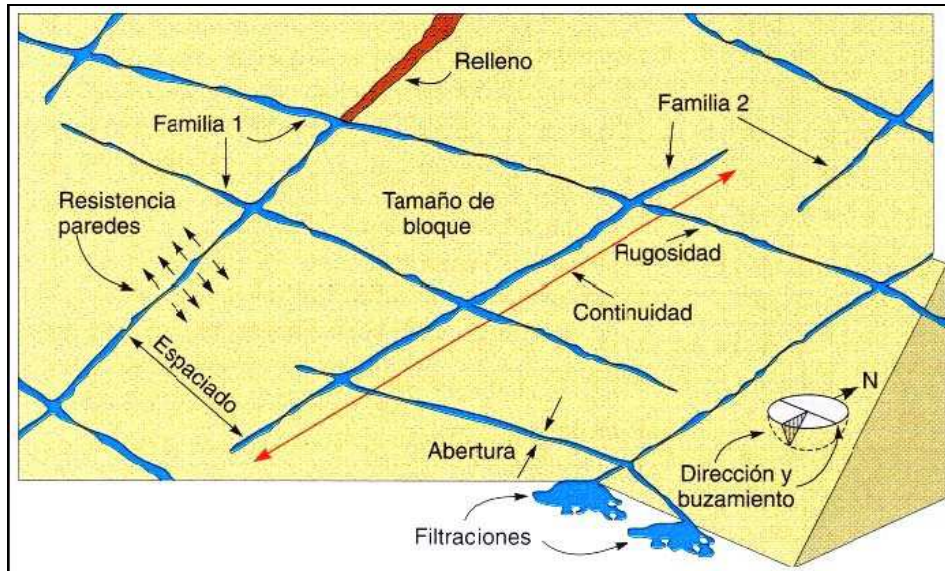
<b>Discontinuidades</b>	<b>Sistemáticas</b>	<b>Singulares</b>
Planares	<ul style="list-style-type: none"><li>- Planos de estratificación</li><li>- Planos de laminación</li><li>- Diaclasas o juntas</li><li>- Planos de esquistosidad</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Fallas</li><li>- Diques</li><li>- Discordancias</li></ul>
Lineales	<ul style="list-style-type: none"><li>- Intersección de discontinuidades planares</li><li>- Lineaciones</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Ejes de pliegues</li></ul>

Fuente: ISRM (1981).

La descripción de las discontinuidades se realiza en campo tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- Orientación
- Espaciado
- Número de familias
- Continuidad
- Rugosidad
- Abertura
- Relleno
- Filtraciones

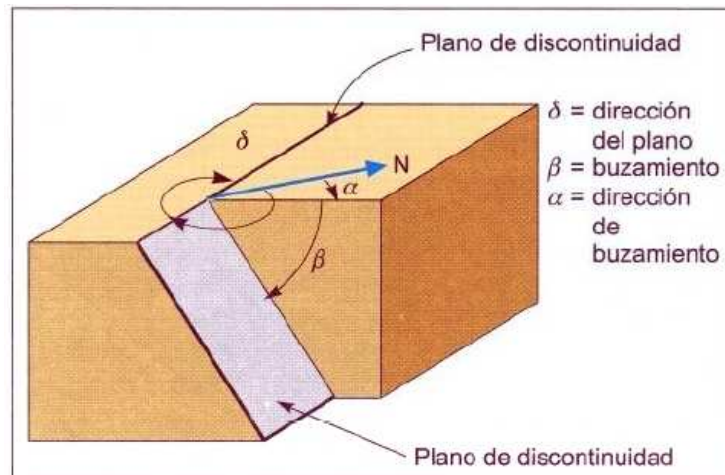
Cada uno de estos parámetros se definen a continuación y se ilustran en la figura 11.



**Figura 11.** Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades. Fuente: Hudson (1989).

**Orientación:**

La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento y por su buzamiento. Es posible también determinar la orientación tomando el rumbo y buzamiento del plano de discontinuidad. Su medida se realiza mediante la brújula con clinómetro.



**Figura 12.** Medida de la orientación de las discontinuidades. Fuente: ISRM (1981).

**Espaciado:**

El espaciamiento de una discontinuidad se define como la distancia que existe entre dos planos de discontinuidad de una misma familia adyacentes entre sí, medidos en la dirección perpendicular a dicho plano. La medición debe realizarse en un área representativa, de al menos 10 veces superior al espaciado, tomando como espaciado el valor medio de las mediciones registradas, utilizando este valor en la descripción según la tabla 18.

**Tabla 18.** Descripción del espaciado de las discontinuidades.

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20 – 60 mm
Junto	60 – 200 mm
Moderadamente junto	200 – 600 mm
Separado	600 – 2000 mm
Muy separado	2000 – 6000 mm
Extremadamente separado	> 6000 mm

Fuente: ISRM (1981).



**Foto 5.** Detalle de espaciado entre fracturas (Fm. Guárico). Foto Luís Zurbaran

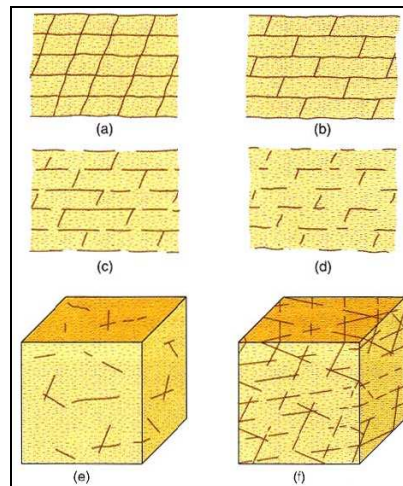
**Continuidad:**

La continuidad o persistencia de una discontinuidad indica su extensión superficial o tamaño, representada por la longitud de la misma a lo largo de la traza en la superficie expuesta. Describir este parámetro es de gran importancia, debido a que determina el grado al cual se produce la rotura de la roca a lo largo de la superficie de discontinuidad. Por lo general, las discontinuidades singulares como fallas y diques son muy continuas y deben ser caracterizadas con especial atención. La medida de la continuidad debe realizarse con una cinta métrica y se describe según la tabla 19.

**Tabla 19.** Descripción de la persistencia para cada familia de discontinuidades.

Persistencia	Longitud
Muy baja persistencia	< 1 m
Baja persistencia	1 – 3 m
Persistencia media	3 – 10 m
Alta persistencia	10 – 20 m
Muy alta persistencia	> 20 m

Fuente: Fuente: ISRM (1981).









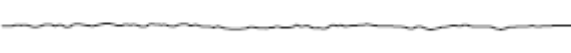


**Figura 13.** Modelos de continuidad de varias familias de discontinuidades.

Fuente: ISRM (1981)

**Rugosidad:**

El término rugosidad se emplea tanto para las ondulaciones como a la rugosidad en sí de una discontinuidad. Las rugosidades mayores o de primer orden (métrica y decimétrica), son denominadas ondulaciones; y se llaman rugosidades propiamente dichas a aquellas asperezas de una escala menor o de segundo orden (centimétrica y milimétrica). Las ondulaciones tienen una dimensión tal que es poco probable que sean cizalladas, mientras que las rugosidades de segundo orden son suficientemente pequeñas para ser cizalladas durante el movimiento a lo largo del plano de la discontinuidad. La rugosidad de la superficie de una discontinuidad afecta sus características de movimiento y su resistencia al corte por lo que es importante su descripción, que se realiza en campo por comparación visual con los perfiles estándar de rugosidad mostrados en la tabla 20.

**Tabla 20.** Descripción de la rugosidad.

Perfiles de Rugosidad	Descripción de la rugosidad	
	Rugosa	Escalonada
	Lisa	
	Pulida	
	Rugosa	Ondulada
	Lisa	
	Pulida	
	Rugosa	Plana
	Lisa	
	Pulida	

Fuente: Fuente: ISRM (1981).

### Abertura

La abertura de una discontinuidad es la distancia perpendicular que separa dos paredes adyacentes de ésta. Su medida se realiza directamente con una regla graduada o con un vernier o calibrador. Este parámetro se describe según la siguiente tabla.

**Tabla 21.** Descripción de la abertura.

Abertura	Descripción
< 0,25 mm	Cerrada
0,25 – 0,5 mm	Parcialmente abierta
0,5 – 2,5 mm	Abierta
2,5 – 10 mm	Moderadamente ancha
> 10 mm	Ancha

Fuente: modificado de Fuente: ISRM (1981).

### Relleno

El relleno corresponde al material de naturaleza distinta a la roca de las paredes encontrado entre las discontinuidades. Este parámetro se describe en campo según su composición, espesor y resistencia. La composición se refiere al tipo de material encontrado, que puede ser: arena, arcilla, grava, brecha, milonita, entre otros. El espesor es medido directamente con una regla graduada en milímetros. La resistencia se describe de forma sencilla, discriminando entre materiales duros y blandos.

### Filtraciones

En un macizo rocoso, el agua generalmente fluye a través de las discontinuidades, lo cual se denomina “permeabilidad secundaria”; aunque en algunas rocas permeables las filtraciones se pueden presentar a través de los poros de la roca intacta, como ocurre en algunas rocas sedimentarias, lo que se conoce como “permeabilidad primaria”. La descripción del flujo o filtraciones de las discontinuidades, estén rellenas o no, se realiza según la tabla 22.

**Tabla 22.** Descripción de las filtraciones en discontinuidades.

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua	Relleno húmedo pero sin agua libre
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua	Relleno mojado con goteo ocasional
IV	Junta húmeda pero sin agua libre	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min)
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión)
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal l/min y la presión)	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas

Fuente: Fuente: ISRM (1981).

#### 4.2.4.- Descripción de los parámetros del macizo rocoso.

Para la caracterización global del macizo rocoso, además de describir sus componentes, la matriz rocosa y sus discontinuidades, deben tomarse en cuenta otros factores como el número de familias de discontinuidades, la intensidad de fracturación, el tamaño de los bloques y grado de meteorización del macizo, los cuales se describen a continuación.

##### Número de familias de discontinuidades

Como lo indica el ISRM (1981), en un macizo rocoso, el número de familias de discontinuidades condicionan su comportamiento mecánico, su modelo de deformación y sus mecanismos de rotura. La orientación de una familia de discontinuidades con respecto a las otras, y si se interceptan entre sí o no, pueden determinar la estabilidad de una obra geotécnica.

La intensidad o grado de facturación y el tamaño de los bloques de la roca intacta vienen dados por el número de familias de discontinuidades y por el espaciamiento de cada familia. Para describir el número de familias de

discontinuidades que ocurren localmente (por ejemplo a lo largo de un túnel), la ISRM sugiere el uso de la siguiente tabla:

**Tabla 23.** Clasificación de los macizos rocosos según el número de familias de discontinuidades

Tipo de Macizo	Rocoso Número de Familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales aleatorias
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades
IX	Roca triturada o brechificado

Fuente: ISRM (1981).

### Tamaño de bloque

Otro indicador del comportamiento del macizo rocoso es el tamaño de los bloques, ya que éste condiciona sus propiedades resistentes y deformacionales. La dimensión y forma de los bloques están determinadas por el espaciamiento, la persistencia, la orientación y el número de familias de las discontinuidades, y estas características permiten una clasificación como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 24.** Clasificación de macizos rocosos según el tamaño y forma de los bloques

Clase	Tipo	Descripción
I	Masivo	Pocas discontinuidades o con espaciamiento muy grande
II	Cúbico	Bloques aproximadamente equidimensionales
III	Tabular	Bloques con una dimensión considerablemente menor que las otras dos
IV	Columnar	Bloques con una dimensión considerablemente mayor que las otras dos
V	Irregular	Grandes variaciones en el tamaño y forma de los bloques
VI	Triturado	Macizo rocoso muy fracturado, severamente diaclasado.

Fuente: ISRM (1981).

### El Índice de tamaño de bloque (Ib)

Representa las dimensiones medias de los bloques que conforman el macizo rocoso; para estimarlo, deben registrarse los valores medios del espaciado de cada familia de discontinuidad.

En el caso de las rocas donde existan tres familias de discontinuidades el índice de bloque se define por:

$$Ib = (e_1 + e_2 + e_3) / 3$$

Donde:  $e_1$ ,  $e_2$  y  $e_3$  son los valores de espaciado promedio de cada familia.

### El conteo volumétrico de diaclasas (Jv)

Representa el número total de discontinuidades que interceptan a una unidad de volumen del macizo rocoso. Debido a la dificultad de observar tridimensionalmente el macizo rocoso, el valor de  $J_v$  se puede determinar contando el número de discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada, midiendo perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias; quedando el parámetro  $J_v$  definido por la siguiente fórmula:

$$J_v = \Sigma (\text{número de discontinuidades} / \text{longitud de la medida})$$

Una vez obtenido  $J_v$ , el tamaño de los bloques se puede describir según la tabla 25:

**Tabla 25.** Descripción del tamaño de bloque

Descripción	$J_v$ (discontinuidades/m <sup>3</sup> )
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1 – 3
Bloques de tamaño medio	3 – 10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	> 30

Fuente: ISRM (1981).

### Grado de meteorización

Para evaluar el grado de meteorización del macizo rocoso se debe hacer una observación directa y general del mismo. Este factor se puede describir mediante la tabla 26.

**Tabla 26.** Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso

Clase	Tipo	Descripción
I	Fresco	No hay signos visibles de meteorización. Si acaso una tenue decoloración en superficies de discontinuidades más desarrolladas.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto está decolorado por la meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o desintegrado a suelo. La estructura original del macizo rocoso está prácticamente intacta.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso está descompuesto o desintegrado a suelo. La estructura del macizo y su textura se ha destruido. Hay cambio de volumen pero el suelo no ha sido transportado.

Fuente: ISRM (1981).

#### 4.2.5.- Clasificación según el estado físico de una roca

Esta clasificación conocida como la “Clasificación de Flores Calcaño”, fue publicada por el geólogo Carlos E. Flores Calcaño en su trabajo titulado “Representaciones gráficas de los términos geotécnicos más usuales”, donde propuso la siguiente nomenclatura:

**RD** Roca descompuesta

**RM** Roca meteorizada

**RF** Roca fresca

**b** Blanda

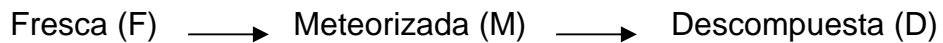
**d** Dura

**f** Fracturada

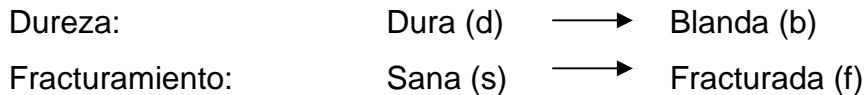
- s** Sana
- RDb** Roca descompuesta, blanda\*
- RMb** Roca meteorizada, blanda\*
- RMd** Roca meteorizada, dura\*
- RMbf** Roca meteorizada, blanda fracturada\*
- RMdf** Roca meteorizada, dura fracturada\*
- RFds** Roca fresca, dura sana

(\* casos más comunes)

En esta nomenclatura, la primera letra, es decir la R, se refiere siempre a Roca. La segunda letra mayúscula después de la R, indica el grado de meteorización, en orden de menor a mayor grado de meteorización, la roca será:



Las letras en minúscula indican la dureza y el grado de fracturamiento, según la siguiente escala:



Puede utilizarse, antes de cualquiera de las letras excepto la R, una m minúscula que se refiere al término muy, ejemplo: RmMb (roca muy meteorizada, blanda), RFdmf (roca fresca, dura muy fracturada).

**Tabla 27.** Cuadro resumen de la Clasificación de Flores Calcaño.

	Meteorización	Dureza	Fracturamiento	Grado
Roca R	Fresca <b>F</b>	Blanda <b>b</b>	Sana <b>s</b>	Menor
	Meteorizada <b>M</b>	↓	↓	↓
	Descompuesta <b>D</b>	Dura <b>d</b>	Fracturada <b>f</b>	Mayor

Fuente: De Marco (2004)

## 5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LA ROCA

### 5.1. GENERALIDADES

Las propiedades mecánicas y el contexto geológico son las que fijan en gran medida las deformaciones que se manifiestan en un macizo rocoso intervenido por la acción antrópica, de esta manera es de suma importancia estimar, de una manera especulativa pero controlada, como serán las deformaciones in situ del macizo rocoso una vez que deje de ser continuo, homogéneo y potencialmente estable por una intervención antrópica.

Es pertinente recordar lo necesario de estudiar el contexto geológico que está involucrado en la intervención antrópica debido a que es un factor que debe tratarse con especial cuidado ya que su rango de acción es de gran escala y con impactos sociales y económicos considerables ya sean favorables o desfavorables en el proyecto de construcción a realizar, ya que de no practicar un estudio basado en las condiciones geológicas del macizo rocoso y sus adyacencias podría obviarse fenómenos geológicos no constantes en el tiempo que podrían causar daños en la construcción y a sus usuarios. A continuación algunos fenómenos geológicos capaces de afectar la viabilidad y seguridad en una obra de ingeniería.

**Tabla 28.** Riesgos Geológicos

<b>Causa (fenómeno geológico)</b>	<b>Consecuencia</b>
Zonas sísmicas y fallas geológicas	Temblores
Aguas subterráneas	Deformaciones y deterioro en la infraestructura
Suelos potencialmente licuables	Hundimiento de terrenos
Laderas potencialmente inestables	Derrumbes
Potenciales flujos torrenciales	Deslaves e inundaciones

Una vez recordado lo necesario y preventivo que es un estudio de sitio se llega al punto de la evaluación del macizo rocoso a intervenir; las características físicas principales que presentan las rocas son propias de su naturaleza geológica y se refieren principalmente a su mineralogía, tamaño de grano, densidad, dureza, porosidad, textura, arreglo cristalino, permeabilidad y grado de meteorización, entre otros.

Las rocas en un macizo rocoso no se presentan de forma aislada y su comportamiento mecánico también depende de los diferentes tipos de rocas que lo conforman, las estructuras presentes y los estados de esfuerzos a los que son sometidos en su medio natural.

Todos estos factores que condicionan al macizo rocoso deben tomarse en cuenta al momento de diseñar una obra de ingeniería. Las características físicas, que se refieren básicamente a la geología y estructura del macizo, se pueden cuantificar de una manera aceptable como se explico anteriormente, en el capítulo dedicado a la caracterización de los macizos rocosos, pero surge entonces el problema de cómo se puede medir o cuantificar las características mecánicas de la roca intacta y de todo el macizo rocoso.

Ya que este ha sido por mucho tiempo un problema con difícil definición de criterio que acompaña a la mecánica de rocas y a medida que pasa el tiempo los proyectos son cada vez más sofisticados y con restricciones de costo y tiempo entonces, conviene aprovechar las propiedades mecánicas del macizo rocoso para cumplir las exigencias requeridas en la planificación de la obra y así poder generar un modelo especulativo prudente con un margen de error mínimo para predecir las posibles deformaciones en el macizo rocoso que es afectado por la acción antrópica.

Dando respuesta a esta problemática, surgieron los criterios de resistencia y rotura de las rocas y de los macizos rocosos. Es necesario antes de entrar de

lleno en estos criterios mencionar una gama de conceptos relacionados con las propiedades físicas, los cuales han sido tomados de González de Vallejo (2002).

## **5.2. CONCEPTOS BÁSICOS**

### **5.2.1. Fuerzas, P**

Las fuerzas son las principales responsables del estado y el comportamiento mecánico del sistema; la fuerza principal que actúa sobre cualquier objeto y en el caso particular en el macizo rocoso es la gravedad y otras fuerzas que también actúan son las originadas por los materiales que lo rodean; estas fuerzas se transmiten directamente por la superficie de contacto y se propagan a cualquier punto del macizo rocoso, estas fuerzas pueden generarse en diferentes direcciones causando deformaciones e inestabilidad pero todo depende del punto de aplicación y de las características de la superficie de contacto del material y el macizo en objeto. Las fuerzas superficiales pueden ser compresivas o distensivas, según actúen hacia dentro o hacia fuera del punto de aplicación.

### **5.2.2. Esfuerzo o tensión, $\sigma$**

Se define como la relación interna de un cuerpo a la aplicación de una fuerza o conjunto de fuerzas, y es una cantidad que no se puede medir directamente, ya que el parámetro físico que se mide es la fuerza. Si la fuerza actúa uniformemente en una superficie, el esfuerzo o tensión indica la intensidad de las fuerzas que actúan sobre el plano. Por tanto, a diferencia de las fuerzas carece de sentido hablar de esfuerzo actuando sobre un punto.

Es importante señalar que el esfuerzo sobre un plano no varía si la fuerza es aplicada uniformemente sobre éste, pero si esto no sucede, es decir que la fuerza no se aplica de manera uniforme sobre todo el plano, el esfuerzo variará para las diferentes áreas del mismo. Al igual que las fuerzas, los esfuerzos compresivos son positivos, y los distensivos o traccionales, son negativos. El

esfuerzo se puede representar como un vector  $\sigma$ , y como tal puede descomponerse en sus componentes normal  $\sigma_n$  y tangencial  $\tau$  o  $\sigma_t$ .

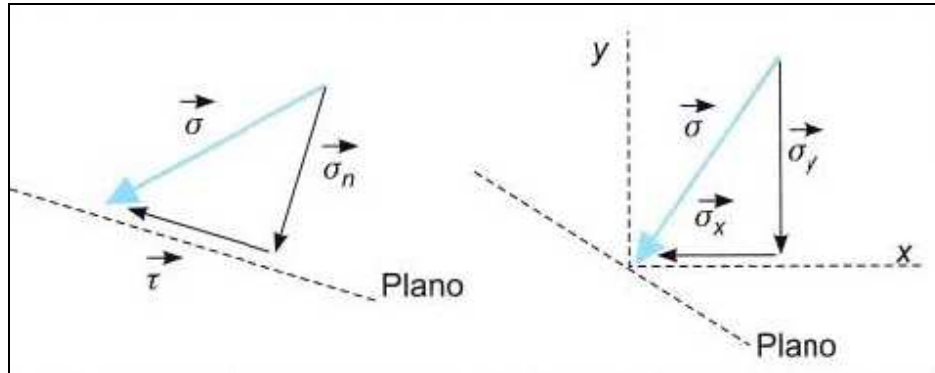


Figura 14. Esfuerzos sobre un plano. Fuente Gonzalez de Vallejo (2002).

### 5.2.3. Estado tensional o de esfuerzos

Se refiere a la definición y cuantificación de todas las fuerzas, por unidad de área, que son aplicadas sobre un cuerpo en un momento determinado; generalmente se determina definiendo los esfuerzos que son aplicados sobre tres planos ortogonales a través de un punto.

### 5.2.4. Deformación, $\epsilon$

La deformación indica la variación entre la longitud o espacio entre dos partículas en dos estados mecánicos distintos, y se puede expresar como la relación entre la variación de longitud y la longitud inicial entre las partículas. Se refiere entonces, al cambio en la forma o configuración de un cuerpo, según los desplazamientos que sufre la roca al soportar la carga.

### 5.2.5. Resistencia pico y resistencia residual, $\sigma_p$ y $\sigma_r$

La resistencia es el esfuerzo que la roca puede soportar para unas ciertas condiciones de deformación. Cuando una roca alcanza su resistencia máxima se habla de resistencia pico ( $\sigma_p$ ), y si la roca sobrepasa esta resistencia pico y cae a otro valor de resistencia para deformaciones elevadas, sin que exista rotura de la misma, se llama resistencia residual ( $\sigma_r$ )

### **5.2.6. Rotura**

La rotura es un efecto que se produce cuando la roca no puede soportar las fuerzas que se le aplican y el esfuerzo alcanza un valor máximo que corresponde a la resistencia pico del material. Según la resistencia de la roca y las relaciones entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, la rotura puede ser: rotura frágil, en la que la rotura de la roca se produce de forma instantánea y violenta; o rotura dúctil, donde la rotura de la roca se produce en forma progresiva.

En un medio rocoso existen diferentes mecanismos de rotura de las rocas, de los cuales se presentan los siguientes:

**Rotura por esfuerzo cortante**, se produce cuando una determinada superficie de la roca se somete a esfuerzos de corte suficientemente altos como para que una cara de la superficie se deslice con respecto a otra; ejemplo, la rotura a favor de discontinuidades.

**Rotura por compresión**, se produce cuando la roca está sometida a esfuerzos compresivos, y a nivel microscópico se producen en la roca grietas de tracción y planos de corte por donde se producirá la rotura.

**Rotura por tracción**, se produce cuando la forma o estructura del macizo rocoso hace que una sección de la roca se someta a una tracción pura o casi pura.

### **5.2.7. Fractura**

La fractura es la formación de planos de separación en la roca, rompiéndose los enlaces de las partículas para crear nuevas superficies; se pierden las fuerzas cohesivas y permanecen únicamente las fricciones. La dirección de estos nuevos planos de fractura depende de: la dirección de aplicación de las fuerzas y las anisotropías presentes en el material rocoso, a nivel microscópico y/o macroscópico.

### 5.2.8 Cohesión, $c$

En una roca, la cohesión es la fuerza que une las partículas minerales que conforman la roca.

### 5.2.9. Ángulo de fricción interna, $\phi$

Es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca

## 5.3. ESFUERZOS, TENSIONES Y DEFORMACIÓN DE LAS ROCAS

Las rocas pueden estar sometidas a diversos esfuerzos y estados de tensiones. En condiciones naturales, un núcleo de roca intacta puede estar sometido a esfuerzos como los mostrados en la figura 15, donde  $\sigma_1$  es el esfuerzo principal mayor y  $\sigma_3$  es el esfuerzo principal menor ( $\sigma_1 > \sigma_3$ ). Adicionalmente, también se encuentran sometidas a esfuerzos tangenciales  $\tau$ , ocasionados por la tracción entre las partículas de rocas o en las discontinuidades. A continuación se muestra un testigo de perforación del macizo rocoso del túnel San Juan donde se esquematizan los esfuerzos.

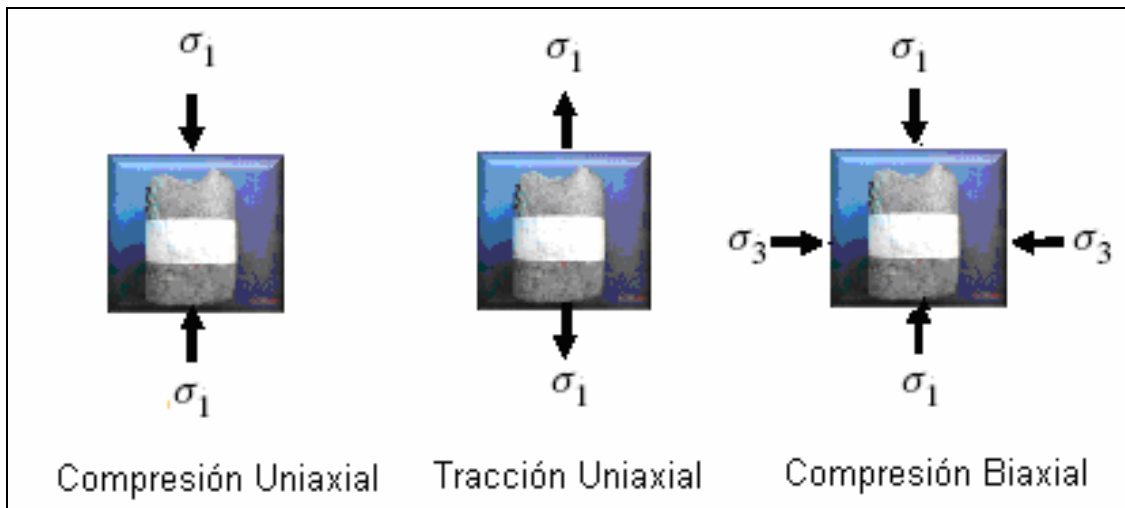


Figura 15. Diferentes estados de tensiones sobre muestras de laboratorio.

Debido a que estos esfuerzos a los que se ven sometidos las rocas le ocasionan ciertas deformaciones que influyen directamente sobre sus propiedades

mecánicas, es importante conocer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones para poder predecir la magnitud de éstas.

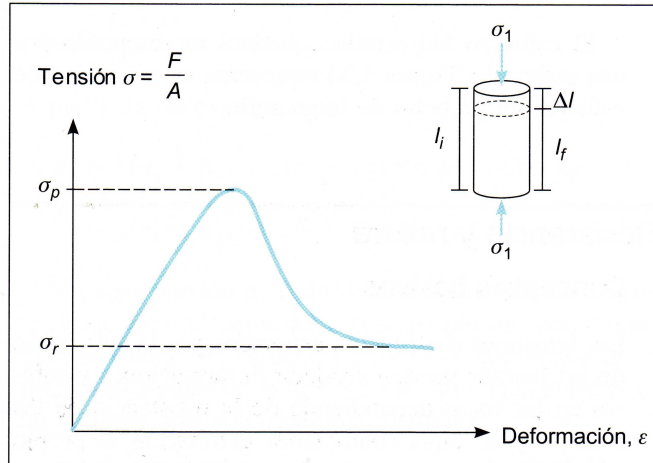
Uno de los aspectos más importantes que se debe conocer de un material rocoso es su resistencia a los esfuerzos a los que se ve sometido y las leyes que rigen su rotura y deformación. En este sentido, surgieron los llamados criterios de resistencia o rotura, los cuales son expresiones matemáticas que buscan establecer una relación entre los esfuerzos aplicados, la resistencia del material y sus deformaciones, así como de otros parámetros representativos de las rocas. Estos criterios son empíricos, y están basados en una serie de experiencias en campo y en laboratorio, entre los más utilizados en la mecánica de rocas se encuentran los de Hoek y Brown y los de Morh-Coulomb.

Los principales parámetros de las rocas que emplean estos criterios y que se detallarán más adelante, son:

- La resistencia a la compresión sin confinar o compresión uniaxial
- La resistencia a la compresión confinada o triaxial
- La resistencia a la tracción

Todos estos parámetros se obtienen mediante ensayos de laboratorio en núcleos de roca intacta, donde a medida que se aplica una fuerza en forma gradual se va produciendo una deformación que puede ser en el mismo eje en que se aplica la fuerza (deformación axial) o en un eje perpendicular a la aplicación de la fuerza (deformación transversal o diametral), y que pueden ser medidas mediante la instalación de mecanismos especiales en la muestra.

Durante el ensayo, se van registrando los esfuerzos y las deformaciones que se producen en la muestra de roca en diferentes intervalos del ensayo, entonces, se puede dibujar la curva esfuerzo-deformación, como la que se muestra en la figura 16.



**Figura 16.** Curva completa tensión-deformación con los valores correspondientes a la resistencia pico ( $\sigma_p$ ) y a la resistencia residual ( $\sigma_r$ ).  
Fuente: ISRM (1981)

La rama ascendente de la curva, antes de que se alcance la resistencia pico, presenta un comportamiento lineal o elástico para la mayoría de las rocas. En este campo elástico, la deformación producida es proporcional al esfuerzo y se cumple la siguiente relación:

$$E = \sigma / \epsilon_{ax}$$

Donde:

$E$ , es la constante de proporcionalidad conocida como módulo de Young o módulo de elasticidad

$\sigma$ , es el esfuerzo generado

$\epsilon_{ax}$ , es la deformación axial de la muestra de roca

Además del módulo de Young, existe otra constante que define el comportamiento elástico del material rocoso, el cual se conoce como el Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), y está definido por la siguiente relación:

$$\nu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{ax}}$$

donde

$\epsilon_t$ , es la deformación transversal o diametral de la muestra ensayada.

En términos generales, el comportamiento de las rocas al ser sometidas a ensayos de carga se puede clasificar en tres tipos, que son:

**Frágil**, las deformaciones que se presentan en la roca son elásticas y su resistencia disminuye de forma drástica y casi instantánea hasta alcanzar un valor cercano al cero, es típico de rocas duras y resistentes. Generalmente la rotura se produce a través de los planos de debilidad.

**Frágil-Dúctil**, las deformaciones son elásticas y plásticas no recuperables, la resistencia de la roca disminuye hasta un cierto valor luego de haber alcanzado deformaciones importantes, este comportamiento lo presentan las discontinuidades rocosas o materiales arcillosos sobreconsolidados.

**Dúctil**, predominan las deformaciones plásticas y la resistencia no se pierde aún después de grandes deformaciones sino que se mantiene constante. La rotura se produce de forma progresiva y a través de numerosos planos que se van generando a medida que se aumenta la deformación; es un comportamiento típico de las sales y otros materiales blandos.

#### **5.4. CRITERIOS DE ROTURA, RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LOS MEDIOS ROCOSOS.**

##### **5.4.1. Criterio de Mohr-Coulomb**

El criterio de Mohr-Coulomb para la roca intacta es un criterio lineal que expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante la siguiente expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tag} \phi$$

donde:  $c$  es la cohesión,  $\sigma_n$  la tensión normal sobre el plano de rotura y  $\phi$  el ángulo de fricción de la roca intacta.

Este criterio también se puede expresar en función de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3[\text{sen } 2\theta + \text{tag } \phi(1 - \cos 2\theta)]}{\text{sen } 2\theta - \text{tag } \phi(1 + \cos 2\theta)}$$

Para el plano crítico de rotura ( $\theta = 45^\circ + \phi/2$ ), la expresión anterior se reduce a:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3(1 + \text{sen } \phi)}{(1 - \text{sen } \phi)}$$

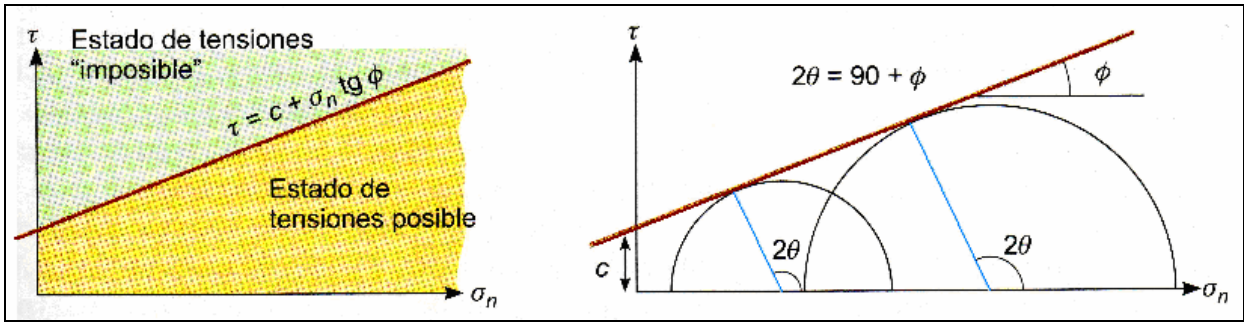
En condiciones de compresión sin confinar, es decir donde  $\sigma_3 = 0$ ,  $\sigma_1$  será la resistencia a la compresión simple de la roca ( $\sigma_1 = \sigma_c$ ):

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Para condiciones en que la roca es sometida a tracción, esto es  $\sigma_1 = 0$ ,  $\sigma_3$  será igual a la resistencia a la tracción  $\sigma_t$  (negativo), y el criterio define para esto la siguiente expresión:

$$\sigma_3 = -\sigma_t = -\frac{2c \cos \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

La representación gráfica de los estados de esfuerzos en un punto recibe el nombre de círculo de Mohr (figura 17); las intersecciones del círculo con el eje  $\sigma_n$  son los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , el radio del círculo representa el máximo esfuerzo tangencial  $\tau$ . Cualquier punto del círculo representa el estado de esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo  $\theta$  con la dirección del esfuerzo principal  $\sigma_1$ .



**Figura 17.** Criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb y su envolvente en términos de esfuerzos normales y tangenciales. Fuente: ISRM (1981)

#### 5.4.2 Criterio de rotura de Hoek y Brown

Este criterio fue propuesto en 1980 por los doctores Evert Hoek y Edwin Brown y modificado posteriormente a fin de ajustarse a las necesidades de los usuarios quienes lo aplicaron a problemas particulares que no fueron considerados cuando se desarrolló el criterio original.

Este método permite obtener estimados de la resistencia de los macizos rocosos diaclasados, basado en su macroestructura y en la condición de las superficies de discontinuidad. Para poder aplicar el método a macizo rocosos de muy mala calidad, se requirieron cambios adicionales y además el desarrollo de un nuevo sistema de clasificación llamado el Índice de Resistencia Geológica (GSI), mencionado anteriormente.

En la última modificación, presentada por Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) se proponen una secuencia de cálculos para la aplicación del criterio generalizado Hoek-Brown a macizos rocosos fracturados de mala calidad, quedando éste expresado como:

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

Donde:

$\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , son los esfuerzos principales mayor y menor aplicados a la muestra en el momento de la rotura,

$\sigma_{ci}$ , es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta,

$m_b$  es un valor reducido de la constante de los materiales  $m_i$  cuyo valor se puede determinar mediante la tabla 30 o a través de la siguiente ecuación:

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

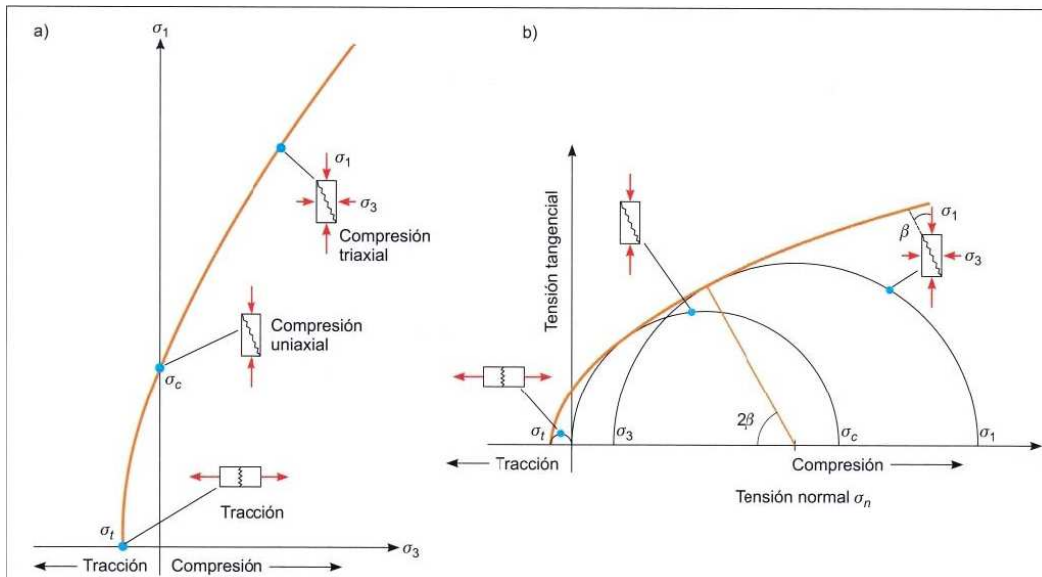
Donde:

$S$  y  $a$ , son constantes para el macizo rocoso dado, tal que:

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

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

Donde el factor  $D$  depende del grado de perturbación al que ha sido sometido el macizo rocoso por el daño causado por voladura y la relajación de los esfuerzos; varía desde 0 para macizos imperturbados, hasta 1 para macizos muy perturbados. En la tabla 29 se muestran estos valores para su aplicación a túneles.



**Figura 18.** Envolventes de rotura del criterio de Hoek y Brown (1980) en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b)

Como se observa en las ecuaciones anteriores, el valor del GSI permite cuantificar las características geomecánicas de los macizos rocosos, y con los resultados de ensayos de laboratorio de resistencia y deformabilidad, se pueden estimar los valores representativos del macizo rocoso, tales como: cohesión (C), ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), resistencia del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ). Las fórmulas para el cálculo de cada uno de los parámetros mencionados se muestran a continuación (Hoek, Carranza-Torres y Corkum, 2002).

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

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




$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] (m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1 + a)(2 + a)}$$

También se plantea una fórmula para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_m$ ), de la siguiente manera:

$$E_m \text{ [GPa]} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{Para } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$E_m \text{ [GPa]} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{Para } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}$$

**Tabla 29.** Valores del factor D para túneles en roca.

Descripción del Macizo Rocoso	Valor sugerido para <i>D</i>	Apariencia del Macizo Rocoso
<p>Masa rocosa excavada haciendo uso de voladuras controladas de excelente calidad o mediante excavación mecanizada de túneles (TBM), ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa confinada alrededor del túnel.</p>	<p><math>D = 0</math></p>	
<p>Excavación mecanizada o manual (sin voladuras) en masa rocosa de pobre calidad, ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa circundante. Si existe la posibilidad de levantamiento del piso del túnel por problemas de fluencia, la masa rocosa puede ser severamente afectada, si no se coloca arco invertido temporal.</p>	<p><math>D = 0</math> <math>D = 0,5</math> Arco invertido</p>	
<p>Masa rocosa competente, excavada haciendo uso de voladuras de pobre calidad, ocasionando daño severo local, extendiéndose 2 ó 3m, en la masa rocosa circundante.</p>	<p><math>D = 0,8</math></p>	

Fuente: Hoek (2004)

Tabla 30. Valores de la constante de Hoek,  $m_i$ 

TIPO DE ROCA	CLASE	GRUPO	TEXTURA			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
S E D I M E N T A R I A S	Clástica		Conglomerado (21 ± 3)	Arenisca 17 ± 4	Limolita 7 ± 2	Arcilita 4 ± 2
			Brecha (20 ± 2)		Grauvaca (18 ± 3)	Lutita (6 ± 2)
						Marga (7 ± 2)
	No Clástica	Carbonatos	Caliza Cristalina (12 ± 3)	Caliza Espática (10 ± 5)	Caliza Micrítica (8 ± 3)	Dolomita (9 ± 3)
		Evaporitas		Yeso 10 ± 2	Anhidrita 12 ± 2	
		Orgánicas				Tiza 7 ± 2
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4)	Cuarcita 20 ± 3	
				Metarenisca (19 ± 3)		
	Ligeramente foliadas	Migmatita (29 ± 3)	Anfibolita 26 ± 6			
Foliadas *	Gneiss 28 ± 5	Esquisto 10 ± 3	Filita (7 ± 3)	Pizarra 7 ± 4		
Í G N E A S	P L U T Ó N I C A S	Claras	Granito 32 ± 3	Diorita 25 ± 5		
			Granodiorita (29 ± 3)			
		Oscuras	Gabro 27 ± 3	Dolerita (16 ± 5)		
			Norita 20 ± 5			
	Hipoabisales		Pórfidos (20 ± 5)		Diabasa (15 ± 5)	Peridotita (25 ± 5)
	Volcánicas	Lavas		Riolita (25 ± 5)	Dacita (25 ± 3)	Obsidiana (19 ± 3)
				Andesita 25 ± 5	Basalto (25 ± 5)	
Piroclásticas	Aglomerado (19 ± 3)	Brecha (19 ± 5)	Toba (13 ± 5)			

(Adaptada por P. De Marco, 2003)

( ) Los valores entre paréntesis son estimados.

\* Estos valores corresponden a especímenes de roca intacta ensayados perpendicularmente a los planos de foliación. Si la rotura o falla ocurre a lo largo del plano de debilidad, el valor de  $m_i$  puede ser significativamente diferente.

Fuente: De Marco (2003)

## **6. ENSAYOS DE LABORATORIO.**

### **6.1. GENERALIDADES**

Las mediciones que se estiman en laboratorio sobre la roca intacta tienen como finalidad determinar la resistencia, deformabilidad, propiedades elásticas y la posible degradación o desintegración del material rocoso que se esté ensayando. Los parámetros obtenidos como resultado de los ensayos se usan como parte del diseño de obras en donde se necesite intervenir un macizo rocoso.

Las propiedades de resistencia y deformación de roca intacta ayudan en la evaluación de las propiedades a gran escala del macizo rocoso, el cual está controlado por las discontinuidades que determinan sus propiedades. Es por lo tanto conveniente, unir a la definición de las características mecánicas de la roca, las propiedades determinadas en el laboratorio y una descripción petrográfica. Además, es recomendable obtener una posible correlación de tipo estadístico entre las diversas observaciones.

También para estimar parámetros razonables de las muestras de roca ensayadas, es necesario adoptar técnicas de manejo, preservación y preparación de éstas, a fin de no alterar sus propiedades originales. Los ensayos de laboratorio realizados en este trabajo que permiten estimar las diferentes propiedades de la roca para su uso en geomecánica son:

- Ensayo uniaxial o de compresión simple
- Ensayo de tracción indirecta o brasilero
- Ensayo de carga puntual
- Ensayo de corte directo
- Difracción de rayos X
- Densidad y absorción
- Determinación de constantes elásticas a través de pulsos sísmicos

Las muestras a ensayar deben tener características específicas de longitud tanto vertical como diametral. En la medida de que se avance en este capítulo se detallará más sobre estas características específicas de las muestras ya que cada ensayo tiene sus exigencias particulares. Los procedimientos se realizaron según las normas ISRM y ASTM en el laboratorio de mecánica de roca del departamento de Minas en la Escuela de Geología, Minas y Geofísica UCV.



**Foto 6,** Cajas de muestras y selección para realizar ensayos de laboratorio  
Muestras del túnel San Juan. Foto: Wilmer Martínez



**Foto 7.** Muestras seleccionadas para su preparación y posteriores ensayos de laboratorio.  
Foto: Wilmer Martínez

**Foto 8.** Muestras seleccionadas para realizar cortes  
Foto: Wilmer Martínez

## 6.2. ENSAYO UNIAXIAL O DE COMPRESIÓN SIMPLE.

Este ensayo permite obtener parámetros de resistencia a la compresión uniaxial de la muestra ensayada y de acuerdo con este parámetro obtenido se estiman los valores de resistencia a la compresión del macizo rocoso. Adicionalmente se pueden determinar las curvas esfuerzo-deformación, el módulo de Young y el coeficiente de Poisson.

Como lo indica Castillejo (2003), la resistencia a la compresión uniaxial está definida como la sollicitación máxima ( $\sigma_1 = c_0$ ) que una muestra cilíndrica de roca es capaz de soportar. Los diversos factores que influyen en la distribución de la sollicitación en la muestra determinan su resistencia máxima.

La muestra está constituida por un núcleo o testigo de roca completamente cilíndrico, con una altura de 2,5 a 3 veces su diámetro, preferiblemente de un diámetro de *NX* (54mm) y por lo menos 10 veces el tamaño del mayor grano que constituye la roca (también se acepta como diámetro el *NQ* (47,6 mm) o *BX* 1 5/8"pulgadas).

El cilindro de roca debe tener sus planos diametrales paralelos entre sí, lisos y perpendiculares al eje del cilindro, El diámetro de la muestra se debe determinar con una aproximación de 0,1 mm y esto debe hacerse promediando tres medidas perpendiculares entre sí, realizadas en la parte superior, media e inferior de la misma. El área de la sección transversal ( $A_0$ ) se calcula con el promedio de estos resultados. Se debe determinar la altura del núcleo con una aproximación de 1,0 mm.

El equipo consta principalmente de una prensa para la aplicación y medida de la carga axial sobre la muestra, lo cual permite controlar la velocidad de aplicación de la carga.

### Procedimiento

1. Colocar la muestra centrada en los discos de carga, colocar el asiento esférico en la parte superior y alinear con el eje de carga de la prensa. Ajustar a la muestra los medidores de deformación.
2. Aplicar carga vertical en forma continua, con un incremento de esfuerzos constante entre 5,0 y 10,0 (kg/cm<sup>2</sup>)/s, hasta producir la falla, lo cual debe ocurrir entre los 5 y 10 min de haber comenzado el ensayo.

Registrar la máxima carga  $P_{\max}$  con error no superior al 1%, la carga y las deformaciones axiales y transversales deben ser registradas a intervalos regulares durante el ensayo, en caso de no llevar un registro continuo de éstos. Deben tomarse al menos diez lecturas para poder hacer la curva esfuerzo deformación.

La resistencia a la compresión uniaxial  $\sigma_c$  de la muestra de roca se calcula dividiendo la carga máxima soportada por la muestra (P) entre el área de la sección de la muestra (A):

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi R^2}$$

La deformación axial ( $\epsilon_{ax}$ ) se calcula:

$$\epsilon_{ax} = \frac{\Delta l}{l_o}$$

Donde:

$l_o$  =Longitud inicial

$l_f$  =Longitud final

### 6.3. ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA O BRASILERO.

Este ensayo permite obtener la resistencia a la tracción de una probeta de roca de manera indirecta, asumiendo que la rotura se produce por tracción cuando la roca se somete a un estado de esfuerzo biaxial, con un esfuerzo principal traccional y otro compresivo de magnitud no superior a 3 veces el esfuerzo traccional.

La muestra debe tener forma de disco, de por lo menos 50 mm de diámetro, determinado con aproximación de 0,1 mm, (promediando 3 medidas perpendiculares entre sí) y espesor de 0,5 veces su diámetro. Generalmente se usan núcleos provenientes de perforaciones, de diámetro NX (54 mm) ó superior. Se debe determinar el espesor (t) en el centro del disco de roca, con aproximación de 0,1 mm. La superficie cilíndrica debe estar libre de marcas; cualquier irregularidad en el disco no debe exceder a 0,025 mm y sus extremos deben ser planos y paralelos.

El equipo consta de dos mordazas para la aplicación de la carga, diseñadas de manera que entren en contacto con la muestra de roca en superficies diametralmente opuestas con un arco de contacto de aproximadamente  $10^\circ$  en el momento de la falla. La mordaza superior está provista de un asiento esférico convenientemente constituido por media esfera de 25 mm de diámetro.



**Foto 9.** Ensayo de tracción indirecta o brasilero, laboratorio de Mecánica de Rocas FI-UCV, Escuela de Geología, Minas y Geofísica. Muestra del túnel San Juan. Foto: Luis Zurbaran.

**Procedimiento:**

Montar el disco de roca en posición diametral en las mordazas de carga, de manera que el eje de rotación de la muestra y del aparato coincidan.

Aplicar la carga en forma continua, con un incremento constante de 200 N/s hasta producir la falla, lo cual debe ocurrir entre los 15 y 30 segundos de haber comenzado a aplicar la carga.

Registrar la carga (P) para el momento de inicio de la fractura, en muchos casos la carga continúa incrementándose hasta partir la muestra, sin embargo, la diferencia entre los valores generalmente no supera el 5 %. Si el plano de fractura se desvía significativamente de la línea recta entre los puntos de contacto con las mordazas, el ensayo se considerará inválido.

La resistencia a la tracción de la muestra ( $\sigma_t$ ) se calcula de acuerdo con la siguiente fórmula:

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

Donde:

P= Carga que produce la rotura

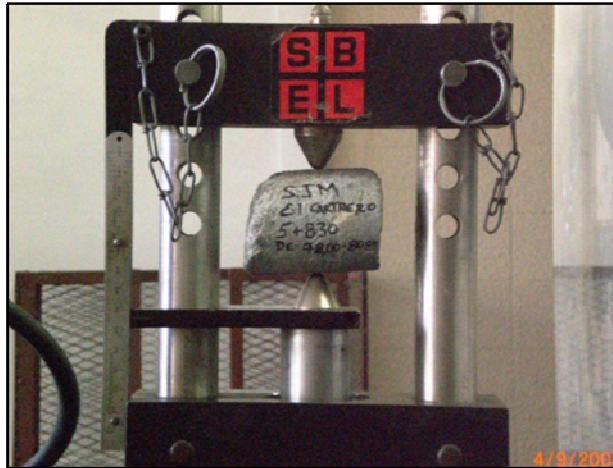
D= Diámetro del disco de roca

L= Longitud de la probeta

**6.4. ENSAYO DE CARGA PUNTUAL.**

Este ensayo se utiliza para determinar la resistencia a la compresión simple de fragmentos irregulares de roca o de testigos cilíndricos por sondeos. El parámetro obtenido en este ensayo es el índice  $I_s$  y es correlacionable con la resistencia a la compresión simple del material ensayado. Estos datos de resistencia a la compresión simple se pueden obtener aplicando a la muestra una compresión axial y longitudinal.

En rocas duras el registro de la distancia (D) será suficiente para el cálculo de  $I_s$ . Sin embargo, en muestras débiles, las puntas de carga pueden penetrarla o marcarla, por lo que deberá registrarse la distancia (D') en el momento de la falla. Algunos investigadores recomiendan tomar la medida (W) como la mínima dimensión de la superficie de rotura después del ensayo o la falla.



**Foto 10.** Ensayo de carga puntual, laboratorio de Mecánica de Rocas FI-UCV, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Muestra del túnel San Juan. Foto: Luis Zurbarán

La longitud del testigo debe de ser como mínimo 1,5 veces el diámetro de la misma y consiste en presionar una muestra entre 2 puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa hasta lograr la rotura del material. El índice  $I_s$  se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

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

Donde:

P= Carga de rotura

D= Diámetro de la probeta o altura de la muestra (distancia entre puntas)

La correlación entre el  $I_s$  y la resistencia a la compresión simple de la roca ( $\sigma_c$ ) es la siguiente:

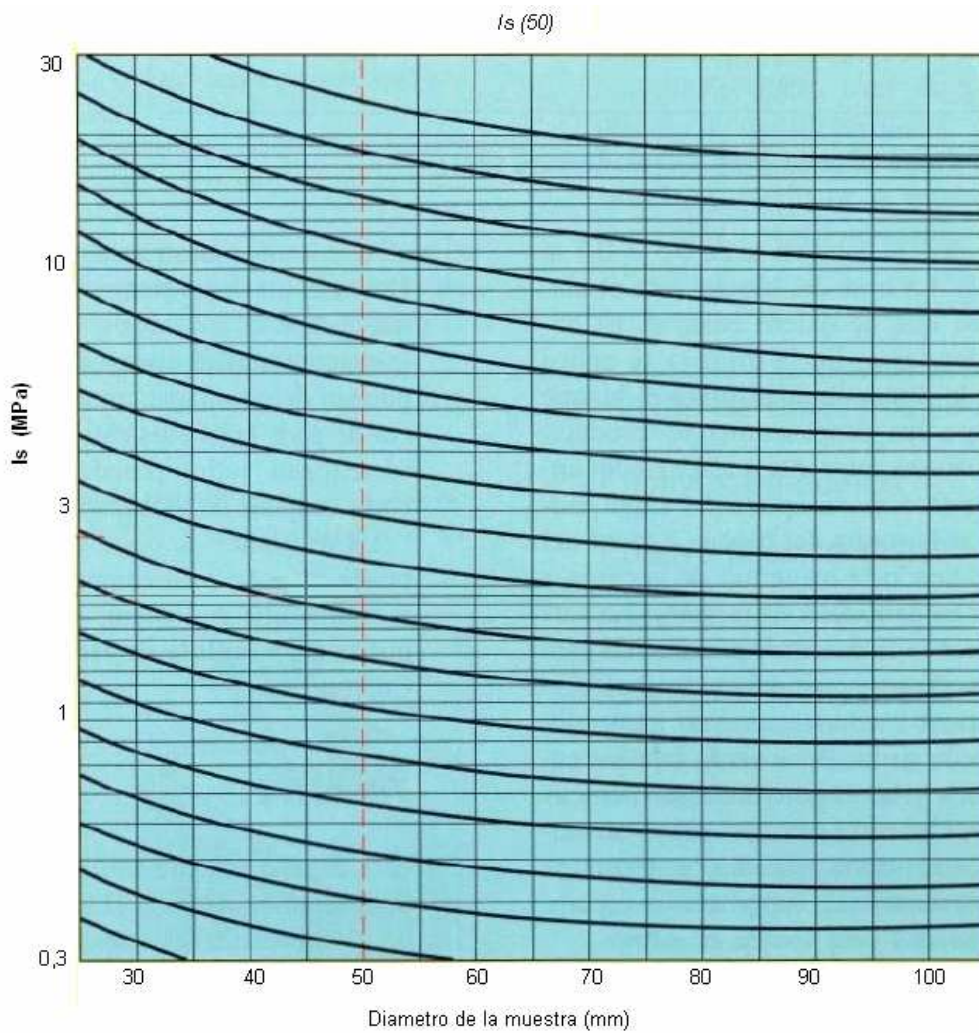
$$\sigma_c = f \times I_s$$

Donde:

$f$  varía según el diámetro de la muestra.

Para un diámetro de 50 mm,  $f = 23$ .

Para muestras con diámetros diferentes a 50 mm se debe corregir el valor de  $I_s$  utilizando el ábaco mostrado en la figura 19.



**Figura 19.** Ábaco de corrección del índice  $I_s$  (50). Fuente: ISRM (1981).

## **6.5. ENSAYO DE CORTE EN DISCONTINUIDADES.**

Este ensayo se utiliza para determinar la resistencia al corte pico y residual en discontinuidades, en función de los esfuerzos normales aplicados sobre el plano. Consiste en aplicar esfuerzos tangenciales en una muestra hasta provocar el desplazamiento relativo entre sus planos de discontinuidad. La carga normal aplicada ( $\sigma_n$ ) permanece constante a lo largo del ensayo. A partir de los datos del ensayo y desplazamientos producidos se obtienen los parámetros resistentes  $c$  y  $\phi$  de la discontinuidad, tanto los valores pico como los residuales.

El bloque o núcleo de roca a ensayar debe obtenerse por métodos que eviten en lo posible la perturbación de la muestra y su tamaño debe ser tal que permitan su acomodo en el molde de montaje y un encapsulamiento adecuado.

Se recomienda el uso de muestras preferiblemente cuadradas con un área de corte mínima de  $2.500 \text{ mm}^2$  y una altura de 40 mm. Para el caso de núcleos, se sugiere utilizar aquellos provenientes de perforaciones de diámetro NX o 54 mm, con una longitud igual o superior que el diámetro

### **Tratamiento de la muestra:**

Para este ensayo se emplea una caja de corte desmontable en dos mitades. Se coloca la muestra en el molde inferior de manera que la superficie de la discontinuidad quede centrada, orientada horizontalmente y sobresalga unos 5 mm por encima del molde.

Se vierte en el molde el material de encapsulamiento, hasta alcanzar su tope y esperar el fraguado. El espesor de empotramiento de cada parte de la muestra en el material de encapsulamiento será por lo menos el 20 % de la longitud del bloque ensayado y nunca menor de 10 mm.

Para preparar el molde para la segunda mitad de la muestra, se agrega arena de grano fino tratando de cubrir la discontinuidad, dejando

aproximadamente 1 cm de espesor. Todo esto a fin de que ésta se encuentre libre de obstáculos al momento de realizar el ensayo.

Colocar el molde con la primera parte de la muestra en forma invertida (ya fija) sobre el segundo molde, de manera que la porción de muestra restante quede embebida en el material de encapsulamiento según las mismas indicaciones especificadas para la primera porción

Esperar el fraguado, desmontar cuidadosamente las muestras de los moldes, identificarlas e indicar la dirección de corte en el material de fijación.

### **Procedimiento**

Colocar la muestra en la base inferior de la caja de corte, orientada según la indicación correspondiente y cubrir con la parte superior. Colocar los dispositivos para aplicación de la carga (cables, mangueras hidráulicas).

Colocar los flexímetros para medición de las deformaciones normal, de corte y lateral.

Aplicar la carga normal hasta el valor especificado para el ensayo y registrar el desplazamiento normal. Las muestras húmedas o con relleno en el plano de corte deberán ser sometidas a una etapa de consolidación, la cual se considerará completa cuando la variación en el desplazamiento normal sea inferior de 0,05 mm en 10 min.

Aplicar carga de corte en forma continua, con un incremento de esfuerzos constante (del orden de  $0,25 \text{ kg/cm}^2$ ) registrando los desplazamientos para cada incremento, hasta alcanzar la resistencia pico. (Deben tomarse por lo menos 10 lecturas antes de la rotura). La velocidad de aplicación de la carga debe ser tal que permita realizar las lecturas cómodamente y no debe ser superior a 0,1 mm/min en esta etapa. Esta velocidad puede ser incrementada a unos 0,5 mm/min

entre lecturas, siempre que el valor de la resistencia pueda ser adecuadamente registrado.

Luego de alcanzar la resistencia pico, las lecturas pueden ser tomadas en incrementos que pueden variar entre 0,5 y 5 mm de desplazamiento de corte, seleccionando el valor más conveniente para la definición adecuada de la curva esfuerzo-desplazamiento. La velocidad de los desplazamientos de corte, en esta fase del ensayo, será de 0,5 a 1 mm/min.

Si se desea establecer la resistencia residual, se continuará con las lecturas hasta alcanzar por lo menos 1 cm de desplazamiento de corte. En este intervalo se registrarán 4 mediciones, las cuales no deben mostrar una variación mayor a 5 % en el valor de resistencia cortante, para satisfacer la condición residual.

Habiendo establecido la resistencia residual, el esfuerzo normal puede ser incrementado o reducido y puede continuarse el corte para obtener los valores de resistencia residual para diferentes esfuerzos normales. Para alcanzar el desplazamiento necesario, pudiera ser necesario tener que invertir la dirección de corte o regresar la muestra a su posición inicial, sin embargo esta práctica no es conveniente. Es recomendable el uso de muestras diferentes para la determinación de las resistencia pico y residual, para cada esfuerzo normal aplicado.

Una vez finalizado el ensayo, retirar los flexímetros, descargar los gatos y desmontar la caja de corte.

Retirar la muestra, exponer el plano de corte y describirlo detalladamente.

Determinar el área de la superficie de corte tomando sus dimensiones con una aproximación de 0,1 mm.

Se recomienda realizar por lo menos cinco ensayos para la misma discontinuidad, ensayando cada muestra a un esfuerzo normal diferente, pero constante.

Para calcular el esfuerzo normal y de corte, para cada una de las lecturas efectuadas, se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = \frac{P_n}{A} \quad \tau = \frac{P_c}{A}$$

Donde:

$P_n$ = Fuerza normal aplicada, en kg o N

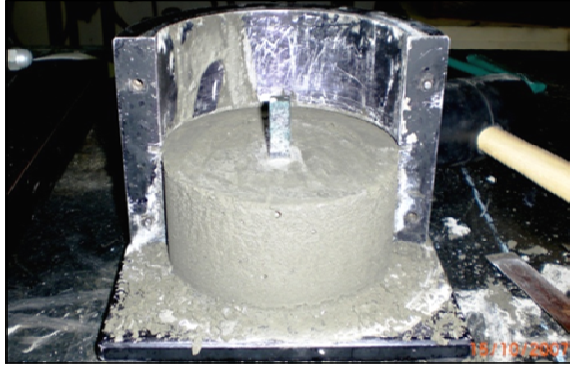
$P_c$ = Fuerza de corte aplicada, en kg o N

$A$ = Área de superficie de corte, en  $\text{cm}^2$  o  $\text{mm}^2$

Luego graficar para cada muestra la curva esfuerzo de corte vs desplazamiento de corte, indicando el esfuerzo normal aplicado y los valores de resistencia pico y residual.



**Foto 11.** Muestra para realizar ensayo de corte directo, muestra de 1x1x5 cm, muestra de roca homogénea. Foto: Luis Zurbarán.



**Foto 12.** Muestra de roca montada de forma vertical .Foto: Luis Zurbarán



**Foto13.** Muestra de roca montada en forma vertical en el molde completo y con un separador circular de anime. Foto: Luis Zurbarán



**Foto 14.** Muestra montada totalmente recubierta por concreto. Foto: Luis Zurbarán

## 6.6. ENSAYO DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN

Este ensayo permite obtener la densidad o peso específico y absorción de la muestra de roca.

### Metodología para determinar la absorción

Se lava la muestra para remover el polvo de la superficie, se sumerge la muestra en agua, dentro de un envase de forma que quede totalmente cubierta durante 24 horas. Una vez transcurrido el tiempo se saca del agua y se coloca sobre un paño absorbente, haciendo rodar la muestra de roca por el mismo hasta que la película superficial de agua desaparezca. La condición deseada de saturación con superficie seca se logra cuando la superficie del agregado pierde su brillantez, aunque siga notándose húmeda.

Se pesa rápidamente la muestra, obteniendo así el peso de la muestra saturada con superficie seca ( $P_Q$ ). Se coloca la muestra en la cesta metálica sumergida en agua, para obtener el peso de la muestra saturada sumergida ( $P_W$ ). Se saca la muestra y se coloca en una bandeja metálica para secar al horno a  $(110 \pm 5) ^\circ\text{C}$  por un tiempo no menor a 4 horas. Se deja enfriar la muestra y se pesa de nuevo, para obtener el peso neto de la muestra seca ( $P_S$ ).

### Cálculos:

$$P_A = P_Q - P_S = \text{Peso del agua absorbida}$$

$$V = P_Q - P_W = \text{Peso del agua desalojada}$$

$$W = P_S - P_W \text{ Volumen neto de la masa descontando los poros}$$

$$P_S - V = \text{Peso específico de la masa}$$

$$P_S / W = \text{Peso específico aparente}$$

$$P_Q / V = \text{Peso específico de la masa saturada con superficie seca}$$

$$\frac{P_A}{P_S} \times 100 = \text{Porcentaje de absorción}$$

### **Metodología para determinar la densidad**

Sumergir la muestra de ensayo dentro de un baño de agua a temperatura ambiente y luego pesar dentro del agua; este peso se designará como “E”. Las muestras con peso menor de 250 g deberán pesarse con precisión de 0,5 g. Muestras con peso de 250 g o más deberán pesarse con precisión de 0,1 g. En caso de que las características de la balanza y del recipiente no permitan el peso directo de la muestra, debe pesarse primero el recipiente solo con agua y luego pesar el recipiente con la muestra sumergida. El peso “E”, será el resultado obtenido de la diferencia de estos dos pesos.

El peso específico (Densidad) de la muestra de ensayo, se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A}{E}$$

Donde:

$\rho$  = Peso específico o densidad

A=Peso al aire de la muestra seca (g)

E= Peso, al agua, de la muestra seca (g). (peso de muestra sumergida en el recipiente con agua menos el peso del recipiente con agua, sin la muestra).

Las determinaciones repetidas no deberán variar en más de 0,02 g para muestra de ensayo con peso entre 250 g y 5 kg, ni en más de 0,01 g para muestras de ensayo con peso de 250 g o menor.

### **6.7. ENSAYO PARA DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS A TRAVÉS DE PULSOS SÓNICOS**

Este ensayo permite medir la velocidad de las ondas elásticas longitudinales ( $V_P$ ) y transversales ( $V_S$ ), al atravesar una probeta de roca. La velocidad de las ondas está relacionada con las características mecánicas del

material, su resistencia y su deformabilidad y a partir de ella se calculan los módulos de deformación elástico-dinámicos,  $E_d$  y  $\nu_d$



**Foto 15.** Ensayo de determinación de constantes elásticas por pulsos sónicos, Muestra del túnel San Juan.  
Foto: Luis Zurbarán

El ensayo consiste en transmitir ondas ultrasónicas a través de una probeta de roca y registrar los tiempos de llegadas de estas ondas. El transmisor de las ondas se fija sobre un extremo de la probeta, y en el otro extremo se sitúa el receptor que mide el tiempo que tarda la onda en atravesar la longitud de la muestra. La dimensión mínima de las muestras debe ser al menos 10 veces la longitud de la onda (ISRM, 1981)

La velocidad de la onda de corte es aproximadamente dos tercios de la velocidad de las ondas longitudinales. Los módulos elásticos dinámicos de la muestra se obtiene a partir de las siguientes fórmulas:

$$E_d = \rho(V_p)^2 \frac{(1-2\nu_d)(1+\nu_d)}{(1-\nu_d)} \quad E_d = 2\rho(V_s)^2(1+\nu_d) \quad \nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$$

Donde:

$\rho$  = Densidad del material rocoso, en  $\text{kg/m}^3$

$V_p$  y  $V_s$  = velocidades de las ondas longitudinales y de cizalla, en m/s

$$V_p = \left[ \frac{E_d}{\rho} \frac{1-\nu_d}{(1+\nu_d)(1-2\nu_d)} \right]^2 ; \quad V_s = \left[ \frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1-2\nu_d)} \right]^{1/2} ; \quad \frac{V_p}{V_s} = \left[ 2 \frac{(1-\nu_d)}{(1-2\nu_d)} \right]^{1/2}$$

El valor del módulo de la deformación dinámico,  $E_d$ , es mayor que el determinado a partir de ensayos de compresión uniaxial, ya que la rápida aplicación de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico. El valor de  $V_p$ , además de correlacionarse linealmente con la deformabilidad de la roca, es indicativo de su calidad, al estar relacionado con propiedades como la porosidad y la resistencia a la compresión simple. El coeficiente de Poisson no presenta una relación definitiva con  $V_p$ .

## 7. INGENIERÍA DE TÚNELES.

### 7.1.- CONCEPTOS BÁSICOS

Previo al estudio en detalle de la ingeniería de túneles, es preciso manejar la terminología empleada en su respecto. Entre los conceptos más importantes se tiene:

**Túnel:** Paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación. Dicha cavidad debe ser estabilizada a corto y a largo plazo, desde su apertura y durante toda la vida útil establecida para la obra.

**Frente de excavación:** Se define como la zona vulnerable que se genera una vez iniciada la excavación



**Foto16.** Túnel San Juan, Portal norte. Sistema ferroviario, San Juan de los Morros – San Fernando de Apure, progresiva 2+235  
Foto por: Luis Zurbarán

**Foto17.** Frente de excavación túnel San Juan desde el portal norte  
Foto por: Luis Zurbarán

**Hastial:** Cara lateral de una excavación.

**Solera:** Superficie del fondo del túnel que constituye su piso.

**Clave o techo:** cielo del arco o bóveda de la excavación.

**Soporte o sostenimiento:** Se refiere a los elementos estructurales de sujeción del terreno, aplicados inmediatamente después de la excavación del túnel, con el fin de asegurar su estabilidad durante la construcción y después de ella, así como garantizar las condiciones de seguridad. Algunos de los elementos de soporte se describen a continuación.

	
<p><b>Foto 18.</b> Espacio excavado y sostenido por micropilotes, donde será colocada una costilla. Foto: Luís Zurbarán</p>	<p><b>Foto19.</b> Montaje de la costilla. Foto: Luís Zurbarán</p>

**Cerchas o costillas:** Son perfiles de acero laminados en forma de arco que ejercen una función resistente cuando trabajan en contacto con el terreno, por lo tanto, se han de colocar en contacto con el mismo a lo largo de toda su longitud y finalmente apoyadas en el suelo.



**Foto 20.** Cercha utilizada en el túnel San Juan, radio de 5 metros

Foto por: Luís Zurbarán

**Concreto proyectado o gunita:** la gunita es un mortero de cemento, agua y árido de hasta 8 mm de diámetro. Cuando los áridos son de tamaños superiores se denomina hormigón; el término proyectado se refiere a que esta mezcla se proyecta neumáticamente a través de una manguera con una boquilla.



**Foto 21.** Aplicación del concreto proyectado en el túnel San Juan

Foto por: Luís Zurbarán

**Pernos o anclajes:** barras de acero con un extremo redondeado, el cual va introducido en el macizo rocoso y el extremo restante queda asegurado en superficie con rosca y una plancha para ajustar.



**Foto 22.** Pernos colocados en el hastial izquierdo del túnel San Juan, distancia entre pernos 1 m. Foto por: Luis Zurbarán

**Micropilotes:** Consisten en tubos de acero de 20 a 40 mm de sección y longitudes variables, normalmente de 3 a 6 m, los cuales se instalan en el terreno previa perforación del taladro correspondiente.



**Foto 23.** Micropilotes utilizados en el túnel San Juan.  
Foto por: Luís Zurbarán

**Paraguas:** Es un tratamiento especial que se aplica cuando el tipo de material atravesado por el túnel tiene alto riesgo de desprendimiento al efectuar el avance. Pueden utilizarse micropilotes alrededor de la sección o la clave del túnel.



**Foto 24.** Micropilotes alrededor de la clave del túnel San Juan formando un paraguas  
Foto: Luís Zurbarán.

**Vidrioresinas:** está constituida básicamente por resina de poliéster armada con fibra de vidrio; ésta se inyecta en el material a perforar con el fin de consolidarlo.

**Revestimiento:** consiste en aplicar sobre el soporte otros elementos estructurales (como una capa de hormigón proyectado), con el fin de proporcionar resistencia al sostenimiento del túnel a largo plazo y dar un acabado regular.



**Foto 25.** Revestimiento de concreto. Túnel de piqueras, España.

## **7.2.- EL PROYECTO DE UN TÚNEL**

En el proyecto para la construcción de una excavación subterránea, se deben definir todos los aspectos que pueden afectar la construcción de la obra. Es necesario analizar todos los factores que pueden influir en el comportamiento del túnel para lograr cumplir los objetivos del proyecto. Para esto es imprescindible la realización de estudios geológicos y geotécnicos adecuados, con los que se puede obtener el conocimiento necesario para mantener control sobre diversos factores que componen el proyecto, principalmente costos, tiempo y riesgos.

Los estudios geológicos y geotécnicos que se requieren para realizar excavaciones subterráneas, como ya fue mencionado, representan un impacto presupuestario importante, más aun cuando se deben asumir en las primeras etapas del proyecto. Debido a esto, por lo general se tiende a limitar lo más posible las investigaciones, olvidándose la correcta aplicación de las técnicas de costos versus beneficios.

Es importante entonces, comprender que a medida que la investigación geológica y geotécnica es profundizada, más se reduce el riesgo de que el proyectista considere parámetros que no son ciertos, provocando imprevistos y sobrecostos en etapas más avanzadas del proyecto.

Los estudios geológicos y geotécnicos, además, aportan los datos requeridos para estimar las cargas y las deformaciones, determinar el sostenimiento, seleccionar el método de excavación y el método constructivo del túnel. Para este propósito se debe realizar una correcta planificación de las investigaciones que permitan cumplir con los objetivos de la misma, los cuales son:

- Determinar las condiciones geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del trazado.
- Identificar zonas singulares de mayor complejidad geológica.

- Clasificar y sectorizar geomecánicamente el macizo rocoso a ser excavado.
- Utilizar criterios geomecánicos para el diseño de sostenimiento y selección de los métodos de excavación en cada tramo del túnel.
- Determinar el emplazamiento, la excavación y estabilización de los portales.
- Establecer tratamientos para asegurar la estabilización y el drenaje del terreno.

### **7.3.- LA GEOMETRÍA DEL PROYECTO: TRAZADO Y SECCIÓN TIPO**

#### **7.3.1. Trazado en planta**

Para determinar el trazado de un túnel, es necesario que el proyectista considere los siguientes aspectos:

- **La geotecnia del macizo a atravesar.** Para poder tantear las posibles alternativas de trazado, se necesita una información general sobre las condiciones geotécnicas del macizo a atravesar, aunque posteriormente se deba profundizar más en el tema. Ello permitirá establecer las alternativas de trazado más adecuadas desde el punto de vista geotécnico.
- **La afectación a obras subterráneas existentes.** La información sobre los servicios existentes en el subsuelo de la zona de la futura obra subterránea es tan importante como la misma geotecnia del macizo, por lo que necesariamente debe tomarse en cuenta.
- **La afectación a obras exteriores existentes.** El fenómeno de la subsidencia del terreno superficial, debida a la ejecución de una obra subterránea, obedece básicamente a las características geotécnicas del macizo. Su efecto principal son los asentamientos de terreno, los cuales son de menor magnitud en los macizos

de rocas ígneas, mientras que suelen alcanzar magnitudes importantes en las rocas sedimentarias, más aun, en rocas blandas y suelos.

Por último, se tienen las recomendaciones clásicas de definición del trazado con criterios de tipo económico, aunque se debe tener presente que un trazado más corto, no es necesariamente el más adecuado. Es importante que en los proyectos de obras subterráneas, se tome en cuenta cada vez más el estudio previo de los factores que se acaban de señalar.

#### **Pendiente del trazado.**

Las pendientes del trazado se deben definir según las necesidades funcionales del servicio a que se destina el túnel. En el caso específico de túneles ferroviarios se toman, como límites de referencia, pendientes de 2,5% en tramos largos, con un máximo de 5% en tramos muy cortos. En caso de ferrocarriles de alta velocidad los radios en planta deben superar los 2.000 m y las pendientes se mantienen por debajo del 1%.

#### **7.3.2. La sección tipo**

Para la definir la sección tipo, se deben tomar en cuenta los gálibos requeridos funcionalmente y la aproximación a la forma óptima deseable desde el punto de vista geotécnico, que es la circular.

Para túneles ferroviarios se considera lo referente a la plataforma de vía, sistema de toma de corriente y ventilación. También, hay que contemplar un margen razonable para el tipo de sostenimiento que va a aplicarse a la sección.

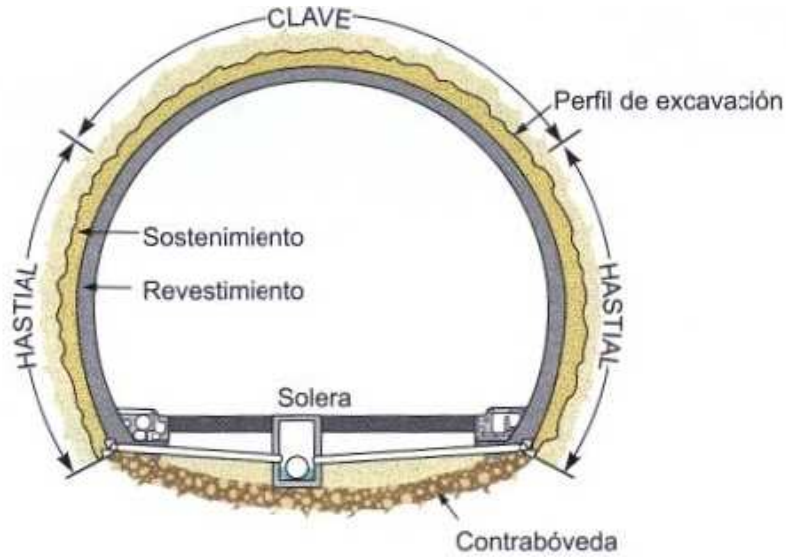


Figura 20. Sección de un túnel. Fuente: Gonzalez Vallejo (2002).

#### 7.4. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL MACIZO

El estudio geológico de un macizo se resume en el establecimiento de las características de las rocas que lo conforman, destacando las estructuras geológicas y la clasificación de los tipos litológicos. Puede complementarse con una evaluación aproximada de algunas propiedades mecánicas de la matriz rocosa, como la cohesión y la dureza.

El estudio geotécnico tiene por objeto prever el comportamiento mecánico del macizo rocoso cuando se le someta a modificaciones en su estado tensional de equilibrio, como resultado de la construcción del túnel. De ello dependen no sólo las características intrínsecas de las rocas matrices, sino su disposición estructural natural, su estado de fracturación y la presencia de agua así como de posibles discontinuidades o accidentes geológicos singulares.

En resumen, el Proyectista debe considerar que un macizo rocoso necesita una definición geotécnica que ha de comprender los siguientes aspectos:

- Características intrínsecas del material básico
- Evaluación de discontinuidades.
- Respuesta esperable de la roca matriz
- Respuesta final esperable del macizo

Obtenidos los datos básicos del proyecto, tales como el trazado, perfil topográfico y sección tipo de la excavación; se debe realizar la caracterización geomecánica a fin de dar el siguiente paso en el complejo proceso por el que pasa el proyecto de construcción de un túnel.

## **7.5. GEOMECÁNICA DE LA EXCAVACIÓN**

En una excavación subterránea se pueden dar casos donde el comportamiento geo-estático resulta diferente a lo esperado según las características geotécnicas del medio excavado, lo cual implica que otros factores pueden incidir en el comportamiento de la excavación, dentro de estos factores, son importantes las condiciones tensionales naturales existentes en el medio previamente a la excavación, y las eventuales muy próximas condicionantes geométrico-topográficas de la superficie (*Perri, 2006*).

En toda excavación subterránea deben definirse dos coberturas límites, una inferior y otra superior. Dentro de este rango de coberturas, se puede asumir que el comportamiento geomecánico de la sección, las cargas a soportar y el soporte requerido, puedan ser considerados fundamentalmente en función de las características geomecánicas del medio a excavar. Por lo que es recomendable definir cada situación específica y luego diseñar el soporte necesario para cada sección geomecánicamente caracterizada.

Fuera de estas coberturas límites, intervienen otros aspectos que influyen sobre el comportamiento geomecánico de la excavación, como son los elementos tensionales y deformatorios inherentes al estado de tensión natural preexistente a la excavación para las coberturas elevadas y los equilibrios rígido-cinemáticos

ligados a la proximidad de la sección a la superficie topográfica externa para las bajas coberturas.

En lo referente a las coberturas límites, son valores que pueden cambiar en cada túnel debido a que su definición efectiva depende, no solo de la forma y dimensiones de la excavación, sino también de las características geomecánicas específicas del medio a excavar. De esta manera, mientras más competente resulta ser el medio a excavar, tanto más baja puede resultar la cobertura límite inferior y tanto más elevada puede resultar la cobertura límite superior, lo cual puede ampliar el rango práctico de las coberturas intermedias donde el comportamiento mecánico de las secciones resulta ser controlado solo por las características geomecánicas del medio.

## **7.6. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA**

La caracterización geomecánica del macizo rocoso donde se llevará a cabo la excavación, se puede realizar usando clasificaciones geomecánicas propuestas en la bibliografía (tratadas en el capítulo 4), ampliamente aceptadas y usadas internacionalmente en este tipo de obras. Estas clasificaciones permiten obtener parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo para estimar los sostenimientos del túnel.

El objetivo de la caracterización geomecánica es determinar las propiedades del macizo rocoso, a su escala natural debido a que el túnel será excavado y construido dentro de este medio. Para ello se lleva a cabo la caracterización de los materiales que conforman al macizo y la caracterización de las discontinuidades. El macizo rocoso, en función de la densidad de fracturas y de la orientación de las mismas (grado de anisotropía), puede ser esquematizado con un modelo continuo, discontinuo, o continuo equivalente.

En los casos de aplicación de un modelo discontinuo, es aceptable utilizar las metodologías de clasificación geomecánica ya mencionadas propuestas por Bieniawski, Barton, entre otros.

Para los casos de macizos rocosos considerados como un modelo continuo, macroscópicamente isótropos en relación con la escala de la aplicación específica, se pueden estimar los parámetros geomecánicos de resistencia y deformación de los macizos rocosos de acuerdo con la metodología propuesta por *Hoek y Brown (1997)*. Para esto, se requiere conocer los siguientes parámetros básicos, dos de ellos relativos a los materiales rocosos que conforman el macizo y el tercero, el GSI (Hoek, 1994), relativo a la macro-estructura del macizo:

- La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta " $\sigma_{ci}$ "
- La constante " $m_i$ " que define el carácter friccionante de la roca
- El *Geological Strength Index* "**GSI**" del macizo rocoso.

Los posibles rangos numéricos correspondientes a cada uno de los dos primeros parámetros referidos se encuentran reportados en tablas que pueden ser utilizadas para estimar los valores de estos parámetros en ausencia o como complemento de ensayos de laboratorio. La definición y determinación del tercer parámetro, el GSI se puede estimar con el diagrama de Marinos y Hoek (2001). El siguiente paso es la estimación de las características geomecánicas básicas de resistencia y deformación del macizo rocoso:

- El ángulo de fricción del macizo rocoso " $\varphi_m$ "
- La cohesión del macizo rocoso " $c_m$ "
- La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso " $\sigma_{cm}$ "
- El módulo de deformación del macizo rocoso "**E<sub>m</sub>**".

Estos parámetros se determinan mediante las ya nombradas fórmulas empíricas propuestas por Hoek (2002), tratadas en el capítulo 5.

Las tablas para estimar los parámetros de resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta y el *Geological Strength Index* "GSI" del macizo rocoso se pueden ver en el capítulo 4. La constante "mi" se estima mediante la tabla 30 presentada en el capítulo 5.

### **Clases de comportamiento**

El comportamiento geostático de una excavación subterránea depende de un conjunto de factores que pueden resumirse como: el estado de sollicitación natural preexistente en el medio a excavar y la resistencia geomecánica del mismo.

El estado de sollicitación natural depende directamente de la profundidad o cobertura (H) de la excavación, y la geomecánica del medio a excavar, también se puede asociar con la resistencia de los materiales dominantes en el medio y con la macro-estructura geomecánica del macizo (fracturas, alteraciones, anisotropías y morfologías de las superficies de las discontinuidades).

En condiciones de sollicitaciones naturales que resulten considerablemente elevadas en relación con la resistencia del macizo natural, se puede hacer referencia a la resistencia a la compresión no confinada del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) y relacionarla con el estado de sollicitación natural ( $\gamma H$ ), siendo " $\gamma$ " la densidad del macizo rocoso. Esta correlación se conoce como "Índice de competencia de la excavación" (IC)

$$IC = \sigma_{cm} / \gamma H$$

El IC permite discriminar la clase de comportamiento de la excavación en las circunstancias descritas. En coberturas moderadas donde las sollicitaciones naturales resultan naturalmente bajas, generalmente se tienen valores elevados del índice (IC), en este caso, resulta suficiente determinar la calidad geomecánica del macizo (GSI) como condicionante de la clase de comportamiento de la

excavación. Finalmente, bajo coberturas muy reducidas, en proximidad de la superficie, deberá también considerarse la estabilidad cinemática del frente, como elemento condicionante de la clase de comportamiento.

En este sentido, las posibles clases de comportamiento de una excavación según Russo (1998), son las siguientes (tomado de Perri, 2006):

#### **Clase de comportamiento "A"**

Comportamiento del frente y cavidad estables. Se produce cuando el estado de sollicitación, que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio no superan las características de resistencia del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es por lo general siempre mucho mayor de la unidad ( $FS > 2,5$ ).

Los fenómenos de deformación que siguen a la excavación evolucionan manteniéndose en campo elástico, son inmediatos y son por lo general de modesto alcance, limitados al orden de pocos centímetros. Las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones, son despreciables. La deformación radial libre de la cavidad (relación porcentual entre el desplazamiento radial y el radio de la galería:  $R_o$ ) es muy baja ( $\epsilon < 1\%$ ); aún menor es la deformación radial al frente ( $\epsilon_o < 0,5\%$ ); la plastificación (expresada en términos de extensión del radio plástico,  $R_p$ ) es prácticamente inexistente ( $R_p/R_o = 1$ ) y el índice de competencia de la excavación resulta ser muy elevado ( $IC > 0,45$ ). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es elevado ( $GSI > 60$ ).

La eventual presencia de agua, también en régimen hidrodinámico, generalmente no influencia la estabilidad del túnel, a menos que se trate de terrenos alterables o, que gradientes hidráulicos demasiado fuertes provoquen un

lavado tal de reducir drásticamente la resistencia al corte a lo largo de los planos de discontinuidad presentes en el terreno.

Toda la excavación es globalmente estable y se pueden eventualmente producir solamente inestabilidades muy localizadas en términos de caída de bloques aislados, debido a circunstancias geo-estructurales locales desfavorables en un macizo algo discontinuo. Las intervenciones de estabilización son por lo general mínimas y están principalmente dirigidas a evitar desprendimientos localizados del terreno potencialmente peligrosos para las personas y al mismo tiempo a mantener un perfil de excavación regular.

En lo que específicamente se refiere al soporte a preseleccionar en esta clase, se considera suficiente una capa poco espesa de concreto proyectado fibroreforzado con la eventual puesta en obra de pernos cortos, aislados localmente.

#### **Clase de comportamiento “B”**

Comportamiento del frente estable y cavidad estable a corto plazo. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación, que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio se acercan a las características de resistencia elástica del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es: aún mayor de la unidad ( $FS_f \approx 2$ ) en el frente y próxima a la unidad ( $FS_c \approx 1$ ) en el contorno de la cavidad a cierta distancia del primero.

Los fenómenos de deformación que consiguen a la excavación evolucionan en campo elástico en el frente y en campo elasto-plástico sobre el contorno de la cavidad, son algo diferidos y son por lo general de limitado alcance, en el orden de centímetros. Las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones, son limitadas y no condicionan la estabilidad del túnel ya que el

terreno está aún en condición de movilizar una suficiente resistencia residual. Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale ( $1\% < \epsilon < 2,5\%$ ); la deformación radial al frente vale ( $\epsilon_0 \leq 0,5\%$ ); el radio de plastificación vale ( $1 < R_p/R_o < 2$ ) y el índice de competencia vale ( $0,3 < IC < 0,45$ ). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es relativamente alto ( $40 < GSI < 60$ ).

La eventual presencia de agua, especialmente si bajo un régimen hidrodinámico, reduciendo la capacidad de resistencia al corte del terreno, favorece la extensión de la plastificación y aumenta por lo tanto la importancia relativa de los fenómenos de inestabilidad. Es por esto necesario prevenir la presencia del agua, sobretodo en la zona del frente de excavación, desviándola para mantenerla en lo posible hacia el exterior del núcleo. Los fenómenos de inestabilidad, bajo la forma de desprendimientos localizados presentes en el frente y contorno de la cavidad, dejan en general el tiempo de actuar después de un relativamente limitado alejamiento del frente, mediante el uso de intervenciones tradicionales de contención radial. Las intervenciones de estabilización son generalmente de tipo conservativo basadas en técnicas de contraste pasivo, o sea dirigidas a evitar el completo deconfinamiento del macizo rocoso en el contorno de la cavidad y entonces su descompresión hasta mucho más allá del mismo contorno.

En lo que específicamente se refiere al soporte a preseleccionar en esta clase, se considera apropiada la puesta en obra de un sistema compuesto por la integración de una capa de concreto proyectado, de moderado espesor complementada con pernos o costillas metálicas livianas, capaz de contrastar con un adecuado margen de seguridad de las cargas radiales.

### **Clase de comportamiento "C"**

Comportamiento de la cavidad inestable. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación que se establece al frente y al contorno

de la cavidad, como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio superan por poco las características de resistencia elástica del mismo y la relación de movilización entre resistencia y solicitaciones es: próxima a la unidad ( $FS_f \approx 1$ ) en el frente y menor a la unidad ( $FS_c < 1$ ) en el contorno de la cavidad a cierta distancia del primero.

Las deformaciones se desarrollan lentamente en relación a las normales velocidades de avance de la excavación y aunque no se producen evidentes derrumbes del frente debido al moderado desequilibrio tensional, las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones, pueden condicionar la estabilidad del túnel.

Además, al producirse en el mismo frente de deformaciones plásticas, las condiciones de la cavidad lejos del frente resultan algo críticas y la franja plástica se desarrolla en sentido radial en una extensión superior al radio del túnel, con una consecuente convergencia radial importante y con deformaciones axiales en el frente.

Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale ( $2,5\% < \varepsilon < 5\%$ ); la deformación radial al frente vale ( $0,5 < \varepsilon_0 < 1\%$ ); el radio de plastificación vale ( $2 < R_p/R_0 < 4$ ) y el índice de competencia vale ( $0,2 < IC < 0,3$ ). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es reducido ( $30 < GSI < 50$ ).

La eventual presencia de agua, reduciendo la capacidad de resistencia al corte del terreno, favorece la extensión de la plastificación y aumenta por lo tanto la importancia relativa de los fenómenos de inestabilidad. Es por esto necesario prevenir la presencia del agua, sobretodo en la zona del frente de avance, desviándola para mantenerla en lo posible hacia el exterior del núcleo.

En lo que específicamente se refiere al soporte a preseleccionar en esta clase, las acciones de estabilización en general es probable que puedan concretizarse con la sola aplicación de una adecuada estructura de contraste constituida por costillas y concreto proyectado, pero suficientemente pesada para soportar las cargas de equilibrio y solo excepcionalmente complementada con una armadura del frente mediante elementos de vidrio resina con el objeto de rigidizarlo lo suficiente para permitir un equilibrio temporal de la cavidad hasta tanto, a distancia del orden de un radio, entre a actuar el soporte primario después de haberse desarrollado una limitada y por lo tanto aún beneficiosa convergencia.

### **Clase de comportamiento "D"**

Comportamiento del frente inestable. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio superan las características de resistencia del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es: menor a la unidad ( $FS_f \approx <1$ ) en el frente y mucho menor ( $FS_c \ll 1$ ) en el contorno de la cavidad a cierta distancia del primero.

Los fenómenos de deformación resultan inaceptables ya que evolucionan rápidamente en campo de ruptura, dando lugar a graves manifestaciones de inestabilidad tales como la caída del frente y el colapso de la cavidad, sin dejar el tiempo de actuar con intervenciones de contención radial: las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones o colapsos, condicionan la estabilidad del túnel.

En la zona del frente, el desequilibrio tensional puede producir altos gradientes de deformación, resultando críticas las condiciones de estabilidad del frente para las velocidades normales de avance.

Además, las condiciones de la cavidad lejos del frente resultan aún más críticas y la franja plástica se desarrolla en sentido radial en una extensión superior al diámetro del túnel, con una consecuente convergencia radial muy importante: se requieren por lo tanto intervenciones de pre-consolidación del frente de avance para desarrollar acciones de pre-contención y capaces de inducir artificialmente los efectos de arco.

Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale:  $5\% < \epsilon < 10\%$ ; la deformación radial al frente vale:  $\epsilon_o > 1\%$ ; el radio de plastificación vale:  $R_p/R_o > 4$  y el Índice de competencia vale:  $0,15 < IC < 0,2$ . El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es bajo ( $20 < GSI < 40$ ).

La eventual presencia de agua, en régimen hidrostático, reduce aún más la capacidad de resistencia al corte del terreno favoreciendo una mayor extensión de la plastificación e incrementando la magnitud de las deformaciones. La misma agua, en régimen hidrodinámico, se traduce en fenómenos de arrastre de materiales y de sifonamiento absolutamente inaceptables y peligrosos para la estabilidad global de la excavación. Por lo tanto, es necesario prevenir la presencia del agua, sobretudo en la zona del frente de avance, desviándola para mantenerla en todo lo posible hacia el exterior del núcleo. Para contener el desarrollo de la plastificación, de modo que se de más allá del frente de la excavación y sea en sentido radial, es muy útil una densa intervención mejorativa de consolidación preventiva del núcleo con elementos resistentes de vidrioresina conectados al macizo rocoso mediante inyecciones de mezclas de cemento.

Sin embargo, para las condiciones más críticas de esta misma clase, las intervenciones pueden llegar a ser predominantemente mejorativas y a tal fin la consolidación del frente mediante elementos de vidrioresina se podrá inclusive extender en el perímetro inmediato de la excavación, mediante la colocación de una serie de elementos de vidrio resina periféricos y algo inclinados respecto al eje

del túnel para de tal manera afectar, con la acción mecánica de la armadura de pre-consolidación, una corona de roca inmediatamente externa al perímetro de excavación, contribuyendo de tal forma a limitar la extensión del radio de plastificación de la roca alrededor de la excavación y en consecuencia limitar las cargas finales de equilibrio sobre el soporte seleccionado.

El soporte primario debe ser preseleccionado pesado y estar constituido por una espesa capa de concreto proyectado y pesadas costillas metálicas, eventualmente integradas con la aplicación de elementos radiales de mejora del macizo rocoso cuya densidad y longitud dependerán esencialmente del comportamiento deformacional del macizo rocoso alrededor de la excavación. Tales elementos radiales mejorativos podrán ser constituidos por vidrioresina, o podrán ser cables o pernos estructuralmente equivalentes, dependiendo de la factibilidad práctica de su construcción, en relación con la densidad y longitud que resulten necesarias en cada caso específico.

### **Clase de comportamiento “E”**

Comportamiento inestable. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación, que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio superan ampliamente las características de resistencia del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es mucho menor a la unidad ( $FS \ll 1$ ) sea en el frente y sea en el contorno de la cavidad.

Esta clase se distingue por una inestabilidad a corto plazo del frente con derrumbes inmediatos en el mismo como consecuencia de las operaciones de avance y en presencia de la convergencia libre de la cavidad muy acentuada. Tal comportamiento es, por ejemplo, típico de los terrenos incoherentes, de macizos rocosos cataclados, como en las zonas de fallas, o en presencia de fuertes

gradientes hidráulicos, o de todos modos en los casos en donde desequilibrios tensionales elevadísimos determinan el derrumbe inmediato del frente al momento de la abertura de la cavidad.

En el caso de cruce de fallas o en los tramos que de todos modos se caractericen por una inestabilidad a corto plazo del frente con condiciones de colapso inmediato, se evaluará en función de las características geo-estructurales e hidrogeológicas, la necesidad de intervenciones de pre-confinamiento, presoporte o de mejoramiento en avance, o de eventualmente una oportuna combinación de dichos métodos.

Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale ( $\epsilon > 10\%$ ); la deformación radial al frente vale ( $\epsilon_o \gg 1\%$ ); el radio de plastificación vale ( $R_p/R_o \gg 4$ ) y el Índice de Competencia vale ( $IC < 0,15$ ). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es muy bajo ( $GSI < 20$ ).

La eventual presencia de agua, reduce drásticamente la capacidad de resistencia al corte del terreno favoreciendo una mayor extensión de la plastificación e incrementando la magnitud de los fenómenos de deformación, dando posiblemente lugar a fenómenos de arrastre de materiales y de sifonamiento absolutamente inaceptables y peligrosos para la estabilidad global de la excavación. Por lo tanto, es indispensable prevenir la presencia del agua, desviándola para mantenerla en todo lo posible hacia el exterior. Debido a la reducida capacidad portante de los terrenos, el sistema de contraste de primera fase además de resultar lo suficientemente pesado y debidamente integrado como en la clase anterior, contemplará además adecuadas soluciones técnicas complementarias (por ejemplo, costillas de apoyo amplio, tratamiento mejorativo del terreno de fundación de las costillas, arco invertido provisional, arco invertido definitivo en avance, arcos de pre-soporte de la excavación, etc.).

El soporte primario debe ser preseleccionado muy pesado y estar constituido por una muy espesa capa de concreto proyectado y pesadas costillas metálicas integradas con la aplicación de densos elementos radiales de mejora del terreno. Tales elementos radiales mejorativos podrán ser constituidos por vidrioresina, o podrán ser cables o pernos estructuralmente equivalentes, dependiendo de la factibilidad práctica de su construcción, en relación con la densidad y longitud que resulten necesarias.

**Tabla 31.** Clases de comportamiento y preselección del soporte (Perri, 2005)

CLASE	COMPORTAMIENTO	COBERTURA		PRESELECCIÓN DEL SOPORTE (Túnel de aprox. 10m de diámetro)
		ALTA - IC -	BAJA - GSI -	
<b>A</b>	Estabilidad del frente Estabilidad en la cavidad Eventuales inestabilidades (cinematismos) de bloques $FS_f > 2.5$ $FS_c > 2.5$ $\varepsilon < 1\%$ $\varepsilon_o < 0.5\%$ ( $R_p/R_o = 1$ )	> 0,45	> 60	Concreto Proyectado (10 cm) + Pernos L = 4 m (eventuales)
<b>B</b>	Estabilidad al frente Cavidad algo inestable $FS_f \approx 2$ $FS_c \approx 1$ $1\% < \varepsilon < 2.5\%$ $\varepsilon_o \leq 0.5\%$ ( $1 < R_p/R_o < 2$ )	0,3 – 0,45	40 - 60	Concreto Proyectado (14 cm) + Costillas livianas @ 1.5 m o, Pernos L= 6 m (13 @ 1.5 m)
<b>C</b>	Frente próximo al equilibrio Cavidad inestable $FS_f \approx 1$ $FS_c < 1$ $2,5\% < \varepsilon < 5\%$ $0,5\% < \varepsilon_o < 1\%$ ( $2 < R_p/R_o < 4$ )	0,2 – 0,3	30 - 50	Concreto Proyectado (16 cm)+ Costillas medianas @ 1.25 m o, Pernos L= 6 m (15 @ 1.00 m)
<b>D</b>	Frente inestable Cavidad inestable (grandes deformaciones) $FS_f < 1$ $FS_c \ll 1$ $5\% < \varepsilon < 10\%$ $\varepsilon_o > 1\%$ ( $R_p/R_o > 4$ )	0,15 – 0,2	20 - 40	Concreto Proyectado (20 cm) + Costillas pesadas @ 1.25 m + Refuerzo del frente + Pernos de refuerzo (eventuales)
<b>E</b>	Inestabilidad generalizada (macizo muy débil y/o zona de fallas) $FS_f \ll 1$ $FS_c \ll 1$ $\varepsilon > 10\%$ $\varepsilon_o \gg 1\%$ ( $R_p/R_o \gg 4$ )	< 0,15	$\leq 20$	Concreto proyectado ( $\geq 20$ cm) + Costillas pesadas @ 1 m + Refuerzo del frente + Pernos de refuerzo + Pre-solera (eventual) + Pre-soporte (eventual)

## 7.7. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

La determinación de las cargas actuantes sobre la estructura del soporte es el elemento básico del análisis cuantitativo que permite elaborar un diseño estructural riguroso para la adecuada estabilización del túnel, teniendo como referencia la preselección cualitativa basada en la determinación de la clase de comportamiento de la excavación de acuerdo con las pautas establecidas con anterioridad.

En la determinación de las cargas es necesario diferenciar las secciones de excavación de acuerdo con su rango de coberturas (H) en bajas - intermedias - altas. El valor "Hi" es el límite entre las secciones bajas e intermedias, mientras que el valor "Hs" limita las secciones intermedias de las altas.

La experiencia en construcción de túneles excavados convencionalmente en ambientes geológicos venezolanos, de distinta naturaleza, ha permitido identificar, para las referidas coberturas límites, dimensiones comprendidas entre 75 y 150 metros para Hs y dimensiones comprendidas entre 10 y 25 metros para Hi (Perri, 2006).

El valor específico de la cobertura límite depende de las dimensiones de la sección (por ejemplo del ancho, o diámetro equivalente "b") y de las características geomecánicas del terreno (por ejemplo del grupo geomecánico de pertenencia "GGi", dentro de un rango de 'i' estimable de 1 a 5 y asociable en primera instancia al índice de calidad geomecánica de Hoek "GSI"). Se ha estimado que los valores correspondientes a las dos coberturas límites corresponden satisfactoriamente a las siguientes relaciones:

$$H_i = b (50/GSI) \quad \text{y} \quad H_s = b (GSI/5).$$

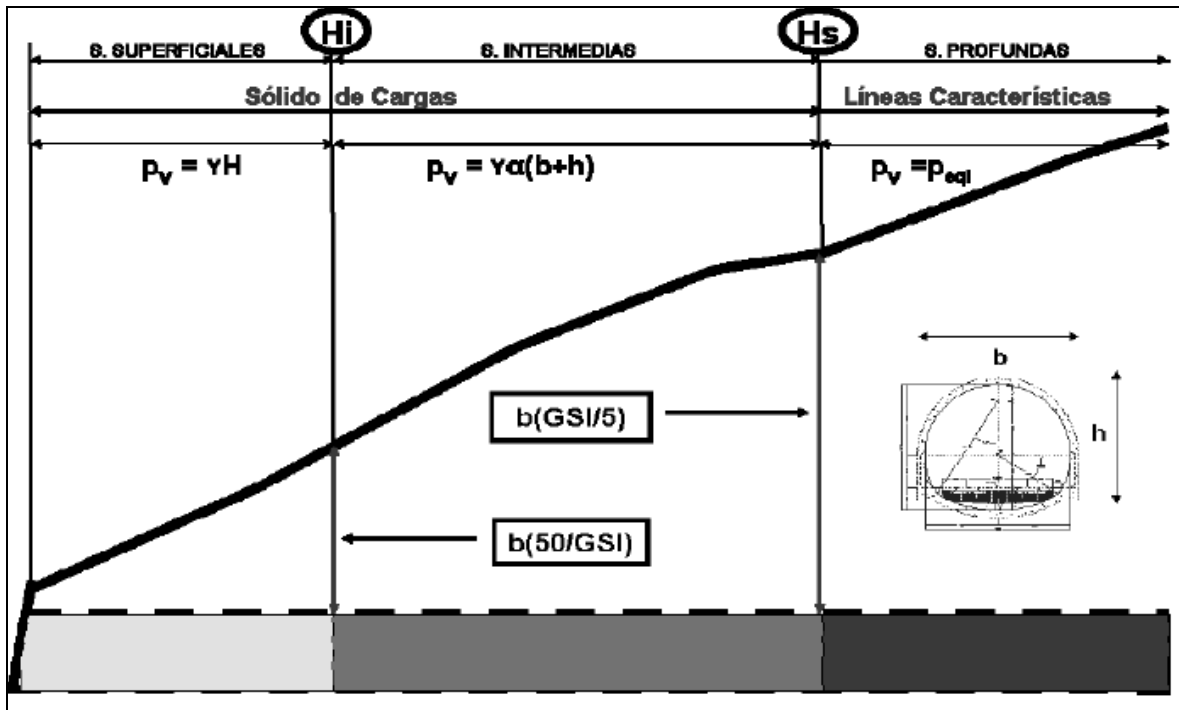


Figura 21. Determinación de las cargas versus cobertura. Fuente: (Perri, 2006)

Se observa que con el aumento de la calidad geomecánica del macizo a excavar se amplía el rango de las coberturas intermedias (disminuyendo  $H_i$  y aumentando  $H_s$ ) por lo que resulta prácticamente inmediato asociar el comportamiento geomecánico de la sección, el comportamiento de la excavación y el soporte a instalar, solamente a las características geomecánicas del macizo rocoso a excavar: el  $G_i$  (grupo geomecánico), o en primera instancia solo al GSI, para una específica dimensión de la sección del túnel.

De acuerdo con la cobertura de una determinada sección del túnel, las cargas actuantes sobre el soporte se estiman generalmente siguiendo dos diferentes metodologías: la metodología del "sólido de cargas" en los casos de coberturas moderadas, inferiores a  $H_s$ , y la metodología de las "líneas características" en los otros casos, de coberturas altas, superiores a  $H_s$ . Además, también se aplica un esquema distinto de distribución para las cargas actuantes: sobre el revestimiento definitivo, cargas gravitacionales verticales en bóveda y

horizontales en los hastiales para las secciones bajo coberturas moderadas y cargas radiales solo en bóveda para las secciones más profundas. Sobre el soporte primario, se aplica indistintamente el modelo simplificado de cargas radiales en bóveda y hastiales.

Para las coberturas bajas y clasificables como “superficiales” ( $H \leq H_i$ ), la carga radial de equilibrio de contraste sobre el soporte primario y las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento definitivo serán las mismas y serán de magnitud igual a las cargas gravitacionales ( $\gamma H$ ) correspondientes a un sólido de altura coincidente con la cobertura específica.

Para las secciones de excavación bajo coberturas moderadas y clasificables como “intermedias” ( $H_i < H \leq H_s$ ), la carga de equilibrio de contraste actuante sobre el soporte primario será radial e igual a la presión correspondiente a la base de un sólido de altura:  $H_p = \alpha(b+h)$ , siendo “ $\alpha$ ” un coeficiente de proporcionalidad lineal (de Terzaghi) función de las características geomecánicas del terreno y siendo “ $b$ ” el ancho y “ $h$ ” la altura de la sección del túnel.

El coeficiente de proporcionalidad ( $\alpha$ ) es función de “GSI” y “ $m_i$ ”, como se ve en la figura 22 y responde aproximadamente a la fórmula (Perri, 2002):

$$\alpha = 1244 m_i^{-1,4330} \text{GSI}^{(0,0004*m_i^2 - 0,0046*m_i - 1,2344)}$$

Para las secciones clasificables como “profundas” ( $H > H_s$ ), las cargas de equilibrio de contraste actuantes sobre el soporte primario serán las radiales que resulten de un análisis de interacción por líneas características.

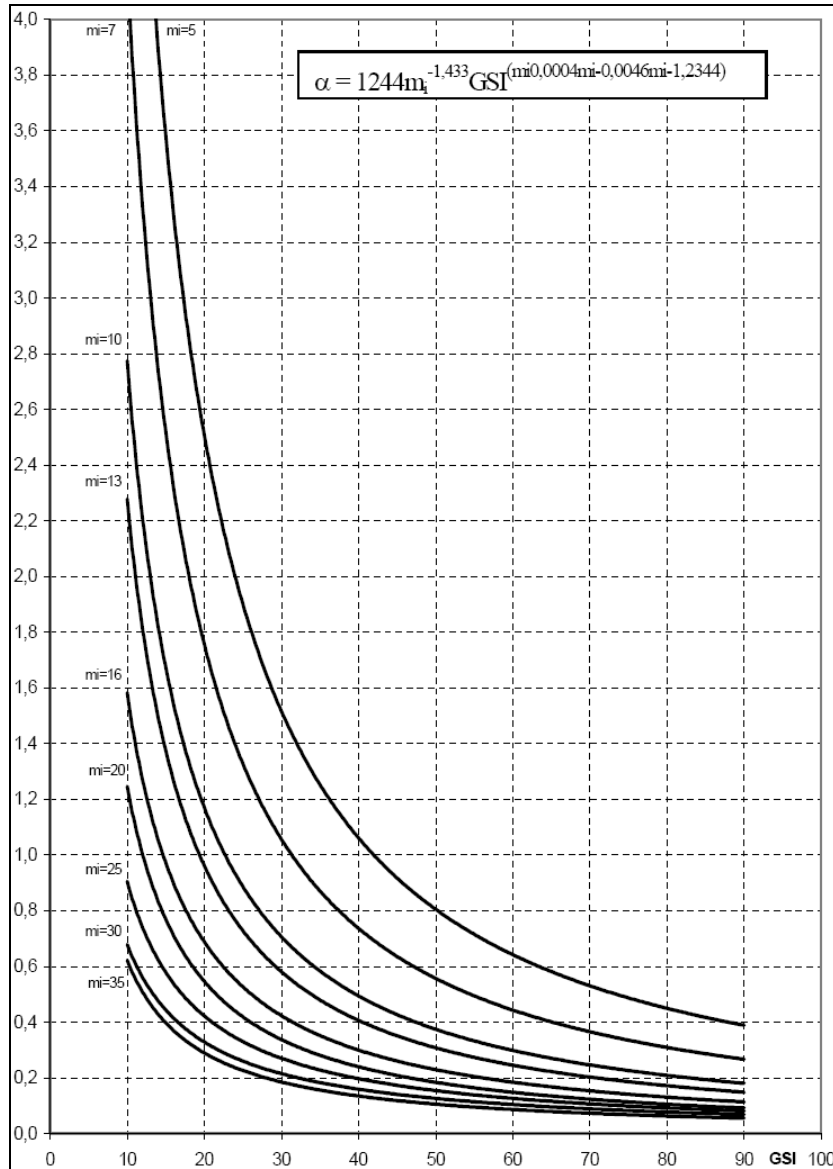


Figura 22. Factor de cargas "alpha" de Terzaghi. Fuente: (Perri, 2002)

## 7.8. SOPORTES PRIMARIOS BÁSICOS

Los soportes colocados durante la excavación se componen de un conjunto de elementos resistentes, siendo el principal el concreto proyectado, el cual es generalmente complementado con marcos y pernos metálicos, en diferentes combinaciones y cantidades según las necesidades de la obra. En la siguiente tabla reportan las características básicas, geométricas y estructurales de cinco soportes primarios típicos propuestos por Perri (2006), identificados como SP-A;

SP- B SP-C; SP-D; SP-E, desde el más liviano al más pesado respectivamente, y también el soporte especial SP-F.

**Tabla 32.** Características geométricas y estructurales de soportes típicos.  
(Perri, 2006).

<b>Tipo</b>	<b>Concreto Proyectado</b> ( $f'c=150$ Kg/cm <sup>2</sup> )	<b>Costillas Metálicas</b> ( $f'y = 2500$ Kg/cm <sup>2</sup> )	<b>Pernos Metálicos</b> (20 toneladas)	<b>Capacidad</b> (Kg/cm <sup>2</sup> ) (*)	<b>Rigidez</b> (Kg/cm <sup>3</sup> ) (*)
<b>SP-A</b>	10 cm	-	puntuales de 4 m	<b>1,4</b> ( $\delta=0,2$ )	<b>3,8</b> ( $\delta=0,4$ )
<b>SP-B</b>	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par costillas	<b>2,6</b> ( $\delta=0,3$ )	<b>7,0</b> ( $\delta=0,6$ )
		o alternamente 13 pernos x 6m @ 150 cm		<b>2,8</b> ( $\delta=0,4$ )	<b>7,6</b> ( $\delta=0,8$ )
<b>SP-C</b>	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	2 x 4 m @ par costillas	<b>3,3</b> ( $\delta=0,4$ )	<b>9,0</b> ( $\delta=0,8$ )
		o alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm		<b>3,6</b> ( $\delta=0,5$ )	<b>9,7</b> ( $\delta=1,0$ )
<b>SP-D</b>	20 cm	2 IPN200 @ 125 cm	4 x 6 m @ par costillas	<b>4,5</b> ( $\delta=0,5$ )	<b>12,2</b> ( $\delta=1,1$ )
<b>SP-E</b>	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	8 x 6 m @ par costillas	<b>5,0</b> ( $\delta=0,6$ )	<b>13,6</b> ( $\delta=1,1$ )
<b>SP-F</b>	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	4 x 6 m (micropilotes) @ par costillas (H var.)	<b>5,5</b> ( $\delta=0,6$ )	<b>15,0</b> ( $\delta=1,2$ )
(*)análisis y cálculos en anexos de la obra citada.					

En la tabla anterior se puede apreciar que, en las situaciones intermedias se tienen por lo menos dos alternativas tecnológicas de soporte con las que se puede lograr el mismo objetivo: una basada en el uso de marcos metálicos para integrar el concreto proyectado y la otra basada en el uso sistemático y extensivo de los pernos metálicos para integrar el concreto proyectado. La elección de una de estas opciones dependerá entonces de factores como: la disponibilidad de los materiales, la disponibilidad de los equipos, el costo comparativo de los elementos, la efectividad real específica comparativa de cada elemento, los rendimientos productivos, la experiencia del constructor.

Finalmente, sobre la base de las posibles alternativas de soporte previstas o disponibles en cada proyecto, se debe proceder a la selección de éste para cada

sección específica de diseño, confrontando los valores de las cargas de acuerdo con las coberturas y las posibles condiciones geomecánicas de los terrenos a encontrar (representadas estas por ejemplo por el GSI de Hoek), con los valores de la capacidad (las resistencias) de los soportes disponibles.

**Tabla 33.** Soportes primarios básicos Vs. GSI - IC – H (Perri, 2006).

COBERTURAS ≤ Hi		Hi < COBERTURAS ≤ Hs		COBERTURAS > Hs	
GSI ≤ 20	SP-E	GSI ≤ 20	SP-E	IC ≤ 0.15	SP-E
20 < GSI ≤ 30	SP-E	20 < GSI ≤ 30	SP-D	0.15 < IC ≤ 0.20	SP-D
30 < GSI ≤ 40	SP-D	30 < GSI ≤ 40	SP-C	0.20 < IC ≤ 0.30	SP-C
40 < GSI ≤ 50	SP-C	40 < GSI ≤ 50	SP-B	0.30 < IC ≤ 0.45	SP-B
GSI > 50	SP-B	GSI > 50	SP-A	IC > 0.45	SP-A

La tabla anterior permite seleccionar el soporte según la clase de comportamiento de la excavación (desde A hasta E), la cual está vinculada solo al GSI (Geological Strength Index) para las secciones de túneles bajo coberturas moderadas ( $H \leq H_s$ ). Para las secciones de túneles bajo coberturas elevadas ( $H > H_s$ ), es necesario referirse también al Índice de Competencia (IC):

$$IC = \sigma_{cm} / \gamma H = (0,0034mi^{0.8})\sigma_{ci}[1,029+0.025e^{(-0,1mi)}]^{GSI} / \gamma H$$

En secciones profundas, los efectos tensionales pueden asumir un rol de importancia sobre el control del comportamiento y de la estabilidad, entonces la selección del soporte primario debe considerar tanto el GSI como el IC, pudiendo resultar que en algunos casos el control lo ejerza particularmente el uno o el otro.

En síntesis, se puede establecer que para cada túnel e inclusive para cada sector del túnel, se debe identificar el Grupo Geomecánico (GGi) al cual pertenece el terreno excavado y caracterizarlo determinando: "GSI", " $\sigma_{ci}$ ", "mi", entre otros. Luego, para las secciones de túnel bajo coberturas elevadas, se debe además particularizar el cálculo del IC.

Una vez pre-seleccionado el soporte primario en base al GSI y al IC, es necesario la verificación estructural del mismo confrontando para cada sección específica representativa del túnel, su resistencia con las cargas actuantes, para establecer definitivamente si es aceptable o si requiere ser modificado, sobre la base del criterio del factor de seguridad o de la probabilidad de falla aceptables, de acuerdo con los criterios establecidos al respecto en cada caso particular.

#### **7.9. ESTIMACIÓN DE SOPORTES PRIMARIOS POR MÉTODOS EMPÍRICOS.**

Los métodos empíricos pueden proporcionar una aproximación al sostenimiento requerido en la construcción de túneles, siendo de gran utilidad para establecer las propiedades del macizo rocoso, así como también para estimar los costos en las etapas del anteproyecto. Estos se basan en clasificaciones geomecánicas tales como las propuestas por Bieniawsky (RMR) y Barton (Q) descritas en el capítulo 4.

En el caso particular de la clasificación geomecánica de Bieniaswski, se establecen las necesidades de sostenimiento en correspondencia a rangos determinados del valor de RMR, como se muestra en la tabla 34. La clasificación RMR también permite estimar la longitud de avance sin sostenimiento (longitud de pase), como se aprecia en la figura 23.

En cuanto a la carga que actuará sobre el sostenimiento, ésta puede calcularse según la expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

Donde “ $\gamma$ ” es el peso específico de la roca y “B” el ancho del túnel. Esta expresión empírica debe ser utilizada con la debida precaución ya que puede arrojar resultados poco representativos.

**Tabla 34.** Sostenimiento a partir del índice RMR, (Bieniaswski, 1989)

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario salvo algún bulón ocasional.	No.	No.
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en clave, con long de 2-3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente con mallazo.	5 cm en clave para impermeabilización.	No.
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5-3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5-2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No.
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1-1,5 m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando se requieran.
V $\leq 20$	Fases múltiples. Avances de 0,5-1 m. Gunitar inmediatamente el frente después de cada avance.	Bulonado sistemático de 5-6 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm<sup>2</sup>.

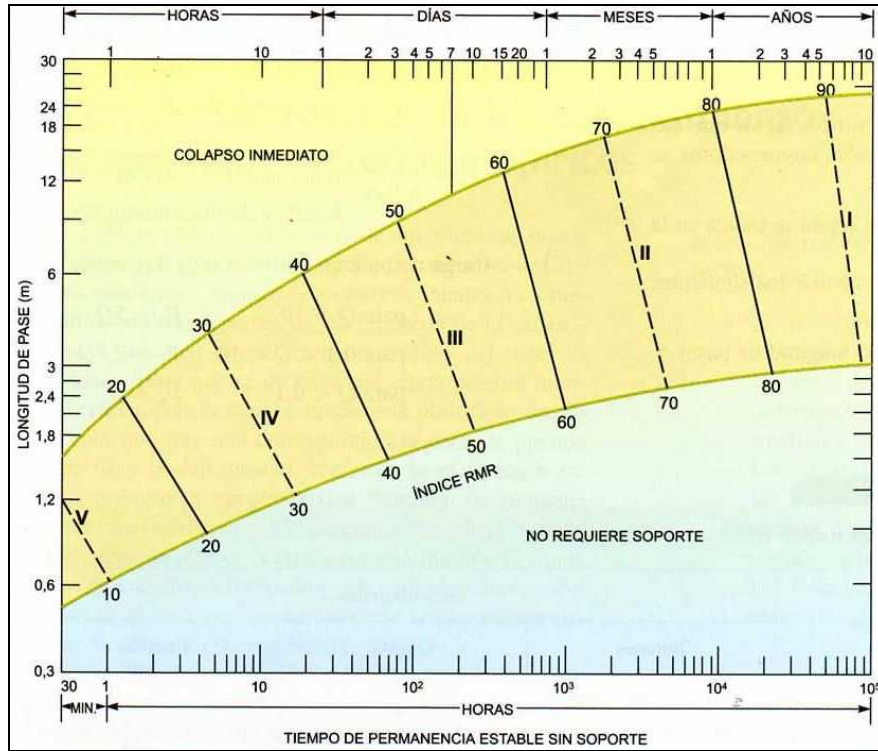


Figura 23. Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniaswski, 1989).

## 7.10. SOPORTES ADICIONALES

En condiciones críticas del terreno a excavar, es posible que los criterios de diseño expongan la necesidad o conveniencia de aplicar elementos adicionales de soporte, constituidos por pernos metálicos, elementos de vidrioresinas y micropilotes metálicos.

La aplicación o no de estos elementos adicionales o cantidad de los mismos dependerá de la situación geomecánica y del comportamiento de la cavidad. Los resultados obtenidos del monitoreo las secciones excavadas son los que indican la necesidad de emplear pernos metálicos. Los niveles geotensionales relativos, indicados por el índice de competencia de la excavación (IC), además de las indicaciones del monitoreo, deben ser evaluados para determinar si se requiere emplear vidrioresinas; y las condiciones de cobertura y de estabilidad que muestren los frentes de ataque referirán las necesidad del uso de micropilotes.

La función de los pernos metálicos adicionales es básicamente recalificar geomecanicamente el macizo rocoso excavado y reforzar el contraste del soporte básico.

Las vidrioresinas se emplean para garantizar la estabilidad y consolidación del frente de excavación y la seguridad del mismo, permitiendo a su vez el avance a sección completa aún en condiciones inestables. Tal consolidación evita las convergencias alrededor de la excavación (en proximidad del frente) y mejora la distribución de las cargas sobre el soporte primario, lo que trae como consecuencia menores presiones de equilibrio para determinados desplazamientos radiales.

Cuando las condiciones topográficas son más o menos simétricas de muy baja cobertura y la calidad geomecánica de los terrenos a excavar es muy baja, es conveniente emplear micropilotes metálicos complementarios como pre-soporte de la bóveda, en el frente de excavación.

Aún cuando la cantidad de estos soportes adicionales varíen de una obra a otra, se han establecido valores referenciales (Perri, 2007) tomando en cuenta parámetros tales como el índice de calidad geomecánica (GSI), el índice de competencia (IC) y la convergencia radial ( $\epsilon$ ). Estos datos se resumen en las tablas 35, 36 y 37.

**Tabla 35.** Cantidades de micropilotes para estabilizar el frente de portales.

<b>GSI</b>	<b>Cobertura</b>	<b>Cantidad de Micropilotes</b>
<b><math>\leq 20</math></b>	Cualquier cobertura	<b>40 – 50</b>
<b>20 – 30</b>	Cobertura baja ( $\leq 6$ metros)	<b>30 – 40</b>
	Cobertura alta ( $> 6$ metros)	<b>25 - 30</b>
<b><math>&gt; 30</math></b>	Cualquier cobertura	<b>Eventual</b>

**Tabla 36.** Cantidades de vidrioresinas para estabilizar el frente Vs. GSI e IC.

<b>GSI</b>	<b>Índice de Competencia (*)</b>	<b>Cantidad de Vidrioresinas</b>
<b>20 – 30</b>	<b>IC alto (&gt; 0,45)</b>	<b>20</b>
	<b>IC bajo (≤ 0,45)</b>	<b>30</b>
<b>≤ 20</b>	<b>IC = cualquier valor</b>	<b>40</b>

$$(*) \quad IC = \sigma_{cm} / \gamma H = (0,0034m_i^{0,8})\sigma_{ci}[1,029+0,025e^{(-0,1m_i)}]^{GSI} / \gamma H$$

**Tabla 37.** Acciones para estabilizar la cavidad vs. Convergencia y GSI.

<b>Convergencia Radial <math>\varepsilon</math> (cm)</b>	<b>Acciones a Implementar</b>
Nivel de Advertencia ( $\varepsilon \geq 1,5$ )	Intensificación del monitoreo
Nivel de Atención ( $\varepsilon \geq 3,0$ )	Intensificación del monitoreo 20 – 40 Vidrioresinas (si GSI ≤ 30)
Nivel de Alarma 1 ( $\varepsilon \geq 4,5$ )	8 – 15 Pernos 30 – 40 Vidrioresinas (si GSI ≤ 30)
Nivel de Alarma 2 ( $\varepsilon > 4,5$ )	Acciones del Nivel de Alarma 1 con solera primaria de concreto
Nivel de Alarma 3 ( $\varepsilon \gg 4,5$ )	Acciones del Nivel de Alarma 2 con pre-soporte de micropilotes

## 7.11. CRITERIOS DE EXCAVABILIDAD

La definición del método de excavación de un túnel se realiza tomando en cuenta la facilidad o la dificultad al arranque que presenta el macizo frente a los distintos métodos de perforación, considerando para esto las siguientes propiedades:

- Resistencia de la matriz rocosa.
- Dureza y abrasividad.
- Facturación.
- Índices de calidad geomecánica.

Los criterios mas aplicados en la construcción de túneles se presentan a continuación:

### 7.11.1. Excavabilidad en función de la resistencia.

Este criterio diferencia entre la excavación por voladura y la excavación por medios mecánicos, considerando los parámetros de resistencia uniaxial y el espaciado de las discontinuidades.

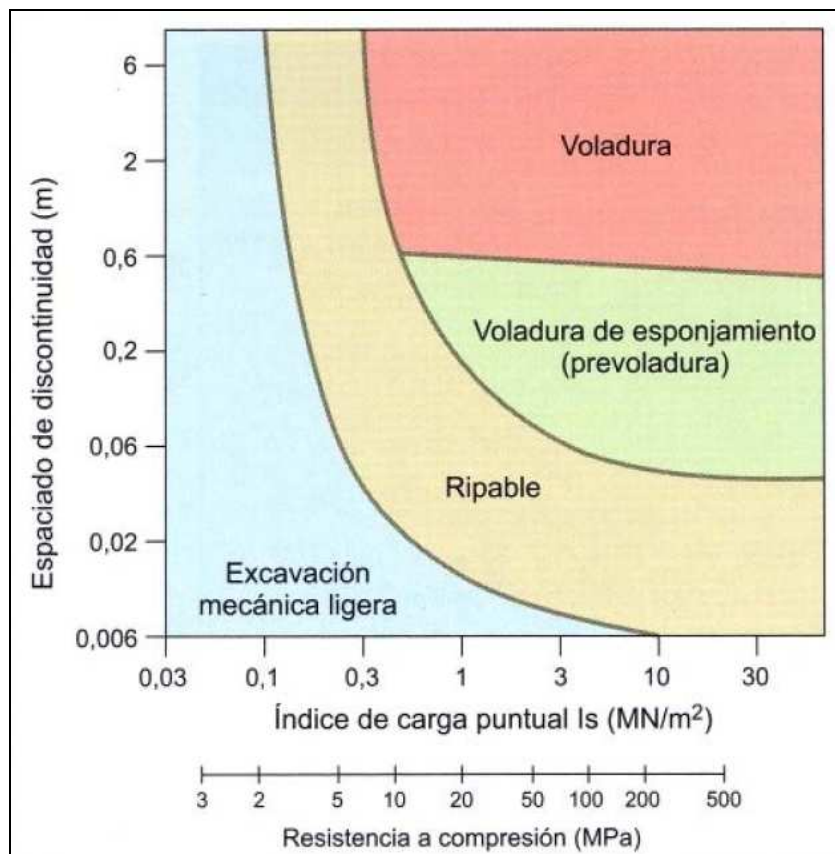


Figura 24. Clasificación de rocas según su excavabilidad. Franklin (1974)

La rozabilidad se puede estimar en función de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y su resistencia a la tracción de la siguiente manera:

Rocas fácilmente rozables:  $\sigma_t / \sigma_{ci} < 0,1$

Rocas difícilmente rozables:  $\sigma_t / \sigma_{ci} > 0,1$

### 7.11.2. Excavabilidad en función de la abrasividad.

Para estimar la abrasividad y rozabilidad de la roca se puede utilizar el índice Schimazek o el Índice Cerhar, descritos a continuación:

#### Índice Schimazek:

Se basa en la observación de minerales y sus tamaños en secciones finas, tomando el cuarzo como mineral de referencia para la abrasividad.

$$F = Q d_{50} \sigma_t$$

donde:

F = coeficiente de abrasividad (N/mm)

Q = contenido de cuarzo equivalente en minerales abrasivos (%)

d<sub>50</sub>= diámetro medio del cuarzo (mm)

σ<sub>t</sub>= resistencia a la tracción (N/mm<sup>2</sup>)

**Tabla 38.** Rozabilidad según el índice Schimazek.

Abrasividad F (Kp / cm)	Rozabilidad
0,2 – 0,3	Muy Buena
0,3 – 0,4	Buena
0,4 – 0,5	Moderada
0,5 – 0,6	Regular
0,6 – 0,8	Mala
0,8 – 1,0	Muy mala

#### Índice Cerchar:

Consiste en rayar una muestra de roca con una broca de acero endurecido que termina en una punta cónica. La broca se carga con una carga de 7 Kp y se desplaza sobre la superficie de la roca 1 cm. Con un micrómetro se mide el plano producido en la punta de la broca debido al desgaste provocado por la roca, y se expresa en décimas de milímetro.

**Tabla 39.** Abrasividad de rocas según el índice Cerchar.

índice Cerchar	Clasificación	Tipo de roca
> 4,5	Extremadamente abrasiva	Gneis, pegmatita, granito
4,25 – 4,5	Altamente abrasiva	Anfibolita, granito
4,0 – 4,25	Abrasiva	Granito, gneis, esquistos, arenisca
3,5 – 4,0	Moderadamente abrasiva	Arenisca
1,2 – 2,5	Poco abrasiva	Dolerita, arenisca
< 1,2	Muy poco abrasiva	Caliza

### 7.11.3. Excavabilidad en función de la velocidad de onda.

La velocidad de propagación de ondas sísmicas en el terreno reflejan el grado de compactación, alteración y facturación de los materiales, lo cual influye en la excavabilidad. En general, cualquier material por debajo de 2.000 m/s es ripable, por encima de 3.000 m/s el material es no ripable.

## 7.12. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN

Los métodos más usados en las excavaciones de túneles son la excavación mecanizada y la perforación y voladura.

### 7.12.1. Perforación y voladura

Se utiliza para rocas de alta resistencia, con velocidades de onda del orden de  $V_p > 2.000 - 2.500$  m/s o en rocas muy abrasivas. Este método consiste en realizar perforaciones en el frente de excavación, colocar explosivos y hacerlos detonar, de manera controlada, evitando daños excesivos a la roca circundante y a la excavación que puedan causar sobreexcavación y problemas de estabilidad.

### 7.12.2. Excavación mecanizada

La excavación se realiza por medios mecánicos mediante rozadoras, máquinas tuneladoras (TBM) o máquinas de ataque puntual como martillos hidráulicos. Este método se puede utilizar en diversos tipos de rocas con resistencia variada desde blandas hasta rocas de resistencia alta, para lo que se usan máquinas más potentes.

### **7.13. ANÁLISIS DE BLOQUES**

Para realizar el análisis de los bloques y las cuñas que se forman en la excavación y el factor de seguridad de cada una se deben seguir los siguientes pasos.

- Determinar la geometría de los bloques que se generan según el método de bloque clave de (Goodman y Shi, 1985)
- Determinar todas las fuerzas individuales que afectan los bloques para calcular las fuerzas activas y pasivas actuantes sobre ésta
- Determinar la dirección de deslizamiento de las cuñas
- Calcular las fuerzas resistentes entre las discontinuidades
- Calcular el factor de seguridad

#### **Geometría de los bloques**

Usando la teoría de bloques (Goodman y Shi, 1985) se determinan todas las cuñas posibles que pueden formarse. En general los bloques se forman como tetraedros, producto de la intersección de tres planos de discontinuidades y la excavación.

Además, se pueden calcular propiedades geométricas de los bloques:

- Volumen de los bloques
- Área de las caras
- Vectores normales a cada plano

#### **Fuerzas actuantes sobre los bloques**

Todas las fuerzas actuantes se pueden clasificar como activas o pasivas. Las fuerzas activas son aquellas que actúan en contra del factor de seguridad, mientras que las fuerzas pasivas representan las fuerzas resistentes. Estos vectores de esfuerzos se determinan sumando las fuerzas individuales.

#### **Dirección de deslizamiento**

La dirección de deslizamiento está determinada por las fuerzas activas únicamente. El deslizamiento puede darse como falla o caída del bloque,

deslizamiento por un plano de discontinuidad o deslizamiento por la línea de intersección entre dos planos.

### **Factor de seguridad**

El factor de seguridad se define como el cociente entre las fuerzas pasivas y las fuerzas activas:

$$F_s = \frac{\text{Fuerzas pasivas}}{\text{Fuerzas activas}}$$

## **8. RESULTADOS Y ANÁLISIS.**

### **8.1. CARACTERIZACION GEOLÓGICA.**

El trazado del túnel San Juan se encuentra emplazado en una zona de alta complejidad geológica, donde se encuentran principalmente dos tipos de asociaciones litológicas con características y propiedades muy diferentes. Hacia los extremos del túnel se encuentran rocas sedimentarias de origen turbidítico, mientras que en la parte central y montañosa se encontraron rocas volcánicas y metavolcánicas. Además, el túnel atravesará una serie de fallas y fracturas importantes a lo largo de su trazado que pueden influir en gran medida en el comportamiento del macizo en estas zonas particulares.

A lo largo del alineamiento se localizan depósitos superficiales cuaternarios que son principalmente aluviales en las zonas de topografía plana hacia los extremos del túnel y que van gradando a depósitos coluvio-aluviales y claramente coluviales hacia las zonas montañosas debido a aportes laterales de las laderas.

#### **8.1.1. Unidades Litológicas**

En la zona de estudio se definieron cuatro unidades litológicas informales que se diferencian por sus características litológicas y su litotipo más abundante. Estas unidades se describen a continuación:

##### **Unidad I**

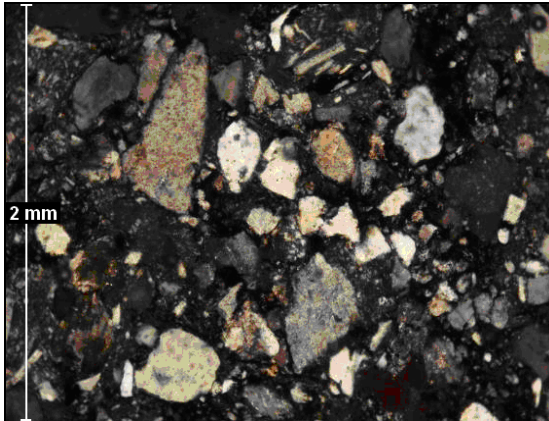
Unidad de lutitas y areniscas. Intercalación monótona de capas de lutitas grises oscuras muy fracturadas en capas de 20 cm promedio, pudiendo llegar hasta un metro de espesor con capas delgadas de areniscas turbidíticas y grauvacas de pocos centímetros de espesor. Las lutitas representan aproximadamente el 70 % y las areniscas el 30% de la formación. Se observan granos angulares, fragmentos de rocas volcánicas y de calizas en una abundante matriz arcillosa. Esta unidad se encuentra hacia los extremos norte y sur del túnel y se corresponde con el Miembro Caramacate de la Formación Guarico.



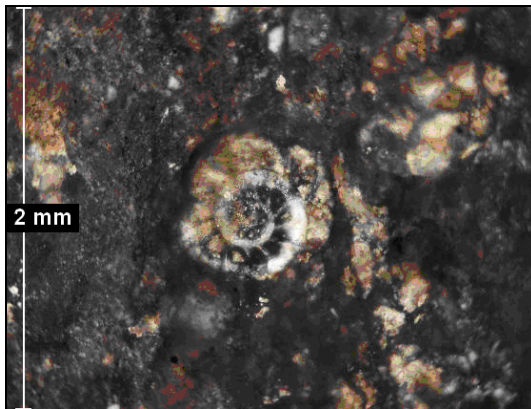
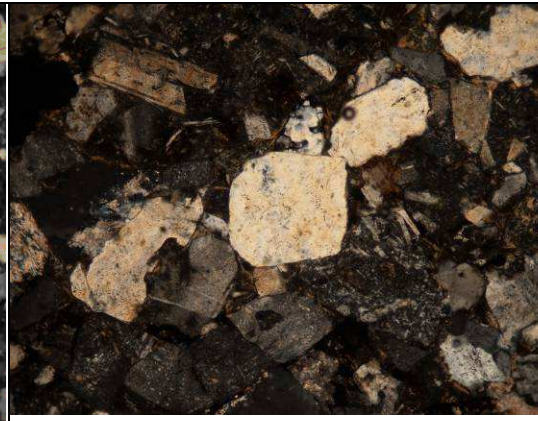
**Foto 26.** Afloramiento de la unidad I (Zona norte del trazado). S 10° W.  
Foto Luís Zurbaran



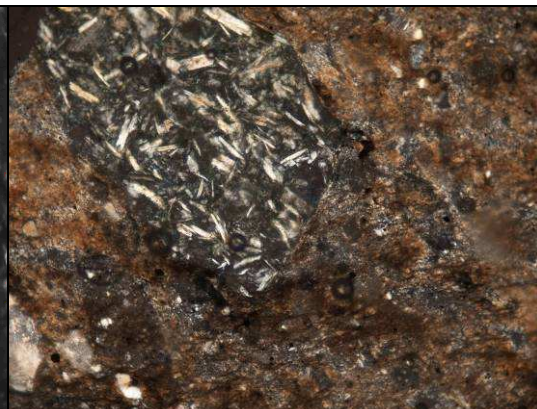
**Foto 27.** Detalle de lutitas fracturadas de la unidad I.  
Foto Wilmer Martinez



**Foto 28.** Microfotografías de grauvacas de la Formación Guarico, muestra SJ-01. Se distinguen granos angulosos de cuarzo chert y feldespatos en una abundante matriz arcillosa.  
Objetivo 10x ocular 4x. NX.



**Foto 29.** Fragmento de caliza con fósil, muestra SJ-05. Objetivo 10x ocular 4x NX



**Foto 30.** Fragmento de lava, muestra SJ-05. Objetivo 10x ocular 4x NX

## Unidad II

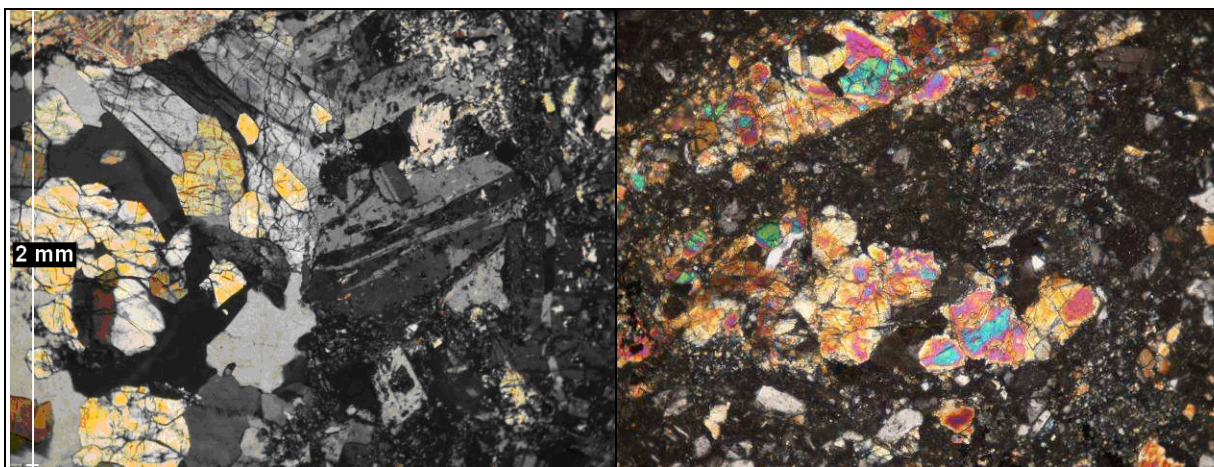
Unidad de granofels y metaftanitas. Granofels color verde claro, rocas homogéneas, masivas, sin foliación. Las metaftanitas son rocas afaníticas, de color negro grisáceo, formadas por microcristales de cuarzo, se presentan intercaladas con los granofels. También, en menor cantidad se encuentran flujos de lavas basálticas oscuras con espesores de hasta 4 metros. Esta unidad puede corresponder con la unidad Santa Isabel del grupo Villa de Cura.



**Foto31.** Detalle de contacto litológico en afloramiento de la unidad II. Granofels (verde claro) – metaftanitas (negro). Foto: Luis Zurbarán.

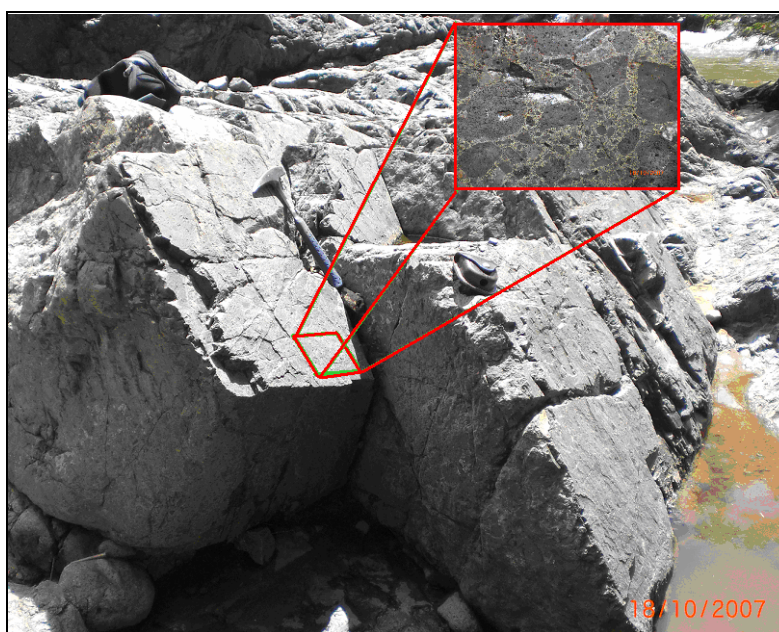
## Unidad III

Unidad de metalavas y brechas de flujo. Metalavas basálticas, andesíticas, masivas, color verde. Presentan matriz formada por microlitos de plagioclasa con textura afieltrada, y epidoto producto de la transformación metamórfica, se observan evidencias de alteración hidrotermal como vetas de calcita, cuarzo y epidoto. Las brechas de flujo son de color verde claro con fragmentos angulosos de lavas piroxénicas de hasta 15 cm de diámetro. Además, se encuentran tobas de grano grueso y ocasionalmente diques de basalto de unos 10 cm de espesor. Esta unidad se encuentra en la zona central del trazado del túnel.



**Foto 32.** Lava andesítica, se observan cristales y microlitos de plagioclasa, epidoto cuarzo y calcita. muestra SJ-37, Objetivo 10x ocular 4x NX

**Foto 33.** Cristales de epidoto producto de la alteración de las lavas, muestra SJ-38, Objetivo 10x ocular 4x NX

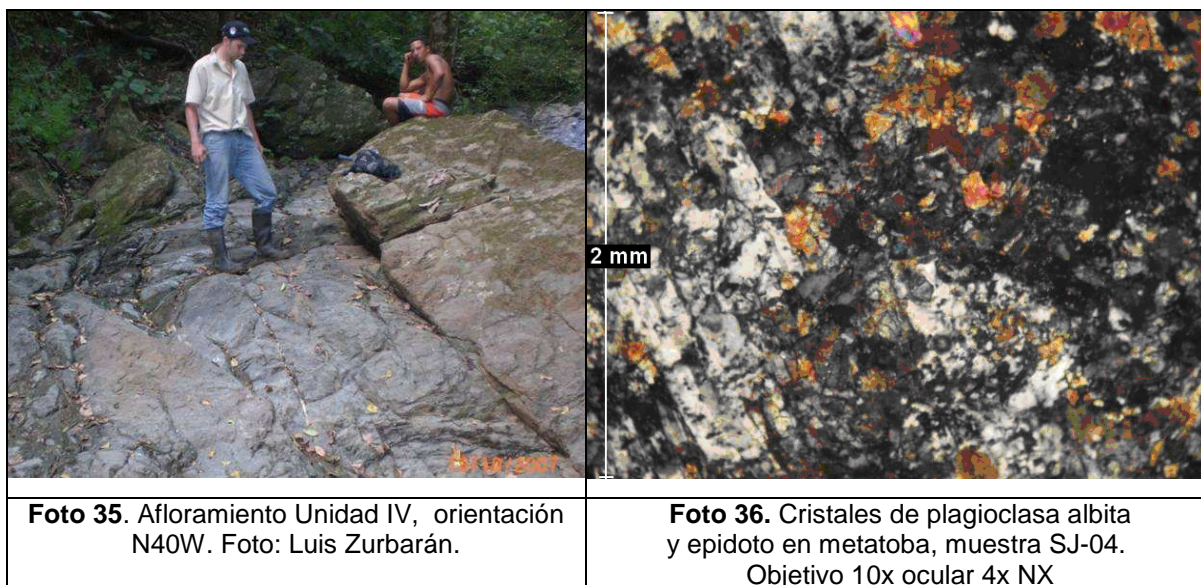


**Foto 34.** Afloramiento de unidad III. Detalle: brechas de flujo diaclasadas. Orientación S 85° W. Foto: Luís Zurbarán.

#### Unidad IV

Unidad de metatobas y metalavas básicas. Metatobas en secuencias espesas de unos 20 metros promedio, color verde grano grueso, representan aproximadamente el 60 % de la formación. Las metalavas básicas son afaníticas,

color verde oscuro azulado y se presentan intercaladas con las tobas en espesores de hasta 10 metros.



### 8.1.2. Geología estructural

#### Fallamiento

Las unidades litológicas antes descritas, se encuentran en la zona de estudio, en contacto por fallas y están delimitadas en el mapa que se presenta como anexo en este trabajo.

Esta serie de fallas fueron determinadas a partir de fotointerpretación, evidenciadas principalmente por ensilladuras, drenajes desplazados, y en levantamiento de campo.

En la quebrada La Quebradita, punto de levantamiento W002, se identificó un plano de falla con orientación N40°W62°S, donde se pudo establecer el movimiento sinistral de la misma por evidencias microtectónicas. Además, siguiendo el curso de la quebrada aguas abajo se llegó al punto de observación W004 donde se presenta un cambio brusco de litología que pone en contacto la unidad II con la unidad I.



**Foto 37.** Plano de falla localidad La Quebradita, punto W002. Orientación N20W  
Foto: Luis Zurbarán,

Hacia la progresiva 3+600 aproximadamente se presenta una falla importante con rumbo E-W que intercepta el eje del túnel proyectado de manera casi perpendicular, representando el contacto entre la unidad I y II.

También interceptando el eje del túnel, hacia la progresiva 4+800 se presenta una falla con rumbo N45E evidenciada por cambios en la dirección de drenajes y cambios litológicos, marcando el contacto entre las unidades II y III.

En la localidad de El Dique, en el punto de observación W019, se encontró una falla con rumbo N80°E que mantiene su rumbo hasta cortar el eje del túnel proyectado.

En la localidad Los Bagres, paralelo a la fila el Bagre, se encuentra una falla con rumbo aproximado N35°E, evidenciada por cambios de topografía y de litologías que pone en contacto las unidades III y IV al este del eje del túnel.

Paralelo a la falla anteriormente descrita se define una falla con una orientación N40°E que delimita la unidad IV de la unidad I y se encuentra a pie de

monte de la fila El Bagre e intercepta el eje del túnel proyectado en un punto cercano al portal sur aproximadamente en la progresiva 8+300.

A la altura de la progresiva 6+500 al oeste del eje del túnel en la localidad de Cueva de Ratón, se interpretó una falla con dirección N70E. la cual no intercepta el eje del túnel y marca el contacto entre las unidades III y IV.

En la progresiva 8+200 aproximadamente se interpretó una falla que corta el eje del túnel de manera casi perpendicular para luego tomar dirección N15E y representa el contacto entre la unidad IV y la unidad I al sur.

Finalmente, se tiene una importante falla que coincide con el trazado proyectado entre las progresivas 7+000 y 9+000 aproximadamente, con dirección N30°W representando una zona de alta complejidad estructural, controlando el drenaje de la quebrada La Cuesta.

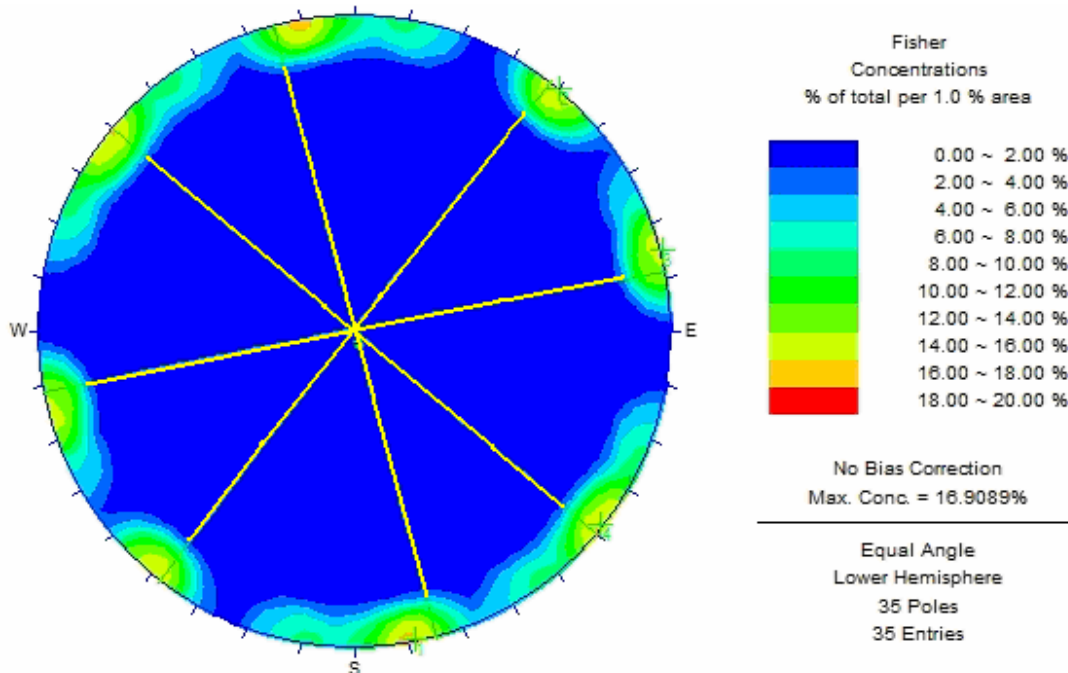
### **Lineamientos**

Son direcciones preferenciales que se manifiestan en la topografía y el relieve, y se identifican por medio de la interpretación de mapas y fotografías aéreas, que podrían representar patrones de fracturas presentes en el área de estudio.

Los lineamientos definidos en la zona de estudio, se agruparon en sectores que corresponden con las aéreas determinadas de las unidades litológicas. Estas direcciones se representaron en estereogramas de concentración de polos, a fin de determinar direcciones preferenciales que puedan relacionarse con accidentes estructurales y que representen zonas de debilidad que afecten el trazado del túnel.

**Tabla 40.** Orientación de lineamientos en el sector I.

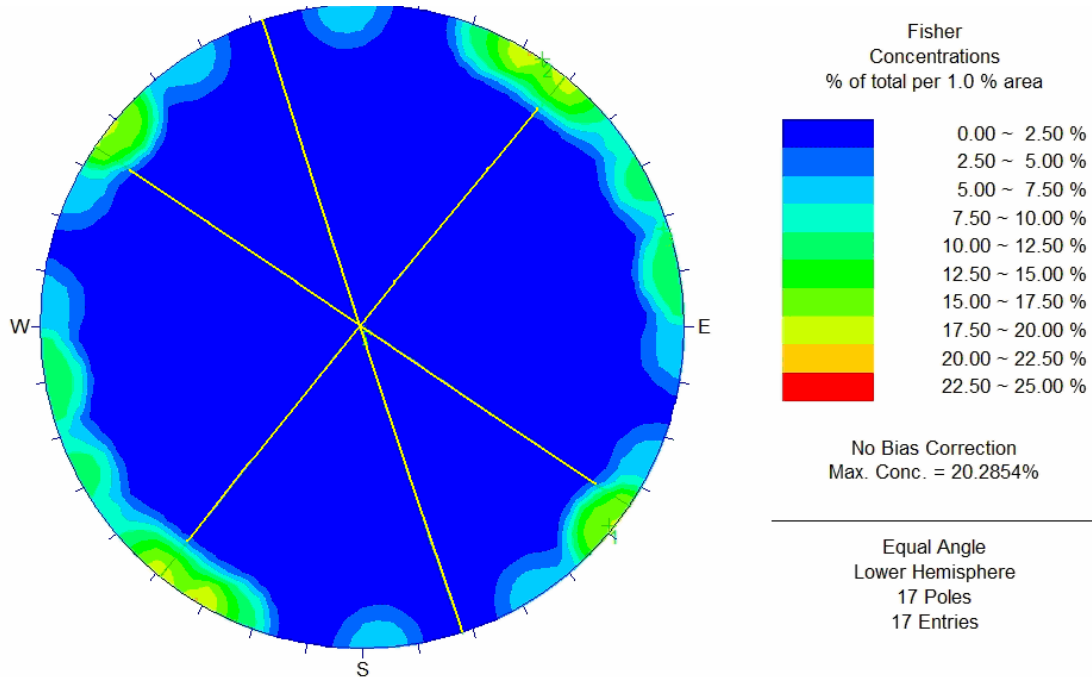
No. Lineamiento	Dirección	No. Lineamiento	Dirección	No. Lineamiento	Dirección
1	N 40° E	17	N 66° W	33	N 06° W
2	N 43° E	18	N 88° W	34	N 16° W
3	N 50° W	19	N 56° W	35	N 13° E
4	N 42° E	20	N 71° W	36	N 63° E
5	N 80° E	21	N 63° W	37	N 66° E
6	N 50° W	22	N 70° W	38	N 75° E
7	N 52° W	23	N 55° W	39	N 45° E
8	E – W	24	N 50° W	40	N 76° E
9	N 19° W	25	N 54° W	41	N 41° E
10	N 24° E	26	N 45° W	42	N 34° E
11	N 50° E	27	N 32° W	43	N 39° E
12	N 33° E	28	N 32° W	44	N 06° E
13	N 69° E	29	N 01° W	45	N 08° W
14	N 04° W	30	N 13° W	46	N 79° E
15	N 48° E	31	N 14° W	47	N 75° E
16	N 70° W	32	N 10° W	48	N 13° E
				49	N 80° E



**Figura 25.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector I.

**Tabla 41.** Orientación de lineamientos en el sector II.

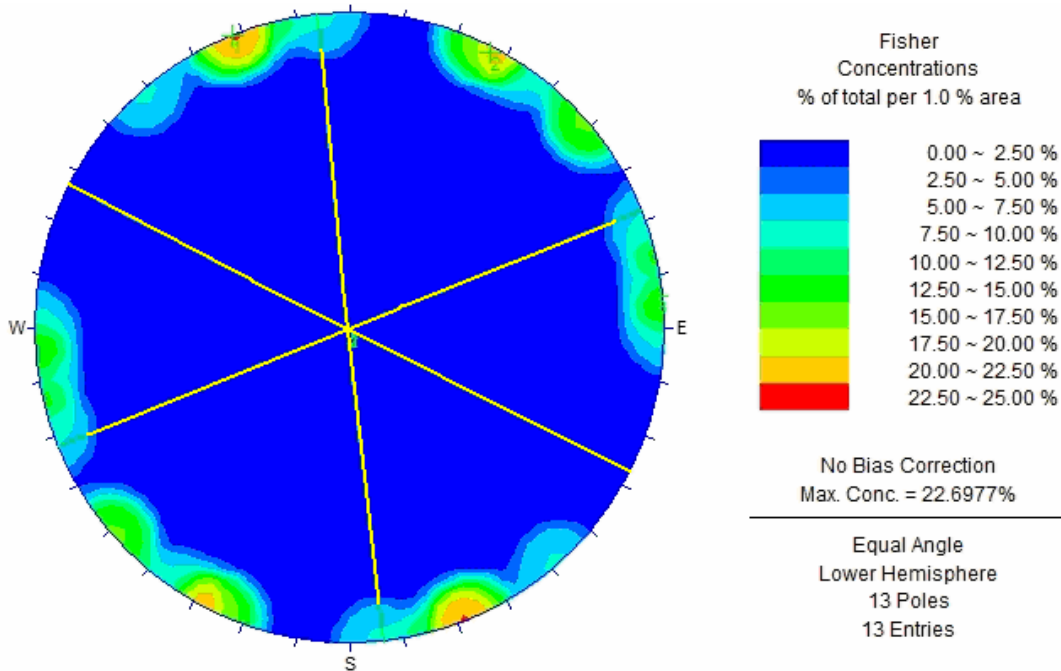
No. Lineamiento	Dirección
50	N 60° E
51	N 64° W
52	N 25° E
53	N 47° E
54	N 33° E
55	N 37° E
56	N 50° W
57	N 65° E
58	N 33° W
59	N 86° W
60	N 03° W
61	N 80° E
62	N 25° E



**Figura 26.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector II.

**Tabla 42.** Orientación de lineamientos en el sector III.

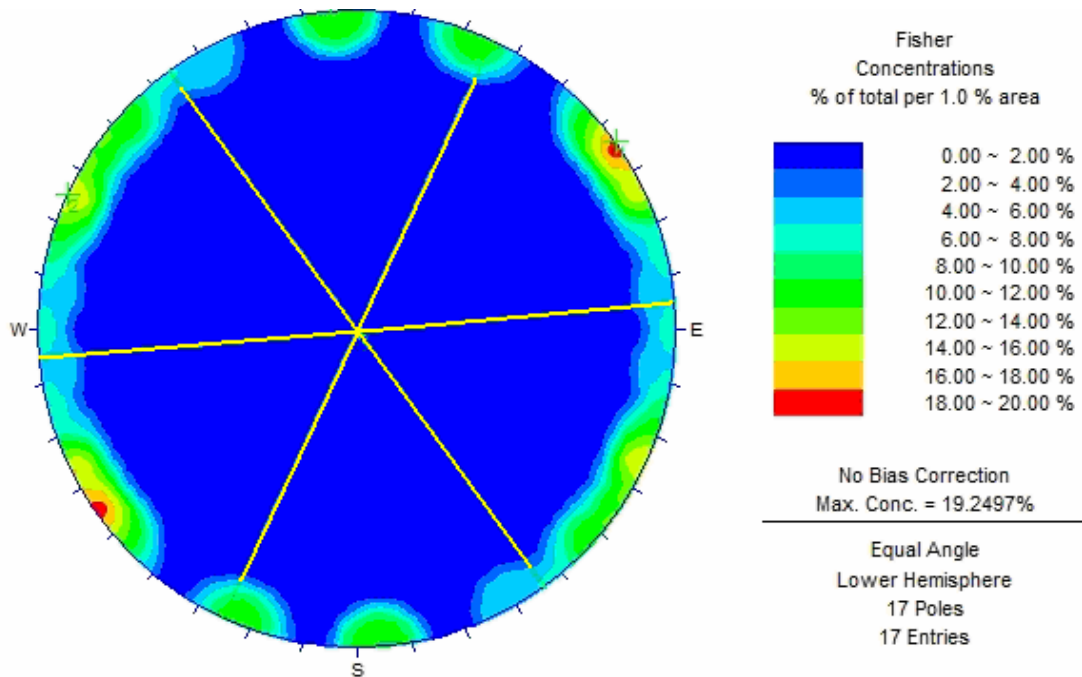
No. Lineamiento	Dirección
63	N 25 °E
64	N 05° W
65	N 82° E
66	N41° W
67	N 71° E
68	N 23° W
69	N 23° W
70	N 48° E



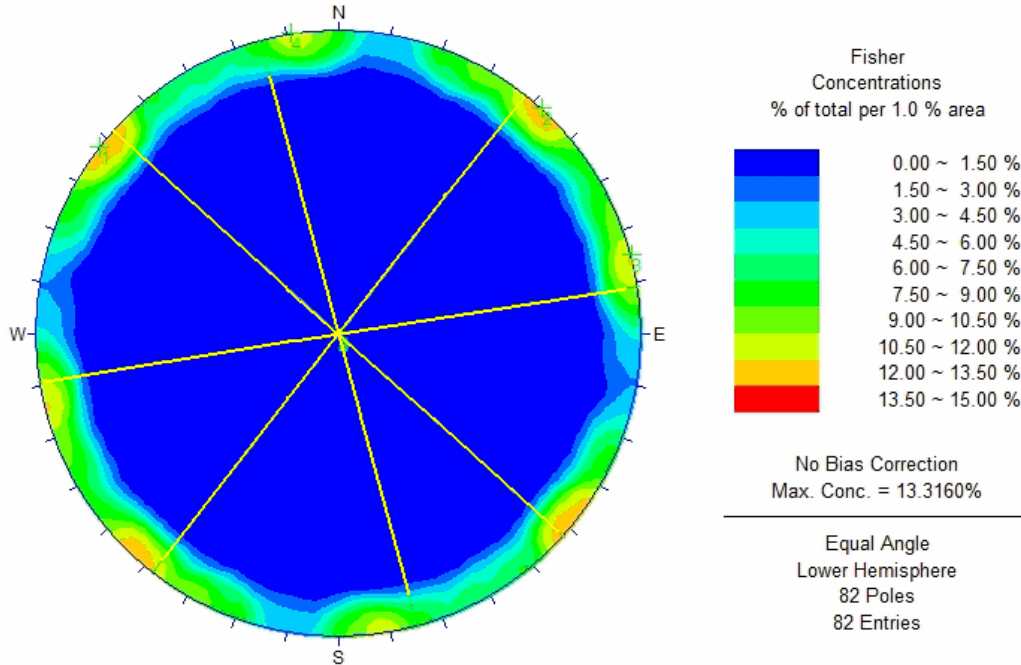
**Figura 27.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector III.

**Tabla 43.** Orientación de lineamientos en el sector IV.

No. Lineamiento	Dirección
71	N 20° W
72	N 51° E
73	N 24° W
74	N 62° E
75	N 83° E
76	N 58° E
77	N 83° E
78	N 52° E
79	N 45° E
80	N 60° E
81	N 30° E



**Figura 28.** Representación estereográfica de los lineamientos definidos en el sector IV.



**Figura 29.** Representación estereográfica general de todos los lineamientos definidos en el área.

Las representaciones estereográficas de las lineaciones definidas en el área de estudio, reflejan cuatro direcciones preferenciales: N37°E, N81°E, N15°W y N48°W. Estas direcciones se corresponden con la orientación de los contactos entre las unidades litológicas definidas y con las principales fallas de la zona.

### Diaclasas

Los planos de diaclasas medidos en la zona de estudio, se agruparon por sectores delimitados por los contactos entre unidades litológicas. Estos datos se representaron en estereogramas que muestran la distribución de los polos de dichos planos y su densidad.

Sector I: progresivas 2+325 – 3+540

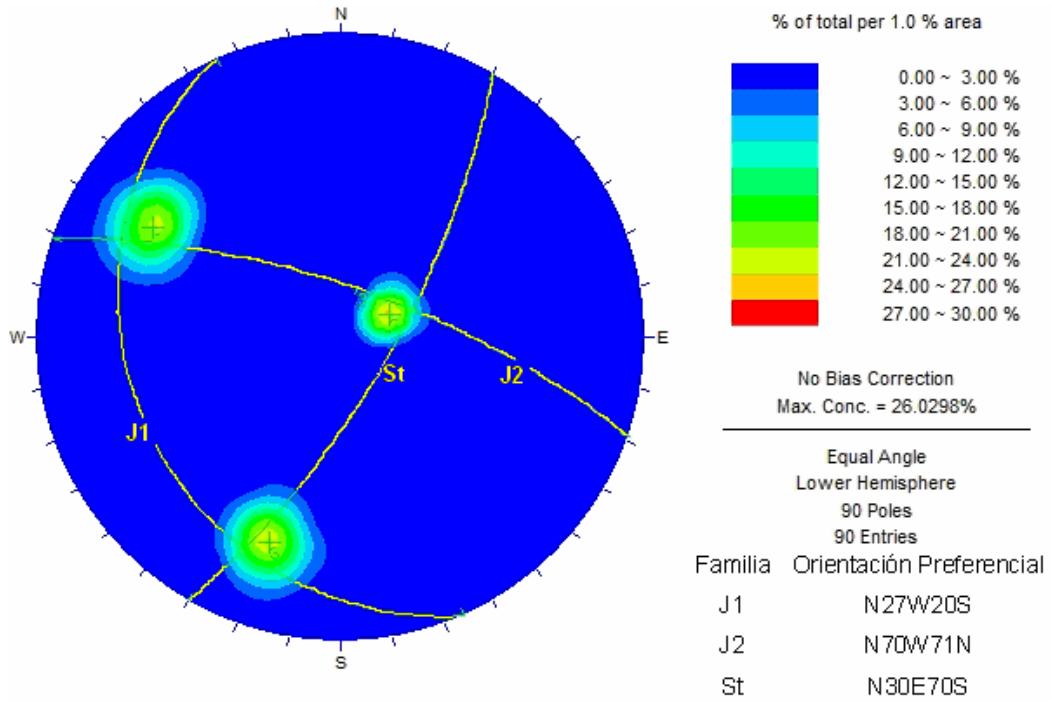


Figura 30. Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector I.

Sector II: progresivas 3+540 – 4+960

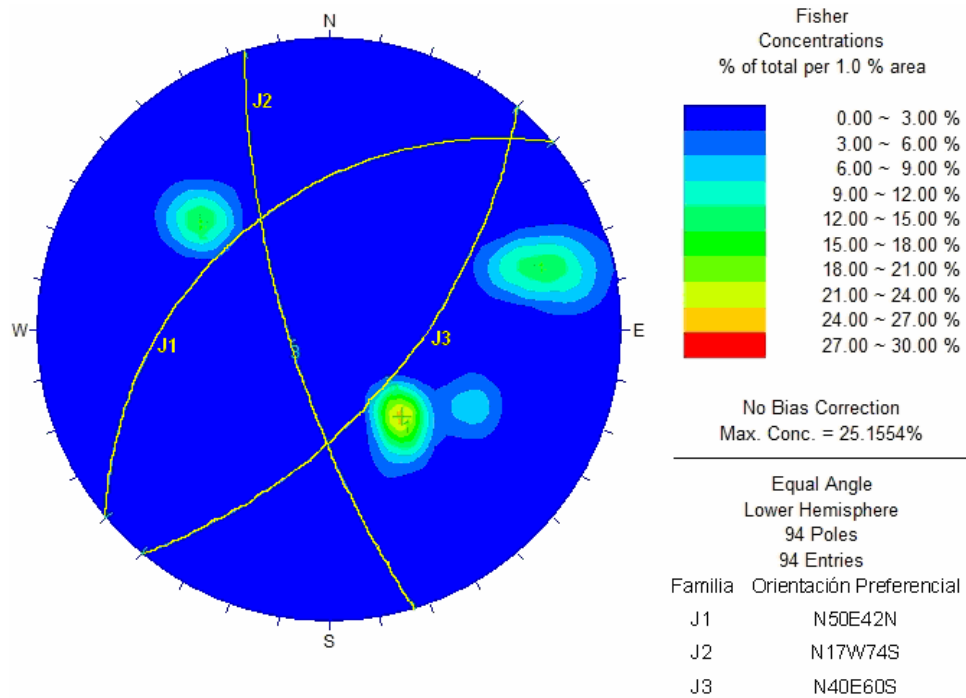


Figura 31. Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector II

Sector III: progresivas 4+960 – 7+250

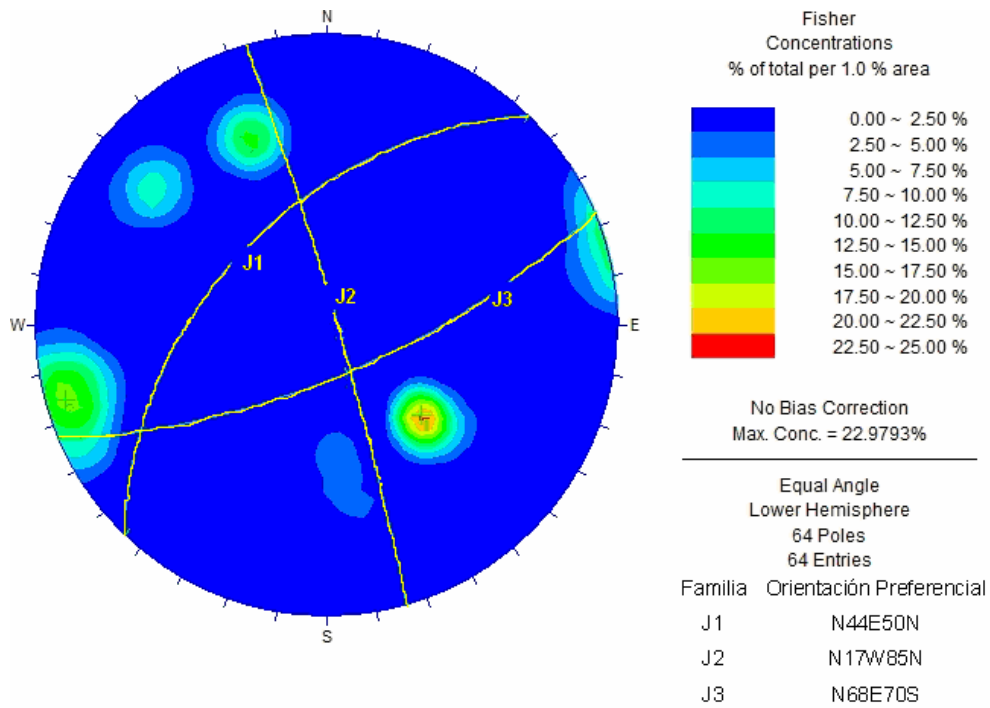


Figura 32. Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector III

Sector IV: progresivas 7+250 – 8+290

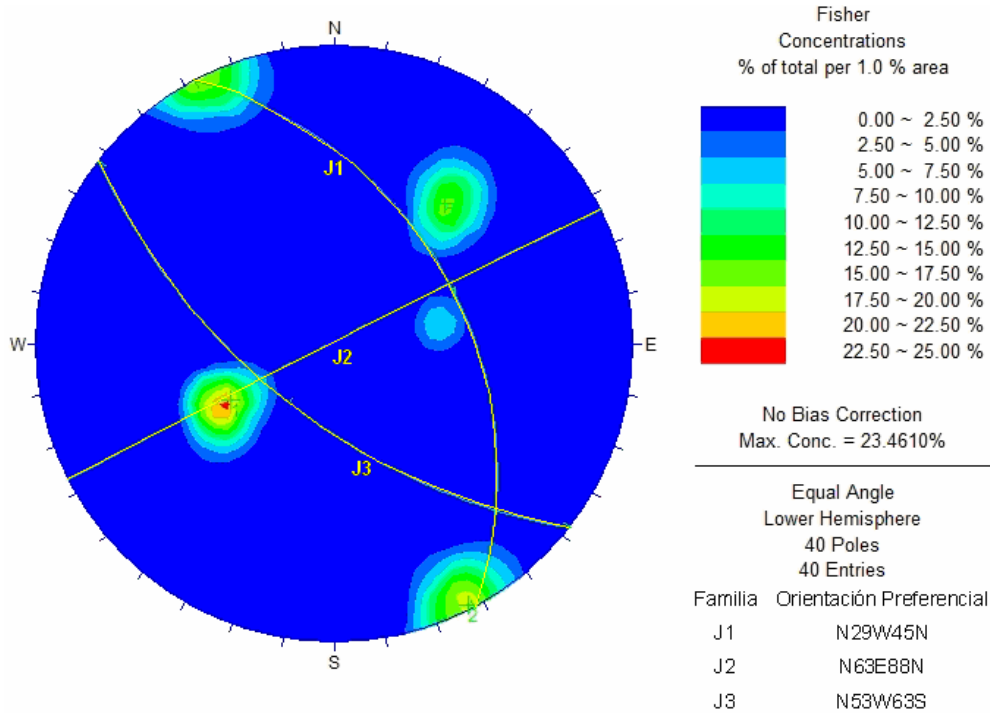


Figura 33. Representación estereográfica del diaclasado dominante en el sector IV

En las representaciones estereográficas realizadas para cada sector, se reconocieron tres familias de diaclasas, a las que se les pudo determinar su orientación preferencial, lo que indica el patrón de las discontinuidades que afectan el túnel en cada zona del trazado.

## 8.2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Para determinar los parámetros geotécnicos de las rocas presentes en la zona de estudio, se realizó una serie de ensayos de laboratorio, listados en la siguiente tabla.

**Tabla 44.** Ensayos realizados.

Ensayos realizados	# de Ensayos
Densidad	7
Absorción	7
Carga Puntual	9
Resistencia a la tracción	9
Corte (*)	4
Velocidad de Onda	4
Compresión sin confinar	3
Difracción de RX	2
Sección Fina (Petrografía)	5
<b>Número total de ensayos</b>	<b>50</b>

(\*) Los resultados de los ensayos de corte fueron desechados ya que las muestras seleccionadas no fueron apropiadas para este ensayo arrojando valores no representativos.

Para estos ensayos, se tomaron muestras de las perforaciones realizadas a lo largo del eje del túnel. Las muestras escogidas para cada ensayo se especifican en la tabla 45.

Tabla 45. Muestras ensayadas.

Muestra	Progresiva	Prof. (m)	Tipo de Ensayo
1	8+300	35	Petrográfico
2	5+830	79	Petrográfico
3	2+300	20,5	Petrográfico- densidad y absorción
4	8+200	37	Petrográfico
5	8+560	3	Petrográfico
6	5+830	73	Compresión- Carga puntual- Velocidad de onda
7	5+830	59	Compresión- Velocidad de onda
8	5+830	74	Compresión- Velocidad de onda
9	8+200	33	Compresión- Velocidad de onda
10	5+830	79	Carga puntual
11	8+200	36	Carga puntual
12	2+300	22	Carga puntual
13	8+560	1,5	Carga puntual
14	3+700	47	Carga puntual
15	5+830	78	Carga puntual
16	8+300	30	Carga puntual
17	5+830	55	Carga puntual
18	1+900	20	Carga puntual- Densidad y absorción
19	8+200	33,5	Brasilero
20	1+900	21	Brasilero
21	5+830	71,3	Brasilero- Densidad y absorción
22	2+300	24	Brasilero
23	5+830	74	Brasilero
24	5+830	58	Brasilero
25	8+300	28	Brasilero
26	8+560	0,4	Brasilero
27	2+300	17	Corte
28	2+300	25	Corte
29	8+200	31,52	Densidad y absorción
30	8+200	10	Densidad y absorción
31	2+300	10	Densidad y absorción
SJ-37	5+830	57	Petrográfico - Rx
SJ-38	5+831	55	Petrográfico - Rx

**Tabla 46.** Resultados de ensayos de tracción indirecta o brasilero.

No. De muestra	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Peso seco (g)	Peso sumergido (g)	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Carga máxima (N)	Resistencia a la tracción (Mpa)
22-A	55,3	23,3	134,6	84	2,66	4107,54	2,04
20	54,3	22	118,5	74,7	2,71	16100,34	8,63
21	55	26,6	170,1	110,1	2,84	20297,82	8,88
22	55,3	23,3	134,6	84	2,66	2308,61	1,15
23	55,6	28,3	179,5	114,8	2,77	18948,63	7,71
24	54,6	25	160,2	103	2,80	60,00	0,03
25	54,6	26	135,6	85,8	2,72	13222,07	5,96
25-A	54,3	22,6	170,1	107,6	2,72	12622,40	6,58
26	55,6	26,6	184,2	119,6	2,85	13072,16	5,66

**Tabla 47.** Resultados de ensayos de carga puntual.

No. de muestra	Altura (cm)	Diámetro (mm)	Carga de rotura P	Dirección del ensayo	Is (MPa)	Factor de corrección	Resistencia a la compresión (Mpa)
18	7,9	54,6	4	Di	1,40	1,04	33,50
12	10,3	54	5,4	Di	1,92	1,04	46,01
14	9,4	50,3	11,9	Di	4,72	1,00	113,19
17	8,2	54	22	Di	7,81	1,04	187,45
15	6,9	54,6	9	Di	3,14	1,04	75,38
10	65	54,3	6,6	Di	2,32	1,04	55,75
11	62,3	48,3	6,5	Axial	2,74	0,98	65,84
16	10,6	54,6	10	Di	3,49	1,04	83,76
13	10,3	54,6	35,7	Di	12,46	1,04	299,02

**Tabla 48.** Resultados de ensayos de densidad y absorción.

No. de muestra	Peso seco (g)	Peso sumergido (g)	Peso saturado (g)	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Absorción (%)
21	425,5	270,7	429,5	2,75	0,94
9	484,3	303,3	487,5	2,68	0,66
30	195,9	128	196,1	2,89	0,10
31	181,8	109,5	186,7	2,51	2,70
18	47,6	28,4	48,8	2,48	2,52
3	316,4	197,1	320,6	2,65	1,33
29	578,1	361,7	581,4	2,67	0,57

**Tabla 49.** Resultados de ensayos de compresión sin confinar.

No. Muestra	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Carga máxima (N)	Resistencia a la compresión (Mpa)
9	5,1	9,2	126434,14	1724,59
6	5,4	9,3	5246,85	66,87
8	5,2	9,3	46831,90	619,78

**Tabla 50.** Resultados de ensayos de velocidad de ondas.

Muestra:	6	7	8	9	Unidades
Diámetro:	5,4	5,3	5,2	5,1	cm
Longitud:	9,3	8,0	9,3	9,2	cm
Peso:	316,4	578,1	519,8	491,8	gr
Densidad	1485,5	3275,5	2631,8	2616,8	gr/cm <sup>3</sup>
<b>Onda P</b>					
Tiempo muerto del equipo:	3,0	3,0	3,0	3,0	μs
Tiempo de viaje	24,0	18,0	19,0	40,0	μs
<b>Velocidad de onda P</b>	4428,6	6200,1	5812,5	2513,5	ms
<b>Onda S</b>					
Tiempo muerto del equipo:	1,8	1,8	1,8	1,8	μs
Tiempo de viaje	38,0	24,0	36,0	100,0	μs
<b>Velocidad de onda S</b>	2.569,1	4.189,2	2.719,3	947,1	m/s
<b>Módulo de Elasticidad E</b>	24,4	124,2	52,9	6,7	GPa
<b>Modulo de Corte G</b>	9,8	57,5	19,5	2,4	GPa
<b>Módulo de Poisson (ν)</b>	0,25	0,08	0,36	0,42	
<b>Constante de Lamé (λ)</b>	9,5	10,9	49,9	11,8	GPa
<b>Modulo Bulk (K)</b>	16,6	49,3	62,9	13,4	GPa

**Tabla 51.** Resultados de ensayos de difracción de RX.

Muestra	Minerales	Porcentaje (%)*
SJ-37	Albita cálcica	47
	Clinozoisita (Epidoto)	19
	Clorita – Serpentina	19
	Cuarzo	14
SJ-38	Albita cálcica	56
	Clorita – Serpentina	25
	Clinozoisita (Epidoto)	17
	Cuarzo	2

\* Los valores porcentuales son solo referenciales, ya que son tomados de parámetros cualitativos y no necesariamente expresan la cantidad real del mineral dentro de la muestra.

### 8.3. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA.

Los parámetros geotécnicos de la matriz rocosa se determinaron para el tipo litológico dominante en cada una de las unidades litológicas establecidas. Estos datos se obtuvieron mediante los ensayos de laboratorio realizados, tomando en cuenta los valores medios, complementándose con datos contenidos en la bibliografía. Estos datos pueden tomarse como valores referenciales.

**Tabla 52.** Parámetros medios del tipo litológico dominante en cada unidad.

Unidad	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Resistencia Compresión (Mpa)	Resistencia Tracción (Mpa)	Módulo deformación (GPa)	Módulo Poisson	mi
I	2,65	40	2	12,26	0,25	9
II	2,75	113	10	59,82	0,15	20
III	2,79	131	8	257,64	0,31	17
IV	2,30	150	6	51,73	0,27	15
V	2,65	40	2	44,31	0,42	9

#### 8.4. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

Para realizar la caracterización geomecánica del área de estudio, se dividió el trazado en cinco sectores delimitados por los contactos entre las unidades litológicas identificadas. En la siguiente tabla se muestran las progresivas correspondientes a cada sector y el porcentaje del túnel que estos representan.

**Tabla 53.** Sectorización del túnel.

Unidad	Sector	Progresivas	Porcentaje del túnel %
I	I	2+335 – 3+540	20
II	II	3+540 – 4+960	23
III	III	4+960 – 7+250	37
IV	IV	7+250 – 8+290	17
I	V	8+290 – 8+500	3

Dentro de estos sectores principales se detectaron zonas particulares de posible riesgo geológico, que se especifican en la siguiente tabla.

**Tabla 54.** Zonas de riesgo.

Sector	Zona de Riesgo	Progresivas	Longitud de la Zona de Riesgo (m)	Porcentaje del túnel %
I	I – R1	2+650 – 2+750	350	5,6
	I – R2	2+900 – 3+150		
II	II – R1	3+500 – 3+600	250	4,1
	II – R2	3+650 – 3+700		
	II – R3	4+250 – 4+350		
III	III – R1	4+900 – 5+000	300	4,8
	III – R2	5+150 – 5+250		
	III – R3	5+750 – 5+850		
IV	IV – R1	7+100 – 8+250	1150	18,7
V	V – R1	8+250 – 8+500	250	4,1
<b>Total zona de riesgo</b>			<b>2300</b>	<b>37</b>

### 8.4.1. Clasificación RMR

Como resultado del levantamiento de campo, se caracterizó el estado del macizo rocoso en cada uno de los sectores establecidos. Esto se realizó mediante la clasificación de Bieniawski, tomando para cada sector, los valores medios de cada parámetro geomecánico.

Para las zonas de riesgo establecidas, se tomaron los valores mínimos de cada parámetro geomecánico (excepto  $\sigma_{ci}$ ), para determinar la valoración del estado crítico del macizo.

**Tabla 55.** Clasificación RMR Sector I.

Parámetro RMR		Descripción	Valoración
1	$\sigma_{ci}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	10 -50	1
2	RQD (%)	< 10	3
3	Separacion (cm)	< 10	5
4	Persistencia (m)	> 10	0
	Abertura (mm)	0,1 – 1	4
	Rugosidad	Lig. Rugosa	3
	Relleno	Blando < 5mm	2
	Meteorizacion	Muy meteorizada	1
5	Agua	Húmedo	7
<b>Unidad I Sector I</b>		<b>RMR básico</b>	26
		<b>Calidad</b>	IV. Mala
		<b>RMR<sub>89</sub></b>	34
		<b>GSI</b>	25 – 30

Tabla 56. Clasificación RMR Sector II.

Parámetro RMR		Descripción	Valoración
1	$\sigma_{ci}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.000 -2.500	12
2	RQD (%)	50 – 75	13
3	Separación (cm)	6 – 20	8
4	Persistencia (m)	1 – 3	4
	Abertura (mm)	0,1 – 1	4
	Rugosidad	Lig. Rugosa	3
	Relleno	Blando < 5 mm	2
	Meteorización	Mod. Meteorizada	3
5	Agua	Húmedo	7
<b>Unidad II Sector II</b>		<b>RMR básico</b>	56
		<b>Calidad</b>	III. Media
		<b>RMR<sub>89</sub></b>	64
		<b>GSI</b>	55 – 60

Tabla 57. Clasificación RMR Sector III.

Parámetro RMR		Descripción	Valoración
1	$\sigma_{ci}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.000 -2.500	12
2	RQD (%)	25 – 50	8
3	Separación (cm)	6 – 20	8
4	Persistencia (m)	> 10	0
	Abertura (mm)	0,1 – 1	4
	Rugosidad	Lig. Rugoso	3
	Relleno	Duro < 5mm	4
	Meteorización	Mod. Meteorizado	3
5	Agua	Húmedo	7
<b>Unidad III Sector III</b>		<b>RMR básico</b>	49
		<b>Calidad</b>	III. Media
		<b>RMR<sub>89</sub></b>	57
		<b>GSI</b>	50 – 55

**Tabla 58.** Clasificación RMR Sector IV.

Parámetro RMR		Descripción	Valoración
1	$\sigma_{ci}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.000 -2.500	12
2	RQD (%)	25 – 50	8
3	Separación (cm)	6 – 20	8
4	Persistencia (m)	3 – 10	2
	Abertura (mm)	0,1 – 1	4
	Rugosidad	Lig. Rugoso	3
	Relleno	Duro < 5mm	4
	Meteorización	Mod. Meteorizado	3
5	Agua	Goteando	4
<b>Unidad IV Sector IV</b>		<b>RMR básico</b>	48
		<b>Calidad</b>	III. Media
		<b>RMR<sub>89</sub></b>	59
		<b>GSI</b>	50 – 55

**Tabla 59.** Clasificación RMR Sector V.

Parámetro RMR		Descripción	Valoración
1	$\sigma_{ci}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	10 -50	1
2	RQD (%)	< 10	3
3	Separación (cm)	< 10	5
4	Persistencia (m)	> 10	0
	Abertura (mm)	0,1 – 1	4
	Rugosidad	Lig. Rugosa	3
	Relleno	Blando < 5mm	2
	Meteorización	Muy meteorizada	1
5	Agua	Húmedo	7
<b>Unidad I Sector V</b>		<b>RMR básico</b>	26
		<b>Calidad</b>	IV. Mala
		<b>RMR<sub>89</sub></b>	34
		<b>GSI</b>	25 – 30

Los valores de la clasificación geomecánica de cada sector, incluyendo las zonas de riesgo, se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 60.** Clasificación geomecánica de cada sector.

Unidad	Sector	RMR Básico	Tipo terreno	RMR 89	GSI	Zonas de riesgo			
						RMR	Tipo terreno	RMR89	GSI
I	I	26	IV	34	25 – 30	< 20	V	24	< 20
II	II	56	III	64	55 – 60	20	IV	35	30 – 35
III	III	49	III	57	55 – 60	20	IV	35	30 – 35
IV	IV	48	III	59	50 – 55	20	IV	35	30 – 35
I	V	26	IV	34	25 – 30	< 20	V	24	< 20

Con el fin de visualizar de manera generalizada la calidad del terreno a excavar a lo largo del trazado del túnel, se expresa el porcentaje de longitud del túnel correspondiente a cada clase geomecánica.

**Tabla 61.** Porcentaje de cada clase geomecánica por RMR.

Clasificación Geomecánica	RMR	Longitud (m)	Porcentaje del túnel (%)	
I Muy buena	100-80	-	-	51
II Buena	20-60	-	-	
III Media	60-40	3.050	51	
IV Mala	40-20	2.465	40	49
V Muy mala	< 20	600	10	

## 8.5. TIPO DE COBERTURA

Como se indicó en el capítulo 7, establecer el rango de coberturas para cada sector, permite determinar el parámetro que controla el comportamiento de la excavación (GSI o IC).

**Tabla 62.** Rangos de cobertura.

Sector	GSI	b	Hi (m)	Hs (m)
I	25 – 30	10	20	50
II	55 – 60	10	10	110
III	55 – 60	10	10	110
IV	50 – 55	10	10	100
V	25 – 30	10	20	50
I – R	< 20	10	25	40
II – R	30 – 35	10	15	60
III – R	30 – 35	10	15	60
IV – R	30 – 35	10	15	60
V – R	< 20	10	25	40

**Tabla 63.** Tipos de cobertura sector I y II.

Sector	Zona de riesgo	Progresiva	Tipo de Cobertura
I	-	2+330-2+525	Baja
	-	2+525-2+650	Intermedia
	I – R1	2+650-2+750	Baja
	-	2+750-2+900	Baja
	I – R2	2+900-3+150	Baja
	-	3+150-3+450	Baja
I – II	-	3+450-3+500	Intermedia
	II – R1	3+500-3+600	Intermedia
	-	3+600-3+650	Intermedia
II	II – R2	3+650-3+700	Intermedia
	-	3+700-4+250	Intermedia
	II – R3	4+250-4+350	Alta
	-	4+350-4+900	Intermedia
	II – III	III – R1	4+900-5+000

**Tabla 64.** Tipos de cobertura sector III, IV y V.

Sector	Zona de riesgo	Progresiva	Tipo de Cobertura
III	-	5+000-5+150	Intermedia
	III – R2	5+150-5+250	Alta
	-	5+250-5+750	Intermedia
	III – R3	5+750-5+850	Alta
	-	5+850-6+450	Intermedia
	-	6+450-7+100	Alta
III – IV	IV – R1	7+100-7+930	Alta
IV	IV – R1	7+930-8+250	Intermedia
IV – V	V – R1	8+250-8+400	Intermedia
V	V – R1	8+400-8+500	Baja

En zonas de cobertura baja e intermedia, se puede estimar el comportamiento de la excavación mediante el GSI, mientras que para zonas de cobertura alta se debe considerar el valor del índice de competencia.

**Tabla 65.** Índice de competencia en zonas de cobertura alta.

Progresivas	H máx. (m)	Índice de Competencia
4+250 - 4+350	105	0,0446
4+900-5+000	80	0,0611
5+150-5+250	80	0,0611
5+750-5+850	82	0,0596
6+450-7+100	158	0,0707
7+100-7+250	160	0,0306
7+250-7+930	157	0,0405

## 8.6. SOSTENIMIENTO

Para cada sector del túnel se estima un tipo de soporte primario según las características geomecánicas que presente cada tramo del trazado. Una vez cuantificadas las propiedades geomecánicas de cada sector, se utilizaron las tablas 32 y 33 del capítulo 7 para determinar el tipo de soporte primario más adecuado.

**Tabla 66.** Tipo de sostenimiento estimado

Sector	Zona de riesgo	Progresiva	GSI o IC	Cobertura	Soporte
I	-	2+330-2+525	25-30	Baja	SP-E
	-	2+525-2+650	25-30	Intermedia	SP-D
	I – R1	2+650-2+750	<20	Baja	SP-E
	-	2+750-2+900	25-30	Baja	SP-E
	I – R2	2+900-3+150	<20	Baja	SP-E
	-	3+150-3+450	25-30	Baja	SP-E
	-	3+450-3+500	25-30	Intermedia	SP-D
	II – R1	3+500-3+600	<20	Intermedia	SP-E
II	-	3+600-3+650	55-60	Intermedia	SP-A
	II – R2	3+650-3+700	30-35	Intermedia	SP-C
	-	3+700-4+250	55-60	Intermedia	SP-A
	II – R3	4+250-4+350	IC < 0,15	Alta	SP-E
	-	4+350-4+900	55-60	Intermedia	SP-A
	III – R1	4+900-5+000	IC < 0,15	Alta	SP-E
III	-	5+000-5+150	50-55	Intermedia	SP-A
	III – R2	5+150-5+250	IC < 0,15	Alta	SP-E
	-	5+250-5+750	55-60	Intermedia	SP-A
	III – R3	5+750-5+850	IC < 0,15	Alta	SP-E
	-	5+850-6+450	50-55	Intermedia	SP-A
	-	6+450-7+100	IC < 0,15	Alta	SP-E
	IV – R1	7+100-7+930	IC < 0,15	Alta	SP-E
IV	IV – R1	7+930-8+250	30-35	Intermedia	SP-C
	V – R1	8+250-8+400	<20	Intermedia	SP-E
V	V – R1	8+400-8+500	<20	Baja	SP-E

Con base en la observación y monitoreo del comportamiento real de la excavación se puede hacer uso de los soportes adicionales previstos en el capítulo 7, usando elementos de vidrioresinas para la estabilización del frente de excavación (tabla 36), micropilotes para el presoposte de la bóveda (tabla 35), o pernos metálicos cuando las condiciones de terreno lo requieran y aplicándose según lo sugerido en la tabla 37.

## 8.7. EXCAVABILIDAD

Se determinó el tipo de excavación más adecuado en cada sector considerando la resistencia a la compresión del tipo litológico dominante y el espaciado entre las discontinuidades del macizo, usando como referencia la figura 24, del capítulo 7.

**Tabla 67.** Excavabilidad según la resistencia a la compresión.

Unidad	Espaciado de discontinuidad (cm)	Resistencia a la compresión (Mpa)	Tipo de excavación
I	2 – 6	40	Excavación mecánica
II	6 – 20	113	Voladura
III	6 – 20	131	Voladura
IV	6 – 20	150	Voladura

## 8.8. ANÁLISIS DE BLOQUES

Este análisis se realizó con el software Unwedge© version 3.005 con el cual se determina la geometría de los bloques que se forman en cada tramo del túnel, el peso de cada uno y el patrón óptimo de colocación de pernos para estabilizar estos bloques con un factor de seguridad aceptable. La tabla 68 muestra la orientación de cada tramo del túnel, especificando en cuál de los sectores establecidos se encuentra y el patrón de diaclasas en cada sector.

**Tabla 68.** Orientación de cada tramo del túnel y patrones de diaclasas.

Sector	Tramo	Progresivas	Rumbo eje del túnel	Orientaciones discontinuidades	Dip - dip direction
I	I – A	2+335-3+540	N18°E	N27W20S N70W71N N30E70S	20-243 71-020 70-120
II	II – A	3+540-4+100	N18°E	N50E42N N17W74S N40E60S	42-320 74-253 60-130
	II – B	4+100-4+960	N-S		
III	III – A	4+960-6+750	N-S	N44E50N N17W85N N68E70S	50-314 85-073 70-158
	III – B	6+750-7+250	N11°W		
IV	IV – A	7+250-8+000	N20°W	N29W45S N63E88N N53W63S	45-061 88-333 63-217
	IV – B	8+000-8+290	N32°W		
V	V – A	8+290-8+500	N32°W	-	-

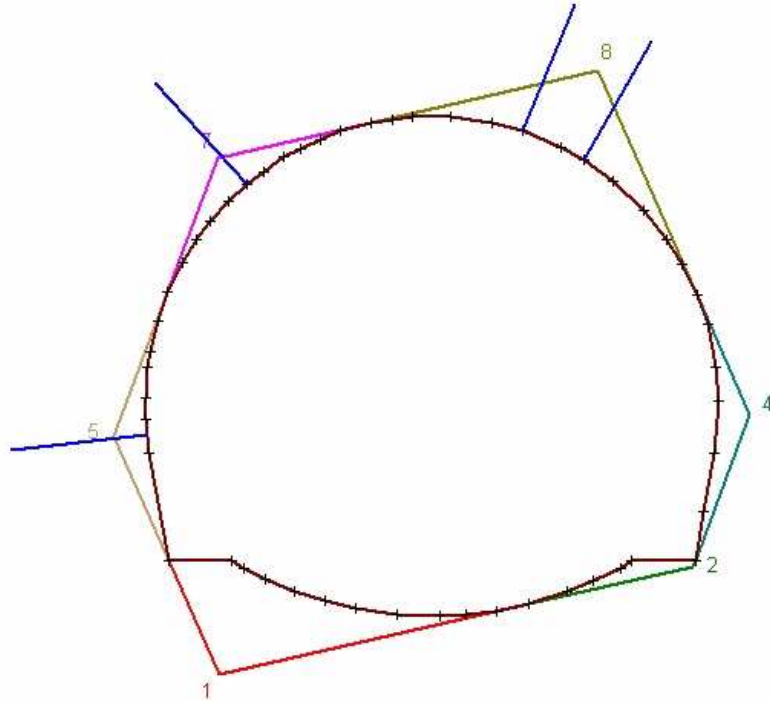
Para estabilizar los bloques se prevé la utilización de pernos de 3 y 6 metros con una capacidad de carga de trabajo de 20 toneladas.

A continuación se presentan los bloques que se generan y los patrones estimados de colocación de pernos, para estabilizar cada tramo del túnel.

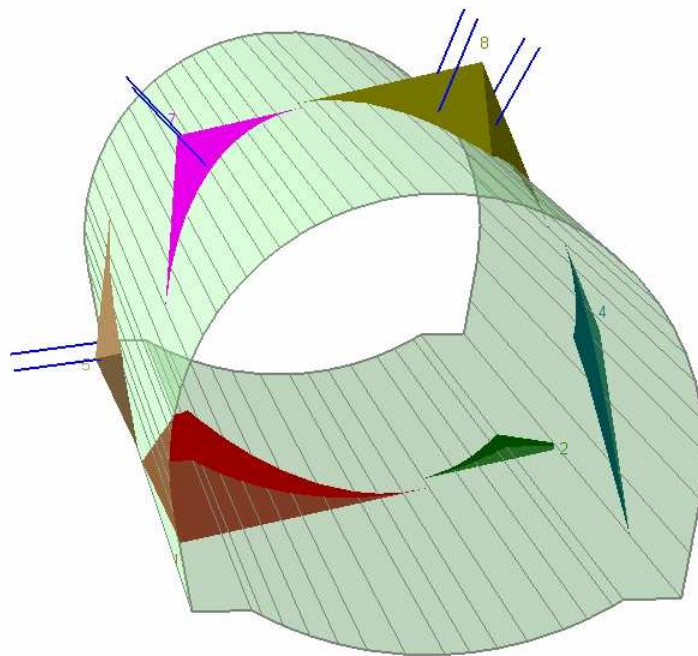
### Tramo I – A

**Tabla 69.** Bloques y patrón de pernos para el tramo I – A.

Bloque	Longitud Pernos (m)	Separación entre pernos (m)		Fs
		Transversal	Longitudinal	
1	-	-	-	Estable
2	3	-	-	3,747
3	-	-	-	-
4	3	-	-	1,924
5	3	1,5		2.968
6	-	-	-	-
7	3	1,5		8.572
8	3	1,5		2.129



**Figura 34.** Sección de tramo I – A. Cuñas y patrones de pernos.



Perspective \*

**Figura 35.** Perspectiva del tramo I – A. Cuñas y patrones de pernos.

## Tramo II – A

Tabla 70. Bloques y patrón de pernos para el tramo II – A.

Bloque	Longitud Pernos (m)	Separación entre pernos (m)		Fs
		Transversal	Longitudinal	
1	-	-	-	Estable
2	3	1,5	2,5	3,612
3	-	-	-	10,585
4	-	-	-	-
5	-	-	-	-
6	3	1,5	2,5	6,029
7	3	1,5	2,5	2,807
8	3	1,5	2,5	2,542

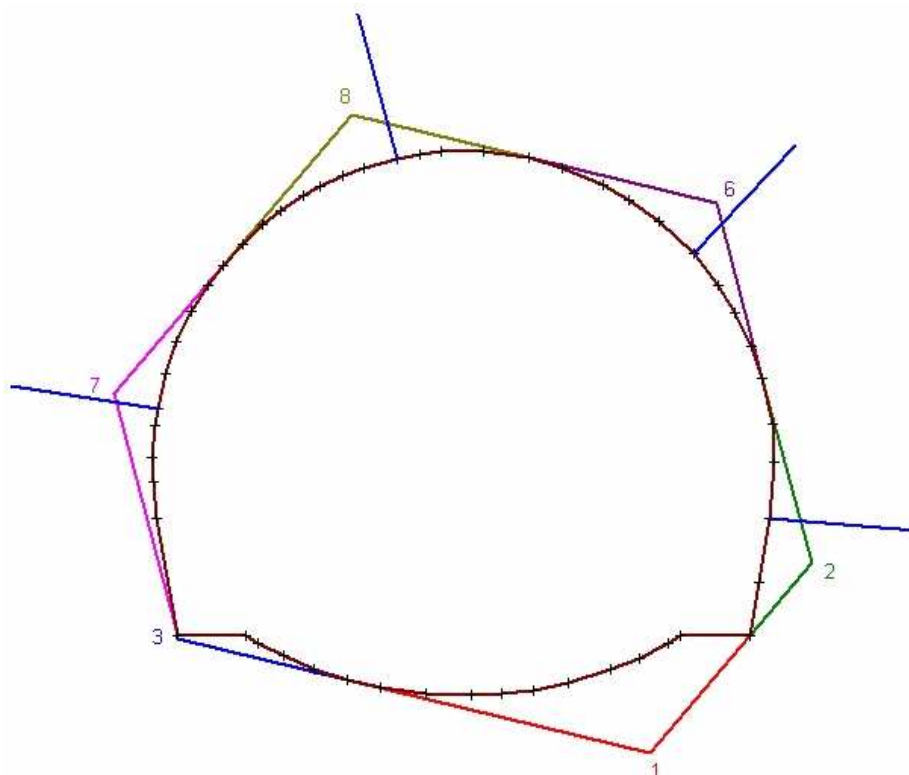
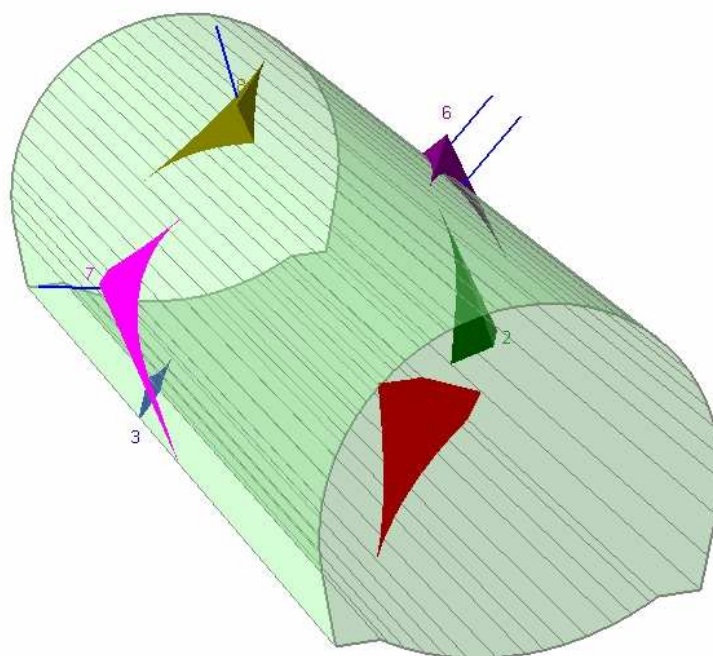


Figura 36. Sección de tramo II – A. Cuñas y patrones de pernos.



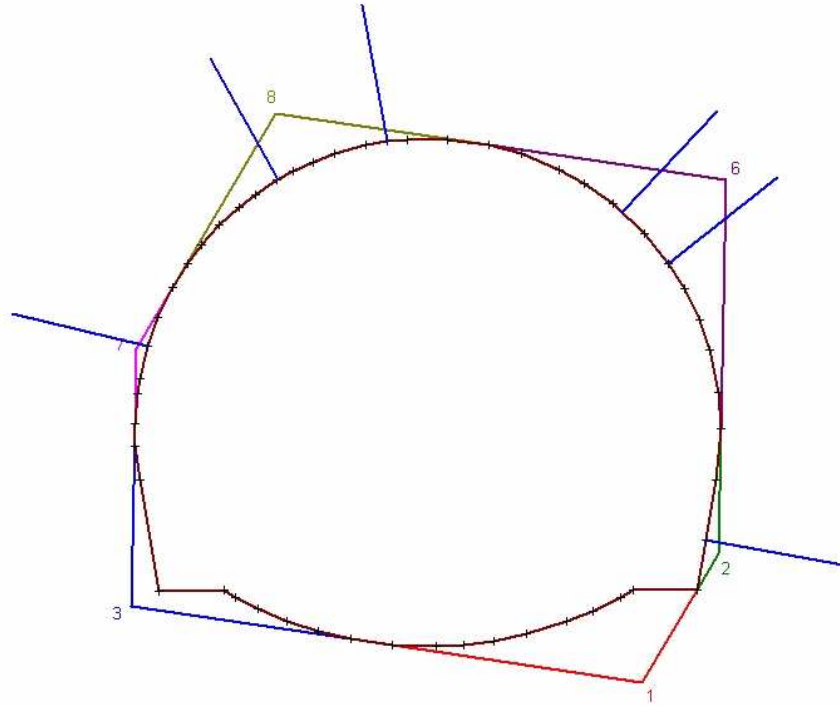
rspective \*

**Figura 37.** Perspectiva del tramo II – A. Cuñas y patrones de pernos.

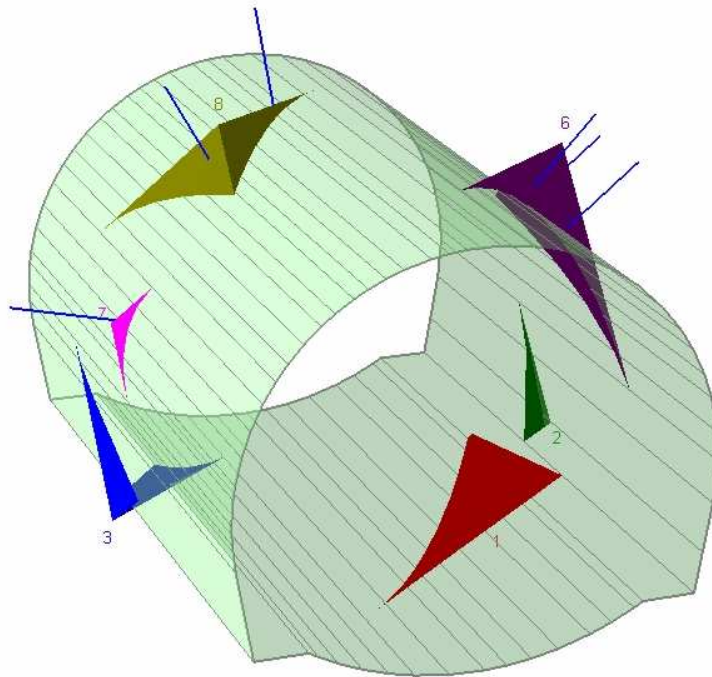
### Tramo II – B

**Tabla 71.** Bloques y patrón de pernos para el tramo II – B.

Bloque	Longitud Pernos (m)	Separación entre pernos (m)		Fs
		Transversal	Longitudinal	
1	-	-	-	Estable
2	3	1,5	2,5	14,200
3	-	-	-	10,585
4	-	-	-	-
5	-	-	-	-
6	3	1,5	2,5	2,641
7	3	1,5	2,5	64,832
8	3	1,5	2,5	3,846



**Figura 38.** Sección de tramo II – B. Cuñas y patrones de pernos.



\*perspective \*

**Figura 39.** Perspectiva del tramo II – B. Cuñas y patrones de pernos.

## Tramo III – A

Tabla 72. Bloques y patrón de pernos para el tramo III – A.

Bloque	Longitud Pernos (m)	Separación entre pernos (m)		Fs
		Transversal	Longitudinal	
1	-	-	-	Estable
2	-	-	-	-
3	-	-	-	-
4	3	1,5	2,5	54,459
5	3	1.5	2.5	49,291
6	3	1,5	2,5	2,772
7	-	-	-	-
8	6	1,5	2,0	1,520

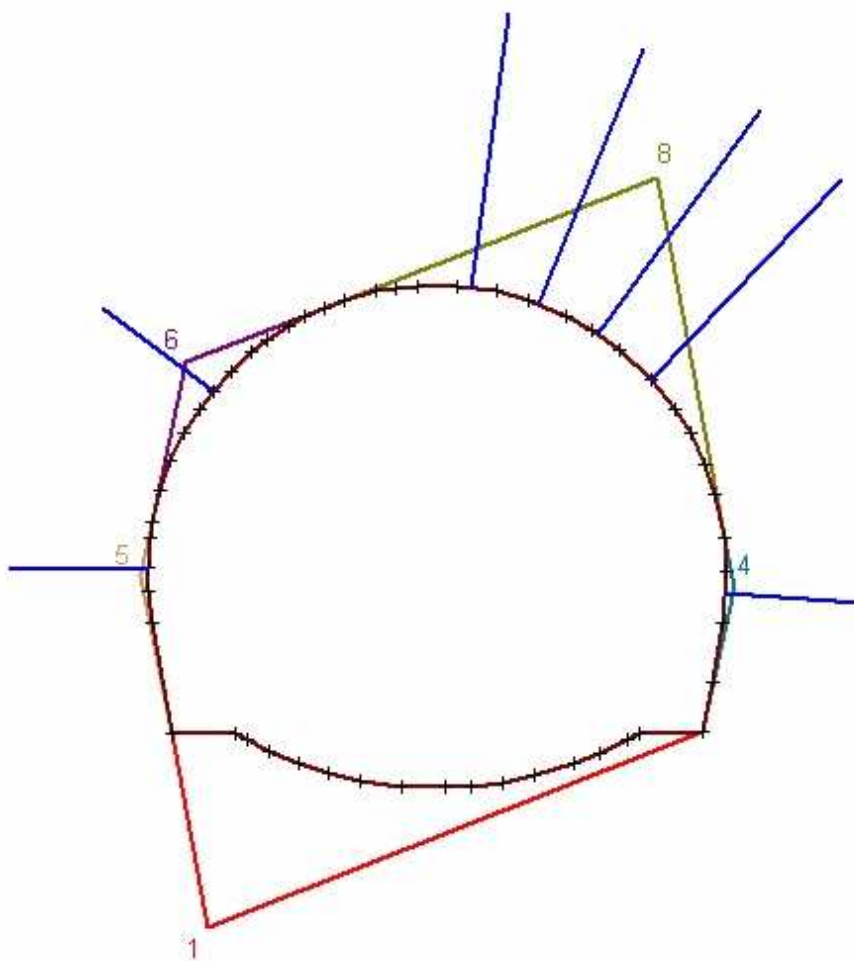


Figura 40. Sección de tramo III – A. Cuñas y patrones de pernos.

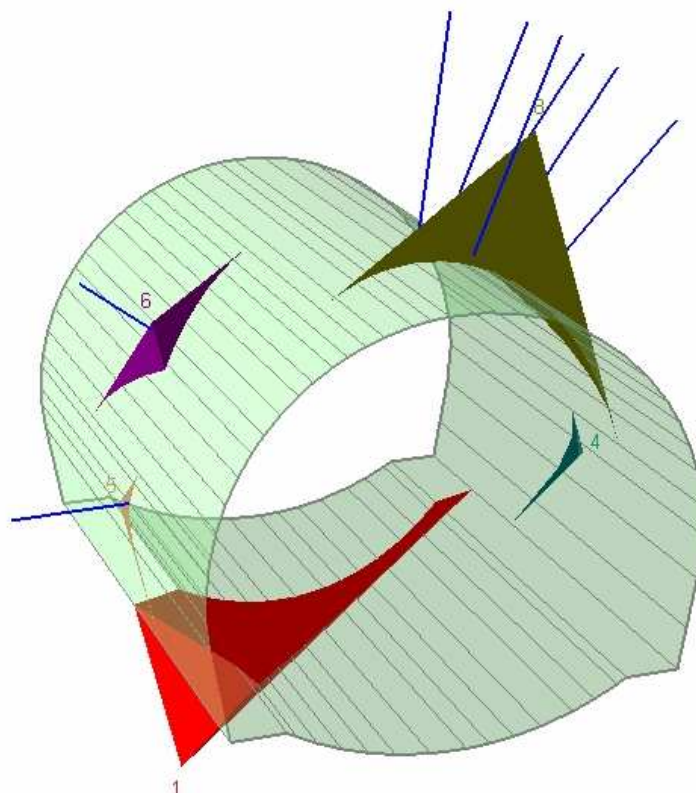
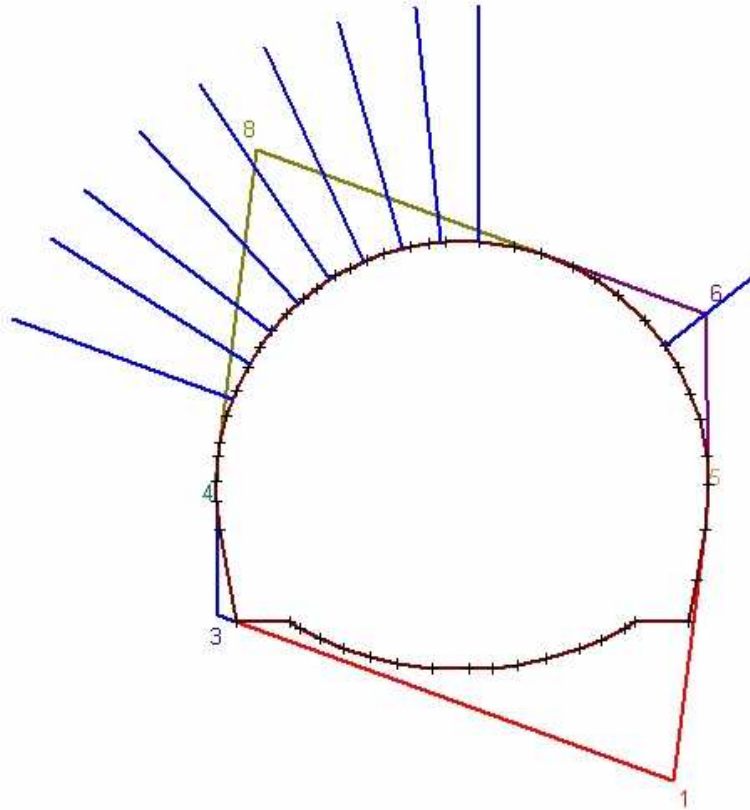


Figura 41. Perspectiva del tramo III – A. Cuñas y patrones de pernos.

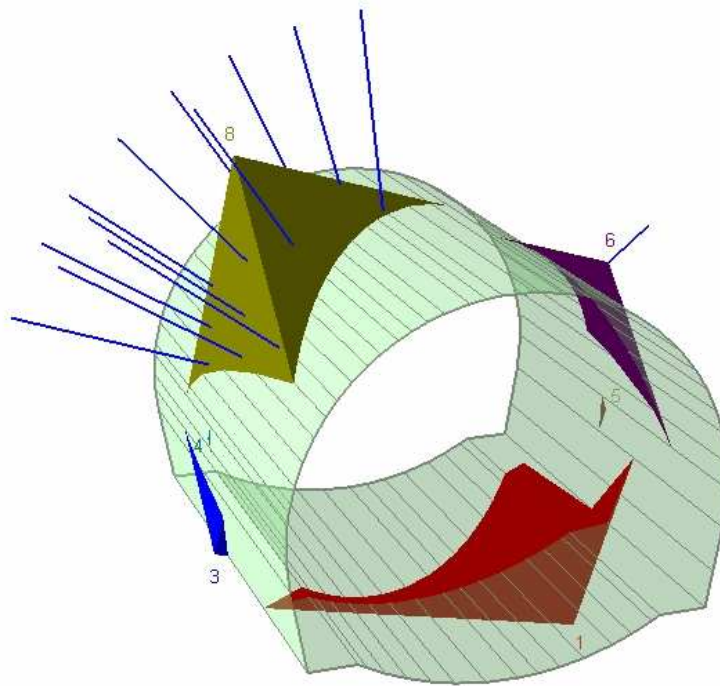
### Tramo III – B

Tabla 73. Bloques y patrón de pernos para el tramo III – B.

Bloque	Longitud Pernos (m)	Separación entre pernos (m)		Fs
		Transversal	Longitudinal	
1	-	-	-	Estable
2	-	-	-	-
3	-	-	-	3,766
4	-	-	-	0,588
5	-	-	-	0.288
6	3	1,5	2,5	1,909
7	-	-	-	-
8	6	1	2,5	1,789



**Figura 42.** Sección de tramo III – B. Cuñas y patrones de pernos.



**Figura 43.** Perspectiva del tramo III – B. Cuñas y patrones de pernos.

## Tramo IV – A

Tabla 74. Bloques y patrón de pernos para el tramo IV – A.

Bloque	Longitud Pernos (m)	Separación entre pernos (m)		Fs
		Transversal	Longitudinal	
1	-	-	-	Estable
2	-	-	-	-
3	-	-	-	-
4	3	1,5	2,5	2,041
5	3	1,5	2,5	2,153-
6				0,024
7				-
8	6	1,5	2,5	2,200

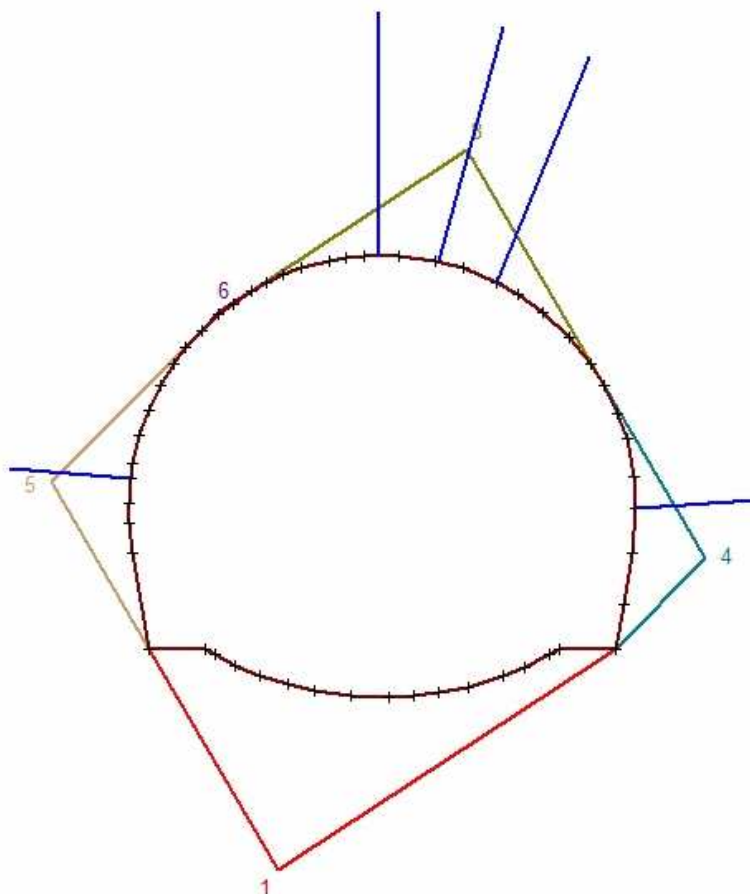


Figura 44. Sección de tramo IV - A. Cuñas y patrones de pernos.

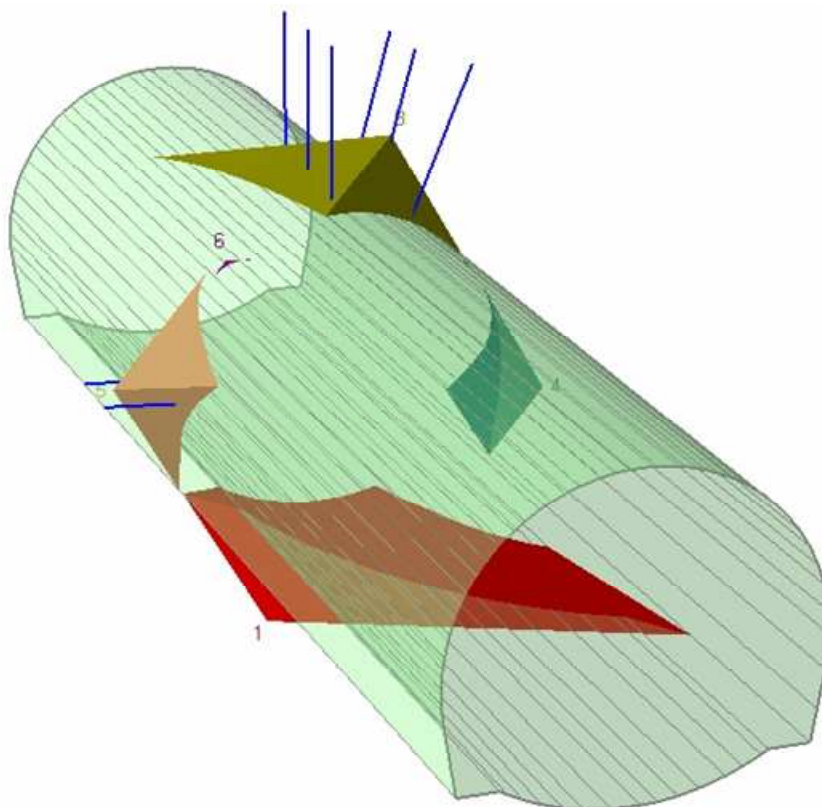
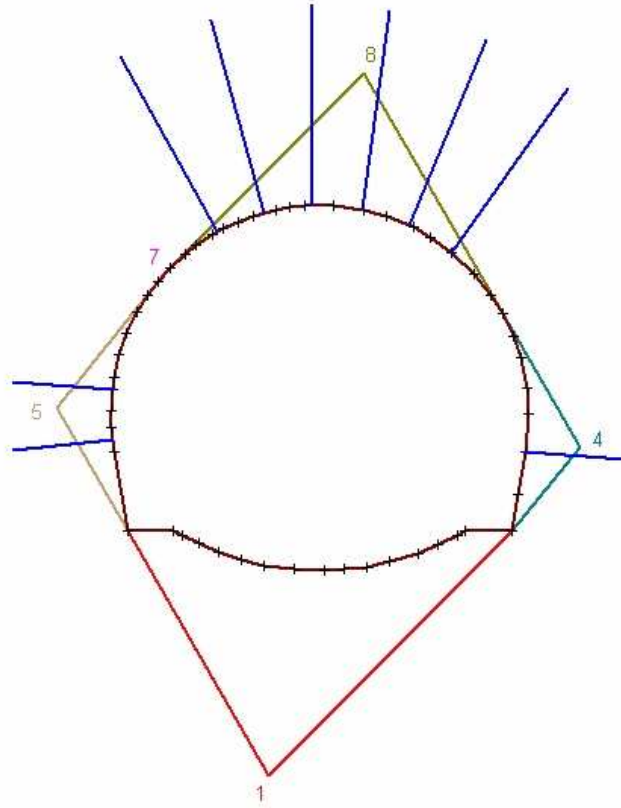


Figura 45. Perspectiva del tramo IV - A. Cuñas y patrones de pernos.

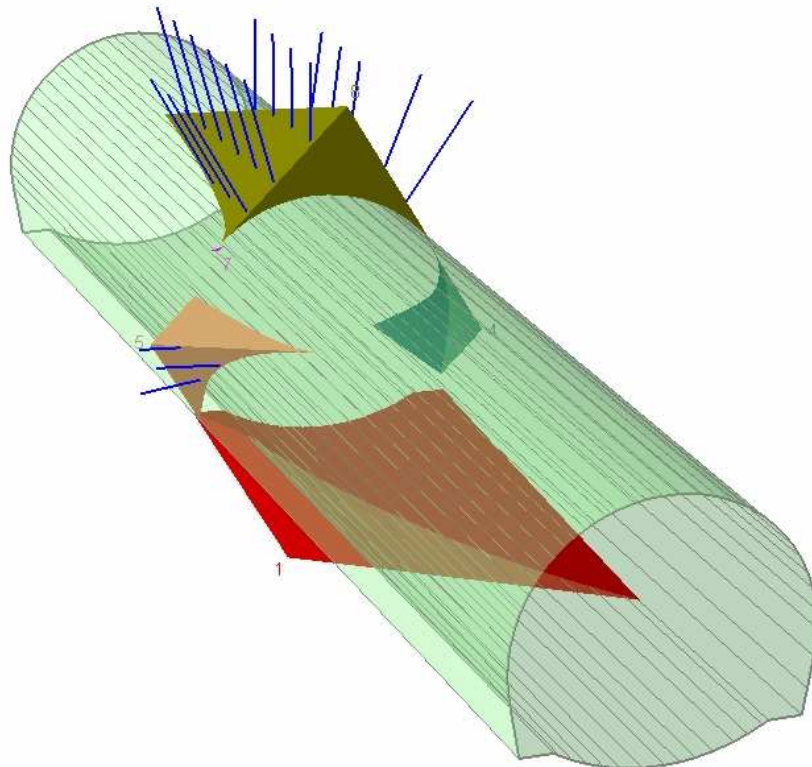
### Tramo IV – B

Tabla 75. Bloques y patrón de pernos para el tramo IV – B.

Bloque	Longitud Pernos (m)	Separación entre pernos (m)		Fs
		Transversal	Longitudinal	
1	-	-	-	Estable
2	-	-	-	-
3	-	-	-	-
4	3	1,5	2,5	2,288
5	3	1,5	2,5	2,140
6	-	-	-	-
7	-	-	-	0.357
8	6	1,5	2,5	1,781



**Figura 46.** Sección de tramo IV - B. Cuñas y patrones de pernos.



pective \*

**Figura 47.** Perspectiva del tramo IV - B. Cuñas y patrones de pernos.

En todos los casos, a estos patrones de pernos obtenidos como resultado del análisis de bloques, se le debe colocar adicionalmente una capa de shotcrete de resistencia  $150 \text{ Kg/cm}^2$ , de 10 cm de espesor, cuya función será servir como elemento adicional de soporte, actuando a favor del factor de seguridad, a la vez que protege la roca de la alteración, aislándola de los agentes externos.

Según el comportamiento de la excavación y de la calidad real del terreno, se pueden utilizar estos soportes a base de pernos como complemento de los soportes sugeridos en la tabla 66, en caso de necesitarse refuerzo adicional, o bien pueden reemplazar totalmente el sostenimiento primario estimado en la mencionada tabla en caso de que el terreno presente mejores condiciones que las estimadas inicialmente. De este modo representan una alternativa de soporte primario más económica o bien un elemento de refuerzo específico, según el caso.

## **9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

### **9.1. CONCLUSIONES**

Para realizar la excavación de un túnel se considera indispensable, a fines de la ejecución del proyecto, la información derivada de los estudios geológicos y geotécnicos de la zona, ya que en principio se cuenta con muy poca información en lo referente al comportamiento geomecánico del macizo rocoso que se va a intervenir, lo cual significa un nivel de riesgos muy elevado y un grado de incertidumbre inaceptable desde el punto de vista de manejo del proyecto.

En el caso particular del túnel San Juan, el estudio geológico - geomecánico permitió estimar valores especulativos, pero prudentes, sobre los parámetros que determinan el comportamiento del macizo rocoso ante la intervención antropica. Sin embargo, debido a la complejidad geologica - estructural del área de estudio y la magnitud y funcionalidad de la obra, es necesario intensificar la exploración geologica haciendo un mayor número de perforaciones a lo largo del eje proyectado en especial en las zonas criticas determinadas en este trabajo; para disminuir el grado de incertidumbre haciéndolo aceptable para la etapa de diseño.

El diseño del túnel, en esta etapa del proyecto, donde se establece principalmente el método de excavación y el soporte a utilizar, puede ser flexible, ya que es necesario corregir y modificar estas primeras estimaciones para ajustarlas a la realidad de la excavación a fin de evitar inconvenientes y minimizar los imprevistos que puedan afectar negativamente el proyecto. Esto se debe realizar con un detallado seguimiento monitoreando las características y el comportamiento de la excavación.

Las clasificaciones geomecánicas permiten cuantificar las propiedades del macizo rocoso, por lo que su uso se considera imprescindible para la determinación del posible comportamiento de la excavación y por lo tanto para la elaboración del diseño del túnel.

Es sumamente importante determinar y controlar la presencia del factor agua en el área de estudio, en superficie y en excavación, debido a que esta es un factor fundamental como agente perjudicial ante una intervención antropica ya que afecta la calidad del macizo, el comportamiento y la estabilidad de la excavación. Por lo tanto, es indispensable una exploración hidrogeológica que me estime donde y que cantidad de agua me podría afectar mi excavación para poder así tomar medidas que minimicen mi riesgo.

Los ensayos de laboratorio permitieron obtener valores estimados de las propiedades físicas de las rocas que componen el macizo, por lo que es importante realizar un número significativo de ensayos con los que se puedan estimar los parámetros geotécnicos de las rocas con un menor grado de incertidumbre.

En cuanto a la geología de la zona, se tienen dos grupos litológicos bien diferenciados: la unidad I conformada por rocas sedimentarias tipo flysh en los extremos norte y sur del trazado, que representa un 23 % del macizo atravesado por el túnel, y rocas metavolcánicas en la parte intermedia que conforman un 77% del total del trazado.

El comportamiento geomecánico de la zona de estudio según la clasificación de Bieniawski, varía principalmente entre macizos de calidad mala tipo IV (40%) y de calidad media tipo III (51%).

El túnel se encuentra afectado a lo largo del trazado por una serie de “zonas de riesgo” identificadas mediante el estudio geológico, que pueden influir negativamente en la ejecución exitosa del proyecto, en lo que se refiere al cumplimiento de los estimados de tiempo de ejecución y costo de la obra. Estas zonas de riesgos se definen como zonas de fallas y zonas de intenso fracturamiento que pueden incluir problemas de mayor presencia de agua subterránea, altos perfiles de meteorización y disminución de la resistencia del

macizo. Se determinó que estas zonas abarcan hasta el 37 % del total de la longitud del túnel, siendo la más significativa la zona de falla ubicada entre las progresivas 7+100 y 8+500 con dirección paralela al trazado en este tramo.

Se estableció el sostenimiento primario para cada tramo del túnel, así como una recomendación del tipo de excavación en cada sector. Es importante el control y monitoreo del comportamiento de la excavación en “curso de obra” para poder realizar los ajustes necesarios en el proyecto constructivo y que permitan retroalimentar a estos parámetros de diseño.

## **9.2. RECOMENDACIONES**

Como parte final de este trabajo se recomienda:

Realizar un estudio geológico más exhaustivo en las zonas de riesgo establecidas en este estudio, con el fin de minimizar los imprevistos geológicos posibles que puedan afectar los costos, el tiempo de ejecución y durabilidad del proyecto. Se recomienda tomar previsión ante los problemas geológicos mencionados que puedan ocurrir en estas zonas.

Aumentar el número de perforaciones a lo largo del eje del túnel a fin de tener un conocimiento concreto, más detallado, del macizo rocoso encontrado en cada sector del trazado.

Intensificar el monitoreo y control del comportamiento de la excavación en las mencionadas zonas de riesgo.

Realizar un levantamiento geológico-geotécnico constante del frente de excavación, considerando esto como primordial para la seguridad del proyecto.

Realizar estudios para determinar la presencia de aguas subterráneas que afecten el eje de túnel proyectado, ya que en el levantamiento de campo del presente trabajo se observaron evidencias de abundante agua superficial en

drenajes que cruzan el eje del túnel lo que puede influir negativamente en la ejecución del proyecto.

En los casos donde el soporte primario estimado requiera la colocación de pernos, se recomienda utilizar los patrones obtenidos del análisis de bloque para cada tramo, a fin de optimizar el sostenimiento de la excavación al menor costo.

Realizar escombreras adecuadas antes de iniciar los movimientos de tierra o cualquier tipo de excavaciones con el fin de minimizar el impacto negativo que pueda causar en el ambiente, el acomodo de este material extraído dispuesto en lugares indebidos.

Canalizar y extraer el agua de infiltración presente en el túnel con el fin de mantener las condiciones más seguras y más favorables de trabajo.

Realizar ensayos de desgaste y resistencia a las rocas extraídas en la zona intermedia del túnel, para determinar su posible uso como material de balasto a lo largo de la vía férrea.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.**

ÁLVAREZ, L. **La Ingeniería Geológica y los grandes proyectos de infraestructura.** GEOCONSULT. 2003.

BECHARA, L. MATOS, H. **Estudio Geológico y Caracterización Geomecánica de la zona comprendida entre Charallave y Paracotos, Estado Miranda.** UCV. Caracas, 2006.

BELLIZZIA, A. **Rocas Ultrabásicas en el sistema montañoso del Caribe y yacimientos minerales asociados.** Boletín de Geología, VIII (16). 1967.

CACERES, V. **Aplicación de La Mecánica de Rocas en el Diseño de Túneles (Según Barton Y Bieniawski).** [www.arqhys.com/contenidos/mecanica tuneles](http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica_tuneles).

CARRILLO, M. et al. **Clasificación Geomecánica y Análisis de Estabilidad de Taludes del Macizo Rocosó Coris, Cartago, Costa Rica.** Revista Geológica de América Central, 2002.

CASTILLEJO, Miguel. **Análisis comparativo de los métodos de estabilidad de taludes y su control.** Universidad Central de Venezuela, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. Inédito. Caracas, 1993.

CASTILLEJO, Miguel. **Guía de estudios de la cátedra Cálculos Geomineros.** Universidad Central de Venezuela, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. Inédito. Caracas, 2004.

CIEN (Comisión Interfiliales De Estratigrafía y Nomenclatura). **Léxico Estratigráfico Electrónico de Venezuela.** INTEVEP-PDVSA, edición electrónica. [www.pdvsa.com/lexico](http://www.pdvsa.com/lexico). 1997.

DE MARCO, Pietro. **Determinación de la resistencia mecánica de las rocas mediante ensayos de laboratorio.** Trabajo de ascenso. Inédito. UCV. Caracas, 1995.

DE MARCO, Pietro. **Guía de estudios de la cátedra Mecánica de Rocas.** Inédito. UCV. Caracas, 2004.

DUQUE, G. **Manual de Geología para Ingenieros.** Publicado en Internet en la siguiente dirección: [www.geocities.com/manualgeo\\_12](http://www.geocities.com/manualgeo_12).

ESPINOZA, D., Castillejo, Miguel (Tutor Académico) **Análisis de subsidencia producida por la excavación de túneles de la línea 4 del Metro de Caracas, aplicando el método de los elementos finitos.** U.C.V. 2005.

GONZÁLEZ DE JUANA, C., Iturralde Arozena, J. M. Y Picard, X. **Geología de Venezuela y de sus cuencas petrolíferas.** Ediciones Foninves Tomo I. 1980.

GONZÁLEZ DE JUANA, C., Iturralde Arozena, J. M. Y Picard, X. **Geología de Venezuela y de sus cuencas petrolíferas.** Ediciones Foninves Tomo II. 1980.

GONZALEZ DE VALLEJO, L., Ferrer, M. **Ingeniería Geológica.** Pearson Educación - Prentice Hall, Madrid, España. 2002.

HERNANDEZ, S. **Retroalimentación geomecánica para el proyecto de revestimiento del túnel La Cabrera, sistema ferroviario central, tramo puerto cabello la encrucijada.** Tesis Especial de Grado. U.C.V. Caracas. 2005.

HOEK, E., C. Carranza-Torres, y B. Corkum. **Hoek - Brown failure criterion.** 2002.

HOEK, E. **Practical Rock Engineering**. 2004. Publicado en Internet en la siguiente dirección: <http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>

GEOCONSULT. **La ingeniería geológica y los grandes proyectos de infraestructura**. 2003. Publicado en Internet [http://www.geoconsult.es/fotos/Publicaciones/Manual/04\\_ClsGM.pdf](http://www.geoconsult.es/fotos/Publicaciones/Manual/04_ClsGM.pdf)

ISRM. **Suggested methods, Rock characterization testing and monitoring**. Editor E.T. Brown, 1981.

LOPEZ, C. et al. **Manual de túneles y obras subterráneas**. Madrid, 1997.

MEGAW, T. **Túneles, Planeación, Diseño y Construcción**. Editorial Limusa. México, 1988.

PERRI, Gianfranco. **Apuntes para el curso de diseño geotécnico de Túneles en Roca**. U.C.V., 1983.

PERRI, Gianfranco. **Diseño geotécnico de túneles**. Ediciones Innovación Tecnológica. Caracas, 1990.

PERRI, Gianfranco. **Contribución a la Caracterización Geomecánica de los Macizos Rocosos en base al GSI de Hoek**. Boletín 75 de la sociedad venezolana de Geotecnia. Caracas, 1999.

PERRI, Gianfranco. **Proyecto de túneles: Criterios de diseño**. Boletín 81 de la Sociedad Venezolana de Geotecnia. Caracas, 2002.

PERRI, Gianfranco. CONSORCIO GRUPO EMPRESAS ITALIANAS. **Ingeniería básica de túneles**, memoria técnica. Inédito. Caracas, 2006.

PROJECT MANAGEMENT INSTITUTE, **Una Guía a los Fundamentos de la dirección de proyectos** (PMBOK® Guide), edición 2000.

RIOS, V., Luis. Evaluación y seguimiento geotectónico estructural en el proceso constructivo del túnel de Altomonte, Tramo 4 del Ferrocarril Caracas-Cúa. Tesis Especial de Grado. U.C.V., 1999.

ROCSCIENCE, **Unwedge Theory Manual**, 2007 Publicado en Internet :  
[http://www.rocscience.com/downloads/unwedge/webhelp/unwedge/Theory\\_Overview.htm](http://www.rocscience.com/downloads/unwedge/webhelp/unwedge/Theory_Overview.htm)

SALVARREDY, J. et al. **Gerenciamiento de proyectos**. 2ª edición. Editorial Omicron System. Buenos Aires, 2006.

SIERRA, José. **Alternativas de sostenimiento en la excavación del Túnel Tazón Norte del ferrocarril Caracas-Cúa**. Trabajo especial de grado. Inédito. UCV, Caracas, 1999.

TRUZMAN, M. **Determinación del Índice de Resistencia Geológico (GSI) en Rocas Metamórficas de la Cordillera de la Costa Venezolana**. Boletín 78 de la Sociedad Venezolana de Geotecnia. Caracas, 2000.

WITTKÉ, Walter. **Rock Mechanics, theory and application with case histories**, 1990.

Z. T. BIENIAWSKI von Preinl, B. Celada Tamames, J. M. Galera Fernández y M. Álvarez Hernández. **El Índice de Excavabilidad del Macizo Rocosó (Rme): Nueva Metodología Para Escoger El Método Óptimo de Construcción de Túneles**. Congreso de la ITA. Seúl, 2006.