

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES DE LADERA: COLOMBIA

**DIANA CRISTINA ARIAS ALDANA
WILLIAM OSPINO DIAZ GRANADOS**

2016

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES DE LADERA: COLOMBIA

DIANA CRISTINA ARIAS ALDANA
WILLIAM OSPINO DIAZ GRANADOS

Trabajo de grado para Optar al título de Magister en Infraestructura Vial

Director
Ing. Álvaro de la Cruz Correa Arroyave

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2016

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	1
ABSTRACT.....	1
1. PROPÓSITO DEL PROYECTO.....	2
2. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA	2
3. JUSTIFICACIÓN	5
4. OBJETIVO GENERAL.....	7
4.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
5. MARCO TEÓRICO	8
5.1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	8
5.1.1. Ámbito Nacional	8
5.1.2. Ámbito Internacional	33
5.2. DESCRIPCIONES GENERALES.....	37
5.2.1. Clasificación Túneles	37
5.2.2. Características y factores determinantes en el comportamiento de los túneles de ladera.	52
5.3. METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE TÚNELES	120
5.3.1. Métodos empíricos.....	120
5.3.2. Métodos analíticos	158
5.3.3. Métodos numéricos.....	165
5.3.4. Método observacional.	168
6. EVALUACION DE LAS METODOLOGIAS EXISTENTES APLICADAS AL CASO DE TUNELES DE LADERA	175
6.1. INTRODUCCIÓN	175
6.2. MÉTODOS DE DISEÑO APLICADOS AL CASO DE TÚNELES DE LADERA	175
6.2.1. Consideraciones especiales aplicables a métodos empíricos.....	175
6.2.2. Consideraciones especiales aplicables a métodos analíticos	181
6.2.3. Consideraciones especiales aplicables a métodos numéricos.....	183

7. PLANTEAMIENTO METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA TÚNELES DE LADERA.	185
7.1. DEFINICIÓN	185
7.2. CONDICIONES PRESENTADAS EN UN TÚNEL DE LADERA	187
7.2.1. Inestabilidad de la ladera	187
7.2.2. Degradación del material o pérdida de las características geomecánicas con el tiempo, debido a procesos de meteorización	187
7.2.3. Distribución asimétrica de esfuerzos	188
7.2.4. Ladera conformada por depósitos de detritos producto de deslizamientos anteriores, Coluviones, terraza, suelos blandos, o rocas débiles.	189
7.2.5. Condiciones sísmicas	190
7.2.6. Altos volúmenes de infiltración.	190
7.3. FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO ALREDEDOR DE LA EXCAVACIÓN	192
7.3.1. Características geológicas y geomecánicas	192
7.3.2. Comportamiento tenso deformacional	193
7.4. MÉTODOS DE DISEÑO	194
7.4.1. Métodos empíricos	194
7.4.2. Métodos analíticos	195
7.4.3. Métodos numéricos	196
7.4.4. Método observacional	197
7.5. DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA GUÍA DE DISEÑO DE TÚNELES DE LADERA.	199
7.5.1. Etapa I caracterización	200
7.5.2. Etapa II Predimensionamiento	201
7.5.3. Continuación Etapa II Predimensionamiento	202
7.5.4. Continuación Etapa II Predimensionamiento (clasificación BQ)	203
7.5.5. Continuación Etapa II Predimensionamiento (clasificación SRC)	204
7.5.6. Etapa III Evaluación preliminar	205
7.5.7. Etapa IV diseño	206
7.5.8. Etapa V Verificación y ajuste	207
7.6. DESCRIPCIÓN Y REFLEXIONES DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA.	208
7.6.1. Descripción y análisis Etapa I caracterización	208

7.6.2. Descripción y análisis Etapa II Predimensionamiento	209
7.6.3. Descripción y análisis Etapa III Evaluación preliminar.....	210
7.6.4. Descripción y análisis Etapa IV diseño	211
7.6.5. Descripción y análisis Etapa V verificación y ajuste	212
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	214
8.1. CONCLUSIONES	214
8.2. RECOMENDACIONES	217
9. BIBLIOGRAFÍA, INFOGRAFÍA Y OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN ...	220
ANEXO: IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO PLANTEADA PARA UNA SITUACIÓN HIPOTÉTICA.	

TABLA DE FIGURAS

Figura 1	Esquema de evolución geológica del Magdalena desde el Mesozóico(250 m.a) hasta el presente	12
Figura 2	Mapa Geológico de Colombia 2015	14
Figura 3	Túnel de Sumapaz	17
Figura 4	Túnel El Infierno	17
Figura 5	Túnel de Los Chorros.....	18
Figura 6	Futuro viaducto Chirajara vía Bogotá-Villavicencio	19
Figura 7	Túneles Cisneros Loboguerrero	29
Figura 8	Trazado general Autopista al Mar 2	30
Figura 9	Planta Túnel proyectado entre Uramita y Dabeiba.....	30
Figura 10	Perfil túnel proyectado entre Uramita y Dabeiba.....	31
Figura 11	Sección transversal del túnel proyectado entre Uramita y Dabeiba	31
Figura 12	Túnel de carretera en Lérida (Manuel Romana Ruiz 2005)	34
Figura 13	Funicular Monte Pilatus (Manuel Romana Ruiz 2005)	34
Figura 14	Condiciones especiales presentadas en túneles de ladera, en función de la estratigrafía del terreno.....	39
Figura 15	Modelo cinemático túnel de ladera.....	40
Figura 16	Relación entre R/t_{min} y el ángulo de inclinación de la superficie de terreno Fuente: elaboración propia.....	40
Figura 17	Limites de la zona de arco (A limite interno B limite externo) Modificado Yang, S.R. Wang, Y.G. Wang y Li (2015).....	42
Figura 18	Condición de frontera túnel superficial Fuente: elaboración propia.....	43
Figura 19	Modelo superficie horizontal túnel a 130 m de profundidad Fuente: elaboración propia	45
Figura 20	Resultado parámetro e - Modelo superficie horizontal túnel a 130 m de profundidad (terreno tipo III y IV) Fuente: elaboración propia.....	46
Figura 21	Resultado parámetro e - Modelo superficie horizontal túnel a 130 m (terreno tipo V (RMR=15)) y (terreno tipo V (RMR=10)) Fuente: elaboración propia	47
Figura 22	Resultado parámetro e - Modelo superficie inclinada túnel a 50 m de profundidad, inclinación 5° (terreno tipo IV) Fuente: elaboración propia.....	48
Figura 23	Resultado parámetro e - Modelo superficie inclinada túnel a 135 m de profundidad, inclinación 5° (terreno tipo IV) Fuente: elaboración	

propia.....	49
Figura 24 Resultado parámetro e - Modelo superficie inclinada túnel a 135 m (terreno tipo V (RMR=15)) y 140 m de profundidad (terreno tipo V (RMR=10)) Fuente: elaboración propia	50
Figura 25 Comparación entre zona de arco presentada en Modelo plano y superficie inclinada Fuente: elaboración propia.....	51
Figura 26 Comparación entre los vectores de deformación presentados en Modelo plano y superficie inclinada Fuente: elaboración propia.....	52
Figura 27 Dirección del movimiento de la ladera.....	53
Figura 28 Patrón de agrietamiento	53
Figura 29 Analisis de desplazamiento horizontal en la ladera producto de la excavación de un túnel	55
Figura 30 Máximo esfuerzo cortante sobre la ladera producto de la excavación del túnel	56
Figura 31 Relación empíricas de esfuerzos K_0 vs Profundidad Z (m) Macizos rocosos. Fuente: elaboración propia.....	60
Figura 32 Relación de esfuerzos K vs Angulo de fricción (°) suelos normalmente consolidados. Fuente: elaboración propia.....	62
Figura 33 Condiciones de esfuerzo a)Falla Normal b) Falla Inversa b) Falla de Rumbo Modificado Goodman, 1980	64
Figura 34 Direccion de esfuerzos inferidos de características geologicas a)Falla Normal b) Falla Inversa c) Falla de rumbo d) dique e)pliegues f)proyeccion estereografica de vectores de primer movimiento de un sismo g) relacion de la direccion de esfuerzo en fracturamiento en pozo (borehole breakouts) Modificado Goodman, 1980	65
Figura 35 Resultados obtenidos mediante la inversión de mecanismos focales en el norte de los Andes. Cortes y Angelier (2005).	66
Figura 36 Influencia de la topografía en los esfuerzos iniciales. Modificado Goodman (1980).....	68
Figura 37 Macizo rocoso con un topografía consistente de una serie de colinas y valles y ninguna carga superficial. Amadei y Stephansson (1997)	69
Figura 38. Efectos de una superficie topografica Irregular. Brady y Brown 2004.....	69
Figura 39 Túnel de ladera sometido a fuertes empujes hacia abajo B. Maidl, Thewes, y U. Maidl (2014).	70
Figura 40 Colapso túnel de ladera Colombia 10-01-2012 modificado	

www.eltiempo.com.....	71
Figura 41. Estado de esfuerzo in situ ejes de referencia globales. Brady y Brown 2004.....	72
Figura 42 Método Gato plano. Brady y Brown 2004.....	74
Figura 43 Método hidrofractura. Brady y Brown 2004	74
Figura 44 Condición topográfica de un túnel de ladera. Fuente: elaboración propia.....	76
Figura 45. Esfuerzos tangenciales en función de la relación de esfuerzos. Fuente: elaboración propia	77
Figura 46 Metodología de los estudios geológico – geotécnico para túneles. (González de Vallejo 2004).....	87
Figura 47 Muestra de Depósito aluvial.	88
Figura 48 Esquema de Perforación horizontal en un depósito aluvial. Fuente: elaboración propia	89
Figura 49 a) Registro esquema de Perforación horizontal en un depósito aluvial, b) Registro de un sondeo realizado de un depósito aluvial. Fuente: elaboración propia	89
Figura 50 Modelos de comportamiento tenso-deformacional.....	90
Figura 51 Relaciones entre Esfuerzos principales Mayores y Menores para el criterio de Hoek-Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb. Hoek y Brown (2002)	95
Figura 52 Limitaciones del uso criterio de falla de Hoek y Brown. Hoek y Brown (1997)	96
Figura 53 La resistencia de la roca varía en función del ángulo β considerado. ($\beta=90-\theta$) Según González de V. et al (2002).....	99
Figura 54 Corte directo y ensayos índices de las discontinuidades de la roca modificado de Barton, N (2013)	101
Figura 55 Mecanismo de daños y tipos de deformación en túneles producto de sismos. Ferreira Torcato 2010.	103
Figura 56 Deformación de sección circular y rectangular frente a sismos. Ferreira Torcato 2010.	103
Figura 57 Inestabilidad de la ladera detonante de la falla del túnel (Wang 2001).....	104
Figura 58 Mapa de valores de aceleración horizontal pico efectiva NSR 2010..	106
Figura 59 Fases de un flujo subterráneo simplificado esquematizado alrededor de un túnel. Modificado de Rodríguez et al 2010.....	107

Figura 60	Interacción entre una obra subterránea y el nivel freático. Caso permanente de una obra reciente (a) y caso transitorio de una obra reciente (b). Rodríguez et al 2010.....	108
Figura 61	Familia de discontinuidades - medio poroso equivalente. Rodríguez et al 2010.....	110
Figura 62	Esquema de circulación del agua subterránea en una roca fracturada Torrens et al 2005.....	110
Figura 63	Ensayo Lugeon. A) Obturador simple. B) Obturador doble (González et al., 2004).....	113
Figura 64	Tratamiento especiales de estabilización (González de Vallejo 2004).....	115
Figura 65	Equipo de ensayo Cerchar (Käsling, H., & Thuro, K. (2010)).....	116
Figura 66	Ensayo de caída.....	117
Figura 67	Ensayo de perforación Fernández González, r. (1997).....	117
Figura 68	Distribución de deformaciones alrededor de la excavación un túnel poco profundo.....	119
Figura 69	Mecanismo de deformación típico de la excavación un túnel poco profundo.....	119
Figura 70	Estimación de soporte según el índice Q (González de Vallejo 2004).....	125
Figura 71	Clasificación RMR 89.....	127
Figura 72	Estimación de auto-soporte en excavación sin soporte	129
Figura 73	Valores y valoraciones de los parámetros de entrada al RMi. (Palmström 2003)	135
Figura 74	Valoraciones de los factores de ajuste para la estimación del sostenimiento de rocas en terrenos diaclasados (en bloques). Téngase en cuenta que los factores tienen valores unitarios para sus ocurrencias comunes. (Palmström 2003)	137
Figura 75	Sostenimiento para terrenos diaclasados (en bloques), incluyendo zonas débiles.....	138
Figura 76	Ábaco para estimar el sostenimiento en terrenos continuos (masivos, y los altamente diaclasados – o triturados-).	139
Figura 77	Aplicación recomendada de los dos ábacos de sostenimiento, para materiales diaclasados (terrenos discontinuos en bloques) (Figura 75), y para terrenos continuos (Figura 76).	140
Figura 78	Clasificación SRC (González de Vallejo 2004).	142

Figura 79	Curvas características (González de Vallejo 2004).....	160
Figura 80	Modelo cinemático túnel de ladera modificado de Zhou, Wang & Lin (2014).....	161
Figura 81	presión de la roca circundante aplicado al soporte del túnel modificado de Zhou, Wang, Lin (2014).....	162
Figura 82.	Cargas actuantes y elementos para el cálculo de las fuerzas internas de los elementos de soporte. Fuente: elaboración propia.....	164
Figura 83	Elementos finitos típicos análisis 2D (Potts y Zdravković 1999).....	166
Figura 84	Discretización elementos finitos para la excavación de un túnel (Potts y Zdravković 1999)	167
Figura 85	Esquema de colocación de cinta extensométrica (fuente: Guía técnica de instrumentación y auscultación en el proyecto y construcción de túneles urbanos, grupo de trabajo 11-20 AETOS).....	171
Figura 86	Celda de presión total (fuente: Guía técnica de instrumentación y auscultación en el proyecto y construcción de túneles urbanos, grupo de trabajo 11-20 AETOS)	171
Figura 87	Esquema de un inclinómetro (González de Vallejo 2002).....	172
Figura 88	Sistemas de monitoreo de un túnel (González de Vallejo 2002).....	173
Figura 89	Correlación entre el RQD y el Espaciado (Bieniawski 1983).....	176
Figura 90	ejemplo de RQD para diferentes densidades de fracturamiento a lo largo de un sondeo (Palmström 2001).....	177
Figura 91	ilustración de la diferencia entre la valoración de la calidad del macizo rocoso en comparación con el tamaño de la obra y las características geológicas. (Vibert y Vaskou (2011)).....	180
Figura 92	Posición de las juntas registradas por diferentes observadores para un mismo registro de perforación. (Ewan 1983 citado por Palmström y Broch (2006))	180
Figura 93	Mecanismo de falla en un túnel poco profundo.....	182
Figura 94	Mallas características para los diferentes métodos numéricos (Ruiz (2001)).....	184
Figura 95	Diagrama esquemático de rangos sugeridos de aplicación de los modelos continuos y discontinuos en relación al valor de Q (modificado Barton 1998 citado por Barla 2000).....	185

TABLA DE TABLAS

Tabla 1 Túneles existentes red de carreteras actual	15
Tabla 2 Proyectos de diseño de túneles Colombianos en ejecución a 2016.....	19
Tabla 3 Características geo mecánicas materiales empleados en el modelo	45
Tabla 4 Definición de profundidad límite entre túnel profundo y superficial para diferentes ángulos de inclinación de la superficie y tipos de terreno.	51
Tabla 5 Variación de la componente horizontal del esfuerzo con respecto a la profundidad	58
Tabla 6 Relaciones de esfuerzo para suelos.....	60
Tabla 7 Tensores de esfuerzos deducidos de la inversión de mecanismos focales. Cortes y Angelier 2005.	67
Tabla 8 Constantes A y B en función de la forma de la excavación. Hoek y Brown (1980).	78
Tabla 9 Clasificación Rocas Débiles propuesta por Klein, S. (2001).....	84
Tabla 10 Valores de A y B para el criterio de Bieniawski (Bieniawski 1974)	92
Tabla 11 Valores típicos de ángulo de fricción básico (tomado González de V. et al (2004))	102
Tabla 12 Parámetro, Índice de diaclasado J_n	121
Tabla 13 Parámetro, Índice de rugosidad J_r	121
Tabla 14 Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de agua J_w	122
Tabla 15 Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de agua J_a	122
Tabla 16 Parámetro, condiciones tensionales S.R.F.....	123
Tabla 17 Clasificación de Barton de los macizos rocosos. Índice de calidad Q .	124
Tabla 18 Valores de índice ESR de la clasificación Q.....	125
Tabla 19 Clasificación de Bieniawski	128
Tabla 20 Recomendaciones para el soporte primario de tuneles en forma de herradura.	130
Tabla 21 Efecto de la orientación de las diaclasas durante la excavación	131
Tabla 22 Valoración nuevos parámetros RMR14b.....	132
Tabla 23 Valores de F para calcular ICE.....	133
Tabla 24 Corrección por datos de afloramientos (González de Vallejo 2004).....	142
Tabla 25 Corrección por Efectos constructivos (González de Vallejo 2004).	143

Tabla 26 Simbología a emplear en el sistema de clasificación BQ	144
Tabla 27 Clasificación Cualitativa del Macizo del sistema de clasificación BQ ...	145
Tabla 28 Clasificación del grado de meteorización del sistema de clasificación BQ	146
Tabla 29 Calificación de la integridad del macizo rocoso del sistema de clasificación BQ	147
Tabla 30 Calificación del grado de interconexión del plano estructural principal del sistema de clasificación BQ	148
Tabla 31 Relación entre Rc y la Solidez de la Clasificación Cualitativa.	148
Tabla 32 Correlación entre Kv y Jv	149
Tabla 33 Relación entre el Kv y la Integridad de la Clasificación Cualitativa.	149
Tabla 34 Clasificación de la Calidad Básica del Macizo Rocoso.....	149
Tabla 35 Capacidad de Soporte básica de la roca de fundación.	152
Tabla 36 Coeficiente de Reducción por la influencia de la configuración de la roca de fundación.	152
Tabla 37 Principales fenómenos ocurridos durante la excavación de roca en regiones de altos esfuerzos	154
Tabla 38 Parámetros físicos y mecánicos del Macizo Rocoso.....	155
Tabla 39 Resistencia a Corte de las Discontinuidades.	155
Tabla 40 Coeficiente de Corrección por nivel freático K_1	156
Tabla 41 Coeficiente de Corrección por la orientación del plano de falla principal K_2	156
Tabla 42 Coeficiente de Corrección Por el estado de esfuerzos iniciales K_3	157
Tabla 43 Tiempo autosoporte del macizo rocoso.....	157
Tabla 44 Correlacion para modulo de elasticidad del macizo rocoso a partir del valor RMR	178
Tabla 45 Guía para la selección de MR basado en Deere (1968) y Palmstrom & Singh (2001).....	178

LISTADO DE VARIABLES

R = Radio del túnel

α = ángulo de inclinación de la ladera

t = cobertura del túnel

t_{min} = Cobertura límite del comportamiento de ladera

e = Parámetro adimensional que define el límite de la zona de arco

σ_1 = esfuerzo principal máximo

σ_2 = esfuerzo principal

σ_3 = esfuerzo principal mínimo

β = ángulo de Ruptura

φ = Ángulo de Fricción del material

h = Altura del arco de presiones

σ'_1 = esfuerzo efectivo principal máximo

σ'_3 = esfuerzo efectivo principal mínimo

σ_{ci} = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca Intacta

m_b = valor reducido de la constante del material mi

m_i = constante del material criterio de falla Hoek - Brown

s = Constante del macizo Rocosó criterio de falla Hoek - Brown

a = Constante del macizo Rocosó criterio de falla Hoek - Brown

D = Factor de Alteración criterio de falla Hoek - Brown

GSI = valoración del Geological Strength Index

RMR = valoración del *Rock Mass Rating*

E_M = Modulo de elasticidad del Macizo Rocosó

E_i = Modulo de elasticidad de la roca Intacta

K_0 = Relación de esfuerzos

σ_H = Esfuerzos Horizontales

σ_V = Esfuerzos Verticales

z = Profundidad

σ_m = Resistencia a la compresión del macizo según criterio de falla de Bieniawski

τ_m = Resistencia al corte del macizo según criterio de falla de Bieniawski

γ = Peso específico del suelo

K_a = coeficientes de empuje activo

K_p = coeficientes de empuje pasivo

ν = Coeficiente de Poisson

OCR= Radio de Sobreconsolidación

q_u = resistencia a la compresión inconfiada

$\sigma_{xx}\sigma_{yy}$ = Componente del esfuerzo horizontal

σ_{zz} = Componente de esfuerzo vertical

$\sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}$ = Componente de esfuerzos al corte

$P_x = P_y = P_z = P$ = Estado de esfuerzos en un punto P

h_c = profundidad a la cual la roca es removida por la erosión bajo condiciones de deformación uniaxial

$\Delta P_z, \Delta P_x, \Delta P_y$ = Cambios en los componentes de esfuerzos en un punto P

σ_θ = esfuerzos tangenciales alrededor de la excavación

O_{FM}= factor de sobrecarga modificado (OFM modified overload factor)

η = parámetro de reblandecimiento

τ_n =es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura

σ_n = es la tensión normal que actúa en el plano de rotura

c = es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.

σ_m = resistencia a la compresión del macizo según Hoek Brown

σ_t = Resistencia a la tracción

H = Profundidad del túnel desde la superficie

$f_T(\sigma_{ci})$ = Factor de modificación del criterio de Falla Hoekl Brown en función de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

$\sigma_{c\beta}$ = la resistencia a la compresión de la roca intacta medido en el ángulo de carga

β_c = ángulo de carga del ensayo de compresión uniaxial

K_β = parámetro de efecto de anisotropía del ensayo de compresión uniaxial

β_m = ángulo donde la resistencia a compresión uniaxial es mínima

JCS= resistencia a la compresión simple en las paredes de las discontinuidad

JRC= rugosidad del plano de discontinuidad

r = rebote del martillo de Schmidt en superficies húmedas y meteorizadas

R_s = rebote del martillo de Schmidt en superficies secas y no meteorizadas

ϕ_r = ángulo de fricción residual

ϕ_b = ángulo de fricción básica

ϕ_p = ángulo de rozamiento constante independiente de la carga

K_{p0} = permeabilidad cuando el esfuerzo efectivo medio es igual a cero

σ' = esfuerzo efectivo medio

V =Velocidad media (m/s)

J_f =Gradiente hidráulico

α =Grado de no linealidad del flujo (1 régimen laminar, 0,5 turbulento)

K_f = conductividad hidráulica de la fractura (m/s).

e_s =apertura de la discontinuidad (m)

g =gravedad (m/s^2)

ν =viscosidad cinemática (m^2/s).

β_z =buzamiento

θ_z =dirección del buzamiento.

K_p = permeabilidad equivalente en un medio homogéneo

b = espacio entre las juntas

k_f = coeficiente de permeabilidad del relleno

k_r =coeficiente de permeabilidad de la roca intacta

F : coeficiente de desgaste (kg/cm)

Q : contenido de minerales abrasivos, en equivalentes de cuarzo (%)

Φ_m : diámetro del grano de cuarzo (cm)

M_t : Módulo de tenacidad

σ_c : Esfuerzo de la compresión simple

ε_f : Deformación unitaria en la falla

M_r : Módulo de Resiliencia

σ_l : Esfuerzo en límite elástico

ε_l : Deformación unitaria en el límite elástico

RQD = Índice de calidad de la roca

J_n =Índice de diaclasado

J_r = Índice de rugosidad de las discontinuidades

J_a = Índice de alteración de las discontinuidades

J_w = Factor de ajuste por presencia de agua

SRF = Factor de ajuste por condiciones tensionales

ESR = (excavation support ratio): factor que depende del tipo de excavación, en la clasificación Q de Barton

RMRb = RMR básico del macizo rocoso sin considerar el efecto de la excavación

F_0 = Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel con respecto a la principal familia de discontinuidades presentes en el macizo rocoso)

F_e = Factor de ajuste por el método de excavación

F_s = Factor de ajuste tomando en cuenta el comportamiento esfuerzo deformación del macizo rocoso en los frentes del túnel.

ICE= "Índice de Comportamiento Elástico"

F= coeficiente de forma

RMi = índice del macizo rocoso

jC= Factor de estado (o condición) de las diaclasas, el cual es una medida combinada de: el factor de tamaño y continuidad de las diaclasas (jL), el factor de rugosidad de las diaclasas (jR)

Vb = El volumen del bloque medido o expresado en m^3 ; generalmente se utiliza el volumen promedio.

JP = El parámetro del diaclasado, el cual incorpora los principales rasgos del macizo rocoso.

CF= factor de continuidad

Gc= factor de calidad (estado) del terreno

Sr= relación de tamaños

Dt = Diámetro o luz del túnel o excavación, en metros. (Para hastiales, en vez del diámetro Dt, se usa la altura del mismo (Wt)).

Db = Diámetro equivalente del bloque $Db = Vb^{1/3}$ (en metros).

C = Factor de ajuste por la gravedad para el sostenimiento en el techo o en los hastiales. Su valoración depende de la inclinación de los hastiales y del techo; y pueden obtenerse de la expresión $C = 5 - 4\cos\delta$, donde δ = ángulo del buzamiento (inclinación) de la superficie de la excavación medida con respecto a la horizontal.

SL =Factor de ajuste por nivel de tensiones.

Co , Co_s = Factor de ajuste por la orientación de la principal familia de diaclasas, o diques (vetas, grietas, fisuras)

N_j = Factor de ajuste por el número de familias de diaclasas; se considera aquí el grado de libertad de los bloques a fallar. Se obtiene de:

$N_j=3/n_j$ Donde n_j = al número de familias de diaclasas. ($n_j=1$ para una familia; $n_j=1,5$ para una familia más diaclasas aleatorias ; $n_j=2$ para dos familias; $n_j=2,5$ para dos familias más diaclasas aleatorias; etc.).

T_z = Potencia o espesor de la zona de debilidad, el cual se obtiene por medio de la siguiente expresión:

C_g = factor de competencia definido como la relación entre la resistencia del macizo rocoso/tensión tangencial aplicada

γ =Peso Unitario de la Roca

$Is(50)$ =Índice de Resistencia a la Carga Puntual.

K_v = Índice de Integridad de un macizo rocoso.

J_v = Numero de Juntas Volumétricas del Macizo Rcoso

K_1 = Corrección por nivel freático.

K_2 = Corrección por la orientación del plano de falla principal.

K_3 = Corrección Por el estado de esfuerzos iniciales.

f_0 =Capacidad de Soporte básica de la roca de fundación.

η_0 =Coeficiente de Reducción por la influencia de la configuración de la roca de fundación.

BQ = Índice de Calidad Básica del Macizo.

$[BQ]$ = Índice Corregido de Calidad Básica del Macizo.

σ_{cs} = Compresión Uniaxial de la Roca intacta Saturada

f_R = Capacidad de Soporte de las Rocas de Fundación

q = Carga sobre la Bóveda del túnel

e_l = Presiones laterales aplicadas al hastial izquierdo

e_r = Presiones laterales aplicadas al hastial derecho

ρ_{CF} = coeficiente de compresibilidad-flexibilidad

K_r = coeficiente de flexibilidad

D_{cm} = parámetro de compresibilidad

$I_{d2} (\%)$ = índice de Alterabilidad

RESUMEN

Actualmente, en los Andes colombianos, han sido diseñados y están siendo construidos docenas de túneles viales cortos y largos, la mayoría de estos túneles son cortos y superficiales en terrenos con condiciones geotécnicas adversas para la estabilidad de la estructura vial, como rocas débiles, rocas meteorizadas, depósitos de coluvión o suelo, en un estado de esfuerzos anisotrópico, afectado por las características topográficas de la zona, la sección de excavación, el nivel freático y una alta actividad sísmica, tales condiciones en algunos casos no son consideradas o evaluadas de manera detallada dentro del diseño inicial, derivando en grandes dificultades en el proceso constructivo de los mismos, este estudio presenta una metodología de análisis para determinar el comportamiento del terreno durante el proceso constructivo en túneles poco profundos bajo estas condiciones, por medio de una revisión de las metodologías existentes y su aplicación.

Palabras clave: *Túneles de ladera, Estado anisotrópico de esfuerzos, rocas débiles, Rocas meteorizadas.*

DIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO= Ingeniero Álvaro Correa Arroyave

ABSTRACT

Currently in the Colombian Andes, by design, there are being built dozens of short and long road tunnels. Most of these tunnels are short and shallow in areas with poor geotechnical and hydrogeological conditions such as weak rocks, weathered rock and colluvium deposits. There are under anisotropic stress field affected by the topographic features, the excavation cross-section, high water table and high seismic activity. In some cases, such conditions are not considered or evaluated in detail in the initial design leading to great difficulties in the construction process of these. This study proposes a method of analysis to determine the behavior of the soil during the construction process, in shallow tunnels under these stress conditions. This will be done through a review of existing methodologies and their application.

Key words: shallow Tunnels, anisotropic stress field, weak rocks, weathered rocks.

1. PROPÓSITO DEL PROYECTO

El propósito de este documento es proveer una guía técnica para el diseño y construcción de túneles de ladera, la cual permita el desarrollo de un proceso constructivo más económico y seguro, mediante el análisis de las diferentes metodologías de diseño usadas en la actualidad y la identificación de las problemáticas que se presentan en condiciones geotécnicas desfavorables para la estabilidad de la excavación y de los túneles de ladera.

2. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

El diseño de túneles se ha basado en diferentes metodologías, en las cuales se incluyen métodos empíricos, analíticos físicos experimentales y más recientemente métodos numéricos asistidos por computador empleando el análisis de elementos finitos.

Estos métodos parten de consideraciones iniciales, que pueden afectar el correcto análisis de condiciones especiales, resultando en errores en el diseño, y por ende en problemas a la hora de la construcción, principalmente durante las etapas de excavación y soporte, esta problemática se presenta con gran frecuencia en Colombia, donde se observa la construcción de túneles de características que requieren un análisis más detallado, como la excavación de túneles superficiales de ladera, bajo un estado de esfuerzos anisotrópico, en depósitos de suelo, y donde se evidencia un alto nivel freático.

Específicamente en el caso de los túneles de ladera, dado su localización topográfica, y aparte de una condición de estado de esfuerzos anisotrópico, se espera encontrar horizontes de alto grado de meteorización dada su cercanía a la superficie; así mismo pueden ser susceptibles al efecto de las inestabilidades existentes en la ladera, y la presencia de agua y escorrentía superficial, lo que a su vez puede derivar en la disminución de la cobertura lateral, esto hace de los túneles de ladera, obras que requieran de un análisis diferente al usado para túneles construidos a grandes profundidades.

El incorrecto análisis de las condiciones de construcción de túneles de ladera, deriva en una serie de problemáticas, durante el desarrollo del proyecto, dentro de las fallas más comunes se encuentran:

- Falla del soporte, debido a que no se evalúa el desarrollo de la resistencia del soporte durante la etapa de excavación.

- Colapso de la excavación, a causa de la degradación del material o pérdida de las características geomecánicas con el tiempo, que puede producirse en las rocas débiles como las lutitas en periodos muy cortos de tiempo (días).
- Sobrecostos y retrasos, ocasionados por errores en el diseño de soporte y excavación, derivados de la sobrevaloración de los parámetros geomecánicos para el macizo rocoso o de la masa de suelo.
- Retrasos por causa de la necesidad de rediseños, dado que el diseño de detalle no tiene en cuenta los aspectos sísmicos para los primeros metros al interior de la excavación subterránea donde el comportamiento del túnel puede estar fuertemente influenciado por su cercanía a superficie, ni en las zonas de falla con problemas de estabilidad.
- Fallas durante las primeras etapas de excavación debida a la desestimación del efecto del proceso constructivo sobre las deformaciones y empujes producidos sobre el soporte de excavación.
- Problemas de estabilidad y drenaje durante la operación del túnel debido a la falta de monitoreo, y deficiente proceso constructivo.

Inconvenientes que han ocasionado que los túneles en Colombia sean vistos en algunos casos, como un "problema" más que una solución. Un túnel sin importar sus dimensiones, es un proyecto que requiere de mucha información, no solo del objetivo de la obra, sino también del medio en la que se construirá. Un estudio Geológico - Geotécnico disminuye los márgenes de errores, y problemas durante la construcción y el diseño, pero no garantiza el éxito de todas las estrategias planeadas para la construcción de un túnel.

La Hipótesis que se plantea en la investigación se refiere a: *la Metodología para el diseño de túneles que plantea la bibliografía actual no es aplicable al diseño de túneles de ladera en Colombia. Por consiguiente, el diseño de este tipo de túneles requeriría proponer una metodología de diseño específica para esta condición.*

Esto se presenta debido a que en Colombia la construcción de túneles está ligada al mejoramiento de proyectos viales existentes, en cuyos trazados impera la construcción sobre la ladera de la montaña, la optimización de este trazado implica a su vez el desarrollo de túneles de bajo recubrimiento lateral, producto del ajuste geométrico necesario para lograr mejores velocidades de diseño.

Las condiciones geológicas y geotécnicas de la geografía de Colombia presentan una situación especial que no se ajusta a las características para las cuales fueron planteadas las metodologías de diseño propuestas por la Bibliografía

internacional.

Por eso la idea principal es desarrollar una Metodología que reúna la información, procesos y cálculos necesarios para obtener un diseño más aproximado que el que se elabora actualmente, para eso se estudiarán, y evaluarán algunos métodos empíricos, analíticos y numéricos de mayor uso en Colombia y se aplicarán adecuadamente en el diseño de Túneles de Ladera.

3. JUSTIFICACIÓN

En Ingeniería civil, el túnel es una estructura que hace parte del trazado de una vía de comunicación, vía férrea, carretera o canal de conducción y el objetivo de esta obra subterránea no es otro que, dar acceso a un punto, establecer paso subterráneo a través de barreras naturales, y en el caso particular de Colombia, continuamente se verán enfrentados a la decisión si la mejor opción es la construcción de un túnel o no, dado las condiciones geográficas de Colombia, debido a las tres cordilleras, la decisión debe tomar diferentes aspectos a consideración, como por ejemplo, la gran ventaja que representa un túnel, para sortear problemas geológicos o climáticos, que en ocasiones obligan a cerrar las vías mientras se da funcionamiento a la vía de nuevo, no importa si es un túnel férreo, vial, para redes (instalación de tuberías), inclusive falso, todos los túneles así como los puentes y otras obras conducen flujos, y estos flujos determinan el tipo de estructura a construir, su sección transversal, alineación y sección longitudinal, pero eso solo se queda en la fase de diseño. El verdadero trabajo es durante la fase de construcción puesto que plasmar correctamente un diseño a la realidad, resulta a veces muy complicado, en donde la construcción del túnel termina generando nuevos y más problemas debido a la falta de información.

Un caso exitoso de túneles como solución a problemas geotécnicos, es la construcción del túnel falso en la vía Bogotá Villeta para recuperar el paso y proteger a los usuarios de los continuos deslizamiento producidos en Cune, en este contexto, La decisión no solo está en el desarrollo que generara una obra vial como es el túnel sino una vez tomada esa decisión se debe determinar aspecto como la técnica constructiva más adecuada, ya que la aplicación de una u otra metodología de construcción puede, no sólo aumentar el coste hasta niveles de inviabilidad del Proyecto, sino llegar a condicionar totalmente el diseño y; por tanto, el Proyecto, tal es el caso de la excavación con una máquina tuneladora de diámetro determinado.

La decisión de la construcción de un túnel dentro de una región como Colombia trae ventajas innegables y es la dirección que está tomando la construcción vial en este país y no solo a nivel regional sino mundial se observan las ventajas de la construcción de un túnel, la principal razón para la toma de tal decisión es evitar el Incremento de tiempo de viaje que habría de ser construida la vía sin túnel, al evitar grandes cortes producto del trazado a cielo abierto se genera menor impacto ambiental, y menor impacto visual, de igual manera se tiene menor drenaje del macizo que un trazado a cielo abierto; aunque esto por otro lado podría repercutir en mayor costo de construcción y mayor tiempo de duración de la construcción que a cielo abierto, por tal razón se recomienda un análisis a profundidad para encontrar si las ventajas a largo plazo son mayores pues aportan a la competitividad y el nivel de servicio de la vía, aumentado la calidad de vida de los usuarios.

En el caso particular de Colombia, los túneles desarrollados y en diseño se encuentran entre los más largos de Latino América y se realizan en zonas con una gran variación de condiciones de topografía, geología y paisaje, he aquí la importancia de desarrollar una metodología que permita a diseñadores y constructores, desarrollar este tipo de proyectos, minimizando sobrecostos y retrasos, dado el gran impacto que representan estas obras para Colombia a nivel de competitividad y desarrollo.

4. OBJETIVO GENERAL

Proporcionar una guía metodológica técnica para el diseño y construcción túneles de ladera especialmente en depósitos y rocas meteorizadas, para Colombia.

4.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar las metodologías más usadas en el diseño y construcción de túneles, definiendo sus limitaciones y ventajas con respecto a la evaluación de túneles de ladera, para hacer la comparación respectiva y determinar cuáles son las insuficiencias del diseño actual.
- Evaluar y definir las características y factores determinantes en el comportamiento de los túneles de ladera.
- Investigar el ambiente actual del diseño y construcción de túneles de ladera en Colombia.
- Revisar el estado del arte de los métodos de diseño y construcción de túneles.
- Evaluar el efecto de las condiciones superficiales sobre la distribución de esfuerzos sobre el terreno de excavación.
- Analizar las teorías empleadas por las metodologías existentes para la determinación de las deformaciones y esfuerzos sobre el soporte, en túneles de ladera.
- Estimar las herramientas necesarias para la evaluación e implementación de las metodologías existentes en el caso particular de los túneles de ladera.
- Definir un escenario que simule la actual situación en construcción de túneles de Colombia, para evaluar la efectividad de la metodología propuesta para sortear las dificultades que se presenten, esta metodología está basada en la comprobación de la hipótesis de estudio obtenida de las anteriores evaluaciones.

5. MARCO TEÓRICO

5.1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

5.1.1. Ámbito Nacional

5.1.1.1 Introducción

Colombia es una nación con localización geográfica estratégica, para el comercio y la comunicación a nivel internacional, desafortunadamente, el subdesarrollo a nivel de infraestructura vial ha impedido al País aprovechar esta condición, esto obedece a diversos factores y se ha traducido en un retraso a nivel económico, donde la dificultad para comunicar los polos de desarrollo y producción ubicados en zonas montañosas, constituyen una de las más grandes problemáticas a enfrentar por el gobierno nacional, una vez que más del 90% del transporte de carga del País se hace por medio terrestre, es necesario que las carreteras comuniquen los centros de desarrollo a través del desafío que constituyen las cordilleras colombianas; sin embargo actualmente, este no es el caso; la infraestructura vial actual del País es escasa y no se encuentra en óptimas condiciones; no obstante el gobierno nacional en cabeza de las diferentes instituciones a cargo del sector transporte, ha planteado y desarrollado planes en busca de la renovación, y desarrollo de la infraestructura vial, en donde la construcción de túneles, en especial los **túneles de ladera** hacen parte y constituyen el eje central, de los nuevos proyectos viales para el desarrollo, en el presente capítulo se hace una breve análisis y descripción, del presente y futuro de los **túneles de ladera** en Colombia.

5.1.1.2 Contexto Geológico Colombiano.

Un aspecto importante a considerar en el estudio de este documento es las condiciones geológicas de nuestro país, donde se tiene retos muy importantes a nivel de geomorfología y topografía.

Colombia es un país con un ambiente geológico complejo, no solo por su accidentada geomorfología, sino también por su localización en la zona de interacción de las placas Sudamericana, de Nazca y del Caribe, generando una zona de alta deformación, un sistema de fallas en sentido SE-NW, y en general una alta actividad tectónica.

Las condiciones geológicas en Colombia son variables de acuerdo a la ubicación geográfica de esta, la cual presenta una complejidad estructural y petrográfica,

que a su vez es un escenario importante y altamente productivo para las investigaciones que se realizan actualmente en el campo geológico. Debido a esto el estudio de terreno es de suma importancia para actuar en los fenómenos más característicos como la actividad volcánica, sísmica, y procesos geomorfológicos que modelan día a día la forma terrestre, debido a que las cordilleras colombianas son características debido a que constantemente ocurre levantamiento, influido por fallas regionales y locales.

El país, está enmarcado en 3 unidades fisiográficas, los valles y llanuras compuestas por los valles interandinos y las llanuras interiores y costeras, de donde se destacan los llanos orientales, el sistema montañoso central constituido por las 3 Cordilleras Colombianas, provenientes de la ramificación final de la cordillera de los Andes, y el sistema montañoso periférico, de donde hacen parte la serranía de la macarena y la sierra Nevada de Santa Marta.

Debido al desarrollo urbano del país, el cual concentran el 70% de la población en el triángulo andino (Medellín, Bogotá, Cali), el uso de carreteras con perfil montañoso se hizo indispensable, por eso para modernizar la infraestructura colombiana, es necesario el uso de túneles con el fin de reducir los tiempos de viaje, que se refleja en el desarrollo económico; pero estos túneles enfrentan los desafíos que generan la composición geológicas de las cordilleras andinas, que se mencionan a continuación.

“La Cordillera Occidental es una provincia de flujos de basaltos oceánicos acrecionados del Cretáceo Superior o bien de una corteza oceánica gruesa tipo Islandia, compuesta por gruesas secuencias de basaltos toleíticos intruidos por silos y diques doleríticos, asociados con cuerpos utramáficos locales y estratos pelágicos y turbidíticos. La secuencia está intruida por plutones Terciarios granitoides. Los Sistemas de Fallas de Atrato y Cauca-Patía forman el borde occidental y oriental de este terreno, los Valores altos y positivos de la anomalía gravimétrica reflejan la alta densidad de los materiales corticales. La profundidad calculada del Moho se encuentra entre 35 y 40 Km.”

“El basamento de la Cordillera Central consiste en rocas Precámbricas metamórficas de alto grado y migmatitas sobre las cuales yace un cinturón de rocas Paleozoicas ígneas y metamórficas de bajo grado, buzantes al oriente, el cual se interpreta como una secuencia de borde continental y arco de islas. El Sistema de Fallas de Palestina, una importante estructura tectónica, separa las rocas del arco de islas de las continentales, y se cree representa una sutura Paleozoica.”

“El bloque cortical del Macizo de Garzón contiene un cinturón metamórfico e ígneo Precámbrico y Paleozoico compuesto por neises granulíticos y migmatitas intruidas por plutones granitoides Paleozoicos. El Macizo está limitado al occidente

por el Cabalgamiento de Garzón-Suaza y al oriente por el Sistema de Fallas de Guaicáramo. La corteza es continental y la profundidad calculada del Moho es de unos 40 Km.” Fuente: LOBO-GUERRERO, Alberto, La Infraestructura de Colombia, V Congreso Colombiano de Geotecnia, Medellín, 1994.

En términos generales se puede describir el sistema montañoso central con las siguientes características:

- Cordillera oriental: es la más joven geológicamente y más ancha de las tres cordilleras, inicia en el macizo Colombiano (paramo de las papas), y termina en la Guajira, principalmente está compuesta por rocas sedimentarias, con un basamento metamórfico
- Cordillera central: se encuentra ubicada entre los ríos Magdalena y Cauca, de composición litológica variable, debido a esto se presentan complejos en su mayoría, los cuales describen rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias, lo que hace que su estabilidad varíe constantemente de acuerdo al sitio. Esta cordillera se extiende desde el nudo de los pastos y la costa del Atlántico
- Cordillera occidental: inicia en el nudo de los pastos y termina cerca de la costa del atlántico, presenta altas pendientes, alta meteorización y litologías intermedias, propiciando inestabilidad constante.

Como menciona Villar (2011) Cada cordillera exhibe sus características geológicas propias. Mientras la Cordillera Oriental y la Cordillera central supra yacen sobre corteza continental y contienen rocas Paleozoicas sedimentarias a metasedimentarias, la Cordillera Occidental está caracterizada por rocas típicas de corteza oceánica (basaltos, gabros, rocas y sedimentos de aguas profundas) asociadas con rocas plutónicas y de arco volcánico, la morfología y estratigrafía asociadas a estas cordilleras, corresponde al proceso de deformación continental que ha sufrido el sector noroccidental de Sudamérica, y tras la cual ha adquirido su configuración geológica y tectónica actual, una historia marcada por tres ciclos principales orogénicos-tectónicos, como plantean Vargas, Pujades, Ugalde, y Canas (2002):

“El primero de estos ciclos sucedió antes del Precámbrico Tardío durante la orogenia transamazónica (2200 m.a. - 1800 m.a.) que dio origen al actual Escudo de la Guyana. El segundo ciclo comienza en el Precámbrico Tardío con el inicio de la apertura del Proto-Atlántico (aprox. 1000 m.a.) y culmina con la orogenia que formó la serranía ancestral de Las cordilleras Central y Oriental. El tercer ciclo comienza en el Paleozoico Tardío con un abombamiento de la corteza continental a lo largo del actual valle del río Magdalena y finaliza en el Cenozoico con la formación de las tres cordilleras Andinas de Colombia.”

Esto se describe a mayor profundidad por Flórez, A. (2003), siendo la cordillera central la primera cordillera en originar de durante el periodo Triasico – Jurasico (225-145 Ma), y comenzó actuar como un umbral que separa los ambientes sedimentarios y magmáticos del oriente y el occidente, para el Jurásico – Cretácico inferior (146 – 100 Ma), la tectónica mantiene su carácter distensivo y continúa el fallamiento normal permitiendo el comienzo de una transgresión marina, en esta zona se depositaron secuencias sedimentarias hasta de 12000 m con algunas intrusiones de rocas ígneas, en el Cretácico superior se produjo la acreción de la cordillera occidental (corteza oceánica) a lo largo de la actual falla de Romeral, ocasionando un levantamiento parcial de la cordillera Central, durante el Terciario medio continuaron los eventos de levantamiento y deformación producidos por la acreción de la cordillera Occidental. Estos procesos provocaron una regresión marina hacia el norte, evidenciada por el depósito de sedimentos de ambientes lagunares. Tectónicamente, se originaron los sistemas de fallas inversas como los de Catarma y de Chusma a lo largo del margen oriental de la cordillera Central, lo cual originó un levantamiento parcial del sur de la cordillera Oriental.

En el Mioceno medio – Plesitoceno, durante el aún no existe el Río Magdalena tal y como se encuentra desde San Agustín hasta Barranquilla. Aquí, los mares se retiran, dando luz a la mayor parte del territorio, el proceso de levantamiento de la cordillera central se intensificó y la cordillera Oriental comenzó su principal levantamiento durante el Mioceno medio (12 Ma). Tectónicamente, la actividad compresiva aumentó y se invirtieron las estructuras pre – existentes, creando grandes sistemas de fallas inversas en los flancos de las cordilleras Oriental y Central y profundizando de los sistemas de fallas producidos anteriormente. Este evento de levantamiento es considerado como la Orogenia Andina, a partir de la cual se desarrolló la configuración actual de la cuenca del Magdalena Figura 1.

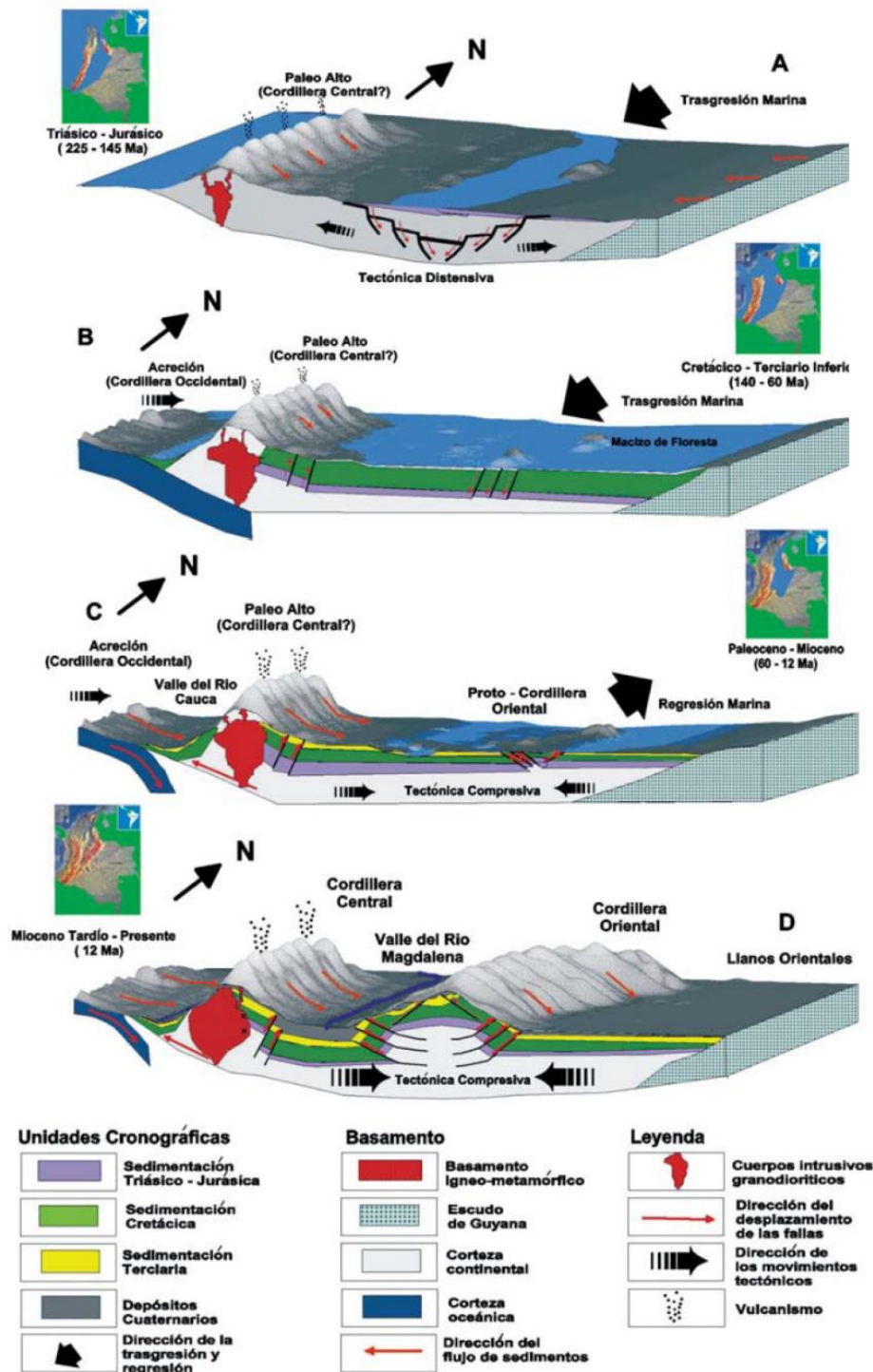


Figura 1 Esquema de evolución geológica del Magdalena desde el Mesozoico(250 m.a) hasta el presente
Fuente: Ángel, J. D. R. (2005). Los sedimentos del río Magdalena: reflejo de la crisis ambiental. Universidad Eafit.

De acuerdo a lo anterior se puede deducir que la geología colombiana presenta una gran heterogeneidad, esto representa una gran influencia en el grado de incertidumbre, que se presenta en el diseño de túneles en Colombia, donde no solo se tienen grandes variaciones, a nivel estratigráfico en cortas distancias, sino adicionalmente se presentan grandes variaciones en la condición del estado de esfuerzos; sin embargo, a nivel general y de acuerdo a Vargas et al (2002) “se reconoce un estado de esfuerzos compresivos de las placas Nazca y Caribe hacia Sudamérica en sentido O-E y NNO-SSE respectivamente; así como la presencia de al menos tres micro-placas o bloques: Panamá-Costa Rica con vergencia O-E, Andes con desplazamiento SSO-NNE, probablemente a lo largo del Sistema de Fallas de Bordo Llanero; y Chocó que colisiona con el Bloque Andino en dirección N-S.” la historia tectónica de la zona del actual Colombia, es una influencia importante en el estado de esfuerzos desarrollados en diferentes zonas del país y será analizado con mayor detenimiento más adelante.

En la Figura 2, se presenta el mapa geológico de Colombia, donde se resume la información geológica superficial del territorio colombiano, y se puede observar lo que ya se ha mencionado en el presente documento, en especial en la zona denominada como sistema montañoso central, se observa una amplia variación litológica y una fuerte actividad tectónica, lo que ha modelado el paisaje de esta región, como un panorama heterogéneo y complejo, en el cual se localizan la mayoría de túneles construidos hasta la fecha, y en el cual se proyectan gran parte de los túneles que se encuentran actualmente en su etapa de diseño.

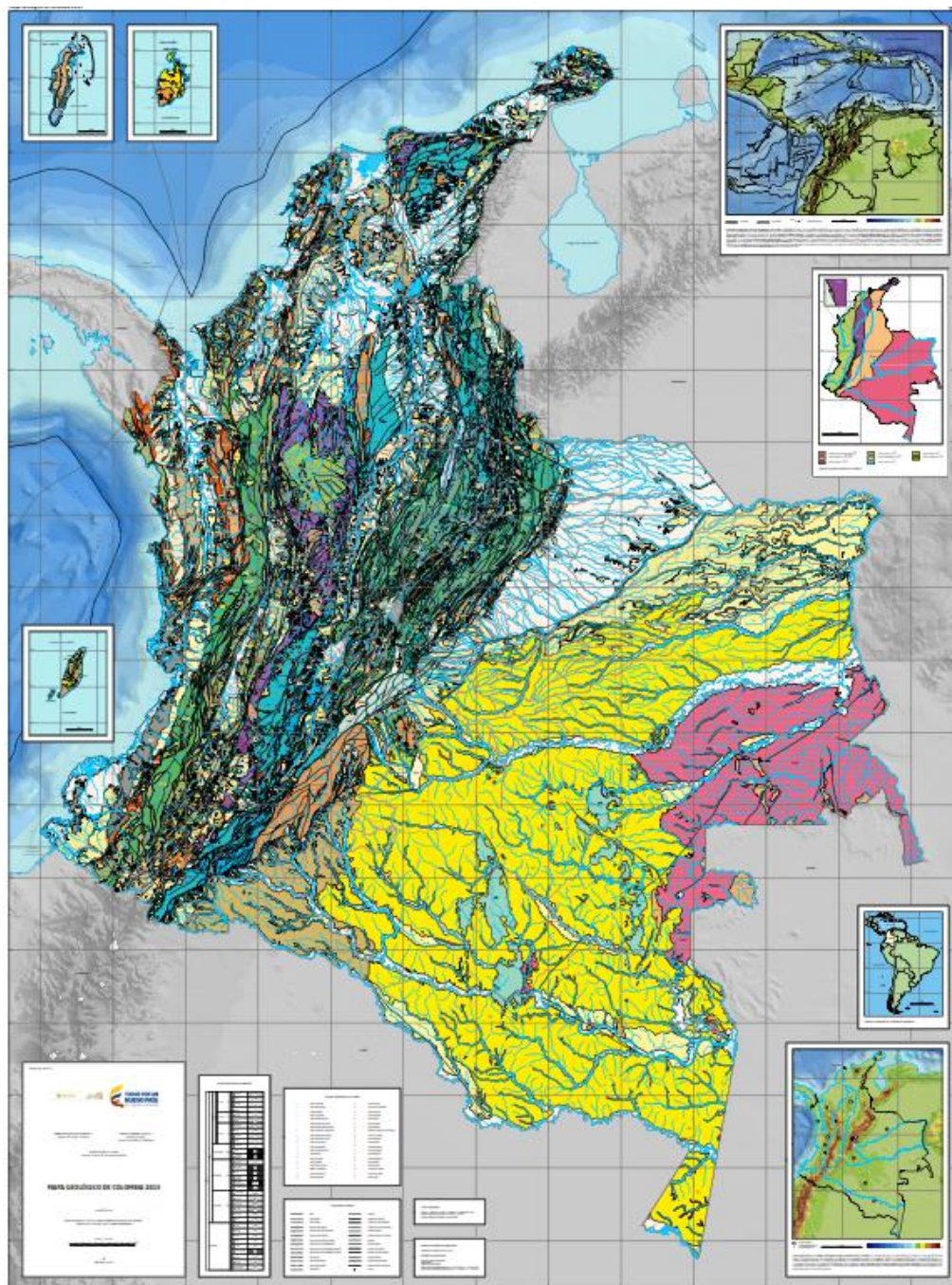


Figura 2 Mapa Geológico de Colombia 2015

Fuente: <http://www2.sgc.gov.co/>

Igualmente, la fábrica, el estado inicial de esfuerzos, la historia sísmica del depósito y la edad del mismo, en países con gran potencial hídrico; como lo es Colombia tiene como consecuencia la presencia de grandes depósitos, conformados por arenas y gravas, que presentan grandes retos para la estabilidad de taludes y túneles a poca profundidad.

5.1.1.3 Infraestructura vial actual en Colombia

La infraestructura vial nacional se encuentra a cargo de diferentes instituciones, las cuales administran y mantienen los corredores actuales, además de impulsar y administrar proyectos tendientes a mejorar las condiciones de transporte actuales:

"La red total de carreteras del país, está constituida por aproximadamente 130.000 kilómetros, distribuida en 16.786 de la red primaria a cargo de la nación, de los cuales son:

13.386 kms a cargo del Instituto Nacional de Vías INVIAS, y 3.400 kms. que han sido concesionados hasta diciembre de 2009 (Instituto Nacional de Concesiones INCO). Otros 112.699 km entre red secundaria y terciaria repartidos así: 37.953 km a cargo de los departamentos, 34.918 a cargo de los municipios, 27.577 kms de vías terciarias a cargo del Instituto Nacional de Vías (antiguamente era manejo de Caminos Vecinales), y 12.251 kms de los privados." Fuente: Diagnostico del transporte 2010, Ministerio de Transporte (Colombia), Oficina Asesora de Planeación, Grupo de planificación Sectorial, Diciembre 2010.

"Adicionalmente INVIAS tiene a su cargo 34 túneles y 2.292 puentes en su red primaria cuya longitud es superior a 10 metros de luz, de los cuales el 75% están en buen estado, 18.9% en regular estado y 6.1% están en mal estado o se desconoce su estado." Fuente: Zamora Fandino, N., & Barrera Reyes, O. L. (2013). Diagnóstico de la infraestructura vial actual en Colombia.

En la actualidad, de la red de carreteras actual, se puede decir que un pequeño porcentaje incluye túneles.

Tabla 1 Túneles existentes red de carreteras actual

	Túnel	Ubicación	Longitud (m)
1	Buenaventura Túnel I	Dagua-Valle del cauca	220
2	Buenaventura Túnel II	Dagua-Valle del cauca	130
3	Buenaventura Túnel III	Dagua-Valle del cauca	100
4	Buenaventura Túnel IV	Dagua-Valle del cauca	85
5	Buenaventura Túnel V	Dagua-Valle del cauca	480
6	El Polvorín	Santa María-Boyacá	1640
7	Las Juntas	Sutatenza-Boyacá	205
8	Pozo Azul	Garagoa-Boyacá	290

	Túnel	Ubicación	Longitud (m)
9	El Volador	Macanal-Boyacá	234
10	El Ventarrón	Macanal-Boyacá	612
11	El Salitre	Macanal-Boyacá	634
12	El Trapiche	Macanal-Boyacá	90
13	La Esmeralda	Santa María-Boyacá	400
14	La Presa	Santa María-Boyacá	475
15	Pluma de Agua	Santa María-Boyacá	770
16	La Cascada	Santa María-Boyacá	420
17	Moyas	Santa María-Boyacá	350
18	Muros I	Santa María-Boyacá	134
19	Muros II	Santa María-Boyacá	350
20	El Infierno (Figura 3.)	Garagoa-Boyacá	488
21	La Llana	Taminango-Nariño	204
22	Peñaliza	Chachagüí-Nariño	205
23	El Espejo	Rio sucio-Caldas	180
24	Quebradablanca	Guayabetal-Cundinamarca	726
25	La Llorona	Dabeiba-Antioquia	435
26	Caquetá I	Florencia-Caquetá	240
27	Caquetá II	Florencia-Caquetá	412
28	Caquetá III	Florencia-Caquetá	208
29	Caquetá IV	Florencia-Caquetá	171
30	Bijagual	Villavicencio-Meta	185
31	Buenavista-Misael Pastrana Borrero	Villavicencio-Meta	4520
32	Boquerón-Argelino Duran Quintero	Bogotá-Cundinamarca	2405
33	Túnel Guarne-Ascenso	Copacabana-Antioquia	235
34	Túnel Guarne-Descenso	Copacabana-Antioquia	295
35	Fernando Gómez Martínez-Occidente	Medellín-Antioquia	4603
36	Piloto de la línea	Calarcá - Quindío	8554
37	La Estrella	Calarcá - Quindío	326
38	Los Robles	Calarcá - Quindío	883
39	Los Chorros (Figura 4.)	Calarcá - Quindío	611
40	Peña San Pablo-Túnel falso	Girón-Santander	127
41	Falso a los Llanos	Guayabetal-Cundinamarca	118
42	Helicoidal	Dosquebradas-Risaralda	125

	Túnel	Ubicación	Longitud (m)
43	Guillermo León Valencia-Sumapaz	Icononzo-Tolima	4206
44	Túnel N1	Barrancabermeja-Bucaramanga	1098
45	Túneles de las Lajas	Caparrapi	390
46	Túnel de Daza	Pasto-Rumichaca-Chachagüí	1710
Longitud Total			41279

Algunos de estos túneles existentes son túneles de ladera, a continuación se pueden observar algunos ejemplos:



Figura 3 Túnel de Sumapaz



Figura 4 Túnel El Infierno



Figura 5 Túnel de Los Chorros

Se puede observar que los túneles construido en laderas, fueron limitados por la condición de su conexión con las vías existentes, las cuales fueron construidas a media ladera, lo que limita la posición del túnel esta misma condición es replicada en los nuevos proyectos de ampliación que se encuentran actualmente en construcción o que se plantean a futuro.

Proyectos en desarrollo a 2014

A fecha presente año 2014, el gobierno a través de sus diferentes agencias, encuentra desarrollado numerosos nuevos proyectos viales, de estos una gran porcentaje incluyen **túneles**:

Instituto Nacional de Vías – Invías:

- Desarrollo Vial Transversal del Sur
- Construcción segunda calzada Loboguerrero – Buenaventura.
- Túneles II Centenario –Túnel de la Línea y segunda calzada Calarcá – Cajamarca.
- Segunda calzada Ancón Sur - Primavera - Camilo C - Bolombolo.
- Transversal Medellín - Quibdó

Agencia Nacional de Infraestructura - ANI:

- Ruta del Sol sectores 1,2 y 3.
- Briceño - Tunja – Sogamoso.
- Bogotá - Girardot
- Bogotá-Villavicencio (Figura 5.)



Figura 6 Futuro viaducto Chirajara vía Bogotá-Villavicencio

Fuente: Colombia avanza en la construcción de túneles, Infraestructura & desarrollo Revista N° 31 Bogotá Septiembre-octubre 2009

Tabla 2 Proyectos de diseño de túneles Colombianos en ejecución a 2016

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
Perimetral de Oriente de Cundinamarca.	1	4500	Túnel Bogotá - La Calera
Mulalo - Loboguerrero, Cali Dagua (Figura 7)	1	3360	Entre vía Panorama a la altura de Mulaló y la vía Buga - Buenaventura, alto de Cresta de Gallo - Túnel Largo. Túnel 7
	1	5470	Túnel de Loboguerrero - Túnel Largo. Túnel 9
	1	1260	Túnel 8
	1	560	Túnel 1
	1	590	Túnel 2
	1	240	Túnel 3
	1	110	Túnel 4
	1	155	Túnel 5
	1	325	Túnel 6
Conexión Pacífico 1	1	4010	Túnel de Amaga "Bolombolo - Camilo C"

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	1505	Túnel de Sinifaná "Bolombolo - Camilo C"
Conexión Pacífico 2	1	2490	Túnel de los Mulatos "La Pintada - Bolombolo"
Conexión Pacífico 3	1	465	Túnel de Irra "Irra - La Felisa - La Pintada"
	1	3435	Túnel de Tesalia "Variante Tesalia"
	1	337	Túnel La Manuela
Conexión Norte	1	190	Túnel T2-10 "Zaragoza - Caucasia"
	1	70	Túnel T2-6 "Remedios - Zaragoza"
	1	115	Túnel T2-7 "Remedio - Zaragoza"
	1	492	Túnel T2-8 "Remedios - Zaragoza"
	1	120	Túnel T2-9 "Remedios - Zaragoza"
Autopista Río Magdalena 2	1	305	T2-0 "Ramal. Dolores - Vegachí - Remedios"
	1	105	T2-1 "Alto de los Dolores - Vegachí - Remedios"
	1	100	T2-2 "Alto de los Dolores - Vegachí - Remedios"
	1	775	T2-3 "Alto de los Dolores - Vegachí - Remedios"
	1	260	T2-4 "Alto de los Dolores - Vegachí - Remedios"
	1	185	T2-5 "Alto de los Dolores - Vegachí - Remedios"
	1	595	T3-1 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"
	1	255	T3-2 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	270	T3-3 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"
	1	380	T3-5 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio".
	1	460	T3-6 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"
	1	680	T3-7 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"
	1	250	T3-8 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"
	1	215	T3-9 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio".
	1	235	T3-10 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"
	1	335	T3-11 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio"
	1	315	T3-12 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio".
	1	180	T3-13 "Alto de los Dolores - Puerto Berrio".
Autopista al Mar 2	1	1290	Túnel Cañasgordas "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	9740	Túnel el Toyo "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	2185	Túnel Variante Fuemia "Variante Fuemia"
	1	1333	Túnel de la Llorona "Fin Variante Fuemia (Dabeiba) - Mutatá"
	1	719	T-1 "Bolombolo - Santafé de Antioquia"
	1	276	T-2 "Bolombolo - Santafé de Antioquia"
	1	290	T-3 "Bolombolo - Santafé de Antioquia"

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	70	T-1CI "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	600	T-2CI "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	400	T-3CI "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	835	T-4CI "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	245	T-5CI "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	190	T-6CI "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	405	T-7CI "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	270	T-1CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	560	T-2CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	170	T-3CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	240	T-4CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	230	T-5CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	710	T-6CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	360	T-7CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	140	T-8CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	710	T-9CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	440	T-10CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	245	T-11CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	410	T-12CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	135	T-13CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	115	T-14CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	335	T-15CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	217	TF-1CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	200	TF-2CD "Túnel de Occidente - Santafé de Antioquia"
	1	210	T-1 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	380	T-2 "Santafé de Antioquia - Cañasgordas"
	1	320	T-3 "Santafé de Antioquia - Cañasgordas"
	1	110	T-4 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	70	T-5 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	250	T-6 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	200	T-7 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	285	T-8 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	380	T-9 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	120	T-10 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	210	T-11 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	150	T-12 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	870	T-13 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	570	T-14 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	400	T-15 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	240	T-16 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	90	TF-1 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	80	TF-2 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	70	TF-3 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	60	TF-4 "Santafé de Antioquia - Cañas Gordas"
	1	195	T-1 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)"
	1	280	T-2 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)"
	1	130	T-3 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)"

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	315	T-4 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	150	T-5 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	220	T-6 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	115	T-7 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	110	T-8 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	170	T-9 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	240	T-10 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	285	T-11 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	385	T-12 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	230	T-13 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	285	T-14 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	365	T-15 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	240	T-16 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	225	T-17 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	965	T-18 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	610	T-19 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	120	T-20 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)
	1	65	TF-1 "Cañasgordas - Inicio variante Fuemia (Uramita)

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	110	T-1 "Variante Fuemia"
	1	535	T-2 "Variante Fuemia"
	1	495	T-3 "Variante Fuemia"
	1	840	T-4 "Variante Fuemia"
	1	235	T-5 "Variante Fuemia"
	1	505	T-6 "Variante Fuemia"
	1	350	T-7 "Variante Fuemia"
	1	260	T-8 "Variante Fuemia"
	1	740	T-9 "Variante Fuemia"
	1	120	T-10 "Variante Fuemia"
	1	90	T-11 "Variante Fuemia"
	1	80	TF-1 "Variante Fuemia"
	1	65	TF-2 "Variante Fuemia"
	1	40	TF-3 "Variante Fuemia"
	1	310	T-1 "Fin Variante Fuemia (Dabeiba)" - Mutatá
	1	348	T-2 "Fin Variante Fuemia (Dabeiba)" - Mutatá
	1	820	T-3 "Fin Variante Fuemia (Dabeiba)" - Mutatá
	1	195	T-4 "Fin Variante Fuemia (Dabeiba)" - Mutatá
Autopista Río Magdalena 1	6	12600	6 Túneles a lo largo del trazado
Concesión Santana (Mocoa - Neiva)	1	390	Túnel falso Vía Pitalito norte - Garzón.
	2	180	2 túneles falsos de 90 m cada uno en la Vía Mocoa - San Juan de Villalobos.
Bogotá - Villavicencio Sector 1 (Bogotá - El tablón)	6	4500	6 túneles a lo largo del trazado.
Rumichaca – Pasto	1	300	Túnel ubicado entre las abscisas k19+000 - k19+300

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	230	Túnel ubicado entre las abscisas k21+220 - k21+450
	1	290	Túnel ubicado entre las abscisas k21+790 - k22+080
	1	290	Túnel ubicado entre las abscisas k22+690 - k22+980
	1	720	Túnel ubicado entre las abscisas k26+170 - k26+890
	1	320	Túnel ubicado entre las abscisas k39+740 - k40+060
Bucaramanga– Barrancabermeja– Yondó	1 (Túnel La Paz)	3518	Túnel ubicado entre las abscisas k88+762 – k92+280
	1 (Túnel La Sorda)	2440	Túnel ubicado entre las abscisas k93+115 – k95+555
Iniciativa Privada Chirajara-Villavicencio	1	2008	Túnel ubicado entre las abscisas k61+225 – k63+233
	1	611	Túnel ubicado entre las abscisas k63+517 – k64+128
	1	2350	Túnel ubicado entre las abscisas k64+390– k66+740
	1	417	Túnel ubicado entre las abscisas k66+935 – k67+352
	1	1775	Túnel ubicado entre las abscisas k67+535 – k69+310
	1	210	Túnel ubicado entre las abscisas k77+380 – k77+590

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	1	4550	Túnel ubicado entre las abscisas k77+844–k82+394
APP GICA Girardot-Ibagué- Cajamarca	1	270	Túnel ubicado entre las abscisas k12+421–k12+691
	1	546	Túnel ubicado entre las abscisas k13+114–k13+660
	1	180	Túnel ubicado entre las abscisas k14+631–k14+811
	1	850	Túnel ubicado entre las abscisas k19+500–k20+350
	1	505	Túnel ubicado entre las abscisas k20+530–k21+035
	1	1267	Túnel ubicado entre las abscisas k21+193–k22+460
	1	330	Túnel ubicado entre las abscisas k27+465–k27+795
Ampliación Tercer Carril Doble Calzada Bogotá – Girardot	Túnel Ermitaño	310	K 37+610–K 37+920
	Túnel Divino Niño	194	K 38+650 – K 38+844
	Túnel Palmichala	742	K 39+021 – K 39+763
	Túnel Nariz del Diablo	780	K 40+598 – K 41+378
Concesión Vías del Nus	Túnel de la Quiebra	4100	
Ruta del sol 1 Villeta-Guaduas	16	5600	8 túneles dobles a lo largo del trazado
Pamplona- Cúcuta	Túnel 1	595	K12+500 – K13+095

PROYECTO	TUNELES		OBSERVACIONES
	CANTIDAD	LONGITUD APROX. (m)	
	Túnel 2	240	K13+515-K13+755
	Pamplonita 1	1175	K47+054-K48+229
	Pamplonita 2	425	K48+355 – K48+780
	Helicoidal	567	K53+745 – K54+232
	Pamplona	1384	K59+931 – K61+315
Total	193	134426	-----



Figura 7 Túneles Cisneros Loboguerrero

El incremento en la construcción de túneles de ladera en Colombia, obedece al desarrollo de proyectos que incluyen en una primera etapa de mejoramiento de la calzada actual para adaptarlas a una nueva velocidad de diseño, lo que implica adaptar el trazado a media ladera con radios de curvatura más amplios, esto en ocasiones se traduce en el trazado de un túnel de baja cobertura lateral, por otro lado, algunos de estos proyectos incluyen una segunda etapa, la cual consiste en el diseño y construcción de una segunda calzada, donde se debe garantizar conexión con la calzada existente, por lo general esta nueva calzada discurre paralela a la existente, y en algunos casos obligando al diseño de nuevos túneles, tómese como ejemplo el trazado proyectado para la denominada Autopista al Mar 2, el proyecto contempla el mejoramiento de la calzada existente, para adaptarse

a una velocidad de diseño de 80 Km/h con tal fin se proyecta la construcción de 27 túneles, y 51 puentes, ver Figura 8.

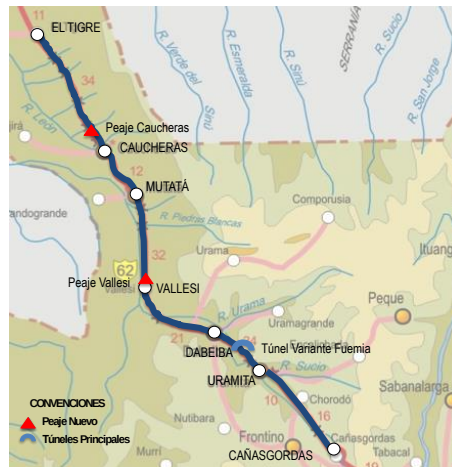


Figura 8 Trazado general Autopista al Mar 2

Analizando con detenimiento, a modo de ejemplo el trazado para uno de los túneles cortos proyectados en el tramo entre Uramita y Dabeiba (ver **Figura 9**) se puede observar un trazado propuesto a media ladera correspondiente al mejoramiento de la calzada existente, por lo que es de esperarse bajas coberturas ver **Figura 10**.

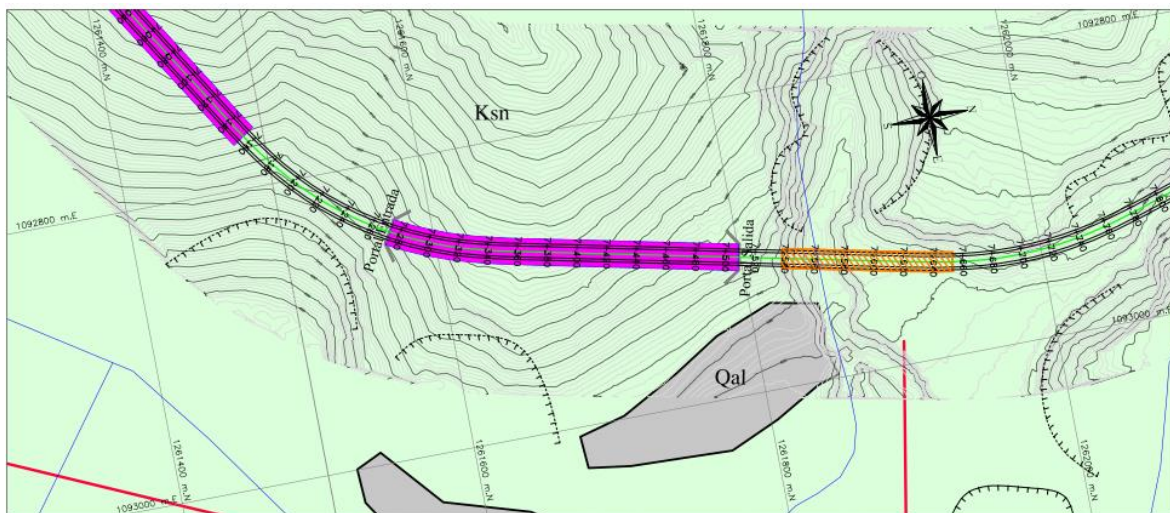


Figura 9 Planta Túnel proyectado entre Uramita y Dabeiba

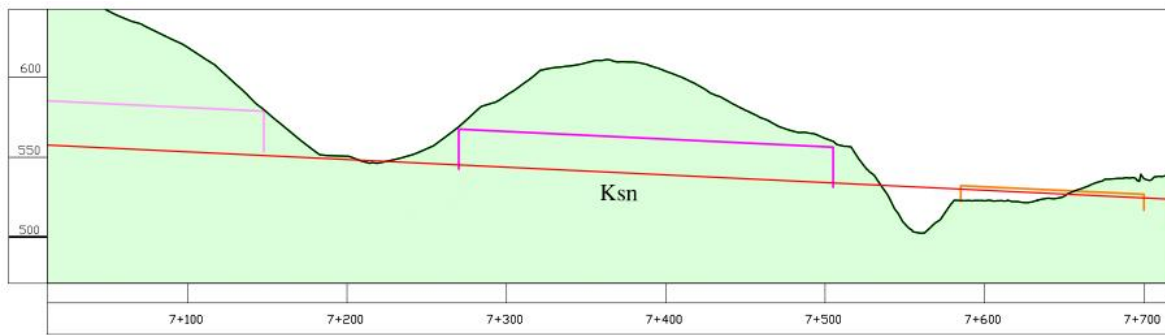


Figura 10 Perfil túnel proyectado entre Uramita y Dabeiba

La cobertura de túnel diseñado es aún menor en el borde derecho de la sección del túnel como se puede ver en la **Figura 11** donde se tiene coberturas inferiores al diámetro de excavación en la zona de portales, y la cual no supera cuatro diámetros de excavación en la sección más profunda del túnel, característico de los túneles de ladera presentes en gran parte de los nuevos proyectos planteados, para las futuras vías de Colombia.

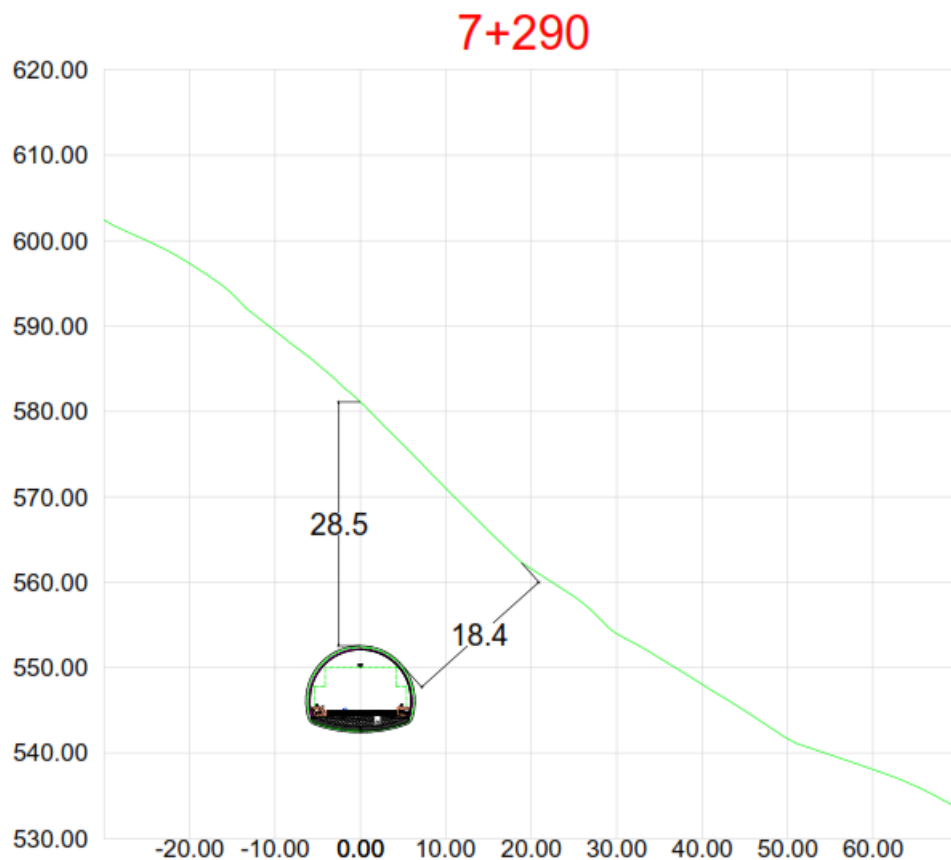


Figura 11 Sección transversal del túnel proyectado entre Uramita y Dabeiba

5.1.1.4 Investigaciones colombianas acerca de la construcción de túneles en depósito y rocas meteorizadas.

En Colombia se han llevado a cabo investigaciones, para el análisis condiciones particulares de estudios de caso, entre las que se encuentran los siguientes casos:

- Estudio de caso **Túnel de la Estrella**, vía de acceso al Túnel de la Línea, ubicado entre los departamentos de Tolima y Quindío.

Título: Evaluación de recomendaciones de diseño para túneles excavados en materiales volcánicos y suelos residuales.

Trabajo de Grado para optar al título de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil (año 2011)

Autor: Ing. Johanna Mabel Trujillo Amaya.

- Estudio de caso **Túnel de la Línea**, ubicado entre los departamentos de Tolima y Quindío.

Título: Propuesta de técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. Caso: **túnel de la línea**

Autor: Diana Marcela Pérez

Trabajo dirigido de grado para optar al título de Magister en Ingeniería–Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de minas Escuela de ingeniería civil, Programa de maestría en ingeniería-geotecnia (año 2012)

- Estudio de caso **Bogotá**, estudio del diseño de túneles en los suelos blandos de Bogotá.

Diseño de Túneles Basado en Visco-hipoplasticidad para los Suelos Blandos de Bogotá.

Autor: Fernando Acosta Urrea

Tesis presentada a La Universidad de los Andes Como requisito parcial de grado Programa de Maestría en Ingeniería Civil.

La mayoría de estas investigaciones se centran en el estudio de una teoría en particular para un tipo de terreno en particular, a una determinada profundidad, dado que las condiciones de construcción presentan gran variación, en diferentes zonas del país; sin embargo, se debe analizar la metodología empleada en estas investigaciones, con el fin de aplicar los conceptos generales y comunes a todas las condiciones planteadas en el presente documento.

5.1.2. Ámbito Internacional

Internacionalmente el diseño de túneles de ladera está amoldado a los planteamientos generales del diseño de túneles de poca cobertura; pero modelando las condiciones particulares del terreno en cada caso; por consiguiente no hay una metodología general dedicada al diseño de túneles de ladera. Teniendo en cuenta esta situación, se puede observar que se presentan errores de concepción para los proyecto de diseño de túneles en Colombia.

La información secundaria que se ha recopilado para esta investigación está basada en cómo se han enfrentado los diseñadores alrededor del mundo a las condiciones especiales que presenta el diseño de túneles de poca cobertura; pero en condición de ladera, tales como:

- Estado de Meteorización de la Ladera.
- El efecto de las inestabilidades existentes en la ladera.
- Las consideraciones especiales del estado de esfuerzos para el diseño.
- Efecto de la presencia de agua: presión de poros, nivel freático y escorrentía superficial.
- Efecto de la aceleración horizontal de la onda sísmica.
- Los desafíos de la construcción por presencia de depósitos y material sin consolidar.
- Asimetría de los esfuerzos debido al efecto de la topografía.

Los Túneles de ladera, pueden catalogarse como túneles superficiales, debido a que la cobertura de suelo que actúa sobre el túnel puede llegar a ser menor a 100 m, y es posible de que sea hasta del orden de un dígito, esto nos sugiere que el terreno de cobertura puede llegar a tener inestabilidades provocadas tanto por el estado de esfuerzos actual, como por la meteorización generada por una capa de suelo tan delgada y desconfiada. También se llega al hecho de que es posible que esta ladera no esté conformada por el macizo rocoso si no por depósitos de detritos producto de deslizamientos anteriores, generando un estado de esfuerzos in situ de condiciones anisotrópicas, y que no pueden ser evaluadas como si fueran propias del macizo rocoso.

Se debe observar sin embargo, que la mayoría de túneles de ladera a nivel internacional, se encuentra en macizo rocosos de buena calidad, y muchos de ellos no presentan problemas de inestabilidad en la excavación y la ladera, debido a la competencia del material de excavación (Figura 12 y Figura 13), condición contraria a la presentada en el caso colombiano, donde en su mayoría estos túneles se ubican en depósitos o rocas altamente fracturadas y meteorizadas, esto a causa de las complejas condiciones geológicas y climáticas del país, entre otros factores.

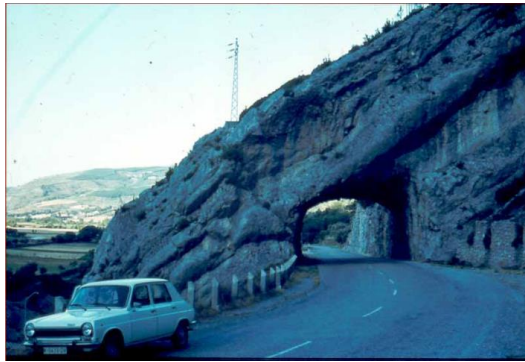


Figura 12 Túnel de carretera en Lérida (Manuel Romana Ruiz 2005)

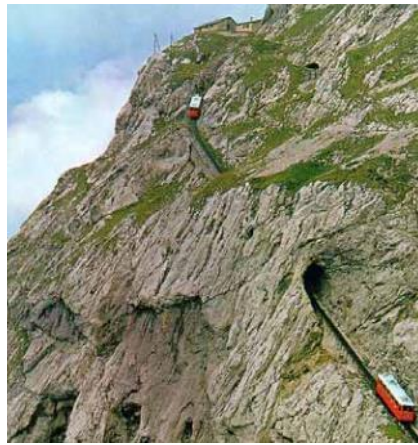


Figura 13 Funicular Monte Pilatus (Manuel Romana Ruiz 2005)

Los Túneles en Colombia, no importa su ubicación, su finalidad, sus dimensiones, o su antigüedad, poseen una falencia importante que las demás obras de este tipo en el mundo poseen y que incluso ofrecen servicios de vanguardia, y es el seguimiento y gestión de Túneles.

Documentos como el **“Tunnel lining design guide”** de *The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers*, del Instituto Británico de Túneles e Ingenieros Civil, presentan directrices para el monitoreo, gestión y mantenimiento de túneles, este documento expone en sus Capítulos 8 y 9 de Instrumentación, Seguimiento y Administración de Túneles las directrices que aplican para las túneles construidos en Gran Bretaña, que son similares a los que aplican en todo Europa, un continente que está a la vanguardia de este tipo de obras.

Esta misma guía, hace mención al efecto del nivel freático en suelo en el capítulo 7, en particular se hace referencia a los suelos encontrados en la isla, y de esa misma forma proponen métodos de mejoramiento del suelo y de control de la

lámina de agua, entre esos están:

Utilización de Concreto Permeable: una vez el concreto fragua, la resistencia de la suelo y la roca se amplifican, con la ventaja de no retener agua.

Utilizar Compactación: provoca un efecto de densificación de suelo que en los granulares saca agua y mejora la capacidad portante del suelo.

Jet grouting y vibración: es un método combinado que consiste en inyectar columnas de concreto permeable en el suelo para confinarlo y luego densificar el suelo entre las columnas, sacando agua y mejorando la capacidad portante del mismo.

Métodos de Exclusión: que consiste en reducir la presión de poros a cero, generando beneficios en la resistencia, rigidez y estabilidad.

Aire comprimido: con una corriente de aire se sopla el suelo granular y permeable para abatir el nivel freático.

Congelación de suelo: es un proceso para desarrollar estratos de suelo impermeables temporalmente, consiste en disminuir la temperatura del terreno en tal forma que el agua se convierte en hielo lo cual equivale a que se aumenta la resistencia del material.

Deshidratación: Es la extracción del agua del suelo. Sin embargo, hay que tener en cuenta que el aumento del esfuerzo efectivo da lugar a una consolidación de suelo. Otra consecuencia de la deshidratación es la eliminación progresiva de las partículas más finas de la matriz del suelo. El potencial de que estos efectos darán lugar al asentamiento del terreno debe ser siempre considerado.

Los túneles de poca cobertura, no solamente tiene poco estudio y desarrollo en Colombia, sino que también son objeto de estudio a nivel mundial, debido a que los túneles no solo se utilizan para atravesar grandes masas de suelo, sino que es posible que nuestro obstáculo tenga muy poca cobertura, y esto lo convierte en un túnel de carácter superficial.

En Estocolmo, Suecia, La Escuela de Arquitectura y Construcción KTH, publica la Tesis de Maestría "Limitations of the Ground Reaction Curve Concept for Shallow Tunnels Under Anisotropic In-situ Stress Conditions" del Ingeniero Diego Lope Álvarez, donde se evalúa la curva de característica del suelo para túneles superficiales en una condición de esfuerzos anisotrópicos in situ.

Lope Álvarez (2012) muestran como principales limitaciones del método convergencia-confinamiento aplicado a túneles poco profundos las siguientes premisas:

- El mecanismo de falla de la excavación en túneles poco profundos, usualmente se produce el colapso de la bóveda y el frente de la excavación, extendiéndose hasta la superficie de terreno.
- El método asume un macizo rocoso homogéneo alrededor de la excavación.
- Se asume un campo de esfuerzo isotrópico
- Condiciones de deformación plana
- No se tiene en cuenta la fuerza de gravedad

Debido a eso, no se debe utilizar la solución analítica de la curva de reacción del suelo a poca profundidad y cobertura lateral, bajo condiciones de esfuerzos anisotrópicos.

Teniendo en cuenta, que en Colombia el terreno es heterogéneo y anisotrópico, no es conveniente aplicar el análisis convencional de la curva de reacción del terreno, al túnel de ladera, puesto que no contempla las premisas mencionadas anteriormente y que hacen parte de los principales factores que afectan el comportamiento de un túnel de ladera.

Lope Álvarez (2012), pretende demostrar las limitaciones del método convergencia confinamiento en túneles superficial, para lograr el objetivo, la metodología de la tesis, consiste en evaluar un modelo de un túnel con poca cobertura mediante métodos numéricos (software) basados en las ecuaciones del Método de Convergencia y Confinamiento, determinando las deformaciones unitarias tanto en bóveda, hastiales y solera, de la sección del túnel, y compararlo con el método analítico, llegando a observar diferencias en las deformaciones resultantes de cada método de análisis.

Estas diferencias no contempladas son las que terminan generando los sobrecostos en la construcción de un túnel, puesto que para evitar estos desplazamientos es necesario otro tipo de reforzamiento, y las deformaciones en el terreno sobre la bóveda del túnel provoca un desconfinamiento que genera colapsos y afectación de la superficie de terreno.

El Artículo Ruso **“Stress State And Bearing Capacity Of Shallow Tunnel Linings Undergoing The Influence Of Nearby Located Buildings”** presentado por los Ingenieros *Nina Fotieva, Nikolay Bulychiev, Andrey Sammal, Petr Deev*. Es otro ejemplo del estudio de los túneles superficiales en el mundo. En el cual se evalúa el estado del esfuerzo y la capacidad de soporte de los túneles superficiales; pero con el agravante de su influencia en las edificaciones cercanas.

Los resultados mostraron que edificaciones cercanas al túnel; pero no sobre él genera más inestabilidades, y que adicionalmente se agrava si están paralelos a la

dirección del túnel.

Por otro lado, la metodología también utiliza métodos numéricos, lo cual sugiere que nuestro análisis requiere de la evaluación de un modelo de un túnel de baja cobertura lateral emplazado en la ladera, mediante métodos numéricos.

5.2. DESCRIPCIONES GENERALES.

5.2.1. Clasificación Túneles

Teniendo en cuenta su ubicación respecto a la geografía física del lugar, los túneles pueden ser:

Túneles de Montaña:

Se denominan túneles de montaña, aquellas obras que se realizan para atravesar un obstáculo montañoso del relieve, donde se presentan grandes profundidades, Estos túneles se construyen para acortar distancias en las conducciones y vías de comunicación.

Túneles poco profundos:

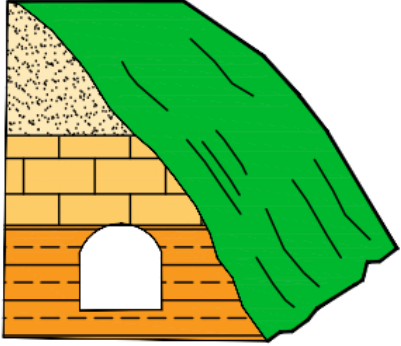
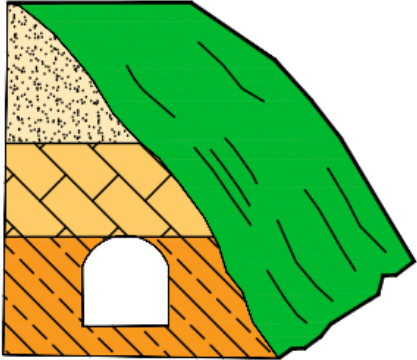
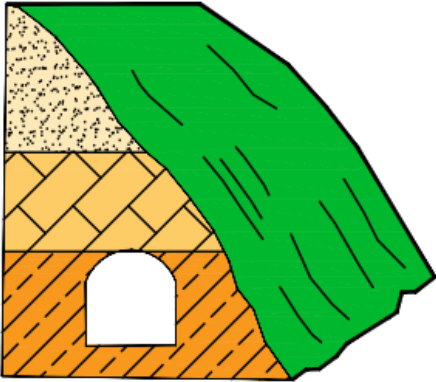
Según Gattinoni, P., Pizzarotti, E. M., & Scesi, L. (2014). Se define túneles superficiales como:

“Las obras subterráneas pueden ser referidos como "poco profunda" cuando el área perturbada alrededor del túnel afecta la superficie de terreno. Esta situación puede conducir a la inestabilidad, involucrando materiales de la superficie, con graves efectos sobre el equilibrio general del medio ambiente.

Como referencia, estas situaciones pueden tener lugar cuando el espesor de la sobrecarga es menos de cuatro veces el diámetro de excavación.”

Túneles de Ladera:

Son túneles que debido a su ubicación geográfica, poseen baja cobertura lateral, debida a la topografía de la zona, estos túneles son superficiales, y como tal están sometidos a condiciones especiales, las cuales requieren un análisis detallado y puede afectar su comportamiento, tan solo considerando su estratificación, por ejemplo, se tienen diversos patrones de comportamiento a causa de su condición de ladera (Figura 14):

	a) Estratificación Favorable. Si la roca es resistente la ubicación del túnel es favorable y el túnel será estable.
	b) Estratificación desfavorable para la ubicación del túnel. Buzamiento en el sentido de la ladera. Construcción inestable.
	c) Estratificación favorable. Buzamiento de capas contrario a la inclinación de la ladera. Si la roca es poco meteorizada el túnel es estable. Condición ideal para ubicar el túnel.

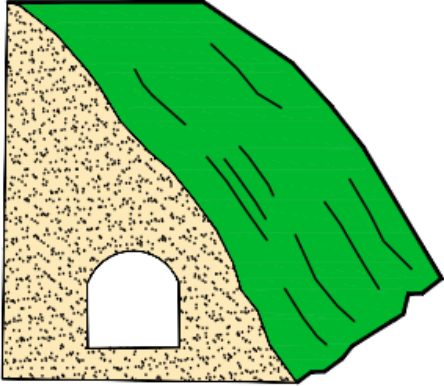
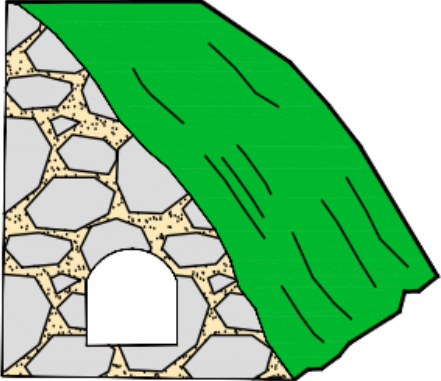
	d) roca fuertemente meteorizada. Se observa una serie de fisuras en la roca. Probablemente la roca está fuertemente meteorizada. Condición muy desfavorable para ubicar el túnel.
	e) Suelos, depósitos de tipo Coluvial o terrazas, poco recubrimiento lateral, distribución asimétrica de esfuerzos Condición muy desfavorable para ubicar el túnel.

Figura 14 Condiciones especiales presentadas en túneles de ladera, en función de la estratigrafía del terreno.

Fuente: Modificado de Krynine, D. P., & Judd, W. R. (1957).

Por otro lado Zhou 2011, propone una metodología para la determinación de la profundidad límite donde el túnel soporta una acción asimétrica de la roca circundante, es decir por medio de esta metodología se puede definir la profundidad límite en la cual se presenta el comportamiento de ladera, por medio de la siguiente expresión:

$$t_{min} = \frac{2R(1 + \tan \alpha - \sqrt{1 + \tan^2 \alpha})}{2\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} \quad (1)$$

Donde, R es el radio del túnel, α denota el ángulo de inclinación de la ladera con respecto de la horizontal, t representa la cobertura del túnel, en este caso si la cobertura del túnel t es inferior a t_{min} se dice que el túnel tiene un comportamiento de túnel de ladera (ver **Figura 15**)

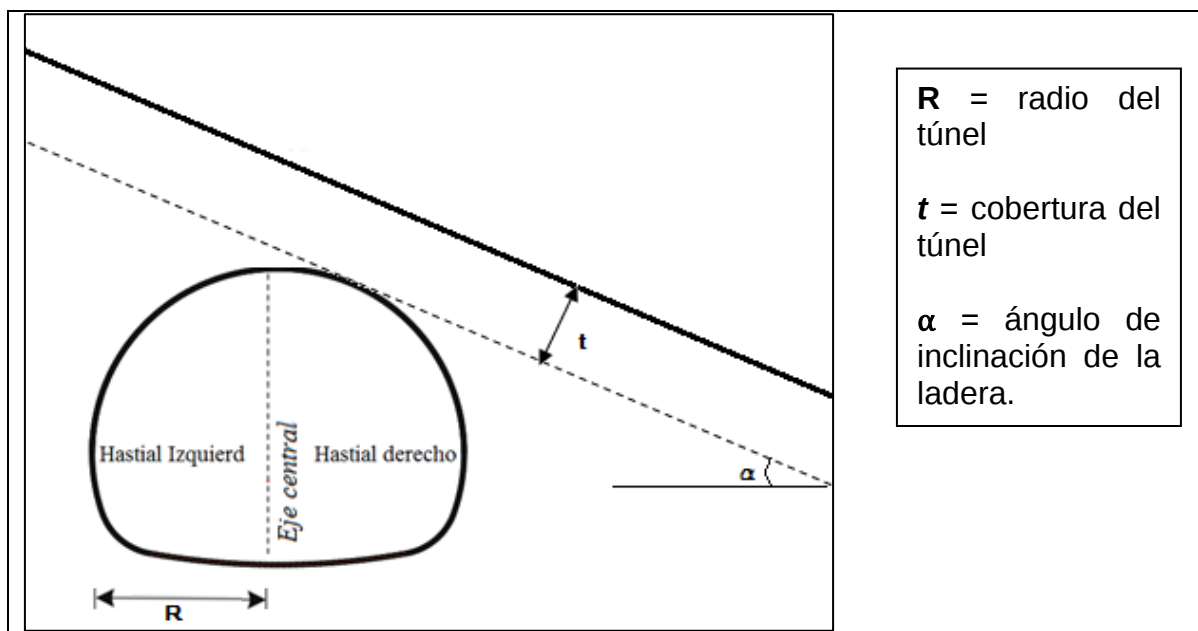


Figura 15 Modelo cinemático túnel de ladera

Fuente: elaboración propia

El desarrollo de esta ecuación permite evaluar el comportamiento de los esfuerzos presentados en el túnel de acuerdo a la relación entre el radio del túnel, el recubrimiento ($R/t_{\min}$) y el ángulo de inclinación de la superficie de terreno (ver **Figura 16**)

α (°)	$R/t_{\min}$
5	11,998
10	6,311
15	4,449
20	3,550
25	3,040
30	2,732
35	2,546
40	2,446
45	2,414

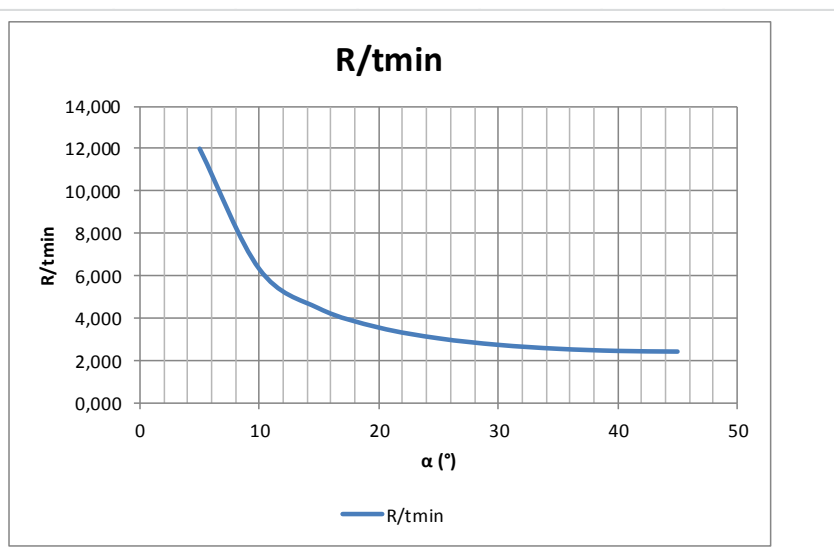


Figura 16 Relación entre $R/t_{\min}$ y el ángulo de inclinación de la superficie de terreno Fuente: elaboración propia

Como se puede observar en la **Figura 16** conforme el ángulo de inclinación del terreno alcanza un ángulo de 45° , se obtiene el valor mínimo de la relación radio/cobertura mínima (R/t_{min}), con un valor de 2.4 aproximadamente, en consecuencia se puede estimar si la cobertura t alcanza un valor inferior a t_{min} la relación R/t aumenta, por ende si la relación $R/t > 2.4$, el túnel presentara un comportamiento de túnel de ladera; esto debido a que se presentara un esfuerzo vertical asimétrico sobre la bóveda del túnel, donde la fuerza alcanzada en la parte superior de la ladera es mayor que la que se presenta de lado inferior, del mismo modo ocurrirá con las fuerzas presentadas sobre el hastial localizado de lado superior de la ladera comparado con la fuerza presentada sobre el hastial de la parte inferior, estas diferencias de acuerdo a lo presentado en la **Figura 16** se incrementan notablemente conforme se disminuye la cobertura y se aumenta el ángulo de inclinación de la ladera. Cabe mencionar que de acuerdo a Zhou, en el caso de que el ángulo de inclinación de la superficie sea mayor que el ángulo de fricción, la teoría del bloque crítico del cual se basa la ecuación propuesta, no puede ser empleada para el cálculo de la presión asimétrica sobre la excavación del túnel, bajo esta condición se recomienda la verificación mediante métodos numéricos.

De acuerdo a Wu, Zhang, Qiu, Zhu, Miao (2009) la definición de túnel profundo o superficial depende de su capacidad para desarrollar el efecto arco planteado por Terzaghi, basados en el concepto de que la principal diferencia entre un túnel superficial y uno profundo es la capacidad de auto soporte del terreno alrededor de la excavación; el efecto arco consiste en la redistribución de esfuerzos desde zonas muy deformadas a zonas más rígidas, cuando se deforma una masa de roca o suelo firme sobre la bóveda de un túnel, por efecto de la excavación y del peso de la carga suprayacente, el campo de esfuerzo gravitacional es alterado, así como la orientación de los esfuerzos, lo cual causa una redistribución del campo de esfuerzos, donde el cambio de la orientación de los esfuerzos principales ocurre en un espesor determinado alrededor de la excavación, y el esfuerzo principal máximo actúa en un arco, a lo que se denominara para efectos de este análisis, zona de arco.

La teoría de Terzaghi fue empleada luego por Protodyakonov, quien propuso un método para el análisis de las cargas desarrolladas sobre el soporte del túnel, donde se considera que las cargas de compresión creadas por el terreno se distribuyen de forma parabólica, el equilibrio de la masa que queda abajo del arco formado está asegurado por los esfuerzos que se desarrollan a lo largo de la parábola, cualquier desplazamiento será impedido por las fuerzas de fricción desarrolladas, el peso de material que se encuentra por debajo de la parábola cargará directamente sobre el soporte, mientras que el material por encima de la parábola se encontrara auto soportado por un “efecto arco”, donde la altura del arco representar la frontera entre dos tipos de comportamiento.

De acuerdo a lo anterior es posible definir las fronteras de comportamiento, definiendo el límite de esta zona de arco, Yang, S.R. Wang, Y.G. Wang y Li (2015) proponen los siguientes parámetros para definir la los limites interno y externos de la zona de arco:

Las variables de esfuerzos son definidas como se presenta a continuación:

$$e = (\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_1 \quad (2)$$

Donde σ_1 y σ_3 son el esfuerzo principal máximo y mínimo respectivamente del terreno circundante a la excavación.

La profundidad a la cual se alcanza el pico del esfuerzo principal máximo, representa el límite interno de la zona de arco (punto **A** ver **Figura 17**), por otro lado la profundidad a la cual el parámetro e alcanza un valor del 10%, (punto **B** **Figura 17**) corresponderá al límite externo de la zona de arco, finalmente la zona de arco estará limitada en la zona de hastiales por una recta con una inclinación determinada por el ángulo de ruptura β (**Figura 17**), el cual de acuerdo a la teoría de Protodyakonov y de Rankine, está definido por:

$$\beta = 45^\circ + \varphi / 2 \quad (3)$$

Donde φ es el ángulo de fricción interna del terreno.

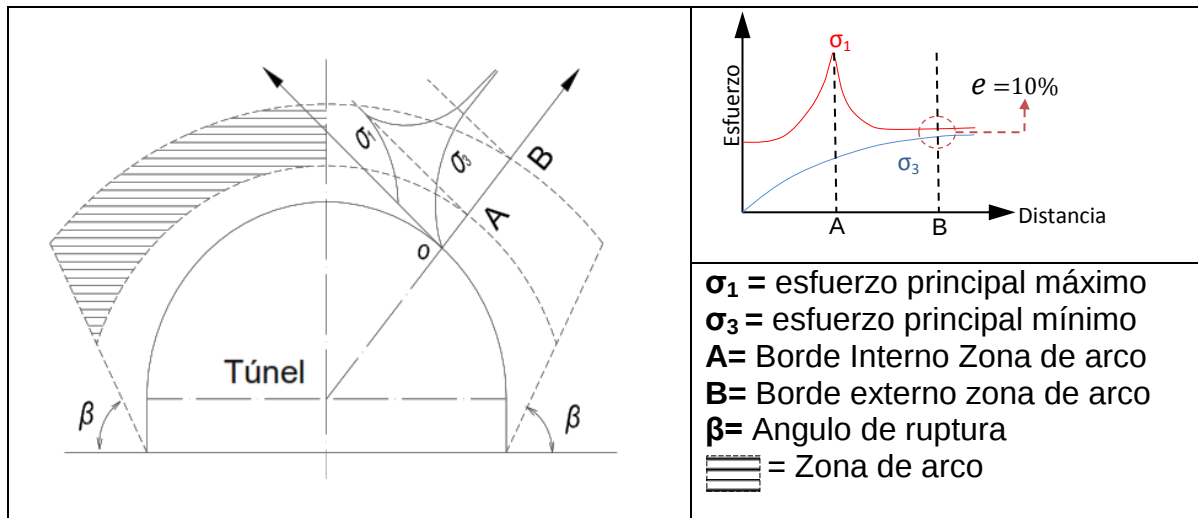


Figura 17 Límites de la zona de arco (A limite interno B limite externo)
Modificado Yang, S.R. Wang, Y.G. Wang y Li (2015)

Entonces después de la excavación, cuando el parámetro e no alcanza un valor

del 10%, significa que la zona de arco está limitada por la superficie de terreno, y no puede formar un borde externo (Figura 18), lo cual implicaría de acuerdo a los autores que el túnel es superficial o poco profundo.

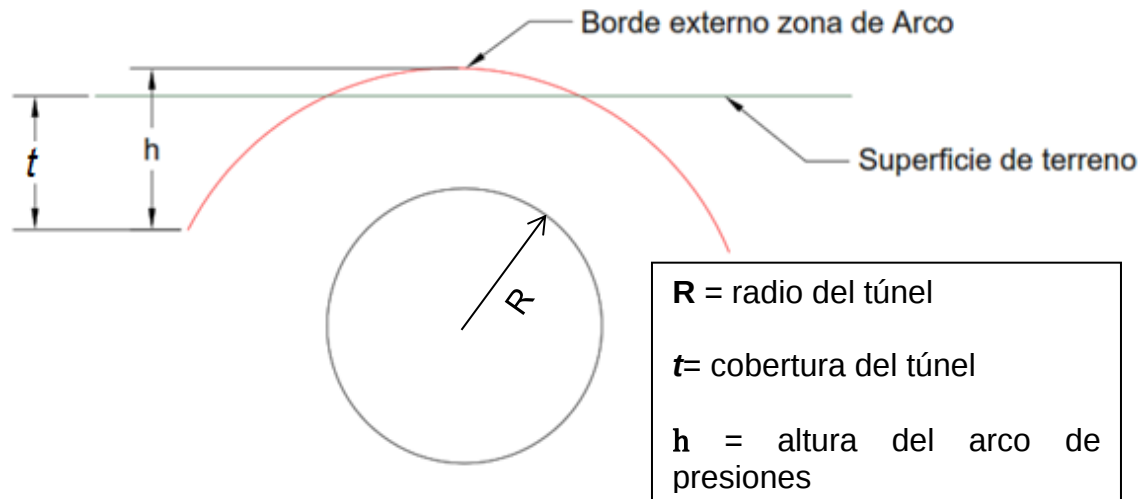


Figura 18 Condición de frontera túnel superficial Fuente: elaboración propia

Considerando la definición de túnel de ladera, como un túnel de bajo recubrimiento lateral sometido a esfuerzos asimétricos producto de la topografía; se debe evaluar dos condiciones para determinar si un túnel es de ladera, el límite de recubrimiento al cual se ve sometido por esfuerzos asimétrico y determinado mediante la ecuación (1), y el límite de recubrimiento en el cual se considera poco profundo o superficial determinado mediante la teoría del arco de presiones y la ecuación (2), a continuación se presenta el análisis y determinación de la zona de arco aplicado a condiciones de ladera:

Analizando la condición de túnel superficial expuesta anteriormente aplicada al caso de un túnel de ladera, se debe considerar el efecto de la sobrecarga del terreno asimétrica, donde se evidencia que el esfuerzo vertical no siempre es γh , para demostrar el efecto de la topografía sobre la delimitación de los límites de la zona de arco replicaremos el procedimiento propuesto por Wu et al (2009), aplicándose a un túnel de ladera, para el ejemplo se usará el software de elementos finitos Phase2 V9 para realizar una simulación numérica de la excavación de un túnel, se plantearán dos modelos bidimensionales con las mismas condiciones de terreno; sin embargo, se evaluará una condición de una superficie de terreno horizontal, y una superficie de terreno inclinada, para diferentes profundidades, este procedimiento se llevará a cabo para terrenos clasificados como tipo III, IV y V en la clasificación RMR (Rock Mass Rating), y busca determinar la cobertura límite a la cual el túnel es considerado superficial de acuerdo a la definición del parámetro e mediante la ecuación (2).

Para el análisis del problema, se plantea un modelo elasto - plástico, y la

aplicación de criterio de falla de Hoek – Brown, un criterio empírico de rotura no lineal desarrollado con el fin de estimar la resistencia al corte de un macizo rocoso fracturado, y se representa mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4)$$

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

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \quad (5)$$

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

$$s = \exp\{(GSI - 100)/(9 - 3D)\} \quad (6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (7)$$

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso.

Para determinar el estado de esfuerzo “In situ” a emplear para el presente ejemplo se propone utilizar la relación de esfuerzos K_0 , determinada mediante el límite inferior de la expresión empírica planteada por Hoek & Brown (1980), basados en datos experimentales alrededor del mundo:

$$K_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = 0.3 + 100/z \quad (8)$$

Donde, σ_V es el esfuerzo vertical, σ_H es el esfuerzo horizontal, z representa la profundidad desde superficie a la cual está situado el punto, donde se empleara como mínimo una relación de esfuerzos de 1.

Finalmente, para determinar el módulo de elasticidad del macizo se estimara mediante la siguiente expresión propuesta por (Hoek y Diederichs 2006):

$$E_M = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad (9)$$

Para la modelación se evaluarán 4 materiales con diferentes características de

resistencia, resumidas en la Tabla 3.

Tabla 3 Características geo mecánicas materiales empleados en el modelo

σ_{ci} (MPa)	RMR	TIPO	GSI	D	mi	s	mb	MR	Ei (MPa)	a	σ_m (MPa)	Em (Hoek y Diederichs 2006) (MPa)
10	10	V	5	0	19	4,540E-05	0,7635	410	4100	0,619	0,645	109,441
35	25	IV	25	0	19	2,404E-04	1,3046	410	14350	0,531	4,683	858,929
50	45	III	45	0	19	2,218E-03	2,6649	410	20500	0,508	10,728	4584,824
20	15	V	10	0	19	7,913E-05	0,9128	410	8200	0,585	1,707	250,132

En la (**Figura 19**), se plantea un ejemplo, considerando un túnel de aproximadamente 12 m de diámetro a una profundidad de 130 m y una superficie horizontal, como se puede observar en la **Figura 20** para el terreno tipo III y IV se forma un arco de presiones el cual no afecta la superficie, se debe destacar que para este modelo, se encontró que 130 m, es la profundidad mínima para que el borde externo del arco de presiones no supere el límite de superficie de terreno, por lo que se podría concluir que para estas condiciones de terreno y de topografía, empleando una relación de esfuerzos de 1.07 se considera túnel profundo aquellos que superen 10 diámetros de excavación aproximadamente.

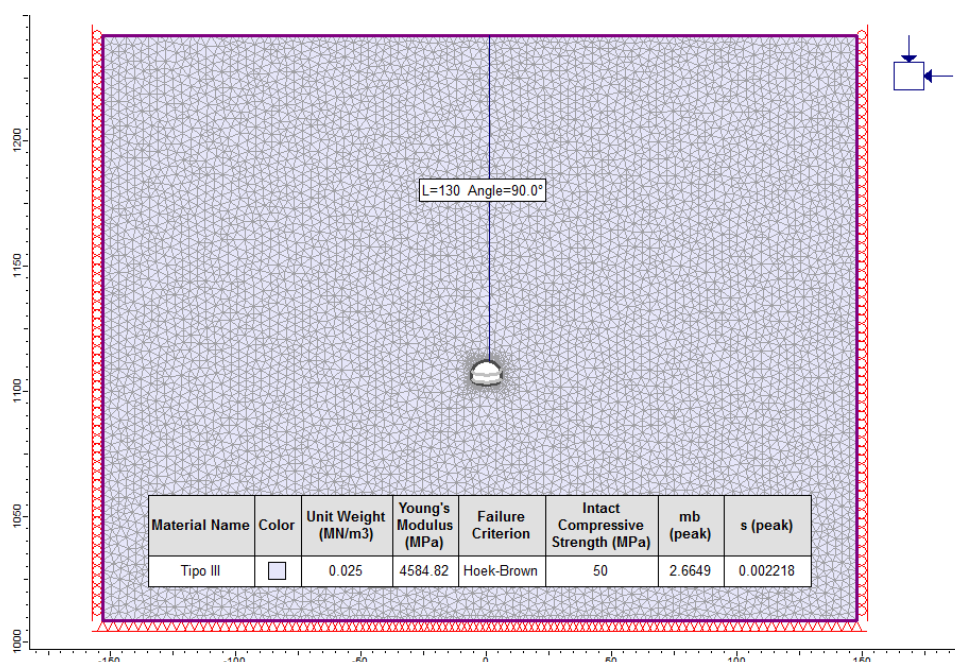


Figura 19 Modelo superficie horizontal túnel a 130 m de profundidad Fuente: elaboración propia

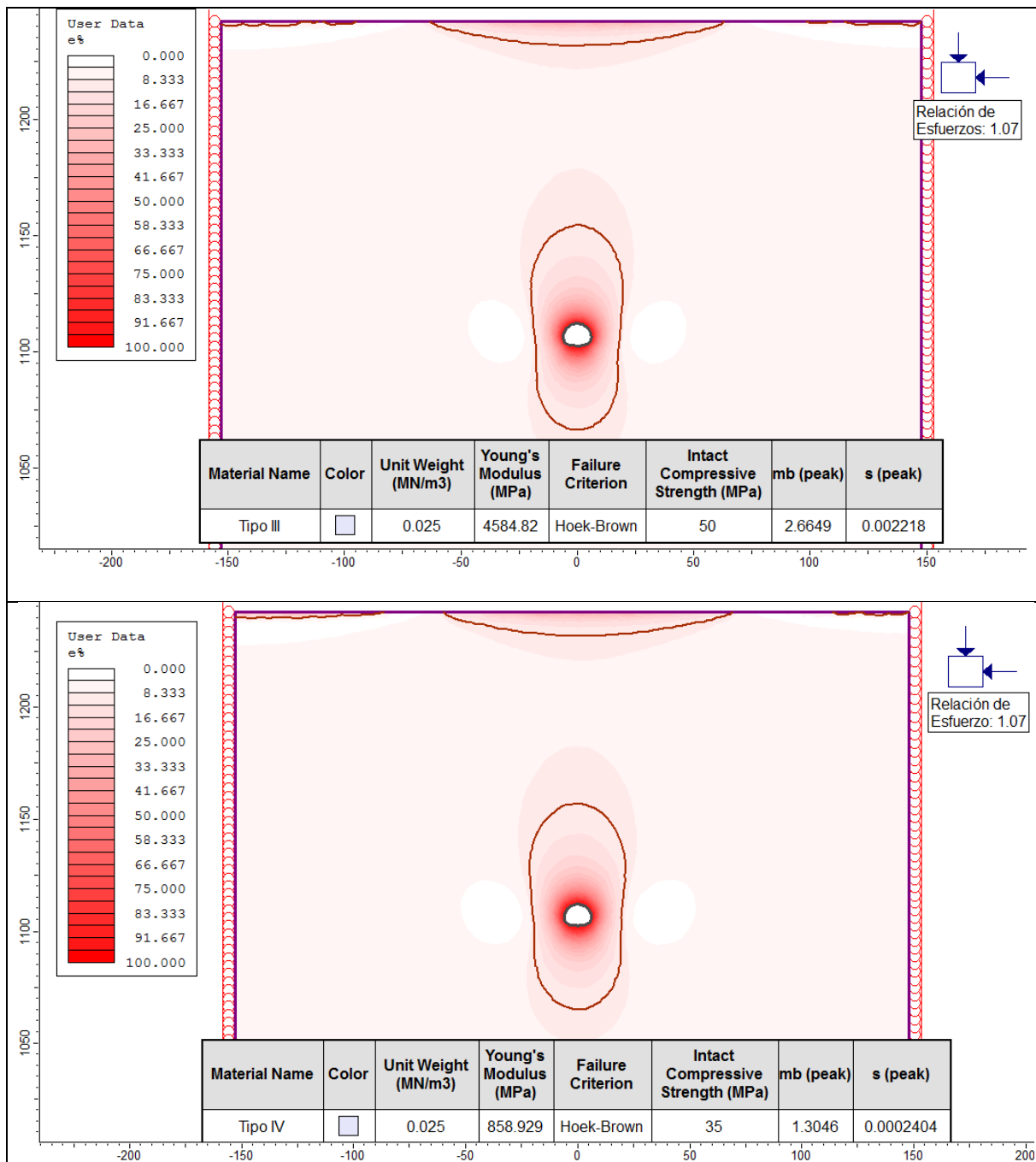


Figura 20 Resultado parámetro e - Modelo superficie horizontal túnel a 130 m de profundidad (terreno tipo III y IV) Fuente: elaboración propia

Lo mismo ocurre para un terreno tipo V con una clasificación RMR de 15, una resistencia a la compresión simple de la roca intacta de 20 MPa, y una superficie horizontal se observa que la profundidad frontera entre túnel superficial y profundo

de 130 m de profundidad, igualmente ocurre considerando un terreno con parámetros de resistencia inferiores, con RMR de 10 y una resistencia a la compresión simple de la roca intacta de 10 MPa, (ver **Figura 21**), es decir que para estas condiciones el mayor factor de influencia sobre el comportamiento es la relación de esfuerzos.

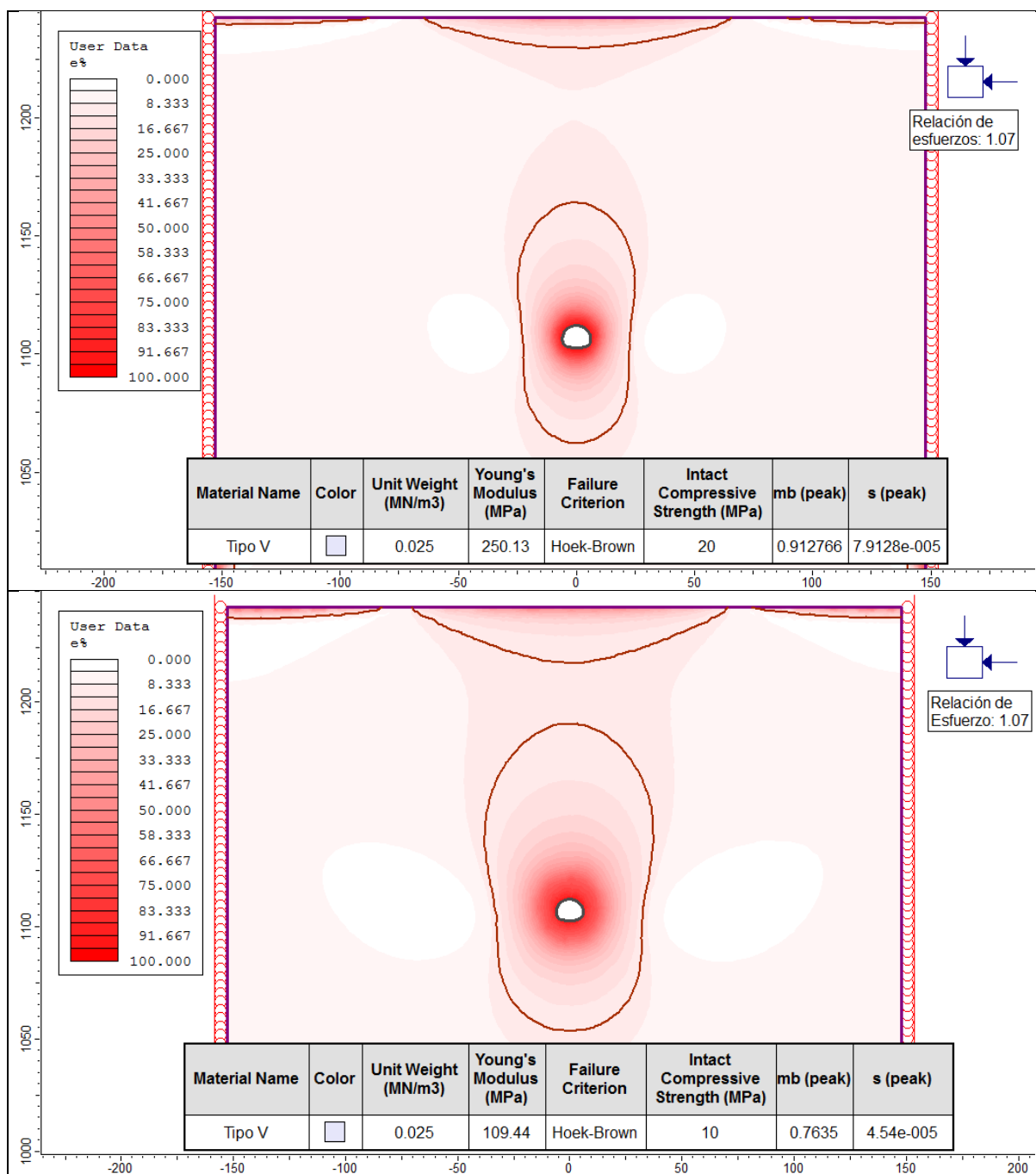


Figura 21 Resultado parámetro e - Modelo superficie horizontal túnel a 130 m (terreno tipo V (RMR=15)) y (terreno tipo V (RMR=10)) Fuente: elaboración propia

Sin embargo, considerando las mismas condiciones de terreno para un superficie con una inclinación de 5° sobre la horizontal (**Figura 22**), se obtiene resultados diferentes, se observa por ejemplo para terrenos tipo IV a una profundidad de 130 m el parámetro e supera el 10% alrededor de la excavación del túnel por lo que se puede afirmar que el arco de presiones alcanza y afecta el límite de la superficie de terreno, es decir el túnel es superficial, debido a que la inclinación de terreno afecta el desarrollo de esfuerzos alrededor de la excavación.

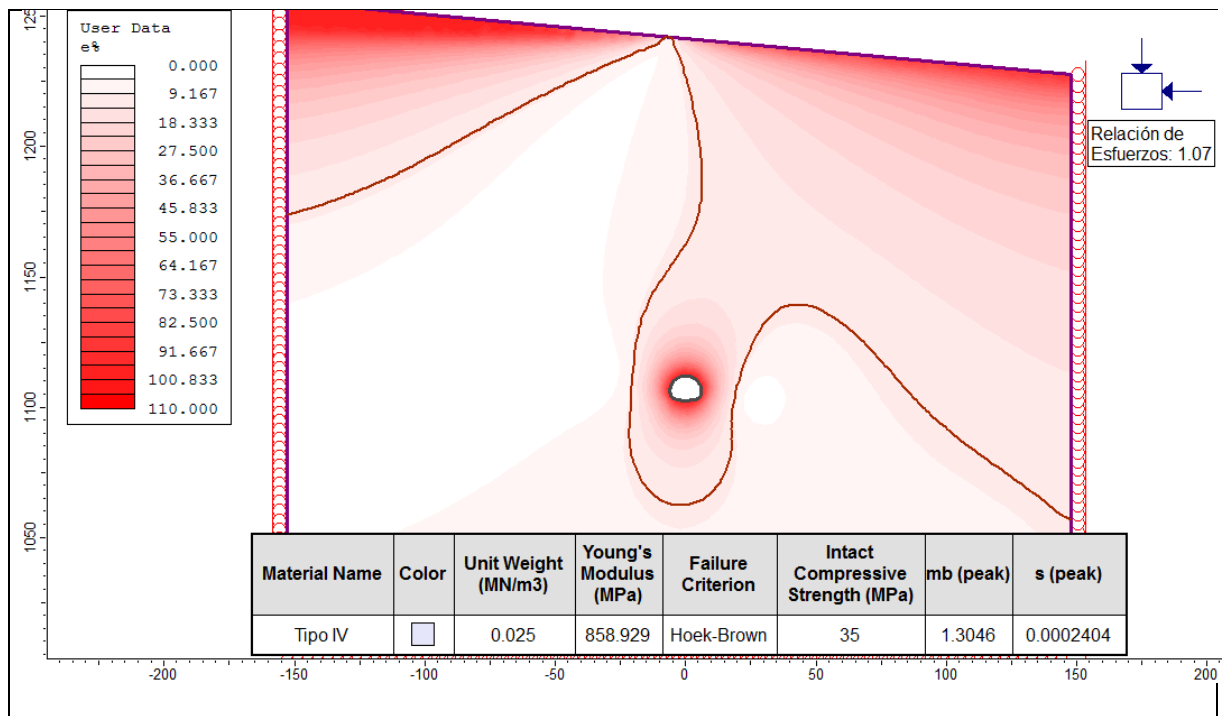


Figura 22 Resultado parámetro e - Modelo superficie inclinada túnel a 50 m de profundidad, inclinación 5° (terreno tipo IV) Fuente: elaboración propia

De acuerdo a los resultados expuestos anteriormente, se analiza la condición de profundidad a la cual para este tipo de terreno y una inclinación de 5° se desarrolla una zona de arco que no afecte la superficie de terreno, y se determina una profundidad de 135 m (**Figura 23**), lo que quiere decir que para una inclinación de 5°, y terreno tipo IV, se considera superficiales túneles con un cobertura inferior a 135 m de profundidad.

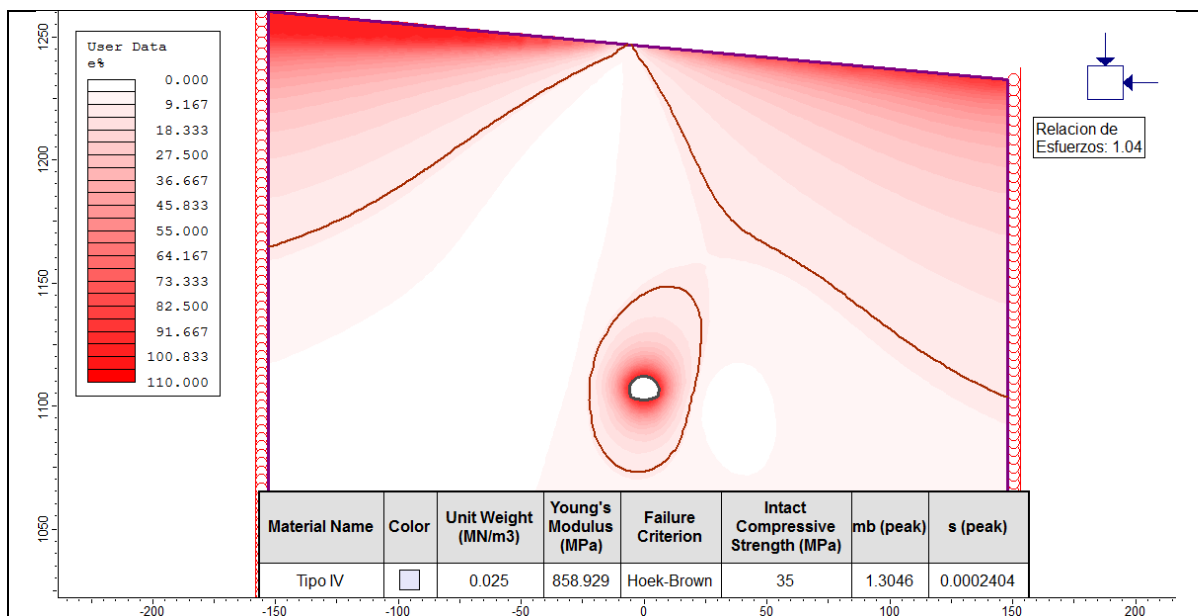


Figura 23 Resultado parámetro e - Modelo superficie inclinada túnel a 135 m de profundidad, inclinación 5° (terreno tipo IV) Fuente: elaboración propia

Por otro lado para terreno con parámetros de resistencia inferiores, terreno tipo V con RMR de 15 y una resistencia a la compresión simple de la roca intacta de 20 MPa, esta profundidad límite aumenta a 135 m, , cuando se considera un terreno con características inferiores con RMR de 10 y una resistencia a la compresión simple de la roca intacta de 10 MPa, la profundidad límite aumenta a 140 m de profundidad (**Figura 24**), esto evidencia que para terrenos clasificados como “muy malos”, sus características de resistencia afectan la capacidad de auto soporte del terreno alrededor de la excavación, y por ende el desarrollo de la zona de arco, la cual aumenta progresivamente conforme disminuyen los parámetros de resistencia, esto a su vez implica que en macizos rocosos débiles la profundidad límite entre túnel superficial y profundo dependerá de los parámetros de resistencia del macizo rocoso.

En resumen se observa que conforme se aumenta el grado de inclinación del terreno y se disminuye los parámetros de resistencia la profundidad límite entre túnel superficial y profundo aumenta, esto se debe a que la disminución de los parámetros de resistencia, implican la disminución de la capacidad del terreno para “autosoportarse”, y a su vez la inclinación de la superficie de terreno produce una condición de anisotropía en los esfuerzos inducidos por la excavación, donde el peso del terreno circundante, y la configuración topográfica produce un aumento del esfuerzo principal máximo, que puede superar la capacidad de autosoporte del terreno en una zona mayor a la considerada en una condición de superficie de terreno horizontal.

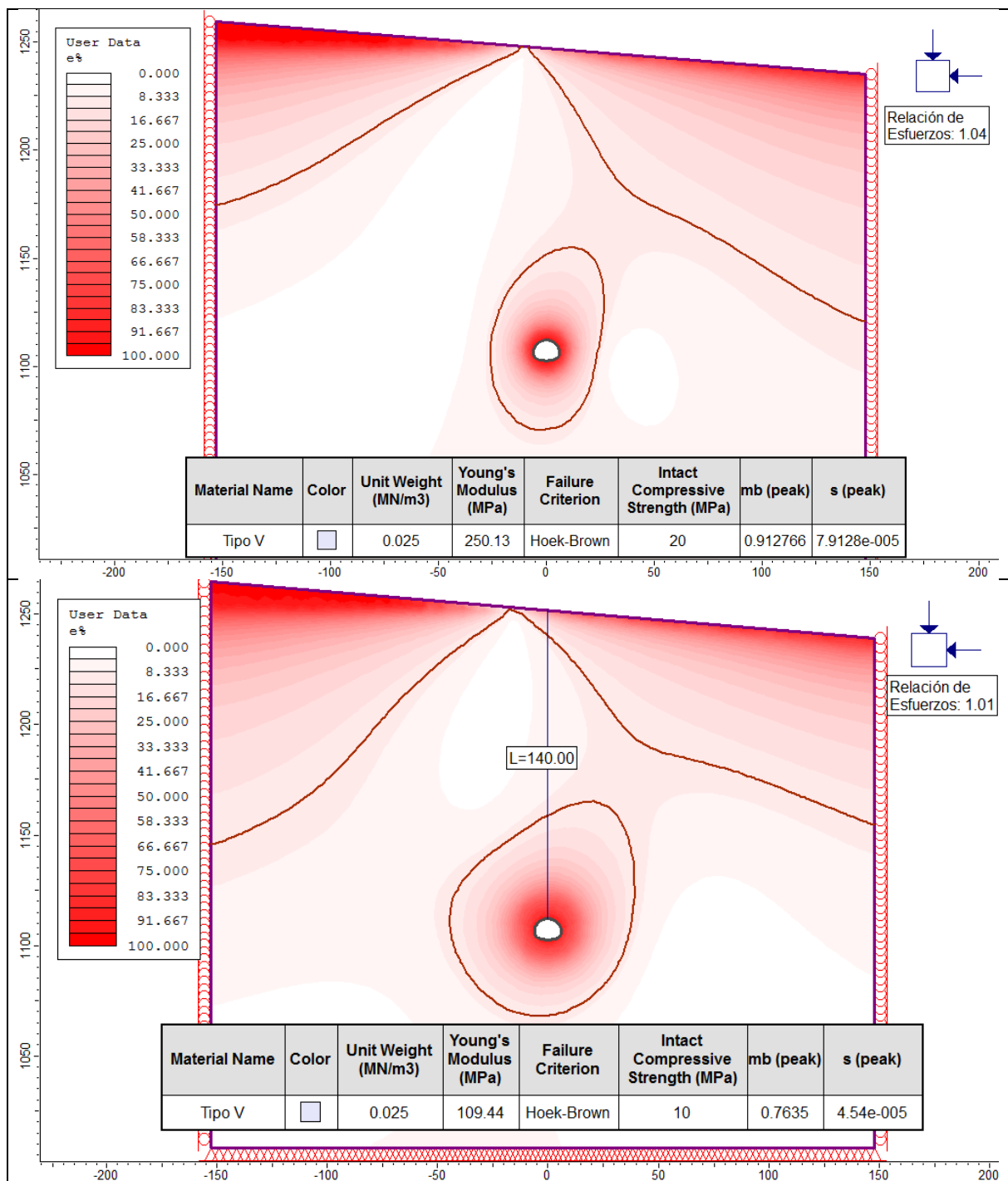


Figura 24 Resultado parámetro e - Modelo superficie inclinada túnel a 135 m (terreno tipo V (RMR=15)) y 140 m de profundidad (terreno tipo V (RMR=10))
Fuente: elaboración propia

Para demostrar el cambio en la profundidad límite de acuerdo al cambio de inclinación del terreno y a las características de resistencia del mismo se realizaron diferentes combinaciones de análisis cuyos resultados se presentan en la Tabla 4, como se puede observar conforme aumenta el ángulo de inclinación y disminuye la calidad del terreno la profundidad límite entre túnel profundo y superficial aumenta, llegando a tener una profundidad superior a 16 veces el diámetro de excavación en el caso del terreno de más baja calidad y un ángulo de inclinación de la superficie de 10°, se debe recordar que en el caso de los túneles de ladera se debe evaluar la profundidad y la cobertura lateral.

Tabla 4 Definición de profundidad límite entre túnel profundo y superficial para diferentes ángulos de inclinación de la superficie y tipos de terreno.

TIPO DE TERRENO	σ_{ci} (MPa)	Inclinación RMR	0°	5°	10°
			Profundidad (m)		
III	50	45	130	130	140
IV	35	25	130	135	140
V	20	15	130	135	150
V	10	10	130	140	190

Adicionalmente, cabe destacar que el arco de presiones, formado en el caso de una superficie inclinada es asimétrico en comparación del formado para una superficie horizontal (**Figura 25**), lo que también se observa en las trayectoria de los vectores de deformación resultantes (**Figura 26**) por lo que se puede afirmar que se encuentran sometidos a esfuerzos asimétricos, debido a efectos de la topografía una de las características principales de los túneles de ladera.

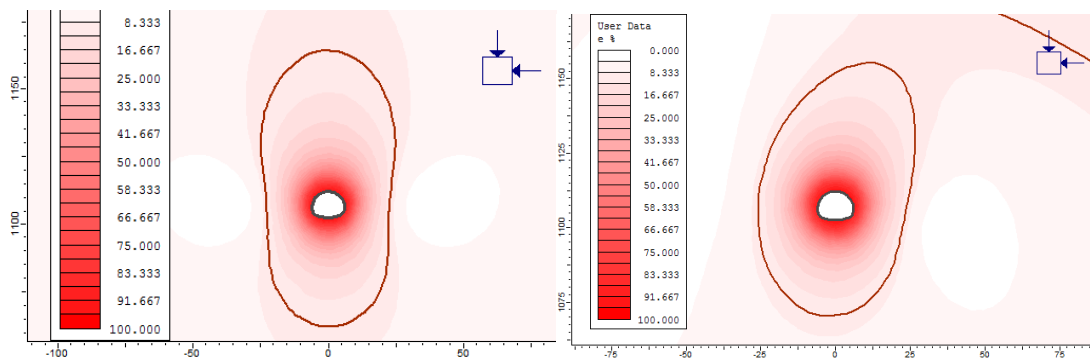


Figura 25 Comparación entre zona de arco presentada en Modelo plano y superficie inclinada Fuente: elaboración propia

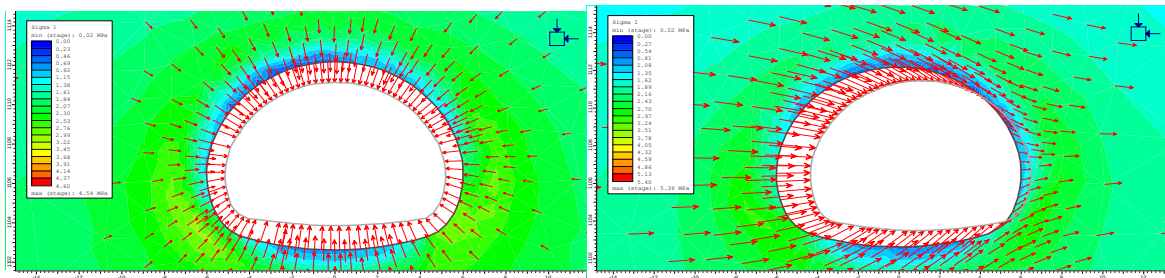


Figura 26 Comparación entre los vectores de deformación presentados en Modelo plano y superficie inclinada Fuente: elaboración propia

Como conclusión se puede inferir de este análisis, que en el caso de los túneles de ladera, su definición no dependerá únicamente de su profundidad y diámetro, sino que también, de parámetros tales como la topografía de la superficie de terreno, los parámetros y características geomecánicas del terreno de excavación, entre otros aspectos los cuales serán analizados en el siguiente capítulo.

5.2.2. Características y factores determinantes en el comportamiento de los túneles de ladera.

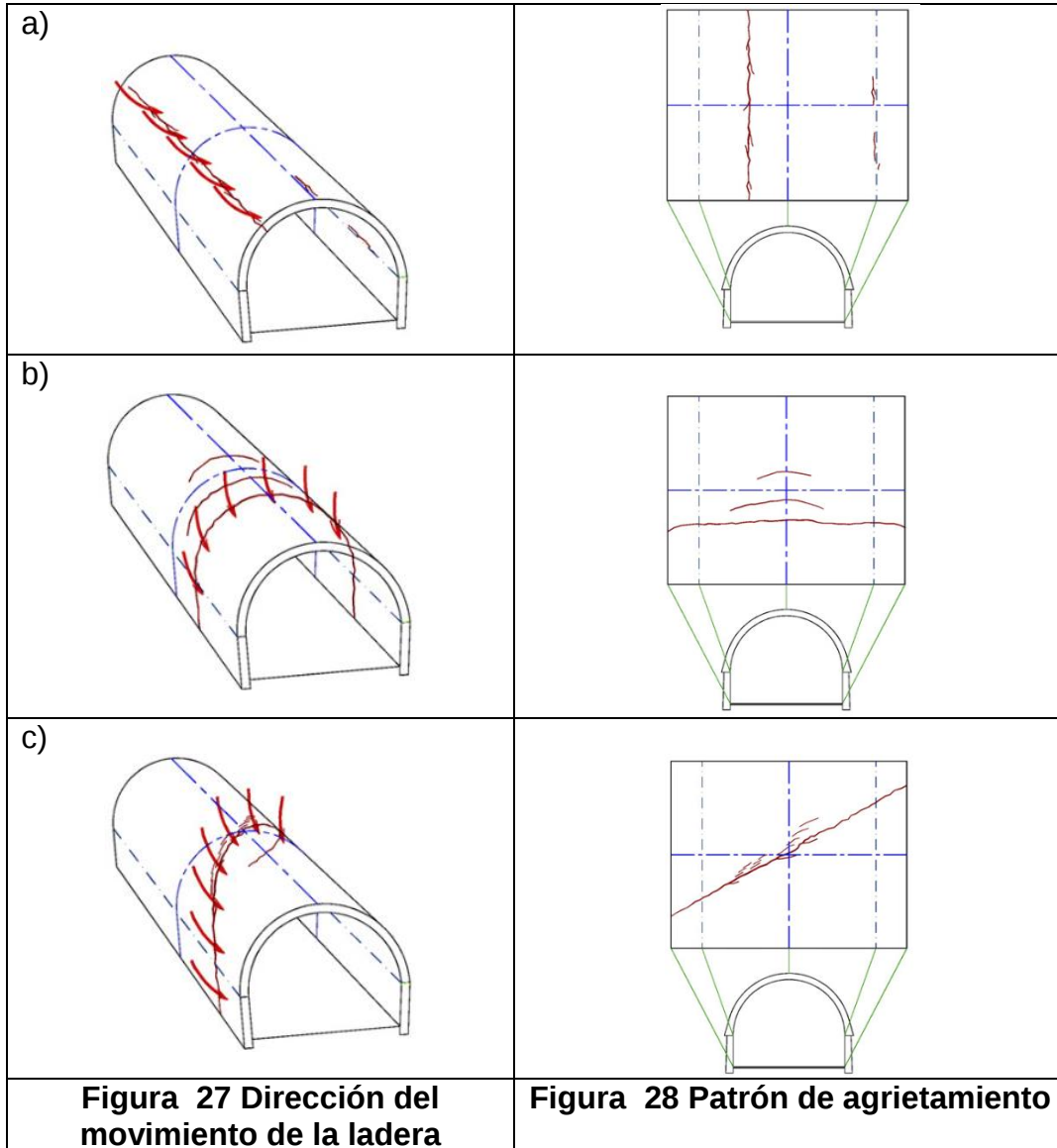
5.2.2.1 Efectos sobre el túnel debido a inestabilidad de la ladera

El Efecto de la inestabilidad de la ladera sobre la excavación de un túnel, ha sido investigado por diversos autores, dentro de ellos, Wang (2010) realizó una investigación sobre el efecto de la inestabilidad de ladera sobre el revestimiento de un túnel, mediante la observación de los patrones de agrietamiento sobre el soporte y revestimiento del túnel, distinguiendo los comportamientos relacionados a continuación:

- Cuando el eje del túnel es perpendicular a la dirección del movimiento de la ladera, la falla a corte del suelo/roca circundante causada por el movimiento de la ladera, ocurre en el plano de la sección transversal del túnel, donde una grieta longitudinal cruzando varias juntas de construcción transversales, es la anomalía más común. (ver **Figura 27 (a)**)
- Cuando el eje del túnel es paralelo al movimiento de la ladera, la deformación a corte se distribuye a lo largo del perfil longitudinal, por ejemplo fuera del plano de la sección transversal; sin embargo, cuando la deformación a corte es causada por el movimiento de la ladera concentrado en una superficie de deslizamiento, y cruza una sección entre dos juntas de construcción transversales, el segmento del soporte puede ser cortado, generando grietas transversales que se extiende en el perímetro de la excavación, por otro lado cuando la deformación a corte es distribuida en

una zona amplia, una serie de grietas perimetrales cortas pueden desarrollarse. (ver **Figura 27 (b)**)

- Cuando el eje del túnel es oblicuo a la dirección del movimiento de la ladera, no existen juntas de construcción en la estructura de soporte, paralelas a la deformación a corte para mitigar el impacto de movimiento de la ladera. En consecuencia el soporte del túnel debe deformarse con la deformación a corte. (ver **Figura 27 (c)**)



FUENTE: modificado Wang (2010)

Se observa en general cuando una ladera es inestable, en el túnel se presentara una grieta perimetral inclinada, con una textura usualmente bastante rugosa y acompañada por fisuras escalonadas a lo largo del plano de corte, la estructura del túnel tal vez pueda ofrecer resistencia a la deformación a corte de la masa en movimiento. sin embargo, la resistencia a la deformación a corte de la estructura del túnel es muy pequeña comparada con las fuerzas originadas por la masa en movimiento, dado que debido a los picos de esfuerzos actuando sobre el soporte, la estructura del túnel se deformara de acuerdo a la deformación a corte de la masa en movimiento. La magnitud del vector del movimiento traslacional, y la magnitud de los vectores de deformación para una sección transversal específica del túnel cambia a medida que la ladera se encuentra en movimiento, y causa la aparición de varias grietas.

A medida que la ladera se mueve, la deformación a corte incrementa, cuando el esfuerzo actuante en el soporte excede la resistencia del soporte, la estructura del soporte falla a corte y las grietas de desplazamiento son generadas.

Otro aspecto a tener en cuenta es que el túnel sufre de meteorización, relajación de esfuerzos y alteración debido a fenómeno de remoción en masa producto de la inestabilidad de la ladera.

Con el fin de evaluar el efecto de la inestabilidad de la ladera sobre la excavación y soporte del túnel, se ha empleado el método numéricos para analizar los esfuerzos y deformaciones producidos sobre el soporte del túnel producto del deslizamiento, entre los autores que han estudiado esta condición en particular se encuentran Koizumi, Y., Lee, J., Yokota, Y., Yamamoto, T., & Fujisawa, K. (2010). En su estudio emplean el método de diferencias finitas para simular deslizamientos inducidos por la excavación de un túnel, las deformaciones obtenidas por medio del modelo fueron comparadas a su vez con las obtenidas por medio de instrumentación en el sitio de análisis, los cuales mostraron un alto grado similitud.

El estudio se concentró en el análisis del efecto de la excavación del túnel sobre la ladera para diferentes localizaciones del túnel sobre la misma, sobre el pie del talud, en la parte central de la ladera y cerca de la corona del deslizamiento, de este análisis se concluyó que el desplazamiento horizontal máximo en la superficie incrementa drásticamente, a medida que la menor distancia entre el túnel y la superficie de falla se acerca $1.5D$ donde “D” representa el diámetro del túnel. (ver **Figura 29**)

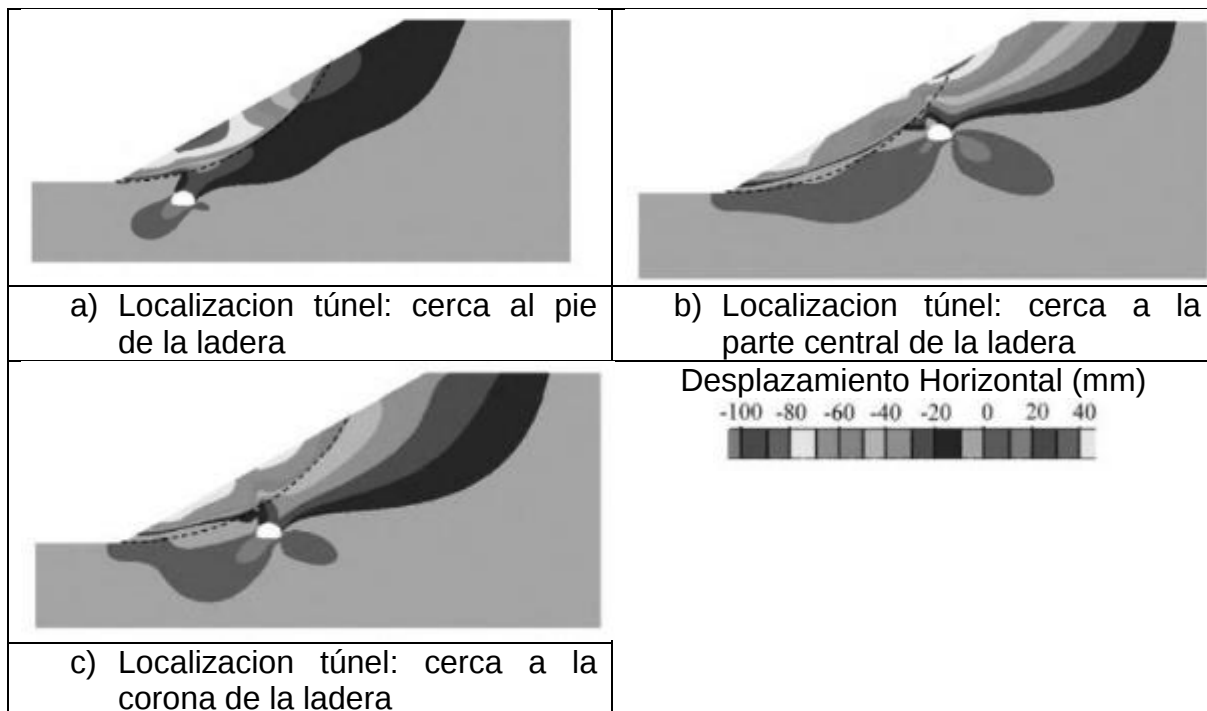


Figura 29 Analisis de desplazamiento horizontal en la ladera producto de la excavación de un túnel

FUENTE: modificado Koizumi, Y., Lee, J., Yokota, Y., Yamamoto, T., & Fujisawa, K. (2010). (2010)

Posteriormente Causse, L., Cojean, R., & Fleurisson, J. A. (2015), evaluaron el efecto del impacto en esfuerzo cortante en el terreno circundante a la excavación de un túnel, los autores afirman que las anomalías causadas en la estructuras de los túneles se deben a la deformación producida por los esfuerzos cortantes en el terreno circundante a la excavación, esta deformación incrementa los esfuerzos sobre el soporte lo que a su vez resulta en la variación de los esfuerzos inducidos, debido a que evidentemente, conforme la ladera se mueve, las deformaciones producto del esfuerzo cortante aumenta, se recomienda el análisis no solo de los esfuerzos inducidos por la excavación, sino que así mismo del esfuerzo cortante producto de la inestabilidad de la ladera y el factor de seguridad de la misma por medio de métodos numéricos. **Figura 30**

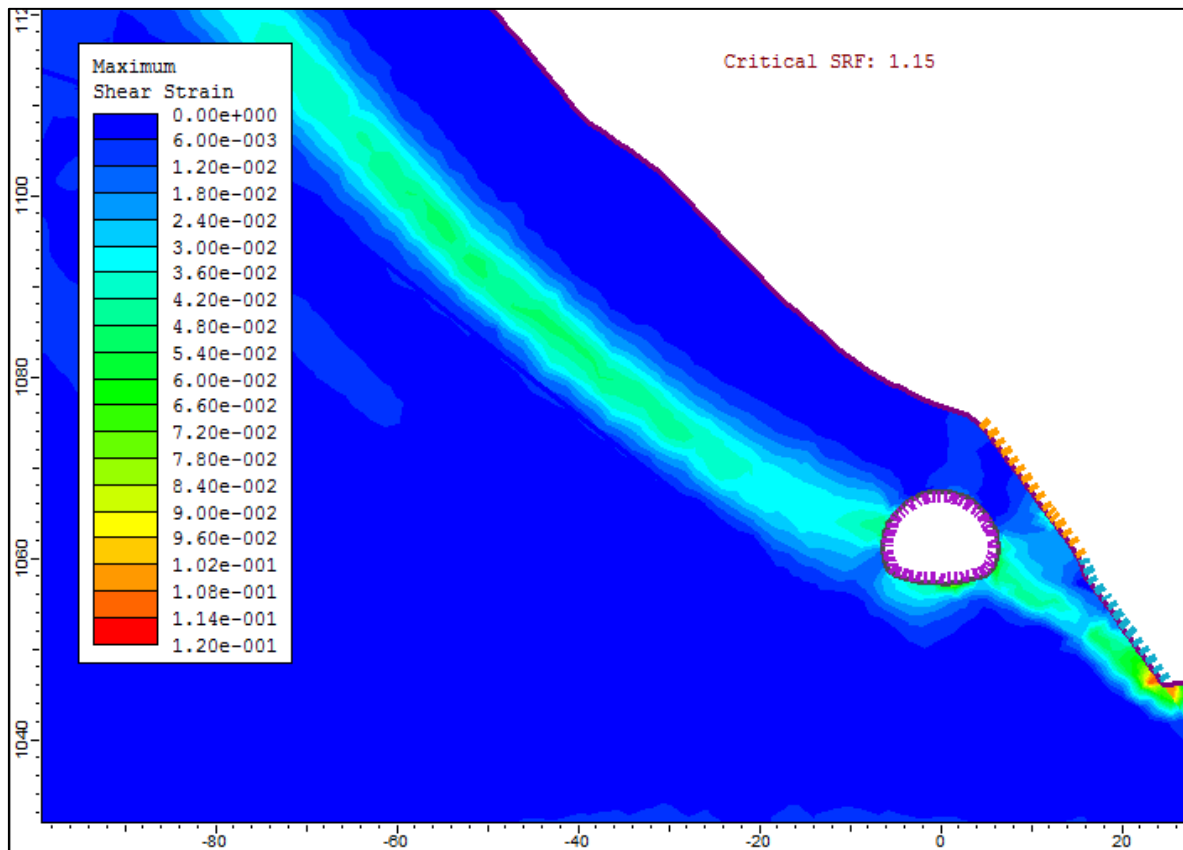


Figura 30 Máximo esfuerzo cortante sobre la ladera producto de la excavación del túnel

FUENTE: propia

De acuerdo al estudio de Causse, L., Cojean, R., & Fleurisson, J. A. (2015) se puede inferir que cuando el desconfinamiento antes de la instalación del soporte incrementa, la superficie de falla aumenta, cuando se reduce el tamaño de la excavación del túnel, el factor de seguridad de la ladera aumenta, la forma de la excavación no afecta significativamente la estabilidad de la ladera.

5.2.2.2 Estado de esfuerzos

El comportamiento del terreno durante la excavación de un túnel, está directamente relacionado con el estado de esfuerzos propio del terreno en su condición *in situ*, el cual al verse afectado genera una nueva configuración de esfuerzos alrededor de la excavación, por ende, la determinación del estado de esfuerzos *in situ* es de fundamental importancia para el diseño y consecuentemente en la estimación del comportamiento de la obra subterránea; no obstante, éste es un parámetro cuyo valor es muy difícil de estimar, y que presenta además una variabilidad muy notable en función del tipo de estructura geológica, la profundidad, e incluso la dirección en que se mida.

Se distinguen esfuerzos, generalmente conocidos como esfuerzo principal vertical y esfuerzos de confinamiento u horizontales, este primero se encuentra definido como el peso específico del material por la profundidad desde la superficie libre. Con lo anterior es de notar que el estado de esfuerzos verticales aumenta conforme la profundidad sea mayor, lo cual implica implícitamente un material más confinado. En general un aumento de la presión sobre un elemento de suelo produce un incremento de la resistencia al esfuerzo cortante, una disminución de la compresibilidad y una reducción de la permeabilidad; los efectos contrarios se producen si las presiones disminuyen.

$$\text{Esfuerzos Verticales: } \sigma_v = \sum \gamma z \quad (10)$$

$$\text{Esfuerzos Horizontales: } \sigma_H = K_0 \sigma_v \quad (11)$$

Como se puede observar en las ecuaciones anteriores los esfuerzos horizontales son normalmente expresadas en función del esfuerzo vertical y del coeficiente de empuje K_0 , o simplemente coeficiente de relación de esfuerzos; se debe tomar en cuenta que los esfuerzos son dependientes del tiempo tienen un comportamiento reológico.

Existe en la literatura diversas expresiones para la estimación del coeficiente K_0 , algunas consideraciones a tener en cuenta son:

- El coeficiente K_0 se encuentra entre los coeficientes de empuje activo y pasivo $K_a < K_0 < K_p$.
- **Regla de HEIM:** Los macizos tienden a igualar las tensiones diferenciales que actúan sobre ellos a lo largo del tiempo geológico, lo que quiere decir que el coeficiente K_0 tiende a ser 1 con la profundidad.

- **Teoría de Elasticidad:** En esta teoría se presenta un perfil estratigráfico producto de la sedimentación donde se considera la extensión lateral igual a cero: $K_0 = \nu / (1 - \nu)$.

Sin embargo es de anotar que esta última relación está fundamentada en la teoría de elasticidad, por lo que solo se considera adecuada si se supone que el macizo rocoso es un espacio puramente elástico isotrópico sin más acción que las fuerzas gravitatorias, y lo cual solo tiende a cumplirse a altas profundidades.

Es generalmente considerado que el comportamiento de una estructura subterránea está influenciada por la relación entre la resistencia de la roca y el peso de la masa sobre el túnel, el estado de esfuerzo es usualmente representado con la componente vertical igual al comportamiento horizontal, (condición hidrostática) lo mismo ocurre para la presión del soporte requerida para controlar las convergencias y la extensión de la zona plástica, Esta consideración ignora que en la mayoría de estado de esfuerzos medidos alrededor del mundo, la componente horizontal del campo de esfuerzos es de mayor magnitud que la componente vertical.

El esfuerzo horizontal es mucho más difícil de estimar las fuentes principales de las fuerzas horizontales son la tectónica de las placas y movimientos verticales de la base rocosa, se observa que es globalmente dominante cerca de la superficie; las medidas hechas en los esfuerzos horizontales permiten determinar alrededor del mundo diferentes relaciones empíricas para la relación de esfuerzos K_0 (**Figura 31**):

Tabla 5 Variación de la componente horizontal del esfuerzo con respecto a la profundidad

Autor	Ecuación
Voight (1966a)	$K = 8.0 + 0.043z$ (12)
K Hast (1973)	$K = (9.31 + 0.05z)/0.026z$ (13)
K Herget (1974)	$K = (8.3 \mp 0.5) + (0.047 \mp 0.0023)z$ (14)
K Worotniki (1976)	$K = 7.7 + (0.021 \mp 0.002)z$ (15)
K Van heerden (1976)	$K = 0.448 + 248/z$ (16)
K Haimson (1976)	$(2 + 0.017z)/(0.0226z)$ (17)
K Haimson Límite superior (1977)	$K = 4.6 + 0.025z$ (18)
K Haimson Límite Inferior (1977)	$K = 1.4 + 0.018z$ (19)
Linder & Halpern (1977) (límite superior)	$K = (4.36 + 0.0185) + (0.039 \pm 0.0072)z$ (20)

Autor	Ecuación
K Límite inferior hoek (1978)	$K = 0.3 + 100/z$ (21)
K Límite superior hoek (1978)	$K = 0.5 + 1500/z$ (22)
K Aymatov límite superior (1986)	$K = 9.5 + 0.075z$ (23)
K Aymatov límite inferior (1986)	$K = 5.0 + 0.058z$ (24)
K Li límite superior (1986)	$K = 0.3 + 100/z$ (25)
K Li límite inferior (1986)	$K = 0.5 + 440/z$ (26)
K Rummel límite superior (1986)	$K = 0.98 + 250/z$ (27)
K Rummel límite inferior (1986)	$K = 0.65 + 150/z$ (28)
K Herget límite superior (1987)	$K = 1.46 + 357/z$ (29)
K Herget límite inferior (1987)	$K = 1.1 + 167/z$ (30)
K Pine & Kwakwa límite superior (1989)	$K = 15 + 0.028z$ (31)
K Pine & Kwakwa límite inferior (1989)	$K = 6 + 0.012z$ (32)
K Arjang límite superior (1989)	$K = 8.8 + 0.0422z$ (33)
K Arjang límite inferior (1989)	$K = 3.64 + 0.0276z$ (34)
K Baumgärtner límite superior (1993)	$K = 30.4 + 0.023z$ (35)
K Baumgärtner límite inferior (1993)	$K = 1.75 + 0.0133z$ (36)
K Sugawara & Obara (1993)	$K = 2.5 + 0.013z$ (37)
K Hast límite superior (1993)	$K = 9.1 + 0.0724z$ (38)
K Hast límite inferior (1993)	$K = 5.3 + 0.0542z$ (39)
K Stephansson Límite superior (1993)	$K = 2.8 + 0.0399z$ (40)
K Stephansson límite inferior (1993)	$K = 0.8 + 0.0329z$ (41)
K Te Kamp, Rummel & Zoback Límite superior (1995)	$K = 15.83 + 0.0302z$ (42)
K Te Kamp, Rummel & Zoback Límite inferior (1995)	$K = 6.52 + 0.01572z$ (43)
Lim & Lee (0-850) (1995)	$K = 1.858 + 0.018z$ (44)
Lim & Lee (0-250) (1995)	$K = 2.657 + 0.032z$ (45)

Fuente: Amadei, B., & Stephansson, O. (1997).

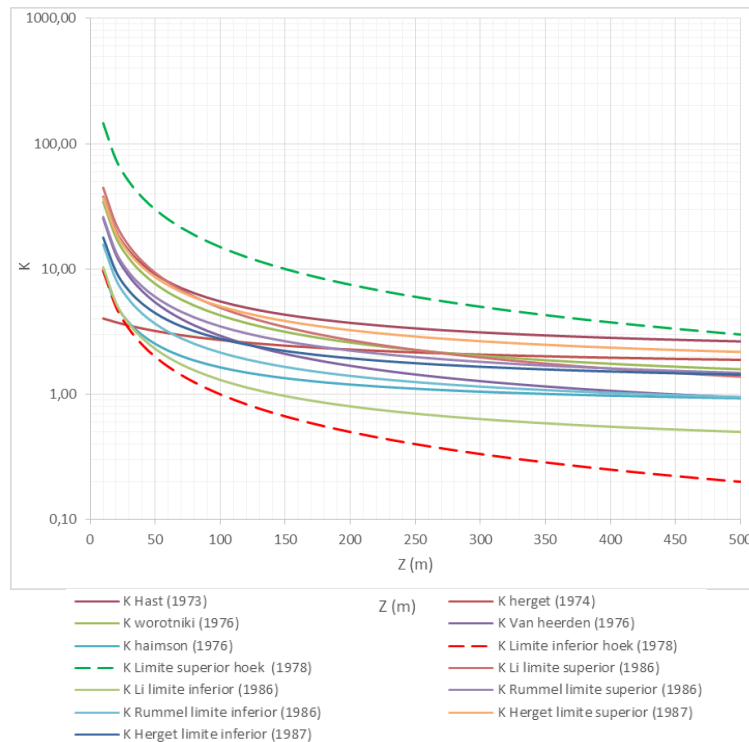


Figura 31 Relación empíricas de esfuerzos K_0 vs Profundidad Z (m) Macizos rocosos. Fuente: elaboración propia

Adicional a las anteriores consideraciones existen diferentes formulaciones teóricas para la estimación de la relación de esfuerzos cuando se considera un terreno tipo suelo o deposito, algunas de ellas son:

Tabla 6 Relaciones de esfuerzo para suelos.

SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS	
<u>Jaky (1944)</u>	
$K_o = 1 - \text{sen}(\phi)$	(46)
<u>Brooker & Ireland (1965)</u>	
$K_o = 0.95 - \text{sen}(\phi_{crit})$	(47)
<u>Bolton (1991)</u>	
$K_o = \frac{1 - \text{sen}(\phi_{crit} - 11.5^\circ)}{1 + \text{sen}(\phi_{crit} - 11.5^\circ)}$	(48)

SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS	
<u>Brick Model</u>	
$K_o = \frac{\sqrt{2} - \text{sen}(\phi_{crit})}{\sqrt{2} + \text{sen}(\phi_{crit})}$	(49)

SUELOS SOBRECONSOLIDADOS	
<u>Wroth (195)</u>	
$K_o = OCR \cdot K_{o_{nc}} - \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot (OCR - 1)$	(50)
<u>Schmidt (1966)</u>	
$K_o = K_{o_{nc}} \cdot OCR^\alpha,$	(51)
$\text{Donde } \alpha = 1 - 2\text{sen}(\phi_{crit})$	(52)
<u>Meyerhof (1976) $\alpha = 0.5$</u>	
<u>Mayne & Kulhawy (1982)</u> $\alpha = \text{sen}(\phi_{crit})$	(53)
<u>Pruska (1973)</u>	
$K_o = (\sqrt{K_a \cdot OCR}) / (1 - K_a(1 - OCR))$	(54)
<i>Donde K_a = Coeficiente de presión activa de Rankine.</i>	
$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}$	(55)

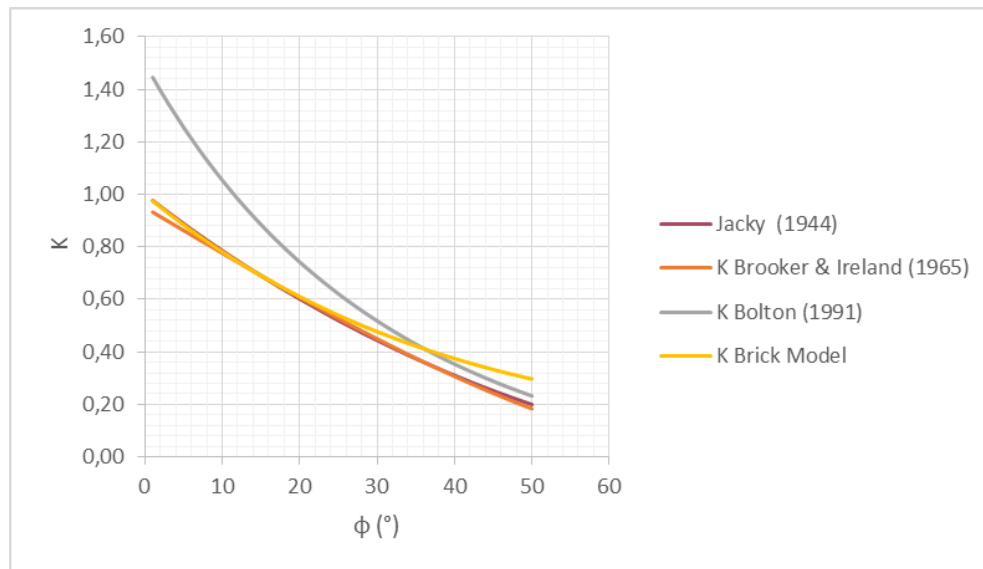


Figura 32 Relación de esfuerzos K vs Ángulo de fricción (°) suelos normalmente consolidados. Fuente: elaboración propia

Las consideraciones anteriormente expuestas aplican en casos cuyas profundidades permitan estimar un esfuerzo normal (Vertical) mayor que el esfuerzo horizontal, ya que como fue dicho anteriormente para secciones muy profundas el valor de K_0 será próximo a 1.

Un incremento de tensión efectiva media provoca un aumento del límite de deformación elástica. En consecuencia, los suelos bajo tensiones de confinamiento altas se comportan como materiales más rígidos que suelos idénticos bajo tensiones de confinamiento menores. (Rodríguez, 2005).

Es importante resaltar y diferenciar entre dos tipos de consolidación durante la formación de un suelo sedimentario el cual podrá estar en un estado normalmente consolidado o sobreconsolidado. Brevemente se describe un suelo normalmente consolidado como aquel que ha soportado unas tensiones históricas máximas similares a los niveles de tensiones que actualmente se encuentre soportado. Por otra parte los suelos sobreconsolidados se definen como aquellos suelos que han sufrido un proceso de carga y descarga por diferentes fenómenos, lo cual implica que las tensiones máximas históricas que han soportado han sido mayores que las actuales.

Para definir y parametrizar este tipo de condición, se expresa el valor por medio del grado de sobreconsolidación OCR (Over Consolidation Ratio). El valor de la razón de sobreconsolidación es igual a 1 para suelos normalmente consolidados

y para suelos sobreconsolidados es mayor a 1.

Aunque lo anterior permite de alguna manera u otra modelar el comportamiento del terreno es necesario recalcar las dificultades para unas correctas estimaciones de carga y esfuerzos en torno de la excavación de los túneles ya que el macizo no siempre presenta un comportamiento isotrópico donde el estado de cargas es homogéneo más cuando los túneles son considerados de ladera como es el caso de los túneles presentes en muchos de la vías proyectadas y en construcción en el país como ya se había mencionado antes, donde el comportamiento de cargas es considerado anisotrópico.

Igualmente, se ha mencionado que algunos factores que afectan el estado de esfuerzo del terreno en los túneles poco profundos y de ladera son: La topografía del terreno y el tectonismo de placas (pliegues, fallas, orogénesis); por ejemplo en un túnel paralelo a un valle de alta pendiente, el esfuerzo horizontal disminuye y debe ser menor al vertical, en otros casos cuando el túnel está en proximidad a una falla importante, un incremento el esfuerzo horizontal puede ser apropiado.

- **Efecto de procesos de tectónica global en la relación de esfuerzos**

El efecto producido por los efectos de la tectónica de placas conjuntamente con los de gravedad, generan un ambiente tensional sobre el cual se deben considerar los fenómenos de tectónica local que afectan al emplazamiento del túnel.

Si bien es cierto el esfuerzo vertical se determina mediante γZ , el esfuerzo horizontal puede encontrarse en un rango de valores entre $K_a \sigma_v$ y $K_p \sigma_v$ (Goodman, R. E. 1980) donde considerando la resistencia del macizo descrita por el criterio de Mohr – Colulomb, K_a corresponde a condiciones de falla normal:

$$K_a = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \left[\left(\frac{q_u}{\gamma} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right] * \frac{1}{z} \quad (56)$$

Para condiciones de falla inversa:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \left(\frac{q_u}{\gamma} \right) * \frac{1}{z} \quad (57)$$

Donde q_u es la resistencia a la compresión inconfiada, y φ representa el ángulo de fricción.

Si no existe falla, el rango del valor de K_0 varía de modo que $K_a \leq K_0 \leq K_p$ es muy amplio; sin embargo cerca de una falla q_u puede ser asumido como 0 y el rango de K_0 se reduce, Goodman 1980, llevo a cabo un análisis de la variación de K_a y K_p , de acuerdo a la profundidad y en función de la variación del parámetro q_u donde era posible observar esta condición, adicionalmente se observa que para el caso

una falla inversa K_0 es mayor a 1, mientras que para una falla normal K_0 tiende a ser menor a 1, por otro lado el valor de K_0 para un falla de rumbo el esfuerzo principal mayor es horizontal y el esfuerzo principal medio es vertical , por lo que se espera un K_0 Superior a 1. (**Figura 33**)

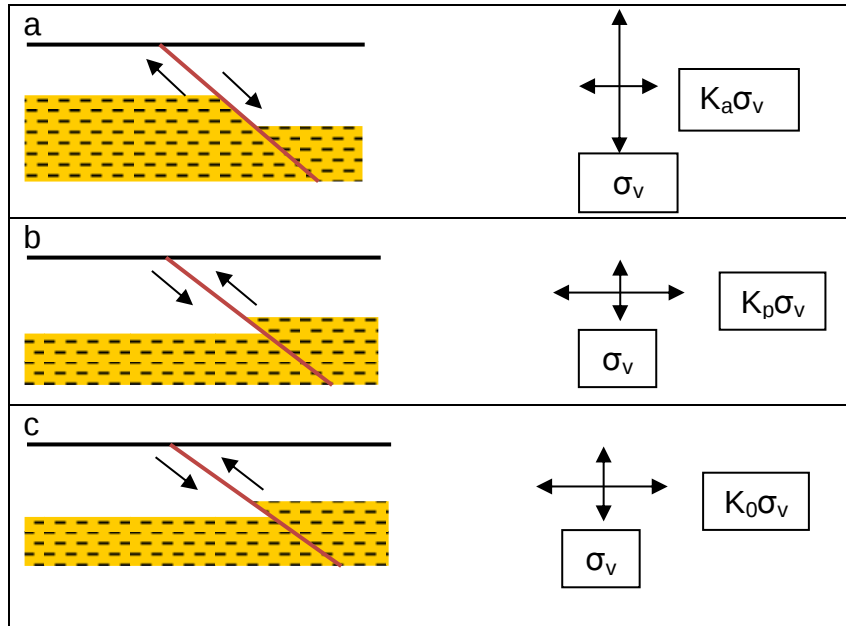


Figura 33 Condiciones de esfuerzo a) Falla Normal b) Falla Inversa b) Falla de Rumbo Modificado Goodman, 1980

De acuerdo a Goodman 1980, si el estado de esfuerzos presente es un remanente de los esfuerzos que originaron la estructura geológica, es posible inferir la dirección de los esfuerzos a partir de la observación de la geología de la zona.

El estado de esfuerzo que causa una falla normal tiene un σ_1 vertical y σ_3 horizontal orientado perpendicular al trazo de la falla, como es visto en el plano, en el caso de falla inversa los esfuerzos que causan la ruptura tienen un σ_3 vertical, y un σ_1 horizontal dirigido perpendicular al trazo de falla. Planos axiales de los pliegues también definen el plano de esfuerzo principal mayor. Las Fallas de rumbo son creado por un estado de esfuerzo en donde σ_1 es horizontal e inclinado 30° con respecto al trazo de la falla, en sentido horario u antihorario determinado por el sentido del movimiento de la falla. (Goodman, 1980). (Figura 34)

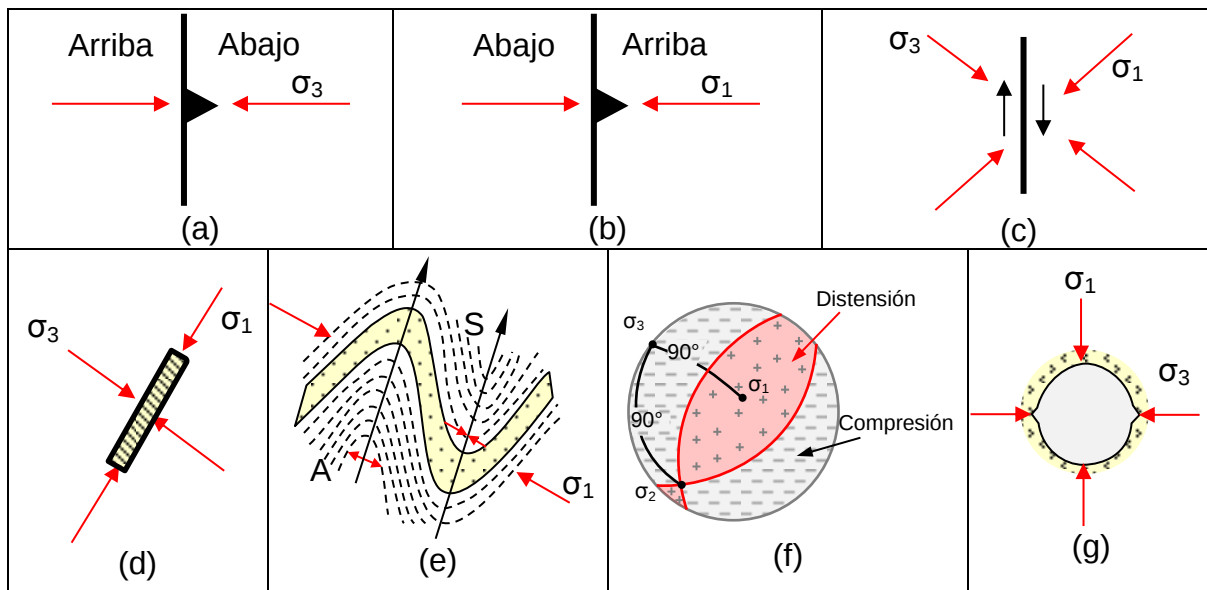


Figura 34 Direccion de esfuerzos inferidos de características geologicas
a)Falla Normal b) Falla Inversa c) Falla de rumbo d) dique e)pliegues
f)proyeccion estereografica de vectores de primer movimiento de un sismo
g) relacion de la direccion de esfuerzo en fracturamiento en pozo (borehole
breakouts) Modificado Goodman, 1980

Adicionalmente, de acuerdo a Brady y Brown 2004, la existencia de discontinuidades en un macizo rocoso, limita el equilibrio del estado de esfuerzos en el medio, familias de discontinuidades, cuya orientación, y características de conformación y superficie sean compatible con una falla compresiva en un macizo rocoso puede estar relacionada con las propiedades de un campo de esfuerzo incluyendo desarrollo de las fracturas, en particular en una familia de fallas conjugadas la dirección del esfuerzo principal mayor, previo a plegamiento, coincide con bisectriz aguda del ángulo diedro de las fallas, el esfuerzo principal menor coincide con la bisectriz obtusa y el eje del esfuerzo principal intermedio con la línea de intersección de las fallas; sin embargo, se debe aclarar que tal interpretación de la orientación del campo de esfuerzo, no aplica al estado de esfuerzo predominante después del episodio de la fractura, de hecho el proceso de fractura en un macizo rocoso es intrínsecamente una evento de disipación de energía y redistribución de esfuerzos.

En conclusión, el Estado de esfuerzo en un macizo rocoso puede ser definido por un campo de esfuerzos derivado de la actividad tectónica, los esfuerzos asociados a este fenómeno operan en escala regional, y pueden estar relacionados con las características estructurales, tales como pliegues y fallas, este estado de esfuerzos, se caracteriza por la ocurrencia de una componente de esfuerzo subhorizontal significativamente mayor que el esfuerzo debido a la sobrecarga del terreno y es probable que este efecto persista aun en profundidad.

En el caso particular de Colombia, se observa gran influencia de la tectónica en el estado de esfuerzos, debido a su complejidad tectónica donde convergen la placa de Nazca, Caribe y la placa continental Sudamericana, este tema fue estudiado a profundidad por Cortes y Angelier (2005), basados en el estudio de mecanismos focales y mediante la técnica de inversión de esfuerzos, determinaron régimen de esfuerzos predominante en varias regiones de Colombia, (**Figura 35**).

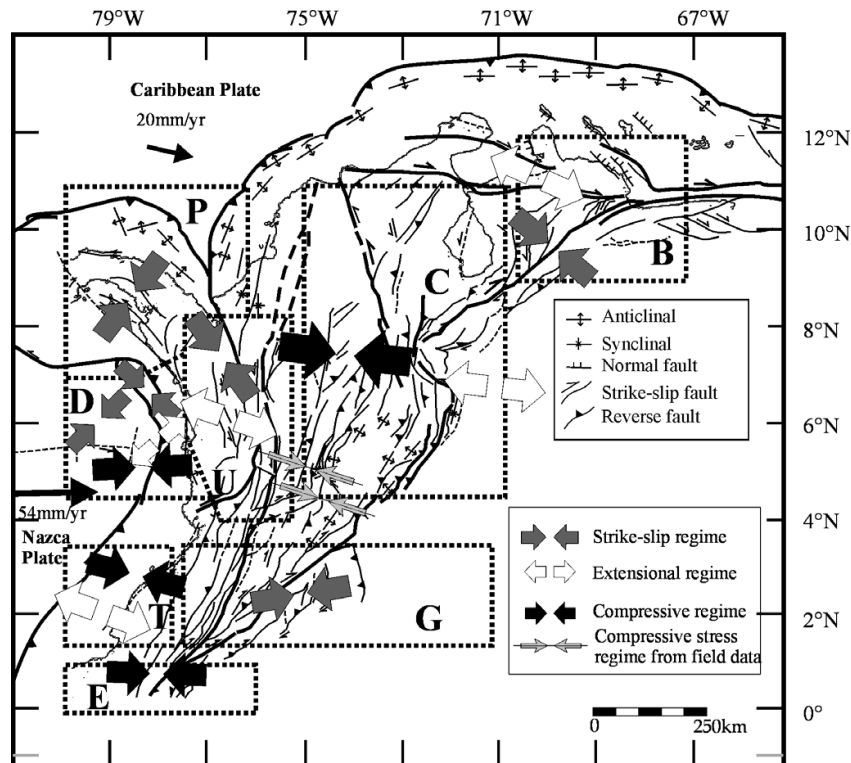


Figura 35 Resultados obtenidos mediante la inversión de mecanismos focales en el norte de los Andes. Cortes y Angelier (2005).

Tabla 7 Tensores de esfuerzos deducidos de la inversión de mecanismos focales.
Cortes y Angelier 2005.

Área	σ_1		σ_2		σ_3	
	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento
G	260	3	154	81	351	9
E	92	0	2	4	188	86
T _{comp}	285	26	193	5	93	64
T _{dis}	159	76	22	10	290	9
B _{comp}	310	3	100	86	220	2
B _{dis}	22	15	228	74	114	7
C _{comp}	97	9	6	7	238	79
C _{dis}	88	79	187	2	277	11
U _{comp}	324	0	56	83	234	7
U _{dis}	226	56	9	28	109	17
P	37	7	245	82	127	4
D _{com045}	226	5	103	81	317	7
D _{com090}	267	28	359	4	96	62
D _{com135}	312	12	97	75	220	8
D _{dis}	15	82	138	4	229	7

De acuerdo a la investigación de Cortes y Angelier 2005, se observa un amplio régimen compresivo a lo largo de las diferentes zonas investigadas, lo que nos permitiría inferir se presentara una relación de esfuerzos mayor a 1, dado que este régimen en su mayoría es producto de la presencia de fallas inversa y de rumbo, y como se ha mencionado anteriormente donde el esfuerzo principal mayor σ_1 es horizontal.

- **Efecto de procesos de la topografía en la relación de esfuerzos**

Para una superficie plana, la componente de esfuerzo vertical debe ser aproximado a $\sigma_z = \gamma H$, es normalmente asumido que la dirección de los esfuerzos principales es vertical y horizontal, y es a menudo asumido que lo mismo ocurre a profundidad, con el fin de reducir las incógnitas, de acuerdo a Brady y Brown 2004, esta suposición es común pero no justificada en la estimación de estado de esfuerzos in situ, donde se supone una condición de deformación uniaxial (restricción lateral completa) durante el desarrollo de cargas gravitacionales de una formación rocosa, en esta condición para un macizo rocoso de comportamiento elástico, las componentes de esfuerzo horizontal están dadas por:

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \sigma_{zz} \quad (58)$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson para el macizo rocoso.

Si igualmente se asume también que las componentes de esfuerzos al corte σ_{xy} , σ_{yz} , σ_{zx} son cero, los esfuerzos normales definidos por las ecuaciones (10) y (58) son esfuerzos principales.

Reportes y análisis de observaciones de campo de diversos autores, indica que para la determinación de esfuerzos a profundidad, la ecuación (58) y por ende la suposición que $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ raramente se cumple, como se mencionó anteriormente y la dirección vertical difícilmente es la dirección del esfuerzo principal, esta condición se origina de una trayectoria de esfuerzos e historia geológica compleja a la cual la roca es usualmente sujeta durante el proceso de formación y hasta alcanzar su actual estado de equilibrio.

En bajas profundidades de recubrimiento y en terreno montañoso, esta hipótesis, no puede adoptarse debido a la topografía de la superficie del terreno, por ejemplo bajo la ladera de un valle uno de los esfuerzos principales es normal a la ladera y es igual a cero, mientras que los otros esfuerzos principales se orientan sobre el plano de la ladera, estos esfuerzos se aproximarán a cero cuando la superficie de terreno es convexa hacia arriba pero aumenta cuando la superficie es cóncava hacia abajo. Goodman, 1980 ver **Figura 36**

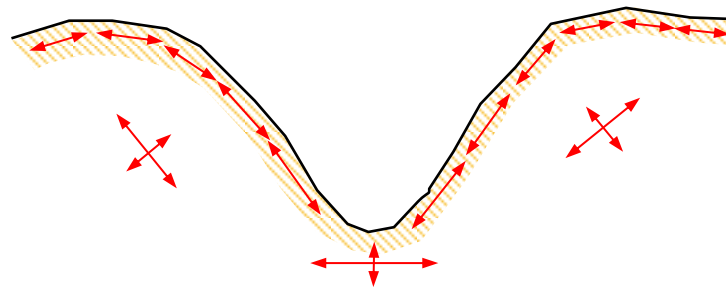


Figura 36 Influencia de la topografía en los esfuerzos iniciales. Modificado Goodman (1980).

Amadei y Stephansson (1997), analizaron una condición suponiendo un semi espacio isotrópico, un macizo rocoso homogéneo, con una topografía compleja, consistente de una serie de valles y colinas, sin cargas en la superficie, como muestra la **Figura 37**, el macizo rocoso se encuentra bajo la influencia de la gravedad únicamente y no presenta desplazamientos laterales, dado que la superficie se encuentra libre de esfuerzos externos, los esfuerzos principales son paralelos y normales a la superficie, con la profundidad los esfuerzos principales se aproximan a la misma orientación que para una superficie de terreno horizontal.

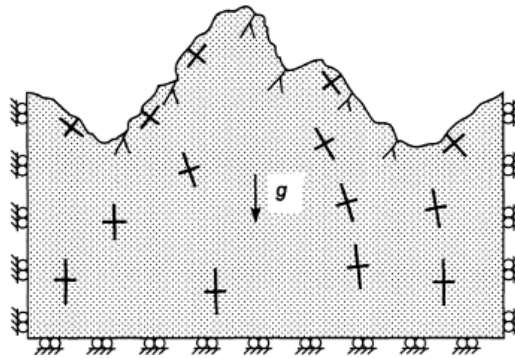


Figura 37 Macizo rocoso con un topografía consistente de una serie de colinas y valles y ninguna carga superficial. Amadei y Stephansson (1997)

Brady y Brown 2004, proponen para una superficie topográfica irregular como la mostrada en la **Figura 38 a**, que el estado de esfuerzo en cualquier punto puede ser considerado como la resultante del esfuerzo a profundidad y las componentes de esfuerzo asociadas con la distribución irregular de la sobrecarga de la superficie, el cual puede ser estimado por medio de la linealización del perfil de la superficie, como se indica en la **Figura 38 (b)**

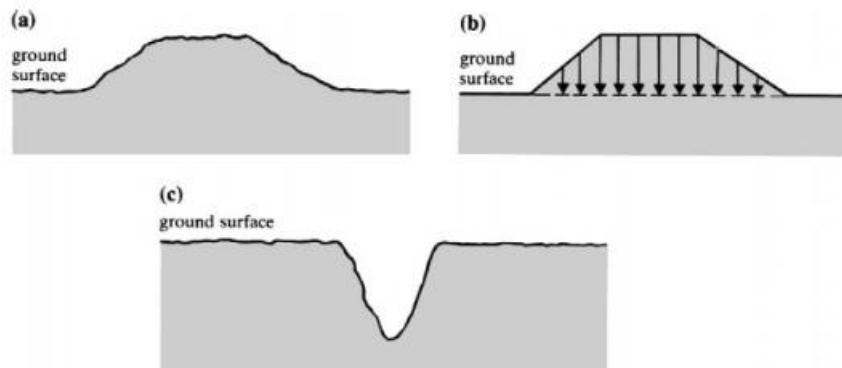


Figura 38. Efectos de una superficie topografica Irregular. Brady y Brown 2004

“Expresiones para cargas uniforme y linealmente variables en un semi-espacio elástico pueden ser obtenidas por medio de la integración de la solución para una carga lineal en un semi-espacio.” **Boussinesq, 1883 citado por Brady y Brown 2004**

De estas expresiones, es posible evaluar el estado de esfuerzo en puntos tales como localizados en cercanías a la vagada de un valle **Figura 38 (c)**, en esta clase de topografía se puede esperar se produzca una componente de esfuerzo horizontal alta, en relación con la componente de esfuerzo vertical en la misma localización.

En cualquier caso, es de esperarse que el efecto de la superficie topográfica irregular en el estado de esfuerzo en un punto decrezca rápidamente conforme la distancia del punto bajo la superficie aumente.

Si la topografía del terreno es inclinada, el túnel está sujeto a presiones asimétricas, y la estructura del soporte debe ser concebida de acuerdo a esta condición asimétrica, en el caso de los túneles de ladera este será siempre el caso, cerca de la superficie ubicados en ladera de valles, la topografía será inclinada, donde el esfuerzo principal mayor será paralelo a la superficie de terreno, algunos autores han estudiado, el efecto de una topografía inclinada, en un túnel con bajo recubrimiento, tal es el caso de Zhou, Wang y Lin (2014), los cuales estudiaron la distribución de esfuerzos sobre un túnel poco profundo en roca débil, mediante el uso de análisis teóricos fue posible observar que el túnel está sujeto a presión asimétrica de la roca debido a la topografía oblicua. La presión de la roca aplicada en la bóveda del túnel y en hastiales está estrechamente relacionada a la densidad aparente de la roca, el tamaño del túnel, la profundidad y ángulo de la superficie. La presión de la roca aplicada en la bóveda es mucho mayor a la de los hastiales, y la carga aplicada en el hastial de un costado es mayor que en el hastial del lado opuesto, este tema también es tratado brevemente por B. Maidl, Thewes, y U. Maidl (2014), donde proponen medidas especiales para contrarrestar el efecto de las presiones asimétricas, dado que cuando el túnel se encuentra en una condición donde la presión de terreno se encuentra actuando en un solo lado, como por ejemplo es el caso de los túneles de ladera, particularmente laderas susceptibles a presión de reptamiento, requieren de un soporte asimétrico (**Figura 39**) en el cual el pilar de terreno en el costado de la ladera, requiere de mayor refuerzo.

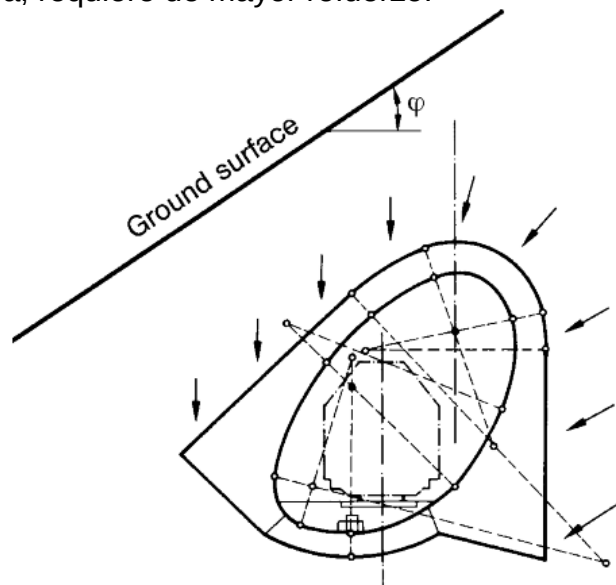


Figura 39 Túnel de ladera sometido a fuertes empujes hacia abajo B. Maidl, Thewes, y U. Maidl (2014).

Estas hipótesis de comportamiento en túneles de ladera se ven claramente observadas en los mecanismos de falla de la excavación en este tipo de túneles, donde se observa una presión mayor sobre la bóveda de lado donde se encuentra la mayor sobrecarga de terreno debido a la topografía inclinada, la **Figura 40** muestra la secuencia de colapso de un túnel de ladera localizado en la cordillera central colombiana, como se puede apreciar en la **Figura 40 a**, el túnel presenta una distribución de esfuerzos asimétricos debido a la sobrecarga presentada por la topografía inclinada, **Figura 40 b**, se observa que el inicio del fallo del soporte se presenta en la zona de la bóveda del lado izquierdo hacia la parte superior de la ladera, finalmente en la **Figura 40 c**, se observa el colapso del soporte y la excavación en la zona superior izquierda de la bóveda, mientras por unos instantes justo antes del colapso de la excavación, el hastial derecho permanece sin alteraciones, demostrando la asimetría de la presiones soportadas por el túnel.



**Figura 40 Colapso túnel de ladera Colombia 10-01-2012 modificado
www.eltiempo.com.**

En conclusión un túnel de ladera presentara esfuerzos asimétricos, debido a la inclinación de la superficie topográfica, donde el esfuerzo principal mayor se presentara en sentido paralelo a la topografía.

- **Efecto de procesos de erosión e isostasia en la relación de esfuerzos**

De acuerdo a Brady y Brown (2004) La erosión de la superficie, reduce la profundidad de la cobertura de roca, se puede asumir que el macizo rocoso se encuentra en un estado litológico estable antes de la erosión, y por ende que la isostasia ocurre bajo condiciones de deformación uniaxial en dirección vertical.

Suponiendo después de la formación de la roca, el estado de esfuerzos en un punto P bajo la superficie de terreno es dado por:

$$P_x = P_y = P_z = P \quad (59)$$

Si a una profundidad h_c la roca es removida por la erosión bajo condiciones de deformación uniaxial, los cambios en las componentes de esfuerzo está dada por:

$$\Delta P_z = -h_c \gamma, \Delta P_x = \Delta P_y = \nu / (1 - \nu) \rightarrow \Delta P_z = -\nu / (1 - \nu) h_c \gamma \quad (60)$$

Y los valores de los componentes de esfuerzos post-erosión son:

$$P_{xf} = P_{yf} = P - \nu / (1 - \nu) h_c \gamma, \quad P_{zf} = P - h_c \gamma \quad (61)$$

Dado que $\nu < 0.5$, de esta expresión es claro que, después del proceso de erosión los esfuerzos horizontales son reducidos en menor proporción que los esfuerzos verticales (**Figura 41**):

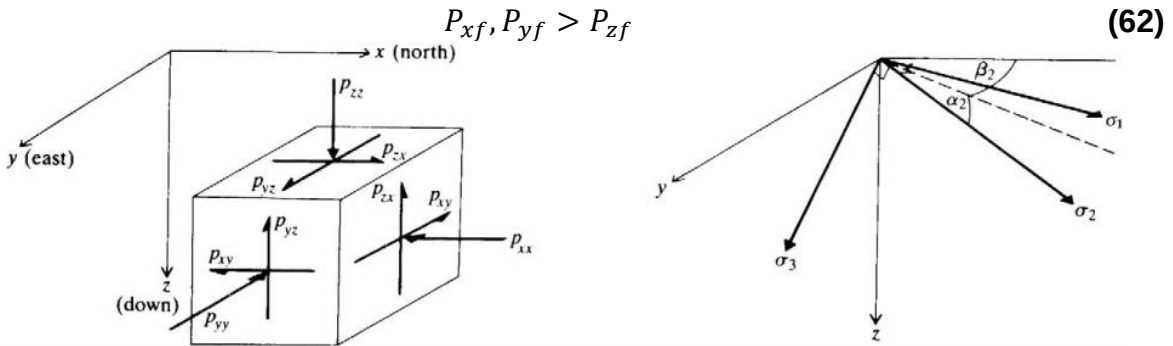


Figura 41. Estado de esfuerzo in situ ejes de referencia globales. Brady y Brown 2004

En otras palabras en un macizo rocoso que ha sufrido procesos de carga y descarga, considérese un elemento de roca profundidad z_0 con un valor inicial de $K=K_0$, el cual es entonces sujeto a la descarga por remoción de un Δz espesor de sobrecarga, debido a la descarga de $\gamma \Delta z$ del esfuerzo vertical, el esfuerzo horizontal también se ve reducido en una proporción igual a $\gamma \Delta z (\nu / (1 - \nu))$, la cual es una menor proporción de reducción que la del esfuerzo vertical, por lo que la relación de esfuerzos K se verá incrementada, en conclusión la erosión incrementará el valor de K .

Como bien se conoce las laderas, están expuestas entre otros fenómenos a proceso erosivos y de meteorización, por lo que se puede inferir los túneles emplazados en laderas, están propensos a soportar un aumento de la relación de esfuerzos debido a la posibilidad de verse afectados a proceso erosivos.

- **Determinación del estado de esfuerzos a partir de ensayos:**

Para la medición del estado de esfuerzos in-situ por medio de ensayos se han desarrollado a través de los años varias técnicas a continuación serán resumidas brevemente algunas de estas:

Métodos de liberación de tensiones

Miden el esfuerzo in situ por medio del alivio de la tensión alrededor de la perforación.

Overcoring (*núcleo retirado*): se basa en mediciones de desplazamientos cuando una muestra de roca es liberada del macizo rocoso, si se conocen las propiedades elásticas de la roca, los cambios en el diámetro de la perforación o deformaciones se pueden convertir en el esfuerzo in situ en la roca.

El procedimiento general de este método de acuerdo a Suárez (2014) se describe a continuación:

- *Perforar un cavidad de diámetro mayor (e.g. 150 mm) hasta la profundidad deseada;*
- *Perforar un anillo concéntrico al anterior, de diámetro menor (e.g. 38 mm) desde la base del anterior anillo, a una profundidad mayor a una vez la longitud de la sonda;*
- *La relación entre el diámetro mayor con el menor tiene que ser de al menos 2, para evitar la creación de rupturas en el anillo formado;*
- *Preparar las paredes laterales de la perforación menor;*
- *Preparar la pared de fondo de la perforación menor de acuerdo al tipo de sonda que se usara;*
- *Introducir la sonda en el interior del anillo menor, posicionado de acuerdo al tipo de sonda;*
- *Accionar la sonda de modo que los sensores entren en contacto con las paredes de la perforación*
- *A partir de este momento se inicia el proceso de alivio del macizo rocoso, que consiste en continuar la perforación del anillo mayor desde su base inicial hasta una profundidad de al menos una vez el diámetro de la perforación menor a partir de la base del anillo menor*

Restitución de tensiones

Gato plano: El método consiste en realizar un corte plano en la pared de una galería o de un talud en el que se introduce un gato hidráulico, ver **Figura 42**; El estado tensional se obtiene en función del volumen de líquido (agua o aceite)

necesario para que la roca recupere el estado previo a la realización del corte) Si se toman tres medidas de la tensión normal al plano de corte en tres puntos alrededor de un túnel, se conocen entonces las tensiones cerca de la superficie de estos puntos.

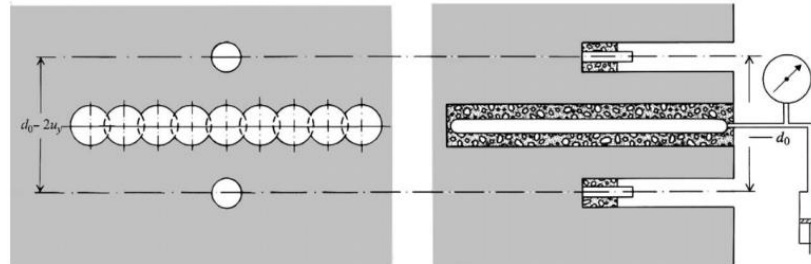


Figura 42 Método Gato plano. Brady y Brown 2004

Fractura hidráulica: Proporciona dos resultados, a partir de los cuales hay que determinar el tensor de tensiones: la presión de rotura y la presión de fondo, El ensayo se realiza en un sondeo con el siguiente procedimiento (ver **Figura 43**):

- Seleccionar el tramo donde se realizará el ensayo como mínimo de 1 m de longitud
- Sellar el tramo con dos "packers" (obturadores)
- Inyectar agua a presión en el tramo sellado hasta que se produce rotura.

La presión crítica del fluido, P_c , para la generación de la fractura es la presión suficiente para igualar la presión circunferencial inicial y para superar la resistencia a tracción de la roca

- La presión necesaria para mantener abierta la fractura inducida, P_s , corresponde a la tensión principal actuante en dirección perpendicular al plano de fractura
- La presión de reapertura de la fractura, P_r , es la presión suficiente para igualar la tensión circunferencial de la pared del taladro en la fractura

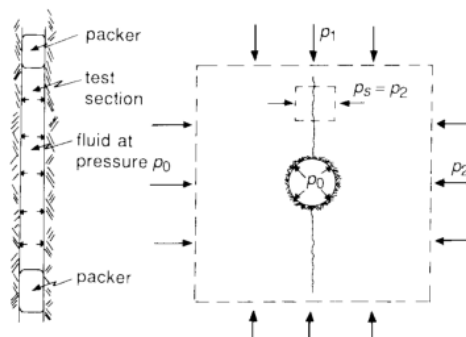


Figura 43 Método hidrofractura. Brady y Brown 2004

- **Razones que causan altos esfuerzos Horizontales:**

Como conclusión se puede deducir que la mayoría de los túneles de ladera presentaran mayores esfuerzos horizontales entre las principales causas de este comportamiento se encuentran:

Erosión, tectónica, anisotropía de la roca, discontinuidades, dado que en caso de los esfuerzos horizontales derivados solo de la gravedad se tiene $0 < K < 1$, si bien en el caso de suelos normalmente consolidados, de acuerdo a las formulación teórica, esta relación se cumple, dado que está directamente relacionado al ángulo de fricción del terreno, en suelos sobre consolidados este se encuentra en relación directa del radio de sobre consolidación (OCR), el cual a su vez puede verse incrementado por procesos erosivos o de reptación, ya que el suelo se encuentra sometido a una nueva situación donde se presentan esfuerzos verticales menores de los que tenía antes de la eliminación o reducción de la sobrecarga, otro fenómeno asociado a la sobre consolidación, es las variaciones de la posición del nivel freático, estos fenómenos se presentan con regularidad en las laderas, por lo que podría inferirse que la relación de esfuerzo in-situ en suelos sobreconsolidados en ladera será mayor a 1.

Por otro lado en macizos rocosos, observando la información presentada en las relaciones empíricas, es claro que aunque no hay un incremento similar y proporcional con la profundidad, es una regla más que una excepción que la componente horizontal presenta una mayor magnitud en relación a la componente vertical a poca profundidad lo cual es el caso específico de los túneles de laderas.

Lo que concuerda con las siguientes tendencias de esfuerzos horizontales formuladas por Hoek (1980):

- Con excepción de la minas de oro en sur África, el esfuerzo horizontal promedio son generalmente más altos que los verticales para profundidades menos de 1000 m bajo la superficie.
- A una profundidad de 500m bajo la superficie el esfuerzo horizontal es aproximadamente 1.5 veces el esfuerzo vertical.
- Para profundidades mayores a 1000 m, el esfuerzo horizontal y vertical tienden a igualarse.

Adicionalmente, se debe tener en cuenta la condición topográfica y geomorfológica, ya que un túnel de ladera presentara esfuerzos asimétricos, debido a la inclinación de la superficie topográfica, donde el esfuerzo principal mayor se presentara en sentido paralelo a la topografía, y en su mayoría sobre la

zona de la bóveda, hacia la parte más alta de la ladera debido a la sobrecarga del terreno, **Figura 44**.

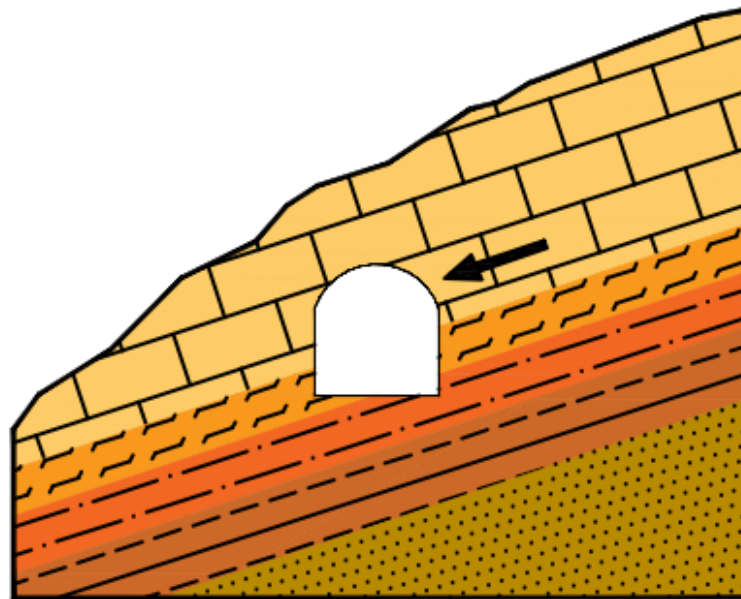


Figura 44 Condición topográfica de un túnel de ladera. Fuente: elaboración propia

A nivel de la tectónica local, en Colombia se observa un amplio régimen compresivo a lo largo de las diferentes zonas de Colombia, lo que nos permitiría inferir se presentara una relación de esfuerzos mayor a 1, dado que este régimen en su mayoría es producto de la presencia de fallas inversa y de rumbo, y como se ha mencionado anteriormente donde el esfuerzo principal mayor σ_1 es horizontal.

Es claro que el ambiente, del estado de esfuerzos en un macizo rocoso presenta gran dificultad en su estimación, su determinación directa a partir de ensayos también representa algo de dificultad, en particular de la variabilidad de tensor de esfuerzos sugiere que cualquier determinación experimental, guardara poca relación con la media de los componentes del tensor de esfuerzo; sin embargo, del análisis realizado se puede inferir una relación de esfuerzos superior a 1 para los túneles de ladera.

- **Esfuerzos inducidos por la excavación del túnel:**

La reacción inmediata de la roca se presenta en función de los esfuerzos que se encuentran actuando sobre la roca circundante al túnel, y su resistencia, donde la roca alrededor del túnel falla o se plastifica, cuando el esfuerzo tangencial inducido por la excavación supera la resistencia del macizo rocoso, estos esfuerzos tangenciales dependen a su vez del esfuerzo vertical producido por la sobrecarga del terreno a la profundidad del túnel P_z y de la relación de esfuerzos K_0 :

$$\sigma_{\theta} = (3K_0 - 1)Pz \text{ en la bóveda y la solera} \quad (63)$$

$$\sigma_{\theta} = (3 - K_0)Pz \text{ Hastiales} \quad (64)$$

las ecuaciones (63) y (64), consideran una sección de excavación circular, donde se puede observar que cuando la relación de esfuerzos K_0 es igual 1 los esfuerzos son uniformes alrededor del túnel y el esfuerzo tangencial máximo es $2Pz$, por el contrario en los casos en que la relación de esfuerzos K_0 es menor a $1/3$ se desarrollara esfuerzos a tensión en la bóveda y la solera, de un modo similar ocurre cuando la relación de esfuerzos es mayor 3, donde en este caso los esfuerzos a tensión se desarrollaran en los hastiales, como se ha visto anteriormente para el caso de los túneles de ladera, en la mayoría de casos se tendrán relaciones de esfuerzos mayores a la unidad, y una sobrecarga del terreno Pz baja debido a los bajos recubrimientos, analizando estas consideraciones en las ecuaciones (63) y (64) se puede inferir que en los túneles de ladera se presentaran mayores esfuerzos tangenciales en bóveda y solera y pueden llegar a presentarse esfuerzos de tensión en la zona de hastiales, el cual se verá incrementado con el aumento de la sobrecarga de terreno Pz , en la **Figura 45**, se observa el comportamiento de los esfuerzos tangenciales a profundidades menores a un diámetro de excavación, y en profundidades mayores de 5 veces el diámetro excavación, como se puede observar el esfuerzo tangencial aumenta conforme a la sobrecarga de terreno Pz , en el caso de los túneles de ladera, debido a sus condiciones topográficas, esta sobrecarga será asimétrica, y mayor en el sector de la excavación que se encuentre sobre la parte superior de la ladera.

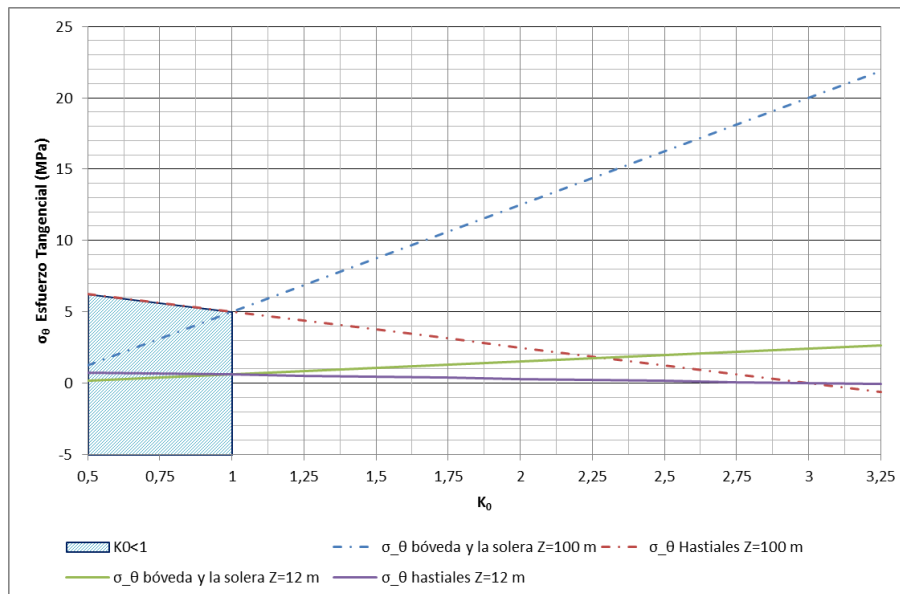


Figura 45. Esfuerzos tangenciales en función de la relación de esfuerzos.

Fuente: elaboración propia

Por otro lado Hoek y Brown (1980), presenta una simplificación de las ecuaciones para determinar los esfuerzos tangenciales alrededor de la excavación:

$$\sigma_{\theta} = (AK_0 - 1)Pz \text{ en la bóveda y la solera} \quad (65)$$

$$\sigma_{\theta} = (B - K_0)Pz \text{ Hastiales} \quad (66)$$

Donde las constantes A y B dependen de la forma de la excavación:

Tabla 8 Constantes A y B en función de la forma de la excavación. Hoek y Brown (1980).

FACTOR	FORMA DE LA EXCAVACIÓN								
	1. 	2. 	3. 	4. 	5. 	6. 	7. 	8. 	9. 
A	4.0	3.2	3.1	3.0	1.9	3.9	1.8	2.0	5.0
B	1.5	2.3	2.7	3.0	1.9	1.8	3.9	5.0	2.0

Como se puede observar en el caso de una excavación de la forma 3, cuando la relación de esfuerzos K_0 es menor a 1/3.1 se desarrollara esfuerzos a tensión en la bóveda y la solera, de igual manera cuando la relación de esfuerzos es mayor 2.7, los esfuerzos a tensión se desarrollaran en los hastiales, en comparación con la forma 4, la cual corresponde a una sección de excavación circular, los esfuerzos aumentan en mayor de proporción en la zona de bóveda y solera, condición que se presenta en la mayoría de las formas de excavación presentadas, por lo que se puede inferir que en la mayoría de los casos durante construcción se presentara un desarrollo mayor de esfuerzos tangenciales en la zona de solera y bóveda.

La falla del terreno alrededor de excavación se presentara cuando el esfuerzo tangencial supera la resistencia del macizo alrededor de la excavación, para el caso de los túneles de ladera, esta condición es más susceptible de ocurrir en la zona donde se presente la mayor sobrecarga de terreno; sin embargo, las etapas iniciales de los mecanismo de falla, puede presentarse cuando el esfuerzo tangencial supera por un 50% la resistencia de la compresión simple σ_{ci} , Deere (1969) desarrollo un factor llamado factor de sobrecarga modificado (OFM modified overload factor), el cual puede ser usado para evaluar el potencial de falla por sobrecarga:

$$OFM = \sigma_{\theta} / \sigma_{ci} \quad (67)$$

Las condiciones de sobrecarga se presentaran cuando $OFM > 1$, el

comportamiento del terreno bajo esta condición a su vez dependerá de las características de esfuerzo- deformación de la roca, en el caso del material que presentan falla frágil, se fracturara cuando se presente sobrecarga, y en el caso de que el material exhiba un comportamiento dúctil, el material presentara fluencia generando una zona plástica alrededor del túnel, para el caso de falla frágil esta resultara en caída de bloques, que pueden afectar el proceso de excavación, de no ser soportadas a tiempo, para la condición de comportamiento dúctil, este derivara en la convergencia de la sección de excavación.

5.2.2.3 Composición y comportamiento del terreno alrededor de la excavación

En el análisis del comportamiento y caracterización de los túneles de ladera se debe considerar la composición mineralógica y la textura de las rocas y suelos, así como la isotropía o anisotropía estructural de las rocas para estimar el comportamiento del terreno. Cabe resaltar que las clasificaciones petrográficas no son suficientes, una vez que macizos o depósitos de composición similar pueden presentar diferencias importantes en su comportamiento geomecánico. En ese sentido, es recomendable complementar la información con el estudio de todos los factores que pueden interferir y/o afectar el comportamiento del material mediante ensayos realizados sobre muestras extraídas en diferentes frentes de trabajo que permitan la caracterización del material incluyendo la densidad, la definición de parámetros de resistencia y las propiedades elásticas (módulo de Young (E) y coeficiente de Poisson (ν)).

Con base en la definición de los parámetros característicos del terreno en el cual se ejecuta la excavación del túnel, es posible estimar el comportamiento del material y, consecuentemente, los posibles mecanismos de falla.

- **Estructura geológica del macizo rocoso**

La estructura geológica del macizo rocoso tiene una gran influencia en la ocurrencia de desprendimientos geológicos durante la excavación de los túneles, debido a la presencia de discontinuidades en el macizo.

Las discontinuidades representan debilidades en el macizo tales como fallas, planos de estratificación, foliación, diaclasas, zonas de cizalle, entre otros, estos planos de discontinuidad alteran el comportamiento del macizo frente a la perturbación presentada por la excavación del túnel. Las discontinuidades reducen la resistencia del macizo rocoso y, consecuentemente, el tiempo de auto soporte.

Por tal motivo, el comportamiento del macizo rocoso depende de las características de relleno y espaciamiento de las discontinuidades. Durante el diseño de la excavación del túnel se deben llevar a cabo registros geológicos – geotécnicos en los cuales se incluyan los datos estructurales del macizo y se estime el tipo de terreno, con la finalidad de poder definir la distribución geotécnica

del mismo.

Las principales características que se evalúan en el frente de excavación corresponden a:

- a) *Orientación*: representa la posición espacial y se describe mediante el *buzamiento (Dip)* de la línea de mayor declinación de la superficie de discontinuidad medida desde la horizontal y la *dirección del buzamiento (Dip Direction)* la cual corresponde al azimut de esta línea. La orientación de las discontinuidades en relación con el frente de excavación, tiene un efecto predominante en el potencial de inestabilidad debida a la caída de bloques o deslizamiento planar, la orientación determina a su vez la forma de los bloques en los que el macizo rocoso es dividido.
- b) *Espaciamiento*: es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes de una misma familia, y es usualmente expresada como la medida del espaciamiento entre una familia de discontinuidades y determina el tamaño de los bloques que conforman el macizo rocoso. El mecanismo de falla puede variar de acuerdo a la relación espaciamiento de discontinuidades / tamaño de la excavación.
- c) *Persistencia*: término usado para describir la extensión de la discontinuidad, puede ser medida como la longitud de la traza en un afloramiento, esta característica tiene influencia en la resistencia al corte en el plano de discontinuidad, y las características de fracturación del macizo rocoso.
- d) *Rugosidad*: medida de la irregularidad de la superficie del plano de discontinuidad, de la superficie y la ondulación de la discontinuidad. Su determinación tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos. Entre mayor rugosidad, mayor la resistencia al corte, que decrece con el aumento de la abertura, el espesor y las características del relleno de las juntas.
- e) *Abertura*: distancia perpendicular entre las paredes de los planos de discontinuidad, en el cual estos espacios están rellenos únicamente con agua o aire, por lo que se debe diferenciar del espesor de una discontinuidad rellena. La abertura tiene influencia en la resistencia al corte y permeabilidad del macizo.
- f) *Resistencia de las paredes de la discontinuidad*: depende del grado de alteración de la pared y de la existencia o no de relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma de la matriz rocosa; pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes. Este parámetro influye en la resistencia al corte y en la deformabilidad del macizo.
- g) *Relleno*: término usado para describir el material encontrado entre las paredes de la discontinuidad. El material de relleno tiene influencia en la

resistencia al corte de las discontinuidades, con excepción de algunas venas de material fuerte (calcita, cuarzo, pirita). Las discontinuidades rellenas tienen resistencias al corte menores, en comparación a las discontinuidades limpias, y cerradas, el comportamiento de una discontinuidad rellena dependerá de un amplio rango de propiedades del material de relleno.

- h) *Filtraciones*: se trata del agua presente en el macizo que, por lo general, procede del flujo que circula por las discontinuidades del macizo que se encuentra libre o en movimiento. Se describe de acuerdo al caudal presentado y a las condiciones de humedad de la discontinuidad, tanto para discontinuidades limpias, como para discontinuidades con rellenos.

La mayoría de los parámetros mencionados anteriormente son evaluados en las metodologías de clasificación de macizos rocosos, comúnmente usados para la evaluación de las condiciones del macizo, tales como, la clasificación GSI (*Geological Strength Index*), RMR (*Rock Mass Rating*) y el sistema Q (desarrollado por Barton).

El reto de soportar la excavación de un túnel en roca fracturada es evitar la tendencia natural de la roca al “desprendimiento”. La mayoría de las fallas en los túneles de roca son iniciadas por un bloque que se desprende ocasionando la caída progresiva de los bloques adyacentes, *Goodman* (1980) denominó estos elementos como “bloque clave o crítico”. La secuencia de desprendimientos puede continuar hasta que la excavación colapsa completamente o hasta que la geometría y condiciones de esfuerzos llegan al equilibrio y la “disgregación” se detiene.

Por otro lado, si el primer bloque se mantiene en su lugar los esfuerzos se distribuyen en el arco alrededor de la excavación y se alcanza la estabilidad. Sin embargo, cuando el macizo tiene un grado de alteración y fracturación alto y la roca se considera débil, el tiempo y distancia de autosoporte disminuye, por tal motivo, el constructor no tiene tiempo suficiente para instalar el soporte adecuado y se presenta la caída “inmediata” de los bloques críticos.

- **Naturaleza y origen de los suelos**

Los suelos son producto de la desintegración de las rocas que constituyen la corteza terrestre. Todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: *Desintegración Mecánica* y *Descomposición Química*, los principales agentes que provocan esta descomposición son el aire y el agua, cuando interactúan con las diferentes condiciones particulares de cada sitio como los son las variaciones de temperatura que provocan dilatación y/o contracción en los macizos, estado de esfuerzos in situ, tectonismo regional etc. El conjunto de estos procesos llevan a la formación de una mezcla de partículas pequeñas que se

diferencian por el tamaño y por la composición química, la mayor o menor concentración de cada tipo de partícula en un suelo depende de la composición química de la roca que le dio origen.

Los suelos deben, pues su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese curso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelo resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las Eras Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo: sólo le toca manejarlo, tal como la naturaleza se lo presenta. Juárez Badillo (2005).

El suelo producto del intemperismo cuya formación obedece a la desintegración física o química puede ser clasificado en dos categorías de acuerdo a su deposición, por un lado los suelos que tras su formación permanecen in situ, a estos se los conoce con el nombre de suelos residuales, por otro lado existen aquellos suelos que son transportados por medio de procesos físicos a otros lugares donde quedaran depositados sin tener relación directa con los estratos que subyacen bajo el, estos suelos son conocidos con el nombre de suelos transportados.

Según el agente de transporte los suelos pueden clasificarse en:

- ALUVIALES Y FLUVIALES: Depositados por agua en movimiento.
- GLACIALES: Depositados por acción glacial.
- EÓLICOS: Depositados por acción del viento.

En los túneles de ladera es usual encontrar este tipo de suelos. A continuación una ampliación conceptual de este tipo de sedimentos.

Un sedimento aluvial es un suelo transportado y depositado por cuerpos de agua, Tiene una estructura homogénea ya que el depósito de sedimentos se realiza de forma gradual conforme a la velocidad del cauce. Incluye material fino como limo y arcilla y material grueso como arena y grava.

Los ríos acarrear materiales de muy diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo esta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositándoles los materiales más gruesos. De esta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo las partículas más finas (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura. Juárez Badillo (2005).

Los depósitos fluviales son aquellos cuya composición poco homogénea, se caracteriza por contener diversos tamaños de material de sedimento, siendo posible encontrar gravas, arenas, limos y conglomerados.

*La combinación del escurrimiento de aguas de las laderas de colinas y montes y de las fuerzas del campo gravitacional, forma los depósitos de talud en las faldas de las elevaciones; estos depósitos suelen ser heterogéneos, sueltos y predominantemente formados por materiales gruesos. **Juarez Badillo (2005).***

- **Rocas débiles**

Las rocas débiles a menudo se encuentran sometidas a esfuerzos mayores de los que puede soportar, en niveles de esfuerzos considerados bajos como resultado de su baja resistencia y alta deformabilidad.

En rocas débiles se presentan dificultades para predecir el comportamiento, parte de los errores presentados en la estimación del comportamiento de una roca débil, se derivan de la dificultad de las clasificaciones existentes para caracterizar este tipo de rocas, como por ejemplo las clasificación RMR y Q las cuales se aplican a macizos rocosos discontinuos donde el comportamiento es controlado por sus discontinuidades, estos sistemas de clasificación no toman en consideración características especiales de las rocas débiles tales como el deterioro del material a causa de las condiciones ambientales.

Klein, S. (2001) propone un sistema de clasificación para rocas débiles considerando dos categorías de comportamiento: la respuesta inmediata, el comportamiento a largo plazo.

Dentro de los factores a evaluar de la clasificación, se encuentran, el tipo de roca, la mineralogía, la resistencia, el estado de esfuerzos in situ, sus características esfuerzo-deformación, discontinuidades, y la condición hidrogeológica.

Definición de Roca Débil:

Algunos autores y clasificaciones consideran la definición de roca débil en función de su resistencia a la compresión simple de la roca intacta σ_{ci} , the International Society for Rock Mechanics (ISRM), describe las rocas débiles como aquellas con una resistencia σ_{ci} en un rango entre 0.25 a 25 MPa, por otro lado la clasificación RMR en su rango más bajo de resistencia considera las rocas con una resistencia σ_{ci} inferior a 25 MPa, Klein, S. (2001) considera como rocas débiles aquellas con un σ_{ci} , entre 0.25 a 20 MPa, adicionalmente considera el efecto de la porosidad donde por ejemplo rocas lodolitas y sedimentarias con una porosidad mayor del 10 y 20% respectivamente se consideran débiles.

Tabla 9 Clasificación Rocas Débiles propuesta por Klein, S. (2001)

Información inicial			Condiciones del túnel y propiedades de la roca	
			Diámetro del túnel y profundidad, σ_{ci} , K_0 , P_z , Espaciamiento discontinuidades	
Determinación comportamiento esfuerzo-deformación				
Dúctil			Frágil	
OFM* <1	OFM 1 - 3	OFM > 3	OFM <1	OFM >1
Terreno potencialmente firme	Contracción (convergencia) moderada	Contracción (convergencia) moderada-alta	Terreno potencialmente firme	Sobreesfuerzo. Lajamiento, desprendimiento
Espaciamiento discontinuidades				
<60 mm	60 a 200 mm	0.2 a 0.6 m	0.6 a 2m	> 2 m
Condición macizo rocoso				
Triturado Desintegrado	Fracturado y cizallado	Fuertemente Fracturado	Masivo	Solido
				

*OFM = $\sigma_{\theta} / \sigma_{ci}$

Influencia de Agua subterránea

La condición hidrogeológica, es un factor de gran afectación en rocas débiles debido a su influencia de las propiedades físicas de la roca y el comportamiento del terreno, en la mayoría de las rocas ocasiona la meteorización y perdida de su capacidad de resistencia, un efecto muy importante en rocas débiles, la presión ocasionada por el agua subterránea, puede acentuar el desprendimiento de bloques, disminuyendo el tiempo de autosoporte, reduciendo la estabilidad, en rocas friables puede ocasionar el desmoronamiento, incluso llegando a presentar flujo de material.

- Investigación y Caracterización del terreno**

En el diseño de túneles siempre ha presentado incertidumbre debido a la dificultad para caracterizar y modelar el terreno alrededor de la excavación, entre otros factores. La incertidumbre del diseño depende a su vez de la etapa en la que se encuentre, y de acuerdo a esto también depende el grado de investigación del terreno, una mayor investigación siempre se traducirá en un menor grado de incertidumbre aunque esta nunca llega a desaparecer, si permite, la creación de un modelo geológico geotécnico estimado, más cercano a la realidad.

El modelo geológico- geotécnico del terreno de excavación debe contemplar y describir básicamente la litología y estratigrafía, topografía del sector, estructura

del macizo rocoso, propiedades de resistencia y deformación, condición hidrogeológica, para obtener esta información los diseñadores recurren a las siguientes herramientas:

- Recopilación de la información existente
- Investigación bibliográfica de antecedentes
- Análisis de cartografía geológico-geotécnica existente
- Estudio hidrogeológico
- Clasificaciones geo mecánicas
- Levantamiento de estación geo mecánicas (exploración y mapeo geológico)
- técnicas geofísicas
- sondeos
- ensayos in situ
- ensayos de laboratorio.

Dentro de los ensayos in situ que pueden aportar información del terreno entre los más comunes se encuentra:

Ensayos in situ, Propiedades Geotécnicas y Tipo de material

Resistencia en suelos

- Penetración estándar (SPT)
- Penetración estática y CPTU
- Penetrometro dinámico
- Molinete (Vane test)

Resistencia en Rocas

- Martillo Schmidt
- Carga puntual

Deformabilidad en suelos

- Placa de carga
- Presiometros

Deformabilidad en Rocas

- Placa de carga
- Gato plano

Permeabilidad en suelos

- Lefranc

Permeabilidad en Rocas

- Lugeon

Métodos geofísicos

- S.E.V
- Sísmica de Refracción
- Sísmica de Reflexión
- Georadar
- Tomografía sísmica
- Cross- Hole
- Down Hole

Ensayos laboratorio, Propiedades Geotécnicas

- Ensayos de compresión simple, tracción y triaxiales
- Ensayos de corte directo

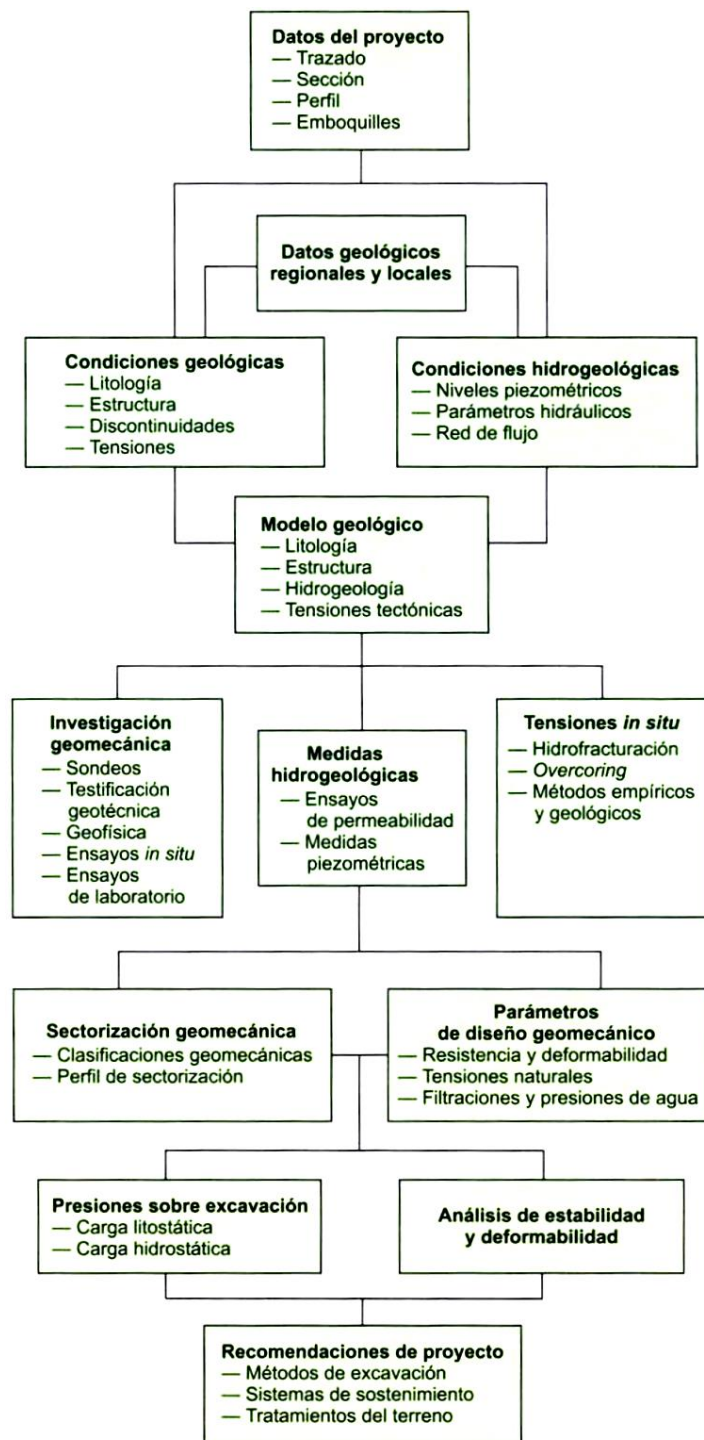


Figura 46 Metodología de los estudios geológico – geotécnico para túneles.
(González de Vallejo 2004)

- **Consideraciones Especiales para la Interpretación de investigaciones geotécnicas en Rocas débiles y Depósitos**

Los terrenos excavados en terrazas, coluviones, en zonas de falla o de influencia, pueden generar inestabilidad al momento de realizar las obras; estos materiales y estructuras muestran la historia de eventos tectónicos pasados, que los hace vulnerables

Estos depósitos se componen generalmente de bloques, cantos y gravas principalmente y una matriz blanda, los depósitos pueden variar de matriz soportado a clastosoportada, en su condición hidrogeológica en general sufren procesos de carga y descargas importantes asociadas a los eventos lluviosos.

Una herramienta de la exploración geotécnica como lo son sondeos puede ver distorsionada su interpretación debido a la composición y naturaleza de este tipo de materiales, teniendo en cuenta que no se trata de un macizo rocoso, sino de un depósito de materiales sueltos, heterogéneo, el material recuperado en la perforación si se trata de un depósito con presencia de grandes bloques de roca embebidas en una matriz blanda, puede dar la falsa impresión de tratarse de un macizo rocoso fracturado, tómese como ejemplo el depósito aluvial mostrado en la **Figura 47**, de realizarse una exploración horizontal como el mostrado en la **Figura 48**, la perforación atravesará los grandes clastos contenidos en el depósito.



Figura 47 Muestra de Depósito aluvial.

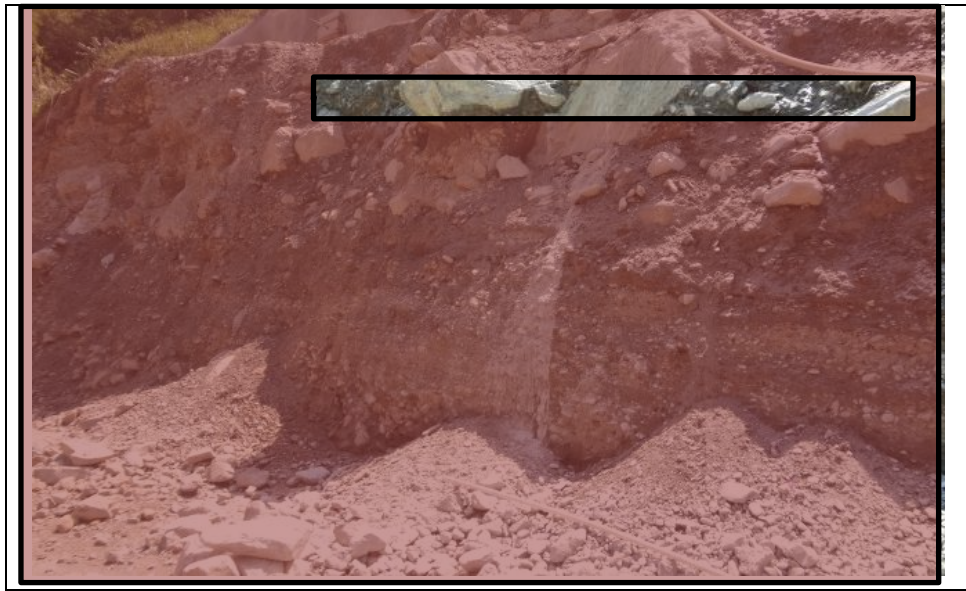


Figura 48 Esquema de Perforación horizontal en un depósito aluvial. Fuente: elaboración propia

El registro de esta perforación mostraría grandes bloques, los cuales de interpretarse como un macizo rocoso, sería calificados con altos RQD, y podría llegar a interpretarse como rocas tipo IV o V en la clasificación de Bieniawski, como se puede observar en la **Figura 49 b**, correspondiente a un sondeo realizado en un depósito aluvial, se observan muestras de fragmentos de roca de gran tamaño, no solo se puede malinterpretar la naturaleza del material presente, sino que de realizar ensayos sobre la misma, podría sobrestimar los parámetros de resistencia del terreno de excavación, dada estas condiciones es de vital importancia acompañar, este tipo de exploración con otras herramientas que permitan determinar el material a excavar, como por ejemplo la recopilación y análisis de la información pertinente a la geología del sector, y ensayos geofísicos.

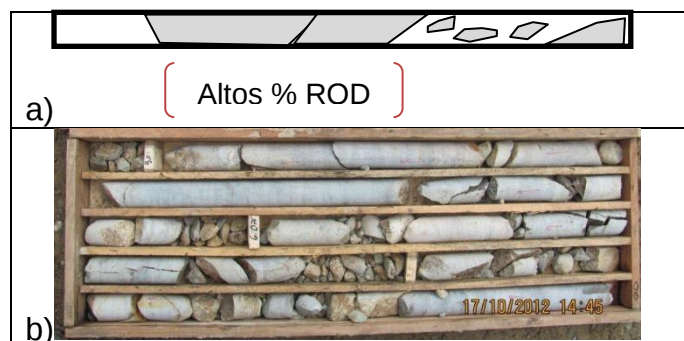


Figura 49 a) Registro esquema de Perforación horizontal en un depósito aluvial, b) Registro de un sondeo realizado de un depósito aluvial. Fuente: elaboración propia

- **Comportamiento post-rotura**

Tanto las tensiones como los desplazamientos que se generan durante la excavación de un túnel dependen, fuertemente, del comportamiento tenso-deformacional del macizo y difieren considerablemente según este sea frágil, dúctil o elástico. De forma simplificada se puede decir que cada uno de estos modelos de comportamiento se caracteriza por (**Figura 50**):

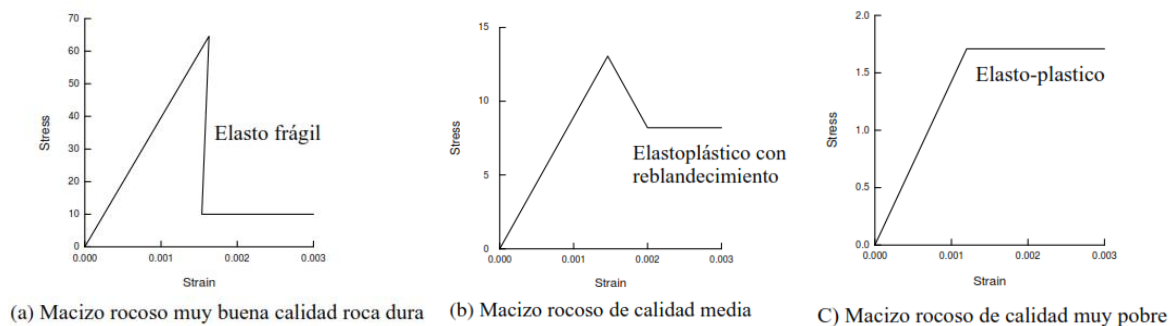


Figura 50 Modelos de comportamiento tenso-deformacional (modificado Hoek, E. (2000). Practical rock engineering.)

De acuerdo, a lo mostrado en la **Figura 50**, el modelo de comportamiento, a presentarse dependerá de la calidad del macizo rocoso, en ese sentido y como estudios sugieren las características post-falla de macizo rocoso de muy mala calidad geotécnica quedan adecuadamente representadas al suponer que el macizo se comporta en forma perfectamente plástica, un macizo rocoso de regular calidad geotécnica, es razonable suponer que las características de su comportamiento post-falla, corresponde a un comportamiento del tipo reblandecimiento por deformación, para los macizos de roca dura y de muy buena calidad geotécnica se sugiere un comportamiento elástico-frágil (Hoek y Brown 1997).

Ramírez y Alejano Monge (2004), mencionan que el modelo elastoplástico con reblandecimiento, se caracteriza por una pérdida resistencia gradual entre el régimen de pico y el residual, los comportamientos extremos del reblandecimiento son elasto-plástico perfecto y el elasto-frágil, si el criterio de rotura pico y el residual son iguales la roca tendrá un comportamiento elasto plástico perfecto, el comportamiento elasto- frágil se caracteriza por un criterio de rotura residual muy inferior al pico y una transición brusca entre ambos.

Los criterios de rotura de transición entre el de pico y el residual están gobernados por un parámetro de reblandecimiento (η). Este parámetro será, en general, una función de las deformaciones plásticas.

En ese sentido para describir el comportamiento post-rotura del material de excavación, es necesario conocer el criterio de rotura pico y residual, la relación entre los esfuerzos y las deformaciones, que en función del modelo puede venir por el módulo de reblandecimiento y por el parámetro de reblandecimiento, y la regla de flujo que gobierna como se producen las deformaciones.

- **Resistencia de la roca y deformabilidad**

De acuerdo a lo mencionado anteriormente uno de los parámetros que define el comportamiento del terreno de excavación es el denominado criterio de falla, existen dos maneras de definir este comportamiento, mediante el estado de esfuerzos o mediante el de deformaciones, por lo general se expresa en estado de esfuerzos, en este caso se define la resistencia del terreno como una función de los esfuerzos principales, y de los parámetros geomecánicos del material.

Entre los criterios de falla más utilizados se encuentra los criterios de Morh-Coulomb y de Hoek-Brown, mientras el criterio de falla de Mohr-Coulomb representa un envolvente de falla de tipo lineal, el criterio de Hoek-Brown presenta una envolvente no lineal, este ultimo de acuerdo a diferentes investigadores representa mejor el comportamiento de los macizos rocosos los cuales describe una envolvente no lineal.

Criterio de falla Mohr-Coulomb

Este criterio expresa la resistencia mediante una expresión lineal, de la relación entre esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante la expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (68)$$

Dónde:

c = es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.

φ = es el ángulo de fricción

τ =es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura

σ_n = es la tensión normal que actúa en el plano de rotura

Este criterio expresado en términos de los esfuerzos principales presenta la siguiente expresión:

$$\tau = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right] * \sin \varphi - c * \cos \varphi \quad (69)$$

Siendo:

τ = Resistencia a cortante o envolvente de resistencia a cortante.
 σ_1 = Esfuerzo principal mayor.
 σ_3 = Esfuerzo principal menor.
 c, φ = Angulo de fricción interna y cohesión del material respectivamente.

Aunque el criterio es de fácil aplicación, se debe tener en cuenta, que los macizos rocosos no tiene un comportamiento de rotura lineal.

Criterio de falla de Bieniawski

En 1974 Bieniawski propone un criterio de falla basado en la información obtenida de resultados de ensayos triaxiales de más de 400 muestras, por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = 1 + A \left[\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right]^k \quad (70)$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_{ci}} = 0.1 + B \left[\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right]^c \quad (71)$$

Donde,

$$\tau_m = 1/2(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (72)$$

$$\sigma_m = 1/2(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (73)$$

El autor encontró que para las muestras evaluadas, las constantes k y c toman un valor de 0.75 y 0.9 respectivamente, para el caso de las constantes A y B , se recomiendan los valores propuestos en la **Tabla 10**.

Tabla 10 Valores de A y B para el criterio de Bieniawski (Bieniawski 1974)

Roca	A	B
Norita	5.0	0.8
Cuarcita	4.5	0.78
Arenisca	4.0	0.75
Limolita	3.0	0.7
Lodolita	3.0	0.7

Criterio de falla Hoek-Brown

Es importante destacar que en la presencia de numerosas discontinuidades no necesariamente implica que el macizo rocoso se comporte como medio discontinuo, como por ejemplo cuando el macizo rocoso circundante a la

excavación está sujeto a grandes esfuerzos de compresión, en estos casos es una aproximación razonable analizar el macizo rocoso discontinuo como un equivalente a un medio elástico continuo, la metodología más desarrollada es la aproximación empírica presentada por Hoek y Brown (2002) en términos de esfuerzos efectivos, el cual se expresa como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (74)$$

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

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \quad (75)$$

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

$$s = \exp\{(GSI - 100)/(9 - 3D)\} \quad (76)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (77)$$

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. Para una voladura de buena calidad se sugiere que $D \approx 0.7$.

Nótese que para un $GSI > 50$, $a \approx 0.5$, y para valores muy bajos de GSI $a \approx 0.65$

Como se puede observar los parámetros de resistencia dependen del GSI y del factor de perturbación, por lo que la definición objetiva de este factor es de vital importancia; sin embargo, la clasificación GSI dado su carácter cualitativo está sujeta a gran variación, por lo que algunos autores recomiendan relacionar los parámetros s y m_b del macizo rocoso con clasificaciones como la RMR de Bieniawski, por medio de las expresiones Priest y Brown (1983):

Macizo rocoso perturbado

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp[(RMR - 100)/14] \quad (78)$$

$$s = \exp[(RMR - 100)/6] \quad (79)$$

Macizo rocoso no perturbado

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp[(RMR - 100)/28] \quad (80)$$

$$s = \exp[(RMR - 100)/9] \quad (81)$$

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma_3 = 0$ en la ecuación 1, dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (82)$$

y Asumiendo una condición de tensión biaxial $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$, y considerando de acuerdo a Hoek que para materiales frágiles, la resistencia a tracción uniaxial es igual a la resistencia a tracción biaxial. la resistencia a tracción se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci} s}{m_b} \quad (83)$$

*Dado que mucho software geotécnico está aún escrito en términos del criterio de rotura de Mohr Coulomb, es necesario determinar los ángulos de fricción y las resistencias cohesivas para cada macizo rocoso e intervalo de esfuerzos. Esto se hace ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación (74) para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ tal como se ilustra en la **Figura 51**. El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb. Esto da lugar a las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción ϕ' y la resistencia cohesiva c' Hoek(2002):*

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (84)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (85)$$

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

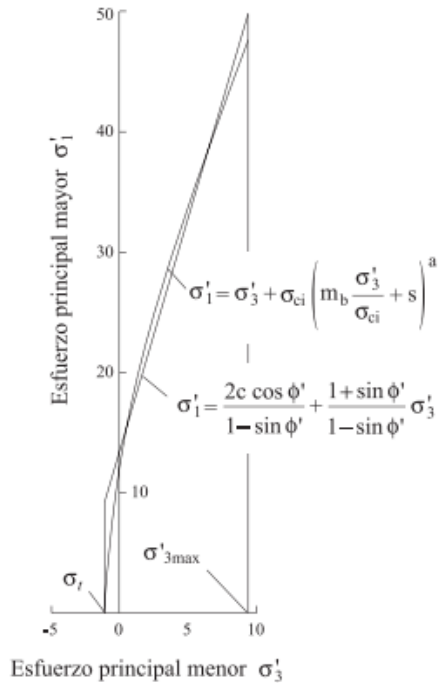


Figura 51 Relaciones entre Esfuerzos principales Mayores y Menores para el criterio de Hoek-Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb. Hoek y Brown (2002)

La determinación de valor apropiado de σ'_{3max} a ser utilizado depende de cada situación específica, Hoek(2002) determina que *para túneles poco profundos, donde la profundidad por debajo de la superficie **es menor a tres veces el diámetro del túnel**, estudios numéricos comparativos de la extensión de rotura y la magnitud de la superficie de subsidencia da una relación parecida a la obtenida para túneles profundos esto es cuando **el hundimiento sobre el túnel somero no alcanza la superficie**.*

De acuerdo a los resultados de los análisis realizados, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_m} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_m}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (86)$$

Donde σ_m es la resistencia del macizo rocoso, γ es el peso unitario del macizo rocoso y H es la profundidad del túnel desde la superficie. En casos donde la tensión horizontal es mayor que la tensión vertical, se usará el valor de la tensión horizontal en lugar de γH ; sin embargo, es de aclarar que la ecuación (86) se

aplica a todas las excavaciones que son circundadas para una zona de rotura que no se extiende hasta la superficie.

Adicionalmente es importante reconocer que el criterio de rotura de Hoek-Brown, como es presentado aquí, es un criterio de resistencia pico a corto plazo, y no un criterio de inicio de fisuramiento o resistencia a largo plazo, más aun, este solo aplica a macizos rocosos relativamente isotrópico, en particular no debe ser usado cuando la falla es gobernada por una sola discontinuidad o por un pequeño número de discontinuidades, las limitaciones del criterio y las condiciones en las que se debe usar son discutidos en Hoek (1997) y son ilustrados en la **Figura 52** a continuación:

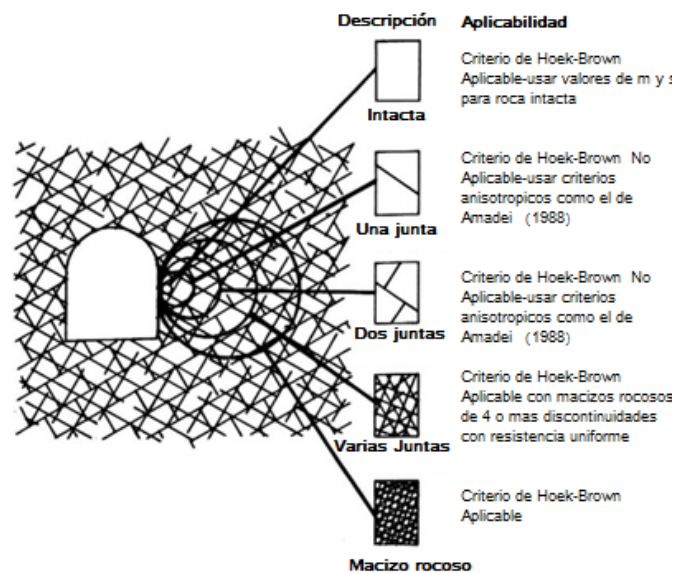


Figura 52 Limitaciones del uso criterio de falla de Hoek y Brown. Hoek y Brown (1997)

La **Figura 52** también ilustra la transición de roca intacta a un macizo rocoso altamente fracturado, con el incremento del tamaño de la muestra, en un macizo rocoso hipotético rodeando una excavación subterránea.

El modelo que se debe aplicar en cada caso dependerá del tamaño de la excavación en relación con el espaciamiento de las discontinuidades, el nivel de esfuerzo impuesto, y la orientación y resistencia de las discontinuidades.

Como se puede observar en la **Figura 52** el criterio de falla de Hoek-Brown, debería ser aplicado en aquellos macizos rocosos en los cuales existe un número suficiente de discontinuidades estrechamente espaciadas, de modo tal que es posible suponer un comportamiento isotrópico, y no debería usarse donde el

tamaño de los bloques, definidos por las discontinuidades, sea igual o mayor al diámetro de la excavación.

Por otro lado el criterio de falla de Hoek y Brown, tiene limitaciones para los valores más bajos del GSI y σ_{ci} , como menciona Brown (2008), hay principalmente dos obstáculos en la aplicación de la ecuación (68) para valores bajos de GSI o σ_{ci} , primero en estos casos, generalmente como resultado de la meteorización o alteración de la roca, las discontinuidades no son adecuadamente representadas, a diferencia del rango medio del GSI, donde estas controlan el comportamiento del macizo rocoso, y la aplicación del criterio de falla de Hoek y Brown se considera adecuado, en segundo lugar, cuando σ_{ci} decrece, el índice a en la ecuación (68), puede superar el valor máximo de 0.65 dado por la ecuación (77), y toma un valor que es usualmente aplicado a suelos, muchos autores han encontrado dificultades en la aplicación del criterio en estos casos para σ_{ci} menor a 15 MPa, y han sugerido que en estos casos se aplique un criterio de rotura desarrollado para el rango de comportamiento descrito para un valor de GSI bajo.

Sin embargo, Carter, Diederichs y Carvalho (2008), proponen una modificación al criterio de falla de Hoek-Brown, para tal efecto se establece que el material se comporta de acuerdo al criterio de falla de Hoek-Brown normal, para una resistencia de compresión simple superior 15 MPa y que $\sigma_{ci}=0.5$ MPa puede considerarse el límite superior que define el comportamiento tipo suelo, por lo tanto en un valor inferior a este límite, difícilmente existirán discontinuidades estructurales, definidos estos límites los autores proponen el siguiente factor de ajuste:

$$f_T(\sigma_{ci}) = \begin{cases} 1 & , \sigma_{ci} \leq 5Pa \\ e^{-\frac{(\sigma_{ci}-5Pa)^2}{250Pa}} & , \sigma_{ci} > 5Pa \end{cases} \quad (87)$$

Donde Pa es presión atmosférica, incluyendo este factor los parámetros de resistencia se encontraran definidos por:

$$m_b^* = [m_b + (m_i - m_b)f_t(\sigma_{ci})]/(4a^* - 1) \quad (88)$$

$$s^* = s + (1 - s)f_t(\sigma_{ci}) \quad (89)$$

$$a^* = a + (1 - a)f_t(\sigma_{ci}) \quad (90)$$

Adicionalmente para el módulo de deformación Hoek (2002) propone la siguiente relación empírica

$$E_M = (1 - D/2)\sqrt{(\sigma_c/100)} * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (91)$$

Recientemente Hoek y Diederichs (2006) obtuvieron una relación que se acomoda a un rango más amplio de información:

$$E_M = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad (92)$$

Donde E_i es el módulo de la roca intacta, en la ausencia de valores medidos, E_i puede ser estimado de la relación:

$$E_i = \sigma_{ci}(MR) \quad (93)$$

Donde σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta y MR es la relación de modulo la cual varia con tipo de roca y la textura.

Sin embargo, no se puede esperar que las relaciones empíricas provean de un estimado preciso del módulo de deformación, considerando que como se ha indicado antes, el modulo del macizo rocoso puede ser altamente anisotrópico, no varía linealmente conforme al nivel de esfuerzo y por ende tampoco varia uniformemente de acuerdo a la profundidad. Dado el alto costo de llevar a cabo ensayos de deformación in situ algunos diseñadores optan por usar métodos geofísicos, estos métodos por lo general involucran la transmisión de ondas de compresión elástica y ondas de corte a través de la roca, las cuales por medio de correlaciones empíricas permite estimar módulos dinámicos y estáticos.

Criterio de falla para rocas transversalmente isotrópicas

El apartado anterior se menciona como cuando el comportamiento del macizo rocoso es regido por una o dos discontinuidades el criterio de falla de Hoek-Brown no es aplicable, en ese caso varios autores han estudiado el efecto de la anisotropía en rocas intactas y han definido criterios de falla que tienen en cuenta estos efectos, Saroglou y Tsiambaos (2008), proponen una modificación al criterio de falla de Hoek-Brown, para considerar el efecto de la anisotropía en la resistencia del macizo:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{c\beta} \left(K_\beta m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (94)$$

Donde $\sigma_{c\beta}$ es la resistencia a la compresión de la roca intacta medido en el ángulo de carga β_c (ver **Figura 53**), y K_β es el parámetro describiendo el efecto de anisotropía.

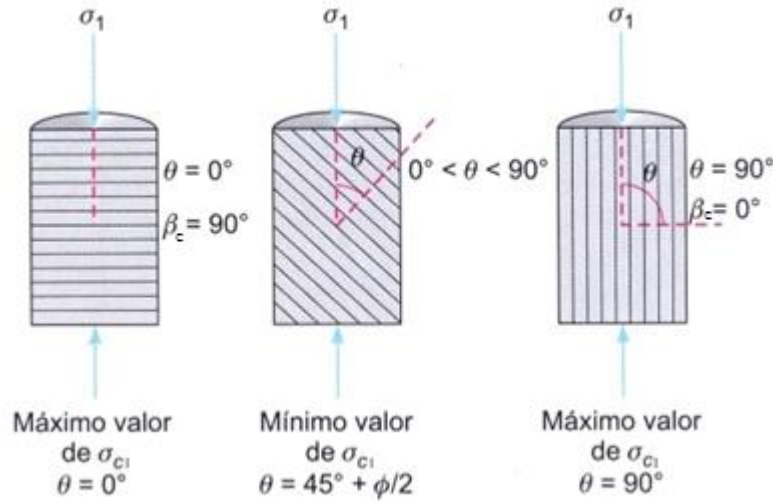


Figura 53 La resistencia de la roca varía en función del ángulo β considerado. ($\beta=90-\theta$) Según González de V. et al (2002)

Cuando la carga es aplicada perpendicular a los planos inherentes de la anisotropía de la roca intacta, el parámetro K_β es igual a la unidad, ($K_{90} = 1$) y la resistencia $\sigma_{c\beta}$ es igual σ_{ci} la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, el valor mínimo del parámetro $K_\beta = K_{30}$ Saroglou y Tsiambaos (2008) ocurre cuando la carga es aplicada en el ángulo de mínima resistencia, lo cual usualmente es cuando el ángulo β_c entre el esfuerzo principal mayor (σ_1) y el plano de foliación esta entre 30° y 45° .

La resistencia a la compresión uniaxial para diferentes orientaciones $\sigma_{c\beta}$ debe ser estimada, ya sea por medio de ensayos de compresión uniaxial sobre muestras con la orientación requerida, o por medio de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{c\beta} = A - D[\cos 2(\beta_m - \beta_c)] \quad (95)$$

Donde, β_m es el angulo donde la resistencia a compresión uniaxial es mínima, A y D son constantes, las cuales pueden ser determinados si se tiene la resistencia a compresión uniaxial, en al menos tres diferentes ángulos de carga, como por ejemplo para $\beta_c = 0$, $\beta_c = 30^\circ$, $\beta_c = 90^\circ$.

Por otro lado, ajustando el criterio de Hoek-Brown a la información del ensayo triaxial obtenido a $\beta_c = 90^\circ$, donde en este caso $K_\beta = 1$, se puede obtener el valor de K_β para otros ángulos de anisotropia.

Criterio de falla Barton-Bandis

Este criterio de rotura es usado para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades de un macizo rocoso, relacionado por medio de la rugosidad del plano de discontinuidad representada por el parámetro JRC, la resistencia a la compresión simple en las paredes de las discontinuidad (JCS), la cual puede ser estimada de ensayo del martillo de Schmidt y con el ángulo de fricción residual (φ_r), la expresión de cálculo es la siguiente:

$$\tau_n = \sigma_n \tan \left[\varphi_r + JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (96)$$

Donde τ_n y σ_n son la resistencia al corte y el esfuerzo normal sobre el plano de discontinuidad, y φ_r puede determinarse en función del ángulo de fricción de la superficie de falla:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20(r/R_s) \quad (97)$$

Donde r es el rebote del martillo de Schmidt en superficies húmedas y meteorizadas y R_s es el rebote del martillo de Schmidt en superficies secas y no meteorizadas, en el caso de tener superficies sanas $\varphi_r = \varphi_b$

En el caso de superficies alteradas, el valor de $\log_{10} JCS$, puede ser definido por medio del resultado del ensayo del martillo de Schmidt:

$$\log_{10} JCS = 0.00088 * \gamma_{roca} * r + 1.01 \quad (98)$$

Siendo γ el peso unitario en KN/m^3 , y JCS en MN/m^2

El valor de φ_b , puede estimarse a partir de la información encontrada en la bibliografía y el valor del coeficiente de rugosidad, JRC, se estima por comparación a partir de perfiles, dichos valores también se pueden obtener mediante el "Tilt test" o "Ensayo de inclinación". Donde se busca el ángulo α con el cual se inicia el deslizamiento de una de las juntas respecto a la otra, por lo que, a partir de este ángulo se puede aplicar la expresión:

$$JRC = \frac{\alpha - \varphi_r}{\log_{10} \frac{JCS}{\sigma_{no}}} \quad (99)$$

Los ensayos y pruebas índices necesarias para caracterizar las discontinuidades del macizo rocoso, se describen en la **Figura 54**:

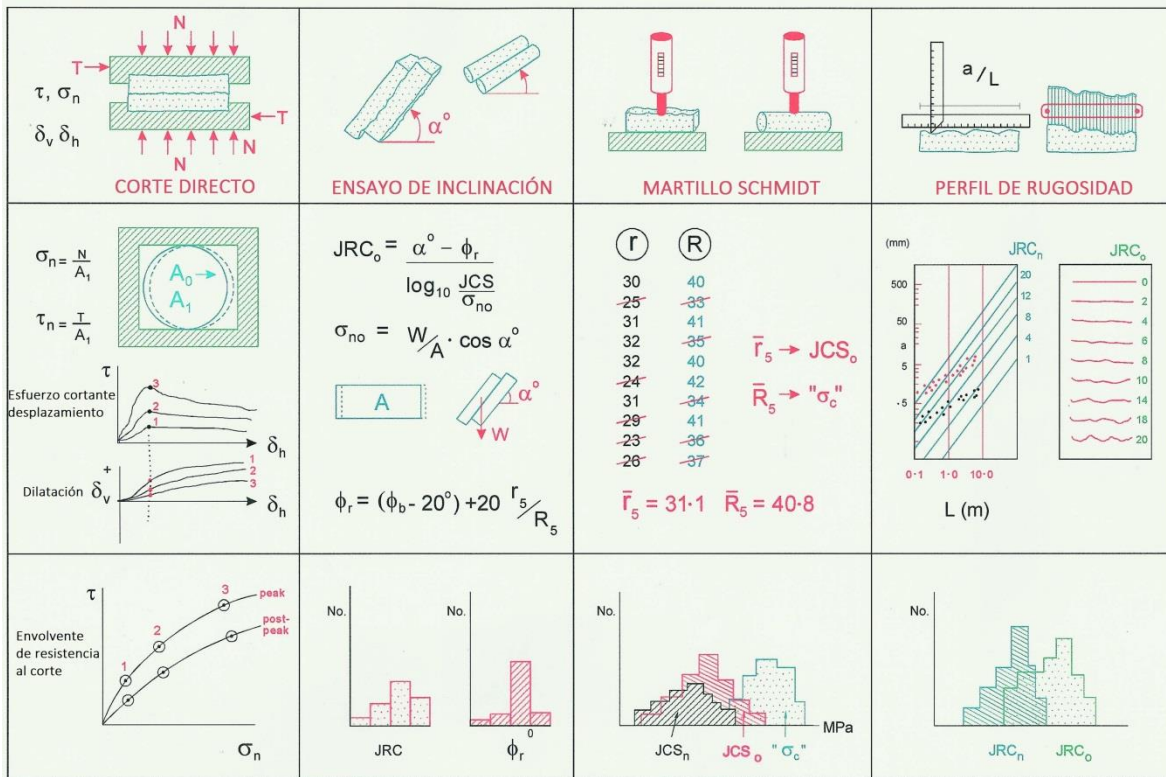


Figura 54 Corte directo y ensayos índices de las discontinuidades de la roca modificado de Barton, N (2013)

De acuerdo González de V. et al (2004) con la relación de Barton se obtienen ángulos de rozamiento muy altos para tensiones de compresión muy bajas sobre la discontinuidad. Por ello no debe usarse para tensiones σ_n tales que $JCS/\sigma_n > 50$, debiendo tomarse en estos casos un ángulo de rozamiento constante independiente de la carga, con un valor φ_p , igual a:

$$\varphi_p = (\varphi_r + 1.7JRC) \quad (100)$$

A continuación se presentan algunos valores de φ_b , recopilada de la bibliografía existente:

Tabla 11 Valores típicos de ángulo de fricción básico (tomado González de V. et al (2004))

Roca	Ángulo de fricción básico φ_b (grados)
Andesita	45
Arenisca	30-50
Basalto	48-55
Caliza	35-50
Caliza Margosa	30
Cuarcita	40-55
Diabasa	40-50
Diorita	50-55
Dolomía	25-35
Esquisto	25-30
Gabro	35
Gneis	30-40
Granito	45-58
Mármol	35-45
Lutita	40-60
Pizarra	40-55
Yeso	30

5.2.2.4 Condiciones sísmicas

Las estructuras subterráneas son a menudo excavadas en zonas sísmicas, por lo que es de gran importancia en especial en los túneles de ladera, los cuales poseen bajos recubrimiento y condiciones asimétricas, estudiar los efectos del sismo sobre la excavación subterránea.

Se ha probado que las estructuras subterráneas son menos vulnerables que las estructuras superficiales, aun así puede ser susceptibles a daños debidos a sismos, especialmente los túneles superficiales en condiciones geológicas pobres, Esto es claro cuando se observa la evidencia histórica, de acuerdo a la evidencia presentada de daño o colapsos, durante sismos ocurridos alrededor del mundo a lo largo de la historia, este efecto no puede ser subestimado, durante el terremoto de Taiwán en 1999, 49 de 57 túneles estudiados fueron damnificados, durante el terremoto de Kobe, Japón 1995, los túneles y estaciones del metro fueron afectadas, estos efectos se ven incrementados en túneles que cruzan fallas activas, y en los portales del túnel, la magnitud del efecto del sismo depende a su vez de las condiciones del terreno, la distancia a la falla, distancia al epicentro del sismo, el tipo de soporte del túnel.

De acuerdo a Owen y School 1981 apud Ferreira Torcato 2010, cuando las ondas sísmicas se propagan paralelas u oblicuas al eje del túnel, se presentaran deformación axial y de curvatura, **Figura 55**.

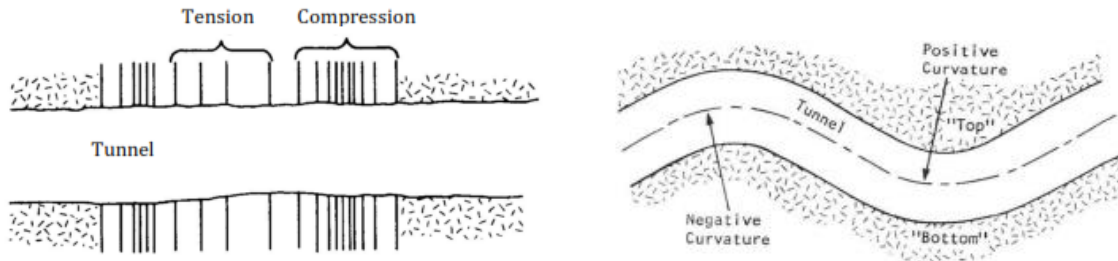


Figura 55 Mecanismo de daños y tipos de deformación en túneles producto de sismos. Ferreira Torcato 2010.

La deformación axial se caracteriza por alternar zonas de esfuerzo a compresión y a tensión a lo largo del eje del túnel, mientras que la deformación de curvatura, se caracteriza por regiones de deformaciones negativas y positivas, a lo largo del túnel.

Por otro lado cuando las ondas se propagan perpendicularmente, esto produce una deformación en la sección transversal del túnel, en este sentido el túnel puede verse menos afectado si la longitud de la onda es inferior al diámetro del túnel, ver **Figura 56**.

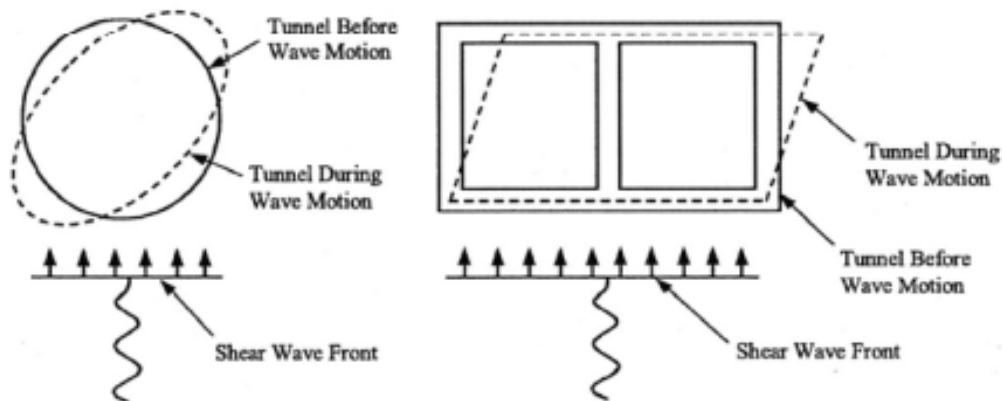


Figura 56 Deformación de sección circular y rectangular frente a sismos. Ferreira Torcato 2010.

Las características mecánicas y campo de deformación de un túnel superficial son completamente diferentes de los túneles profundo. Debido a que la sobrecarga debido al espesor de la capa sobre el túnel, es delgada, la superficie de colapso de un túnel superficial, se extiende a la superficie, en vez de verse confinado a una región.

Adicionalmente, la geometría de la superficie (topografía) puede modificar las ondas sísmicas, estos factores pueden ser importantes para los túneles superficiales, aunque el grado de su efecto no ha sido explícitamente estudiado.

Las zonas de daño en los túneles superficiales son atribuidos a las ondas de velocidad S a causa de la pobre condición del macizo rocoso, (valor RMR bajo) y baja Resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

En túneles de ladera, con un alto riesgo sísmico, la inestabilidad de la ladera debe tomarse en cuenta en el diseño de túneles, esta puede presentarse como una falla longitudinal, o transversal en especial, en la zona de portales, la cual posee recubrimientos más bajos. Ver **Figura 57**.



Figura 57 Inestabilidad de la ladera detonante de la falla del túnel (Wang 2001)

Otros factores a tener en cuenta, es que la diferencia entre la rigidez del terreno y el soporte conlleva a la dispersión de la onda alrededor de la periferia del túnel la cual se propaga a través del túnel incrementando los esfuerzos sobre el soporte.

La profundidad del túnel y la longitud de la onda son factores determinantes en el máximo incremento inducido por sismo, en los esfuerzos axial, corte y de momento, que se producen en el soporte.

Dado que la longitud de onda es asociada con las características del terreno, se

puede decir que el daño producido sobre el soporte, depende de las características del terreno, la longitud de onda, y la profundidad del túnel

El efecto del sismo sobre los túneles es un efecto bastante complejo de estimar, dado que depende de la forma de túnel, de la longitud y orientación de la onda, de las características del medio en el que se propaga, la intensidad del sismo, el espectro sísmico de diseño (periodo, forma, amplitud, etc), la cobertura del túnel, el tipo de revestimiento, entre otros, por tal motivo este tema no se trata a profundidad en el presente análisis.

En conclusión el daño cerca de los portales en muchos casos el daño en los túneles fue causado por inestabilidad de la ladera cerca a los portales, en caso de potencial falla de la ladera, el soporte del túnel debe ser diseñado para resistir la carga extra ocasionada por el deslizamiento.

Los túneles profundos parecen ser más seguros y menos vulnerables a sismo que los túneles poco profundos.

Un daño más severo y localizado puede esperarse cuando el túnel es cruzado por una falla que se desplaza durante el sismo, el grado de daño depende del desplazamiento de la falla y de las condiciones del soporte y el terreno.

Los túneles en suelo o en rocas débiles, tiene mayores posibilidades de sufrir problemas de estabilidad durante excavación, y de sufrir daños durante eventos sísmicos.

La afectación de los túneles con bajos recubrimientos, en condiciones de sismo, es un tema de vital importancia dadas las altas aceleraciones presentadas en Colombia, y su complejidad tectónica (**Figura 58**), se recomienda, el desarrollo de esta área de investigación, en futuros proyectos a desarrollarse en el País.

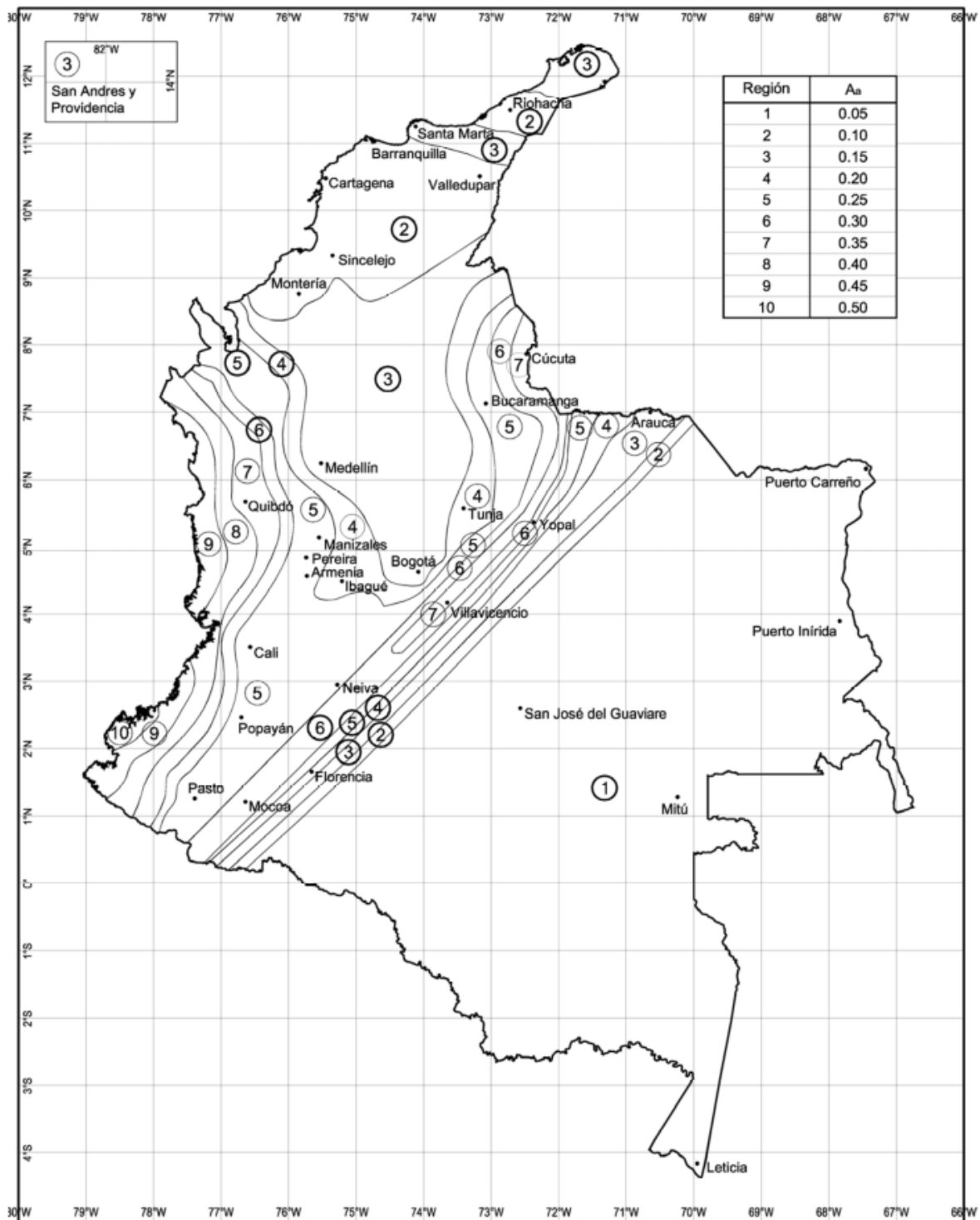


Figura 58 Mapa de valores de aceleración horizontal pico efectiva NSR 2010

5.2.2.5 Condiciones de drenaje

El comportamiento del nivel freático durante la excavación de un túnel puede repercutir en las condiciones geotécnicas del macizo rocoso, como por ejemplo aporta a la disminución de la resistencia, en condiciones de alto nivel freático, la roca es más fácilmente deformable y facilita el desplazamiento de los bloques, esta condición hidrogeológica es compleja y difícil de modelar, en especial en macizos fracturados donde la presencia de las discontinuidades, define el comportamiento hidrogeológico, y la permeabilidad se encuentra en función de las características de las discontinuidades, como por ejemplo la apertura y su relleno.

Rodriguez y Torrico 2010, exponen 3 fases de infiltración durante construcción (Figura 59), donde después de un cierto tiempo de drenaje, el flujo hacia el túnel puede aproximarse por un esquema de un flujo dominado por un flujo horizontal en la dirección perpendicular al eje del túnel:

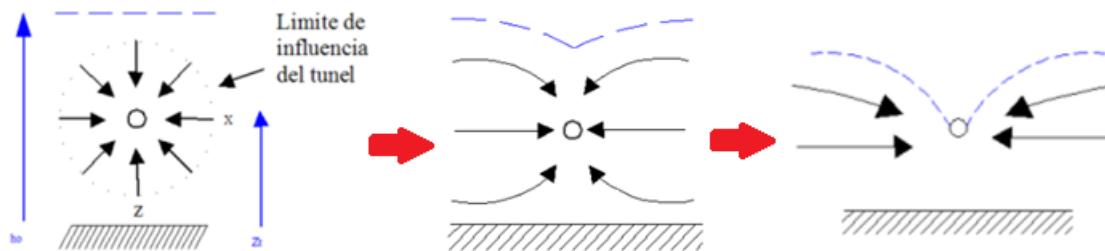


Figura 59 Fases de un flujo subterráneo simplificado esquematizado alrededor de un túnel. Modificado de Rodriguez et al 2010

El abatimiento del nivel freático es función del caudal de infiltración al túnel, de la recarga y del tiempo, teniendo en cuenta estos aspectos en la literatura se han expuesto diferentes métodos analíticos para modelar el comportamiento del nivel freático, de acuerdo a Rodriguez et al 2010; durante la excavación del túnel, el agua es drenada por la obra, por lo que el nivel freático decrece durante el tiempo denominado fase transitoria después de finalizado el túnel, se dispone una etapa permanente donde se supone que el nivel freático y el caudal dentro de la obra se mantienen constantes. (Figura 60)

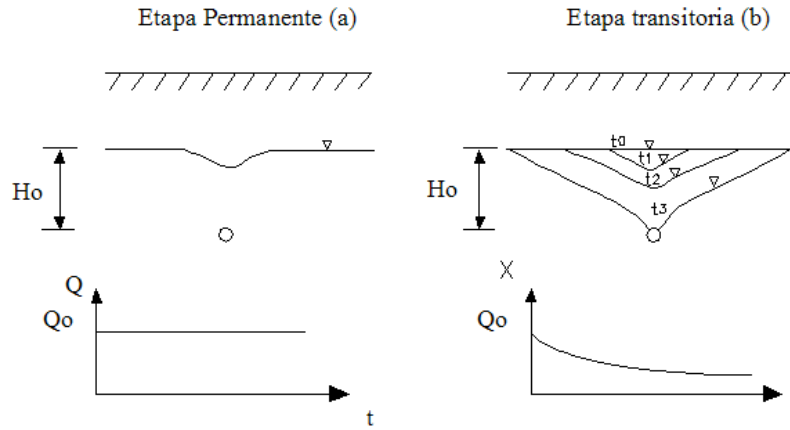


Figura 60 Interacción entre una obra subterránea y el nivel freático. Caso permanente de una obra reciente (a) y caso transitorio de una obra reciente (b). Rodriguez et al 2010

Como se ha mencionado anteriormente este comportamiento se encuentra determinado por varios factores, según Shin , Addenbrooke y Potts (2002) los factores dominantes son la permeabilidad del suelo y las condiciones de borde para el nuevo régimen de flujo, y en el borde de la excavación la permeabilidad del sistema de impermeabilización del túnel gobernará el régimen de flujo, sobre el túnel, la permeabilidad del suelo y la condiciones de recarga gobernarán la respuesta del nivel freático, en ese sentido en las modelaciones de los túneles se requiere definir la permeabilidad del terreno, es usual asumir que esta permeabilidad permanecerá constante a través del análisis; sin embargo, es conocido que la permeabilidad depende de la porosidad, la cual depende del esfuerzo efectivo medio y por lo tanto el flujo de la infiltración no es lineal, durante el periodo de transición después de la excavación del túnel, los esfuerzos efectivo probablemente se verán alterados, por lo cual Shin et al (2002) proponen el modelo de ley de permeabilidad propuesto por Vaughan (1989) apud Shin et al:

$$k = k_{p0} e^{-B\sigma'} \quad (101)$$

Donde K_{p0} es la permeabilidad cuando el esfuerzo efectivo medio es igual a cero, σ' es el esfuerzo efectivo medio, y B es una propiedad del material con unidades de m^2/kN .

Una vez completa la excavación del túnel, este puede actuar como un dren y permitir el flujo de agua subterránea, o en el caso más extremo si el túnel es completamente permeable y no provee ninguna resistencia al flujo de agua dentro de la excavación, en tal caso el caudal de infiltración está gobernado por la permeabilidad del terreno circundante; sin embargo, es posible que el túnel cuente con algún tipo de impermeabilización, en tal caso, el caudal de infiltración y la presión de poros sobre el soporte depende de la permeabilidad del sistema de

impermeabilización, así mismo si el túnel es permeable y hay un caudal de infiltración permanente en la excavación hay dos posibles régimen de flujo, si hay suficiente recarga el nivel freático puede mantenerse a un nivel relativamente constante, por otro lado si la recarga es insuficiente para equilibrar el caudal de infiltración en la excavación el nivel freático baja, y se presenta un régimen de abatimiento. Este comportamiento es de esperarse en terrenos con alta porosidad, y con una baja capacidad para almacenar agua en los vacíos, donde la permeabilidad es muy alta y la recarga es demasiado baja para mantener el caudal de infiltración al túnel sin abatir el nivel freático.

Un túnel completamente permeable es modelando definiendo la presión de poros, p , en el borde de la excavación como cero, de acuerdo a los estudios.

De acuerdo a análisis realizados por SHIN et al, a largo plazo bajo condiciones de alta permeabilidad y baja recarga, el nivel freático se abate hasta el túnel, mientras que en condiciones de baja permeabilidad el nivel freático permanece sobre la bóveda del túnel, por otro lado la carga y esfuerzos generado en un túnel estanco en terrenos de alta permeabilidad no son mayores que aquellos producidos en un túnel permeable, sin embargo, un túnel estanco en un terreno de baja permeabilidad produce esfuerzos significativamente más altos que en un túnel permeable.

En resumen, los túneles puede ser diseñados ya sea estancos o drenados, en el caso de los túneles estancos, el soporte del túnel debe ser diseñado para resistir cargas de presión hidrostática, en el caso de los túneles drenados, el soporte es diseñado sin considerar la presión de poros y es asumido que el nivel freático será abatido hasta el nivel de solera o que el agua fluirá entre la impermeabilización del túnel entre el soporte y el terreno, de modo que la presión del agua actuante en el soporte será cero.

En el diseño de un túnel drenado las condiciones del agua subterránea son de vital importancia, especialmente bajo condiciones de flujo permanente, donde se deben tener en cuenta las fuerzas de infiltración en el diseño, de los análisis realizados por Lee y Nam (2001) en un túnel drenado circular considerando la fuerzas de infiltración, los esfuerzos actuantes en el túnel alcanzan un 30% de las alcanzados en un túnel estanco, por lo que en condición de flujo permanente es muy importante considerar en el diseño las fuerzas de infiltración.

En macizos fracturados, un parámetro de difícil determinación es la permeabilidad del terreno, el cual como se expuso anteriormente depende de la discontinuidades, esta se encontrará en función de la densidad de fracturación del macizo, el relleno de las juntas y de la estructura geológica del macizo rocoso, de acuerdo al manual de ingeniería de taludes del Instituto Tecnológico Geominero de España, si la densidad de fracturación es elevada, el macizo puede comportarse como un medio poroso, generalmente anisótropo a causa de las

diferentes direcciones preferentes de discontinuidades (**Figura 61**), teniendo en cuenta lo anterior una alternativa para su modelación es la simulación de las familias de discontinuidades presentes y a partir de sus conexiones hidráulicas, obtener permeabilidades equivalentes de medio continuo.

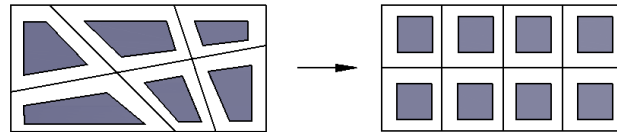


Figura 61 Familia de discontinuidades - medio poroso equivalente.
Rodriguez et al 2010

Sin embargo, se debe tener en cuenta en esta aproximación que el comportamiento hidrológico - hidráulico del macizo rocoso es heterogéneo, aun cuando la permeabilidad promedio del macizo sea pequeña, puede haber flujos importantes a través de las discontinuidades en zonas de permeabilidad más alta dentro de la masa de roca, de acuerdo a Torrens, Quesada, González, Chávez, Y da Silva (2006), el flujo del agua subterránea obedece a diferencias de carga hidráulica, en ocasiones impuestas por la topografía.

En rocas fracturadas existen superficies piezométricas virtuales debido a la interconexión de fracturas cada una de las cuales posee un nivel piezométrico propio El movimiento del agua es complejo pero siempre es por la red de grietas interconectadas y a favor de diferencias de carga hidráulica o presión piezométrica Torrens et al 2005 (**Figura 62**)

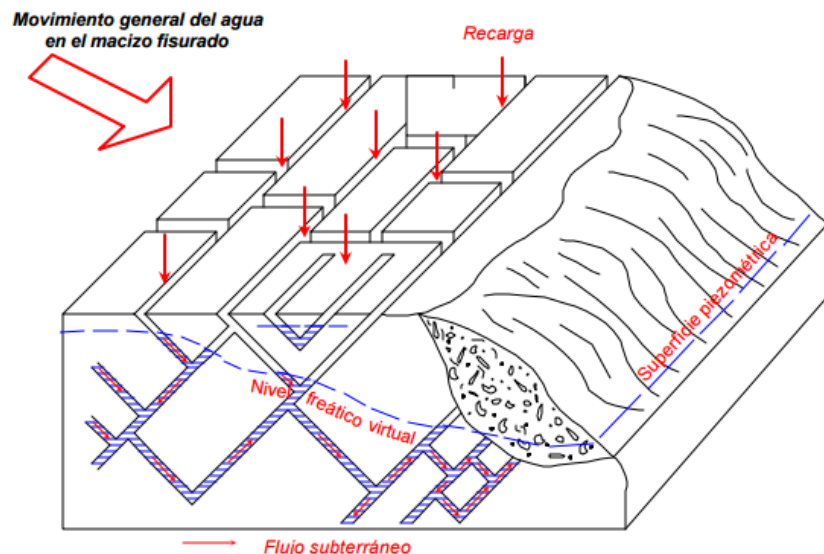


Figura 62 Esquema de circulación del agua subterránea en una roca fracturada Torrens et al 2005

En conclusión en un macizo rocoso el flujo de agua puede producirse a través de la roca intacta o matriz (permeabilidad primaria), o a través de las discontinuidades (permeabilidad secundaria), Fuertes y Monsalve (2014), proponen para el análisis de permeabilidad en una sola fractura, la siguiente formulación:

$$V = K_f J_f^\alpha \quad (102)$$

Donde V =Velocidad media (m/s); J_f =Gradiente hidráulico; α =Grado de no linealidad del flujo (1 régimen laminar, 0,5 turbulento); K_f = conductividad hidráulica de la fractura (m/s).

Donde la conductividad hidráulica en una fractura se obtendría por medio de esta formulación:

$$K_f = \frac{e_s^2 g}{12\nu} \quad (103)$$

Donde e_s =apertura de la discontinuidad (m); g =gravedad (m/s²); ν =viscosidad cinemática (m² /s).

Esta formulación considera la conductividad hidráulica directamente proporcional a la abertura e inversamente proporcional a la rugosidad de la discontinuidad, como bien se enuncia en el manual de ingeniería de taludes del Instituto Tecnológico Geominero de España:

La relación entre el flujo y la rugosidad y apertura de las discontinuidades es evidente, al someter a éstas a un esfuerzo normal, los puntos de contacto entre las asperezas de las dos superficies de la fractura aumentan, disminuyendo en consecuencia la permeabilidad. Por ello, en profundidad disminuye la permeabilidad del macizo.

Fuertes y Monsalve (2014), obtiene el tensor de conductividad hidráulica para una sola fractura, en función de la orientación de las discontinuidades por medio de la siguiente metodología:

$$[K_{ij}] = (K_f) * \begin{bmatrix} 1 - n_x^2 & -n_x n_y & -n_x n_z \\ -n_y n_x & 1 - n_y^2 & -n_y n_z \\ -n_z n_x & -n_z n_y & 1 - n_z^2 \end{bmatrix}$$

Dónde:

$$n_x = \sin \theta_z \cos \beta_z \quad (104)$$

$$n_y = \sin \beta_z \cos \theta_z \quad (105)$$

$$n_z = \cos \beta_z \quad (106)$$

Siendo β_z =buzamiento; θ =dirección del buzamiento.

Para estimar una permeabilidad equivalente en un medio homogéneo se calcula un promedio de las componentes principales, como se muestra a continuación.

$$K_p = \sqrt[3]{K_x K_y K_z} \quad (107)$$

Ante la complejidad del estudio de este parámetro el manual de ingeniería de taludes del Instituto Tecnológico Geominero de España, sugiere usar un método simplificado para la determinación de la permeabilidad equivalente para una serie de juntas paralelas y planas en este caso la permeabilidad viene dada por (Hoek y Bray, 1977), por el cual se obtiene el valor más alto posible para k.

$$k = \frac{g * e_s^3}{12 * v * b} \quad (108)$$

e_s = apertura de las juntas

v = viscosidad del agua (0.0101 cm²/s para agua destilada a 20°)

b = espacio entre las juntas

g = aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

El menor valor del coeficiente de permeabilidad equivalente en un sistema de discontinuidades con relleno viene dado por:

$$k = \frac{e_s}{b} k_f k_r \quad (109)$$

Donde

k_f = coeficiente de permeabilidad del relleno

k_r =coeficiente de permeabilidad de la roca intacta

Sin embargo, se debe recalcar la característica heterogénea del macizo en su comportamiento hidráulico, lo que se traduce, como ya se ha dicho, en la presencia de superficies piezométricas virtuales, y existencia de acuíferos colgados o suspendidos por encima del nivel freático.

La simulación del comportamiento hidráulico del macizo se puede realizar mediante la caracterización hidrogeológica del macizo rocoso a través de ensayos hidráulicos in situ, como por ejemplo el ensayo Lugeon (Figura 63), este ensayo consiste en la inyección de agua a presión, algunos autores plantean este método como una aproximación poco adecuada dado que la inyección es un proceso físicamente diferente al drenaje de agua en el macizo rocoso, adicionalmente la viscosidad del líquido inyectado no es bien definida, y no permite un cálculo preciso de las condiciones hidrogeológicas del macizo, así mismo el proceso de inyección puede modificar las condiciones geotécnicas de la formación, dada la baja fiabilidad del ensayo y su carácter puntual algunos autores recomiendan ensayos de bombeo; pero para la realización de tal ensayo el macizo debe encontrarse saturado, dado su costo y dificultad de implementación, muchos diseñadores optan por el uso del ensayo Lugeon, preferiblemente donde la perforación del ensayo atraviese un número representativo de discontinuidades.

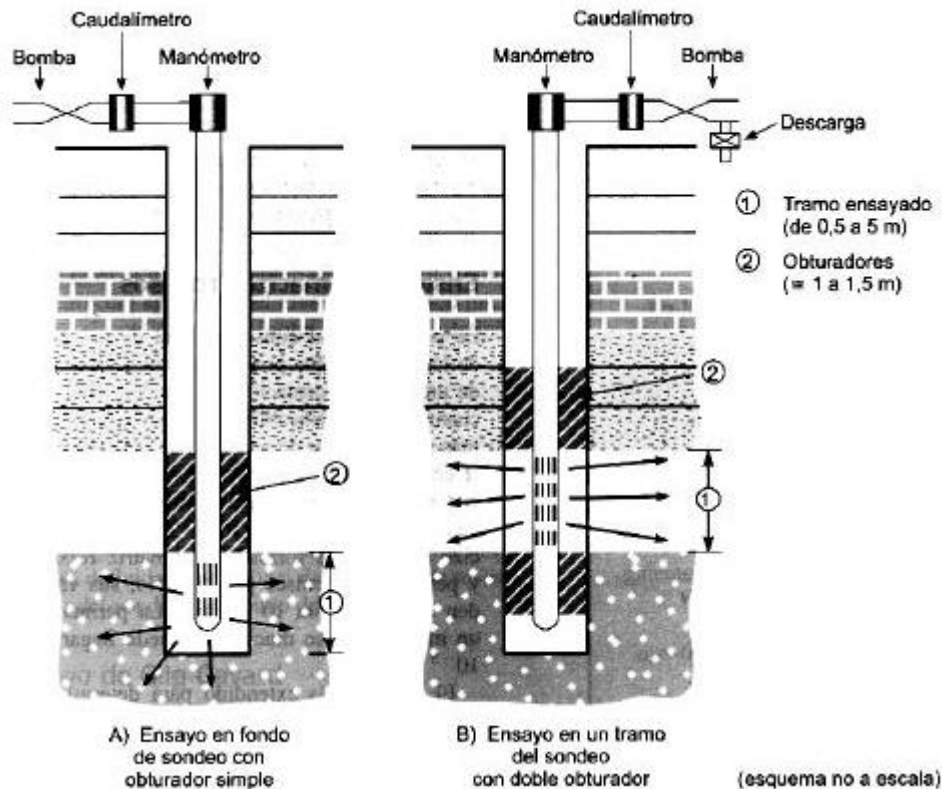


Figura 63 Ensayo Lugeon. A) Obturador simple. B) Obturador doble (González et al., 2004)

En el caso de los túneles de ladera, y de acuerdo al análisis anterior se encontrará entonces, un macizo rocoso altamente fracturado, cuyas características de resistencia se verán fuertemente afectadas por el agua sub superficial, con valores de permeabilidad altos, y comportamiento heterogéneo, donde el nivel freático

será abatido por el túnel, dada la complejidad de la determinación de este parámetro se considera que durante la excavación del túnel se implemente sistemas de evacuación, piezómetros y se monitoree constantemente para observar los efectos que la excavación del túnel pueda tener en la descarga, dado que el agua influye en:

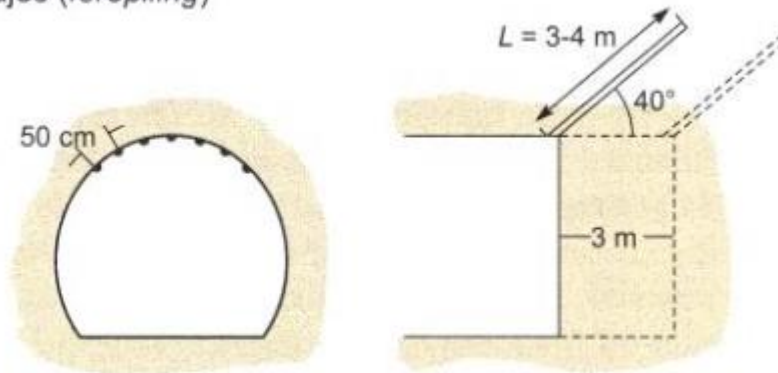
- la resistencia de las rocas débiles y de los materiales meteorizados.
- la resistencia de la matriz rocosa en rocas porosas.
- la resistencia de las discontinuidades de los macizos rocosos.
- Produce meteorización química y física en la matriz y en los macizos rocosos.
- Es un agente erosivo muy importante.

5.2.2.6 Métodos constructivos frente a las problemáticas presentadas en los túneles de laderas

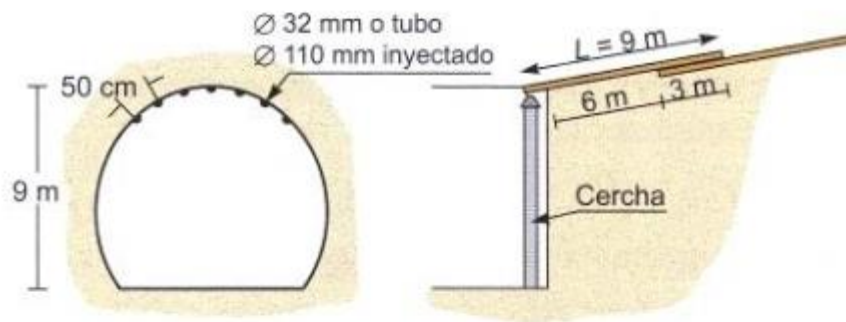
El problema más difícil durante el diseño y construcción de túneles con topografía inclinada es lidiar con la baja profundidad, dado que esto significa por lo general que la influencia de la excavación se extenderá hasta la superficie de terreno.

Varios métodos son usados para estabilizar los frentes de túneles durante construcción a través de zonas de falla, a poca profundidad, incluyendo la reducción de la longitud de avance, sistema de presoporte auxiliares, tales como paraguas de atices (enfilaje), método el cual ha sido usado especialmente en condiciones desfavorables, este método en ocasiones es usado junto con inyecciones de lechada a través del enfilaje, método por el cual se construye una viga alrededor de la bóveda del túnel. **(Figura 64)**

A. Enfilajes (*forepiling*)



B. Paraguas de bulones (ligero) o tubos (pesado)



C. Paraguas de *jet-grouting*

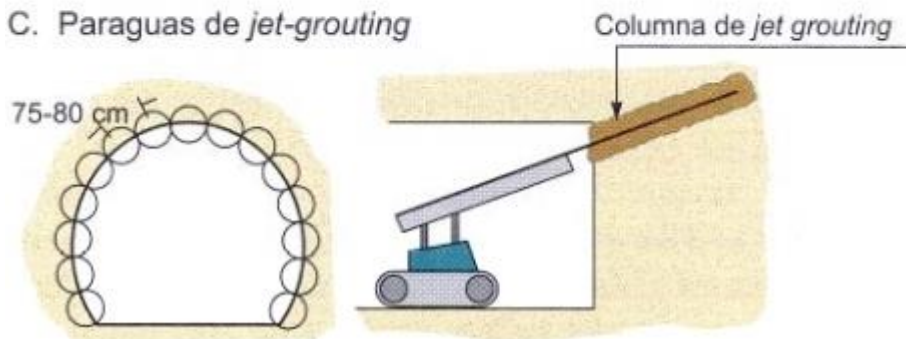


Figura 64 Tratamiento especiales de estabilización (González de Vallejo 2004)

- **Consideraciones especiales para el uso de maquinaria**

Dentro de los parámetros y características a tener en cuenta para el uso de determinado método constructivo se encuentran las propiedades del macizo rocoso, pues las mismas afectan la vida útil y la eficiencia de los equipos de construcción, a continuación se describen algunas de las características más importantes:

Abrasividad: la abrasividad de la roca/suelo está directamente ligada al desgaste de las herramientas de excavación, se define como la capacidad de las rocas de desgastar la superficie de contacto de otro cuerpo más duro, en específico las rocas que contienen cuarzo en abundancia, son en especial abrasivas, Los principales ensayos para su determinación son el Índice de abrasividad de Schimazek, el ensayo Cerchar y el D.R.I. (Drilling Rate Index).

- Índice de abrasividad de Schimazek

Este índice se determina mediante el estudio mineralógico de la roca y se determina mediante la siguiente expresión:

$$F = \frac{Q\Phi_m\sigma_t}{100} \quad (110)$$

Dónde:

F : coeficiente de desgaste (kg/cm)

Q : contenido de minerales abrasivos, en equivalentes de cuarzo (%)

Φ_m : diámetro del grano de cuarzo (cm)

σ_t : resistencia a la tracción (kg/cm²)

- Ensayo de abrasividad de Cerchar

El ensayo consta en ejercer presión mediante una aguja de acero en forma de cono con punta de 90° a un fragmento de roca sostenido mediante un torno, la aguja se posiciona con su eje perpendicular a la roca, la cual rota una velocidad de 10 mm/s; específicamente el ensayo se rige bajo una fuerza constante de 70 N y se realiza en una distancia de 10 mm. Se toman dos medidas del diámetro del área plana desgastada en la punta de la aguja, y medida en unidades de 0.1mm. Para efectos de interpretación, se realizan cinco pruebas individuales; el promedio aritmético de esos datos se conoce como índice Cerchar (CAI) (ASTM D7625-10) (Figura 65)

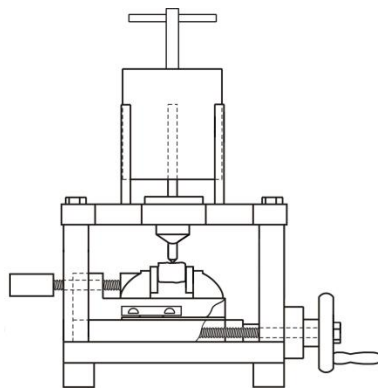


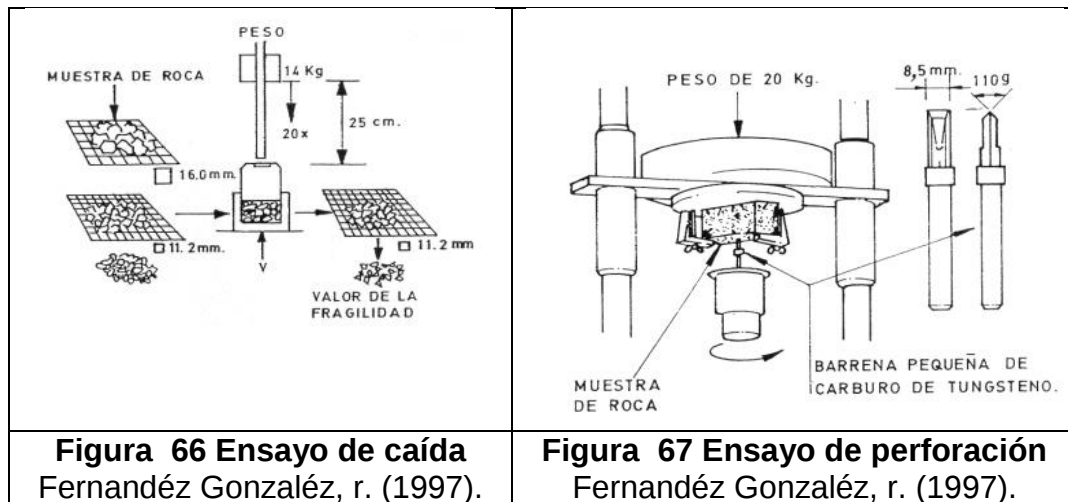
Figura 65 Equipo de ensayo Cerchar (Käsling, H., & Thuro, K. (2010))

- **Índice de perforabilidad (DRI = Drilling Rate Index).**

Este índice se determina mediante la evaluación de dos parámetros, el Índice de perforabilidad de Siever o dureza superficial SJ, y el Índice de Fragilidad S20, estos a su vez son determinados mediante el ensayo de perforación y el ensayo de Caída, respectivamente.

“El ensayo de caída consiste en medir el porcentaje de muestra de roca que pasa por el tamiz 11.2 mm tras 20 impactos de una masa de 14 Kg lanzada desde una altura de 25 cm (parámetro S20). El índice S20 para una determinada muestra de roca se determinará a partir de la media obtenida con 3 o 4 ensayos.

El ensayo de perforación consiste en medir la profundidad (en 1/10 mm) del hueco dejado por un taladro de carburo-tungsteno, tras 200 revoluciones sobre una muestra de roca y bajo un peso de 20 kg (parámetro SJ). Para determinar el valor correspondiente a una determinada roca es necesario realizar de 4 a 8 ensayos con muestras del mismo tipo de roca y realizar la media de los valores obtenidos de SJ” Fernández González, r. (1997).(Figura 66 y Figura 67)



Tenacidad: es un parámetro obtenido de la curva Tensión-Deformación, y mide la Energía elástica necesaria para deformar la roca, y refleja fundamentalmente la capacidad de un material para absorber energía durante la deformación plástica. El módulo de tenacidad, es la máxima cantidad de energía de deformación por unidad de volumen que el material puede absorber sin fracturarse; se expresa en kg.cm/cm³.(Correa Arroyave 2013)

$$M_t = \frac{2}{3} \sigma_c \varepsilon_f \quad (111)$$

Dónde:

M_t : Módulo de tenacidad

σ_c : Esfuerzo de la compresión simple

ε_f : Deformación unitaria en la falla

Resiliencia

“La capacidad de un material para absorber energía en el rango elástico, se conoce como su resiliencia (Jastrzebski, 1959). El módulo de resiliencia es la máxima cantidad de energía de deformación por unidad de volumen que el material puede absorber hasta el límite elástico; se expresa en kg.cm/cm³ y está representado por el área bajo la curva, esfuerzo - deformación, en la zona elástica.” (Correa Arroyave 2013)

$$M_r = \frac{\sigma_l^2}{2E} \quad (112)$$

Dónde:

M_r : Módulo de Resiliencia

σ_l : Esfuerzo en límite elástico

E: Módulo de deformación

ε_l : Deformación unitaria en el límite elástico

5.2.2.7 Deformación en túneles de ladera

El comportamiento a deformación alrededor de los túneles usualmente es caracterizado por bandas desarrollándose desde la corona del túnel hasta la superficie.

Según Akutagawa, S., Lee, J., Doba, N., Kitagawa, T., Isogai, A., & Matsunaga, T una posible explicación de este comportamiento puede ser presentada de acuerdo a la Figura 69 la región A, rodeada por el plano de deslizamiento K-K, es considerada como la zona potencialmente inestable, que puede ser desplazada hacia abajo debido a la falta de resistencia a fricción, a lo largo del plano K-K. lo que separa la región A del terreno circundante es una banda de corte formado a lo largo de la línea K.K con algo de espesor, a medida que el plano a se desliza hacia abajo, la región adyacente B sigue el movimiento de la región A, llevando a la formación de otra banda de corte b . la dirección de la banda de corte está relacionada la dirección de la línea de corte se correlaciona como $45 + \phi/2$ (ϕ : ángulo fricción) y a menudo coincide con lo que es llamada línea límite de la zona influenciada por la excavación.

Regiones A y B corresponde a las Zonas primarias y secundarias de comportamiento de deformación señalados por Murayama y Matsuoka en una serie de experimentos.

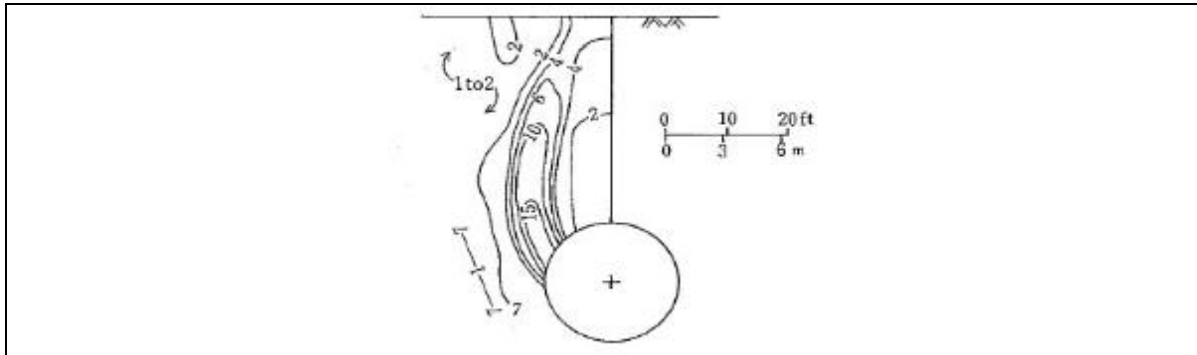


Figura 68 Distribución de deformaciones alrededor de la excavación un túnel poco profundo

Fuente: Akutagawa, S., Lee, J., Doba, N., Kitagawa, T., Isogai, A., & Matsunaga, T. (2006).

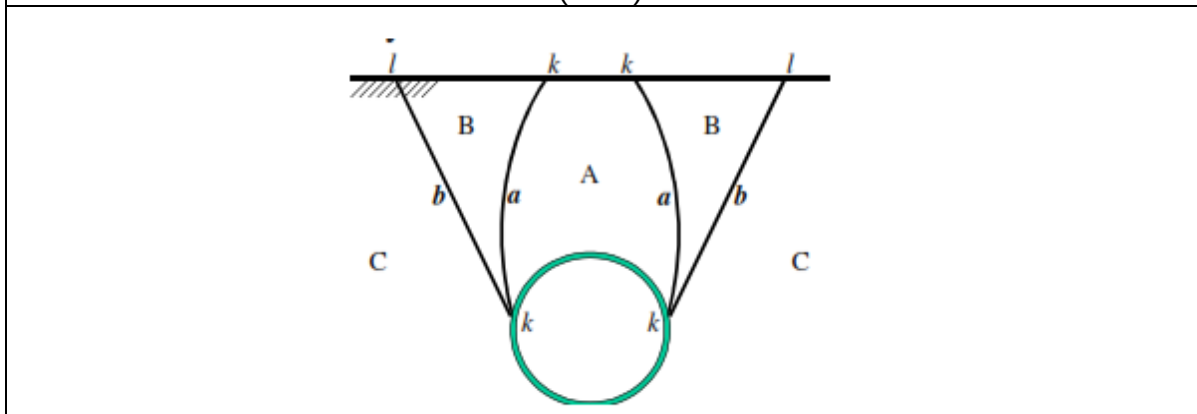


Figura 69 Mecanismo de deformación típico de la excavación un túnel poco profundo

Fuente: Ibíd

5.3. METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE TÚNELES

Una de las principales características a destacar de las metodologías usadas actualmente en Colombia se basa en principios que se aplican para macizos rocosos, por lo tanto no pueden ser aplicadas en suelos, y requieren de modificaciones para ser aplicadas en condiciones no previstas en su concepción inicial.

A Continuación se describen brevemente algunas de estas metodologías:

5.3.1. Métodos empíricos

5.3.1.1 Terzaghi

Desarrolló un tipo simplificado de análisis para la carga de la roca sobre la bóveda de los túneles, define la carga vertical de roca o suelo sobre el túnel como la masa de material que tenderá a caer desde techo de no ser soportada, Se basa en nueve tipos de la roca, ancho y la altura de la sección de excavación.

La carga de roca depende de la naturaleza de la misma y de una serie de detalles como su grado de alteración, Si la roca está sana o moderadamente agrietada, el techo del túnel puede soportarle a sí mismo o requiere un refuerzo mínimo.

Frecuentemente, a lo largo de un túnel se encuentran prevaleciendo condiciones muy diferentes y el ingeniero ha de estar siempre dispuesto a modificar cualquier criterio de diseño preconcebido a la vista de las condiciones que se vayan descubriendo en la propia obra.

5.3.1.2 Q Barton

Este método recomienda un determinado soporte a partir de la correlación obtenida del valor Q, el cual se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (113)$$

Dónde:

RQD = Índice de calidad de la roca

J_n = Índice de diaclasado

J_r = Índice de rugosidad de las discontinuidades

J_a = Índice de alteración de las discontinuidades

J_w = Factor de ajuste por presencia de agua

SRF = Factor de ajuste por condiciones tensionales

Dónde:

Tabla 12 Parámetro, Índice de diaclasado Jn

Descripción	Jn
Roca masiva	0.5-1
Una familia de diaclasas.	2
Una familia de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	3
Dos familias de diaclasas.	4
Dos familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales	6
Tres Familias.	9
Tres familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	12
Cuatro o más familias de Diaclasas, roca muy fracturada.	15
Roca triturada terrosa.	20

Tabla 13 Parámetro, Índice de rugosidad Jr

Contacto entre las 2 caras de las diaclasas con poco desplazamiento lateral de menos de 10 cm.	Jr
Juntas discontinuas.	4
Juntas Rugosa o irregular ondulada.	3
Suave ondulada.	2
Espejo de falla, ondulada.	1.5
Rugosa o irregular, plana.	1.5
Suave plana.	1
Espejo de Falla, plano.	0.5
No existe contacto entre las 2 caras de las diaclasas cuando ambas se desplazan lateralmente.	Jr
Zona de contenido de minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de las Diaclasas.	1
Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las 2 caras de las diaclasas.	1
Nota: si el espaciado de la familia de las diaclasas es mayor de 3 m hay que aumentar el Jr en una unidad. Para diaclasas con espejos de falla provisto de lineaciones, si están orientadas favorablemente, se puede usar Jr=0.5	

Tabla 14 Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de agua Jw

Descripción	Presión del agua Kg/cm ²	Jw
Excavaciones secas o de influencia poco importante.	<1	1
Fluencia o presión medias. Ocasional lavado de los rellenos de las Diaclasas.	1-2.5	0.66
Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las Diaclasas.	2.5-10	0.33*
Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas, decayendo con el tiempo.	>10	0.1-0.2*
Fluencia o presión de aguas excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	>10	0.05-0.01
Los valores presentados con el Signo * son solo valores estimados. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar Jw		

Tabla 15 Parámetro, coeficiente reductor por la presencia de agua Ja

Descripción	Ja	Φ°
Contacto entre las 2 caras de las Diaclasas.		
Junta sellada, dura, sin reblandecimiento impermeable como por ejemplo cuarzo en paredes sanas.	0.75	25-30
Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no blandos partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	2	25-30
Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción como caolinita, clorita, talco yeso, grafito y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 o 2 mm.	4	8-16
Contactos entre 2 caras de la Diaclasa con < de 10 cm desplazamiento lateral		
Partículas de Arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
Fuertemente sobreconsolidados rellenos de minerales arcillosos no blandos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de esp.	6	16-24
Sobreconsolidación media a baja, blandos, rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de < de 5 mm de espesor.	8	12-16
Rellenos de arcilla expansiva, de espesor continuo de 5 mm. El valor Ja dependerá del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12

No existe contacto entre las 2 caras de la diaclasa cuando esta cizallada.		
Zonas o bandas de roca desintegrada o manchada y arcilla.	6-12	6-24
Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fricción de arcilla no blandas.	5	6-24
Granos arcillosos gruesos.	13-20	6-24

Tabla 16 Parámetro, condiciones tensionales S.R.F

1.Zona débil que interceptan la excavación y pueden causar caídas de bloques.			SRF
A. Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor.			10
B. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación < 50 m.).			5
C. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente. (Profundidad de excavación > 50 m.).			2.5
D. Varias zonas de fractura en roca competente libre de arcilla, roca suelta alrededor. (Cualquier profundidad)			7.5
E. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla (Profundidad de excavación < 50 m.)			5
F. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla. (Profundidad > 50 m.).			2.5
G. Diaclasas abiertas sueltas, muy fracturadas. Cualquier profundidad.			5
2.Rocas competentes con problemas tensionales en las rocas	$\sigma_c < \sigma_1$	$\sigma_t < \sigma_1$	S.R.F
H. Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	>200	>13	2.5
I. Tensiones medias.	200-10	13-0.33	1.0
J. Tensiones altas estructura muy compacta, favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10-5	0.66-0.33	0.5-2
K. Explosión de roca suave (roca Masiva).	5-2.5	0.33-0.16	5-10
L. Explosión de roca fuerte (roca masiva.)	<2.5	<0.16	10-20
σ_c y σ_t son las resistencias a la compresión y tracción respectivamente de la roca, σ_1 es el esfuerzo principal máximo que actúa en la roca.			
3. Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostática.			S.R.F
M. Presión de Flujo suave.			5-10
N. Presión de flujo intensa.			10-20

3. Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia del agua.	S.R.F
O. Presión Expansiva suave.	5-10
P. Presión expansiva intensa.	10-15
Observaciones al SRF: Reducir los valores del SRF en un 25 a 50% si las zonas de rotura solo influyen pero no interceptan a la excavación. En los casos que la profundidad de las clave del túnel sea inferior a la altura del mismo se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5. Para campos de tensiones muy anisótropos cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reducir el σ_c y σ_t a $0.8 \sigma_c$ y $0.8 \sigma_t$.	

Tabla 17 Clasificación de Barton de los macizos rocosos. Índice de calidad Q

Tipo de roca	Valor de Q
Excepcionalmente mala.	0.001-0.01
Extremadamente mala.	0.01-0.1
Muy mala	0.1-1
Mala.	1-4
Media.	4-10
Buena.	10-40
Muy buena.	40-100
Extremadamente Buena.	100-400
Excepcionalmente Buena.	400-1000

Para estimar los sostenimientos a partir de Q se definen los siguientes parámetros:

$$\text{diámetro equivalente del túnel} = \frac{\text{anchura, diámetro o altura (m)}}{ESR} \quad (114)$$

Donde ESR (excavation support ratio): factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en el siguiente cuadro:

Tabla 18 Valores de índice ESR de la clasificación Q

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal	2-5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrico.	1.6-2.0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y ferrocarril, túneles de acceso.	1.2-1.3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0.9-1.1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5-0.8

De acuerdo los parámetros el método recomienda la selección del soporte por medio la **Figura 70**:

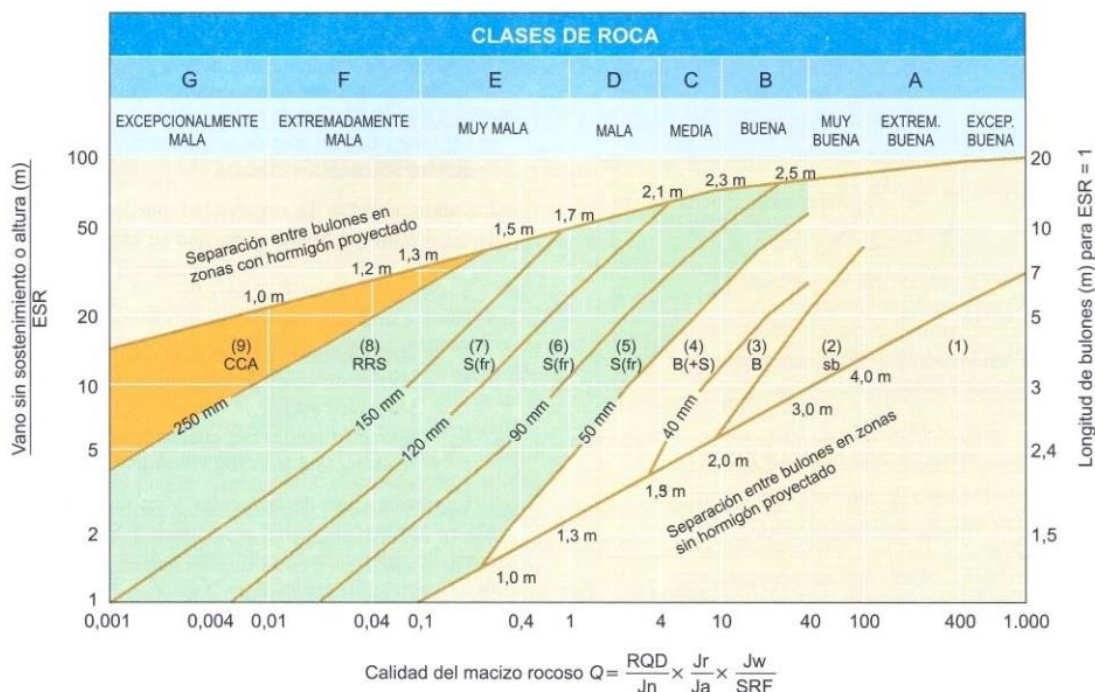


Figura 70 Estimación de soporte según el índice Q (González de Vallejo 2004)

Donde las categorías de sostenimiento especificadas se muestran a continuación:

1. Sin sostenimiento
2. Bulonado puntual, sb.
3. Bulonado sistemático, B.
4. Bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40-100 mm, B+S.
5. Hormigón proyectado con fibras, 50-90 mm y bulonado S(fr)+B.
6. Hormigón proyectado con fibras, 90-120 mm y bulonado, S(fr)+B.
7. Hormigón proyectado con fibras 120-150 mm y bulonado, S(fr)+B
8. Hormigón proyectado con fibras, >150 mm con bulonado y arcos armados reforzados con hormigón proyectado, S(fr)+RRS+B
9. Revestimiento de hormigón, CCA

5.3.1.3 Rock Mass Rating (RMR)

Desarrollada por Bieniawski en 1973, el cual para poder clasificar el macizo se apoya de los siguientes parámetros.

1. Resistencia a la roca intacta
2. RQD

$$RQD = \sum \frac{\text{Long de testigos} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total sondeo}} \quad (115)$$

3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Estado de discontinuidades
5. Condiciones de agua subterránea
6. Orientación de las discontinuidades

Contando con estos seis parámetros, los macizos se pueden clasificar de acuerdo a lo presentado en la **Figura 71**.

PARÁMETRO			ESCALA DE VALORES						
A PARAMETROS DE CLASIFICACION Y SUS RANGOS									
1	RESISTENCIA DE LA ROCA INALTERADA	Indice bajo carga puntual	>10 Mpa	4-10 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de resistencia a compresión simple.		
		Indice a compresión simple	>250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	<1 Mpa
	VALORACION		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD: Calidad de corazones		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	VALORACION		20	17	13	6	3		
3	ESPACIAMIENTO DE JUNTAS		>2 m	0,6 - 2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	VALORACION		20	15	10	8	5		
4	ESTADO DE LAS FISURAS	Longitud de la discontinuidad	>20m	10-20m	3-10m	1-3m	<1m		
		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 <5mm.	Relleno blando >5mm.		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
5	AGUAS SUB-TERRANEAS	Cantidad de infiltración en 10 m de túnel	Nulo	<10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
		Relación presión de agua en la fisura / Esfuerzo mayor	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condiciones generales	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		VALORACION	15	10	7	4	0		
B RANGOS DE AJUSTE PARA DIACLASAS POR ORIENTACION									
	Orientación de diaclasas		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable		
	Rangos	Túneles	0	-2	-5	-10	-12		
		Fundaciones	0	-2	-7	-15	-25		
		Taludes	0	-5	-25	-50	-60		
C CLASES DE MACIZOS ROCOSOS DETERMINADOS DE LA VALORACION TOTAL									
Rango de valoración		100-81	80-61	60-41	40-21	<20			
Clase N°		I	II	III	IV	V			
Descripción		Muy buena	buena	Regular	Mala	Muy Mala			
D SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE MACIZO ROCOSO									
Clase N°		I	II	III	IV	V			
Tiempo promedio de sostenimiento		20 años: claro 15m	1 año: claro 10m	1 semana: claro 5m	10 horas: claro 2.5m	30min: claro 1m			
Cohesión de la masa de roca		>400	300-400	200-300	100-200	<100			
Angulo de fricción de la masa de roca		>45° kPa	35°-45° kPa	25°-35° kPa	15°-25° kPa	<15° kPa			
E EFECTO DE LA ORIENTACION DE LAS DIACLASAS DURANTE LA EXCAVACION									
	Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento		
	Excavación en sentido del B/to		Excavación en contra del B/to				0°-20° independiente del rumbo		
	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°			
	Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable		
RMR= Σ (1, 2, 3, 4 y 5) + (Valoración de B en función de E)					22				

Figura 71 Clasificación RMR 89.

Tabla 19 Clasificación de Bieniawski

Clase	I	II	III	IV	V
Descripción de Calidad	Muy Buena	Buena	Regular	Mala	Muy Mala
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Cohesión del macizo rocoso (KPa)	> 300	300-200	200-150	150-100	< 100
Angulo de fricción del macizo (°)	> 45	45-40	40-35	35-30	< 30
Periodo de estabilidad sin revestimiento	10 Años: Claro 5m	6 Meses: Claro 4m	1 Semana: Claro 3m	5 Horas: Claro 1,5m	10 Minutos: Claro 0,5m

* Fuente Adaptado Bieniawski, 1973 Engineering Classification of Jointed Rock Masses

En base a esta clasificación se define el soporte a instalar.

Dimensionamiento del soporte primario

La instalación del soporte primario de túneles, es la fase constructiva más importante en la ejecución de un túnel.

La metodología de análisis de soporte primario puede considerar para su dimensionamiento, las clasificaciones geomecánicas como un instrumento útil y eficiente en la determinación de los elementos y cantidades de soporte ya que permite evaluar la capacidad de autosoporte que posee el macizo rocoso. Existen actualmente diversas clasificaciones geomecánicas propuestas por diversos autores destacando entre ellas las clasificaciones de Bieniawski (**Figura 72**) y de Barton.

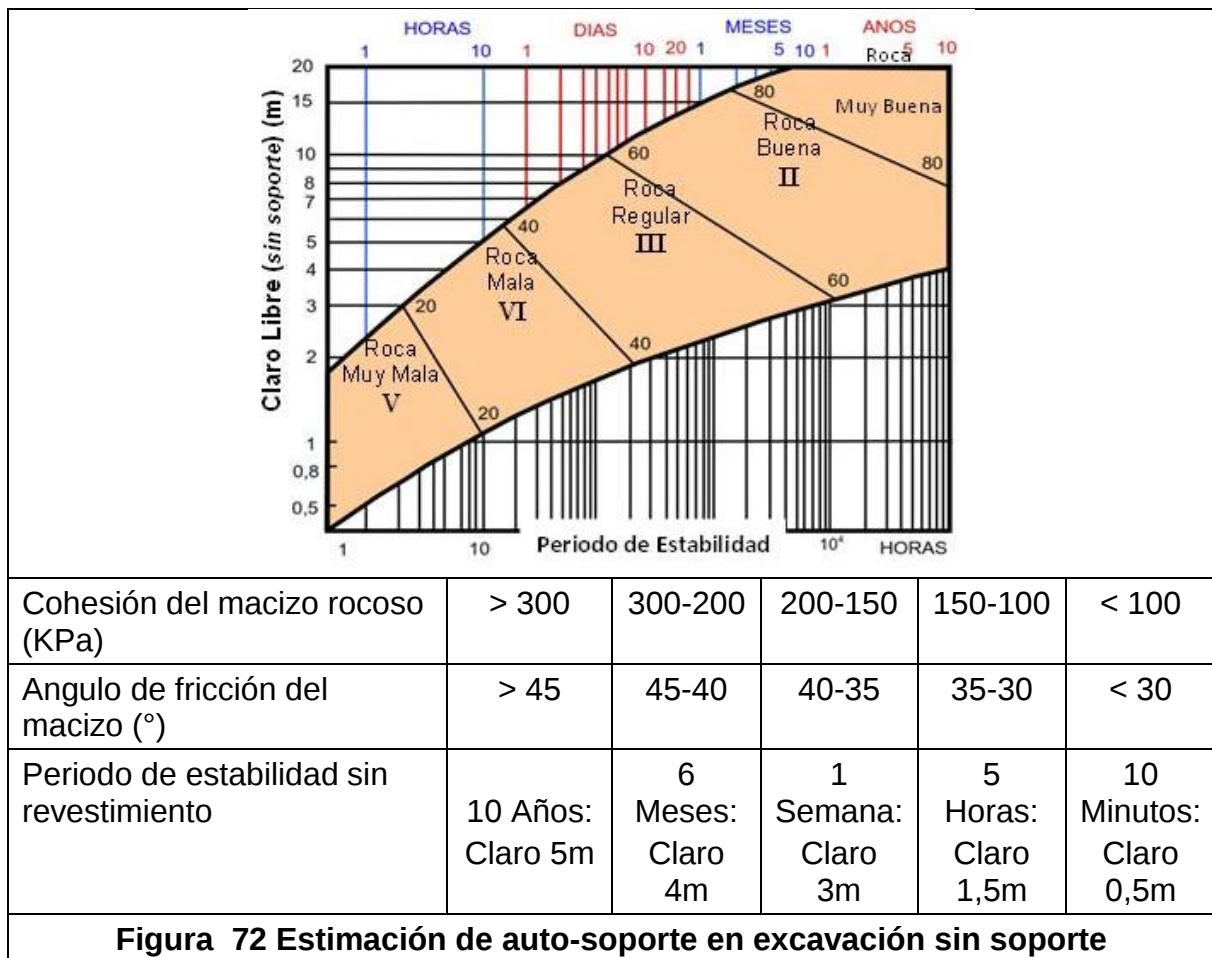


Figura 72 Estimación de auto-soporte en excavación sin soporte

* Fuente Adaptado Bieniawski, 1973 Engineering Classification of Jointed Rock Masses

Como lo presenta Bieniawski (1973), mediante el índice RMR es posible obtener una idea del tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte (ver **Figura 72**); pero además de esto este índice nos provee unas recomendaciones de tipo técnico para el diseño de sistemas de soporte en túneles.

Diversos autores realizan recomendaciones para un soporte primario siguiendo la clasificación geomecánica de Bieniawski, tomando en cuenta algunas consideraciones propias del tipo de sección, el tipo de excavación y la presión vertical.

A continuación se presenta algunas recomendaciones para el dimensionamiento del sistema de soporte para túneles. Estas recomendaciones están dadas para túneles en forma de arco de herradura con 10 m de ancho, construidos por sistema convencional (voladura) para presiones verticales inferiores a 25 Mpa.

Tabla 20 Recomendaciones para el soporte primario de tuneles en forma de herradura.

Clasificación Geomecánica	Excavación	Soporte		
		Pernos	Concreto lanzado	Arcos de acero
I	Sección Plena 3.0 m Avance	N.A.		
II	Sección Plena 1.0 – 1.5 m Avance	Pernos localmente 3m de longitud en la corona con malla electro soldada en algunos casos.	5 cm en la corona donde lo requiera.	N.A.
III	En dos etapas, superior e inferior. 1.5 – 3.0 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 4m de longitud separados 1.5 – 2 m en la corona y hastiales con malla electro soldada en la corona.	5 - 10 cm en la corona y 30 cm en los hastiales.	N.A.
IV	En dos etapas, superior e inferior. 1.0 – 1.5 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 4-5m de longitud separados 1-1.5m con malla electro soldada en toda la sección.	10 – 15 cm en la corona y 10 cm en los hastiales.	Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5 m.
V	Múltiples Etapas. 0.5 – 1.5 m avance en la parte superior	Sistema de Pernos de 5-6m de longitud separados 1-1.5m en la corona y hastiales con malla electro soldada en toda la sección.	15 - 20 cm en la corona 15 cm en los hastiales y 5 cm en el frente de excavación.	Arcos Pesados separados 0.75 m con enfilaje (sombilla) en la corona.

* Fuente Adaptado Bieniawski, 1973 Engineering Classification of Jointed Rock Masses

RMR 14

En el año 2014, B. Celada and I. Tardáguila, P. Varona, A. Rodríguez, Z.T. Bieniawski llevaron a cabo una actualización de la clasificación RMR, mejorando su precisión mediante la inclusión de dos nuevos parámetros, la expresión para representar esta modificación está dada por la siguiente expresión:

$$\text{RMR14} = (\text{RMR}_b - F_0) \cdot F_e \cdot F_s \quad (116)$$

Dónde:

RMR_b = RMR básico del macizo rocoso sin considerar el efecto de la excavación

F_0 = Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel con respecto a la principal familia de discontinuidades presentes en el macizo rocoso.(ver Tabla 21)

F_e = Factor de ajuste por el método de excavación

F_s = Factor de ajuste tomando en cuenta el comportamiento esfuerzo deformación del macizo rocoso en los frentes del túnel.

Tabla 21 Efecto de la orientación de las diaclasas durante la excavación

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° indistinto al rumbo
Excavación en sentido del B/to		Excavación en contra del B/to				
B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

La nueva estructura del RMR mantiene tres de los parámetros que componían el RMR 89: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, número de discontinuidades por metro y el efecto de agua, el rango de puntuación para estos parámetros es igual al previsto para el RMR89.

Por otro lado los dos nuevos parámetros incluidos, en la actualización del RMR son la condición de las discontinuidades y la alterabilidad de la roca debido al agua.

La condición de las discontinuidades, tiene un rango de valoración máximo de 20 puntos, calificados de acuerdo a los siguientes factores

- Persistencia (continuidad) de las discontinuidades
- Rugosidad de las discontinuidades medidas a través del factor de rugosidad de las discontinuidades (JRC Joint Roughness Factor)
- Tipo de relleno de las discontinuidades
- Grado de meteorización en los planos de discontinuidades

La alterabilidad de la roca, la cual tiene una valoración máxima de 10 puntos, es calificada de acuerdo a los resultados del ensayo de Sequedad-Humedad y desmoronamiento (Slake Durability Test ASTM D4644-87) (ver Tabla 22)

Tabla 22 Valoración nuevos parámetros RMR14b

Condición de discontinuidades				
Continuidad	< 1m	1-3 m	3-10 m	> 10 m
	5	4	2	0
Rugosidad	muy Rugosa	rugosa	ligeramente rugosa	liso
	5	3	1	0
Relleno	duro		suave	
	< 5mm	> 5 mm	< 5mm	> 5 mm
	5	2	2	0
meteorización	Inalterado	moderadamente meteorizado	altamente meteorizado	descompuesto
	5	3	1	0
Alterabilidad de la roca intacta				
Alterabilidad I_{d2}(%)				
>85	60-85	30-60	<30	
10	8	4	0	

El método de excavación, ya sea mecánico o voladura, modifica el comportamiento esfuerzo deformación del macizo de diferentes maneras con respecto al RMR determinado en un frente de excavación por método convencional, para evaluar el efecto del método de excavación sobre el macizo rocoso se desarrolló la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{5}{3} \left(\frac{RMR^2}{1000 + RMR^2} - \frac{RMR^3}{100000 + RMR^3} \right) + 1 \quad (117)$$

Adicionalmente, durante excavación se pueden presentar la deformación del frente y paredes de excavación causando que el RMR en el frente sea inferior al esperado durante la fase de diseño, esta circunstancia hace necesario la introducción de un nuevo factor (F_s) el cual permite disminuir el efecto de la deformación del frente de excavación.

Para definir F_s es conveniente utilizar el "Índice de Comportamiento Elástico" (ICE) propuesto por Bieniawski y Celada (2011):

$$\text{para } K_0 \leq 1: ICE = \frac{3704\sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3 - K_0) * H} * F \quad (118)$$

$$\text{para } K_0 \geq 1: ICE = \frac{3704\sigma_{ci} * e^{\frac{RMR-100}{24}}}{(3K_0 - 1) * H} * F \quad (119)$$

Dónde:

σ_{ci} =Resistencia a la compresión de la roca intacta

K_0 = Relación de esfuerzos

H= profundidad del túnel (m)

F= coeficiente de forma (ver Tabla 23)

Tabla 23 Valores de F para calcular ICE

Excavación subterránea	F
Túnel circular R= 6 m	1,3
Túnel circular R= 10 m	1
Túnel convencional 14 m de ancho	0,75
cavernas 25 m de ancho X 60 m de altura	0,55

Finalmente F_s , se puede obtener por medio de las siguientes expresiones:

$$\text{para } ICE < 15 F_s = 1.3 \quad (120)$$

$$\text{para } 15 < ICE < 70 F_s = \frac{2.3\sqrt{100 - ICE}}{7.1 + \sqrt{100 - ICE}} \quad (121)$$

$$\text{para } ICE > 70 F_s = 1 \quad (122)$$

Por otro lado Bieniawski presenta una correlación entre el RMR89 y el RMR14

obtenida de una base de datos de más de 2298 casos:

$$RMR14 = 1.1 * RMR89 + 2 \quad (123)$$

5.3.1.4 RMI Arild Palmström

Otra clasificación que ofrece una estimación del comportamiento del macizo rocoso y mejor ajustado a rocas débiles es el denominado sistema RMI el cual adicionalmente recomienda medidas de soporte, de acuerdo al tipo de terreno, este sistema requiere como datos de entrada el tamaño del bloque, características del diaclasamiento y la resistencia de la roca intacta; para expresar la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso, dentro de la metodología presentada en el presente documento, se recomienda el uso de esta clasificación para el terreno considerado como roca débil.

El índice del macizo rocoso RMI es un parámetro volumétrico que indica, de forma aproximada, la resistencia uniaxial a compresión de un macizo rocoso, en el caso de rocas objeto de este estudio el parámetro RMI se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$RMI = \sigma_{ci}JP = 0.2\sqrt{jC}Vb^D (D = 0.37jC^{0.2}) \text{ Para rocas diaclasadas} \quad (124)$$

$$RMI = \sigma_{ci}(0.05/Db)^{0.2} \text{ Para rocas masivas (Db > 2 m)} \quad (125)$$

Dónde:

σ_{ci} = La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, medida sobre muestras de 50 mm de diámetro.

jC = Factor de estado (o condición) de las diaclasas, el cual es una medida combinada de: el factor de tamaño y continuidad de las diaclasas (jL), el factor de rugosidad de las diaclasas (jR) (ver **Figura 73**), y del factor de la alteración de las diaclasas; expresado como:

$$jC = jL * \frac{jR}{jA} \quad (126)$$

Vb = El volumen del bloque medido o expresado en m^3 ; generalmente se utiliza el volumen promedio. ($Db = Vb^{1/3}$ representa el diámetro equivalente del bloque, medido en m).

JP = El parámetro del diaclasado, el cual incorpora los principales rasgos del

macizo rocoso.

$$JP = 0.2\sqrt{jC}Vb^p \quad (127)$$

PARÁMETROS DE ENTRADA AL R M i						
RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE, σ_c de la roca intacta				valor (en MPa)	Obtenidos de ensayos de laboratorio (o asumidos de las tablas de manuales)	
VOLUMEN DEL BLOQUE, V_b				value (in m³)	Medido visualmente en el sitio (o estimado de testigos de sondeos)	
FACTOR DE ESTADO (CONDICIÓN) DE LAS DIACLASAS, j_C				$j_C = j_R \times j_L / j_A$	Debajo, en las tablas se presentan las valoraciones de j_R, j_A y j_L	
FACTOR DE RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS(j_R) (las valoraciones de j_R están basadas en J_r del sistema Q)						
(Las valoraciones resaltadas en itálico son similares a J_r)			Ondulación del plano diaclasado a gran escala			
Suavidad del plano de junta a pequeña escala		Planar	Ligeramente ondulado	Ondulado	Altamente ondulado	Escalonado o entrelazado
	Muy rugoso	2	3	4	6	6
	Rugoso	1,5	2	3	4,5	6
	Suave	1	1,5	2	3	4
	Pulido o espejo de falla*)	0,5	1	1,5	2	3
Para diaclasas (Juntas) rellenas $j_R=1$ Para diaclasas irregulares se sugiere una valoración $j_R=5$						
*)Aplicar estas valoraciones a espejos de falla con posibles movimientos a través de estrías.						
FACTOR DE ALTERACIÓN DE JUNTAS (j_A) (las valoraciones de j_A se basan en J_a del sistema Q)						
Contacto entre las paredes de la junta	CARACTERÍSTICAS DE LAS PAREDES DE LAS JUNTAS		Condición			Contacto entre paredes
	DIACLASAS (JUNTAS) LIMPIAS:	Pegadas o soldadas	relleno de cuarzo, epidota, etc.			0,75
		Roca inalterada (fresca)	sin cubierta o relleno, excepto decoloración (pátina de óxido)			1
		Superficies alteradas	un grado más de alteración que la roca			2
	dos grados más de alteración que la roca			4		
	CUBIERTOS O RELLENOS DE POCO ESPESOR	Materiales de fricción	arenas, limo, calcita, etc. sin contenido de arcilla			3
		Materiales cohesivos	arcilla, clorita, talco, etc.			4
	Paredes de la junta con contacto parcial o sin contacto	RELLENOS DE:	Tipo			Contacto parcial entre paredes No contacto entre paredes
			Relleno fino (< 5 mm)			Relleno grueso
		Material friccional	arena, limo, calcita, etc. (sin reblandecimiento)			4 8
Materiales duros y cohesivos		relleno compactado de arcilla, clorita, talco, etc.			6 6 - 10	
Materiales blandos y cohesivos		arcillas de media a baja sobreconsolidación, clorita, talco, etc.			8 12	
Materiales expansivos y arcillosos	materiales de relleno que exhiben propiedades expansivas			8 - 12 13 - 20		
FACTOR DE TAMAÑO Y CONTINUIDAD DE LAS DIACLASAS (JUNTAS) (j_L)						
TIPO		Longitud	Tamaño	Juntas continuas	Juntas discontinuas *	
División de la estratificación o foliación		< 0.5 m	muy corto	3	6	
Diaclasas o juntas		0.1 - 1 m	corto o pequeño	2	4	
		1 - 10 m	mediano	1	2	
		10 - 30 m	grande o largo	0,75	1,5	
Junta (sellada), dique o cizalla **)		> 30 m	muy grande o largo	0,5	1	
*) Las juntas discontinuas acaban en roca masiva **)Frecuentemente son una singularidad y deben en este caso ser tratadas por separado.						

Figura 73 Valores y valoraciones de los parámetros de entrada al RMi. (Palmström 2003)

- **EL MÉTODO RMI PARA SOSTÉNIMIENTO DE ROCA.**

Para evaluar el comportamiento del macizo rocoso el sistema emplea la relación:

$$CF = \text{diametro del tunel } (Dt) / \text{diametro equivalente del bloque } (Db) \quad (128)$$

Relación que es denominada como factor de continuidad.

El método utiliza los parámetros Gc y Sr para recomendar el soporte de acuerdo al comportamiento (ver Figura 75):

La calidad del terreno, dado como el factor de calidad (estado) del terreno (Gc).

$$Gc = RMi \times (SL * C) = \sigma_{ci} * JP * (SL * C) \quad (129)$$

El factor de escala, expresado como relación de tamaños (Sr).

$$Sr = CF \times (Co / Nj) = (Dt / Db) \times (Co / Nj) \quad (130)$$

Dónde:

Dt = Diámetro o luz del túnel o excavación, en metros. (Para hastiales, en vez del diámetro Dt , se usa la altura del mismo (Wt)).

Db = Diámetro equivalente del bloque $Db = Vb^{1/3}$ (en metros).

C = Factor de ajuste por la gravedad para el sostenimiento en el techo o en los hastiales. Su valoración depende de la inclinación de los hastiales y del techo; y pueden obtenerse de la expresión $C = 5 - 4 \cos \delta$, donde δ = ángulo del buzamiento (inclinación) de la superficie de la excavación medida con respecto a la horizontal.

SL = Factor de ajuste por nivel de tensiones. (Ver **Figura 74**)

Co , Co_s = Factor de ajuste por la orientación de la principal familia de diaclasas, o diques (vetas, grietas, fisuras) (Ver **Figura 74**)

Nj = Factor de ajuste por el número de familias de diaclasas; se considera aquí el grado de libertad de los bloques a fallar. Se obtiene de:

$Nj = 3/nj$ Donde nj = al número de familias de diaclasas. ($nj=1$ para una familia; $nj=1,5$ para una familia más diaclasas aleatorias; $nj=2$ para dos familias; $nj=2,5$ para dos familias más diaclasas aleatorias; etc.). (Ver **Figura 74**)

Tz = Potencia o espesor de la zona de debilidad, el cual se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$Sr = \left(\frac{Tz}{Db} \right) \left(\frac{Co}{Nj} \right) \text{ para } Tz < Dt \quad (131)$$

$$Sr = \left(\frac{Dt}{Db} \right) \left(\frac{Co}{Nj} \right) \text{ para } Tz > Dt \quad (132)$$

FACTORES DE AJUSTE PARA EL SOSTENIMIENTO EN ROCA								
NIVEL DE TENSIONES			Recubrimiento aproximado	Valoración SL	NÚMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS ^{*)}	Valoración Nj	NÚMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS ^{*)}	Valoración Nj
Muy bajo (en portales, etc.)			< 10 m	0,1	Una familia	3	Tres familias	1
Bajo			10 - 35 m	0,5	Una familia + aleatorias	2	Tres familias+aleatorias	0,85
Moderado			35 - 350 m	1	Dos familias	1,5	Cuatro familias	0,75
Alto			> 350 m	1,5 ^{*)}	Dos familias+ aleatorias	1,2	Cuatro familias+aleatorias	0,65
*) Un alto nivel de tensiones puede ser desfavorable para la estabilidad de hastiales altos. Valoración posible SL= 0,5-0,75					*) Significa el número de familias de juntas dentro del sitio de observación. (no el número de juntas observadas dentro de una gran área))			
ORIENTACIÓN DE LAS JUNTAS (en relación al eje del túnel)					INCLINACIÓN DE TECHOS O HASTIALES			Valoración C
EN HASTIALES		EN TECHO	TÉRMINO	Valoración Co y Co _s				
para rumbos > 30°	para rumbos < 30°	para cualquier rumbo			Horizontal (techo)			
buzamiento < 30°	buzamiento < 20°	buzamiento > 60°	favorable	1	30° inclinación			1,5
buzamiento = 30 - 60°	buzamiento = 20 - 45°	buzamiento = 45 - 60°	admisible	1,5	45° inclinación			2,2
buzamiento > 60°	buzamiento = 45 - 60°	buzamiento = 20 - 45°	desfavorable	2	60° inclinación			3
-	buzamiento > 60°	buzamiento < 20°	muy desfavorable	3	Vertical (hastiales)			5

Figura 74 Valoraciones de los factores de ajuste para la estimación del sostenimiento de rocas en terrenos diaclasados (en bloques). Téngase en cuenta que los factores tienen valores unitarios para sus ocurrencias comunes. (Palmström 2003)

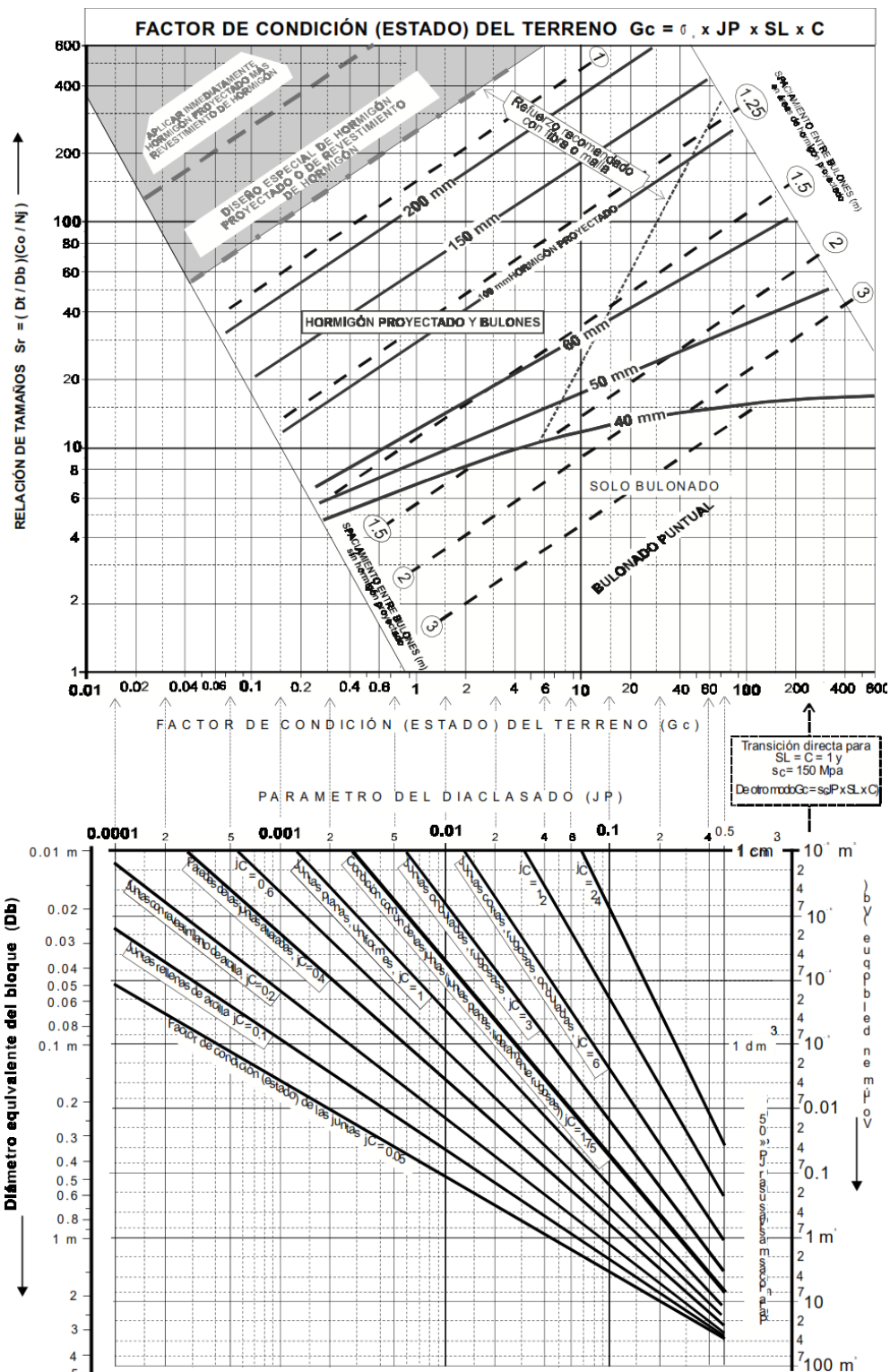


Figura 75 Sostenimiento para terrenos diaclasados (en bloques), incluyendo zonas débiles

La clasificación considera que para un $CF > 100$, el macizo rocoso se clasifica como altamente diaclasado o particulado –tectonizado- donde el terreno se comporta como una masa de material, en este tipo de terreno la principal influencia está dada por las tensiones, por ende se usa un factor de competencia $C_g = \text{resistencia del macizo rocoso} / \text{tensión tangencial aplicada}$, en terrenos altamente diaclasados:

$$C_g = \frac{RMi}{\sigma_\theta} = JP * \sigma_{ci} / \sigma_\theta \quad (133)$$

Como se había mencionado antes σ_θ es la tensión tangencial aplicada en el macizo rocoso alrededor de la excavación.

Se considera un terreno competente cuando ocurre $C_g > 1$; de otro modo, el terreno es considerado sobretensionado (incompetente), en ese caso es aplicado el ábaco de sostenimiento de terrenos continuos (Figura 76):

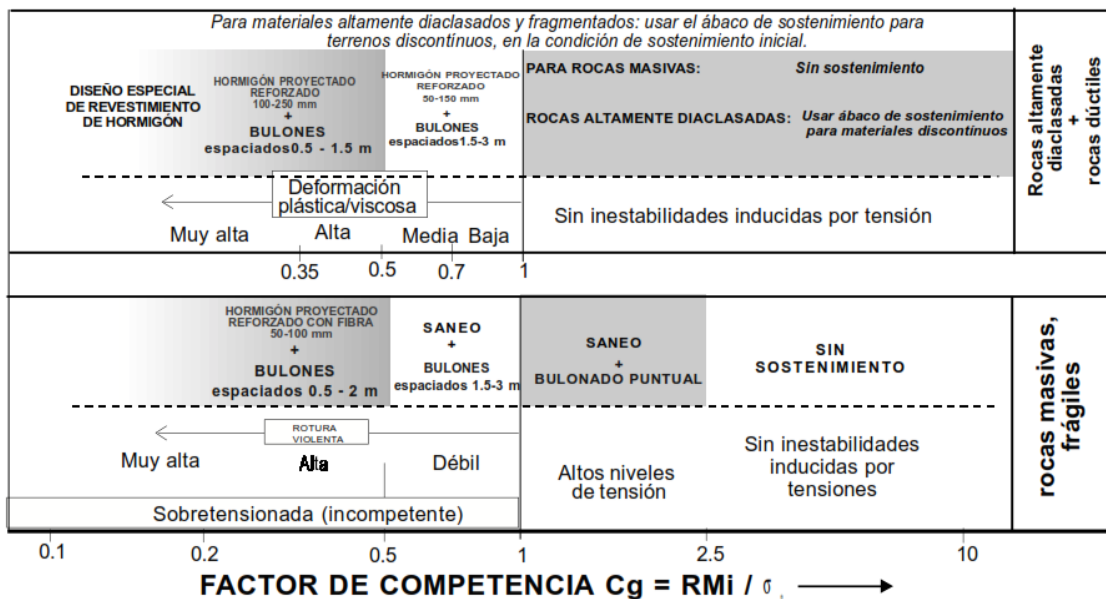


Figura 76 Ábaco para estimar el sostenimiento en terrenos continuos (masivos, y los altamente diaclasados – o triturados-).

Las rocas altamente diaclasadas se requiere generalmente sostenimiento inmediato. Su comportamiento inicial es a menudo, similar al terreno diaclasado, donde el ábaco de sostenimiento en la Figura 75 puede ser utilizado para $CF = 1$ a 600.

En terrenos altamente diaclasados y sobretensionados (incompetentes), la deformación plástica y/o viscosa tiempo dependiente tendrá lugar posteriormente a la inestabilidad inicial, en este caso el ábaco de sostenimiento de la Figura 76 necesita de una actualización, cuando se disponga de más experiencia en este tipo de terrenos.

El resumen del uso de los ábacos de sostenimiento se presenta en la **Figura 77** a continuación:

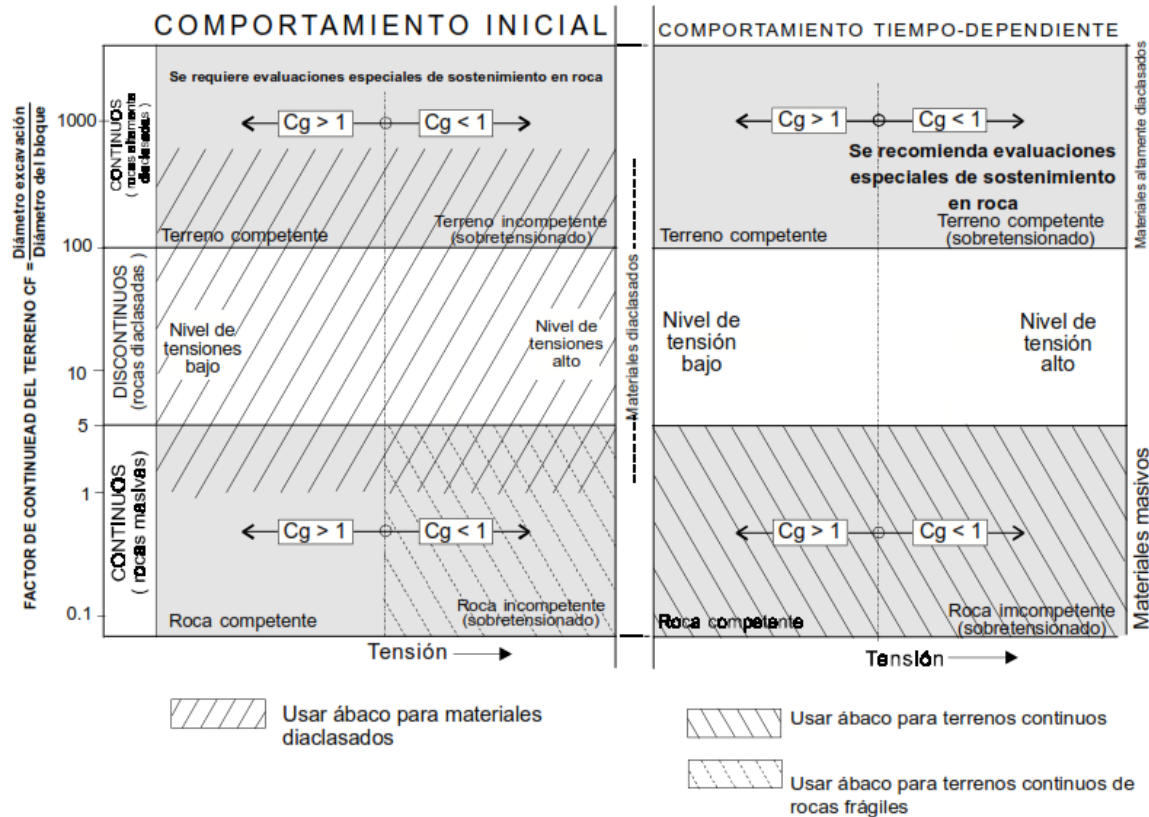


Figura 77 Aplicación recomendada de los dos ábacos de sostenimiento, para materiales diaclasados (terrenos discontinuos en bloques) (Figura 75), y para terrenos continuos (Figura 76).

Aplicación de R_{Mi} para determinar las constantes en el criterio de falla Hoek-Brown.

De acuerdo a Palmstron 1995, por medio del parametro R_{Mi}, se pueden obtener los parametros de resistencia del criterio de falla de Hoek-Brown.

El parametro de diaclasado JP, es similar a la constante s, y se encuentran relacionadas mediante la siguiente expresion:

$$JP = \sqrt{s} \quad (134)$$

Por otro lado, para el parametro m_b puede ser expresado matematicamente por la siguiente expresion:

Para macizos rocosos no alterados

$$m_b = m_i * JP^{0.64} \quad (135)$$

Para macizos rocosos alterados

$$m_b = m_i * JP^{0.857} \quad (136)$$

5.3.1.5 Clasificación SRC

La clasificación SRC (González de Vallejo 2004) se basa en la metodología RMR; sin embargo, considera el estado tensional del macizo rocoso, las condiciones constructivas del túnel y los parámetros obtenidos del mapeo geológico de afloramientos de roca (ver **Figura 78**):

- Resistencia de la matriz rocosa.
- Espaciado de las discontinuidades o RQD.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Filtraciones.
- Estado tensional, definido por los siguientes factores:
 - Factor de competencia. F_c

$$F_c = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_v} \quad (137)$$

Dónde:

σ_{ci} =Resistencia a la compresión de la roca intacta

σ_v =Esfuerzo máximo vertical

- Accidentes tectónicos: se consideran cuando estén presentes en el área fallas o accidentes tectónicos importantes.
- Factor de relajación tensional: cociente entre la edad (en años $\times 10^{-3}$) del último plegamiento principal que ha afectado a la región y el máximo espesor de recubrimientos a lo largo de su historia geológica (en metros).

A PARAMETROS DE CLASIFICACION Y SUS RANGOS										
Parámetro			Escala de valores							
1	RESISTENCIA DE LA ROCA INALTERADA	Índice de la carga de punta	>8 Mpa	4-8 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de resistencia a la compresión			
		Resistencia a la compresión uniaxial	>250 Mpa	250-100 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	10-25 Mpa	3-10 Mpa	1-3 Mpa	
	VALORACION		20	15	7	4	2	1	0	
2	RQD: Calidad de corazones		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%			
	ESPACIAMIENTO DE JUNTAS		>2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,2-0,06 m	< 0,06 m			
VALORACION			25	20	15	8	5			
3	DISCONTINUIDADES		Superficies muy rugosas, sin continuidad. Paredes de roca dura inalterada	Superficies algo rugosas, separación >1 mm. Paredes de roca inalterada	Superficies algo rugosas, separación >1mm. Paredes de roca alterada	Superficies pulidas o relleno <5 mm. Espaciamiento o fisuras abiertas 1-5 mm, fisuras continuas	Relleno blando >5 mm Fisuras abiertas >5 mm Fisuras continuas			
	VALORACION		30	25	20	10	0			
4	AGUAS SUB-TERRANEAS	Cantidad de infiltración en 10 m de túnel	Ninguna	<10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min			
		Situación general	Seco	Algo humedo	Algunas filtraciones	frecuentes filtraciones	Serios problemas de agua			
VALORACION			15	10	7	4	0			
5	ESTADO TENSIONAL	Factor de competencia (1)	>10	10 a 5	5 a 3	<3	---			
		VALORACION		10	5	-5	-10			
		Accidentes tectonicos		Fallas de alcance regional			Tectónica Compresiva	Tectónica distensiva		
		VALORACION		-5			-2	0		
		Factor de relajacion tensional	>200	200 a 80	80 a 10	<10	Zona afectadas por laderas o taludes			
							200 a 80	79 a 10	<10	
		VALORACION		0	-5	-8	-10	-10	-13	-15
Actividad sísmica		Desestimada o baja			Moderada		Alta			
VALORACION		0			5		-10			
B CLASES DE MACIZOS ROCOSOS DETERMINADOS DE LA VALORACION TOTAL										
Rango de valoración			100-81	80-61	60-41	40-21	<20			
Clase N°			I	II	III	IV	V			
Descripción			Muy buena	buena	Regular	Mala	Muy Mala			

Figura 78 Clasificación SRC (González de Vallejo 2004).

Adicionalmente el resultado obtenido de la clasificación debe ser afectado por los siguientes factores de corrección:

Tabla 24 Corrección por datos de afloramientos (González de Vallejo 2004).

Espaciado o RQD Corregir la puntuación obtenida del Espaciado o RQD multiplicando por THCF X WCF sin superar los 25 puntos	
THCF Fracturas de compresión = 1,30 Fracturas dc distensión = 0,8 Para profundidades <50 m = 1,0	WCF Grado de meteorización IV = 0,8 Grado de meteorización III = 0.9 Grado de meteorización I y II = 1,0
Condiciones de las discontinuidades. La puntuación obtenida se ajusta para:	
— Fracturas de compresión: (+5) puntos. sin superar la puntuación total de 30 puntos.	
— Fracturas distensión: (0) puntos.	
— No aplicable para profundidades menores de 50 m.	
Filtraciones. La puntuación obtenida se corrige para el THCF:	
— Fracturas de compresión: (+5) sin superar la puntuación total de 15 puntos.	
— Fracturas de distensión: (0).	
— No aplicable para profundidades menores de 50 m.	
THCF = Factor de corrección de historia tectónica.	
WCF = Factor de corrección de meteorización.	

Tabla 25 Corrección por Efectos constructivos (González de Vallejo 2004).

Durabilidad de las rocas						
Rocas de alta durabilidad, o sin contenido en arcilla Puntos (0)						
Rocas de baja durabilidad, o con alto contenido de arcilla Puntos (-5)						
Rocas de muy baja durabilidad, o con un contenido de arcilla muy alto Puntos (-10)						
Orientación de las discontinuidades con respecto al eje del túnel						
Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° indistinto al rumbo
Excavación en sentido del B/to		Excavación en contra del B/to				
B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	
Método de excavación						Puntos
Excavación mecanizada						5
Voladuras controladas, precorte etc						0
Voladuras de mala calidad						-10
Sostenimientos						Puntos
Clase I						0
Clase II (plazo instalación de soporte)						
< 10 días						0
> 10 días<20 días						-5
>20 días						-10
Clase III (plazo instalación de soporte)						
< 2 días						0
> 2 días<5 días						-5
> 5 días<10 días						-1
>10 días						-20
Clase IV y V (plazo instalación de soporte)						
< 8 horas						0
> 8 horas <24 horas						-10
>24 horas						-20
Excavaciones adyacentes						Puntos
AEF < 2.5						-10
Emboquilles y Zonas de escaso recubrimiento						Puntos
PF (cociente entre el espesor del recubrimiento y la altura del túnel) <3						-10

5.3.1.6 Sistema de Clasificación Chino del Macizo Rocosó por Calidad Básica (BQ)

El sistema de clasificación chino BQ fue desarrollado para proveer una caracterización del macizo rocoso y apoyo para el diseño en ingeniería, como tal la caracterización debe ser conducida de manera que la evaluación cuantitativa y cualitativa se combine mediante dos pasos, primero la determinación de la calidad básica del macizo rocoso y segundo determinar las clases de macizo de acuerdo al requerimiento de diferentes tipos de análisis en ingeniería. Feng, X. T., & Hudson, J. A. (2011).

Terminología a emplear en el sistema de clasificación BQ:

Rocas Estables según la Ingeniería: Son las superficies que según la ingeniería sirven como soporte estructural para la fundación o desarrollo de una construcción.

Macizo Rocos Estable según la Ingeniería: Es el macizo rocoso y su área de influencia que según la ingeniería constituye un excelente soporte en proyectos de construcción, de contención y taludes.

Calidad Básica del Macizo Rocos: es una propiedad básica inherente en el macizo rocoso que le proporciona estabilidad en la ingeniería. Está definido como una roca sólida y más íntegra, o sea la roca sana.

Plano Estructural (Discontinuidad): es un plano de falla en el macizo estructural el cual induce la fractura, puede referirse a la estratificación, a una junta, a una falla, fragmentación, etc. También llamado Discontinuidad.

Conteo de Juntas Volumétricas del Macizo Rocos: Es el número de juntas o planos estructurales en una unidad de volumen del macizo rocoso.

Índice de Resistencia a la Carga puntual: Es la fuerza puntual aplicada en una muestra cilíndrica de diámetro de 50 mm.

Tiempo de auto-soporte del Macizo rocoso: es el tiempo de espera de un macizo rocoso propenso a la falla sin que se le coloque soporte.

Estado de esfuerzos in situ: Es el estado de esfuerzos del macizo rocoso en su condición natural, resultante de las fuerzas gravitacionales y tectónicas.

Tabla 26 Simbología a emplear en el sistema de clasificación BQ

Símbolo	Significado
γ	Peso Unitario de la Roca
σ_{ci}	Resistencia a la Compresión Uniaxial de la Roca intacta Saturada.
$I_{s(50)}$	Índice de Resistencia a la Carga Puntual.
E_m	Módulo de Elasticidad del Macizo Rocos.
ν	Relación de Poisson del Macizo Rocos.
Φ	Angulo de Fricción de un macizo rocoso o de un plano estructural.
C	Cohesión de un macizo rocoso o un plano estructural.
K_v	Índice de Integridad de un macizo rocoso.
J_v	Numero de Juntas Volumétricas del Macizo Rocos
K_1	Corrección por nivel freático.
K_2	Corrección por la orientación del plano de falla principal.
K_3	Corrección Por el estado de esfuerzos iniciales.
f_0	Capacidad de Soporte básica de la roca de fundación.

Símbolo	Significado
η_0	Coeficiente de Reducción por la influencia de la configuración de la roca de fundación.
BQ	Índice de Calidad Básica del Macizo.
[BQ]	Índice Corregido de Calidad Básica del Macizo.

Determinación de los Parámetros de clasificación para la calidad básica del macizo.

La calidad básica del macizo rocoso se determina por medio de 2 parámetros, la solidez del macizo y su integridad, ambos se obtienen por 2 métodos: Clasificación cualitativa e Índices Cuantitativos.

Clasificación Cualitativa del Macizo.

La solidez de la roca puede obtenerse de manera cualitativa de acuerdo la siguiente **Tabla 27**.

Tabla 27 Clasificación Cualitativa del Macizo del sistema de clasificación BQ

Clase	Evaluación Cualitativa	Tipo de roca representativa.
Roca Fuerte- Roca Dura	Al ser martillada, se escucha un golpe claro, rebota y no desprende fragmentos. Después de haber sumergido en agua, este no muestra signos de absorción.	Roca sin meteorizar o ligeramente meteorizada, ejemplos: Granitos, dioritas, basaltos, andesitas, gneiss, cuarzo, arenisca, conglomerados con concretos silíceos, etc.
Roca menos Dura	Cuando al martillar, se escucha ligeramente claro, rebota ligeramente, y es posible que se desprendan pequeños fragmentos. Después de haber sumergido en agua, se nota una ligera absorción.	Roca débilmente y/o ligeramente meteorizada, ejemplos: Toba soldada, dolomita, mármol, pizarra, caliza, arenisca con cementos calcáreos, etc.
Roca Débil- Roca menos Débil.	Cuando al martillar, no se escucha nada claro, sin rebote y desprende fragmentos. Después de sumergir en	Roca fuertemente meteorizada, o roca menos dura débilmente meteorizada, ejemplos: toba, filita, lutitas, margas, arenisca arcillosa, limolita,

Clase	Evaluación Cualitativa	Tipo de roca representativa.
	agua, puedes rasgarla con la uña.	etc.
Roca Débil	Cuando al martilla no se escucha sonidos, no rebota y se desprenden fragmentos con mucha facilidad. Después de sumergir en el agua se puede romperla con los dedos.	Roca fuertemente meteorizada, o roca menos fuerte meteorizada o roca menos blanda débilmente meteorizada.
Roca muy Débil	Cuando al martilla no se escucha sonidos, no rebota y se desmorona en la mano. Después de sumergir en el agua se puede amasar en forma de esfera.	Roca totalmente meteorizada o algún tipo de semi-roca.

la dureza y el grado de meteorización de la Clasificación cualitativa de la Solidez del macizo pueden determinarse con la **Tabla 28**.

Tabla 28 Clasificación del grado de meteorización del sistema de clasificación BQ

Grado de Meteorización	Descripción de la roca erosionada.
Sin Erosionar.	Inalterada, Roca Fresca.
Ligeramente Erosionada o Meteorizada.	Color y realce de los minerales básicos sin alterar, partes de las superficies de las juntas manchadas de óxidos (ferrosos o manganos)
Débilmente Erosionada o Meteorizada	Parcialmente descompuesta, color y realce de los minerales ligeramente alterados, minerales erosionados invaden las juntas.
Fuertemente Erosionada o Meteorizada.	Mayormente descompuesta, color y realce de los minerales ligeramente alterados, meteorizados en minerales secundarios.
Completamente Meteorizada.	Completamente descompuesta, la mayoría de los minerales mezclados, excepto el cuarzo, convertidos en suelos.

Para determinar la Integridad del Macizo por la Clasificación Cualitativa se tiene la **Tabla 29**:

Tabla 29 Calificación de la integridad del macizo rocoso del sistema de clasificación BQ

Clase	Descripción cuantitativa de los planos estructurales.		Grado de interconexión de la principal discontinuidad	Tipo de Discontinuidad principal.	Tipo de Correlación estructural del macizo.
	Numero de Planos	Espaciamiento (m)			
Intacta	1-2	>1.0	Muy interconectada o parcialmente interconectada	Juntas, Fracturas, Estratificación.	Estructura Integral o macro estratificación
Mayormente Intacta	1-2	>1.0	Mal interconectada	Juntas, Fracturas, Estratificación.	Estructura masiva o denso- estratos.
	2-3	1.0-0.4	Muy interconectada o parcialmente interconectada		
Parcialmente Fracturada	2-3	1.0-0.4	Mal interconectada	Juntas, Fracturas, Estratificación, fallas menores.	Estructura masiva fracturada o densamente estratificada, Mosaico de Clastos, o estratos delgados.
	≥ 3	0.4-0.2	Muy interconectada o parcialmente interconectada		
Fracturada	≥ 3	0.4-0.2	Mal interconectada	Todo tipo de discontinuidad	Estructural Fragmentada o de Clastos.
	≥ 3	≤0.2 o muy baja	Parcialmente o pobremente interconectada		
Muy Fracturada	Muchas Fracturas		Muy mal interconectada	Todo tipo de discontinuidad	Sin estructura

El grado de interconexión de plano estructural principal se puede definir con la siguiente **Tabla 30**

Tabla 30 Calificación del grado de interconexión del plano estructural principal del sistema de clasificación BQ

Grado de Interconexión	Características del Plano Estructural.
Bien interconectado	Tamaño de abertura inferior a 1 mm, sin llenar Tamaño de abertura 1 a 3 mm, son de cemento o ferruginosas Tamaño de abertura superior a mm, con ásperas las superficies articulares y cemento silíceos.
Parcialmente interconectados	Tamaño de abertura 1 a 3 mm, con cemento calcáreo-arcilloso Tamaño de abertura superior a 3 mm, con ásperas las superficies articulares y suelo ferralítico o cemento calcáreo
Mal Interconectado	de Abertura 1 a 3 mm, con superficies planas y terrenos arcillosos o arcillosos calcáreos de cemento Tamaño de abertura superior a 3 mm, sobre todo llena de material arcilloso o suciedad
Muy Mal interconectado	con rellenos arcillosos, posiblemente mezclado con los residuos, el grosor de que es más grande que las ondulaciones de los planos de las superficies

Es posible determinar el σ_{cs} (Resistencia a la Compresión Uniaxial de la Roca intacta Saturada) mediante la correlación con la Clasificación Cualitativa, con la ayuda de la **Tabla 31**.

Tabla 31 Relación entre Rc y la Solidez de la Clasificación Cualitativa.

Rc (MPa)	>60	60-30	30-15	15-5	<5
Solidez	Roca Dura	Roca No tan dura	Roca no tan Débil	Roca Débil	Roca Muy Débil

Determinación y clasificación de índices cuantitativos

Índice cuantitativo de la solidez de la roca, Resistencia a la Compresión Uniaxial de la Roca intacta Saturada (σ_{cs}) puede ser asumido, o también medirse. En el caso cuando no se pueden obtener datos medidos, el valor puede obtenerse a

partir de las mediciones Índice de Resistencia a la Carga Puntual (I_s (50)), mediante la Ecuación:

$$\sigma_{cs} = 22.82 I_{s(50)}^{0.75} \quad (138)$$

Para el índice cuantitativo de integridad de la roca, el Índice de Integridad del Macizo K_v , debe obtenerse mediante mediciones, en caso contrario se puede utilizar a la Tabla de Correlación entre K_v y J_v de la Clasificación Cualitativa.

Tabla 32 Correlación entre K_v y J_v

J_v (número de juntas/m³)	<3	3-10	10-20	20-35	>35
K_v	>0.75	0.75-0.55	0.55-0.35	0.35-0.15	0.15

Tabla 33 Relación entre el K_v y la Integridad de la Clasificación Cualitativa.

K_v	>0.75	0.75-0.55	0.55-0.35	0.35-0.15	0.15
Integridad del Macizo	Intacta	Menos Intacta	Menos Fracturada	Fracturada	Muy Fracturada

Clasificación del Macizo Rocosó por Calidad Básica.

Determinación de la Clase.

La clase del Macizo rocosó por Calidad Básica, puede ser determinada a través de una combinación de características cualitativas y el Índice de Calidad Básica del Macizo (BQ), de acuerdo a la **Tabla 34**.

Tabla 34 Clasificación de la Calidad Básica del Macizo Rocosó.

Clase de Calidad Básica.	Características Cualitativas del Macizo	Índice (BQ)
I	Roca Dura, Roca intacta	>550
II	Roca Dura, Roca menos intacta. Roca no tan dura, Roca Intacta.	550-451
III	Roca Dura, Roca menos Fracturada. Roca no tan dura o una mezcla de estratos de rocas duras con débiles, Roca menos intacta. Roca no tan Blanca, roca intacta.	450-351
IV	Roca dura, Roca fracturada. Roca no tan dura, Roca menos fracturada tirando hacia roca fracturada.	350-251

Clase de Calidad Básica.	Características Cualitativas del Macizo	Índice (BQ)
	Roca no tan débil o mezcla de estratos de rocas duras con débiles con dominio de rocas débiles, Roca menos intacta tirando a roca menos fracturada. Rocas débiles, Roca intacta tirando a roca menos intacta.	
V	Roca no tan débil, Roca Fracturada. Roca débil, Roca menos fracturada tendiendo a roca fracturada. Todos los tipos de rocas muy débiles con todos los tipos de roca muy fracturadas.	≤ 250

En el caso de incompatibilidad entre la Clase de Calidad básica determinada mediante las características cualitativas y el Índice de calidad básica (BQ), la clase debe ser re-determinada por un análisis de los dos enfoques, con más llevando a cabo más pruebas de ser necesario.

Características cualitativas de la calidad básica y el índice de calidad básica (BQ)

Las características cualitativas de la calidad básica del macizo rocoso, puede ser determinado por una combinación de la solides e integridad del macizo, obtenidas de conformidad con la **Tabla 27** y **Tabla 29**.

El Índice de Calidad Básica (BQ), debe calcularse utilizando los parámetros de R_c en MPa y K_v , en la siguiente ecuación:

$$BQ = 90 + 3R_c + 250K_v \quad (139)$$

Nota: Las siguientes restricciones se deben seguir a la hora usar la ecuación (139).

1. Si $R_c > 90 K_v + 30$, entonces $R_c = 90 K_v + 30$. Estos valores de R_c y K_v se deben sustituir en la Ecuación 133 para calcular el valor de BQ.
2. Si $K_v > 0,04R_c + 0,4$ entonces $K_v = 0,04 R_c + 0,4$. Estos valores de K_v y R_c se debe sustituir en la ecuación 133 para calcular el valor de BQ.

Clasificación de un Macizo Rocoso según la ingeniería.

La clase de calidad básica del macizo, puede ser determinada de conformidad con lo establecido en la **Tabla 34**, lo cual puede utilizarse como la clasificación de un macizo rocoso para ingeniería de manera preliminar.

Sin embargo, para hacer la clasificación detallada del macizo, deben ser tomados en consideración los siguientes parámetros de corrección. Dependiendo de las características de los distintos macizos rocosos, estos son: el estado de las aguas subterráneas, el estado inicial de los esfuerzos, la orientación relativa del proyecto con respecto al plano principal o los cruces con el plano de falla más débil.

Cuando no se dispone de datos, el estado inicial de esfuerzos en el macizo, puede ser evaluado de acuerdo con el espesor de la cobertura/profundidad de excavación, la topografía y morfología geológica, la historia de los movimientos tectónicos, los principales lineamientos y fenómenos especiales que se producen durante las excavaciones, como el estallido de roca, etc., tal como se explica más adelante.

La influencia de los siguientes factores sobre la clase del macizo deben ser considerados, si estos factores afectan de manera significativa la estabilidad del macizo: Expansividad y solubilidad del macizo rocoso, y la existencia de grandes planos estructurales débiles con un alto grado de continuidad en el volumen de la roca.

En la clasificación preliminar del macizo, los parámetros físicos y mecánicos del macizo pueden ser adoptados de conformidad con lo establecido en la **Tabla 38**. Los valores máximos de resistencia al esfuerzo cortante de los planos de discontinuidad podrán ser adoptados según la solidez y el grado de interconexión de acuerdo con la **Tabla 39**.

Clasificación según la Ingeniería.

Durante la clasificación detallada del macizo y si se presentan uno o más de los casos que figuran a continuación, se debe corregir el índice de calidad Básico del macizo rocoso (BQ) y la clase de roca debe ser determinado con el valor corregido de conformidad con la **Tabla 34**.

- 1) La existencia de agua subterránea.
- 2) La estabilidad del macizo rocoso es afectado por los planos estructurales débiles, uno de los cuales es el dominante.
- 3) La existencia de fenómenos de altos esfuerzos iniciales, como se indica en la **Tabla 37**

Tabla 35 Capacidad de Soporte básica de la roca de fundación.

Clase de Macizo	I	II	III	IV	V
f_0 (MPa)	>7.0	7.0-4.0	4.0-2.0	2.0-0.5	0.5

Tabla 36 Coeficiente de Reducción por la influencia de la configuración de la roca de fundación.

Configuración de la roca base.	Plana	Pendiente hacia dentro	Pendiente a hacia afuera	Escalonada.
Pendiente de la Superficie.	0-10	10-20	10-20	Escalones de 5m de altura.
η	1.0	0.9	0.8	0.7

Nota: En el caso en el que los planos se sumergen hacia la cuesta superficie de la roca se ha dado en llamar el "hacia afuera" y tipo el caso opuesto es el denominado tipo "hacia adentro".

Para los proyectos de Túneles la Clase del Macizo deberá ser comparado con otros métodos, para determinar la clase más aproximada y efectiva del macizo una vez tengan más claridad en las características de la roca puede regresarse a la **Tabla 34** para determinar de nuevo la Clase del Macizo.

Una vez obtenida la Capacidad de Soporte básica de la roca de fundación f_0 de la **Tabla 35**, y se tenga en cuenta la configuración de la roca base mediante el coeficiente de reducción η , obtenida de la **Tabla 36**, se puede corregir la Capacidad de Soporte de las Rocas de Fundación f_R con la siguiente ecuación:

$$f_R = \eta_0 f_0 \quad (140)$$

Durante la clasificación detallada de un macizo rocoso para un talud, de acuerdo a las diferentes alturas del talud, la corrección debe ser hecha de acuerdo a los siguientes factores: agua subterránea, agua superficial, estado de esfuerzos inicial combinación espacial de planos estructurales, la relación entre las orientaciones de los planos estructurales y la superficie del talud.

Estableciendo los índices Kv y Jv.

Índice Kv.

Para determinar el Índice de Integridad de un macizo rocoso (K_v) es necesario medir la velocidad de onda longitudinal del macizo rocoso en diferentes puntos representativos del macizo, así como también hacer mediciones a muestras de roca intacta del mismo macizo, con lo cual se puede calcular el Índice con la siguiente ecuación:

$$K_v = (V_{pm}/V_{pr})^2 \quad (141)$$

Donde V_{pm} es la velocidad de onda longitudinal del macizo rocoso y V_{pr} es la velocidad de onda en una roca intacta del mismo macizo.

Índice Jv.

Para determinar el número de Juntas Volumétricas del Macizo Rocosó (Jv), deben contarse todas las discontinuidades en el macizo en todas las direcciones de las caras excavadas, aquellas que están separadas por más de 1m deben contarse como grupos separados, y las que están cementadas (cementos silíceos, ferrosos o calcáreos) deberán excluirse.

El volumen de muestra no deberá ser inferior a $2 \times 5m^2$, y el Jv podrá ser calculado con la siguiente ecuación.

$$Jv = S_1 + S_2 + \dots + S_n + S_k \quad (142)$$

Donde de S_1 a S_n son el número de juntas que se cruzaron en el plano perpendicular al área estudiada y S_k es el número de juntas dentro de $1 m^3$ del macizo.

Evaluación preliminar del estado de esfuerzos del macizo.

En el caso de que exista una falta de datos de pruebas in situ, se puede llevar a cabo una evaluación preliminar del estado de esfuerzos del macizo, se puede hacer sobre la base de los resultados de la investigación geológica de los métodos siguientes.

1. Para una zona aislada en la montaña (o colina) con un suave relieve, la tensión vertical en el estado de esfuerzo de campo puede ser considerado como el esfuerzo inducido por la gravedad. El esfuerzo horizontal no debe ser mayor que el valor de $\gamma H/(1 - \nu)$, donde γ es peso unitario de la roca en kN/m^3 , H es la profundidad en metros, y ν es la relación de Poisson.
2. La dirección del esfuerzo máximo principal puede evaluarse sobre la base de tectónica de placas. El más reciente sistema tectónico puede ser determinado de acuerdo a la superposición de los eventos tectónicos, con énfasis en la primera orden. Si el esfuerzo principal vertical es el gravitacional, el esfuerzo principal horizontal se le puede dar un valor de $(0,8 - 1,2)\gamma H$ o más
3. A una profundidad superior a 1000 m, el estado de esfuerzos tiende a ser hidrostático. A una profundidad superior a 1500 m, el estado de esfuerzos puede ser tomado como hidrostático.

4. En la zona de cañón, a partir de la superficie del talud y al interior de la roca, el campo de esfuerzo se puede dividir en tres zonas, es decir, la zona de relajación de esfuerzos, la zona de concentración de esfuerzos y la zona de un estado de esfuerzo estable. El esfuerzo horizontal se encuentra influenciado por la topografía accidentada en general, de una a tres veces el ancho del desfiladero. La dirección del esfuerzo principal máximo para el macizo a ambos lados del cañón es, en general, de forma paralela al valle; pero en profundidad por debajo del valle abajo, tiende a ser horizontal y perpendicular al eje del valle.
5. Dondequiera que se produzca estallido de roca, la probabilidad de grandes esfuerzos en la roca debe ser considerado. Entonces, el estado de esfuerzos puede ser evaluado de acuerdo con la **Tabla 37**.

Tabla 37 Principales fenómenos ocurridos durante la excavación de roca en regiones de altos esfuerzos

Estado de Esfuerzos	Fenómeno Principal	$R_c/\sigma_{\max}$
Esfuerzos Muy Altos	Roca Dura: Durante los golpes generados en la excavación, salen disparados fragmentos de las paredes, ocasionando nuevas fisuras y grietas. La excavación puede perder su forma, se puede presentar descascaramiento de rocas. Roca débil: Suele ararse la roca durante las excavaciones, ocurre mucha convergencia, lo que genera grandes desplazamientos de las paredes del túnel, es difícil mantener la geometría del túnel, pues ocurre mucho descascaramiento, en las excavaciones a cielo abierto ocurre desprendimiento.	4
Esfuerzos Altos	Roca Dura: Durante los golpes de la excavación, puede ocurrir, algunos descascaramientos de las paredes laterales y caídas de rocas, se pueden observar nuevas fracturas. La cavidad puede perder su forma. El túnel puede perder la forma ideal. Roca Débil: Durante las excavaciones, los flancos se desplazan por un tiempo prolongado. La cavidad puede perder su forma. en excavaciones de cielo abierto, se producen deformaciones, y el pozo puede perder su forma original.	4-7

Nota: $\sigma_{\max}$ es la componente vertical del esfuerzo principal máximo en el plano perpendicular al eje la excavación.

Parámetros físicos y mecánicos del macizo rocoso y las discontinuidades

Los parámetros físicos y mecánicos del macizo pueden ser estimados a partir de los valores de la **Tabla 38**.

Tabla 38 Parámetros físicos y mecánicos del Macizo Rocos.

Clase de roca	Peso específico de la roca γ	Valor máximo de resistencia al corte		Módulo de elasticidad E	Relación De Poisson
		Angulo de Fricción interna	Cohesión		
Calidad	(KN/m ³)	ϕ (°)	(MPa)	(GPa)	N
I	>26,5	>60	>2.1	>33	0.2
II		60-50	2.1-1.5	33-20	0,2 -0,25
III	26,5 -24,5	50-39	1.5-0.7	20-6	0.25-0.3
IV	24,5 -22,5	39-27	0.7-0.2	6-1.3	0,3- 0,35
V	<22,5	<27	<0,2	<1,3	>0,35

Para las Discontinuidades la Fricción y la Cohesión puede ser obtenida de la siguiente Tabla.

Tabla 39 Resistencia a Corte de las Discontinuidades.

No.	La solidez de la roca y de la interconexión de las discontinuidades	Angulo de Fricción interna ϕ (°)	Cohesión (MPa)
1	Roca Dura, Bien interconectadas	>37	>0.15
2	Roca dura que tiende a roca no tan dura, razonablemente interconectadas. Roca no tan débil, bien interconectada.	37-29	0.15-0.1
3	Roca dura que tiende a no tan dura, mal interconectada. Roca no tan débil, parcialmente interconectada.	29-19	0.10-0.06
4	Roca no tan dura que tiende a roca no tan débil, mal interconectada que tiende a muy mal interconectada. Roca débil, pobremente interconectada. Roca débil con interfaces arcillosas.	19-13	0.06-0.03

No.	La solidez de la roca y de la interconexión de las discontinuidades	Angulo de Fricción interna ϕ (°)	Cohesión (MPa)
5	Roca no tan dura, y todas las rocas débiles muy mal interconectadas. Intercalaciones de Arcilla y roca débil.	<13	0.03

Correcciones al índice de la calidad básica del macizo.

El Índice Corregido de Calidad Básica del Macizo [BQ], puede ser calculado por la siguiente ecuación:

$$[BQ] = BQ - 100 (K_1 + K_2 + K_3) \quad (143)$$

Donde BQ es el índice de la calidad básica del macizo, K_1 es la Corrección por nivel freático, K_2 es la Corrección por la orientación del plano de falla principal y K_3 Corrección Por el estado de esfuerzos iniciales.

Los Valores de K_1 , K_2 , K_3 se pueden encontrar en las siguientes **Tabla 40**, **Tabla 41** y **Tabla 42**), si la situación actual no se describe en la tabla, el factor toma valor de cero. Si el valor de [BQ] llega a ser negativo, la situación debe ser tratada como caso especial.

Tabla 40 Coeficiente de Corrección por nivel freático K_1

Estado de afloramiento del nivel freático.	BQ			
	>450	450-350	350-250	250
Húmedo o Goteando	0	0.1	0.2-0.3	0.4-0.6
Presión ≤ 0.1 MPa o con escorrentía de ≤ 10 l/min.	0.1	0.2-0.3	0.4-0.6	0.7-0.9
Presión > 0.1 MPa o con escorrentía de > 10 l/min.	0.2	0.4-0.6	0.7-0.9	1.0

Tabla 41 Coeficiente de Corrección por la orientación del plano de falla principal K_2

Aparición de los principales planos estructurales débiles y la relación con la excavación del eje	Ángulo entre la orientación de los principales planos estructurales débiles y el eje de la excavación: 30° Su inclinación: de $30-75^\circ$	Ángulo entre la orientación de los principales planos estructurales débiles y el eje de la excavación: 60° Su inclinación: $> 75^\circ$	Otros casos.
K_2	0.4-0.6	0.0-0.2	0.2-0.4

Tabla 42 Coeficiente de Corrección Por el estado de esfuerzos iniciales K_3

Estado de Esfuerzos Iniciales.	BQ				
	>550	550-450	450-350	350-250	250
Región de Esfuerzos muy altos.	1.0	1.0	1.0-1.5	1.0-1.5	1.0
Región de Esfuerzos altos.	0.5	0.5	0.5	0.5-1.0	0.5-1.0

Tiempo de espera para excavaciones en el macizo rocoso.

Para determinar el tiempo de espera de un macizo durante las excavaciones se recurre a la **Tabla 43**, con ese tiempo se puede determinar el método de avance de un túnel.

Tabla 43 Tiempo autoaporte del macizo rocoso

Clase de Macizo Rcoso.	Tiempo de Espera del Macizo.
I	Avance de Excavación ≤ 20 m se mantendrá en un estado estable por un largo tiempo, los pequeños trozos puede caer a veces, no hay importantes desprendimientos de roca.
II	Avance de Excavación 10-20 m se mantendrá en un estado estable en su conjunto, algunas rocas pueden caer y/o podría haber pequeños desprendimientos que se producen localmente. Avance de Excavación 10 m se mantendrá también en un estado estable por largo tiempo, las pequeñas rocas puede ocurrir ocasionalmente.
III	Avance de Excavación 10-20 m se mantendrá estable por varios días a un mes, pequeños y medianos desprendimientos se producen localmente. Avance de Excavación 5-10 m se quedará en un estado estable durante varios meses, desplazamiento de bloques y/o pequeños y medianos desprendimientos se producen localmente. Avance de Excavación 5 m en general permanecen en un estado estable.
IV	Avance de Excavación > 5 m por lo general, no es capaz de permanecer en un estado estable. Afloja causando deformación, pequeñas rocas caen en el transcurso de varios días a varios

Clase de Macizo Rocos.	Tiempo de Espera del Macizo.
	meses, seguidas de las de tamaño mediano a grande. Estas principalmente caen del techo a pocas profundidades, causando derrumbe en profundidades mayores. Avance de Excavación < 5 m es capaz de permanecer en un estado estable de sólo varios días a un mes.
V	Excavaciones inestables sin soporte y/o refuerzo.

5.3.2. Métodos analíticos

5.3.2.1 El método convergencia-confinamiento

Este método de análisis se basa en el concepto de una "curva de reacción del suelo" o "curva característica", que se obtiene a partir de la solución analítica para un túnel circular en un macizo rocoso elasto-plástico bajo un campo de esfuerzos hidrostático.

Teniendo en cuenta el radio del túnel, condiciones de esfuerzo in-situ, los parámetros de la roca y los parámetros del soporte, se calculan una curva de reacción del suelo y una curva de reacción del soporte, La intersección de estas curvas determina un factor de seguridad para el sistema de soporte.

Permite calcular la carga que debe soportar el soporte instalado, a partir de la premisa de que el soporte en la proximidad del frente de excavación no soporta toda la carga, ya que en parte es soportada por el frente del túnel: efecto del frente.

A medida que se continúa excavando disminuye el efecto del frente y el soporte resiste una mayor carga, el método parte de las siguientes consideraciones:

- Túnel cilíndrico
- Presiones isotópicas
- Deformación plana bidimensional
- El macizo rocoso no tiene reología

Según el método convergencia-confinamiento el objetivo del sostenimiento no consiste en oponerse a la deformación elástica del terreno alrededor de la cavidad ni a la formación de una aureola plastificada, sino repartir las tensiones alrededor de la excavación de forma que limite las deformaciones de las paredes y la extensión de la zona plastificada para alcanzar un equilibrio que satisfaga las

siguientes condiciones:

- Limitar la convergencia de las paredes a valores aceptables en función de la ejecución y explotación de la obra (existen túneles con deformaciones radiales del orden del 5% que han sido estables).
- Limitar el fenómeno de descompresión del terreno que se traduce siempre en un deterioro notable de las características mecánicas.
- Optimizar las características y el coste del sostenimiento reduciendo la presión útil de confinamiento, teniendo en cuenta la convergencia máxima admisible.

En cualquier caso, la plasticidad no significa necesariamente el colapso de la excavación, ya que el macizo rocoso fallado aún puede poseer una resistencia considerable. Si el espesor de la zona plástica es pequeña comparado con el radio del túnel, la única evidencia de la falla es la presencia de escamas y roturas locales y pequeñas. Si se forma una zona plástica grande y se producen grandes desplazamientos hacia el interior del túnel, se podría producir el colapso del túnel no sostenido.

Es importante resaltar que la mayor parte de las tensiones redistribuidas surgidas por la creación de la excavación son soportadas por el macizo rocoso y no por el sostenimiento. Se debe permitir un desplazamiento suficiente para que parte de la energía se convierta en deformación y no sólo en tensión con el fin de restringir las cargas sobre el sostenimiento a unos niveles adecuados. Sin embargo, no debe permitirse un desplazamiento excesivo, pues produciría una reducción en la resistencia del macizo y éste podría colapsar.

Básicamente el método plantea la descompresión del terreno producto de la excavación del terreno, lo que permite que este se relaje parcialmente, de esta forma cuando se instala el soporte la presión de equilibrio es baja, para determinar dicha presión se recurre a la curva característica del terreno donde se presenta la presión del terreno (σ_v) versus el desplazamiento (u), a su vez la presión soportado por el soporte se determina mediante la curva característica del soporte el cual será instalado cuando ya se ha producido un desplazamiento inicial del terreno (u_0), el punto de encuentro de estas dos curvas características representa el punto de equilibrio de la excavación, (ver **Figura 79**) esta hipótesis es la base para el método convergencia – confinamiento, y para el N.A.T.M.

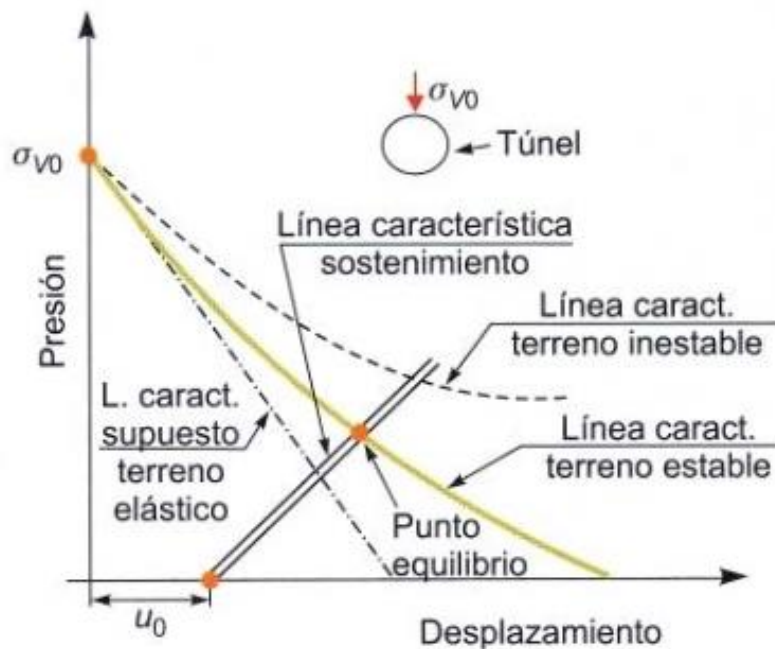


Figura 79 Curvas características (González de Vallejo 2004)

5.3.2.2 Calculo de esfuerzos para túneles de ladera en rocas débiles mediante teoría del bloque crítico.

Este método se basa en la investigación llevada a cabo por Xiaojun Zhou, Jinghe Wang, Bentao Lin (2014), y expuesta en su artículo *"Study on calculation of rock pressure for ultra-shallow tunnel in poor surrounding rock and its tunneling procedure"* y anteriormente estudiada por Zhou en 2011 y presentada en el artículo *"Study on Calculation of Rock Pressure and Determination of Depth for Shallow Asymmetric Tunnel"*

El artículo emplea la teoría del bloque crítico para calcular los esfuerzos sobre el soporte en túneles con topografía asimétrica (**Figura 80**).

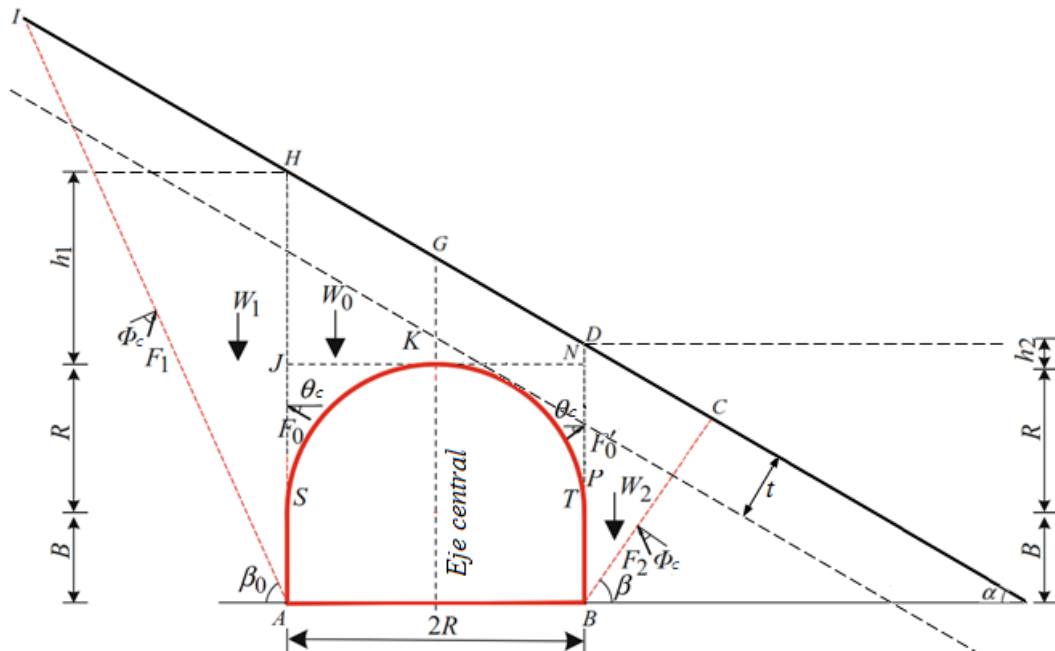


Figura 80 Modelo cinemático túnel de ladera modificado de Zhou, Wang & Lin (2014)

La excavación de la roca causa la subsidencia del terreno y su influencia se extenderá a superficie, esto supone que existirán dos planos de falla en la roca circundante a cada lado del túnel, como se observa en la figura el plano BC y el plano AI, entonces la roca circundante en DBCD y DAHI pueden tender a descender debido a la gravedad y su propio peso, simultáneamente el macizo rocoso sobre la bóveda del túnel DJEH puede descender a lo largo de los planos BD y AH a medida que el túnel es excavado.

Sin embargo, la fricción resistente a lo largo de los planos de fractura impedirá que el terreno en cada bloque triangular se deslice, lo que permite que la roca presente en los bloques triangulares se encuentren en un estado de equilibrio límite.

De acuerdo al análisis realizado en el artículo se concluye que la presión lateral aplicada en los dos hastiales no es idéntica, y por ende un túnel de ladera soporta esfuerzos asimétricos.

La carga vertical descendente originada por la gravedad en el macizo rocoso sobre la bóveda es mucho mayor que la carga lateral aplicada en uno de los hastiales. Cuando se calcula la presión lateral aplicada a los hastiales de un túnel de ladera, su valor se deriva de la roca circundante a la zona de hastiales y no de la zona del macizo sobre la corona del túnel. Esto es una de las principales diferencias de este método con respecto de los métodos convencionales.

Los esfuerzos actuantes sobre el hastial izquierdo son mayores que los presentados en el hastial derecho, y las fuerzas laterales no son idénticas, por ende, el túnel está sometido a esfuerzos asimétricos, a baja profundidad y en una condición de superficie con una topografía inclinada, (ver **Figura 81**)

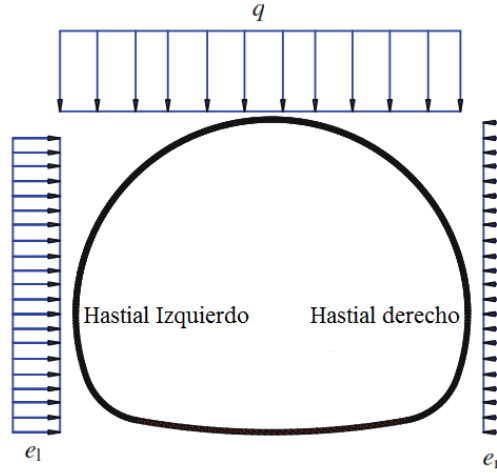


Figura 81 presión de la roca circundante aplicado al soporte del túnel
modificado de Zhou, Wang, Lin (2014)

Las cargas sobre el soporte (ver Figura 81) en este caso son determinadas mediante las siguientes expresiones de acuerdo Zhou (2011):

$$q = \gamma_0 h_1 + \gamma_0 R(1 - \tan \alpha) - \frac{\gamma_0}{4} \pi R - \frac{\gamma_1}{4R} (B + h_1 + R)^2 \lambda \tan \theta_1 - \frac{\gamma_1}{4R} [B + h_1 + R(1 - 2 \tan \alpha)]^2 \lambda' \tan \theta_2 \quad (144)$$

Presiones laterales aplicadas al hastial izquierdo:

$$e_l = \frac{\gamma_1}{2} \lambda \left[(2t + 2R) \sqrt{1 + \tan^2 \alpha} + 2R(\tan \alpha - 1) + 2(B + R) \right] \quad (145)$$

Presiones laterales aplicadas al hastial derecho:

$$e_r = \frac{\gamma_2}{2} \lambda' \left[(2t + 2R) \sqrt{1 + \tan^2 \alpha} - 2R(\tan \alpha + 1) + 2(B + R) \right] \quad (146)$$

Donde como se observa en la Figura 80, γ_0 representa la densidad de la roca sobre la bóveda del túnel, γ_1 representa la densidad de la roca del bloque AHI, γ_2 es la densidad de la roca del bloque BCD, R es el radio del túnel, α denota el ángulo de inclinación de la ladera con respecto de la horizontal, h_1 es la distancia entre los puntos J y H, h_2 es la distancia entre los punto D y N, t representa la cobertura del túnel, de igual manera λ y λ' se expresa mediante las siguientes expresiones:

$$\lambda = \frac{1}{\tan \beta_0 - \tan \alpha} * \frac{\tan \beta_0 - \tan \phi_c}{1 + \tan \beta_0 \tan \phi_c + \tan \theta_c (\tan \beta_0 - \tan \phi_c)} \quad (147)$$

$$\lambda' = \frac{1}{\tan \beta + \tan \alpha} * \frac{\tan \beta - \tan \phi_c}{1 + \tan \beta \tan \phi_c + \tan \theta_c (\tan \beta - \tan \phi_c)} \quad (148)$$

Donde β_0 es el ángulo de ruptura entre los planos AI y MA, y β es el ángulo de ruptura entre los planos PB y PC, obtenidos mediante las ecuaciones:

$$\tan \beta_0 = \tan \phi_c + \sqrt{\frac{(\tan \phi_c - \tan \alpha)(1 + \tan^2 \phi_c)}{\tan \phi_c + \tan \theta_c}} \quad (149)$$

$$\tan \beta = \tan \phi_c + \sqrt{\frac{(\tan \alpha + \tan \phi_c)(1 + \tan^2 \phi_c)}{\tan \phi_c + \tan \theta_c}} \quad (150)$$

Donde ϕ_c es el ángulo de fricción de la roca circundante, θ_c es el ángulo de fricción del plano que se desliza sobre la bóveda del túnel y α el ángulo de inclinación de la ladera medido desde la horizontal.

Fuerzas internas y Factor de seguridad

Para el cálculo del factor de seguridad de los elementos de soporte instalados puede seguirse la metodología propuesta por Carranza-Torres (2009), donde se sugiere dentro de los métodos de cálculo, para las fuerzas internas de los elementos de soporte, el método basado en la Teoría de las Cáscaras Delgadas y gruesas (*theory of thick and thin shells*), para el caso en específico del modelo planteado por Zhou et al 2014, las ecuaciones que definirán las fuerzas internas, considerando el estudio de un soporte delgado, se presentan a continuación:

Momento flector:

$$M = \left[-\frac{1-k}{1+k} \sin^2 \theta - \frac{\pi \sin \theta}{1+\rho_{CF}} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{48} \frac{1-k_q}{1+k_q} (3+\pi^2) \rho_{CF} \right] \right] q \sigma_{ci}^2 \quad (151)$$

Carga Axial:

$$N = \left[1 + \frac{1-k_q}{1+k_q} \cos 2\theta - \frac{\pi \sin \theta}{1+\rho_{CF}} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{48} \frac{1-k_q}{1+k_q} (3+\pi^2) \rho_{CF} \right] \right] q \sigma_{ci} \quad (152)$$

Donde q Se refiere a la carga media k_q se denomina al radio de carga horizontal/vertical, y ρ_{CF} se denomina como el coeficiente de compresibilidad-flexibilidad, determinados mediante las siguientes ecuaciones:

$$q = \frac{q_x + q_y}{2} \quad (153)$$

$$k_q = \frac{q_x}{q_y} \quad (154)$$

$$\rho_{CF} = \frac{DR_c^2}{K_r} \quad (155)$$

Por su parte D_{cm} es el parámetro de compresibilidad, el cual depende del área de la sección transversal del elemento de soporte A y de su módulo de elasticidad E .

$$D_{cm} = EA \quad (156)$$

Por otro lado K_r es el coeficiente de flexibilidad, definido por el módulo de elasticidad y el momento de inercia de la sección transversal del elemento.

$$K_r = EI \quad (157)$$

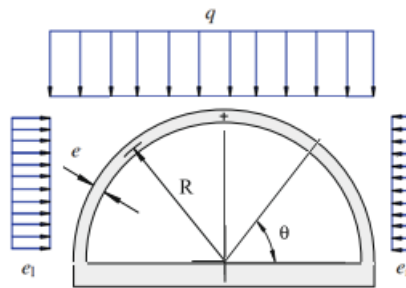


Figura 82. Cargas actuantes y elementos para el cálculo de las fuerzas internas de los elementos de soporte. Fuente: elaboración propia

Para calcular el factor de seguridad de los elementos de soporte del túnel se recomienda graficar la relación entre capacidad estructural de los elementos de soporte al momento flector versus la capacidad a la fuerza axial, entonces para cumplir con el factor de seguridad mínimo de los elementos, las fuerzas internas, momentos flectores y fuerza axial ejercidas sobre el soporte deben encontrarse dentro de la envolvente de capacidad, para el cálculo de la capacidad de los elementos de soporte se sugiere se determine de acuerdo a lo indicado por la norma sismo-resistente colombiana NSR10, y por medio de la metodología planteada por Carranza-Torres (2009).

5.3.3. Métodos numéricos

Los métodos numéricos permiten simular los procesos de excavación del túnel, por medio de estos se puede obtener los esfuerzos en el entorno de excavación, a través de soluciones aproximadas a las condiciones planteadas, adicionalmente aporta la posibilidad de modelar condiciones complejas y de múltiples etapas, dentro de los métodos numéricos, para la modelación del macizo rocoso se pueden emplear modelos continuos y discontinuos, lo modelos continuos, como su nombre lo indica consideran el macizo como un medio continuo cruzado por discontinuidades, y el modelo discontinuo considera el macizo como un conjunto de bloques individuales, dentro de los métodos que realizan el análisis de medio continuo se encuentran, el método de elemento finitos, el método de las diferencias finitas, el método de elementos de contorno, por otro lado se presentan los métodos que realizan un análisis del modelo discontinuo como el método de los elementos discretos a continuación se hará un breve descripción de algunos de los métodos más usados en el análisis de la excavación de un túnel.

5.3.3.1 Método de elementos finitos (finite element method FEM)

“se basan en el principio de discretización de un cuerpo en una serie de elementos finitos.

Los métodos de elementos finitos sirven para modelar el comportamiento de las estructuras de los túneles para varias condiciones y geometrías del terreno, Normalmente, estos métodos permiten modelar el terreno como si fuera un medio continuo; aunque algunos también permiten modelarlo como si fuera un medio discontinuo, este método representa más adecuadamente el comportamiento de los macizos rocosos muy fracturados.” Fuente: Guidelines for the Design of Tunnels, ITA Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels

En este método el medio es remplazado por una malla de elementos finitos equivalentes, para análisis de problemas bidimensionales estos elementos son usualmente triangulares o cuadriláteros, esta geometría es definida por el posicionamiento de puntos denominados nodos, localizados en general en las esquinas del elemento cuando el elemento es curvo, se requieren de nodos adicionales, estos elementos dentro de la red son conectados a través de estos nodos y de sus lados, (ver **Figura 83**).

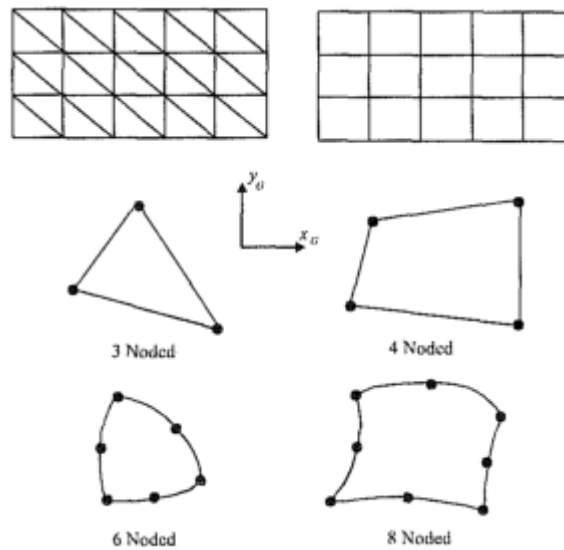


Figura 83 Elementos finitos típicos análisis 2D (Potts y Zdravković 1999)

Según Potts y Zdravković 1999, una vez ejecutada la discretización del medio, se procede a seleccionar la variable primaria de análisis (desplazamientos, esfuerzos etc) y reglas que regirán el comportamiento del elemento finito, en geotecnia por lo general se adoptan los desplazamientos como variable primaria, esta variación se expresara en términos de valores nodales, posteriormente se definen los principio que definirán las ecuaciones de equilibrio de cada elemento, para esta definición se recomienda por lo general el uso del principio de la energía potencia mínima; las ecuaciones de equilibrio de cada elemento se combinaran para obtener la ecuación global de análisis, adicionalmente se deben formular las condiciones de frontera que modificaran las ecuaciones globales, finalmente estas ecuaciones son resueltas para obtener el desplazamiento de todo los nodos; del desplazamiento nodal se pueden obtener el resultado de variables secundarias como por ejemplo los esfuerzos presentados.

Para el caso específico de los túneles (ver **Figura 84**) se recomienda usar elementos con nodos intermedios, para modelar la geometría curva de la sección con la mayor exactitud posible, de igual manera es importante modelar de la manera más realista posible tanto la estructura de soporte como su interfaz con el suelo.

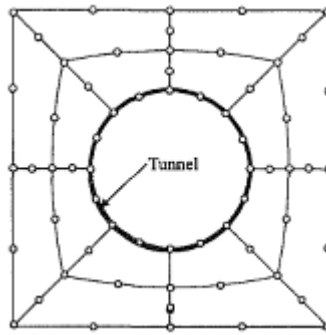


Figura 84 Discretización elementos finitos para la excavación de un túnel
(Potts y Zdravković 1999)

5.3.3.2 Método de las diferencias finitas (finite difference method FDM)

El método se basa en aproximar por medio del teorema de Taylor las derivadas involucradas en la ecuación diferencial a la que se quiere dar solución, en este método el dominio del problema es remplazado por un conjunto discreto de puntos (nodos), aplicando la ecuación de elasticidad y sustituyendo las derivadas parciales por los correspondientes cocientes incrementales se obtiene un sistema de ecuaciones algebraicas lineales, con lo que se consigue al resolver este sistema de ecuaciones, los valores de desplazamiento en dichos nodos.

De acuerdo a Garrido 2003, para que el método sea aplicable es necesario que el sistema de ecuaciones algebraicas obtenido tenga solución, y que se aproxime a la solución exacta de las funciones deseadas en los nodos al incrementar el número de los nodos.

5.3.3.3 Método de los elementos discretos (discrete element method DEM)

“El método de los elementos discretos simula el comportamiento mecánico de un medio formado por un conjunto de partículas las cuales interaccionan entre sí a través de sus puntos de contacto.” Mellado 2005

De acuerdo a Oñate, Labra, Zárate, Rojek y Miquel el método de los elementos discretos (MED) es un método numérico que es capaz de definir el comportamiento de medios definidos geométricamente por partículas tales como son los medios granulares. Su aplicabilidad es para cualquier geometría de partículas o elementos, En MED, se asume que el material sólido puede ser representado por una colección de partículas rígidas interactuando entre sí por fuerzas normales y tangenciales. Una ley de contacto apropiada debe ser tomada para una buena representación de las propiedades macroscópicas del material.

Esta ley de contacto puede ser vista como la formulación de un modelo material a nivel microscópico. Las uniones cohesivas pueden ser rotas, simulando la fractura del material, así como su propagación. La posibilidad de simular procesos geomecánicos, como movimiento de terrenos, rotura de rocas y desgaste es una aplicación interesante del MED desde el punto de vista numérico y práctico.

5.3.4. Método observacional.

El diseño observacional fue promovido por Peck (1969), El método observacional analiza el efecto de la redistribución de esfuerzos debidos a la excavación, este se basa en el monitoreo durante la excavación, donde se verifica el equilibrio entre esfuerzos y capacidad del soporte, Un ejemplo de método observacional es el Nuevo método Austriaco para construcción de Túneles NATM.

Uno de los métodos de diseño y ejecución de túneles más extendidos es el denominado N.A.T.M (*"New Austrian Tunneling Method"*), de acuerdo a la literatura existente la definición de esta metodología se describe como:

El nuevo método de tunelería austriaca N.A.T.M (*"New Austrian Tunneling Method"*) es basado en el concepto de que el terreno (Roca o suelo) alrededor de la excavación se convierte en un componente del soporte a través de un anillo estructural autosoportante de terreno alrededor de la excavación. (modificado de Kovari 1994), de acuerdo a esta definición muchos autores definen el NATM como una filosofía de construcción de túneles más que una metodología, de acuerdo al profesor Müller (citado por Karakus y Fowell 2004) las principales características del N.A.T.M son:

- El terreno alrededor de la excavación es el principal componente de soporte y su capacidad autoportante debe mantenerse sin perturbación del macizo rocoso.
- La capacidad de soporte del terreno debe ser preservada mediante el uso de elementos de soporte adicionales.
- El soporte debe componerse de una pared delgada, que de ser necesario será reforzada por medio de malla de acero, arcos de acero, y anclajes, en vez de aumentar el espesor de la pared.
- El momento de cierre del anillo de excavación es de crucial importancia y debe ser llevado a cabo tan pronto como sea posible.
- Se deben llevar a cabo ensayos de laboratorio preliminares y monitoreo de deformación en el túnel para optimizar la conformación del anillo de terreno autoportante.

- La longitud de avance que se encontrara sin soporte debe ser lo más corta posible.

De acuerdo a esta filosofía si se selecciona un soporte muy rígido este soportara una mayor carga a causa de que la masa rocosa circundante a la excavación no se ha deformado lo suficiente para llevar los esfuerzos presentados al equilibrio; sin embargo, si se instala un soporte después de que se ha alcanzado una deformación que lleva el detrimento del terreno alrededor de la excavación, se requiere de una presión de soporte mucho mayor para detener la inestabilidad, por ende el soporte no debe ser muy rígido ni muy flexible, y debe ser instalado en el momento adecuado para alcanzar el punto de equilibrio, así mismo para terrenos sin o con baja cohesión, el campo de esfuerzos tridimensionales debe ser soportado por una extensión del soporte adelante del frente de la excavación, como por ejemplo, por medio de sobrrillas de micropilotes.

Para el caso de túneles poco profundos en terrenos débiles, algunos autores han sugerido el cierre del anillo tan pronto como sea posible, y no dejar ninguna sección del túnel excavado sin soporte, ni siquiera temporalmente, adicionalmente se debe mantener la estabilidad del frente de excavación, a pesar de la extensión del uso de esta filosofía de construcción en los últimos años se ha visto fuertemente criticada, y reevaluada, debido a colapsos y fallos presentados durante la excavación de túneles bajo la filosofía N.A.T.M, de acuerdo a Karakus y Fowell 2004, en 39 incidentes mayores presentados, las causas reportadas son las siguientes:

- Causas geológicas no predichas
- Errores en la planificación y especificaciones
- Errores de calculo
- Errores constructivos
- Errores en el control y administración

Básicamente los errores presentados son a causa del poco conocimiento del diseñador y constructor de la filosofía N.A.T.M, donde se debe realizar una investigación del terreno adecuada para reducir la incertidumbre de las condiciones geológicas, el control y la administración, debe tener una aproximación basada en riesgos, debido al grado de incertidumbre siempre presente en la construcción de túneles, se debe llevar a cabo monitoreo tanto en diseño como durante la construcción, se debe en especial mantener la estabilidad del frente de excavación, esto en los túneles de ladera es de vital importancia dado que debido a su cercanía con la superficie, las deformaciones alcanzadas pueden afectar la superficie y acelerar la deformación hasta alcanzar la inestabilidad de la excavación, por ende los tiempo de autosoporte son mucho más cortos que en condiciones de cargas simétricas, y a profundidad, por lo tanto un túnel de ladera requerirá mayores medidas de soporte.

5.3.4.1 Instrumentación y monitoreo

Debido al grado de incertidumbre, y la dificultad para realizar una adecuada investigación y caracterización del terreno en la etapa de diseño es de gran importancia realizar un control permanente del proceso de construcción, mediante una adecuada técnica de instrumentación y monitoreo, el objetivo principal del monitoreo es medir los esfuerzos y deformaciones del terreno, soporte o revestimiento; para lograr este propósito, se diseña e instala un detallado plan de monitoreo, la información obtenida, es procesada e interpretada para presentar una evaluación de los siguientes aspectos:

- Selección adecuada del tipo de soporte inicial, y momento de instalación de soporte junto con la determinación de una apropiada secuencia de excavación.
- Estabilización de terreno circundante a la excavación por medio de la capacidad de autosoporte del terreno y el desarrollo del efecto arco.
- Desempeño de las técnicas de excavación e instalación de soporte.
- Evaluación de comportamiento esfuerzo deformación a largo plazo
- Evaluación de los parámetros de diseño asumidos, tales como propiedades de resistencia y esfuerzos in situ, utilizados en los cálculos iniciales de diseño

Basados en esta información, se pueden tomar decisiones en campo con respecto a la secuencia apropiada de excavación y al soporte inicial, de acuerdo a la reacción del terreno y su relación con el tipo de soporte, a continuación se mencionan algunas de las herramientas usadas para el monitoreo del comportamiento de la excavación:

Medidas de convergencia

Las medidas de convergencia, obtienen el desplazamiento relativo de dos puntos ubicados de las paredes del túnel, dicha determinación es suficiente solo para conocer si la deformación se estabiliza y el tiempo que tarda en hacerlo.

La medición se hace por medio de diferentes instrumentos entre ellos se encuentra la cinta extensométrica, la estación total de alta precisión, o los sistemas laser.

- **Cinta extensométrica:** el dispositivo permite conocer el desplazamiento entre 2 puntos, para lo cual se disponen de pernos de anclaje para la cinta, en distintas localizaciones de la sección transversal, y se tomara los datos de la variación de la longitud de cada cuerda a lo largo del tiempo, a partir de una lectura “cero” de referencia. (**Figura 85**)

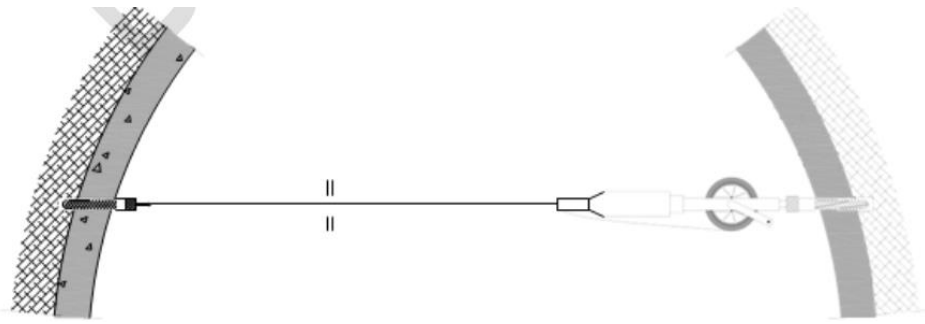


Figura 85 Esquema de colocación de cinta extensométrica (fuente: Guía técnica de instrumentación y auscultación en el proyecto y construcción de túneles urbanos, grupo de trabajo 11-20 AETOS)

- **la estación total de alta precisión:** Este sistema de seguimiento topográfico permite la toma de datos en 3 dimensiones, por medio de la instalación localización de prismas en distintas posiciones de la sección transversal, la estación calcula las coordenadas de cada prisma en el sistema de referencia, lo que permite tomar los desplazamiento de cada punto conforme el avance de la excavación.

Medidas de esfuerzo sobre el soporte

- **Celdas de presión:** la celdas de presión se encuentran diseñados para medir los esfuerzos en el suelo o la presión sobre las estructuras, conformado por dos placas de acero soldadas y rellenas en su interior de un fluido, la presión ejercida sobre las caras activas es transmitida a un transductor de presión, que puede ser hidráulico o eléctrico, estas celdas en túneles construidos siguiendo la filosofía NATM se localizan embebidas en el sostenimiento en dirección radial y en algunas ocasiones tangencial, con el fin de medir los esfuerzos a los cuales se encuentra sometido. (**Figura 86**)



Figura 86 Celda de presión total (fuente: Guía técnica de instrumentación y auscultación en el proyecto y construcción de túneles urbanos, grupo de trabajo 11-20 AETOS)

Inclinómetros

Es conveniente que se instalen inclinómetros que detecten con precisión cualquier inestabilidad provocada en el inicio de las excavaciones.

Los inclinómetros se utilizan para medir los movimientos del interior del terreno en el plano perpendicular al de instalación de éste, midiendo la deformación continua en profundidad del terreno respecto a un punto que se considere inmóvil, la medición se realiza mediante el cambio de inclinación de un tubo que se coloca en una perforación. (**Figura 87**)

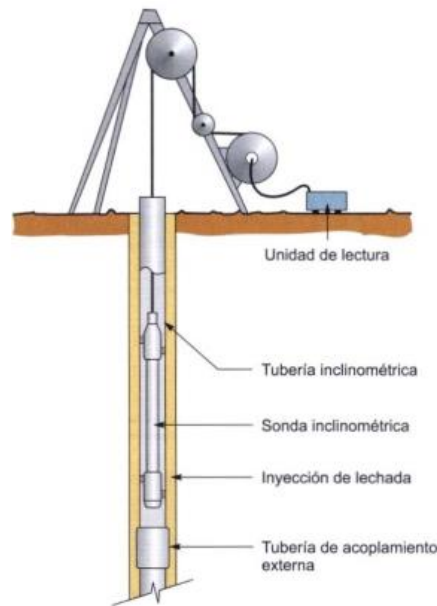


Figura 87 Esquema de un inclinómetro (González de Vallejo 2002)

En conclusión existen múltiples métodos de monitoreo del comportamiento e interacción entre el túnel y el terreno (ver **Figura 88**) tanto durante construcción como en operación, el diseñador debe disponer de estas herramientas para ajustar el diseño del soporte y confirmar o evaluar las hipótesis planteadas durante el diseño inicial.

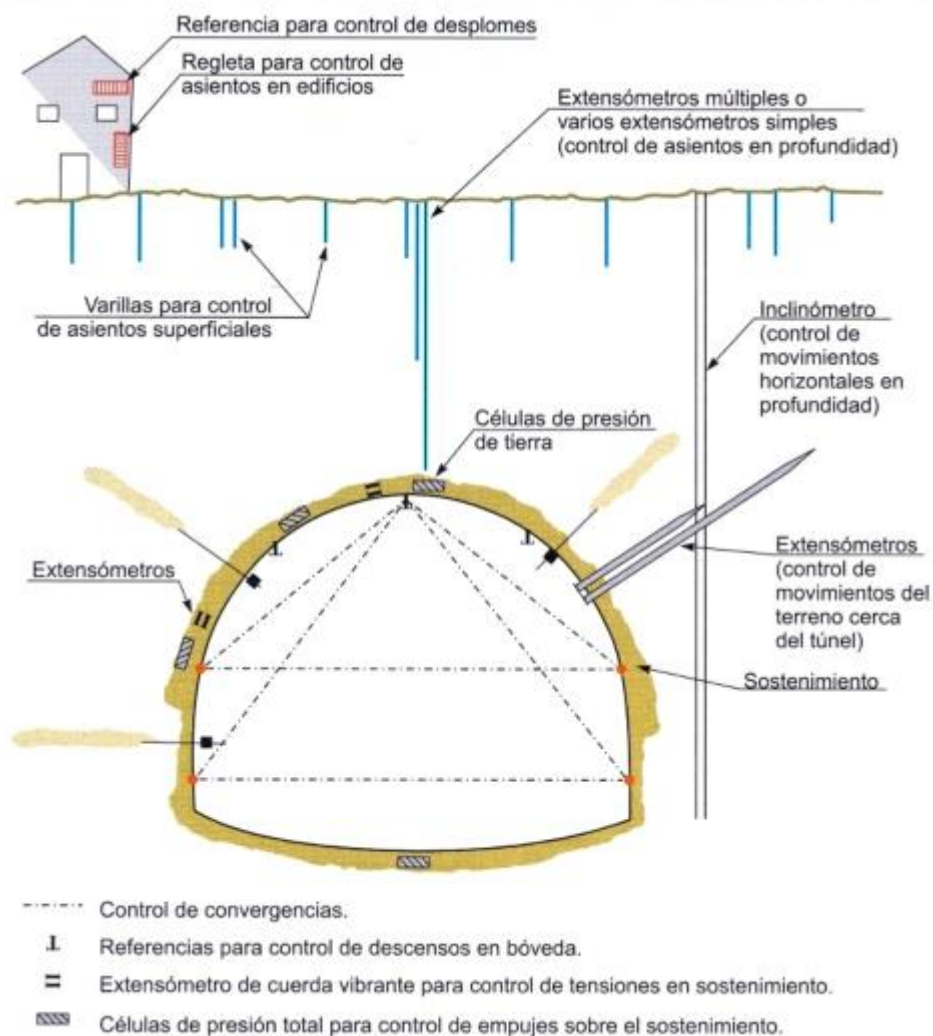


Figura 88 Sistemas de monitoreo de un túnel (González de Vallejo 2002)

5.3.4.2 Diseño en tiempo real o ajustes de construcción en obra

La información acerca del terreno está sujeta a incertidumbres dependiendo de la complejidad geológica y geotécnica, la amplitud de la investigación geológica, geotécnica e hidrogeológica y la experiencia en otros proyectos con condiciones geológicas similares que esté disponible. Si el comportamiento estructural en algún sector del túnel no puede predecirse con suficiente confianza, con base en las investigaciones de campo, el análisis estructural y experiencias comparativas, o existe la probabilidad de una modificación en el comportamiento del terreno, el diseño debe permitir o prever modificaciones en los métodos de construcción durante la ejecución de obra, con tal que los riesgos o peligros relevantes puedan ser detectados y ubicados a tiempo, mediante observaciones y no conduzcan a fallas súbitas o incontrolables.

Por otro lado, en el diseño se debe reducir el riesgo potencial mediante la implementación de medidas que contemplen varios tipos de soporte y otras medidas constructivas que permitan cumplir con los requerimientos de seguridad.

Con el propósito de efectuar las modificaciones en los métodos de construcción en la obra, la información adquirida durante la ejecución, tanto acerca de las propiedades del terreno como sobre el comportamiento estructural, deben ser introducidas en el proceso de ejecución y de diseño iterativo.

En particular, el desarrollo de la obra se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Mecanismos relevantes que pongan en peligro la seguridad o que desmejoren el servicio durante la construcción.
- La información a ser recolectada en obra durante la construcción, por ejemplo: registros geológicos del frente de excavación del túnel, resultados de perforaciones exploratorias, observaciones cualitativas (como signos de esfuerzos excesivos en el revestimiento o fallas del frente) o resultados de instrumentación y monitoreo.
- Criterios para la selección de la excavación, soporte y medidas auxiliares.
- El criterio debe basarse en observaciones cualitativas o valores a controlar (en general las deformaciones en la excavación y sus alrededores) determinados por análisis estructurales o la experiencia que se tenga.
- Las acciones a ser tomadas para cada desviación significativa e imprevista de los hallazgos hechos por observación con respecto a lo esperado.
- Un criterio de manejo, con todas las provisiones técnicas y organizacionales, que facilite un oportuno proceso de toma de decisiones.

6. EVALUACION DE LAS METODOLOGIAS EXISTENTES APLICADAS AL CASO DE TUNELES DE LADERA

6.1. INTRODUCCIÓN

Los métodos de diseño mencionados en el capítulo anterior son: empírico (ej: clasificación RMR, Q de Barton), el analítico, numérico y observacional.

Estos métodos en conjunto permiten un diseño más aproximado a las condiciones reales encontradas durante construcción, dado que se usan en diferentes etapas del ciclo de vida del proyecto de un túnel, las clasificaciones empíricas como el RMR son obtenidas de experiencias prácticas sobre casos históricos, el método analítico y numérico, presenta un análisis de la resistencia del macizo rocoso y los esfuerzos existentes lo cual permite determinar los factores de seguridad del soporte predimensionado, el método observacional, presenta las medidas de convergencia y deformaciones durante la construcción lo cual permite comparar las predicciones con el comportamiento real, permitiendo así revisar las hipótesis y estimaciones asumidas en el diseño.

6.2. MÉTODOS DE DISEÑO APLICADOS AL CASO DE TÚNELES DE LADERA

6.2.1. Consideraciones especiales aplicables a métodos empíricos

Como bien lo menciona Leber y Schubert (2010) el hecho de que los sistemas de clasificación estén basados en una experiencia específica, por supuesto conlleva a la instancia donde estos no se ajustan a todas las condiciones, por ende se requiere cautela en su aplicación y por consiguiente el diseñador debe decidir cuales parámetros son adecuados para cada caso de estudio, donde la experiencia del diseñador es la clave y a menudo una valoración errada de las condiciones realmente encontradas es el resultado de la subjetividad del análisis.

6.2.1.1 Rock Mass Rating (RMR)

El uso de las clasificaciones geo mecánicas del macizo rocoso, debe llevarse a cabo con extremo cuidado, dado que la errónea interpretación de las condiciones presentadas en campo, puede conllevar a una estimación errónea del soporte necesario (tal como lo indica Bieniawski en “Errores en la aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas y su corrección”), teniendo en cuenta las condiciones específicas de los túneles de ladera se hacen las siguientes observaciones y recomendaciones:

- El macizo rocoso de peor calidad tiene un valor de $RMR=0$, que significa

que en tal caso se trata de un suelo y no de una roca.

- Para un $RMR < 15$, **podría** aplicarse la siguiente equivalencia aproximada: $GSI = RMR - 5$, dado que los parámetros del RMR relativos a RQD, espaciamiento de juntas y a las condiciones de las discontinuidades serían aproximadamente iguales a los parámetros del GSI, referentes a estos temas, por lo que se debe aclarar esta correlación, **solo es aplicable para macizos rocosos clasificados como clase V del RMR, y con un valor de $RMR < 15$** en ese mismo sentido se recomienda para el caso de macizos rocosos de muy mala calidad, y los cuales son frecuentemente encontrados en el caso de los túneles de ladera, el uso de las clasificaciones cuantitativas RMR, R_Mi y Q las cuales son más adecuadas que el índice cualitativo GSI, en conclusión no hay equivalencia entre la clasificación RMR y el índice GSI, excepto para rocas de una calidad excepcionalmente mala.
- En el caso donde no hay posibilidad de medir el espaciamiento de las discontinuidades; pero se puede determinar el RQD a partir de sondeos en la zona de estudio, o en el caso contrario donde se puede medir el espaciamiento de las discontinuidades desde el frente de excavación pero no se cuentan con sondeos, para determinar el valor de la densidad de las discontinuidades se puede utilizar la gráfica presentada en la Figura 89.



Figura 89 Correlación entre el RQD y el Espaciado (Bieniawski 1983)

Sin embargo, así mismo se debe tener cuidado con la interpretación del parámetro RQD dado que este parámetro es básicamente definido como la longitud de muestras recuperadas mayores a 100 mm, sobre la longitud

total del sondeo, se presentan dificultades al dividir la medición, en dos grupos, muestras mayores a 100 mm y menores de 100 mm, dado que diferentes configuraciones de diaclasas y calidades del macizo rocoso pueden presentar el mismo RQD tal y como lo explico Palmström 2001 y se puede observar en la Figura 90.

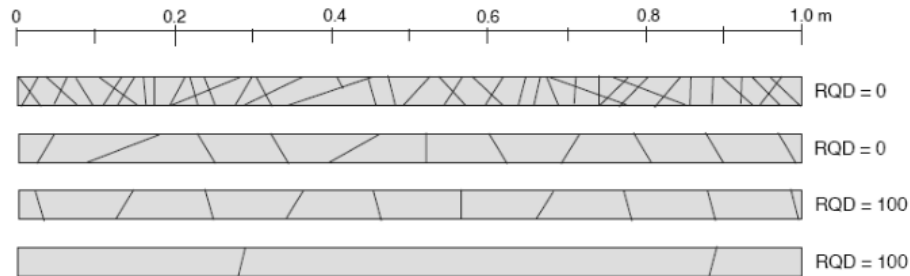


Figura 90 ejemplo de RQD para diferentes densidades de fracturamiento a lo largo de un sondeo (Palmström 2001)

De igual manera el RQD da poca información para fragmentos inferiores a 10 cm, sin importar si los fragmentos corresponden a suelos o roca fresca, adicionalmente se obtienen valores erróneos si se tienen discontinuidades con rellenos de arcilla o material meteorizado, y no toma en cuenta la orientación de las discontinuidades.

- Las expresiones que correlacionan el Q de Barton con el RMR de Bieniawski han surgido a partir de una serie de datos específicos, tomadas en un lugar de trabajo determinado, con las condiciones especiales del lugar de procedencia, en consecuencia el uso de estas expresiones dependen del conocimiento de los datos originales de las cuales se dedujeron para evaluar la validez al caso en particular al que se apliquen, por lo tanto, en un proyecto determinado deben emplearse ambas clasificaciones para comprobar cual correlación es aplicable.
- Para obtener el módulo de deformación del **macizo rocoso** usualmente se recomienda ensayos in situ, tales como ensayos de placa de carga; sin embargo, estos ensayos en muchas ocasiones no pueden llevarse a cabo debido al costo y tiempo requerido, en especial si se trata de una etapa donde se requiere una primera aproximación a este término para tal caso se puede emplear el uso de correlaciones, entre el RMR y el E_m :

Tabla 44 Correlacion para modulo de elasticidad del macizo rocoso a partir del valor RMR

Expresión	Autor
$E_m \text{ (Gpa)} = 2 \text{ RMR} - 100$ para $\text{RMR} > 50$	Bieniawski 1979
$E_m \text{ (Gpa)} = 10^{(\text{RMR}-10)/40}$ para $\text{RMR} < 50$	Serafim y Pereira 1983
$E_m \text{ (Gpa)} = E_i e^{(\text{RMR}-100/36)}$	Galera 2005
$E_m / E_i = e^{(\text{RMR}-100)/22}$	Ván y Vásárhelvi 2010

Dónde:

E_m = Modulo de elasticidad del Macizo Rocosó

MR = Modulus Ratio representación de la relación esfuerzo-deformación propuesta por Deere y Miller (ver Tabla 45)

E_i = Modulo de elasticidad Roca Intacta

Tabla 45 Guía para la selección de MR basado en Deere (1968) y Palmstrom & Singh (2001)

	Clase	Grupo	Textura			
			gruesa	Media	Fina	Muy Fina
Sedimentaria	Clástica		Conglomerados 300-400 Brechas 230-350	Areniscas 200-350	Limolitas 350-400	Arcillolitas 200-300 Lutitas 150-250* Margas 150-200
			No Clástica	Caliza Cristalina 400-600	Caliza Esparitica 600-800	Caliza Micritica 800-1000
	Evaporitas	Yeso (350)**		anhidrita (350)**		
	organicas	Tiza (chalk) 1000+				
Metamórficas	no foliada		Mármol 700-1000	Corneana 400-700 Meta Arenisca 200-300	Cuarcita 300-450	
	Levemente foliada		Migmatita 350-400	Anfibolitas 400-500	Gneiss 300-750*	
	Foliada			Esquisto 250-1100*	Filitas/Micacita 300-800*	Pizarras 400-600*
Ígnea	plutónica	Clara	Granito+ 300-550 Granodiorita 400-450			
		Oscura	Gabro 400-500 Norita 350-400			
	Hipabisales		Porfido (400)**		Diabasa 300-350	Peridotita 250-300
	volcánica	Lavica	Riolita 300-500 Andesita 300-500			
		piroclástica	Aglomerado 400-600	Brecha volcánica (500)**		Toba 200-400

Fuente: Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000). Support of underground excavations in hard rock

*Roca altamente anisotrópica: El valor de MR variara significativamente dependiendo de si el esfuerzo normal o carga ocurre paralela (MR alto) o perpendicular (MR bajo) al plano de falla

+Granodiorita Félsica: De grano grueso o Alterada (MR alto), Grano Fino (MR bajo)

**Sin información Disponible, Valor estimado

- El diseñador debe tener en cuenta que los parámetros de la clasificación son cuantitativos, provienen de ensayos normalizados, pertenecen a una región estructural geológica, se basan en sondeos, y cartografía geológica y sísmica de refracción en el caso que no se cuente con suficiente información proveniente de sondeos.
- En el sistema RMR89 no se considera las zonas de falla, o zonas de macizo rocoso de condiciones de resistencia muy pobre, por lo que la clasificación RMR89 no puede ser aplicada a este tipo de rocas,
- El sistema de clasificación no tiene en cuenta el radio del túnel; aunque tiene una gran influencia en el comportamiento de la excavación, especialmente si se tiene en cuenta el efecto de su relación con el espaciamiento y persistencia de las discontinuidades.
- El sistema de clasificación RMR89 no tiene en cuenta el estado de esfuerzos in situ, factor de gran importancia en el comportamiento de túneles de ladera.

6.2.1.2 Q Barton

De acuerdo a Plamstrom y Broch (2006) el sistema de clasificación Q, tiene limitaciones, donde las recomendaciones de soporte, se ajustan más a la realidad para valores de Q entre 0.1 y 0.4 con avances entre 2.5 m a 30 m, y por el contrario debe ser usado con cuidado en zonas de rocas muy meteorizadas y fracturadas, así mismo tampoco se considera adecuado para rocas débiles.

Por otro lado la clasificación Q no tiene en cuenta algunos factores como la resistencia de la roca intacta y el diámetro del túnel, el cual si bien se tiene en cuenta para la determinación del soporte, no se tiene en cuenta dentro de la clasificación del macizo rocoso o en otras palabras en la determinación del parámetro Q, de acuerdo Vibert y Vaskou (2011) una de las principales limitaciones de las clasificaciones geomecánicas como el sistema Q, es el efecto de escala, la experiencia ha mostrado que valores obtenidos de clasificación para grandes túneles varían significativamente de aquellas obtenidas para el mismo terreno en una galería de exploración más pequeña, este efecto se puede

observar en la Figura 91, se puede ver que el tipo y numero de discontinuidades, y su persistencia son parámetros que dependen del tamaño y su evaluación, puede variar con relación al tamaño de la excavación.

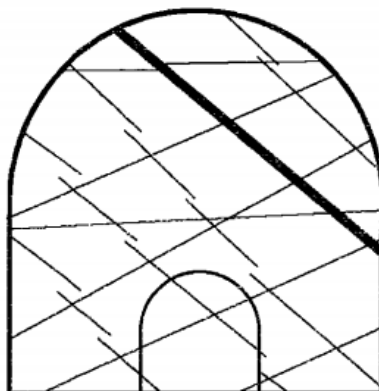


Figura 91 ilustración de la diferencia entre la valoración de la calidad del macizo rocoso en comparación con el tamaño de la obra y las características geológicas. (Vibert y Vaskou (2011))

Las clasificaciones de macizos rocosos son más eficientes en caso de un macizo rocoso hecho de una matriz rocosa dura y con distribución uniforme de discontinuidades (no anisotropía).

Una de las más grandes dificultades encontradas en todos los sistemas de clasificación, es la observación adecuada de las características de las discontinuidades, Palmström y Broch (2006) mencionan esta problemática, dada esta dificultad los autores plantean que en muchas ocasiones se pueden obtener diferentes valoración para un mismo macizo dependiendo del observador, en la **Figura 92** se muestra la posición de las juntas descritas por diferentes observadores para el mismo registro de perforación.

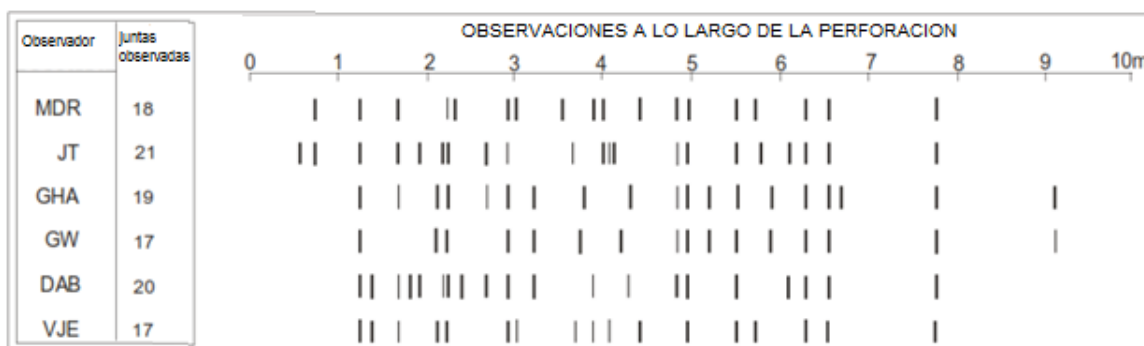


Figura 92 Posición de las juntas registradas por diferentes observadores para un mismo registro de perforación. (Ewan 1983 citado por Palmström y Broch (2006))

Parte de la problemática presentada en la aplicación del sistema Q, se debe a que el sistema no incluye la valoración de características importante como, la orientación de las discontinuidades, el tamaño de las discontinuidades, persistencia y apertura de la discontinuidad, y resistencia de la roca.

6.2.1.3 RMI ARILD PALMSTRÖM

El sistema RMI se ajusta mejor a macizos rocosos masivos o fuertemente fracturados, donde las familias de discontinuidades tienen propiedades similares, puede ser usado para zonas de falla o debilidad; pero debe ser usado con cuidado en terreno donde se presenta contracción (squeezing).

El valor del parámetro de juntas (Jp) fue calibrado por medio de ensayo de compresión a gran escala, en donde la evaluación de los parámetros (jR, jA y Vb) que componen el parámetro Jp, y el tamaño de la muestra, en algunos casos no representaba adecuadamente un macizo rocoso continuo, por lo que esto pudo resultar en errores asociados a estos parámetros.

Como en otros sistemas de clasificación el RMI, carece de un parámetro que permita medir el efecto del agua sobre las rocas, específicamente sobre su composición mineralógica, este aspecto es especialmente importante en rocas arcillosas y lodosas.

Por otro lado, igual que los métodos de clasificación existente, se debe tener en cuenta el factor escala en específico su efecto sobre la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, en este caso Barton 1990 (citado por Goel y Singh 2011) sugiere la siguiente ecuación, para considerar el efecto escala sobre la resistencia a la compresión simple de la roca intacta:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \left(\frac{50}{d} \right)^{0.2} = \sigma_{ci} \left(\frac{50}{Db} \right)^{0.2} \quad (158)$$

Donde Db es el diámetro equivalente (ver capítulo 5.3.1.4 del presente documento) y σ_{ci} representa la resistencia a la compresión simple de una muestra de 50 mm de diámetro.

6.2.2. Consideraciones especiales aplicables a métodos analíticos

6.2.2.1 Limitaciones del método convergencia-confinamiento en el diseño de túneles de ladera

El método de convergencia confinamiento está basado en un concepto que involucra un análisis de la interacción suelo estructura, mediante el estudio independiente del comportamiento del suelo y el soporte del túnel, de acuerdo a esto, el comportamiento de suelo es representado por una curva de reacción del

suelo, la cual describe la convergencia del suelo en función de la presión interna aplicada; sin embargo, para simplificar el método, un número de premisas son asumidas, lo cual hace que el método sea aplicable únicamente a túneles profundos y en un estado de esfuerzos hidrostáticos.

En el diseño de túneles poco profundos y de ladera la proximidad de la superficie y la tendencia del material del frente y sobre el túnel a deformarse debe tomarse en cuenta, dado que estos factores no están presentes en el análisis de túneles profundos y en los métodos de análisis tales como convergencia confinamiento.

La proximidad de la superficie usualmente significa que el camino de falla para el macizo rocoso circundante al túnel, es el colapso de la superficie, un proceso diferente al que ocurre en un túnel profundo. Ver **Figura 93**.

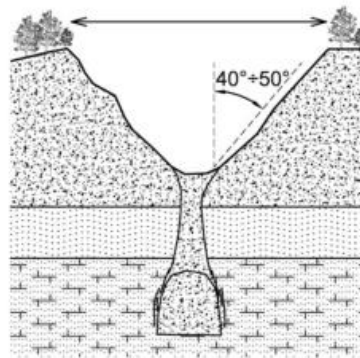


Figura 93 Mecanismo de falla en un túnel poco profundo.

Fuente: Gattinoni, P., Pizzarotti, E. M., & Scesi, L. (2014)

Por otro lado, también es ignorado el peso de la zona plástica desarrollada alrededor del túnel; aunque hay muy pocos estudios en lo que respecta, al efecto de las fuerzas gravitacionales actuantes en el terreno, estas son variables para diferentes zonas en el contorno del túnel, por ejemplo, la convergencia en la bóveda se espera sea mucho mayor que en los hastiales a causa del peso del material fallado sobre la corona del túnel.

En ese sentido, se ha demostrado que el efecto de las cargas gravitacionales en los análisis es notorio e ignorar la carga producto de la falla del terreno en la zona plástica puede conllevar a grandes errores en los cálculos.

En el método de convergencia confinamiento el efecto de las condiciones de contorno en la superficie del terreno son ignoradas, de igual manera la variación en los esfuerzos iniciales (esfuerzos in situ) no son tomados en cuenta; sin embargo, para los túneles poco profundos, el esfuerzo inicial no puede ser asumido como constante sobre la sección de túnel, y por ende no es aplicable asumir un estado de esfuerzos hidrostático.

A causa del diferente proceso de falla el método convergencia confinamiento no puede ser aplicado a túneles de ladera.

6.2.3. Consideraciones especiales aplicables a métodos numéricos

Los métodos numéricos se han convertido en una herramienta básica para la evaluación de problemas complejos, en el caso de la evaluación del comportamiento de macizos rocosos, se debe seleccionar entre dos enfoques:

Medio continuo equivalente: el macizo es analizado como un continuo con propiedades de deformación, y resistencia iguales en todas las direcciones, definido por un modelo de comportamiento tenso-deformacional.

Medio discontinuo: el macizo es representado como discontinuo, y se da mayor atención a la caracterización de las discontinuidades, conformando un conjunto de bloques, cada bloque puede interactuar con los bloques circundantes a través de juntas.

Con el fin de modelar el macizo como un medio continuo equivalente, se afecta los parámetros de resistencia de la roca intacta, de tal forma que representen las propiedades del macizo rocoso, mediante el uso de criterios de falla como el propuesto por Hoek y Brown, una vez modeladas las propiedades del macizo, se procede a la elección de un modelo de comportamiento tenso-deformacional, se mencionó en el capítulo 5.2.2.3, macizo rocoso de muy mala se comporta en forma perfectamente plástica, un macizo rocoso de regular calidad geotécnica, corresponde a un comportamiento del tipo reblandecimiento por deformación, para los macizos de roca dura y de muy buena calidad geotécnica se sugiere un comportamiento elástico-frágil, una vez determinados estos factores se procede a la modelación numérica, como se puede observar la dificultad de este método se centra en la representación adecuada del comportamiento del material por medio de sus parámetros geotécnicos.

Los métodos numéricos pueden dividirse a su vez en métodos de contorno o frontera y métodos de dominio, los métodos de frontera como el BEM (método de elementos de contorno) implican la subdivisión del contorno de la excavación en elementos, mientras el interior del macizo rocoso es representado matemáticamente como un continuo infinito, por otro lado los métodos de dominio, como el FEM (Método de elementos finitos) y el FDM (Método de las diferencias finitas), implica que el modelo sea discretizado (dividido en zonas o elementos) (ver Figura 94).

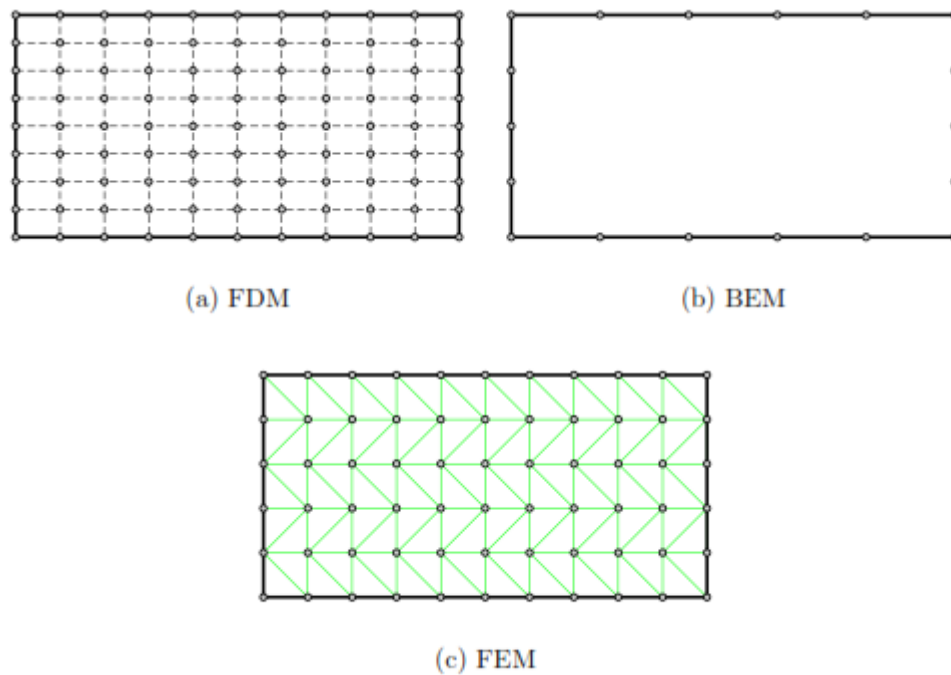


Figura 94 Mallas características para los diferentes métodos numéricos (Ruiz (2001))

Cuando se realiza el análisis de un problema en particular, la decisión entre un modelo continuo y discontinuo del macizo rocoso, puede basarse en el análisis del mecanismo de comportamiento del terreno alrededor de la excavación (ver Figura 95), según Barla (2000), los modelos discontinuos presentan resultados más realistas y representativos del comportamiento de un macizo rocoso, que los modelos continuos; sin embargo, representan una mayor complejidad en su aplicación, debido a la falta de información geológica, ya que siendo las discontinuidades de gran importancia en su evaluación, se requiere de la determinación de las características de resistencia de las mismas, información que no siempre se encuentra disponible, por ende los diseñadores usualmente prefieren implementar, el método de elementos finitos, el cual permite modelar el macizo rocoso en un medio continuo, mediante una serie de elementos discretos conectados por medio de unos nodos. A través de la teoría de elasticidad se determina la matriz de rigidez en cada uno de estos puntos y de esta forma se calculan los esfuerzos y deformaciones en cada uno de los nodos del modelo.

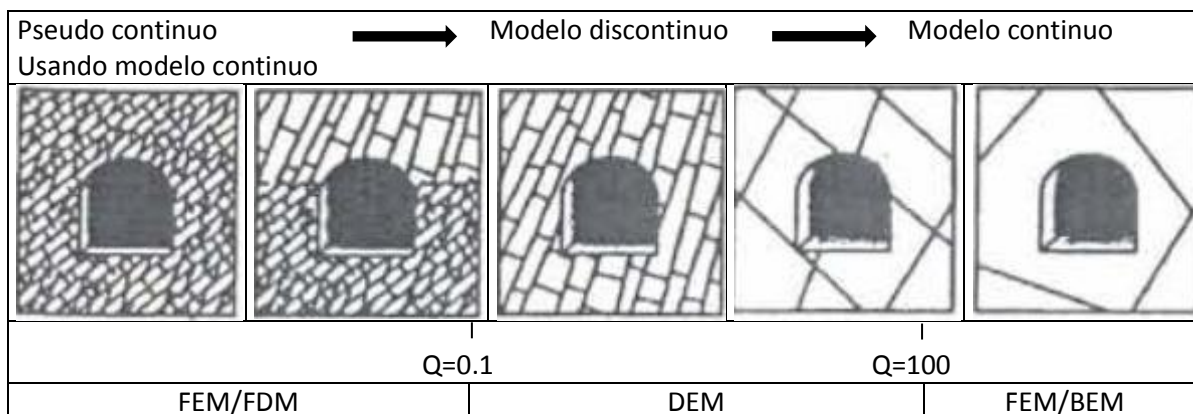


Figura 95 Diagrama esquemático de rangos sugeridos de aplicación de los modelos continuos y discontinuos en relación al valor de Q (modificado Barton 1998 citado por Barla 2000)

Como se mencionó anteriormente, la modelización en Mecánica de Rocas presenta limitaciones dado que casi nunca se conoce el macizo rocoso lo suficiente para modelarlo de manera adecuada, adicionalmente existe desconfianza en realizar simplificaciones por lo que se pretende plantear modelos demasiado complejos que presentan muchas dificultades a la hora de ser analizados.

7. PLANTEAMIENTO METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA TÚNELES DE LADERA.

Las condiciones presentes en los túneles de ladera, representan limitaciones para la implementación de las metodologías de diseño existentes, teniendo esta hipótesis presente se ha realizado una investigación y análisis de los factores que afectan el comportamiento de los túneles de ladera, y que eventualmente constituyen los parámetros a tener en cuenta dentro de la elección del método diseño, a continuación se hace un recuento de los resultados de esta investigación:

7.1. DEFINICIÓN

Los túneles de ladera, pueden definirse como los túneles que debido a su localización geográfica, poseen baja cobertura lateral; aunque estos túneles pueden clasificarse como superficiales, están sometidos a condiciones especiales que no son considerados dentro del análisis de este tipo de túneles, las cuales requieren un análisis detallado, ya que pueden afectar su comportamiento durante la excavación, como por ejemplo la condiciones de carga asimétrica y estado de esfuerzos anisotrópico, sin mencionar los efectos a los que se encuentran sometidos los materiales localizados en las laderas tales como meteorización y

erosión por ende, su definición no dependerá únicamente de su profundidad y diámetro, sino que también, de parámetros tales como la topografía de la superficie de terreno, los parámetros y características geomecánicas del terreno de excavación, su condición hidrogeológica, entre otros, en general las condiciones a esperarse en un túnel de ladera puede resumirse como:

- Distribución asimétrica de esfuerzos
- Condiciones sísmicas: susceptibles a daños debidos a sismos, especialmente en túneles con condiciones geotécnicas pobres.
- la degradación del material o pérdida de las características geo mecánicas con el tiempo, debido a procesos de meteorización
- Alta probabilidad de que la ladera esté conformada por depósitos de detritos producto de deslizamientos anteriores, Coluviones, terraza, suelos blandos, o rocas débiles
- Altos volúmenes de infiltración
- Inestabilidad de la ladera

Por otro lado, con el fin definir el límite de profundidad entre túnel de ladera y túnel de montaña se empleó la relación propuesta por Yang, S.R. Wang, Y.G. Wang y Li (2015):

$$e = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1} \leq 10\% \quad (159)$$

Donde la profundidad a la cual el parámetro **e** alcanza un valor del 10%, corresponderá al límite externo de la zona de arco, cuando el parámetro **e** no alcanza un valor del 10%, significa que la zona de arco está limitada por la superficie de terreno. Se considera entonces como el límite entre túnel de ladera y túnel de montaña, la profundidad mínima a la cual **e** alcanza el 10%, esto es explicado a mayor detalle en el capítulo 5.2.1, del presente documento.

Igualmente, Zhou 2011, propone una metodología para la determinación de la profundidad límite donde el túnel soporta una acción asimétrica de la roca circundante, es decir por medio de esta metodología también se puede definir la profundidad que delimita el comportamiento de ladera, y se define por medio de la siguiente expresión:

$$t_{min} = \frac{2R(1 + \tan \alpha - \sqrt{1 + \tan^2 \alpha})}{2\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} \quad (160)$$

Donde R representa el radio de excavación y α representa el ángulo de inclinación del terreno medido desde la horizontal.

En este caso si la cobertura del túnel t es inferior a t_{min} se dice que el túnel tiene un comportamiento de túnel de ladera, el procedimiento llevado a cabo para la determinación de este parámetro se expone en el capítulo 5.3.2.2, y hace parte de una nueva metodología analítica propuesta por Xiaojun Zhou, Jinghe Wang, Bentao Lin (2013).

7.2. CONDICIONES PRESENTADAS EN UN TÚNEL DE LADERA

En el presente capítulo se hará una breve descripción de las condiciones presentadas en un túnel de ladera y estudiados a detalle en el capítulo 5.2.2, estas condiciones deben tomarse en consideración dentro de la metodología de diseño, con el fin de seleccionar las teorías e hipótesis que mejor se ajustan al comportamiento presentado.

7.2.1. Inestabilidad de la ladera

Las laderas están expuestas a fenómenos de remoción en masa producto de la pérdida de las características de resistencia de los materiales que la conforman, potenciados en muchas ocasiones por las condiciones ambientales que lo rodean, como por ejemplo temporadas de fuertes precipitaciones, estos fenómenos a su vez tienen un efecto importante en el estado de esfuerzos del terreno y a su vez en el esfuerzo a corte presentado sobre el soporte del túnel:

A medida que la ladera se mueve, la deformación a corte incrementa, cuando el esfuerzo actuante en el soporte excede la resistencia del mismo, la estructura falla a corte y las grietas de desplazamiento son generadas. Un vector traslacional en esta etapa, es de una magnitud considerable, lo suficiente para ser evidenciada visualmente. Wang (2010)

En conclusión en muchos casos el daño en los túneles y cerca de los portales es causado por inestabilidad de la ladera, en caso de potencial falla de la ladera, el **soporte del túnel debe ser diseñado para resistir la carga extra ocasionada por el deslizamiento.**

7.2.2. Degradación del material o pérdida de las características geomecánicas con el tiempo, debido a procesos de meteorización

Como bien se conoce las laderas, están expuestas entre otros fenómenos a

proceso erosivos y de meteorización, por lo que se puede inferir los túneles emplazados en laderas, están propensos a soportar un aumento de la relación de esfuerzos debido a la posibilidad de verse afectados a proceso erosivos.

7.2.3. Distribución asimétrica de esfuerzos

La reacción inmediata de la roca se presenta en función de los esfuerzos que se encuentran actuando sobre la roca circundante al túnel, y su resistencia, donde la roca alrededor del túnel fallara o plastificara, cuando el esfuerzo tangencial inducido por la excavación supere la resistencia del macizo rocoso, estos esfuerzos tangenciales dependen a su vez del esfuerzo vertical producido por la sobrecarga del terreno a la profundidad del túnel P_z y de la relación de esfuerzos K_0

De acuerdo a la investigación realizada, se puede deducir que la mayoría de los túneles de ladera presentaran mayores esfuerzos horizontales, entre las principales causas de este comportamiento se encuentran, La topografía del terreno, erosión, anisotropía de la roca, discontinuidades, y el tectonismo de placas (pliegues, fallas, orogénesis); por ejemplo en un túnel paralelo a un valle de alta pendiente, el esfuerzo horizontal disminuye y debe ser menor al vertical, en otros casos cuando el túnel esta en proximidad a una falla importante, Inversa o de rumbo, es apropiado estimar un incremento del esfuerzo horizontal, existe en la literatura diversas expresiones para la estimación del coeficiente K_0 , en la mayoría de los estados de esfuerzos medidos alrededor del mundo, la componente horizontal del campo de esfuerzos es de mayor magnitud que la componente vertical; sin embargo, se debe tener en cuenta que los macizos tienden a igualar las tensiones diferenciales que actúan sobre ellos a lo largo del tiempo geológico, lo que quiere decir que el coeficiente K_0 tiende a ser 1 con la profundidad.

En conclusión un túnel de ladera presentara esfuerzos asimétricos, debido a la inclinación de la superficie topográfica, donde el esfuerzo principal mayor se presentara en sentido paralelo a la topografía, debido a que se encuentra localizado en puntos tales como la vagada de un valle, en esta clase de topografía se espera una componente de esfuerzo horizontal alta, en relación con la componente de esfuerzo vertical en la misma localización.

Por otro lado, en Colombia, de acuerdo a la investigación de Cortes y Angelier 2005, se observa un amplio régimen compresivo a lo largo de las diferentes zonas investigadas, lo que nos permitiría inferir en la mayoría de zonas en Colombia, se presentara una relación de esfuerzos mayor a 1, dado que este régimen en su mayoría es producto de la presencia de fallas inversa y de rumbo, y como se ha mencionado anteriormente en estos casos el esfuerzo principal mayor σ_1 es horizontal.

Por otro lado en el caso de los suelos este factor dependerá de si se trata de un suelo normalmente consolidado o sobreconsolidado, a su vez existen distintas circunstancias o procesos que dan lugar a una sobreconsolidación, como por ejemplo, fenómenos de erosión de la superficie del terreno, para determinar esta condición es necesario determinar el grado de sobreconsolidación OCR (Over Consolidation Ratio).

Como bien se conoce las laderas, están expuestas entre otros fenómenos a proceso erosivos y de meteorización, por lo que se puede inferir los túneles emplazados en laderas, están propensos a soportar un aumento de la relación de esfuerzos debido a la posibilidad de verse afectados a proceso erosivos.

Todo lo anteriormente descrito es de gran importancia en el diseño del soporte de la excavación, dado que si el túnel está sujeto a presiones asimétricas, la estructura del soporte debe ser concebida de acuerdo a esta condición asimétrica, en el caso de los túneles de ladera este será siempre el caso, de acuerdo a su localización en la ladera de valles y cerca de la superficie, la topografía será inclinada y el esfuerzo principal mayor será paralelo a la superficie de terreno.

Para la medición del estado de esfuerzos in-situ por medio de ensayos se han desarrollado a través de los años varias técnicas a continuación serán resumidas brevemente algunas de estas:

Overcoring (nucleo retirado)
Gato plano
Fractura hidráulica

7.2.4. Ladera conformada por depósitos de detritos producto de deslizamientos anteriores, Coluviones, terraza, suelos blandos, o rocas débiles.

En los túneles de ladera es usual encontrar suelos residuales y transportados, depósitos y rocas débiles, sometidas a esfuerzos mayores de los que puede soportar, como resultado de su baja resistencia y alta deformabilidad, se presentan dificultades para predecir su comportamiento, parte de los errores presentados en la estimación del comportamiento de una roca débil, se derivan de la dificultad de las clasificaciones existentes para caracterizar este tipo de rocas, como por ejemplo las clasificación RMR y Q las cuales aplican a macizos rocosos discontinuos donde el comportamiento es controlado por sus discontinuidades, estos sistemas de clasificación no toman en consideración características especiales de las rocas débiles tales como el deterioro del material a causa de las condiciones ambientales, considerando esta problemática, autores como Palmström y Klein, S. (2001) propone un sistema de clasificación para rocas débiles.

Algunas de estas clasificaciones consideran la definición de roca débil en función de su resistencia a la compresión simple de la roca intacta σ_{ci} , the International Society for Rock Mechanics (ISRM), describe las rocas débiles como aquellas con una resistencia σ_{ci} en un rango entre 0.25 a 25 MPa.

7.2.5. Condiciones sísmicas

Las estructuras subterráneas son a menudo excavadas en zonas sísmicas, por lo que es de gran importancia en especial en los túneles de ladera, los cuales poseen bajos recubrimiento y condiciones asimétricas, estudiar los efectos del sismo sobre la excavación subterránea

Las características mecánicas y campo de deformación de un túnel superficial son completamente diferentes de los túneles profundo. Debido a que la capa de terreno sobre el túnel es delgada, la superficie de colapso de un túnel superficial, se extiende a la superficie, en vez de verse confinado a una región.

Adicionalmente, la geometría de la superficie (topografía) puede modificar las ondas sísmicas, estos factores pueden ser importantes para los túneles superficiales; aunque el grado de su efecto no ha sido explícitamente estudiado.

En el presente documento no se realiza el estudio detallado de este aspecto; sin embargo, debido a la complejidad de este parámetro sobre los túneles de ladera, se recomienda realizar una futura investigación sobre el tema en el ámbito colombiano.

7.2.6. Altos volúmenes de infiltración

El comportamiento del nivel freático durante la excavación de un túnel puede repercutir en las condiciones geotécnicas del macizo rocoso, tal como la disminución de la resistencia del macizo, igualmente bajo estas condiciones, la roca es más fácilmente deformable y facilita el desplazamiento de los bloques, esta condición hidrogeológica es compleja y difícil de modelar, en especial en macizos fracturados donde la presencia de las discontinuidades, define el comportamiento hidrogeológico, y la permeabilidad se encuentra en función de las características de las discontinuidades, como por ejemplo la apertura y su relleno, teniendo en cuenta lo anterior una alternativa para su modelación es la simulación de las familias de discontinuidades presentes y a partir de sus conexiones hidráulicas, obtener permeabilidades equivalentes de medio continuo.

El Instituto Tecnológico Geominero de España, sugiere usar un método simplificado para la determinación de la permeabilidad equivalente para una serie

de juntas paralelas y planas en este caso la permeabilidad viene dada por (Hoek y Bray, 1977), por el cual se obtiene el valor más alto posible para k .

$$k = \frac{g * e^3}{12 * v * b} \quad (161)$$

e = apertura de las juntas

v = viscosidad del agua (0.0101 cm²/s para agua destilada a 20°)

b = espacio entre las juntas

g = aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

El menor valor del coeficiente de permeabilidad equivalente en un sistema de discontinuidades con relleno viene dado por:

$$k = \frac{e}{b} k_f k_r \quad (162)$$

Donde

k_f = coeficiente de permeabilidad del relleno

k_r = coeficiente de permeabilidad de la roca intacta

Sin embargo, se debe recalcar la característica heterogénea del macizo en su comportamiento hidráulico, lo que se traduce, como ya se ha dicho, en la presencia de superficies piezométricas virtuales, y existencia de acuíferos colgados o suspendidos por encima del nivel freático.

La simulación del comportamiento hidráulico del macizo se puede realizar mediante la caracterización hidrogeológica del macizo rocoso a través de ensayos hidráulicos in situ, como por ejemplo el ensayo Lugeon, este ensayo consiste en la inyección de agua a presión; sin embargo, algunos autores plantean este método como una aproximación poco adecuada dado que la inyección es un proceso físicamente diferente al drenaje de agua en el macizo rocoso, adicionalmente la viscosidad del líquido inyectado no es bien definida, y no permite un cálculo preciso de las condiciones hidrogeológicas del macizo, así mismo el proceso de inyección puede modificar las condiciones geotécnicas de la formación, dada la baja fiabilidad del ensayo y su carácter puntual algunos autores recomiendan ensayos de bombeo; pero para la realización de tales ensayos el macizo debe encontrarse saturado, dado su costo y dificultad de implementación, muchos diseñadores optan por el uso del ensayo Lugeon, considerando preferiblemente, que la perforación del ensayo atraviese un número representativo de discontinuidades.

7.3. FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO ALREDEDOR DE LA EXCAVACIÓN

7.3.1. Características geológicas y geomecánicas

En el análisis del comportamiento y caracterización de los túneles de ladera se debe considerar la composición mineralógica y la textura de las rocas y suelos, así como la isotropía o anisotropía estructural de las rocas para estimar el comportamiento del terreno.

El comportamiento del macizo rocoso depende de las características de relleno y de las discontinuidades, como por ejemplo su orientación, espaciamiento, persistencia, rugosidad, abertura, resistencia de las paredes de la discontinuidad, relleno, y filtraciones; la mayoría de los parámetros mencionados anteriormente son evaluados en las metodologías de clasificación de macizos rocosos, comúnmente usados para la evaluación de las condiciones del macizo, tales como, la clasificación GSI (Geological Strength Index), RMR (Rock Mass Rating) y el sistema Q (desarrollado por Barton).

El diseño de túneles siempre ha presentado incertidumbre debido a la dificultad para caracterizar y modelar el terreno alrededor de la excavación, la incertidumbre del diseño depende a su vez de la etapa en la que se encuentre, de manera similar, el grado de investigación del terreno se determina de acuerdo a la etapa en la que se encuentre el estudio de diseño.

Una mayor investigación siempre se traducirá en un menor grado de incertidumbre; aunque esta nunca llega a desaparecer, si permite, la creación de un modelo geológico geotécnico estimado, más cercano a la realidad, para lograr la disminución de esta incertidumbre se recomienda como actividades básicas de la investigación, las mencionadas a continuación:

- Recopilación de la información existente
- Investigación bibliográfica de antecedentes
- Análisis de cartografía geológico-geotécnica existente
- Estudio hidrogeológico
- Clasificaciones geo mecánicas
- Levantamiento de estación geo mecánicas (exploración y mapeo geológico)
- técnicas geofísicas
- sondeos
- ensayos in situ
- ensayos de laboratorio.

7.3.2. Comportamiento tenso deformacional

Tanto las tensiones como los desplazamientos que se generan durante la excavación de un túnel dependen, fuertemente, del comportamiento tenso-deformacional del macizo y difieren considerablemente según este sea frágil, dúctil o elástico, las características post-falla de macizo rocoso de muy mala calidad geotécnica quedan adecuadamente representadas al suponer que el macizo se comporta en forma perfectamente plástica, para un macizo rocoso de regular calidad geotécnica, es razonable suponer un comportamiento del tipo reblandecimiento por deformación, y finalmente para los macizos de roca dura y de muy buena calidad geotécnica se sugiere un comportamiento elástico-frágil

En ese sentido para describir el comportamiento post-rotura del material de excavación, es necesario conocer el criterio de falla pico y residual, la relación entre los esfuerzos y las deformaciones, y la regla de flujo, que gobierna como se producen las deformaciones.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente uno de los parámetros que define el comportamiento del terreno de excavación es el denominado criterio de falla, existen dos maneras de definir este comportamiento, mediante el estado de esfuerzos o mediante el de deformaciones, por lo general el comportamiento se expresa en estado de esfuerzos, en este caso se define la resistencia del terreno como una función de los esfuerzos principales, y de los parámetros geomecánicos del material.

Entre los criterios de falla más utilizados se encuentra los criterios de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown; Aunque el criterio de Mohr-Coulomb es de fácil aplicación, se debe tener en cuenta, que los macizos rocosos no tiene un comportamiento de rotura lineal, se sugiere en este caso el uso del criterio de falla de Hoek-Brown.

En el criterio de rotura de Hoek-Brown, los parámetros de resistencia dependen del GSI y del factor de perturbación, por lo que la definición objetiva de este factor es de vital importancia; sin embargo, la clasificación GSI dado su carácter cualitativo está sujeta a gran variación, por lo que algunos autores recomiendan relacionar los parámetros s y a del macizo rocoso con clasificaciones como la RMR de Bieniawski.

El criterio de rotura de Hoek-Brown, es un criterio de resistencia pico a corto plazo, y no un criterio de inicio de fisuramiento o resistencia a largo plazo, más aun, este solo aplica a macizos rocosos relativamente isotrópico, en particular no debe ser usado cuando la falla es gobernada por una sola discontinuidad o por un pequeño número de discontinuidades.

Por otro lado, el criterio de falla de Hoek y Brown, tiene limitaciones para los

valores más bajos del GSI y σ_{ci} , dado que generalmente como resultado de la meteorización o alteración de la roca, las discontinuidades no son adecuadamente representadas; muchos autores han encontrado dificultades en la aplicación del criterio en estos casos para σ_{ci} menor a 15 MPa, y han sugerido que en estos casos se aplique un criterio de rotura desarrollado para el rango de comportamiento descrito para un valor de GSI bajo; en este caso Carter, Diederichs y Carvalho (2008), proponen una modificación al criterio de falla de Hoek-Brown, de manera similar, cuando el comportamiento del macizo rocoso es regido por una o dos discontinuidades el criterio de falla de Hoek-Brown no es aplicable, en ese caso varios autores han estudiado el efecto de la anisotropía en rocas intactas y han definido criterios de falla que tienen en cuenta estos efectos, Saroglou y Tsiambaos (2008), proponen una modificación al criterio de falla de Hoek-Brown, para considerar el efecto de la anisotropía en la resistencia del macizo.

Finalmente, dentro de los criterios de fallas más usados también se encuentra el criterio de falla Barton-Bandis, usado para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades de un macizo rocoso, este criterio relaciona la rugosidad del plano de discontinuidad representada por el parámetro JRC, y la resistencia a la compresión simple en las paredes de las discontinuidad (JCS), la cual puede ser estimada de ensayo del martillo de Schmidt y con el ángulo de fricción residual (ϕ_r).

De acuerdo González de V. et al (2002) con la relación de Barton se obtienen ángulos de rozamiento muy altos para tensiones de compresión muy bajas sobre la discontinuidad. Por ello no debe usarse para tensiones σ_n tales que $JCS/\sigma_n > 50$, debiendo tomarse en estos casos un ángulo de rozamiento constante independiente de la carga.

7.4. MÉTODOS DE DISEÑO

7.4.1. Métodos empíricos

El hecho de que los sistemas de clasificación estén basados en una experiencia específica, por supuesto conlleva a la instancia donde estos no se ajustan a todas las condiciones, por ende se requiere cautela en su aplicación y el diseñador debe decidir cuáles parámetros son adecuados para cada caso de estudio, siendo este el caso es evidente que la experiencia del diseñador es la clave, y a menudo se puede presentar una valoración errada de las condiciones realmente encontradas.

En el presente documento se hace un breve análisis de los métodos empíricos de mayor uso en el diseño de túneles, y los cuales se mencionan a continuación:

Terzaghi

Q Barton

Rock Mass Rating (RMR)

RMI Arild Palmström

Se debe señalar que los métodos empíricos como el uso de las clasificaciones RMR, Q y RMI, no emplea mecanismos de cálculo que permitan estimar esfuerzos y desplazamientos del terreno, así mismo no presentan las cargas, esfuerzos y deformaciones a presentarse en los elementos de soporte, y por ende no se tiene información con la cual comparar los datos obtenidos del monitoreo e instrumentación de campo, tanto durante construcción como en operación.

Estas metodologías son mejor aplicadas durante la etapa de planeación, y sirven como una estimación preliminar, si bien hacen parte del proceso de diseño, de ningún modo constituyen un método de diseño definitivo por si solos.

Para el adecuado uso de las clasificaciones Q y RMR, N. Barton (2008) recomienda que los parámetros de clasificación sean cuantificados, medidos y no solamente descritos, por medio de ensayos estandarizados, empleando métodos de exploración como perforaciones, mapeo geológico y refracción sísmica para obtener datos mediante interpolación donde no se cuentan con suficientes perforaciones, adicionalmente, llevar a cabo un modelo numérico en casos apropiados, como en el caso de encontrar condiciones especiales, en este caso el comportamiento y condiciones presentadas en el túnel de ladera, hace de este un caso apropiado para una modelación numérica de acuerdo a estas recomendaciones.

De igual manera, se recomienda una vez medidos todos los elementos que caracterizan el macizo rocoso evaluar y comparar por medio de las diferentes metodologías empíricas, con el fin de dar una recomendación final para el predimensionamiento del soporte.

7.4.2. Métodos analíticos

En el método de convergencia confinamiento el efecto de las condiciones de contorno en la superficie del terreno son ignoradas, así mismo, la variación en el estado de esfuerzo inicial (esfuerzos in situ) no es tomada en cuenta; sin embargo para los túneles poco profundos, como es el caso del túnel de ladera, el esfuerzo inicial no puede ser asumido como constante sobre la sección de túnel, y por ende no es aplicable asumir un estado de esfuerzos hidrostático, lo que hace de este método poco recomendable para el diseño de túneles de ladera.

Por otro lado, el mecanismo de falla de un túnel poco profundo y de un túnel de ladera, debido a la baja cobertura, usualmente significa el colapso de la superficie;

sin embargo, el método convergencia confinamiento ignora el peso de la zona plástica desarrollada alrededor del túnel, por lo que su efecto sobre el soporte no es tenido en cuenta, a la hora de la evaluación de las presiones y deformaciones presentadas en la excavación, donde debido causa del peso del material fallado sobre la corona del túnel se esperaría que la convergencia en la bóveda sea mucho mayor que en los hastiales, en ese sentido, se ha demostrado que el efecto de las cargas gravitacionales en los análisis es notorio e ignorar la carga producto de la falla del terreno en la zona plástica puede conllevar a grandes errores en los cálculos.

De manera similar el método convergencia confinamiento no considera el efecto de la anisotropía de la distribución de esfuerzo sobre el soporte.

En conclusión no se recomienda el uso del método convergencia confinamiento a túneles de ladera, se recomienda por su parte, el uso del cálculo de esfuerzos para túneles de ladera en rocas débiles mediante la teoría del bloque crítico expuesto por Xiaojun Zhou, Jinghe Wang, Bentao Lin (2013) y presentado en el capítulo 5.3.2.2 del presente documento, el cual considera bajos recubrimientos, y la distribución anisotropía de las cargas sobre el soporte.

7.4.3. Métodos numéricos

Para el empleo de métodos numéricos a túneles de ladera se debe tener en cuenta el estado de discontinuidades, y el mecanismo de comportamiento del terreno alrededor de la excavación, con el fin de definir la clase de modelo a emplear, entre continuo y discontinuo, como se explicó en el capítulo 6.2.3 una vez definido el modelo a emplear se procede a seleccionar el método que mejor represente y analice este modelo:

Método de elementos finitos (finite element method FEM)

Este método se considera más adecuado para modelar el comportamiento de un medio continuo, una vez ejecutada la discretización del medio, se procede a seleccionar la variable primaria de análisis (desplazamientos, esfuerzos etc) y reglas que regirán el comportamiento del elemento finito, en geotecnia por lo general se adoptan los desplazamientos como variable primaria, esta variación se expresara en términos de valores nodales, posteriormente se definen los principios que definirán las ecuaciones de equilibrio de cada elemento, las ecuaciones de equilibrio de cada elemento se combinarán para obtener la ecuación global de análisis, adicionalmente se deben formular las condiciones de frontera que modificaran las ecuaciones globales, finalmente estas ecuaciones son resueltas para obtener el desplazamiento de todos los nodos; del desplazamiento nodal se pueden obtener el resultado de variables secundarias como por ejemplo los esfuerzos presentados.

Método de las diferencias finitas (finite difference method FDM)

En este método el dominio del problema es remplazado por un conjunto discreto de puntos (nodos), aplicando la ecuación de elasticidad y sustituyendo las derivadas parciales por los correspondientes cocientes incrementales se obtiene un sistema de ecuaciones algebraicas lineales, con lo que se consigue al resolver este sistema de ecuaciones, los valores de desplazamiento en dichos nodos.

Método de los elementos discretos (discrete element method DEM)

El método es capaz de definir el comportamiento de medios definidos geométricamente por partículas tales como son los medios granulares. Su aplicabilidad es para cualquier geometría de partículas o elementos, En DEM, se asume que el material sólido puede ser representado por una colección de partículas rígidas interactuando entre sí por fuerzas normales y tangenciales. Una ley de contacto apropiada debe ser tomada para una buena representación de las propiedades macroscópicas del material, Esta ley de contacto puede ser vista como la formulación de un modelo del material a nivel microscópico. Las uniones cohesivas pueden ser rotas, simulando la fractura del material, así como su propagación.

los modelos discontinuos presentan resultados más realistas y representativos del comportamiento de un macizo rocoso, que los modelos continuos; sin embargo representa una mayor complejidad en su aplicación, debido a la falta de información geológica, ya que siendo las discontinuidades de gran importancia en su evaluación, se requiere de la determinación de las características de resistencia de las mismas, lo cual no siempre se encuentra disponible, por ende los diseñadores usualmente prefieren implementar, el método de elementos finitos.

7.4.4. Método observacional

El método observacional analiza el efecto de la redistribución de esfuerzos debidos a la excavación, este se basa en el monitoreo durante la excavación, donde se verifica el equilibrio entre esfuerzos y capacidad del soporte, un ejemplo de este método es la filosofía N.A.T.M, El nuevo método de tunelería austriaca N.A.T.M (“New Austrian Tunneling Method”) es basado en el concepto de que el terreno (Roca o suelo) alrededor de la excavación se convierte en un componente del soporte a través de un anillo estructural autosoportante de terreno alrededor de la excavación.

Sin embargo, el problema más difícil durante el diseño y construcción de túneles con topografía inclinada es lidiar con la baja profundidad, dado que esto significa por lo general que la influencia de la excavación se extenderá hasta la superficie de terreno, y por ende se afecta la formación del “anillo estructural autosoportante”

propuesta por el N.A.T.M, por lo que en túneles de ladera, es común el empleo de métodos de presoporte y estabilización del frente de excavación.

Varios métodos son usados para estabilizar los frentes de túneles durante construcción a través de zonas de falla, a poca profundidad, incluyendo la reducción de la longitud de avance, sistema de presoporte auxiliares, tales como paraguas de atices (enfilaje), método el cual ha sido usado especialmente en condiciones desfavorables, este método en ocasiones es usado junto con inyecciones de lechada a través del enfilaje, método por el cual se construye una viga alrededor de la bóveda del túnel, adicionalmente se recomienda para el caso de túneles poco profundos en terrenos débiles, el cierre del anillo tan pronto como sea posible, y no dejar ninguna sección del túnel excavado sin soporte, ni siquiera temporalmente.

Básicamente los errores presentados en la actualidad en el empleo de esta metodología son a causa del poco conocimiento del diseñador y constructor de la filosofía N.A.T.M, donde se debe realizar una investigación del terreno adecuada para reducir la incertidumbre de las condiciones geológicas, el control y la administración, debe tener una aproximación basada en riesgos, debido al grado de incertidumbre siempre presente en la construcción de túneles, y se debe llevar a cabo monitoreo tanto en diseño como durante la construcción.

El objetivo principal del monitoreo es medir los esfuerzos y deformaciones del terreno, soporte o revestimiento, para lograr este propósito, se diseña e instala un detallado plan de monitoreo, la información obtenida, es procesada e interpretada para presentar una evaluación de los siguientes aspectos:

- Selección adecuada del tipo de soporte inicial, y momento de instalación de soporte junto con la determinación de una apropiada secuencia de excavación.
- Estabilización de terreno circundante a la excavación por medio de la capacidad de autosoporte del terreno y el desarrollo del efecto arco.
- Desempeño de las técnicas de excavación e instalación de soporte.
- Evaluación de comportamiento esfuerzo deformación a largo plazo
- Evaluación de los parámetros de diseño asumidos, tales como propiedades de resistencia y esfuerzos in situ, utilizados en los cálculos iniciales de diseño

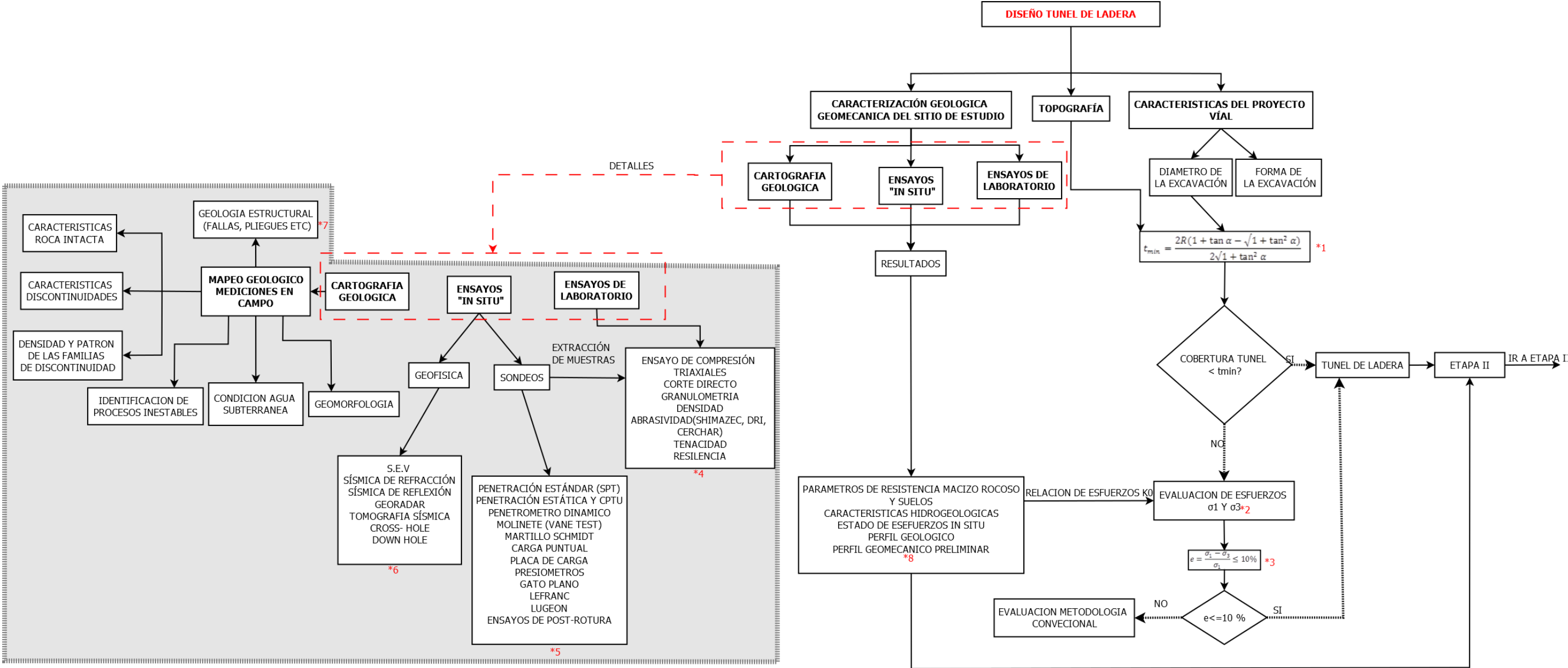
7.5. DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA GUÍA DE DISEÑO DE TÚNELES DE LADERA.

De acuerdo al análisis de todas las variables estudiadas, se presenta la metodología de diseño para túneles de ladera divididas en cinco etapas a mencionar a continuación:

1. Etapa I caracterización: evaluación de las condiciones presentadas en túneles de ladera, y definición de características geológicas y geomecánicas, definición tipo de túnel.
2. Etapa II predimensionamiento: evaluación de los resultados de la etapa 1, para la estimación de comportamiento tenso deformacional, empleo de metodologías empíricas, para predimensionamiento del soporte
3. Etapa III Evaluación preliminar: empleo de metodologías analíticas, para la evaluación de deformación y esfuerzos sobre el soporte, ajuste de las recomendaciones de soporte basado a los resultados obtenidos de la implementación de las metodologías analíticas.
4. Etapa IV diseño: diseño del soporte y secuencia de excavación basado en la evaluación de los resultados de las etapas anteriores por medio de métodos numéricos.
5. Etapa V Verificación, Instrumentación y ajuste: evaluación de las hipótesis y resultados del diseño mediante la verificación en campo de esfuerzos y desplazamientos, mediante instrumentación, surtiendo los ajustes a los que haya lugar según sea el resultado del monitoreo.

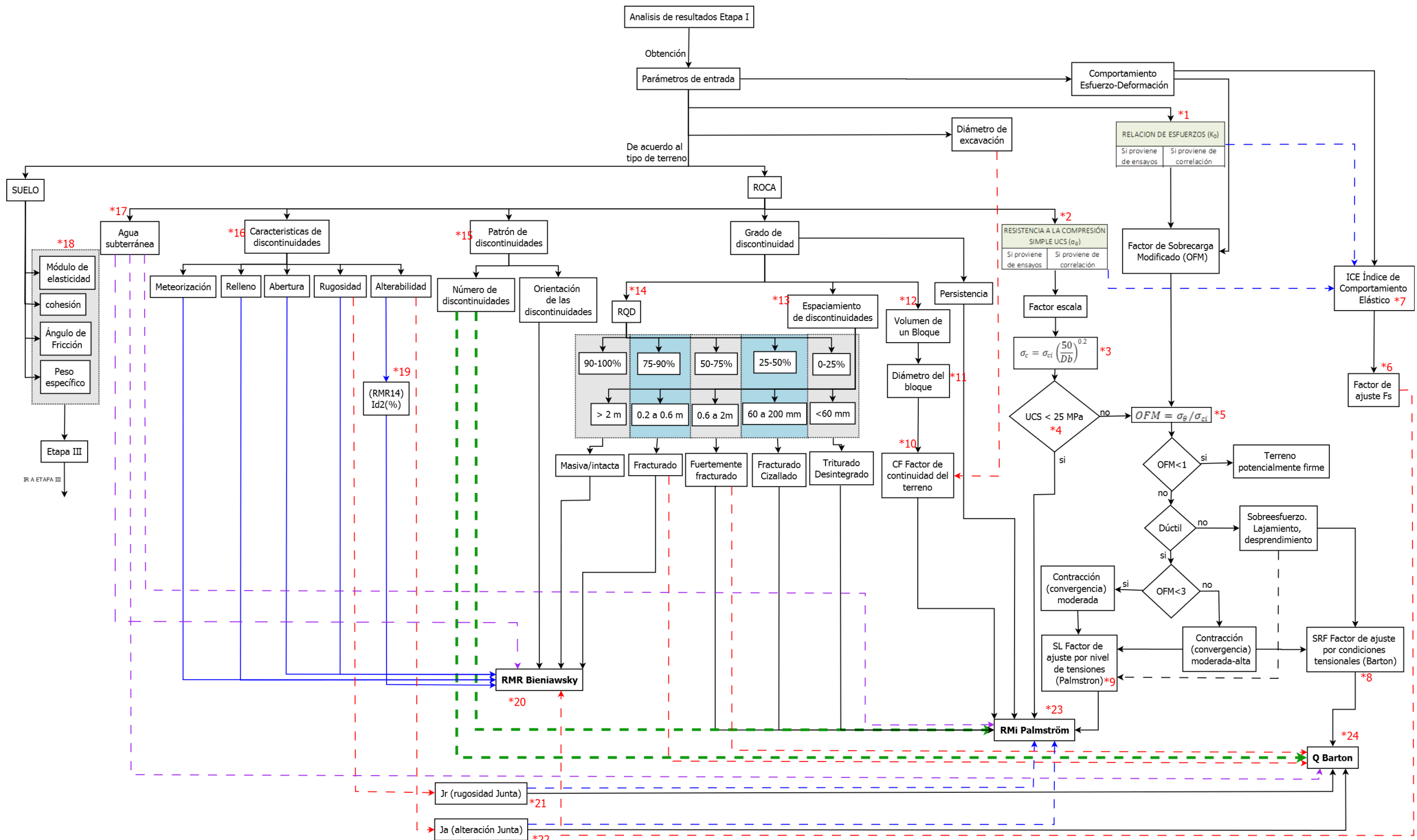
La implementación del procedimiento aquí planteado, se realizara a modo de ejemplo para una situación hipotética, el desarrollo de este ejercicio se presenta en el anexo adjunto a este documento, denominado “Anexo: Implementación de la metodología de diseño planteada para una situación hipotética”

7.5.1. Etapa I caracterización



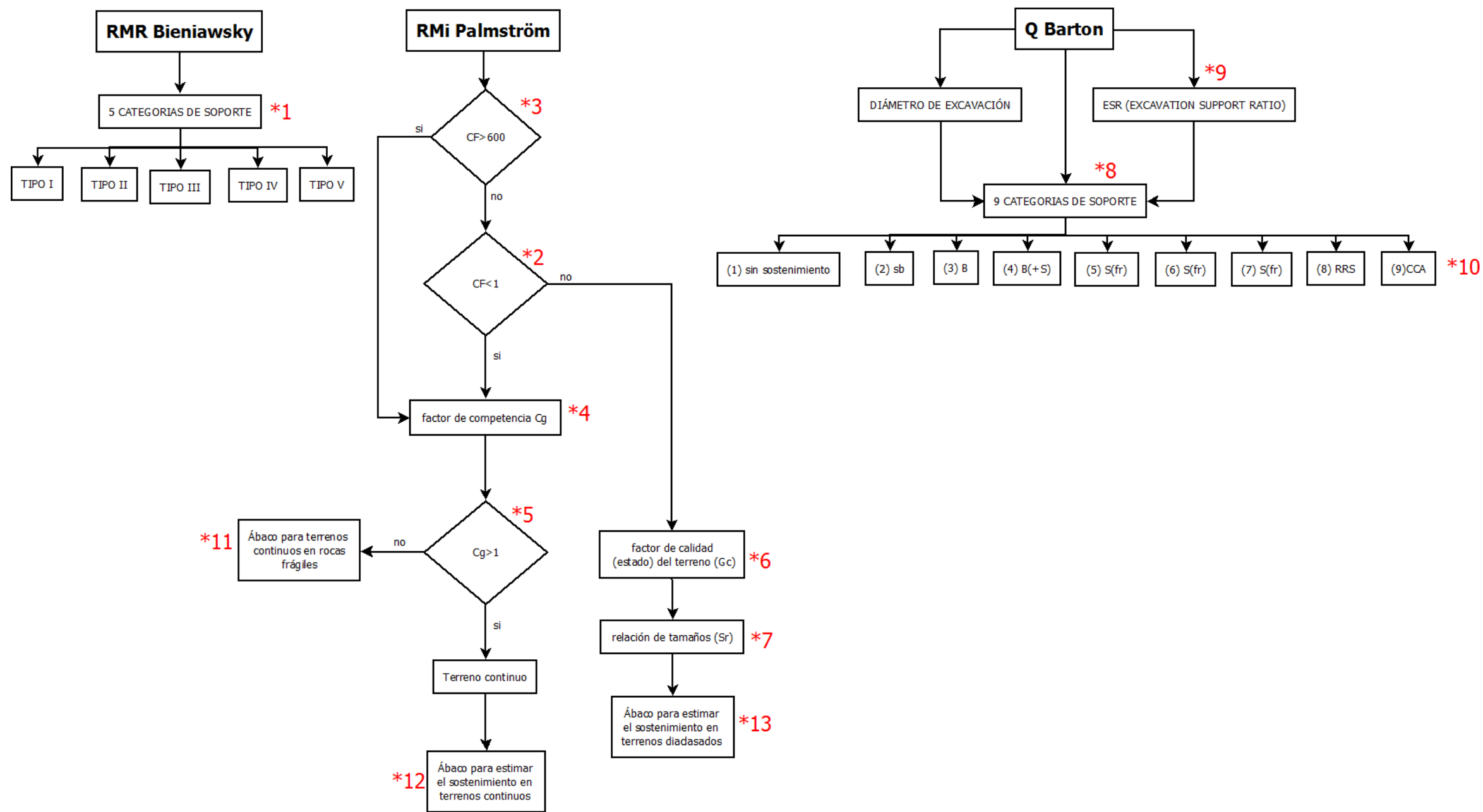
1* ver ecuación (1) numeral 5.2.1
2* ver numeral 5.2.1 y 5.2.2.2
3* ver ecuación (2) numeral 5.2.1
4* ver numeral 5.2.2.3
5* ver numeral 5.2.1, 5.2.2.3 y 5.2.2.5
6* ver numeral 5.2.2.3
7* ver numeral 5.2.2.3
8* ver numeral 5.2.2.3

7.5.2. Etapa II Predimensionamiento



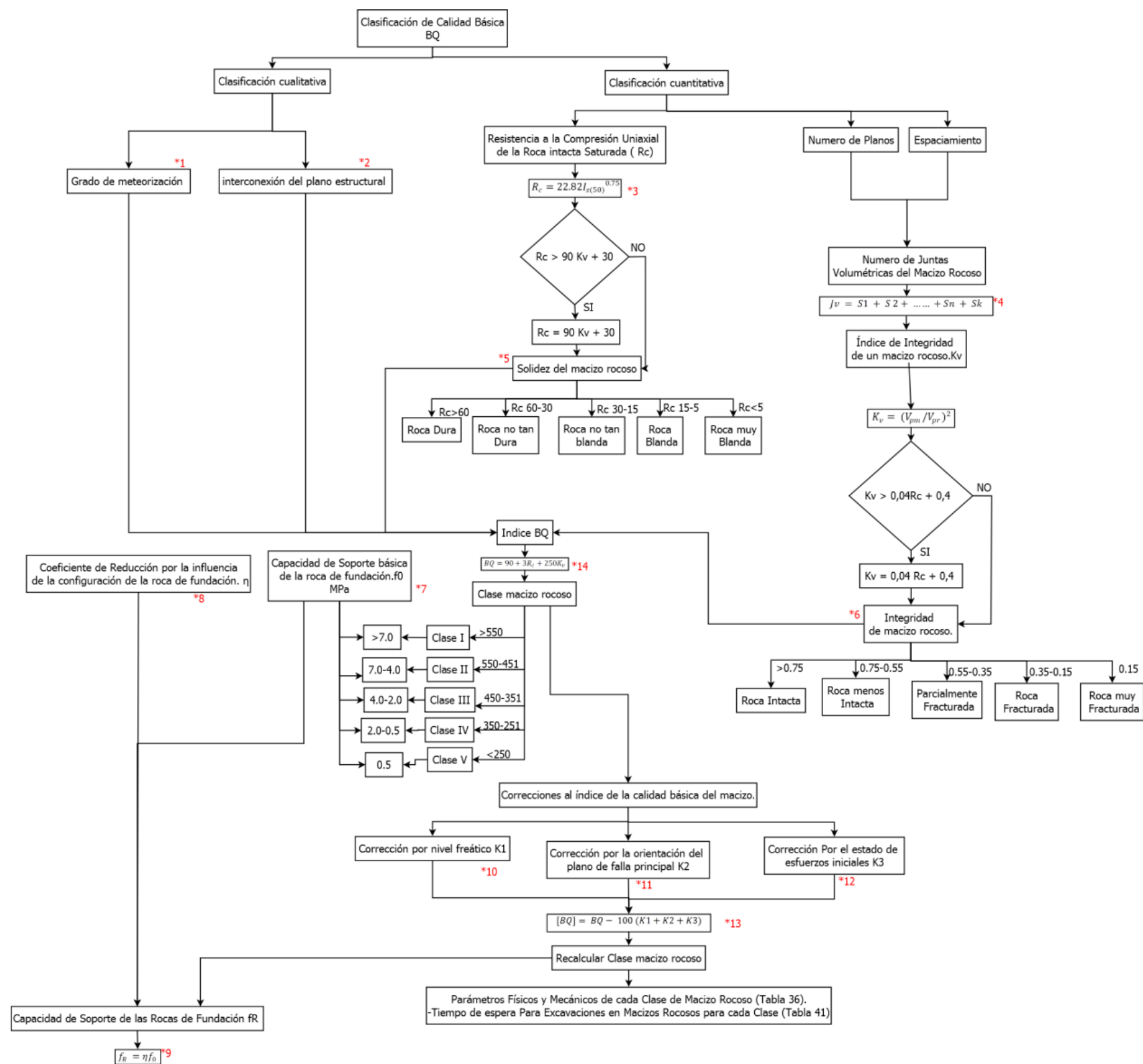
(1*ver numeral 5.2.2.2) , (2* ver numeral 5.2.2.3) (3*ver ecuación (158)) (4* ver Tabla 9 numeral 5.2.2.3) (5*ver ecuación (67) numeral 5.2.2.2) (6* ver ecuación (120), (121) y (122) del numeral 5.3.1.3) (7*ver ecuación (118) y (119) del numeral 5.3.1.3) (8*ver Tabla 16) (9* ver Figura 74) (10* ver ecuación (128)) (11* ver ecuación (125)) (12*ver ecuación (125)),(13* ver numeral 5.3.1.3) (14*ver ecuación (115) numeral 5.3.1.3) (15* ver numeral 5.3.1) (16* ver numeral 5.2.2.3 y numeral 5.3.1) (17* ver numeral 5.3.1) (18* mediante ensayos de laboratorio) (19* ver Tabla 22 numeral 5.3.1.3) (20*ver numeral 5.3.1.3) (21*ver Tabla 13 del numeral 5.3.1.2) (22* ver Tabla 15 del numeral 5.3.1.2) (23* ver numeral 5.3.1.4) (24* ver numeral 5.3.1.2)

7.5.3. Continuación Etapa II Predimensionamiento



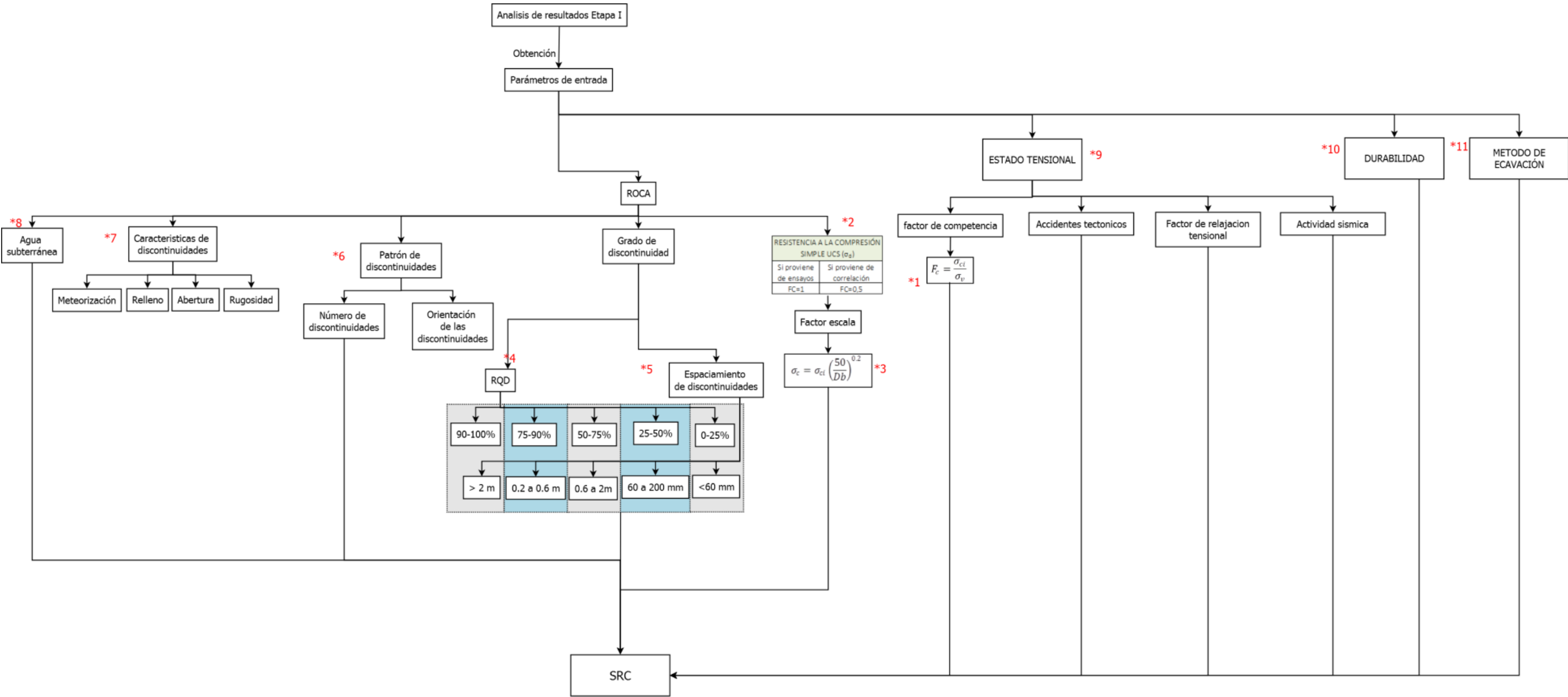
1*ver numeral 5.3.1.3 Tabla 20
2*Ver ecuación (128) numeral 5.3.1.4
3* ver ecuación (128) numeral 5.3.1.4
4*ver ecuación (133) numeral 5.3.1.4
5* ver ecuación (133) numeral 5.3.1.4
6* ver ecuación (133) numeral 5.3.1.4
7* ver ecuación (130) numeral 5.3.1.4
8* ver numeral 5.3.1.2
9* ver Tabla 18 del numeral 5.3.1.2
10* ver Figura 70 del numeral 5.3.1.2
11* ver Figura 76 del numeral 5.3.1.4
12* ver Figura 76 del numeral 5.3.1.4
13*ver Figura 75 del numeral 5.3.1.4

7.5.4. Continuación Etapa II Predimensionamiento (clasificación BQ)



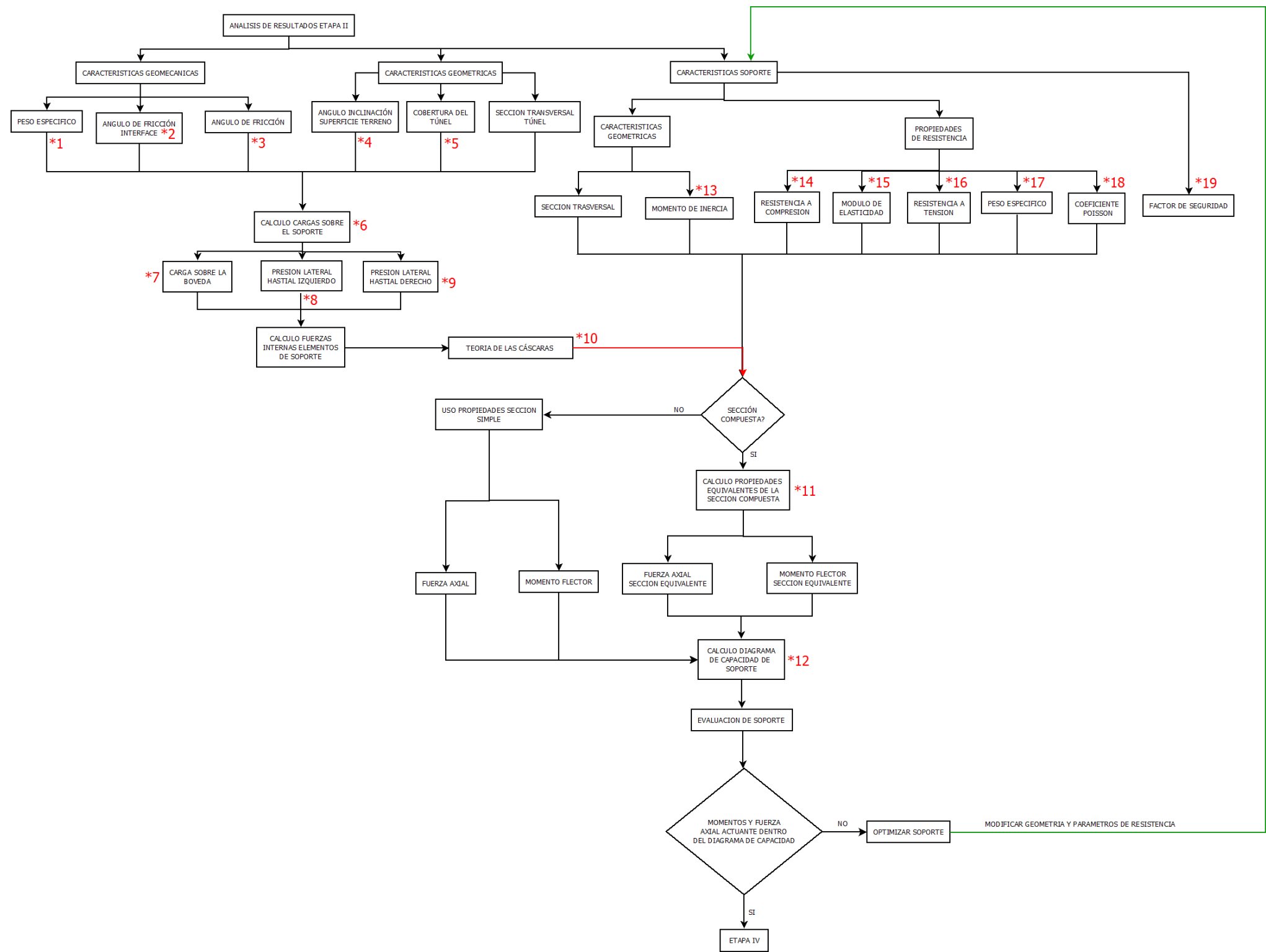
(1*ver Tabla 28 numeral 5.3.1.6) , (2* ver Tabla 30 numeral 5.3.1.6) (3*Ecuación (138) numeral 5.3.1.6) (4* Ecuación (142) numeral 5.3.1.6) (5* ver Tabla 30 numeral 5.3.1.6) (6* ver Tabla 33 numeral 5.3.1.6) (7* ver Tabla 35 numeral 5.3.1.6) (8* ver Tabla 36 numeral 5.3.1.6) (9* Ecuación (140) numeral 5.3.1.6) (10* ver Tabla 40 numeral 5.3.1.6) (11* ver Tabla 41 numeral 5.3.1.6) (12* ver Tabla 42 numeral 5.3.1.6) (13* ver Ecuación (143) numeral 5.3.1.6) (14* ver Ecuación (139) numeral 5.3.1.6)

7.5.5. Continuación Etapa II Predimensionamiento (clasificación SRC)



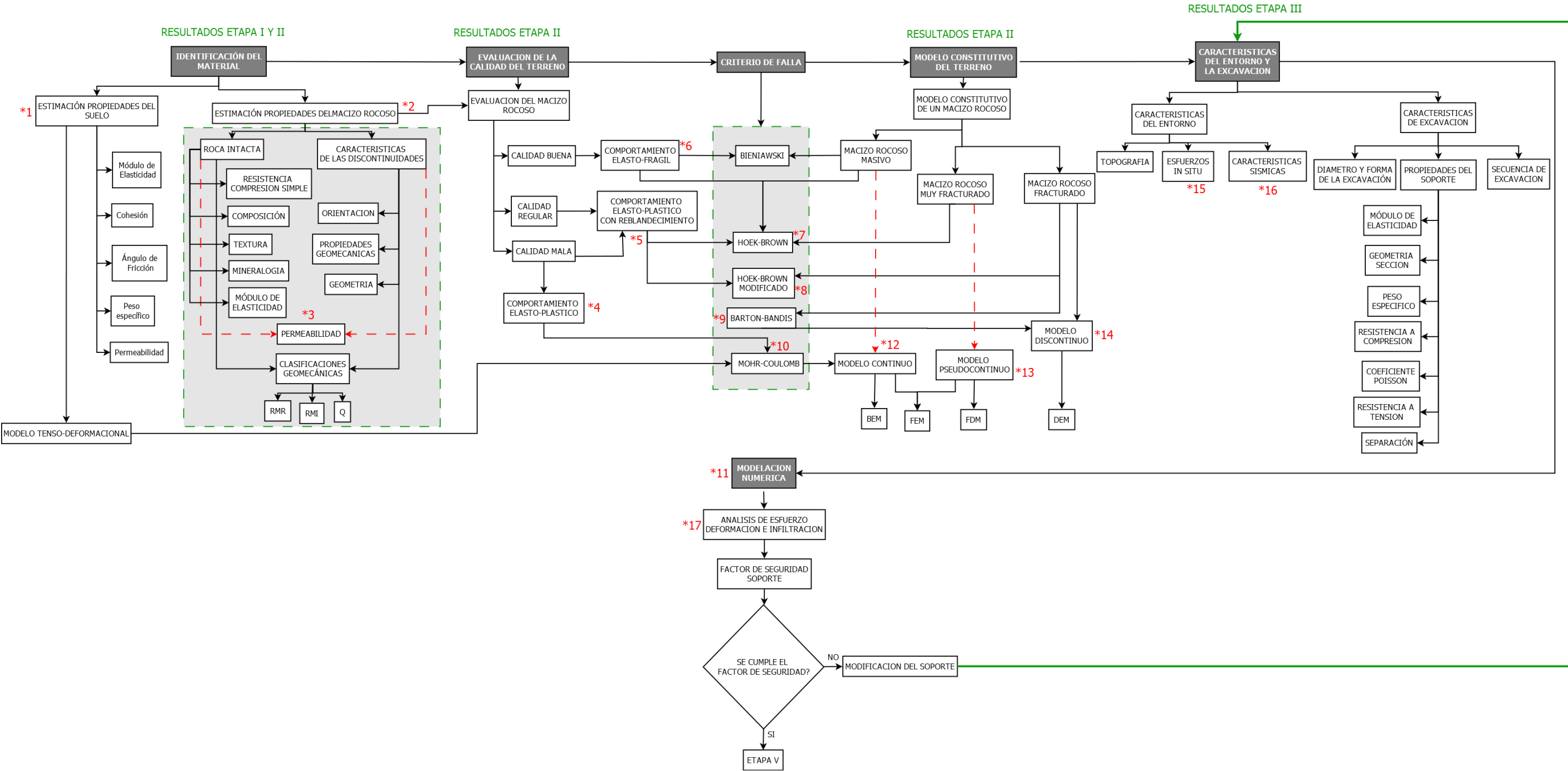
(1*ver ecuación (137) numeral 5.3.1.5) , (2* ver Figura 78 numeral 5.3.1.5) (3* ver ecuación (158)) (4* ver Figura 78 numeral 5.3.1.5) (5* ver Figura 78 numeral 5.3.1.5) (6* ver Figura 78) numeral 5.3.1.5) (7* ver Figura 78 numeral 5.3.1.5) (8* ver Figura 78 numeral 5.3.1.5) (9* ver Figura 78 numeral 5.3.1.5) (10* ver Tabla 25 numeral 5.3.1.5) (11* ver Tabla 25 numeral 5.3.1.5)

7.5.6. Etapa III Evaluación preliminar



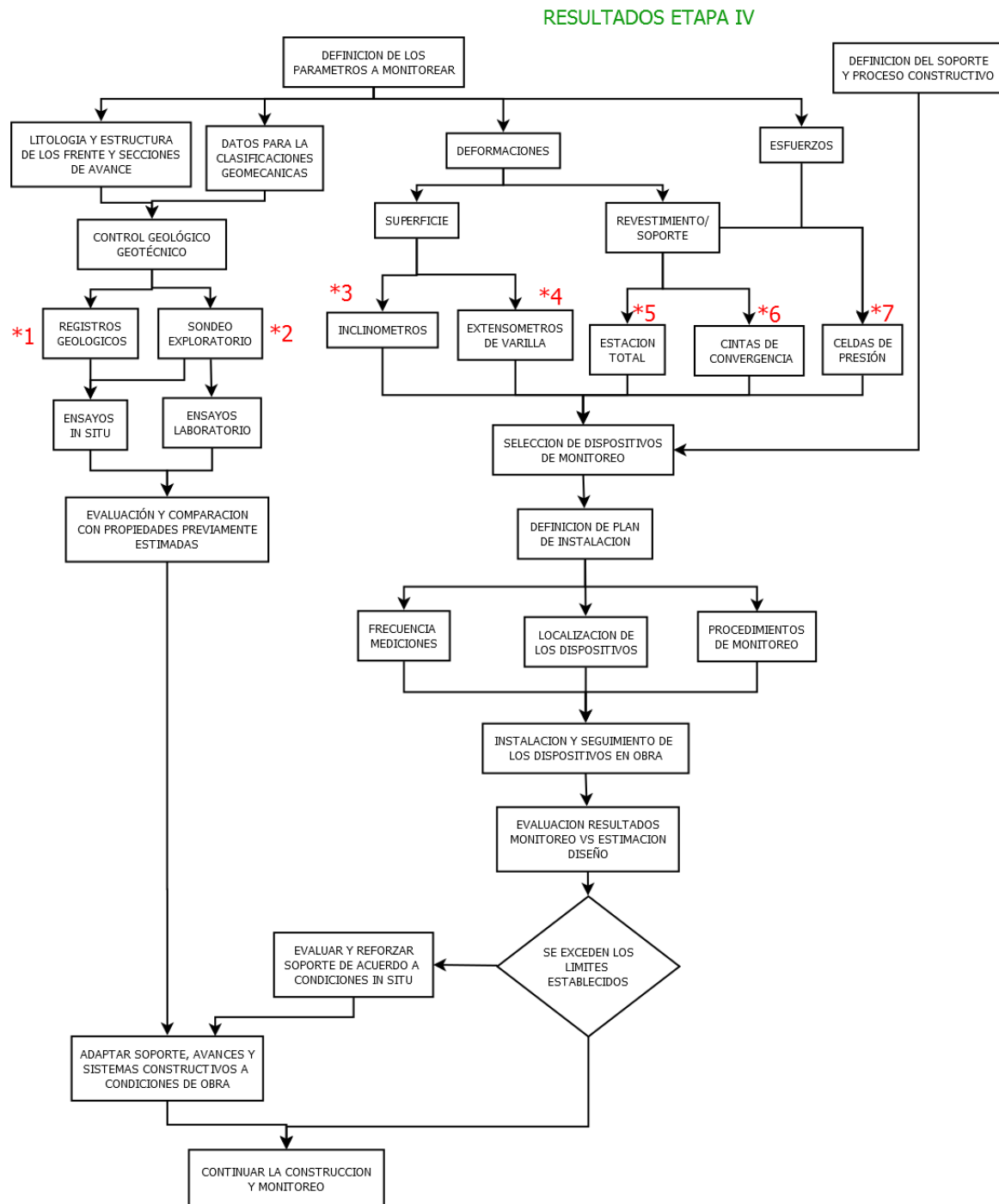
(1*ver Figura 80 numeral 5.3.2.2) , (2* ver Figura 80 numeral 5.3.2.2) (3*Figura 80 numeral 5.3.2.2) (4* Figura 80 numeral 5.3.2.2) (5*Figura 80 numeral 5.3.2.2) (6* ver ecuación (144), (145) y (146) del numeral 5.3.2.2) (7* ver ecuación (144)del numeral 5.3.2.2) (8*ver ecuación (145) del numeral 5.3.2.2) (9* ver ecuación (146) del numeral 5.3.2.2) (10* ver ecuación (151) a (158) (11* ver anexo) (12*ver anexo),(13* 14*15* 16* 17* 18* mediante ensayos de laboratorio) (19* ver anexo)

7.5.7. Etapa IV diseño



(1*mediante ensayos de laboratorio) , (2* ver numerales 5.2.2.3 y 5.3.1) (3*ver numeral 5.2.2.5) (4*ver numeral 5.2.2.3) (5* ver numeral 5.2.2.3) (6* ver numeral 5.2.2.3) (7* ver ecuación (74) del numeral 5.2.2.3) (8*ver ecuación (81) y (94) del numeral 5.2.2.3) (9* ver ecuación (90) del numeral 5.2.2.3) (10* ver ecuación (68) del numeral 5.2.2.3) (11* ver numeral 5.3.3) (12*ver numeral 5.3.3),(13*ver numeral 5.3.2) (14* ver numeral 5.3.3.3) (15*ver numeral 5.2.2.2) (16* ver numeral 5.2.2.4)

7.5.8. Etapa V Verificación y ajuste



(1*ver numeral 5.3.4.2) , (2* ver numeral 5.3.4.2) (3*ver numeral 5.3.4.1) (4*ver numeral 5.3.4.1) (5* ver numeral 5.3.4.1) (6* ver numeral 5.3.4.1) (7* ver numeral 5.3.4.1)

7.6. DESCRIPCIÓN Y REFLEXIONES DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA.

En el presente capítulo se hace la descripción y análisis de la metodología propuesta para su aplicación práctica, en el caso específico de las condiciones presentadas por la infraestructura vial en Colombia.

7.6.1. Descripción y análisis Etapa I caracterización

El diseño de un túnel en Colombia en sus etapas preliminares pretende conocer las características a grandes rasgos, de las posibles condiciones a presentarse, para tales casos el diseñador recurre a un predimensionamiento empleando métodos empíricos, para el empleo de estos métodos el diseñador solicita la ejecución de un número de ensayos de campo y laboratorio; sin embargo, debido al carácter de esta etapa, la información obtenida es relativamente “poca”, en muchas ocasiones el diseñador propone una campaña de exploración geológica geotécnica pensando en la longitud total del corredor, y no el caso específico de los túneles, debido a este fenómeno, las investigaciones se ejecutan en zonas alejadas de las áreas de estudio de los túneles; de acuerdo a esta problemática la etapa I de la metodología planteada en este documento y denominada “*caracterización*”, pretende orientar al diseñador en esta primera fase, presentando algunos de los ensayos y actividades necesarias para una adecuada caracterización del terreno, donde las actividades principales consisten en la cartografía geológica, ejecución de ensayos “In situ” y ensayos de laboratorio, cada una de estas actividades se presentan en mayor detalle dentro del diagrama de flujo presentado para esta etapa; sin embargo, se debe aclarar, si bien es cierto, no es necesaria la ejecución de todas y cada una de las actividades presentadas, entre mayor información obtenga el diseñador en esta etapa, mayor será la disminución de la incertidumbre y por ende el riesgo.

Dentro de los principales obstáculos para llevar a cabo las actividades requeridas, se encuentra la ausencia de los equipos necesarios para ejecutar los ensayos requeridos, ante esta problemática, y en vista del desarrollo de múltiples proyectos viales, sería oportuno desarrollar el estudio de la modificación y adaptación de estos ensayos al ámbito Colombiano.

Por otro lado, en el numeral 5.2.2 del presente estudio se mencionaron algunos de los principales errores cometidos por los diseñadores a la hora de realizar la interpretación de las investigaciones realizadas y la caracterización del terreno, entre los errores más comunes, se encuentra la errónea interpretación del registro de un sondeo geológico, parámetros como el RQD, y la estratificación presentada por el sondeo, esta situación se ve agravada si se trata de pocas perforaciones, por lo que se reitera la importancia de una adecuada caracterización geológica – geotécnica.

El diagrama de flujo adicionalmente, presenta la metodología para determinar la condición de ladera de un túnel definida mediante el uso de 2 ecuaciones,

Considerando la definición de túnel de ladera, como un túnel de bajo recubrimiento lateral sometido a esfuerzos asimétricos producto de la topografía, se debe evaluar entonces dos condiciones para determinar si un túnel es de ladera, el límite de recubrimiento al cual se ve sometido por esfuerzos asimétricos y determinado mediante la ecuación (1), y el límite de recubrimiento en el cual se considera poco profundo o superficial determinado mediante la teoría del arco de presiones y la ecuación (2), para la determinación de esta condición se requiere conocer la topografía de la zona, la cobertura del túnel, la forma y diámetro de la excavación, y la caracterización geológica geotécnica del terreno.

7.6.2. Descripción y análisis Etapa II Predimensionamiento

El diseñador una vez definidos los parámetros y características básicas del terreno procede a la evaluación de las propiedades del terreno y de las características de la excavación, por medio de las cuales se realiza un predimensionamiento de las medidas de soporte necesarias para la estabilización de la excavación, para tales fines el diseñador emplea los denominados métodos empíricos, algunos de estos métodos fueron detallados en el numeral 5.3.1 del presente documento, como su nombre lo indica estos métodos empíricos se basan en las experiencias de sus autores, por lo cual en muchas ocasiones no se adaptan a las condiciones que se están estudiando, un claro ejemplo de esto es el uso de la metodología de Bieniawsky y Barton para rocas con una compresión uniaxial de la roca intacta inferior a 25 MPa, y un terreno altamente diaclasado o completamente triturado, se evidencia entonces que estas metodologías se adaptan mejor a terrenos medianamente diaclasados, y con altas resistencias a la compresión simple de la roca intacta, dada estas condiciones se presenta la metodología R_{Mi} de Palmström para la evaluación de los terrenos denominados como débiles y definidos en el numeral 5.2.2, algunas de las limitaciones de estos métodos son presentados en el numeral 6.2.1, junto con el análisis de algunos de los errores más comunes en la implementación de los mismos, dentro de los más usuales se encuentran la implementación errónea de correlaciones entre los diferentes parámetros de clasificación como lo son el índice Q, RMR y GSI, como alternativa de solución a esta problemática, se sugiere la toma de datos comunes a todos los métodos como lo son las características de las discontinuidades, para ser evaluados por medio de varias metodologías, con el fin de contrastar los resultados (siempre y cuando no se encuentre dentro de las limitaciones definidas para cada método), dado que estos tienden a complementarse, por ejemplo una de las limitaciones del método RMR es que no tiene en cuenta ni el diámetro de excavación ni el estado tensional del macizo; sin embargo, el método Q de Barton mediante el parámetro S.R.F y el método SRC mediante el factor de competencia, y el factor de relajación tensional, toman en cuenta este factor en su análisis, de igual forma el método chino de Calidad Básica BQ, tiene en cuenta condiciones especiales que pueden presentarse durante construcción, como conclusión se recomienda analizar las limitaciones de cada método antes de realizar la caracterización del macizo, y evaluar cual son las posibles metodologías aplicables para las condiciones

presentadas, realizando la caracterización del terreno por varios métodos si es posible.

Finalmente, una vez obtenida la clasificación del terreno los métodos empíricos sugieren medidas de soporte, este soporte es una primera aproximación, y de ninguna manera constituye un diseño para construcción, se debe recordar que estos resultados a su vez dependerán en gran medida de la calidad de los datos tomados, por lo tanto, una buena caracterización en la etapa I, representa una menor incertidumbre en la etapa II.

7.6.3. Descripción y análisis Etapa III Evaluación preliminar

En esta etapa se debe llevar a cabo la evaluación del soporte propuesto en el predimensionamiento mediante una metodología analítica, el método analítico más usado en Colombia para llevar a cabo esta actividad, es el denominado convergencia confinamiento; sin embargo, para la condición de túnel de ladera, este presenta múltiples limitaciones, las cuales fueron presentadas en el numeral 6.2.2.1, entre las principales limitaciones, se encuentra el ignorar el peso de la zona plástica desarrollada alrededor del túnel, el cual en túneles de ladera, ubicados en depósitos o en roca débiles con una baja cobertura llega a extenderse hasta la superficie, en este caso el efecto de las cargas gravitacionales en el análisis es notorio e ignorar la carga producida por la zona plástica conlleva a grandes errores en los cálculos.

Como alternativa a la metodología convencional, la investigación del estado del arte actual en túneles de ladera, conlleva a la implementación del método propuesto por Xiaojun Zhou, Jinghe Wang, Bentao Lin (2014), el cual estudia la condición de un túnel “ultra superficial” en un macizo rocoso de mala calidad y con topografía asimétrica, en pocas palabras un túnel de ladera, esta metodología emplea la teoría del bloque crítico para calcular los esfuerzos sobre el soporte, para tal fin requiere de conocer las características geométricas de la excavación, el ángulo de inclinación de la superficie, el peso específico, ángulo de fricción interna y el ángulo de interface entre dos superficies de falla, mediante el análisis se obtienen las cargas originadas por la gravedad y que actúan sobre el soporte, una vez determinada la carga lateral y vertical sobre el soporte, se procede a calcular las fuerzas internas en los elementos de soporte propuestos en la etapa II de predimensionamiento, mediante la metodología propuesta por Carranza-Torres (2009) donde se sugiere dentro de los métodos de cálculo, para las fuerzas internas de los elementos de soporte, el método basado en la teoría de las cáscaras, finalmente para determinar el factor de seguridad de los elementos de soporte, se requiere calcular los momentos y fuerzas resistentes ofrecidas por el soporte, por medio de la metodología planteada por Carranza-Torres (2009), donde se determina el diagrama de capacidad de soporte, tanto para una sección simple como para una sección compuesta, entendiéndose como sección compuesta por ejemplo el conjunto una sección de concreto lanzado reforzado con

un arco de acero, la metodología propuesta por Carranza-Torres (2009) emplea el módulo de elasticidad de cada material, la geometría de la sección, el coeficiente de Poisson, y la resistencia a la tensión y compresión de cada elemento de soporte, para determinar parámetros, como el momento de inercia, el coeficiente de flexibilidad (K) y el coeficiente de compresibilidad (D), que permiten a su vez determinar el porcentaje de carga que asume cada elemento de una sección compuesta, así mismo y de acuerdo al factor de seguridad empleado, el método determina el momento y fuerza axial resistente de cada elemento y de tal forma permite determinar el diagrama de capacidad para los diferentes factores de seguridad, y de ser necesario ajustar al soporte para ajustarse a los factores de seguridad exigidos, este procedimiento se explica en mayor detalle en el anexo adjunto al presente documento.

7.6.4. Descripción y análisis Etapa IV diseño

La etapa IV diseño, emplea los resultados de las etapas I, II y III para el análisis numérico de la excavación, es decir para el modelo numérico se requiere la caracterización del terreno, mediante ensayos de campo y laboratorio, en la medida de lo posible, adicionalmente y con el fin de determinar las propiedades del macizo rocoso se requiere del parámetro de clasificación de la calidad del macizo rocoso determinado mediante algún método empírico, una vez analizados estos resultados se plantea el modelo tenso-deformacional, para determinar el comportamiento post-rotura de este material, el cual es necesario para el modelo numérico, se requiere conocer la calidad del macizo rocoso o del terreno de excavación, una vez definido el modelo de comportamiento, se procede a seleccionar el criterio de falla el cual a su vez dependerá del tipo de terreno, para evaluar los parámetros de resistencia del macizo usualmente se emplea el criterio de Falla de Hoek –Brown; sin embargo el empleo de este criterio, debe ser analizado con cuidado, y depende de ciertas consideraciones, en el numeral 5.2.2.3 se analizan las limitaciones de los criterios de falla, y los errores más comunes cometidos por parte de los diseñadores a la hora de evaluar este criterio, como por ejemplo el criterio de falla de Hoek-Brown, debería ser aplicado en aquellos macizos rocosos en los cuales existe un número suficiente de discontinuidades estrechamente espaciadas, de modo tal que es posible suponer un comportamiento isotrópico, y no debería usarse donde el tamaño de los bloques, definidos por las discontinuidades, sea igual o mayor al diámetro de la excavación, limitación que algunos diseñadores ignoran, de igual manera el criterio tiene limitaciones para los valores más bajos del GSI y σ_{ci} , como menciona Brown (2008), muchos autores han encontrado dificultades en la aplicación del criterio en estos casos para σ_{ci} menor a 15 MPa, y han sugerido que en estos casos se aplique un criterio de rotura desarrollado para el rango de comportamiento descrito para un valor de GSI bajo, sin mencionar que los parámetros de resistencia dependen del GSI y del factor de perturbación, por lo que la definición objetiva de este factor es de vital importancia; sin embargo, la

clasificación GSI dado su carácter cualitativo está sujeta a gran variación, por lo que algunos autores recomiendan relacionar los parámetros s y mb del macizo rocoso con clasificaciones como la RMR de Bieniawski.

De acuerdo a lo anterior, la metodología propone el análisis de la condición particular del modelo para seleccionar el criterio de falla que mejor se ajuste a estas condiciones, de acuerdo al análisis presentado en 5.2.2.3, una vez determinado el criterio de falla a emplear, y la calidad del terreno se define el modelo constitutivo a utilizar de acuerdo a las recomendaciones presentadas en la **Figura 95** y las consideraciones planteadas en el numeral 6.2.3, se debe tener en cuenta que el terreno se puede modelar como Medio continuo equivalente o como un medio discontinuo, de acuerdo a estas características se realiza la selección del método numérico, ya sea elementos finitos, elementos discretos, entre otros los cuales fueron definidos en el capítulo 5.3.3.

Definido el método numérico a emplear, se definen las características geométricas y las condiciones geomecánicas del modelo, que permitan modelar una condición lo más cercana posible a la presentada en la realidad, para los túneles de ladera parámetros como la topografía, el esfuerzo in situ, el diámetro y forma de la excavación, los parámetros de resistencia del terreno, cobran gran importancia dado su gran efecto en la estabilidad de la excavación, de acuerdo a esto se recalca la importancia de una obtención adecuada de estos parámetros, y con el menor grado de incertidumbre posible, mediante la ejecución de las actividades definidas en la etapa I caracterización.

Finalmente se obtiene el resultado del análisis de esfuerzo deformación, el cual nos permite evaluar con mayor precisión, si el soporte instalado cumple los factores de seguridad propuesta, adicionalmente se pueden obtener las deformaciones, y esfuerzos a presentarse durante excavación.

7.6.5. Descripción y análisis Etapa V verificación y ajuste

La etapa V constituye una de las más importantes etapas de la metodología propuesta en especial si se considera, que en las anteriores etapas hubo un alto grado de incertidumbre en la obtención de los parámetros de entrada, dado que esta etapa permite verificar las hipótesis asumidas durante las etapas anteriores mediante el empleo de instrumentación durante el proceso de excavación, soporte y operación.

Tómese por ejemplo la determinación del perfil geológico-geotécnico del túnel, el cual es verificado por medio del registro de avance del frente de excavación, este parámetro inicial corresponde a la etapa I caracterización, un error en la determinación de las características en esta etapa implica un cambio significativo en etapas posteriores, derivándose por ejemplo en una gran diferencia entre las deformaciones obtenidas a partir del modelo numérico y las monitoreadas en la etapa de instrumentación durante excavación.

Sin embargo de realizarse un adecuado proceso durante la etapa I, II y III, las diferencias producidas entre lo modelado en la etapa IV con respecto a los obtenidos en el monitoreo, corresponderán, a parámetros que llevan un cierto grado de incertidumbre en su determinación, tales como el estado de esfuerzo in situ, y a la imposibilidad del modelo numérico de modelar fielmente la realidad.

De encontrarse diferencias entre los establecidos en el diseño con respecto a los obtenidos en la etapa de monitoreo se debe realizar la evaluación nuevamente de la hipótesis y ajustar el modelo acorde al resultado, de manera que se pueda corregir en tiempo real, el diseño y se permita realizar el ajuste del soporte conforme se avanza en la excavación.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

En la actualidad Colombia, se encuentra desarrollando múltiples proyectos viales, los cuales, involucran el diseño y construcción de numerosos túneles de ladera, esto se debe a su vez a que el diseño se encuentra limitado a varios factores tales como:

Su condición de conexión con las vías existentes, las cuales fueron construidas a media ladera, lo que limita la posición del túnel.

La incursión en etapas de mejoramiento de calzadas actual para adaptarlas a una nueva velocidad de diseño, lo que implica adaptar el trazado a media ladera con radios de curvatura más amplios, lo que en ocasiones se traduce en el trazado de un túnel de baja cobertura lateral.

El trazado de nuevos alineamientos viales, para la interconexión de los puntos de poder económico y administrativo en Colombia, implica usualmente que las mismas discurren por una topografía montañosa y de geología muy heterogénea, esta característica lleva a los diseñadores a idear alternativas para evitar la afectación sobre el paisaje al menor costo posible, para tal fin muchos de ellos emplean túneles de ladera como solución a esta problemática.

El presente documento considera la definición de túnel de ladera, como un túnel de bajo recubrimiento lateral sometido a esfuerzos asimétricos producto de la topografía, para determinar si un túnel es de ladera, se recomienda evaluar dos condiciones, el límite de recubrimiento al cual se ve sometido por esfuerzos asimétrico y determinado mediante la ecuación (1), y el límite de recubrimiento en el cual se considera poco profundo o superficial determinado mediante la teoría del arco de presiones y la ecuación (2), como conclusión de este análisis, se determinó que para el caso de los túneles de ladera, su definición no dependerá únicamente de su profundidad y diámetro, sino que también, de parámetros tales como la topografía de la superficie de terreno, los parámetros y características geomecánicas del terreno de excavación.

Durante la elaboración de este documento, se realiza un amplia investigación del estado del arte de los métodos de diseño y construcción de túneles, con un enfoque especial en los túneles de ladera, lo que arrojó como un resultado numerosa evidencia de que los métodos han sido modificados y actualizados en numerosas ocasiones a través de la historia para acoplarse a las diferentes condiciones y avances tecnológicos que se han presentado en los últimos años; sin embargo aparentemente muchos diseñadores, no han verificado estas modificaciones y limitaciones, al momento de diseñar, este caso ocurre con mayor frecuencia en el empleo de los métodos empíricos, y en especial en los túneles de

ladera, dada su tendencia a presentar las limitaciones especificadas para estos métodos como su profundidad y bajas características de autosoporte del terreno, por lo que en teoría se podría inferir que los diseñadores no se encuentra empleando adecuadamente los métodos de diseño, especialmente en los túneles de ladera, y por el contrario se encuentra diseñando, con versiones de los métodos de más de 25 años de antigüedad, incluso cuando los mismos autores de dichos métodos han advertido de esta problemática.

La tesis presenta una recopilación de las limitaciones y ventajas más importantes de los métodos de diseño actualmente usados con mayor frecuencia en el diseño de túneles, es evidente que los túneles de ladera presentan limitaciones para los métodos convencionales, dado que debido a su baja cobertura el área de afectación del terreno producto de la excavación, alcanza la superficie del terreno, adicionalmente la condición de ladera afecta el estado de esfuerzos, donde se presenta un esfuerzo horizontal mayor al vertical, y así mismo los esfuerzos actuantes sobre el soporte se presentan con asimetría, los procesos erosivos, de meteorización y estabilidad de la ladera hacen que el terreno presentado se encuentre dentro de los valores más bajos de la escala de resistencia empleada en muchos métodos, e incluso fuera del rango para los que fueron concebidos, esto es especialmente notable en el método convergencia confinamiento, que debido a estas limitaciones no puede ser implementado en el diseño de túneles de ladera, de igual manera la tesis presenta alternativas para el diseño, concebidos específicamente para las condiciones que se encuentra fuera del rango de estudio de las metodologías analizadas.

Un túnel de ladera presentara esfuerzos asimétricos, debido a la inclinación de la superficie topográfica, donde el esfuerzo principal mayor se presentara en sentido paralelo a la topografía, esto se ve reforzado por el efecto de otros factores tales como la actividad tectónica, el efecto de la erosión, y el radio de sobreconsolidado (OCR) en el caso del suelo, condiciones que aumentan la relación de esfuerzos k_0 lo que se caracteriza por la ocurrencia de una componente de esfuerzo subhorizontal significativamente mayor que el esfuerzo debido a la sobrecarga del terreno sobre el eje del túnel y es probable que este efecto persista aun en profundidad, por ende se puede inferir que los túneles de ladera en su mayoría presentara una relación de esfuerzos $k_0 > 1$, y el esfuerzo principal mayor se presentará paralelo a la superficie.

Dadas las condiciones desfavorables presentadas en un túnel de ladera sin un adecuado presoporte, es de esperar que el proceso de excavación afecte la superficie de terreno, lo que a su vez producirá procesos inestabilidad en la ladera.

Para el diseño de un túnel de ladera, es necesaria la implementación de métodos empíricos, analíticos, numéricos y observacional, en conjunto estos métodos se complementan, en sus falencias y limitaciones, y permiten una apreciación más próxima a la realidad del comportamiento de la excavación, los métodos empíricos

permiten un predimensionamiento general del soporte a emplear, los métodos analíticos realizan una evaluación general de la interacción suelo soporte a presentarse de acuerdo al predimensionamiento llevado a cabo en la etapa anterior lo que permite un ajuste preliminar del soporte, los modelos numéricos, permiten evaluar con mayor detalle los factores que influyen en el comportamiento de la excavación de túneles de ladera, lo cual incluye la superficie de terreno, y la interacción entre las características mecánicas, estructurales, e hidrogeológicas sobre el desarrollo de los esfuerzos en el soporte de la excavación, finalmente, el método observacional, permite el ajuste definitivo del diseño, basado en la verificación de las hipótesis asumidas en etapas anteriores.

La etapa de Verificación y ajuste constituye una de las más importantes etapas de la metodología propuesta en especial si se considera, que en las anteriores etapas hubo un alto grado de incertidumbre en la obtención de los parámetros de entrada, dado que esta etapa permite verificar las hipótesis asumidas durante las etapas anteriores mediante el empleo de instrumentación durante el proceso de excavación, soporte y operación, y de encontrarse diferencias entre los establecido en el diseño con respecto a lo obtenidos en la etapa de monitoreo se debe realizar la evaluación nuevamente de la hipótesis y ajustar el modelo acorde al resultado, de manera que se puede corregir en tiempo real, el diseño y se realiza el ajuste del soporte conforme se avanza en la excavación, lo que a su vez representa una optimización de la obra y permite evaluar de manera más precisa las condiciones especiales de un túnel de ladera.

Finalmente, de acuerdo al ejercicio analizado en el anexo, se puede ver una gran variación entre el soporte recomendado entre la etapa de predimensionamiento y el diseñado mediante la metodología convencional respecto al dimensionado en la etapa de diseño mediante la metodología aquí planteada lo que resalta los beneficios del método y la importancia de una adecuada valoración del soporte para túneles de ladera.

Mediante la ejecución de un ejercicio, se pudo reflejar que las herramientas actuales de análisis y evaluación de excavaciones subterráneas y túneles no pueden simular con todo detalle las situaciones geotécnicas más adversas que podemos encontrar, principalmente esas generadas por la presencia de agua en terrenos tipo IV y tipo V (de acuerdo a la clasificación de Bieniawsky), esto permite inferir la posibilidad de que los resultados obtenidos para el diseño del soporte de excavación de túneles viales, en terrenos de mala a muy mala calidad, afectados por el agua subterránea, posean un alto grado de error, que se evidencian a la hora de empezar con la excavación.

Es posible que la experiencia del diseñador trate de suplir estas falencias de las herramientas computarizadas de métodos numéricos para la evaluación del diseño, simulando una situación más fácil de evaluar, haciendo recomendaciones en la construcción, o simplemente aumentando el factor de seguridad y por ende

el soporte de la excavación. Pero estas soluciones muchas veces no suelen ser suficientes.

8.2. RECOMENDACIONES

De acuerdo a la investigación realizada en los túneles de ladera es frecuente encontrar daños cerca de los portales, en muchos casos estos daños en los túneles fue causado por inestabilidad de la ladera cerca a los portales, por lo que se recomienda en caso de potencial falla de la ladera, el soporte del túnel debe ser diseñado para resistir la carga extra ocasionada por el deslizamiento; sin embargo, este tema representa un alto grado de complejidad y ha sido poco estudiado, de acuerdo a esto como propuesta para futuras investigaciones, se recomienda desarrollar una investigación de la metodología de cálculo del impacto de un fenómeno de remoción en masa sobre la estructura de un túnel y sus alternativas de mitigación.

Para los túneles de ladera parámetros como la topografía, el esfuerzo in situ, el diámetro y forma de la excavación, y los parámetros de resistencia del terreno, cobran gran importancia dado su gran efecto en la estabilidad de la excavación, de acuerdo a esto se recalca la importancia de una obtención adecuada de estos parámetros, y con el menor grado de incertidumbre posible, por lo que se recomienda en la medida de lo posible obtener la mayor cantidad de información en la etapa I, mediante la ejecución de las actividades definidas en la etapa de caracterización del presente documento, se debe recordar que una buena caracterización en la etapa I, representa una menor incertidumbre en las etapas subsecuentes.

El presente documento no presenta una evaluación detallada del efecto de la sismicidad e hidrogeología en el diseño de túneles de ladera, dada la complejidad de su evaluación se recomienda desarrollar una investigación de estas dos problemáticas de gran importancia y efecto en los túneles de ladera en Colombia.

Debido al alto grado de incertidumbre que se puede generar en el diseño por las falencias de simular el efecto del agua durante la excavación en el macizo, es posible que durante la construcción se tenga que tomar algunas medidas para garantizar el avance esperado, y la instalación de un soporte adecuado para estas condiciones. Una de ellas es la posibilidad de abatir el nivel freático en las excavaciones subterráneas, en especial para terrenos arcillosos y macizos altamente diaclasados, en el caso específico de un material arcilloso se está sugiriendo que se pueda extraer o eliminar algo del agua absorbida por un macizo arcilloso, algo que puede resultar muy difícil de lograr por métodos convencionales de drenaje, tales como filtros o drenes; pero que es posible utilizando técnicas más específicas como inversión de polaridad, termodinámica o llenantes:

- Es posible drenar algo de agua absorbida en un macizo rocoso con ayuda

de la electricidad y la inversión de polaridades, estos procesos se llaman Hidrolisis (el proceso por el cual se separa el agua en sus átomos de hidrogeno y oxígeno) y Electrolisis (el proceso que separa los elementos de un compuesto por medio de la electricidad).

- El uso de la termodinámica es también un método muy efectivo para abatir el nivel freático en suelos arcillosos donde el agua está en estado absorbido, la posibilidad de calentar o congelar el agua en ese tipo de suelos puede beneficiar en gran manera la excavación, ya que es posible obtener un suelo secado por la acción de evaporación del agua por el intenso calor, o tener un suelo ligeramente cimentado por la acción de una severa baja de temperatura que lo congela y solidifica el agua. Hay que tener en cuenta que el agua no se encuentra en estado libre, si no ya ligada mineralmente en el macizo, por lo que extraerla hará cambiar la composición del macizo por lo que las mejoras en la excavación son sustanciales y proporcionales a la efectividad del método termodinámico.
- Otra opción interesante es el uso de llenantes minerales, que sustituyan los enlaces covalentes que se forman entre el mineral y el agua absorbida, esto hace que el agua actúe como solvente y haga ligar el nuevo mineral a los minerales de composición del macizo, por eso es importante determinar la reacción química más adecuada para el mineral dominante en el macizo, comúnmente es recurrente usar llenantes silicarbonatados o aluminosilíceos para crear reacciones cementantes en el macizo pero también es posible utilizar llenantes minerales para crear reacciones oxidantes que proporcionan también resistencia.
- Debido a que el agua en una excavación subterránea es casi inevitable que aparezca, lo más recomendado es disminuir su presencia, en caso de condiciones hidrogeológicas adversas no se recomienda el diseño de un túnel completamente impermeable, dado que esto implica una mayor carga sobre el soporte, por el contrario se recomienda el uso de una impermeabilización parcial que permitan el paso del agua hacia el túnel, para luego ser conducida hacia el exterior, otra opción para disminuir las presión del agua sobre el soporte, es usar filtros o drenes que recolecten el agua desde el interior del macizo antes de que haga contacto con el soporte de la excavación.

En general como recomendación se debe profundizar en la investigación de metodologías para el drenaje del agua subterránea en terrenos de baja permeabilidad.

Como recomendación, y dado que existen múltiples métodos de monitoreo del comportamiento e interacción entre el túnel y el terreno tanto durante como

construcción como en operación, la metodología propuesta en el presente documento sugiere al diseñador disponer de estas herramientas para ajustar el diseño del soporte y confirmar o evaluar las hipótesis planteadas durante el diseño inicial.

En Colombia, el grado de incertidumbre presentado durante las etapas de diseño, y que repercute posteriormente en el costo y el tiempo de la construcción, es reconocido bajo el concepto de “riesgo geológico”, a nivel práctico esto implica el reconocimiento al constructor de los costos adicionales producto de haber encontrado un terreno diferente al estimado durante el diseño; sin embargo, esta caracterización del terreno usualmente no tiene en cuenta la topografía, la cobertura lateral del túnel, el estado de esfuerzos in situ, ni el efecto de la forma y diámetro de la excavación, los cuales como se demostró en este documento tiene un gran efecto en el dimensionamiento del soporte, esta diferencia puede incurrir en sobrecostos para el constructor, se recomienda investigar el efecto de los sobrecostos de construcción debido a una errónea valoración del “riesgo geológico”, mediante estudios de caso.

9. BIBLIOGRAFÍA, INFOGRAFÍA Y OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

Acosta Urrea, Fernando Diseño de Túneles Basado en Visco-hipoplasticidad para los Suelos Blandos de Bogotá, Tesis presentada a La Universidad de los Andes Como requisito parcial de grado Programa de Maestría en Ingeniería Civil.

Agustawijaya, D. S. (2004). Modelled Mechanisms in the Slake-Durability Test For Soft Rocks. Civil Engineering Dimension, 5(2), pp-87.

Akutagawa, S., Lee, J., Doba, N., Kitagawa, T., Isogai, A., & Matsunaga, T. (2006). Identification and prediction of deformation behavior around a shallow NATM tunnel using strain softening model. Tunnelling and Underground Space Technology, 21(3), 387-387.

Akgün, H., Muratlı, S., & Koçkar, M. K. (2014). Geotechnical investigations and preliminary support design for the Geçilmez tunnel: A case study along the Black Sea coastal highway, Giresun, northern Turkey. Tunnelling and Underground Space Technology, 40, 277-299.

Amadei, B., & Stephansson, O. (1997). Rock stress and its measurement. Springer Science & Business Media.

Ángel, J. D. R. (2005). Los sedimentos del río Magdalena: reflejo de la crisis ambiental. Universidad Eafit.

Argyroudis, S. A., & Pitilakis, K. D. (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 35, 1-12.

B. Celada and I. Tardáguila, P. Varona, A. Rodríguez, Z.T. Bieniawski.(2014) Innovating Tunnel Design by an Improved Experience-based RMR System.

Badillo, J., & Rodríguez, R. (2005). Mecánica de suelos tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos. México DF, Editorial Limusa.

Barton, N.R. and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech. 10(1-2), 1-54.

Barton, N. (2013). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 5(4), 249-261.

Basarir, H., Ozsan, A., & Karakus, M. (2005). Analysis of support requirements

for a shallow diversion tunnel at Guledar dam site, Turkey. Engineering geology, 81(2), 131-145.

Bieniawski, Z. T. (1974). Estimating the strength of rock materials. S. Afr. Inst.Min.Met., 74, 312-320.

Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. In Transactions of the South African Institution of Civil Engineers 16, 335-344.

Bieniawski, Z.T.; Celada, B.; Aguado, D. and Rodríguez, A. (2011). Forecasting tunnelling behavior. Tunnels&Tunnelling International, V. august, p.39-42.

Blanco Torrens,R. ; Quesada, R.W. ; González Martínez,A. ; Chávez Moncayo, M.A. ; Ayres da Silva, L.A . (2005)Hidraulica del macizo rocoso. Geomecânica aplicada a la pequena minería. Córdoba: CYTED.

Brady, B. H. G., and E. T. Brown (2004), Rock mechanics for underground mining., Tercera edición ed., 628 pp., Kluwer Academic Publishers, P.O. Box 17, 3300 AZ Dordrecht, The Netherlands.

Brown, E. T. (2008, September). Estimating the mechanical properties of rock masses. In Proceedings of the 1st southern hemisphere international rock mechanics symposium: SHIRMS (Vol. 1, pp. 3-21).

Carranza-Torres, C., & Diederichs, M. (2009). Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets. Tunnelling and Underground Space Technology, 24(5), 506-532.

Carter, T. G., Diederichs, M. S., & Carvalho, J. L. (2008). Application of modified Hoek-Brown transition relationships for assessing strength and post yield behavior at both ends of the rock competence scale. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, 108(6), 325-338.

Castro-Fresno, D., Diego-Carrera, R., Ballester-Muñoz, F., & Álvarez-García, J. (2010). Correlación entre el Índice RMR de Bieniawski y el Índice Q de Barton en Suelos de Baja Calidad. Revista de la construcción, 9(1), 107-119.

Causse, L., Cojean, R., & Fleurisson, J. A. (2015). Interactions Between Tunnels and Unstable Slopes: Role of Excavation. In Engineering Geology for Society and Territory-Volume 2 (pp. 237-242). Springer International Publishing.

Cortes, M., Angelier, J., 2005. "Current states of stress in the northern Andes as indicated by focal mechanisms of earthquakes". Tectonophysics 403, 29 – 58.

Grupo Nacional Turco de la ISRM, Ankara, Turquía, 2007, Traducción de Álvaro Correa Arroyave “Serie completa de los métodos recomendados por la ISRM para la caracterización de rocas en laboratorio”, 2013

Deere, D.U., R.B. Peck, J.E. Monsees, and B. Schmidt.1969. Design of tunnel liners and support systems. Report prepared for U.S. Department of Transportation.OHSGT Contract 3-0152. NTIS.

DUQUE ESCOBAR, Gonzalo. Manual de geología para ingenieros, Capitulo 12, Macizo Rocosó.

Feng, X. T., & Hudson, J. A. (2011). Rock engineering design. CRC Press/Balkema.

FERNANDÉZ GONZALÉZ, R. (1997). Excavación con máquinas integrales: topes e escudos.

FERNANDEZ, M. A. G. (2006) Determinacion de la orientacion y magnitud del esfuerzo maximo horizontal a partir del modelamiento de breakouts en la zona del piedemonte llanero colombiano. Trabajo dirigido de grado para optar al título de Ingeniero de petroleos, Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierias Fisico-Quimicas, Escuela de Ingenieria de Petroleos

Flórez, A. (2003). Colombia: evolución de sus relieves y modelados. Univ. Nacional de Colombia.

Fotieva, N., Bulychev, N., Sammal, A., & Deev, P. (2005). Stress state and bearing capacity of shallow tunnel linings undergoing the influence of nearby located buildings. Górnictwo i Geoinżynieria, 29(3/1), 217-223.

Fuertes, C., & Monsalve, G.(2014) Construcción del tensor de permeabilidad en macizos rocos fracturados, validado con datos de pruebas de permeabilidad in-situ.

Garrido Rodriguez Mercedes, (2003) Evaluación del coeficiente de seguridad del sostenimiento de galerías y túneles en función de su rigidez y distancia al frente en diferentes macizos rocosos y caracterización mediante el método de impacto-Eco, tesis de doctorado en Ingeniería de Minas, Escuela técnica superior de ingenieros de minas, Madrid, Departamento de recursos minerales y obras subterráneas.

Gattinoni, P., Pizzarotti, E., & Scesi, L. (2014). Engineering Geology for Underground Works. Springer.

González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). Ingeniería geológica. Editorial Prentice Hall. 744 p

Goodman R. E. (1980) Introduction to Rock Mechanics. Wiley, New York .

Goel, R. K., & Singh, B. (2011). Engineering rock mass classification: tunnelling, foundations and landslides. Elsevier.

Guidelines for the Design of Tunnels, ITA Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels

Hoek E, Brown ET (1980) Underground excavations in rock. p. 527 The Institution of Mining and Metallurgy, London

Hoek, E. & Bray, J. W. 1977. Rock Slope Engineering (2nd edn). Inst. Mining & Metallurgy, London.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(8), 1165-1186.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. Proceedings of NARMS-Tac, 1, 267-273.

Infraestructura & desarrollo Revista N° 31, Colombia avanza en la construcción de túneles, Bogotá Septiembre-Octubre 2009

Instituto Tecnológico Geominero de España, (1991) manual de ingeniería de taludes.

Käsling, H., & Thuro, K. (2010). Determining rock abrasivity in the laboratory. Rock mechanics in civil and environmental engineering—Proc EUROCK, 425-428.

Karakuş, M., & Fowell, R. J. (2004). An insight into the new austrian tunnelling method (NATM). Proc. ROCKMEC.

Klein, S. (2001, June). An approach to the classification of weak rock for tunnel projects. In PROCEEDINGS OF THE RAPID EXCAVATION AND TUNNELING CONFERENCE (pp. 793-806).

Koizumi, Y., Lee, J., Yokota, Y., Yamamoto, T., & Fujisawa, K. (2010, Junio). Numerical analysis of landslide behavior induced by tunnel excavation. In ISRM International Symposium-EUROCK 2010. International Society for Rock Mechanics.

Krynine, D. P., & Judd, W. R. (1957). Principles of engineering geology and geotechnics: geology, soil and rock mechanics, and other earth sciences as used in civil engineering. McGraw-Hill College.

Leber, C. & Schubert, W. (2010). Review of current rock mass characterization practices. Institute for Rock Mechanics and Tunnelling, Graz University of Technology.

Lee, I. M., & Nam, S. W. (2001). The study of seepage forces acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 16(1), 31-40.

Lobo-Guerrero, Alberto, La Infraestructura de Colombia, V Congreso Colombiano de Geotecnia, Medellín, 1994.

Lope Álvarez, D. (2012). Limitations of the ground reaction curve concept for shallow tunnels under anisotropic in-situ stress conditions.(Tesis de Maestría), Universidad politecnica de Cataluña.

Maidl, B., Thewes, M., & Maidl, U. (2014). Handbook of Tunnel Engineering II: Basics and Additional Services for Design and Construction. John Wiley & Sons.

Mellado Cruz, J. (2005). Aplicación del método de los elementos discretos a problemas de desgaste.

Ministerio de Transporte (Colombia), Diagnostico del transporte 2010, Oficina Asesora de Planeación, Grupo de planificación Sectorial, Diciembre 2010.

No, W. G., & International Tunnelling Association. (2000). Guidelines for the design of shield tunnel lining. Tunnelling and Underground Space Technology, 15(3), 303-331.

Oñate, E., Labra, C., Zárate, F., Rojek, J., & Miquel, J. (2005). Avances en el desarrollo de los métodos de elementos discretos y de elementos finitos para el análisis de problemas de fractura. In Anales de Mecánica de la Fractura (Vol. 22, pp. 27-34).

Palmstrom, A. (1995). RMI-a rock mass characterization system for rock engineering purposes. na.

Palmström, A. (2003). Recientes desarrollos en la estimación del sostenimiento en roca mediante el RMI. Red Dyna.

Perez Perez, Diana Marcela, (2012). Propuesta de técnica para la

determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. Caso: túnel de la línea, Trabajo dirigido de grado para optar al título de Magister en Ingeniería–Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de minas Escuela de ingeniería civil, Programa de maestría en ingeniería-geotecnia

Potts, D. M., Zdravkovic, L., & Zdravković, L. (199). Finite element analysis in geotechnical engineering: application (Vol. 1). Thomas Telford.

Priest, S. D., & Brown, E. T. (1983). Probabilistic stability analysis of variable rock slopes. Institution of Mining and Metallurgy Transactions, 92.

Prieto, L. A. (2013). The Cerchar abrasivity index's applicability to dredging rock. In WEDA XXXII Tech. Conf (pp. 212-219).

Rahimi, B., Shahriar, K., & Sharifzadeh, M. (2014). Evaluation of rock mass engineering geological properties using statistical analysis and selecting proper tunnel design approach in Qazvin–Rasht railway tunnel. Tunnelling and Underground Space Technology, 41, 206-222.

Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. R. (2004). Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes.

Rodriguez.G, Torrico. G (2010) ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN EN TÚNELES, AIHR AIH XXIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA PUNTA DEL ESTE, URUGUAY, NOVIEMBRE 2010.

Rico Rodríguez, Alfonso, Del Castillo, Hermilo, La Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas. México. MX. Limsua. 17a.reimp.Vol: 1. 2. No. 2001.

Romana, M. (2001) “Recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles”. ROP. Mayo.

Romana Rúiz, M. (2005). Emboquilles: intersección de tauld y túnel. VI Simposio Nacional de Laderas y Taludes Inestables. Valencia

Saroglou, H., & Tsiambaos, G. (2008). A modified Hoek–Brown failure criterion for anisotropic intact rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 45(2), 223-234.

Sharma, P. K., & Singh, T. N. (2008). A correlation between P-wave velocity, impact strength index, slake durability index and uniaxial compressive strength. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 67(1), 17-22.

Shin, J. H., Addenbrooke, T. I., & Potts, D. M. (2002). A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour. *Geotechnique*, 52(6), 391-403.

Song, K. I., Cho, G. C., Chang, S. B., & Lee, I. M. (2013). Beam–spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 59, 139-150.

Suárez Díaz Jaime, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, 1998, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Editor: Ingeniería de Suelos Ltda, Publicaciones UIS

Suárez Burgoa, L. O. (2013). Descripción del macizo rocoso: introducción a la ingeniería de rocas de superficie y subterráneas. Segunda edición ed., 469 PP., Bogotá D.C, Colombia.

Telford, T. (2004). Tunnel lining design guide. British Tunneling Society and the Institution of Civil Engineers.

Torcatto, D. F. (2010). Seismic behaviour of shallow tunnels in stratified ground.(Tesis de Maestria). Univeridade Técnica de Lisboa.

Trujillo Amaya, Mabel Johanna (2011), Evaluación de recomendaciones de diseño para túneles excavados en materiales volcánicos y suelos residuales, Trabajo de Grado para optar al título de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil.

Vargas-Jiménez, C., Pujades, L., Ugalde, A., & Canas, J. (2002). Estado de deformación y esfuerzos en el territorio colombiano. *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias*, 26(100), 337-391.

Villar, N. F. S. Desarrollo de patrones de Fracturamiento y mecanismos de deformación del anticlinal de Monterralo. Piedemonte llanero, cordillera oriental de Colombia.(Tesis de maestria),Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C, Colombia.

VON PREINL, Richard Z. Bieniawski. Errores en la aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas y su corrección. *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, 2011, no 208, p. 10-21.

Wang, T. T. (2010). Characterizing crack patterns on tunnel linings associated with shear deformation induced by instability of neighboring slopes. *Engineering geology*, 115(1), 80-95.

Wu, M., Zhang, H., Qiu W., Zhu Y., Miao Z. (2009). Research on demarcating method for deep tunnel and shallow tunnel of large cross-section tunnel. (online) <http://www.ctta.org/FileUpload/ita/2009/papers/P-12/P-12-14.pdf>

Yang, J. H., Wang, S. R., Wang, Y. G., & Li, C. L.(2015) Analysis of Arching Mechanism and Evolution Characteristics of Tunnel Pressure Arch.Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 9, No. 1.

Yang, X. L., & Huang, F. (2009). Influences of material dilatancy and pore water pressure on stability factor of shallow tunnels. Transactions of Nonferrous Metals Society of China, 19, s819-s823.

Yang, X. L., & Huang, F. (2011). Collapse mechanism of shallow tunnel based on nonlinear Hoek–Brown failure criterion. Tunnelling and Underground Space Technology, 26(6), 686-691.

Zhou, X. J. (2011, July). Study on calculation of rock pressure and determination of depth for shallow asymmetric tunnel. In Advanced Materials Research (Vol. 261, pp. 1034-1038).

Zhou, X., Wang, J., & Lin, B. (2014). Study on calculation of rock pressure for ultra-shallow tunnel in poor surrounding rock and its tunneling procedure. Journal of Modern Transportation, 22(1), 1-11.

Zhou, X., Wang, J., & Lin, B. (2014). Study on calculation of rock pressure for ultra-shallow tunnel in poor surrounding rock and its tunneling procedure. Journal of Modern Transportation, 22(1), 1-11.

Vibert, C., & Vaskou, P. (2011). Use of rock mass classifications for design: Recommendations and suggestions. Artificial Neural Networks in Biological and Environmental Analysis, 205.

Wang, T. T. (2010). Characterizing crack patterns on tunnel linings associated with shear deformation induced by instability of neighboring slopes. Engineering geology, 115(1), 80-95.

Zamora Fandino, N., & Barrera Reyes, O. L. (2013). Diagnóstico de la infraestructura vial actual en Colombia.

**ANEXO: IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO
PLANTEADA PARA UNA SITUACIÓN HIPOTÉTICA**

1. SITUACION HIPOTETICA A EVALUAR

La evaluación de la metodología planteada y su efecto sobre el diseño de tuneles de ladera, se realiza por medio del análisis de una situación hipotética planteada para diferentes tipos de terreno, el objeto de esta evaluación, es examinar y comparar el soporte obtenido por la metodología propuesta en este documento y la habitualmente usada por los diseñadores, y su efecto sobre los costos de construcción.

1.1. CARACTERIZACIÓN

La caracterización del material para este ejemplo se realizará a partir de información obtenida del banco de datos de la ANI para la estructuración de los proyectos denominados cuarta generación de concesiones o 4G, los cuales incluyen investigaciones y caracterización a nivel básico, de la geología colombiana en los sectores donde se encuentra desarrollando estos proyectos.

Dichos documentos son borradores, por lo que tienen carácter preliminar y solo son publicados con fines ilustrativos, no se ofrece ninguna garantía, implícita o explícita, con relación a la exactitud y/o contenido de estos documentos y no se asume ni acepta ninguna responsabilidad para la ANI, FONADE o IFC. por el contenido de los mismos, ni por el uso que le de cualquier otra persona que tenga acceso al mismo.

1.1.1. Caracterización geológica

El primer paso de la metodología planteada para el diseño del túnel de ladera, consiste en la caracterización del terreno, para tal fin la metodología propone la caracterización geológica y geomecánica del sitio de estudio mediante la ejecución de cartografía Geológica, Ensayos “In Situ” y ensayos de laboratorio. Figura 1.

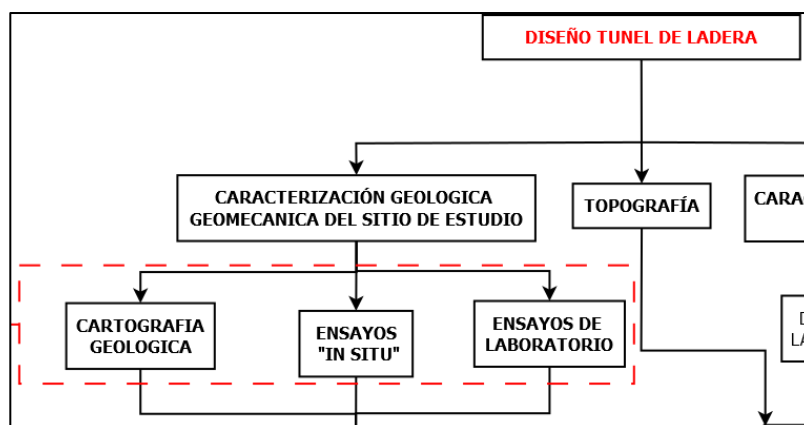


Figura 1 Pasos para la caracterización geológica y geomecánica del sitio de estudio

Para el presente ejemplo se emplearán las características geológicas del macizo rocoso en estudio, correspondiente al denominado túnel T13-4, constituido por roca sedimentaria de tipo arenisca de grano fino a medio en la cual se puede reconocer cuarzo y mica moscovita. La roca presenta una dureza y un grado de meteorización moderado, no se encuentra influencia de agua subterránea, la coloración de la roca varía de tonalidades gris a rojiza.

La roca arenisca está cubierta parcialmente por depósitos tipo coluvión, conformados por bloques, cantos y gravas, embebidos caóticamente dentro de una matriz arenolimososa, los clastos son en su mayoría de forma subangular de baja esfericidad y de composición de lodolitas y areniscas; color café rojizo y su espesor aproximado es de 9 m.

Información de la calidad del macizo y las discontinuidades fue recogida durante la exploración geológica preliminar, para el caso del túnel en estudio, se realizaron los registros 130, 131, y 132, localizados como se muestra en la Figura 2, igualmente, la información recogida se presenta resumida en la Tabla 1.

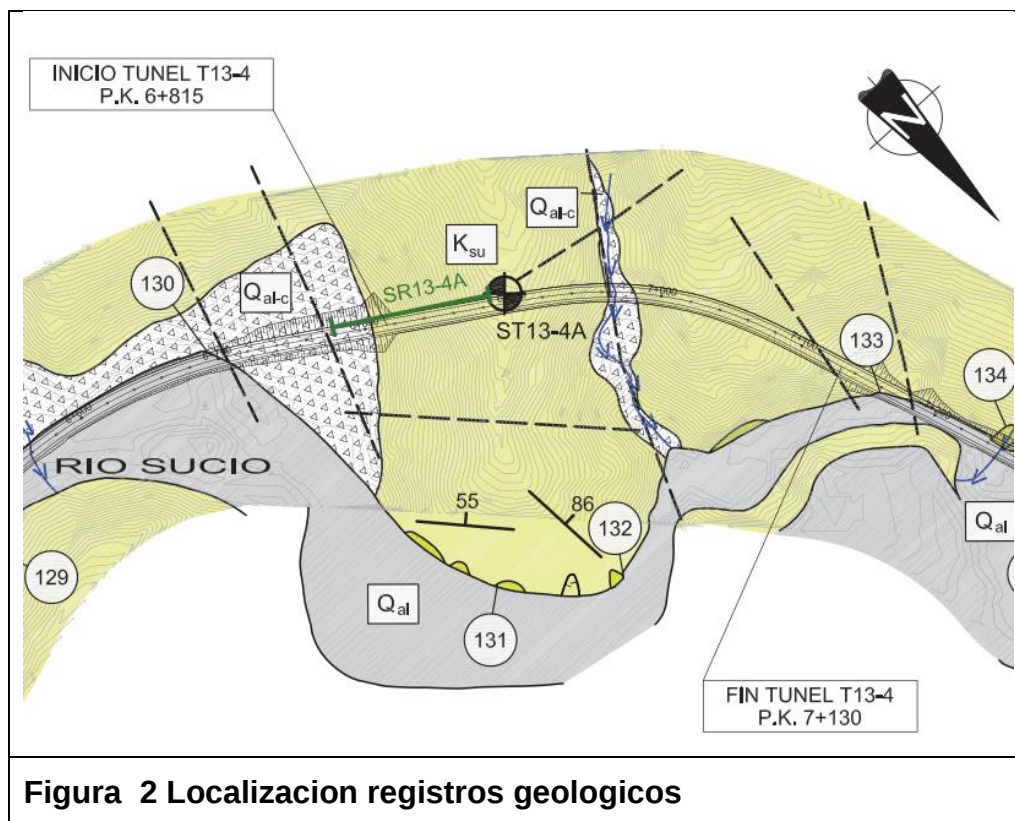


Tabla 1 Información de discontinuidades

SITUACION	TIPO DE PLANO	ORIENTACION		CONTINUIDAD S.RUMBOS/S.BUZAMIENTO (m)					ESPACIADO (m)				SUPERFICIE	RELLENO		METEORIZACION	RESISTENCIA	AGUA	LITOLOGIA
		DIRECCION DE BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	1	1 A 3	3 A 10	10 A 20	>20	<0,02	0,02 A 0,06	0,06 A 0,2	0,2 A 0,6		ESPESOR (m)	TIPO				
131	E	220	50					X		X			13	1	C	III	3	S	Ksu
131	E	215	58					X		X			13	1	C	III	3	S	Ksu
131	E	238	60					X		X			9	1	C	III	3	S	Ksu
132	J	158	15	X						X			7	1	Ox	III	2	S	Ksu
132	J	205	70	X							X		7	1	Ox	III	2	S	Ksu
132	J	350	70	X						X			11	1	Ox	III	2	S	Ksu
132	E	257	86					X		X			5	1	Ox	III	2	S	Ksu
132	J	346	77	X						X			11	1	Ox	III	2	S	Ksu
132	E	272	88					X		X			5	1	Ox	III	2	S	Ksu
132	J	327	82	X						X			11	1	Ox	III	2	S	Ksu

1.1.2. Caracterización geotécnica

Para la caracterización geotécnica se realizaron estaciones geomecánicas en la zona aledaña al túnel durante el mapeo geológico, sondeos exploratorios verticales de los cuales se obtuvieron muestras para ensayos, finalmente se emplearon líneas de refracción sísmica para la evaluación de las características del macizo rocoso.

El sondeo tiene una profundidad de 90 m, y en el punto donde fue realizado el sondeo el túnel tiene una profundidad desde la superficie de 81,2 m, medidos hasta la rasante.

El material encontrado en el sondeo se describe como una Interestratificación muy fina de láminas de areniscas de grano muy fino y lutitas, microfallado y con presencia de material calcáreo en vetillas hasta 77.5 m, luego se observa material totalmente triturado donde se aprecian fragmentos de lutita negra y areniscas muy fina hasta 81 m, posteriormente se presenta arenisca de grano fino, intercalada con lutitas material muy fragmentado. Figura 3.

Los resultados de CSR = 40,76 Mpa (**Tabla 2**), fueron obtenidos en una muestra extraída a 85 m. Con lo anterior se infiere que el material a excavar en el túnel estaría en lutitas con alto grado de meteorización.

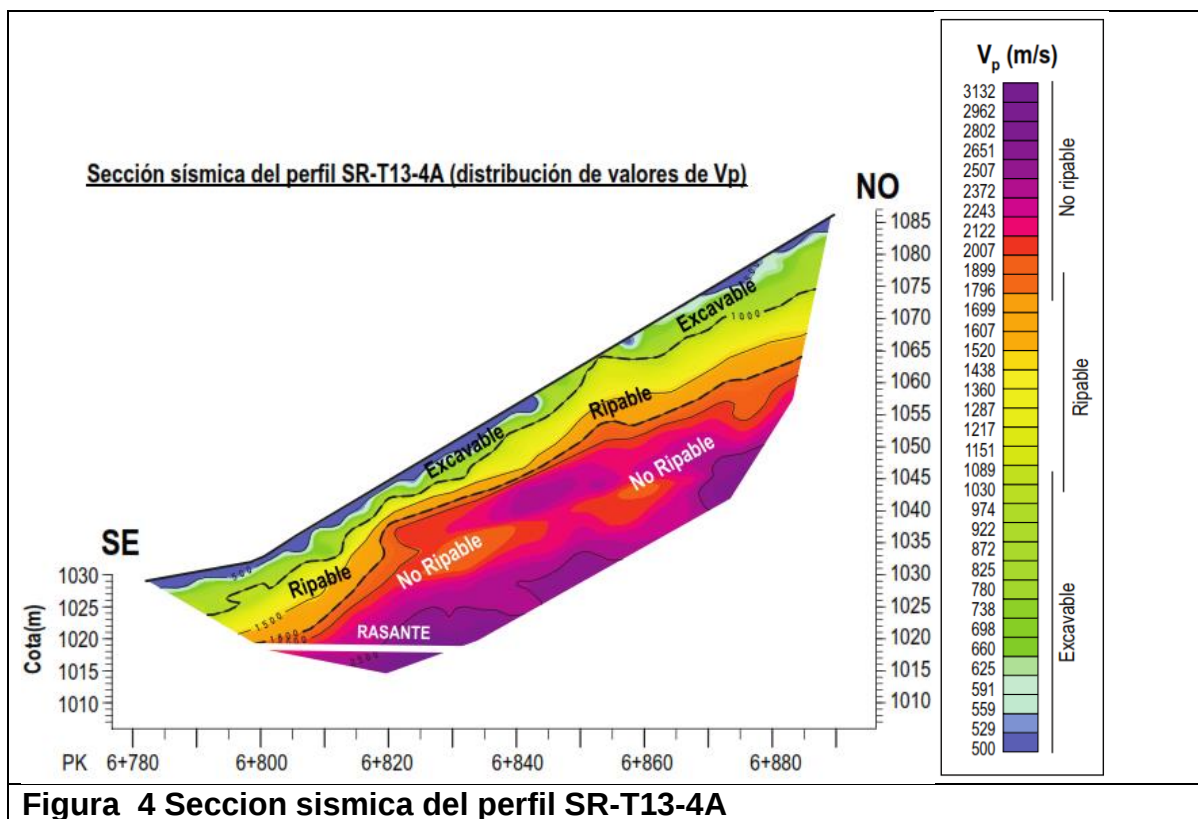


Tabla 2 Registro de ensayos

REGISTRO DE ENSAYOS					
SONDEOS					
Numero	Prof. (m)	Form.	Grado Met.	Densidad (kN/m ³)	UCS (Mpa)
ST13-4A	90	Formación: KSU = Formación Penderisco. Miembro Urrao, Limolitas, arcillolitas negras, con bancos intercalados de grauvacas, chert negro, y localmente bancos potentes de conglomerados.	II	2,6	40,76

UCS: Compresión Simple en Roca (Mpa).

De acuerdo a la exploración Geofísica, este túnel presenta varias fallas a lo largo del túnel, una de ellas pasa por el portal de salida y otra se encuentra unos metros después del portal de entrada. La zona cercana al portal de entrada presenta una velocidad de onda cercana a 1562 m/s que corresponde a una zona altamente meteorizada del sustrato rocoso y se clasifica como material ripable hasta una profundidad aproximada de 10 m, a partir de la cual se encuentra material más competente, con una velocidad de onda Vp de 2500 m/s. **Figura 4.**



En la Figura 5 se muestran ensayos de permeabilidad Lugeon realizados en los sondeos perforados en la formación [Ksu]. Se observa una permeabilidad media logarítmica de $K=1.3E-7$ m/s a la escala métrica en la que se realiza el sondeo. Este valor corresponde a la roca más superficial, por lo que la roca sana en profundidad tendrá una permeabilidad inferior, supuestamente del orden de un grado de magnitud inferior.

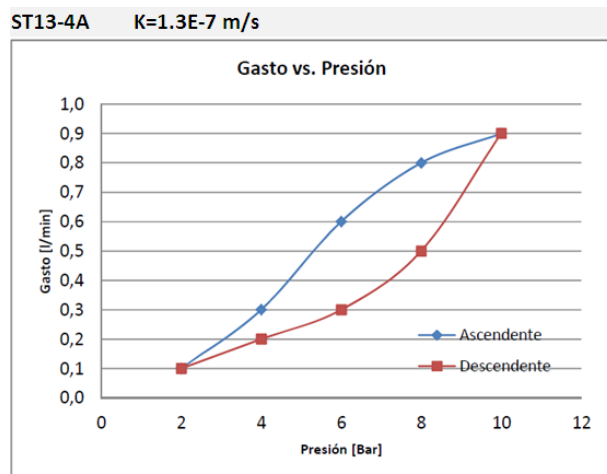


Figura 5 Resultados ensayo lugeon

Adicionalmente, se llevaron registros diarios de lecturas piezométricas del sondeo realizado en la zona del túnel durante un mes y los cuales son mostrados en la **Figura 6**, presentada a continuación:

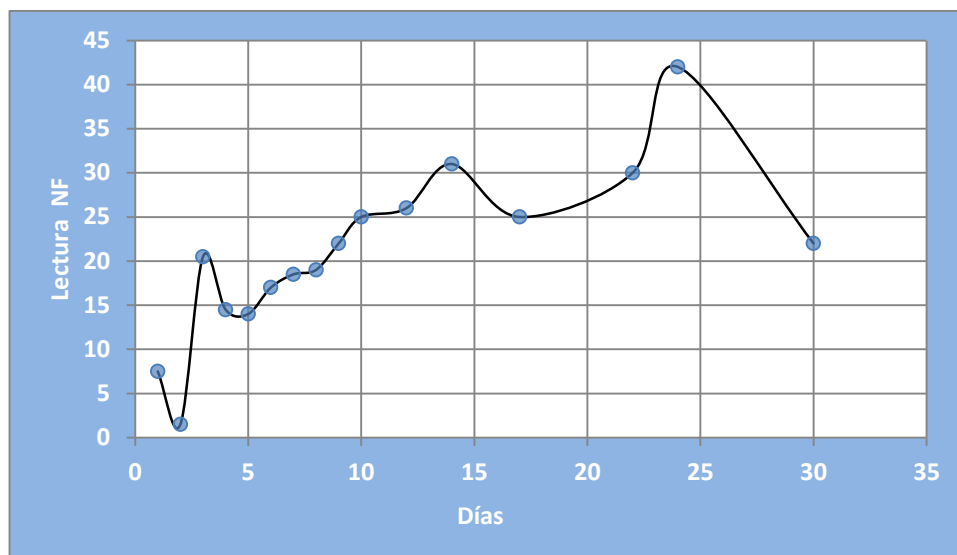


Figura 6 Registro lecturas de Nivel freático

La etapa de caracterización del macizo (Figura 7) definirá la confiabilidad de los resultados obtenidos en posteriores etapas, es de suma importancia obtener datos de campo para una adecuada caracterización, de lo contrario los parámetros supuestos, u obtenidos de correlación aportarán incertidumbre al resultado final.

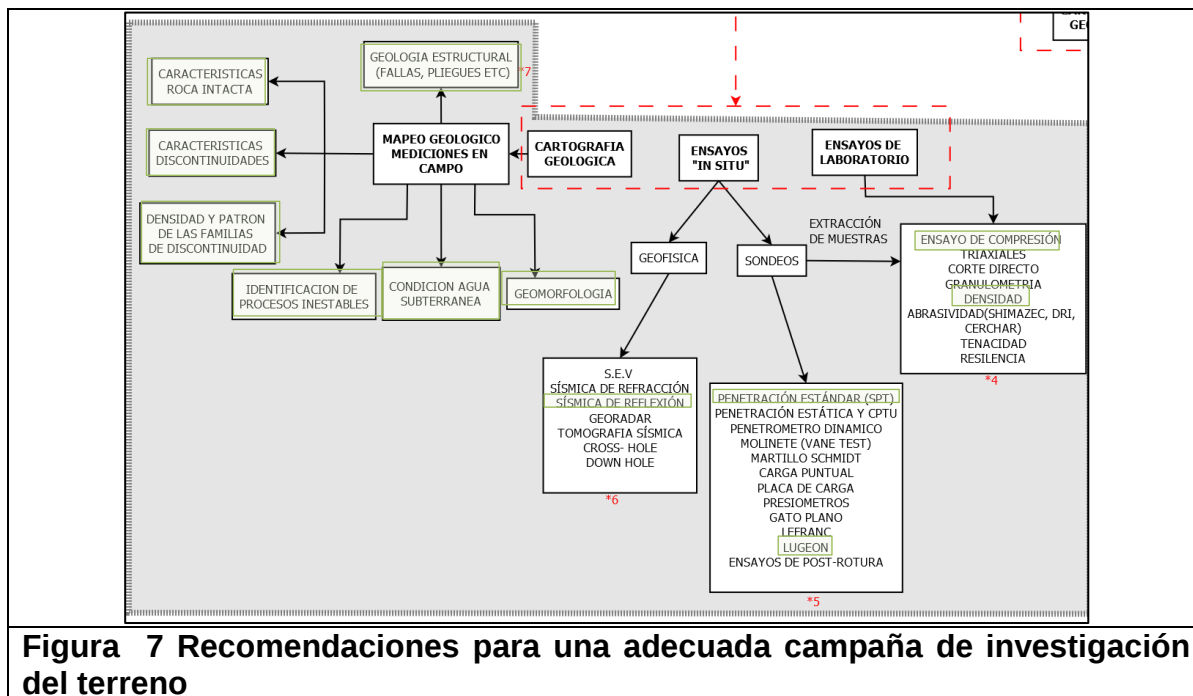


Figura 7 Recomendaciones para una adecuada campaña de investigación del terreno

Tal y como se muestra en la Figura 7 para el caso de este ejemplo, si bien se realizó una campaña de exploración geológica adecuada, y se obtuvo un buen nivel de información de campo, durante la campaña de exploración geotécnica, se contó con poca información proveniente de ensayos in situ y de laboratorio.

De acuerdo a la información presentada, se realizaron algunos ensayos de laboratorio para el análisis (Figura 7); sin embargo, en el caso de los parámetros no obtenidos mediante ensayos, se debe tener precaución, dado que estos aportarán un grado de incertidumbre mayor al resultado final, tal es el caso del estado en esfuerzos in situ.

Estado de esfuerzo In situ

La relación entre el esfuerzo horizontal y vertical en el macizo rocoso (K) no fue determinado por ensayos de campo, dada la dificultad para su estimación, y que presenta además una variabilidad muy notable en función de la formación geológica y la profundidad, debido a esto, este valor se supone mediante las siguientes premisas:

El valor de K en la zona de los Andes colombianos tiene en general valores altos, superiores a la unidad, tal y como se mencionó en el presente estudio, debido a varios factores, entre los que se destacan los siguientes:

El valor de K es mayor cerca de la superficie, ya que se ve afectado por la topografía, los fenómenos erosivos, y la alteración y fracturación del macizo.

En el caso particular de Colombia, se observa gran influencia de la tectónica en el estado de esfuerzos, debido a su complejidad; en general, se observa un amplio régimen compresivo a lo largo de las diferentes zonas investigadas, lo que nos permitiría inferir, se presentará una relación de esfuerzos mayor a 1.

De acuerdo a lo mostrado por Pérez Pérez (2012), la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical, medido en las hidroeléctricas Porce II y III fue de entre 1.74 a 2.5, para profundidades superiores a los 200 m.

Según lo encontrado por Fernández García (2006), la relación entre el esfuerzo horizontal máximo y el esfuerzo vertical en el piedemonte llanero, se encuentra entre el 1.1 y 1.2, a una profundidad mayor de 1000 m.

De acuerdo a la relación empírica de Hoek en su límite inferior, para la profundidad máxima presentada en el túnel, 80 m, se tiene una relación de esfuerzos de 1.55

$$K = 0.3 + 100/z \quad (1)$$

De acuerdo a estas premisas para el presente ejercicio, se realizará el análisis con una relación de esfuerzos de 1.55

1.1.3. Caracterización geométricas

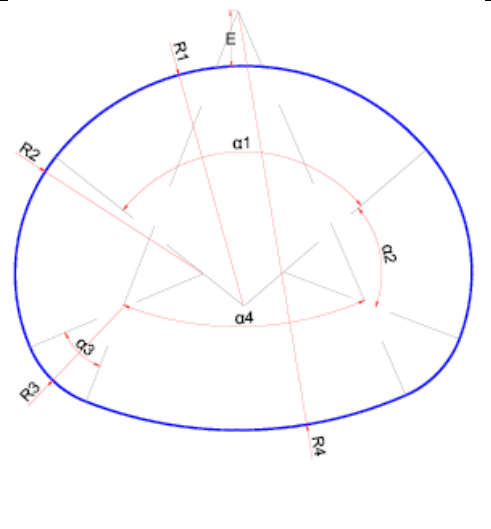
El túnel se encuentra a una profundidad máxima de 76 m, y cuenta con una longitud de 350 m, para la sección transversal, se considera las características geométricas presentadas en la Tabla 3:

Tabla 3 Características geométricas sección de transito

PARÁMETRO	MEDIDA
Ancho de Calzada	9,0 m
Ancho de Carril	4,0 m
Berma	0,5 m
Andenes	1,0 m
Galibo	5,0 m
Altura libre entre Galibo y Revestimiento	2,0* m
Solera en arco invertido	SI
Área Sección Terreno Tipo III	81,3 m ²
Área Sección Terreno Tipo IV	100,0 m ²
Área Sección Terreno Tipo V	101,8 m ²
Área Sección Terreno Especial	103,6 m ²

De acuerdo a las características anteriormente mencionadas, se presenta una sección transversal geométrica, como la mostrada a continuación en la Tabla 4:

Tabla 4 Características geométricas sección de transversal de excavación

GEOMETRIA DE LA SECCION DE EXCAVACION					
Tipo De Terreno	III	IV	V	ESPECIAL	
R1 (m)	6,46	6,51	6,56	6,66	
α1 (°)	96	96	96	96	
R2 (m)	5,23	5,28	5,33	5,43	
α2 (°)	60	60	60	60	
R3 (m)	3,4	3,45	3,5	3,6	
α3 (°)	12	63	63	63	
R4 (m)		20,38	20,43	20,53	
α4 (°)		18	18	18	
e vert (m)		10,46	10,41	10,31	

1.1.4. Topografía

Dentro de las principales características a evaluar en un túnel de ladera, se encuentra la topografía de la zona, de esta dependerá la elaboración de perfiles geológicos-geotécnicos, y la determinación de la condición de ladera en el túnel, para el presente ejemplo, se presenta la topografía de la zona en la Figura 8.

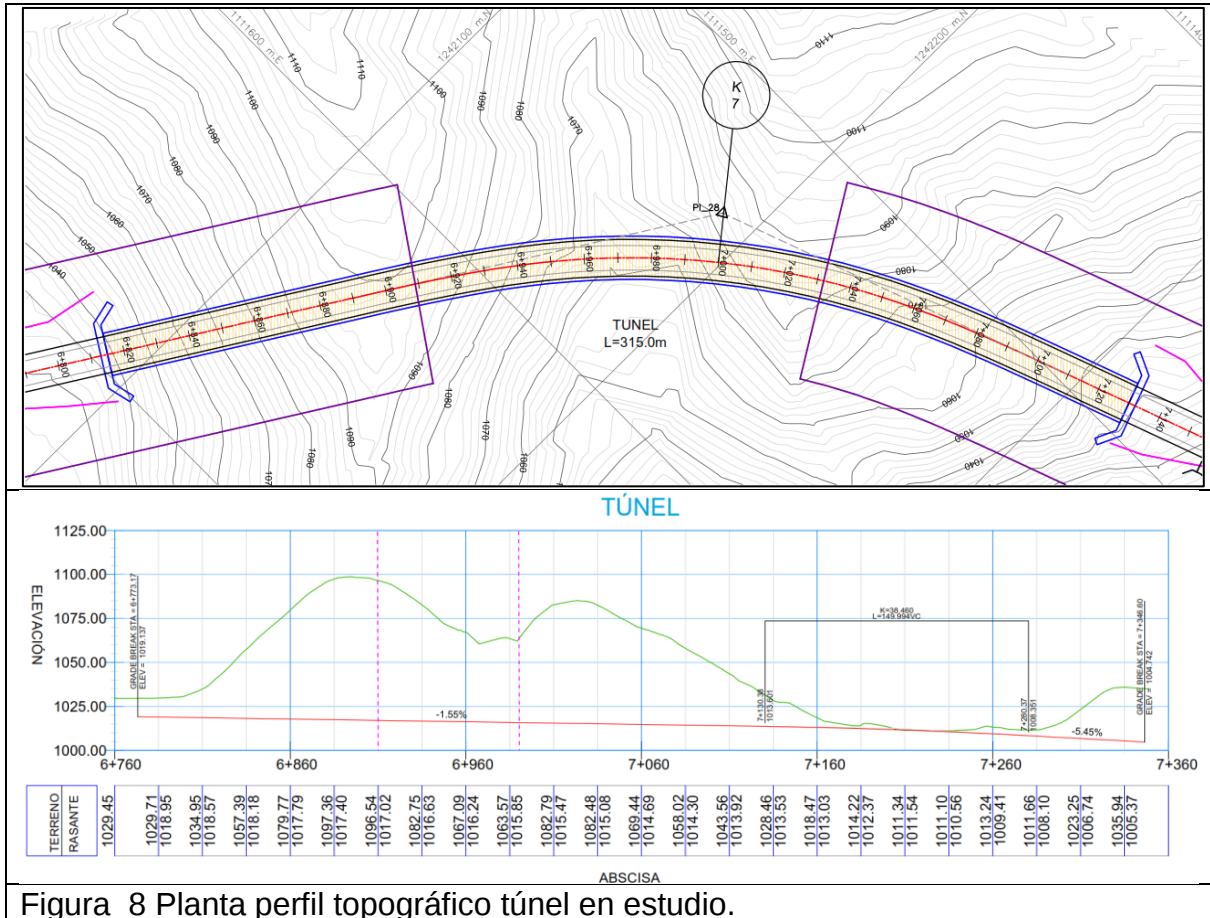


Figura 8 Planta perfil topográfico túnel en estudio.

1.1.5. Perfil geológico

De acuerdo a la información anteriormente presentada y analizada se realizó un perfil geológico para el túnel (Figura 9):

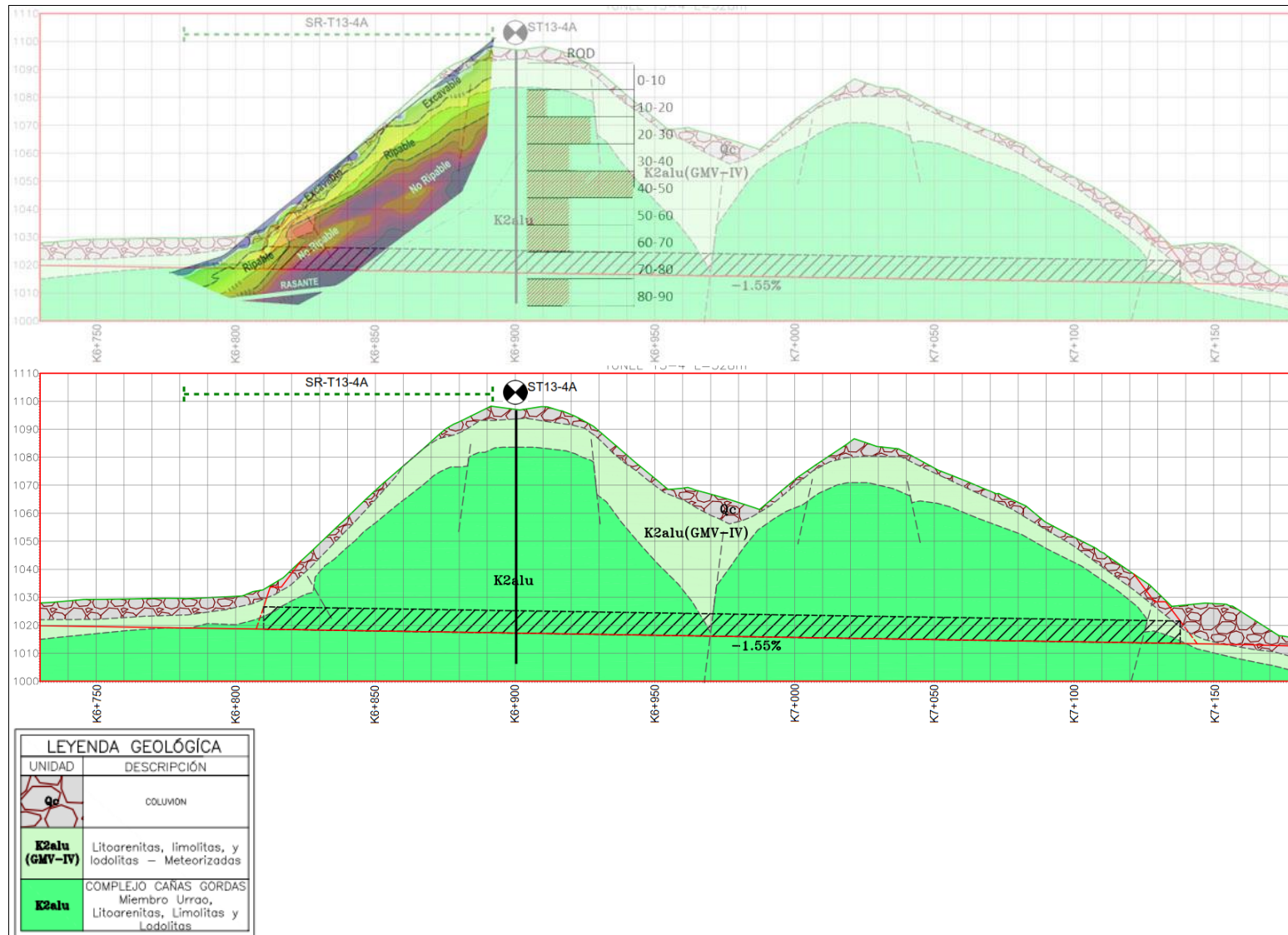


Figura 9 Perfil geológico

1.1.6. Clasificación del túnel

Para la determinación de la condición de ladera, se debe conocer el ángulo de inclinación del terreno medido desde la horizontal, el recubrimiento, y el radio de la sección de excavación, para el ejemplo, se hará la evaluación de 2 secciones, la sección transversal K6+990 y la sección transversal K6+910, las cuales se presentan en la Figura 10.

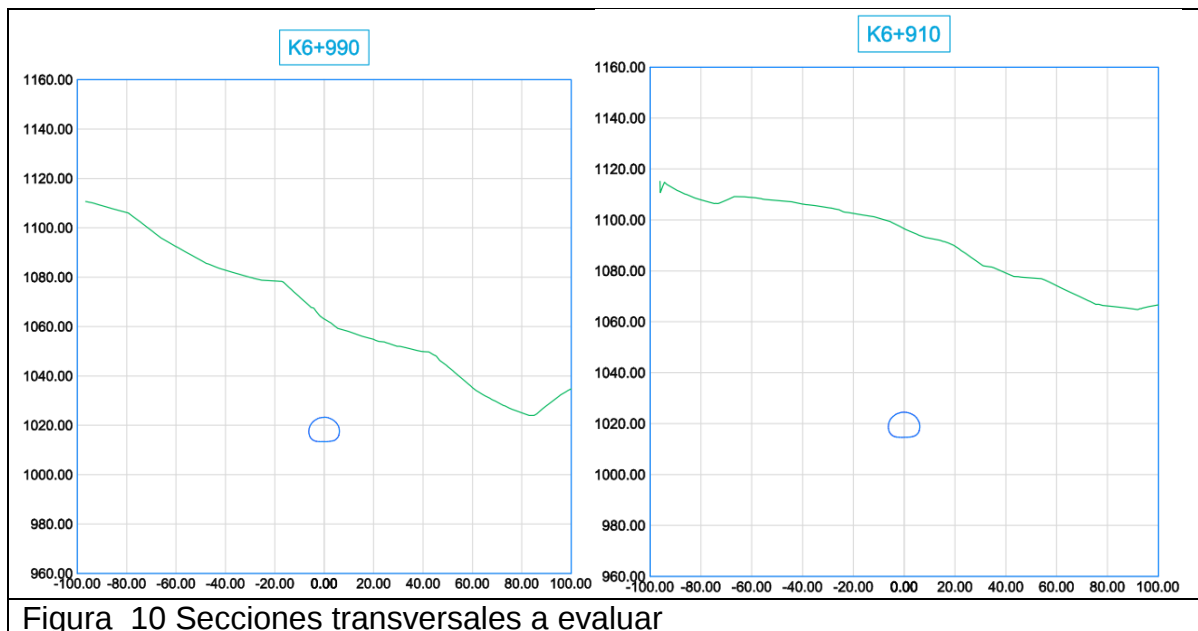


Figura 10 Secciones transversales a evaluar

La evaluación de la condición de ladera, de acuerdo a la metodología planteada en el documento, se realiza mediante la ecuación planteada por Zhou 2011, el cual propone, la determinación de la cobertura límite en la cual se presenta el comportamiento de ladera, por medio de la siguiente expresión:

$$t_{min} = \frac{2R(1 + \tan \alpha - \sqrt{1 + \tan^2 \alpha})}{2\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} \quad (2)$$

Donde, R es el radio del túnel, α denota el ángulo de inclinación de la ladera con respecto de la horizontal, t representa la cobertura del túnel, en este caso si la cobertura del túnel t es inferior a t_{min} se dice que el túnel tiene un comportamiento de túnel de ladera.

Para el caso de análisis, se presenta las características geométricas de las secciones K6+910 (ver Figura 11) y K6+990 (Figura 12), se considera para este análisis, un radio promedio del túnel de 6.22 m, igualmente se toma el promedio de inclinación del terreno para cada sección.

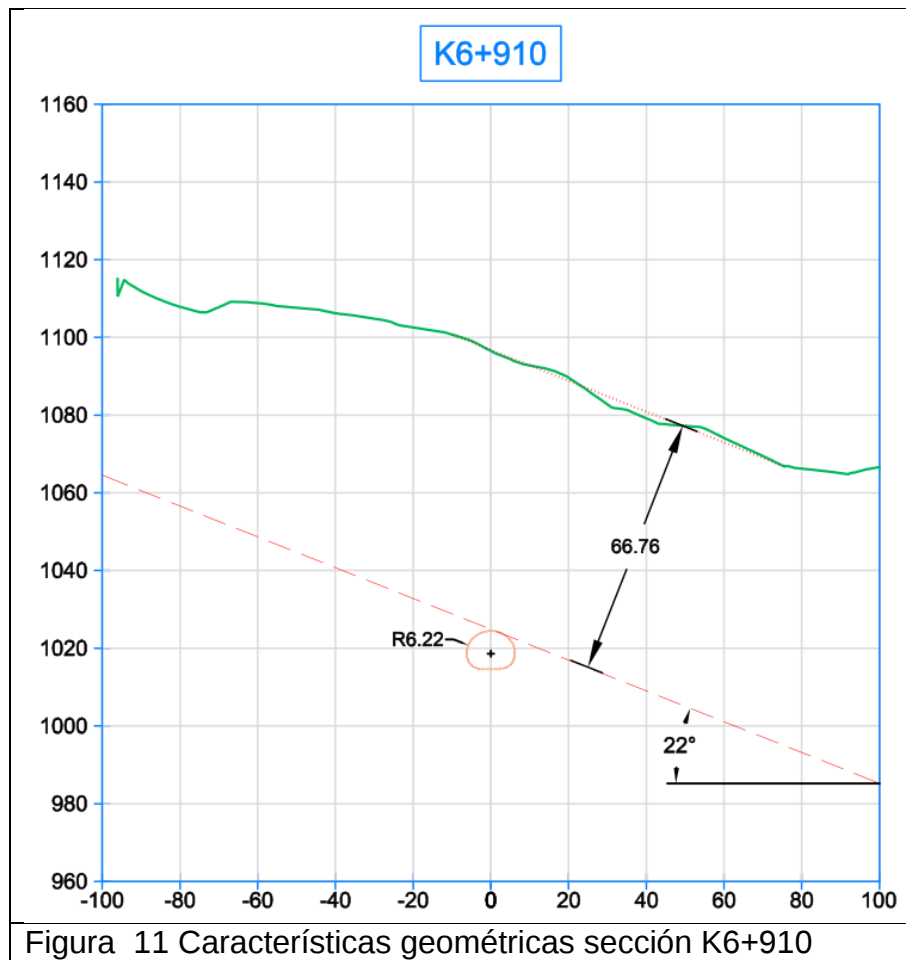


Figura 11 Características geométricas sección K6+910

De acuerdo a las características geométricas de la sección K6+910 se evalúa la condición de ladera:

$$t_{min} = \frac{2(6.22)(1 + \tan 22^\circ - \sqrt{1 + \tan^2 22^\circ})}{2\sqrt{1 + \tan^2 22^\circ}} = 1.877 \quad (3)$$

$$1.877 < 66.76 \rightarrow t_{min} < t \rightarrow \text{no cumple} \quad (4)$$

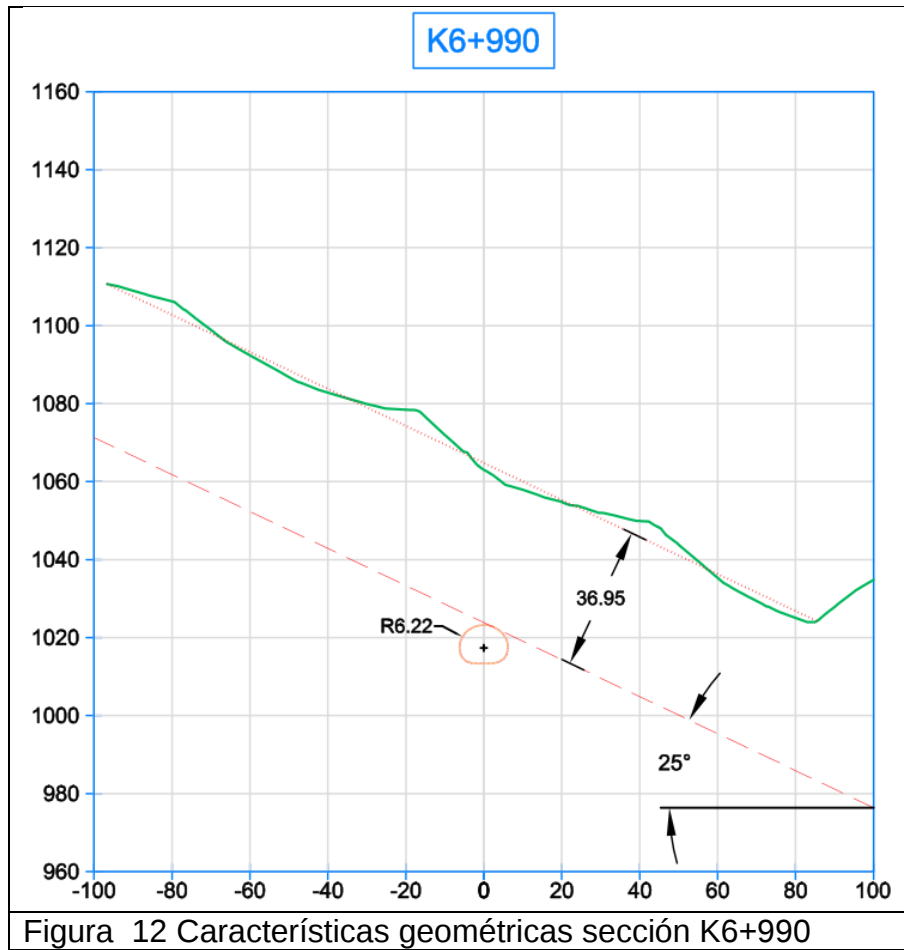


Figura 12 Características geométricas sección K6+990

$$t_{min} = \frac{2(6.22)(1 + \tan 25^\circ - \sqrt{1 + \tan^2 25^\circ})}{2\sqrt{1 + \tan^2 25^\circ}} = 2.045 \quad (5)$$

$$2.045 < 36.95 \rightarrow t_{min} < t \rightarrow \text{no cumple} \quad (6)$$

Para este caso dado que la cobertura del túnel, es superior a la cobertura mínima, se debe proceder al siguiente paso de la evaluación, la cual consiste en definir las fronteras de comportamiento entre túnel de ladera y túnel profundo, definiendo el límite de la zona de arco, de acuerdo a Yang, S.R. Wang, Y.G. Wang y Li (2015) Figura 13.

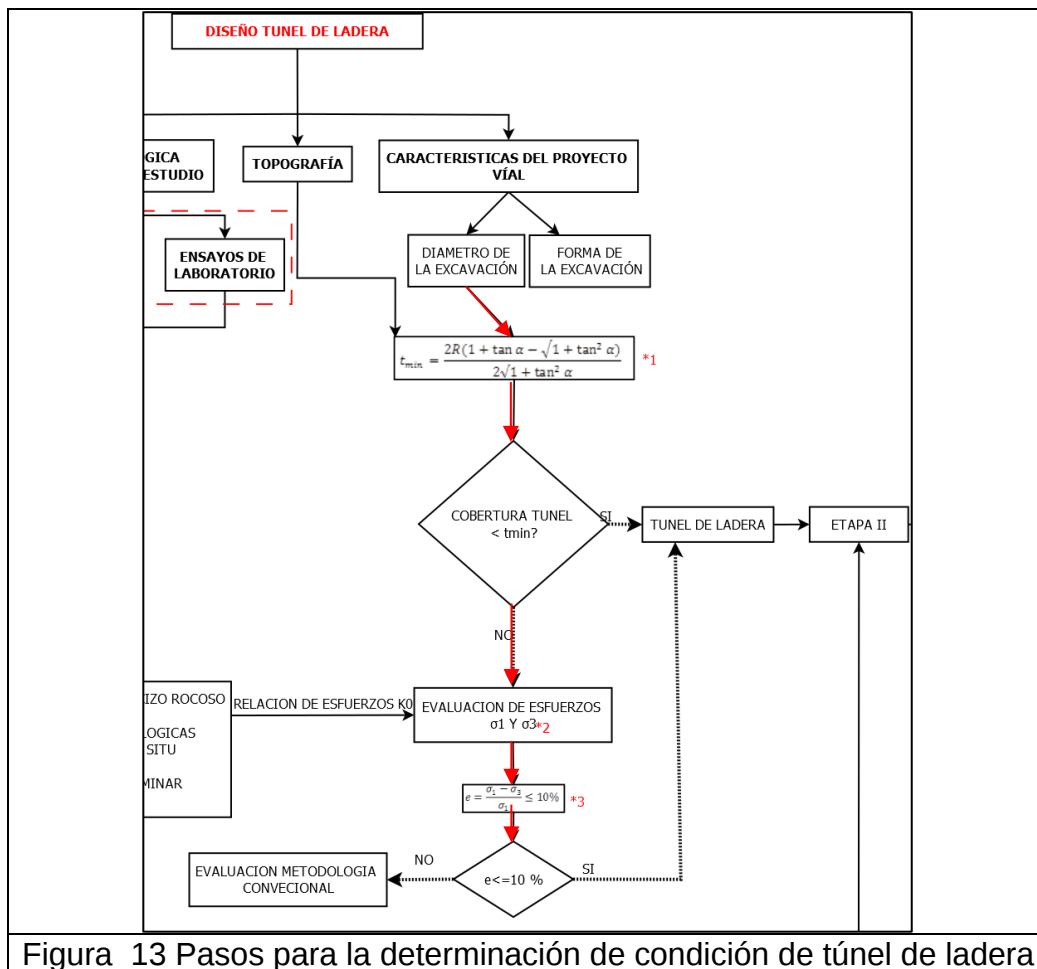


Figura 13 Pasos para la determinación de condición de túnel de ladera

Para la determinación de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , alrededor de la excavación del túnel, se recurre al empleo de software de elementos finitos; para la evaluación de estos parámetros, se requiere conocer las propiedades de resistencia del macizo, tal como su resistencia a la compresión simple, adicionalmente, se debe definir un criterio de falla para su comportamiento, y se debe conocer su relación de esfuerzos, dado que no se cuenta con información de ensayos que nos permitan determinar todos estos parámetros de manera directa, se empleará los parámetros obtenidos de las clasificaciones geomecánicas.

De acuerdo al perfil geológico y a lo reportado en los registros geológicos, el túnel presentara terrenos tipo III y tipo IV de acuerdo a la clasificación de Bieniawsky, acogiéndose a la condición más desfavorable, se selecciona el terreno tipo IV, con una valoración de 20-40, por lo que se seleccionará un RMR promedio de 30.

De acuerdo a lo especificado en el capítulo 5.2.2 del documento, se considera adecuado el empleo del criterio de falla de Hoek Brown, al contarse con múltiples familias de discontinuidades estrechamente espaciadas, y un macizo rocoso muy

fracturado, donde el tamaño de los bloques, definidos por las discontinuidades, es inferior al diámetro de la excavación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (7)$$

Igualmente se debe verificar, la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, dado que si este valor es inferior a 15 MPa, se recomienda usar el criterio de falla de Hoek Modificado por Carter, Diederichs y Carvalho (2008):

$$m_b^* = [m_b + (m_i - m_b)f_t(\sigma_{ci})]/(4a^* - 1) \quad (8)$$

$$s^* = s + (1 - s)f_t(\sigma_{ci}) \quad (9)$$

$$a^* = a + (1 - a)f_t(\sigma_{ci}) \quad (10)$$

$$f_t(\sigma_{ci}) = \begin{cases} 1, & \sigma_{ci} \leq 0.5 \text{ MPa} \\ e^{\frac{-(\sigma_{ci}-0.5)^2}{25}}, & \sigma_{ci} > 0.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (11)$$

En el caso de este ejemplo, se considera como resistencia a la compresión simple, de acuerdo a los valores observados en los registros geológicos, un valor de 25 MPa, lo que representa, una resistencia de compresión simple mayor a 15 MPa, por lo que se usara el criterio de falla de Hoek Brown definido por las ecuaciones a continuación y ya mencionadas en el capítulo 5.2.2 del documento:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp[(RMR - 100)/28] \quad (12)$$

$$s = \exp[(RMR - 100)/9] \quad (13)$$

De acuerdo a Hoek & Brown (1980), En la determinación original de los parámetros σ_{ci} y m_i , se usaron valores de σ'_3 en rango $0 < \sigma'_3 < 0.5 \sigma_{ci}$, de acuerdo a esto, para obtener valores confiables, se debe usar el mismo rango en cualquier serie de ensayos triaxiales sobre muestras de roca intacta, realizar esto representa cierto grado de dificultad, así que, cuando no es posible realizar pruebas de laboratorio, se puede emplear los valores de la Tabla 5, en este caso para el túnel, como se describió en el contexto geológico, se presentan intercalaciones de limolitas, lodolitas y lutitas, en el caso de la limolita se tiene un parámetro m_i de 9 y en el caso de arcillolita se tiene un m_i de 4, se escogerá el valor más desfavorable en este caso, es decir 4.

Tabla 5 Valores de la constante m_i de la roca intacta para distintos tipos de roca
(los valores entre paréntesis corresponden a estimaciones)

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Arcillolita 4
			←----- Grauwaca -----> (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	←----- Creta -----> 7			
			←----- Carbón -----> (8 – 21)			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
Químicas		Yeso 16	Anhidrita 13			
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol 9	Rocas Córneas (19)	Cuarcita 24	
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 25 - 31	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneiss 33	Esquistos 4 – 8	Filitas (10)	Pizarras 9
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito 33 Granodiorita (30) Diorita (28) Gabbro 27 Norita 22	Dolerita (19)	Riolita (16) Dacita (17) Andesita 19	Obsidiana (19)
		Oscuras			Basalto (17)	
	Extrusivas Píroclásticas		Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)	

Hoek E. & Brown E.T. (1980) : UNDERGROUND EXCAVATIONS IN ROCK, p. 527, Instrn. Min. Metall., London.

Para el módulo de elasticidad se usara la correlación de Ván y Vásárhelui (2010):

$$E_M = E_i \left(e^{(RMR-100)/22} \right) \quad (14)$$

Donde E_i es el módulo de la roca intacta, en la ausencia de valores medidos; por otra parte E_i será estimado de la relación:

$$E_i = \sigma_{ci}(MR) \quad (15)$$

MR= Modulus Ratio, es la representación de la relación esfuerzo-deformación propuesta por Deere y Miller.

El MR es seleccionado de acuerdo a la Tabla 6, siendo este el caso, se debe considerar, la formación en la que se encuentra el túnel, que tal como se describió en el contexto geológico, presenta intercalaciones de limolitas, lodolitas y lutitas, para ese caso, se presentan valores de MR de 150 a 400, se optará por el valor más desfavorable, el cual corresponde a 150.

Tabla 6 Guía para la selección de MR basado en Deere (1968) y Palmstrom & Singh (2001)

	Clase	Grupo	Textura			
			gruesa	Media	Fina	Muy Fina
Sedimentaria	Clástica		Conglomerados 300-400 Brechas 230-350	Areniscas 200-350	Limolitas 350-400	Arcillolitas 200-300 Lutitas 150-250* Margas 150-200
No Clástica	Carbonatadas	Caliza Cristalina 400-600	Caliza Esparitica 600-800	Caliza Micritica 800-1000	Dolomititas 350-500	
		Evaporitas	Yeso (350)**	anhidrita (350)**		
	organicas	Tiza (chalk) 1000+				
Metamórficas	no foliada		Mármol 700-1000	Corneana 400-700 Meta Arenisca 200-300	Cuarcita 300-450	
	Levemente foliada	Migmatita 350-400	Anfibolitas 400-500	Gneiss 300-750*		
	Foliada			Esquisto 250-1100*	Filitas/Micacita 300-800*	Pizarras 400-600*
	plutónica	Clara	Granito+ 300-550 Granodiorita 400-450	Diorita 300-350		
		Oscura	Gabro 400-500 Norita 350-400	Dolerita 300-400		
Ígnea	Hipabisales		Porfido (400)**		Diabasa 300-350	Peridotita 250-300
	volcánica	Lavica		Riolita 300-500 Andesita 300-500	Dacita 350-450 Basalto 250-450	
		piroclástica	Aglomerado 400-600	Brecha volcánica (500)**	Toba 200-400	

Fuente: Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000). Support of underground excavations in hard rock

De acuerdo a los parámetros seleccionados, se obtienen los parámetros de resistencia y deformación presentados en la Tabla 7:

Tabla 7 parámetros de resistencia y deformación según criterio de falla de Hoek

σ_{ci} (MPa)	RMR	TIPO	D	mi	s	mb	MR	Ei (MPa)	σ_m (MPa)	Em (Ván y Vásárhelvi 2010) (MPa)
25	30	IV	0	4	4,189E-04	0,3283	150	3750	1,722	155,66

Como se mencionó en el capítulo 5.2.1 del documento, para definir los límites interno y externo de la zona de arco, es necesario determinar los siguientes parámetros:

Las variables de esfuerzos son definidas como se presenta a continuación:

$$e = (\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_1 \quad (16)$$

Donde σ_1 y σ_3 son el esfuerzo principal máximo y mínimo respectivamente del terreno circundante a la excavación.

La profundidad a la cual se alcanza el pico del esfuerzo principal máximo, representa el **límite interno** de la zona de arco, por otro lado la profundidad a la cual el parámetro e alcanza un valor del 10%, corresponderá al **límite externo** de la zona de arco, cuando el parámetro e no alcanza un valor del 10%, significa que la zona de arco está limitada por la superficie de terreno, y no puede formar un borde externo, lo cual implicaría el túnel es superficial y de ladera.

Analizando la condición de las secciones K6+910 y K6+990 es evidente el efecto de la topografía sobre la delimitación de los límites de la zona de arco, como se puede ver en la Figura 14 y Figura 15 aplicando el procedimiento ya mencionado, mediante el uso del software de elementos finitos Phase2 V9, se evidencia que el parámetro e supera el 10% alrededor de la excavación, es decir el arco de presiones alcanza y afecta el límite de la superficie de terreno, es decir el túnel es superficial, debido a que la inclinación de terreno afecta el desarrollo de esfuerzos alrededor de la excavación, de acuerdo a esto el túnel presenta esfuerzos asimétricos y es superficial por lo que se considera túnel de ladera.

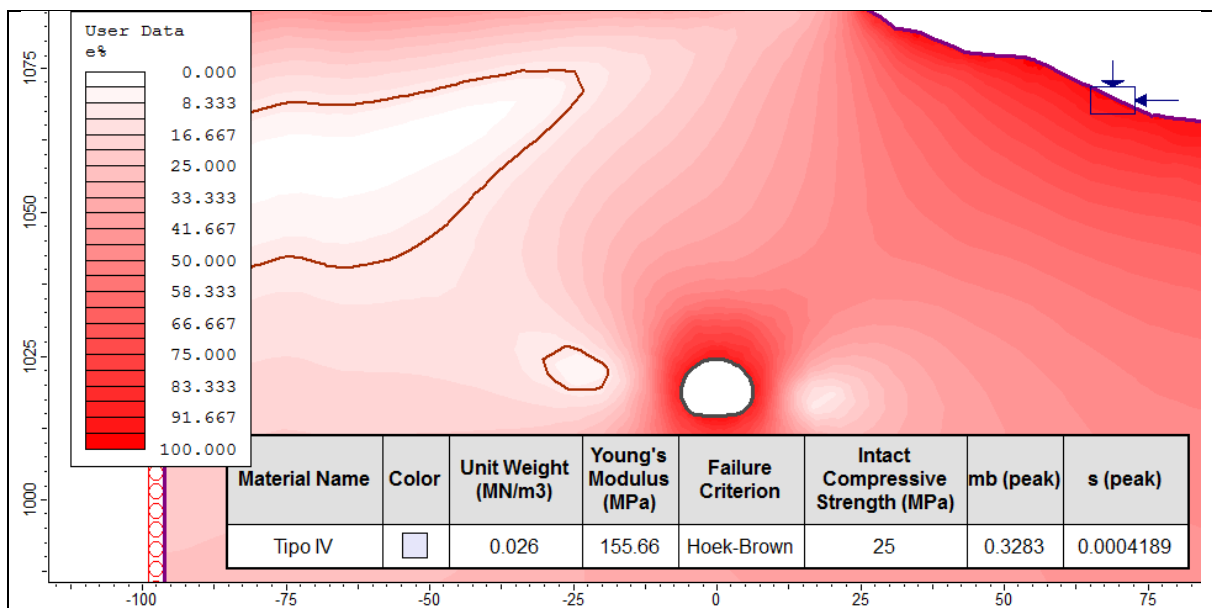


Figura 14 Resultado parámetro e - Modelo superficie sección K6+910 (terreno tipo IV (RMR=30))

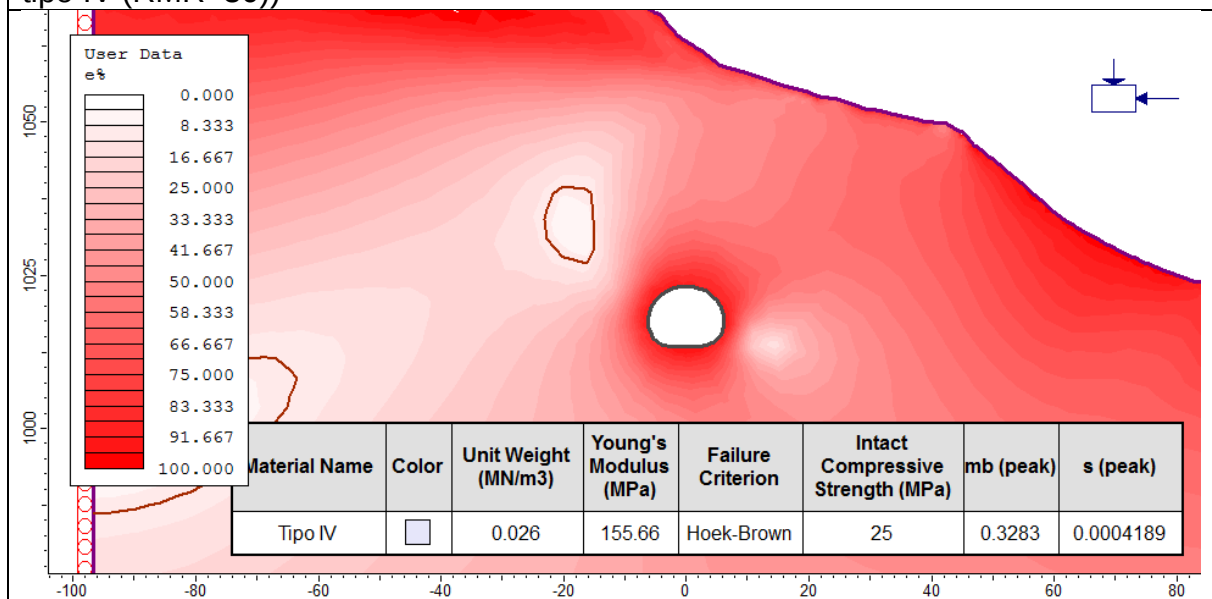


Figura 15 Resultado parámetro e - Modelo superficie sección K6+990 (terreno tipo IV (RMR=30))

Finalmente y como se puede observar en la Figura 16, el túnel es considerado de ladera se procede a la etapa II Predimensionamiento.

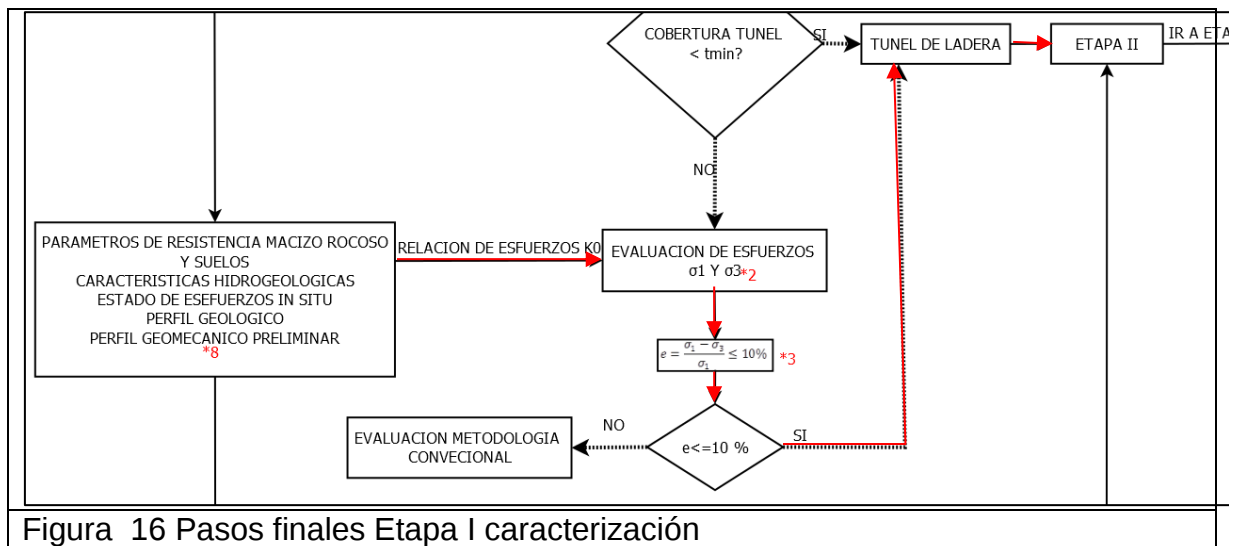


Figura 16 Pasos finales Etapa I caracterización

1.2. PREDIMENSIONAMIENTO

De acuerdo a la investigación geológica, el túnel T13-4 se excava a través de las alternancias de roca sedimentaria de tipo arenisca de grano fino, lodolitas y lutitas del Miembro Urrao K2alu, el macizo presenta una dureza y un grado de meteorización de alto a moderado, esto se ve igualmente reflejado por el sondeo realizado sobre la abscisa K6+900, el sondeo de 90 m de profundidad, describe una Interestratificación muy fina de láminas de areniscas de grano muy fino y lutitas, hasta 77.5m, luego material totalmente triturado donde se observan fragmentos de lutita negra y areniscas muy fina hasta 81 m, y finalmente, un material muy fragmentado, compuesta de arenisca de grano fino, intercalada con lutitas. Los resultados de resistencia a la compresión simple, $\sigma_{ci} = 40,76$ Mpa fueron obtenidos en una muestra extraída a 85 m. Con lo anterior se infiere que el material a excavar en el túnel estaría en lutitas con alto grado de meteorización, dado que en sus primeros 10 m se recupera material del tipo Limo arcilloso con pequeños fragmentos de roca, asociado con un alto grado de meteorización de la roca, posteriormente se observa una roca con un RQD promedio de 40%.

Según la Figura 17, un RQD promedio de 40% equivaldría a un espaciamiento de discontinuidades de entre 45 mm y 150 mm, lo que coincide con lo observado en la registros geológicos 131 y 132, que describen un espaciamiento de 60 a 200 mm.

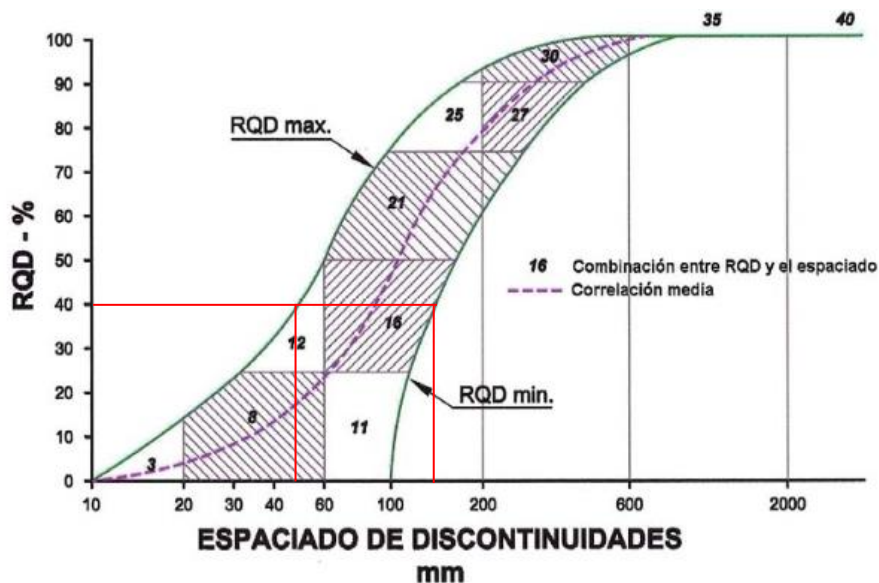


Figura 17 Correlación entre el RQD y el Espaciado (Bieniawski 1983)¹

¹ VON PREINL, Richard Z. Bieniawski. Errores en la aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas y su corrección.

En cuanto a la resistencia de la roca, a 85 m y de acuerdo a los ensayos realizados en el sondeo, se presenta una resistencia de 40 MPa; y a nivel superficial, de acuerdo a los registros geológicos 131 y 132, se presentan resistencias de entre 5 a 25 MPa; esto refleja claramente un nivel de meteorización mayor en superficie, lo que se puede apreciar en la Sección sísmica del perfil SR-T13-4A, donde se describe una zona altamente meteorizada del sustrato rocoso, clasificada como material ripable hasta una profundidad aproximada de 10 m, en conclusión a una profundidad de 10 m se tiene una roca altamente meteorizada; y a partir de esta profundidad se encuentra una roca más competente.

Basados en la información recogida en los registros geológicos 131 y 132, al sondeo y a la sísmica efectuados en la zona del túnel, se llevó a cabo la caracterización del macizo, una vez finalizado este proceso se procede a la clasificación del macizo, de acuerdo a las características encontradas, en este caso se hará la clasificación por medio del clasificación RMR (89 y 14), Q, y RMI como se muestra a continuación:

1.2.1. Clasificación para el estrato superficial roca altamente meteorizada

1.2.1.1 Clasificación RMR89

RMR89			
DATOS DE ENTRADA			
1	Resistencia a la compresión de la roca intacta	RCS (Mpa)	25
	Carga puntual	Is (Mpa)	1
2	Índice de calidad de la roca	RQD	10
3	Espaciamiento de Juntas	m	0,07
4	Longitud de discontinuidad	m	25
	Abertura	mm	0,6
	Rugosidad	Superficies lig.rugosas	
	Relleno	Blando con espesor < 5 mm	
	Alteración	Moderadamente alterada	
5	Aguas subterráneas	Seco	
B	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	Muy Desfavorable	

Los parámetros de entrada fueron obtenidos mediante la etapa de caracterización, el espaciamento y el estado de las juntas se obtuvieron de lo observado en los registros geológicos.

CALCULO		
1	Resistencia de la roca inalterada	2
2	Calidad de la roca	3
3	Espaciamiento de Juntas	8
4	Longitud de discontinuidad	0
	Abertura	4
	Rugosidad	3
	Relleno	2
	Alteración	3
5	Aguas subterráneas	15
B	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	-12

De acuerdo a las características del macizo se realiza la respectiva valoración de cada aspecto.

RESULTADOS	
<u>Indice corregido</u>	<u>28</u>
<u>Clasificación terreno tipo</u>	<u>IV</u>
<u>Correlación RMR14</u>	<u>32,8</u>

Finalmente se obtiene un RMR de 28, clasificando el macizo, como terreno tipo IV, adicionalmente, se lleva a cabo la obtención del RMR14 por medio de la siguiente correlación sugerida por Bieniawski et al (2014)

$$RMR14 = 1.1 * RMR89 + 2 \quad (17)$$

Usando la correlación entre el RMR89 y RMR14, se obtuvo una valoración RMR14 de 32.8 lo que califica el terreno como tipo IV, un macizo rocoso de calidad mala.

1.2.1.2 Clasificación RMR14

RMR14			
DATOS DE ENTRADA			
1	Resistencia a la compresión de la roca intacta	RCS (Mpa)	25
	Carga puntual	Is (Mpa)	1
2	Índice de calidad de la roca	RQD	10
	Espaciamiento de Juntas	m	0,07
3	Longitud de discontinuidad	m	25
	Rugosidad	Superficies lig.rugosas	
	Relleno	Blando con espesor < 5 mm	
	Alteración	Moderadamente alterada	
4	Aguas subterráneas	Seco	
Id2	Alterabilidad índice Id2 (%)	45%	
k	Relación de esfuerzo	k	1,55
F	Factor de forma del túnel	F	Túnel convencional 14 m de ancho
H	profundidad del túnel	m	40

Para la determinación del RMR14, se requieren de variables que no fueron obtenidas dentro de la caracterización del terreno, tal es el caso de la relación de esfuerzos K y del índice de alterabilidad Id2, a modo de ejemplo se supondrán estos valores, los cuales en la práctica deben ser obtenidos de ensayos, para el caso de índice Id2, se empleará la correlación planteada por Sharma et al(2008), entre la velocidad de onda Vp (m/s) y el índice Id (%):

$$I_d = 0.0069V_p * 75.577 \quad (18)$$

Para el caso de la roca moderadamente meteorizada se considera una velocidad Vp mínima de 1500 m/s, de lo que se obtiene un Id2 de 85 %, para la roca altamente meteorizada se considera que este índice baja hasta un 40% de acuerdo a la observaciones hechas por DS Agustawijaya (2004), por ende para el estrato más superficial se considera un Id2 de 45%; por otro lado para la relación de esfuerzos como se mencionó en el apartado anterior se usara un valor de 1.55

CALCULO		
1	Resistencia a la compresión de la roca intacta	2
	Carga puntual	2
2	Índice de calidad de la roca	3
	Espaciamiento de Juntas	8
3	Longitud de discontinuidad	0
	Rugosidad	3
	Relleno	2
	Alteración	3
4	Aguas subterráneas	15
I _{d2}	Alterabilidad índice I _{d2} (%)	4
RMRb	Índice básico	42
F0	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	Muy Desfavorable
F1	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	-12
	Método de excavación	Perforación y Voladura
Fe	Factor de ajuste por el método de excavación	1,000
F	Factor de forma del túnel	0,75
(ICE)	Índice de Comportamiento Elástico	42,43990434
		Moderadamente plastificado
Fs	Factor de ajuste tomando en cuenta el comportamiento esfuerzo deformación del macizo rocoso en los frentes del túnel.	1,191931271
RMR	Índice corregido	35,75793813

RESULTADOS		
RMR	Índice corregido	35,75
	Clasificación terreno tipo	IV

De acuerdo la valoración hecha el terreno clasifica como terreno tipo IV, de acuerdo a esto se recomienda el siguiente soporte:

Excavación en dos etapas, superior e inferior. 1.0 – 1.5 m avance en la parte superior, instalación sistema de Pernos de 4-5 m de longitud separados 1-1.5m con malla electro soldada en toda la sección, concreto lanzado de 10 – 15 cm en la corona y 10 cm en los hastiales, Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5 m.

1.2.1.3 Clasificación Q

Q	
DATOS DE ENTRADA	
RQD = Índice de calidad de la roca	10
Jn = Índice de diaclasado	6
Jr = Índice de rugosidad de las discontinuidades	2
Ja = Índice de alteración de las discontinuidades	2
Jw = Factor de ajuste por presencia de agua	1
SRF = Factor de ajuste por condiciones tensionales	5
Diámetro del túnel (m)	12
ESR	0,9

La selección de los parámetros de entrada se hizo de acuerdo a la valoración obtenida de las tablas descritas en el numeral 5.3.1.2 del documento.

CALCULO	
Índice Q	0,33333333
Diámetro/ESR	13,3333333

De acuerdo al resultado se selecciona el soporte recomendado de acuerdo al índice Q y la Figura 18:

RESULTADO	
<u>Índice Q</u>	0,33333333
<u>Clasificación terreno tipo</u>	Muy mala
<u>Sostenimiento</u>	<u>7. Hormigón proyectado con fibras 120-150 mm y bulonado, S(fr)+B</u>

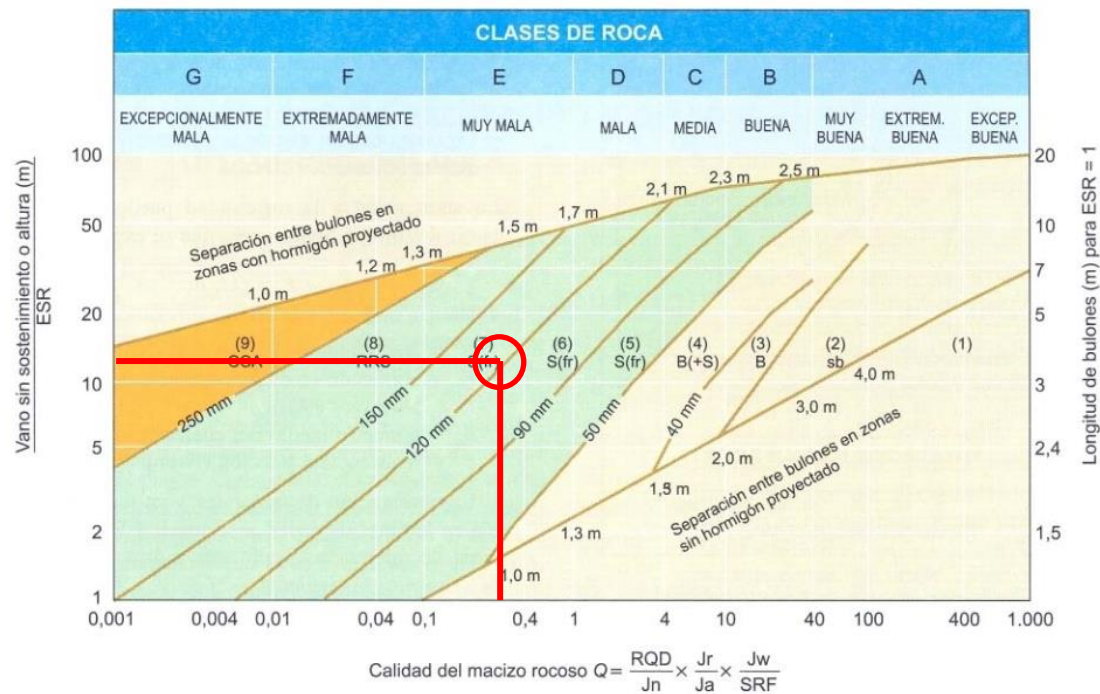


Figura 18 Estimación de soporte según el índice Q (González de Vallejo 2004)

De acuerdo la valoración hecha el terreno clasifica como terreno tipo E, de calidad muy mala, para este tipo de terreno se recomienda la instalación de concreto lanzado con fibras de entre 12 a 15 cm de espesor, y pernos separados 2.1 m

1.2.1.4 Clasificación RMi Palmstron

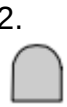
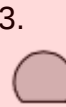
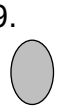
RMi			
DATOS DE ENTRADA			
Diámetro o luz del túnel (m)	Dt		12
Altura del hastial del túnel (m)	Wt		4,5
Resistencia a la compresión de la roca intacta	RCS (Mpa)		25
Resistencia a la compresión de la roca intacta afectado por factor de escala	RCS (Mpa)		23,37
ángulo del buzamiento (inclinación) de la superficie hastiales	δ		80
ángulo del buzamiento (inclinación) de la superficie Techo	δ		0
Peso específico	γ		0,026
Relación de esfuerzo	k		1,55
Esfuerzo vertical	σ_v		1,04
Factor de rugosidad de las juntas	JR		2
Factor de alteración de las juntas	JA		8
Factor de longitud y continuidad de juntas	JL		1,5
Volumen del bloque (m3)	Vb (m3)		3E-04
Factor por número de familias de juntas	Nj		2
Factor de ajuste por la gravedad para el sostenimiento en el techo o en los hastiales.	en techo	C	1
	en hastial	C	4,305
Factor de orientación de la principal familia de juntas	en techo	Co	3
	en hastial	Co	3
Factor de orientación de la principal -zona de debilidad	en techo	Co	
	en hastial	Co	
Espesor de la zona de debilidad (m)	tz		
Factor del nivel de tensiones	SL		1
Tensión tangencial (Mpa)	en techo	σ_θ	3,957
	en hastial	σ_θ	1,196
factor de sobrecarga modificado (OFM)	en techo		0,1699
	en hastial		0,05135
	Dúctil		
	Terreno potencialmente firme		

Los parámetros de entrada fueron obtenidos mediante la etapa de caracterización; el espaciamiento y el estado de las juntas se obtuvieron de lo observado en los registros geológicos, los factores de ajuste por gravedad y por orientación de las discontinuidades, fueron obtenidos mediante las ecuaciones establecidas en el numeral 5.3.1.4; igualmente, la tensión tangencial fue obtenido mediante las ecuaciones presentadas en el numeral 5.2.2 (ecuación 59 y 60), para una excavación de la forma 3, de acuerdo a la Tabla 8:

$$\sigma_\theta = (AK_0 - 1)P_z \text{ en la bóveda y la solera} \quad (19)$$

$$\sigma_\theta = (B - K_0)P_z \text{ Hastiales} \quad (20)$$

Tabla 8 constantes A y B en función de la forma de la excavación. Hoek y Brown (1980).

FACTOR	FORMA DE LA EXCAVACIÓN								
	1. 	2. 	3. 	4. 	5. 	6. 	7. 	8. 	9. 
A	4.0	3.2	3.1	3.0	1.9	3.9	1.8	2.0	5.0
B	1.5	2.3	2.7	3.0	1.9	1.8	3.9	5.0	2.0

La resistencia a la compresión simple fue afectada por el factor de escala, de acuerdo a Barton 1990:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \left(\frac{50}{d} \right)^{0.2} = \sigma_{ci} \left(\frac{50}{Db} \right)^{0.2} \quad (21)$$

CALCULO		
Diámetro equivalente del bloque	Db	0,07
Factor de estado de la junta	JC	0,375
Parámetro del diaclasado	JP	0,011
Índice del macizo rocoso	RMi	0,253
factor de continuidad	CF	171,4
Factor de condición (estado) del terreno	en techo	Gc 0,253
	en hastial	Gc 1,089
Relación de tamaños	en techo	Sr 257,1
	en hastial	Sr 257,1
Relación de tamaños para zonas débiles	en techo	Sr
	en hastial	Sr
Factor de competencia	en techo	Cg 0,067
	en hastial	Cg 0,212

El cálculo se realizó siguiendo lo establecido en el capítulo 5.3.1.4 y se selecciona el soporte de acuerdo a la metodología planteada en el numeral 7.5.3 y presentada en la Figura 19 :

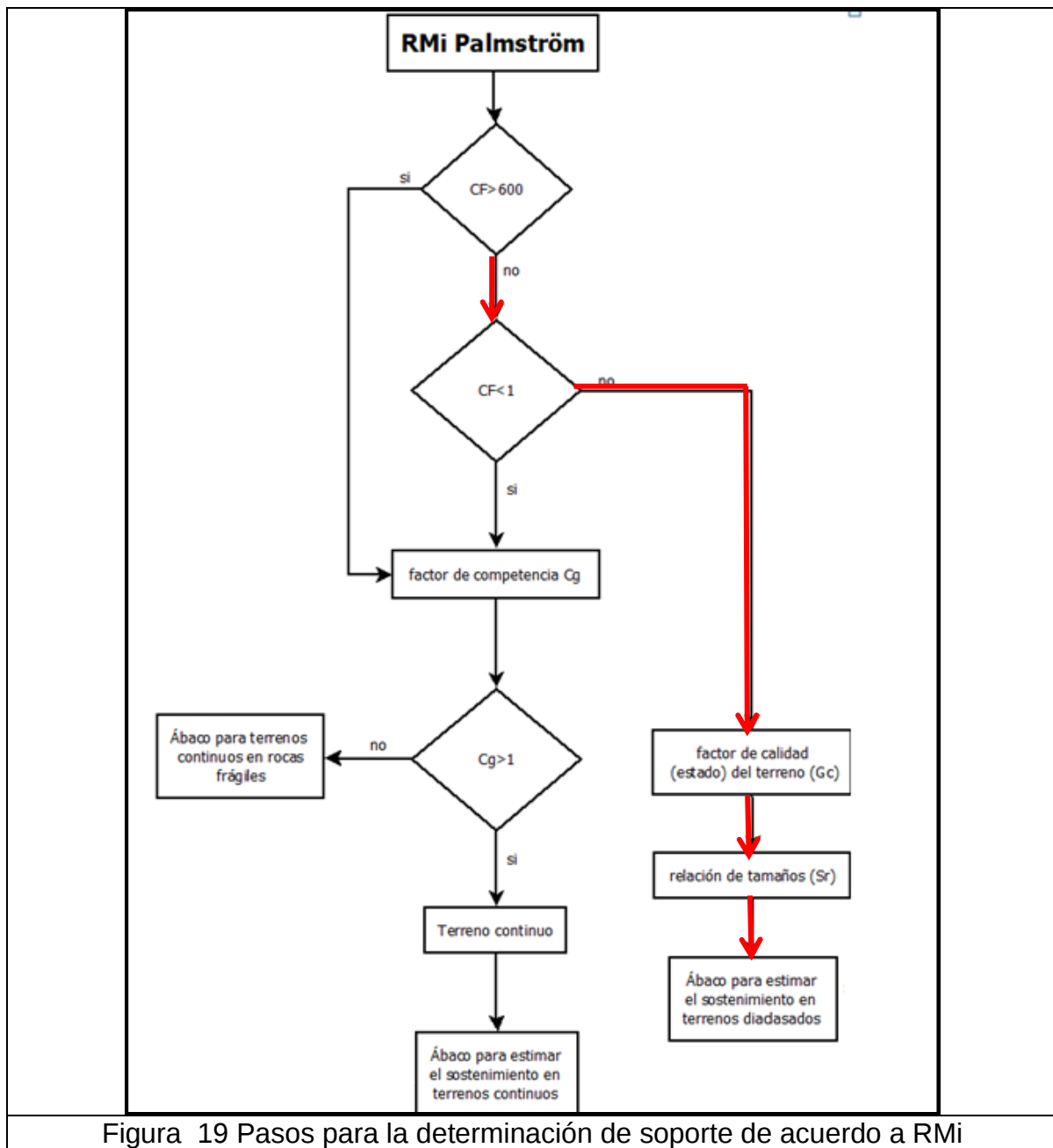


Figura 19 Pasos para la determinación de soporte de acuerdo a RMI

RESULTADOS		
<u>Índice del macizo rocoso</u>	RMI	0,253
<u>Clasificación terreno</u>	Moderado	
<u>Abaco de sostenimiento</u>	Terreno diaclasado	

De acuerdo a la clasificación RMI el terreno se clasifica como un terreno moderado:

Muy bajo	$RMI < 0.01$
Bajo	$0.01 < RMI < 0.1$
Moderado	$0.1 < RMI < 1$
Alto	$1 < RMI < 10$
Muy alto	$RMI > 10$

Por otro lado de acuerdo al factor de sobrecarga modificado (OFM) y dado que la resistencia a la compresión simple de la roca es igual o superior a 25 MPa, la roca no se considera débil, de acuerdo a la metodología planteada la clasificación RMI se considera más adecuada para las rocas débiles, por lo que se considera que el soporte recomendado por esta clasificación puede estar sobrevalorado para el terreno denominado “potencialmente firme” de acuerdo al factor de sobrecarga ver Figura 20.

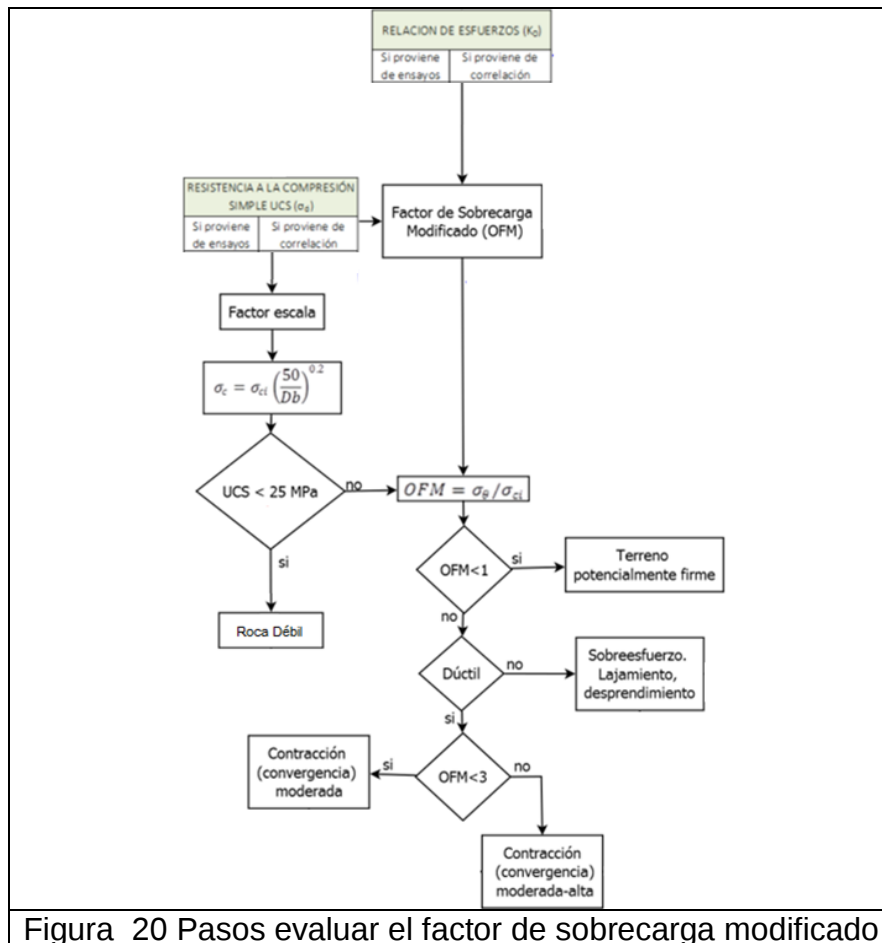


Figura 20 Pasos evaluar el factor de sobrecarga modificado

Para obtener las recomendaciones de soporte de esta metodología se debe usar el ábaco de sostenimiento correspondiente a terreno diaclasado; Figura 21, basados en el valor de Gc y Sr:

1.2.2. Clasificación para el estrato de roca moderadamente meteorizada

1.2.2.1 Clasificación RMR89

RMR89			
DATOS DE ENTRADA			
1	Resistencia a la compresión de la roca intacta	RCS (Mpa)	40,76
	Carga puntual	Is (Mpa)	2
2	Índice de calidad de la roca	RQD	40
3	Espaciamiento de Juntas	m	0,5
4	Longitud de discontinuidad	m	25
	Abertura	mm	0,6
	Rugosidad	Superficies muy rugosas	
	Relleno	Duro con espesor < 5 mm	
5	Alteración	Ligeramente alterada	
	Aguas subterráneas	Seco	
B	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	Regular	

Los parámetros de entrada fueron obtenidos mediante la etapa de caracterización; el espaciamiento y el estado de las juntas se obtuvieron de lo observado en los registros geológicos, y el registro de perforación; igualmente, la resistencia se obtuvo mediante el ensayo de la muestra recuperada a 85 m de profundidad.

CALCULO		
1	Resistencia de la roca inalterada	4
2	Calidad de la roca	8
3	Espaciamiento de Juntas	10
4	Longitud de discontinuidad	0
	Abertura	4
	Rugosidad	5
	Relleno	4
5	Alteración	5
	Aguas subterráneas	15
B	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	-5

RESULTADOS		
RMR	<u>Índice corregido</u>	<u>50</u>
	<u>Clasificación terreno tipo</u>	<u>III</u>
	<u>Correlación RMR14</u>	<u>57</u>

1.2.2.2 Clasificación RMR14

RMR14			
DATOS DE ENTRADA			
1	Resistencia a la compresión de la roca intacta	RCS (Mpa)	40,76
	Carga puntual	Is (Mpa)	2
2	Índice de calidad de la roca	RQD	40
	Espaciamiento de Juntas	m	0,5
3	Longitud de discontinuidad	m	25
	Rugosidad	Superficies muy rugosas	
	Relleno	Duro con espesor < 5 mm	
	Alteración	Ligeramente alterada	
4	Aguas subterráneas	Seco	
I _{d2}	Alterabilidad índice I _{d2} (%)	85%	
k	Relación de esfuerzo	k	1,55
F	Factor de forma del túnel	F	Túnel convencional 14 m de ancho
H	profundidad del túnel	m	70

CALCULO		
1	Resistencia a la compresión de la roca intacta	4
	Carga puntual	4
2	Índice de calidad de la roca	8
	Espaciamiento de Juntas	10
3	Longitud de discontinuidad	0
	Rugosidad	5
	Relleno	4
	Alteración	5
4	Aguas subterráneas	15
I _{d2}	Alterabilidad índice I _{d2} (%)	8
RMRb	Índice básico	63
F0	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	Regular
F1	Factor de ajuste debido a la orientación del eje del túnel	-5
	Método de excavación	Perforación y Voladura
Fe	Factor de ajuste por el método de excavación	1,000
F	Factor de forma del túnel	0,75
(ICE)	Índice de Comportamiento Elástico	94,85018581
		Elastico con incipiente plastificación
Fs	Factor de ajuste tomando en cuenta el comportamiento esfuerzo deformación del macizo rocoso en los frentes del túnel.	1
RMR	Índice corregido	58

RESULTADOS		
RMR	Índice corregido	58
	Clasificación terreno tipo	III

De acuerdo la valoración hecha el terreno clasifica como terreno tipo III, de acuerdo a esto se recomienda el siguiente soporte:

Excavación en dos etapas, superior e inferior. 1.5 – 3.0 m avance en la parte superior, instalación sistema de Pernos de 4m de longitud separados 1.5-2.0m con malla electrosoldada en toda la sección, concreto lanzado de 5 – 10 cm en la corona y 5 cm en los hastiales.

1.2.2.3 Clasificación Q

Q	
DATOS DE ENTRADA	
RQD = Índice de calidad de la roca	40
Jn = Índice de diaclasado	9
Jr = Índice de rugosidad de las discontinuidades	1,5
Ja = Índice de alteración de las discontinuidades	1,5
Jw = Factor de ajuste por presencia de agua	1
SRF = Factor de ajuste por condiciones tensionales	5
Diámetro del túnel (m)	12
ESR	0,9

CALCULO	
Índice Q	0,88888889
Diámetro/ESR	13,3333333
RESULTADO	
Índice Q	0,88888889
Clasificación terreno tipo	Muy mala
Sostenimiento	6. Hormigón proyectado con fibras, 90-120 mm y bulonado, S(fr)+B.

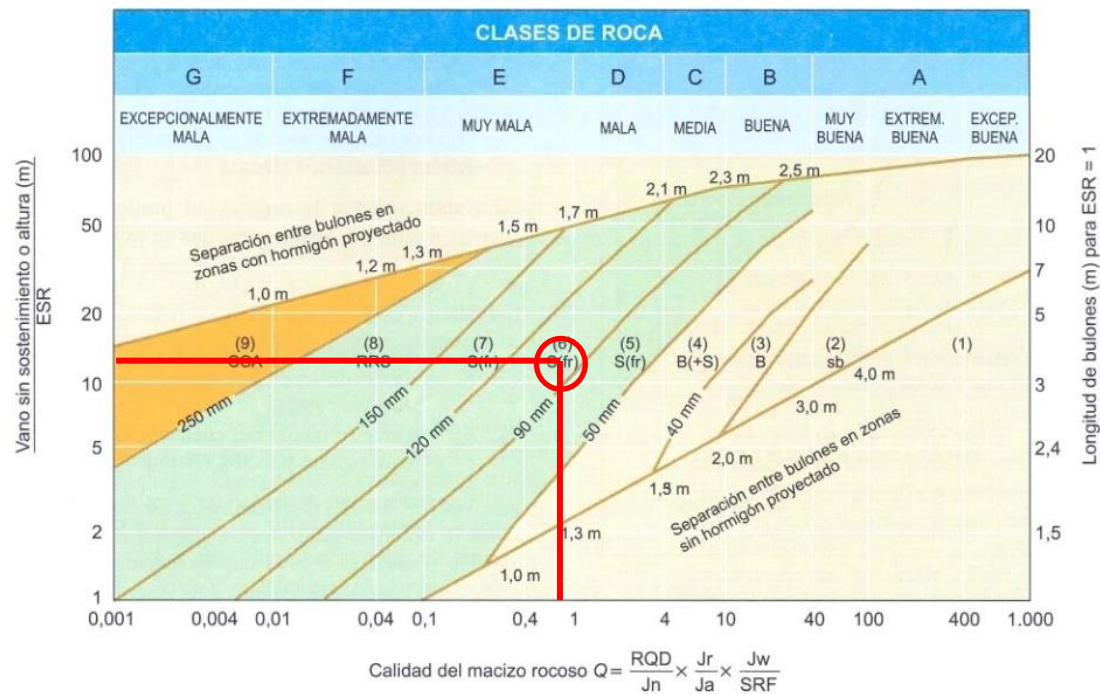


Figura 22 Estimación de soporte según el índice Q (González de Vallejo 2004)

De acuerdo la valoración hecha el terreno clasifica como terreno tipo E, de calidad muy mala, para este tipo de terreno se recomienda la instalación de concreto lanzado con fibras de entre 9 a 12 cm de espesor, y pernos separados 2.3 m

1.2.2.4 RMI Palmstron

RMI			
DATOS DE ENTRADA			
Diámetro o luz del túnel (m)	Dt		12
Altura del hastial del túnel (m)	Wt		4,5
Resistencia a la compresión de la roca intacta	RCS (Mpa)		40,76
Resistencia a la compresión de la roca intacta afectado por factor de escala	RCS (Mpa)		25,72
ángulo del buzamiento (inclinación) de la superficie hastiales	δ		80
ángulo del buzamiento (inclinación) de la superficie Techo	δ		0
Peso especifico	γ		0,026
Relación de esfuerzo	k		1,55
Esfuerzo vertical	σv		1,82
Factor de rugosidad de las juntas	JR		1,5
Factor de alteración de las juntas	JA		6
Factor de longitud y continuidad de juntas	JL		0,5
Volumen del bloque (m3)	Vb (m3)		0,125
Factor por número de familias de juntas	Nj		2
Factor de ajuste por la gravedad para el sostenimiento en el techo o en los hastiales.	en techo	1	1
	en hastial	4,305	4,305
Factor de orientación de la principal familia de juntas	en techo	3	3
	en hastial	3	3
Factor de orientación de la principal -zona de debilidad	en techo		
	en hastial		
Espesor de la zona de debilidad (m)	tz		
Factor del nivel de tensiones	SL		1
Tensión tangencial (Mpa)	en techo	σθ	6,925
	en hastial	σθ	2,093
factor de sobrecarga modificado (OFM)	en techo	0,1699	
	en hastial	0,05135	
	Dúctil		
	Terreno potencialmente firme		

CALCULO		
Diámetro equivalente del bloque	Db	0,5
Factor de estado de la junta	JC	0,125
Parámetro del diaclasado	JP	0,043
Índice del macizo rocoso	RMi	1,095
factor de continuidad	CF	24
Factor de condición (estado) del terreno	en techo	Gc 1,095
	en hastial	Gc 4,713
Relación de tamaños	en techo	Sr 36
	en hastial	Sr 36
Relación de tamaños para zonas débiles	en techo	Sr
	en hastial	Sr
Factor de competencia	en techo	Cg 0,158
	en hastial	Cg 0,523

RESULTADOS		
<u>Índice del macizo rocoso</u>	RMi	1,095
<u>Clasificación terreno</u>	Alto	
<u>Abaco de sostenimiento</u>	Terreno diaclasado	

El cálculo se realizó siguiendo lo establecido en el capítulo 5.3.1.4 y se selecciona el soporte de acuerdo a la metodología planteada en el numeral 7.5.3:

De acuerdo a la clasificación RMi el terreno se clasifica como un terreno Alto:

Muy bajo	$RMi < 0.01$
Bajo	$0.01 < RMi < 0.1$
Moderado	$0.1 < RMi < 1$
Alto	$1 < RMi < 10$
Muy alto	$RMi > 10$

Para obtener las recomendaciones de soporte de esta metodología se debe usar el ábaco de sostenimiento correspondiente a terreno diaclasado; Figura 23, basados en el valor de Gc y Sr:

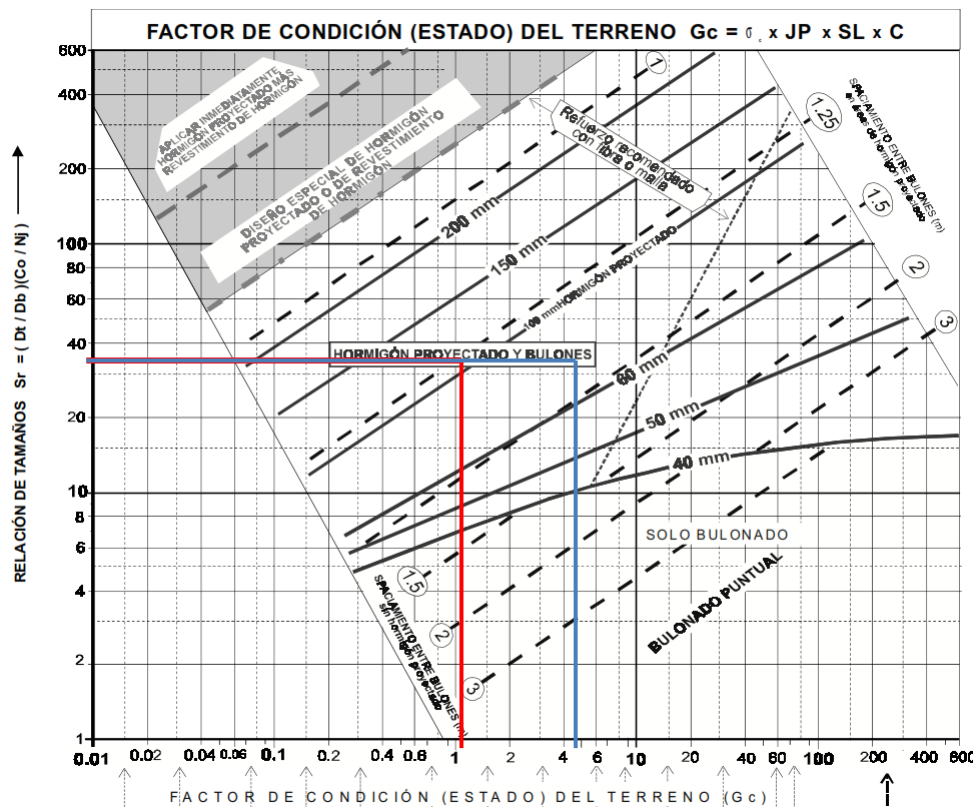


Figura 23 Selección de soporte de acuerdo a RMI

De acuerdo a lo anterior en la zona de hastiales se recomienda concreto lanzado entre 6 a 10 cm de espesor y pernos cada 1.5 metro, para la parte de la bóveda se recomienda entre 10 a 15 cm concreto lanzado reforzado con fibra y pernos cada 1.25 m.

1.2.3. Resumen Recomendaciones de Soporte Etapa Predimensionamiento

Roca altamente meteorizada			
RMR89	28	IV Mala	Excavación en dos etapas, superior e inferior. 1.0 – 1.5 m avance en la parte superior, instalación sistema de <u>Pernos de 4-5 m de longitud separados 1-1.5m</u> con malla electro soldada en toda la sección, concreto lanzado de <u>10 – 15 cm</u> en la corona y 10 cm en los hastiales, <u>Arcos ligeros y/o medianos separados 1.5 m.</u>
RMR14	35.8	IV Mala	
Q	0.333	E Muy mala	Instalación de concreto lanzado con fibras de entre <u>12 a 15 cm</u> de espesor, y <u>pernos separados 2.1 m</u>
RMi	0.253	Moderado	De acuerdo a lo anterior en la zona de hastiales se recomienda concreto lanzado reforzado con fibra de <u>20 cm</u> de espesor y <u>pernos cada metro</u> , para la parte de la bóveda se recomienda un diseño especial de concreto lanzado.
Roca moderadamente meteorizada			
RMR89	50	III Regular	Excavación en dos etapas, superior e inferior. 1.5 – 3.0 m avance en la parte superior, instalación sistema de <u>Pernos de 4m de longitud separados 1.5-2.0m</u> con malla electrosoldada en toda la sección, <u>concreto lanzado de 5 – 10 cm en la corona y 5 cm en los hastiales.</u>
RMR14	58	III Regular	
Q	0.888	E Muy mala	Instalación de concreto lanzado con fibras de entre <u>9 a 12 cm</u> de espesor, y <u>pernos separados 2.3 m</u>
RMi	1.095	Alto	En la zona de hastiales se recomienda concreto lanzado entre <u>6 a 10 cm</u> de espesor y pernos cada 1.5 metro, para la parte de la bóveda se recomienda entre <u>10 a 15 cm</u> concreto lanzado reforzado con fibra y <u>pernos cada 1.25 m.</u>

Como se puede observar la clasificación RMi recomienda un refuerzo mayor que las otras clasificaciones, para el caso de los terrenos altamente meteorizados; por otro lado las clasificaciones RMR y Q, recomienda un soporte similar, lo mismo ocurre con la clasificación RMi para los terrenos moderadamente meteorizado; por tal razón se toma los puntos comunes del soporte recomendado para el predimensionamiento inicial:

Tabla 9 Recomendaciones de Soporte Etapa Predimensionamiento

Soporte recomendado para roca altamente meteorizada (RMR:Tipo IV, Q: Muy Mala, RMI: Moderado)
Excavación en dos etapas, superior e inferior 1.0 m avance en la parte superior, instalación sistema de Pernos de 4-5 m de longitud separados 1m con malla electro soldada en toda la sección, concreto lanzado de 15 cm en la corona y hastiales, Arcos ligeros y/o medianos separados 1.0 m.
Soporte recomendado para roca moderadamente meteorizada (RMR:Tipo III, Q: Muy Mala, RMI: Alto)
Excavación en dos etapas, superior e inferior 1.5 m avance en la parte superior, instalación sistema de Pernos de 4m de longitud separados 1.5m con malla electrosoldada en toda la sección, concreto lanzado de 10 cm en la corona y hastiales.

1.2.4. Zonificación geotecnica

De acuerdo a la información anteriormente presentada y analizada se realizó un perfil geológico geotécnico con la respectiva zonificación geotécnica para el túnel y se prosigue a la etapa III Evaluación preliminar:

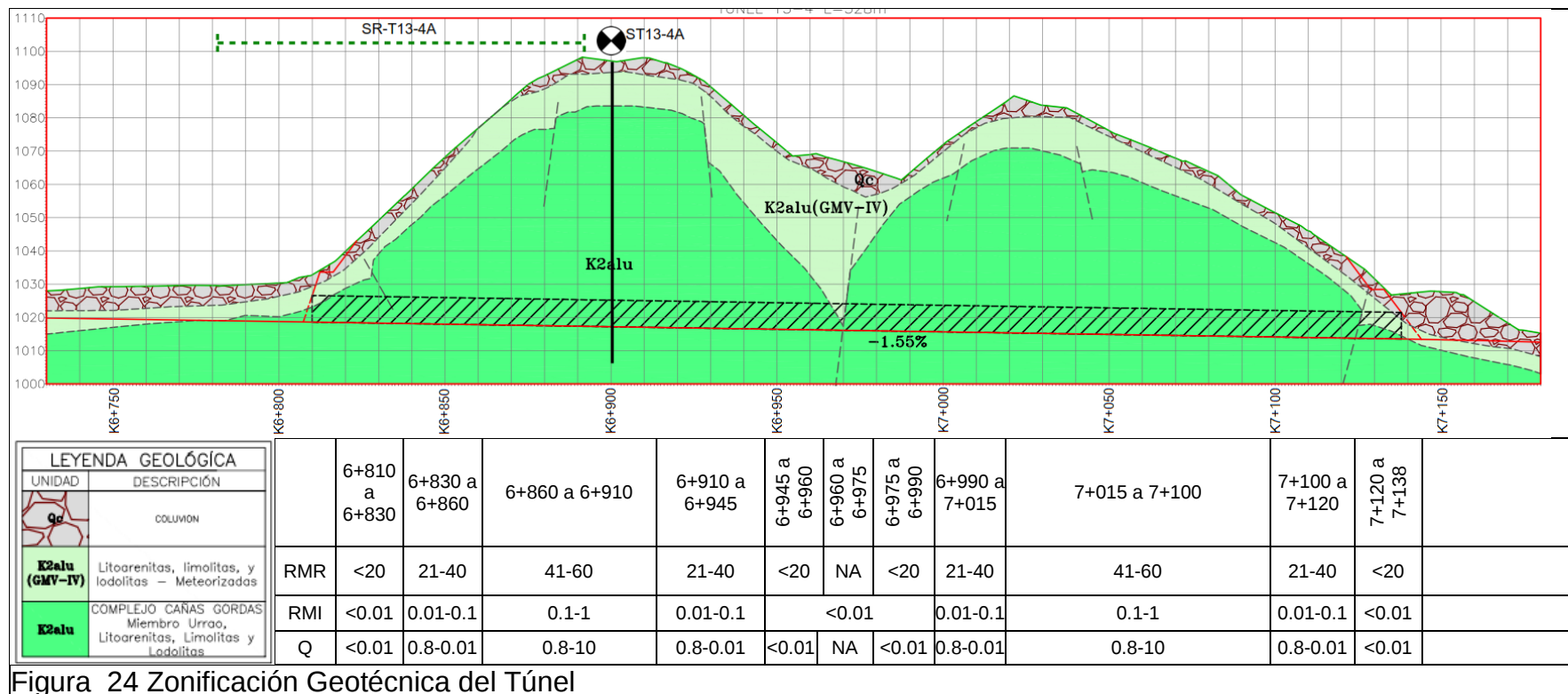
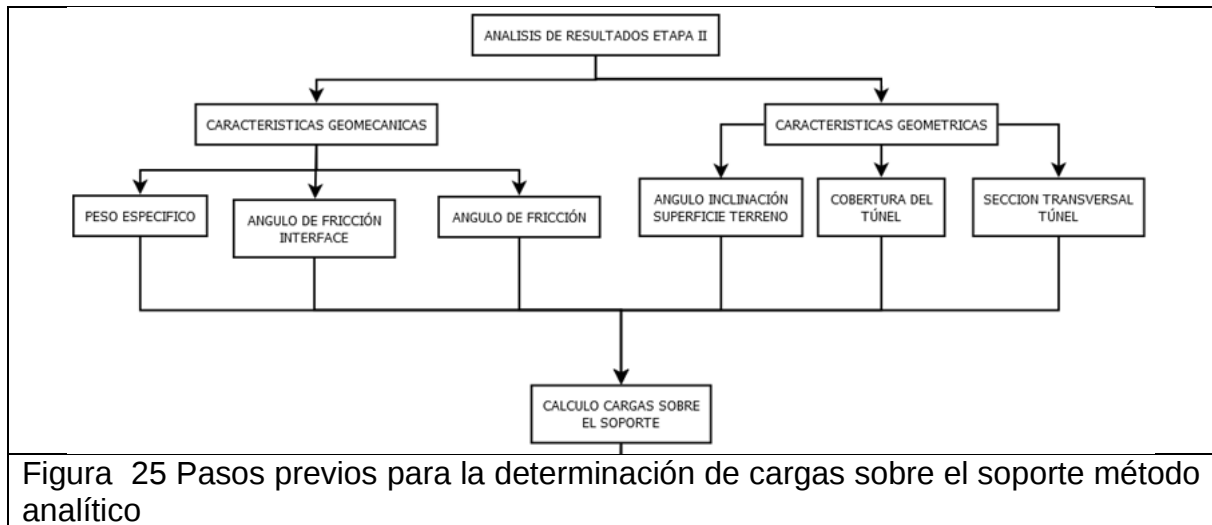


Figura 24 Zonificación Geotécnica del Túnel

1.3. EVALUACIÓN PRELIMINAR

En esta etapa, se debe llevar a cabo la evaluación del soporte propuesto en el predimensionamiento mediante una metodología analítica; de acuerdo al procedimiento planteado en el documento y basados en la investigación del estado del arte actual en túneles de ladera, se propone el uso del método planteado por Xiaojun Zhou, Jinghe Wang, Bentao Lin (2014), el cual estudia la condición de un túnel “ultra superficial”, en un macizo rocoso de mala calidad y con topografía asimétrica, en pocas palabras, un túnel de ladera; esta metodología emplea la teoría del bloque crítico para calcular los esfuerzos sobre el soporte, para tal fin, requiere de conocer las características geométricas de la excavación, el ángulo de inclinación de la superficie, el peso específico, ángulo de fricción interna y el ángulo de interface entre dos superficies de falla, mediante el análisis se obtienen las cargas originadas por la gravedad y que actúan sobre el soporte.

Para el empleo de esta metodología en las secciones de análisis K6+910 y K6+990, se requiere analizar parte de la información obtenida de la etapa II (ver Figura 25)



1.3.1. Características geométricas y geomecánicas

Las características geométricas de las secciones de análisis fueron presentadas en el numeral 1.1.4 del presente anexo, por otro lado las características geomecánicas pueden obtenerse a partir de los resultados de la etapa anterior, donde se determinó la clasificación y caracterización geomecánica del macizo; para la determinación de los parámetros de resistencia y deformación se empleara el criterio de falla de Hoek Brown, como se comentó en el numeral 1.1.4; se considera adecuado el empleo del criterio de falla de Hoek Brown, al contarse con múltiples familias de discontinuidades estrechamente espaciadas, y un macizo rocoso muy fracturado, donde el tamaño de los bloques, definidos por las discontinuidades, es inferior al diámetro de la excavación, para la determinación de sus parámetros de resistencia y deformación se empleara las ecuaciones (12), (13), (14), y (15), y se seleccionara el parámetro m_i y MR de acuerdo a la Tabla 5 y Tabla 6, respectivamente, donde de acuerdo a lo analizado se tendrá un m_i de 4, y un MR de 150; como se comentó en la sección 1.1.4, para el caso de la sección K6+910 se puede observar, de acuerdo a la Figura 24 Zonificación Geotécnica del Túnel, corresponde a terreno tipo III, para el que se empleara de acuerdo al capítulo anterior un RMR89 de 50 y una resistencia a la compresión simple de 40.76 MPa; y para el caso de la sección K6+990 se tiene un terreno tipo IV, con un RMR89 de 28 y una resistencia a la compresión simple 25.0 MPa, de acuerdo a estas características se obtienen los resultados presentados en la Tabla 10:

Tabla 10 parámetros de resistencia y deformación según clasificación RMR y criterio de falla de Hoek Brown para las secciones de análisis K6+910 y K6+990

σ_{ci} (MPa)	RMR	TIPO	D	m_i	s	m_b	MR	E_i (MPa)	σ_m (MPa)	E_m (Ván y Vásárhelvi 2010) (MPa)
25	28	IV	0,5	4	3,355E-04	0,3057	150	3750	1,624	142,14
40,76	50	III	0,5	4	3,866E-03	0,6707	150	6114	4,737	629,93

Por otro lado estos parámetros también pueden ser evaluados empleando la clasificación RMR de acuerdo al numeral 5.3.1.4 del documento; el parámetro de diaclasado JP, es similar a la constante s, y se encuentran relacionadas mediante la siguiente expresión:

$$JP = \sqrt{s} \quad (22)$$

Por otro lado, el parámetro m_b puede ser expresado matemáticamente por la siguiente expresión para macizos rocosos no alterados:

$$m_b = m_i * JP^{0.64} \quad (23)$$

De acuerdo a lo anterior y empleando el parámetro de diaclasado JP de la clasificación RMi se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 11.

Tabla 11 parámetros de resistencia y deformación según clasificación RMi y criterio de falla de Hoek Brown para las secciones de análisis K6+910 y K6+990

σ_{ci} (MPa)	JP	D	mi	s	mb
25	0,011	0,5	4	0,00012	0,2231
40,8	0,043	0,5	4	0,00185	0,5339

Se puede observar que los parámetros de resistencia obtenidos por la clasificación RMi son más bajos que los considerados en la clasificación RMR, lo que corresponde a lo observado en la etapa anterior, donde el soporte recomendado por la clasificación RMi, es mayor al recomendado por la clasificación RMR, lo que indica que la clasificación RMi, considera un terreno de una calidad más baja que la clasificación RMR.

Finalmente, para determinar el ángulo de fricción del macizo a emplear en el método analítico, se hace un ajuste a la curva generada para un intervalo de esfuerzo principal menor, definido por $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$. El proceso de ajuste, supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb. Esto da lugar a la siguiente ecuación para el ángulo de fricción ϕ' Hoek (2002):

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (24)$$

En el caso del criterio de Hoek Brown, utilizado el parámetro adimensional a toma un valor de 0.5.

Siendo $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$, donde σ'_{3max} se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (25)$$

Siendo σ_{cm} la resistencia del macizo rocoso, y el peso unitario del macizo rocoso y H la profundidad del túnel desde la superficie.

Para la determinación de σ_{cm} se emplea la siguiente ecuación

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \left[\frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \right] \quad (26)$$

De acuerdo a lo anterior se obtiene los valores de ángulo de fricción presentados en la Tabla 12 y Tabla 13.

Tabla 12 Ángulo de fricción según clasificación RMR y criterio de falla de Hoek Brown para las secciones de análisis K6+910 y K6+990

σ_{ci} (MPa)	RMR	TIPO	γ (Mpa)	H	mi	s	mb	MR	a	σ_m (MPa)	σ_3 max (MPa)	σ_{3n} (MPa)	ϕ (°)
25	28	IV	0,026	40	4	3,355E-04	0,3057	150	0,5	1,875	0,5064	0,0203	37,02
40,76	50	III	0,026	70	4	3,866E-03	0,6707	150	0,5	4,864	0,9074	0,0223	41,44

Tabla 13 Ángulo de fricción según clasificación RMi y criterio de falla de Hoek Brown para las secciones de análisis K6+910 y K6+990

σ_{ci} (MPa)	JP	γ (Mpa)	H	mi	s	mb	MR	a	σ_m (MPa)	σ_3 max (MPa)	σ_{3n} (MPa)	ϕ (°)
25	0.011	0,026	40	4	1,210E-04	0,223	150	0,5	1,588	0,5014	0,0201	34,63
40,76	0.043	0,026	70	4	1,849E-03	0,534	150	0,5	4,192	0,8993	0,0221	40,28

El valor del ángulo de fricción de interface o del plano de deslizamiento, se puede obtener mediante el “Tilt test” o “Ensayo de inclinación”, de no contarse con el ensayo, este se puede estimar a partir de la información encontrada en la bibliografía como la presentada en la **Tabla 14**:

Tabla 14 Valores típicos de ángulo de fricción básico (Barton, N.R. and Choubey, V. (1977))

Roca	Ángulo de fricción básico (grados)
Anfibolita	32
Arenisca	25-35
Basalto	31-38
Dolomía	27-31
Gneis	23-29
Granito	29-35
Limolita	27-31
Lutita	27
Pizarra	25-30
Pórfido	31

De acuerdo a la **Tabla 14** se selecciona un ángulo de 27°, correspondiente al valor mínimo para lutitas, y limolitas para el terreno tipo IV y de 31° para terreno tipo III, a

continuación se presentan los parámetros a emplear para la evaluación de las secciones K6+910 y K6+990; Figura 26, Figura 27 y Figura 28.

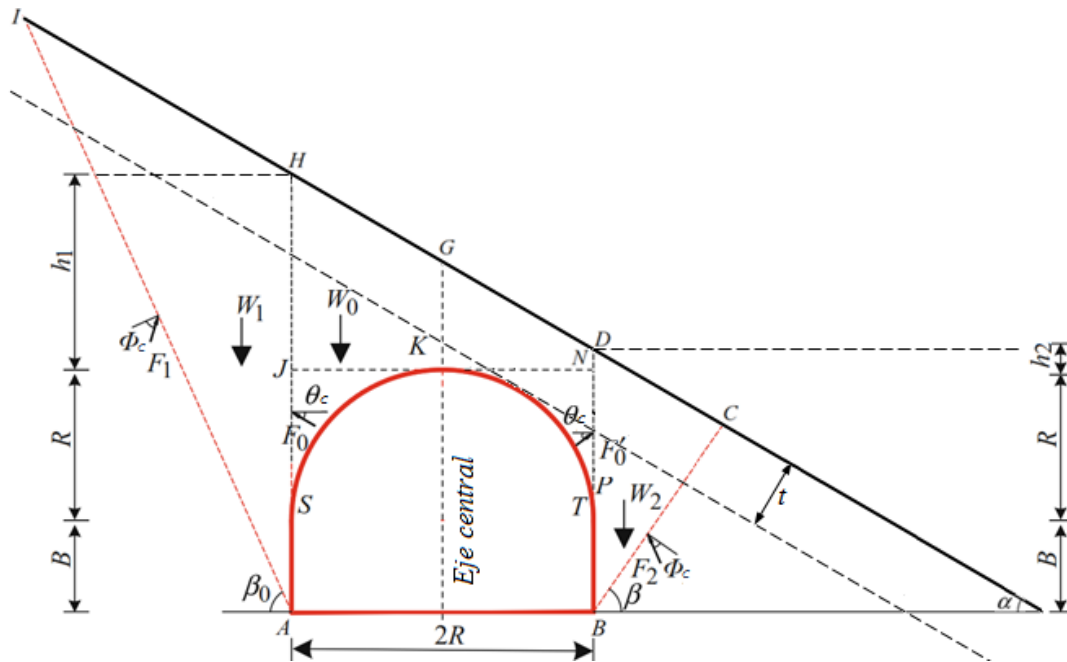
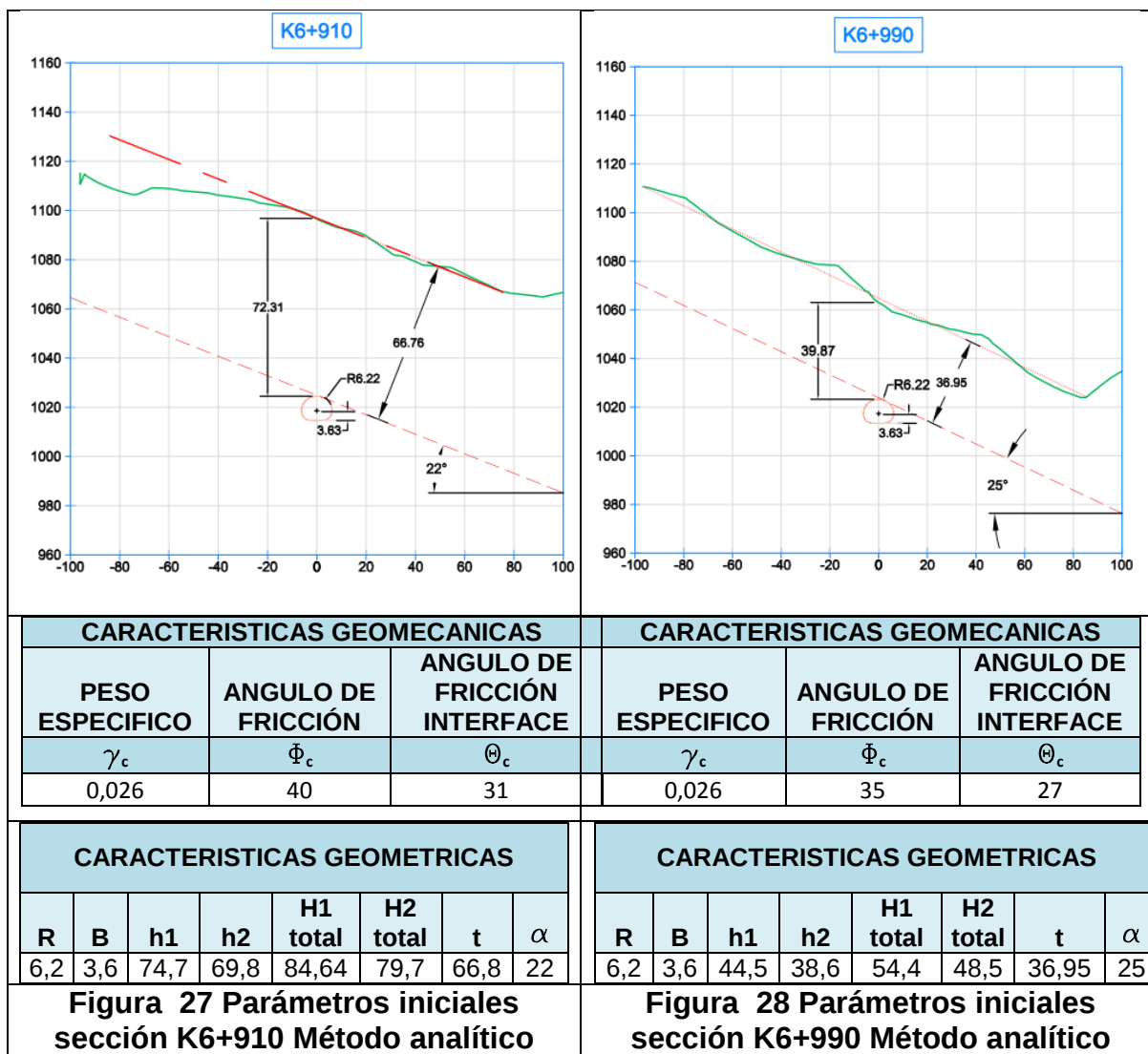


Figura 26 Modelo cinemático túnel de ladera modificado de Zhou et al (2014)



1.3.2. Evaluación de cargas sobre el soporte

Una vez determinados los parámetros de entrada para la determinación de los cálculos de las cargas sobre el soporte se procede a la determinación de las mismas de acuerdo a la metodología de Zhou et al (2014), de acuerdo al procedimiento planteado se dispone a determinar la carga sobre la bóveda del túnel, la presión lateral del hastial izquierdo y la presión lateral del hastial derecho (ver Figura 29 Pasos para la determinación de cargas sobre el soporte método analítico)

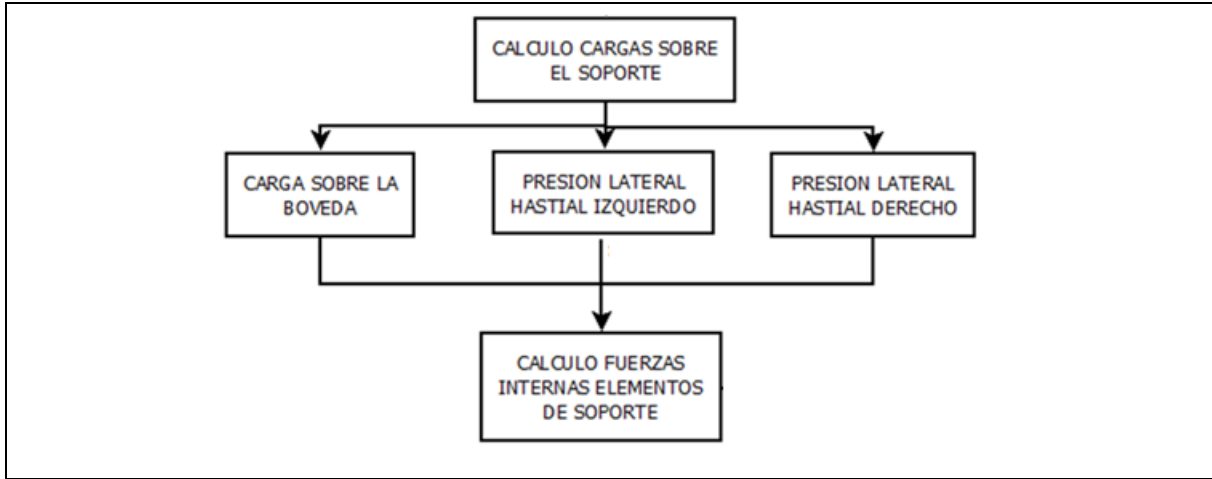


Figura 29 Pasos para la determinación de cargas sobre el soporte método analítico

Para la determinación de la carga sobre la bóveda se emplea la siguiente expresión de acuerdo Zhou (2011):

$$q = \gamma_0 h_1 + \gamma_0 R(1 - \tan \alpha) - \frac{\gamma_0}{4} \pi R - \frac{\gamma_1}{4R} (B + h_1 + R)^2 \lambda \tan \theta_1 - \frac{\gamma_1}{4R} [B + h_1 + R(1 - 2 \tan \alpha)]^2 \lambda' \tan \theta_2 \quad (27)$$

Para determinar las presiones laterales aplicadas al hastial izquierdo se emplea:

$$e_l = \frac{\gamma_1}{2} \lambda \left[(2t + 2R) \sqrt{1 + \tan^2 \alpha} + 2R(\tan \alpha - 1) + 2(B + R) \right] \quad (28)$$

Para determinar las presiones laterales aplicadas al hastial derecho se emplea:

$$e_r = \frac{\gamma_2}{2} \lambda' \left[(2t + 2R) \sqrt{1 + \tan^2 \alpha} - 2R(\tan \alpha + 1) + 2(B + R) \right] \quad (29)$$

Donde λ y λ' se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = \frac{1}{\tan \beta_0 - \tan \alpha} * \frac{\tan \beta_0 - \tan \phi_c}{1 + \tan \beta_0 \tan \phi_c + \tan \theta_c (\tan \beta_0 - \tan \phi_c)} \quad (30)$$

$$\lambda' = \frac{1}{\tan \beta + \tan \alpha} * \frac{\tan \beta - \tan \phi_c}{1 + \tan \beta \tan \phi_c + \tan \theta_c (\tan \beta - \tan \phi_c)} \quad (31)$$

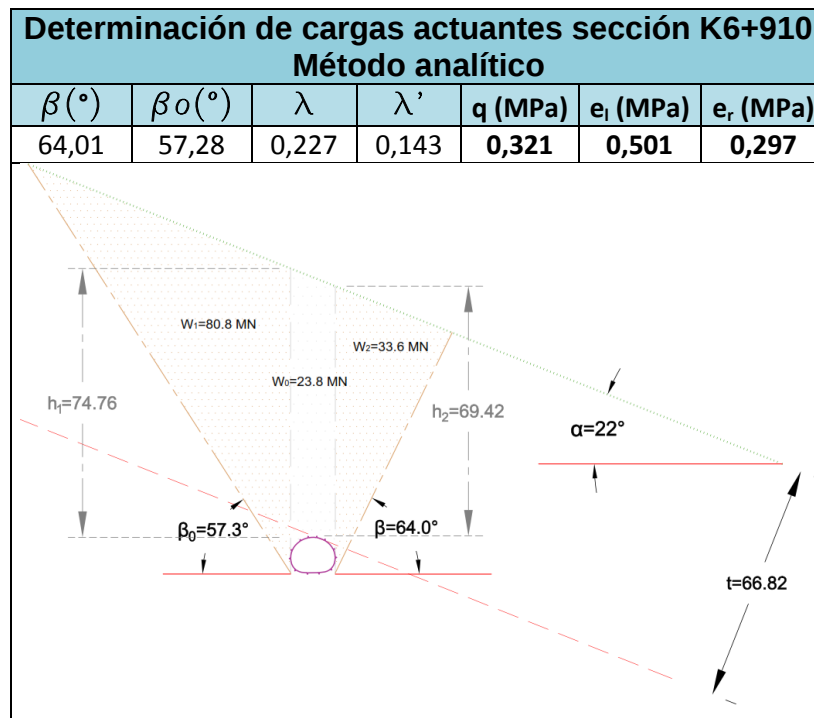
Donde β_0 y β son el ángulo de ruptura entre los planos de deslizamiento, obtenidos mediante las ecuaciones:

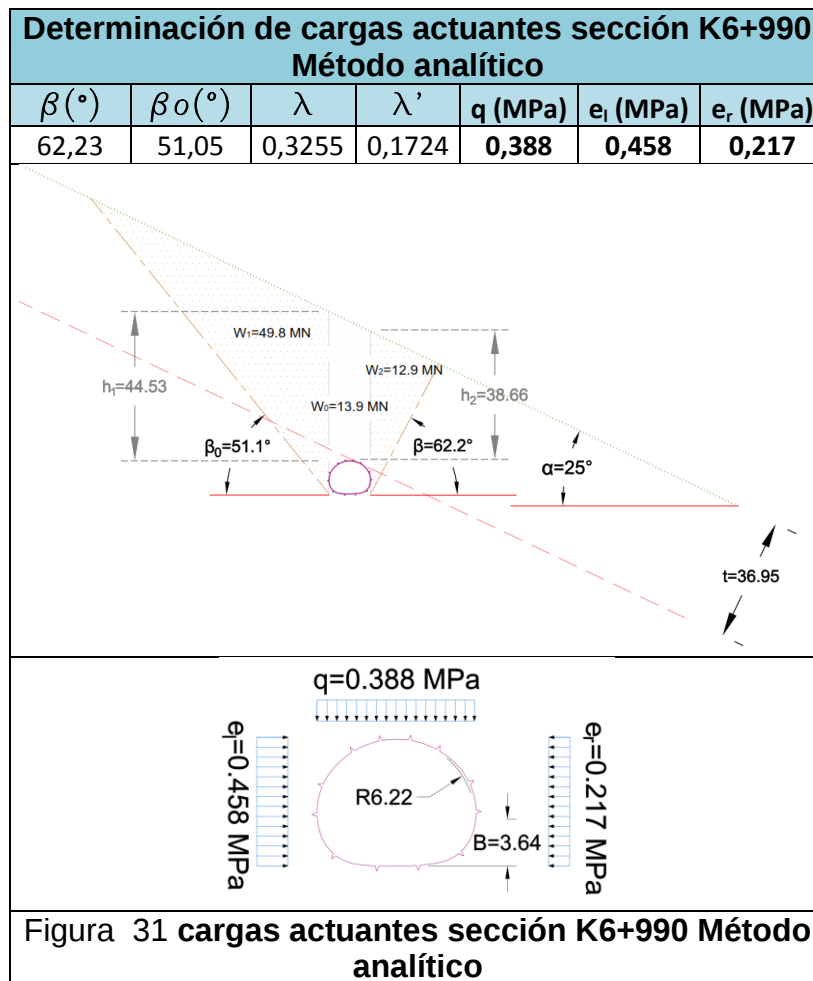
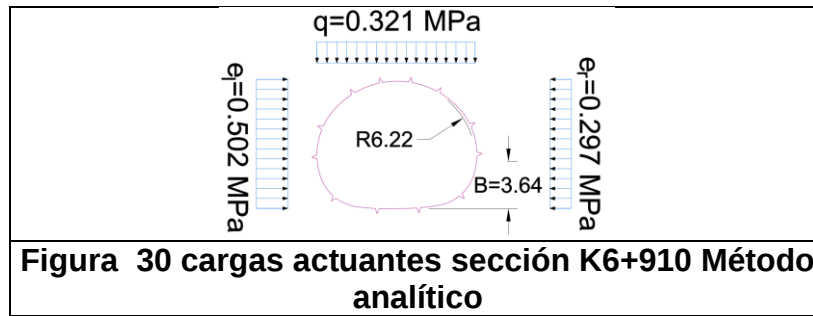
$$\tan \beta_0 = \tan \phi_c + \sqrt{\frac{(\tan \phi_c - \tan \alpha)(1 + \tan^2 \phi_c)}{\tan \phi_c + \tan \theta_c}} \quad (32)$$

$$\tan \beta = \tan \phi_c + \sqrt{\frac{(\tan \alpha + \tan \phi_c)(1 + \tan^2 \phi_c)}{\tan \phi_c + \tan \theta_c}} \quad (33)$$

Donde ϕ_c es el ángulo de fricción de la roca circundante, θ_c es el ángulo de fricción del plano que se desliza sobre la bóveda del túnel y α el ángulo de inclinación de la ladera medido desde la horizontal.

De acuerdo a lo anterior, y reemplazando los parámetros de entrada en las expresiones de cálculo para la determinación de las cargas, se obtienen los resultados presentados en la Figura 30 y Figura 31:





Como se puede observar en las **Figura 30** y **Figura 31**; se presenta una carga mayor sobre el hastial izquierdo, evidenciando la condición anisotrópica de las cargas sobre un túnel de ladera, lo que a su vez tendrá efecto en las fuerzas internas desarrolladas en el soporte como se verá más adelante.

Una vez se han determinado las fuerzas que actuarán sobre el soporte se evalúan las fuerzas internas que se desarrollarán, para tal fin, se emplea el método basado en la Teoría de las Cáscaras; para la implementación de esta metodología es necesario conocer con anterioridad las propiedades del soporte a instalar, para este caso y siguiendo la metodología (ver Figura 32) se evaluará el soporte obtenido de la etapa de predimensionamiento y presentado en la Tabla 9.

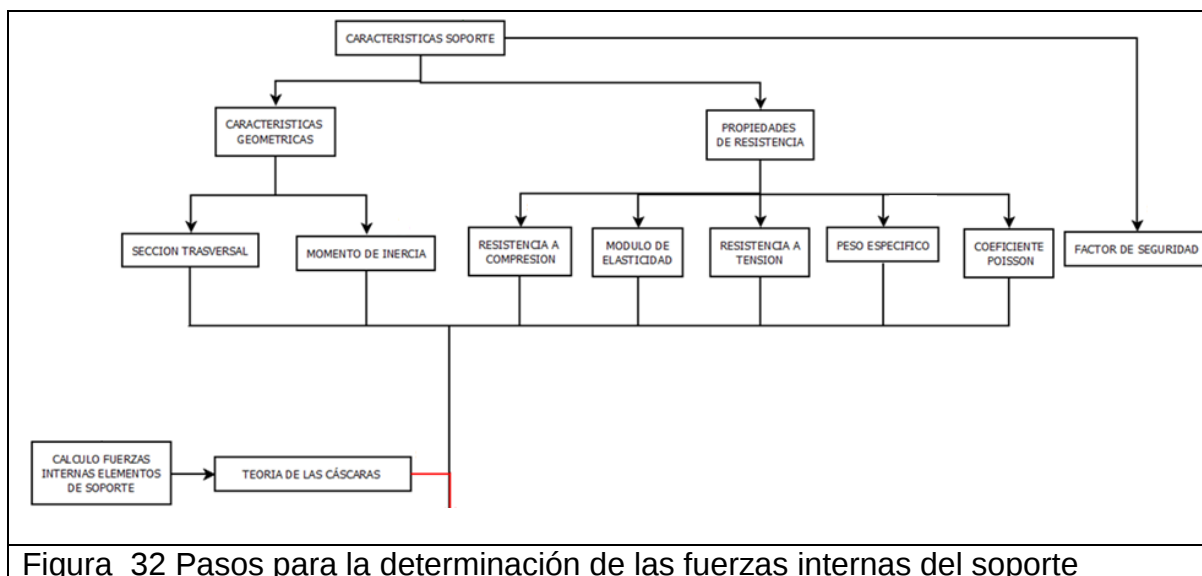


Figura 32 Pasos para la determinación de las fuerzas internas del soporte

1.3.3. Propiedades del soporte y evaluación de fuerzas internas

De acuerdo a lo anterior en la Tabla 15 y Tabla 16 se presentan las propiedades del soporte recomendado a evaluar:

Tabla 15 propiedades del soporte recomendado sección K6+910

Propiedades Concreto						
Ac (m ²)	Ec (MPa)	Ic (m ⁴)	fc (MPa)	fy (MPa)	νc	γ (MN/m ³)
0,1	24000	8,33333E-05	28	-2,5	0,15	0,024

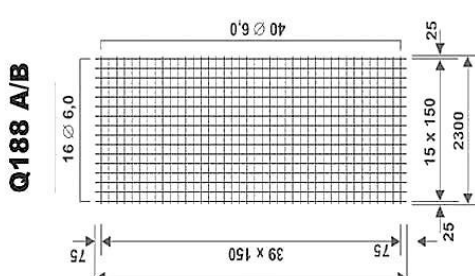
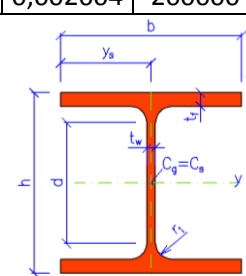
Propiedades Refuerzo							
Malla	As (m ²)	Es (MPa)	Is (m ⁴)	fy (MPa)	h (m)	νs	Separación (m)
malla #6	0,0000283	200000	6,362E-11	-400	0,006	0,25	0,15
				D-6mm Separación 15 cm/15 cm Dimensiones – 6m x 2m			

Tabla 16 propiedades del soporte recomendado sección K6+990

Propiedades Concreto						
Ac (m ²)	Ec (MPa)	Ic (m ⁴)	fc (MPa)	fy (MPa)	νc	γ (MN/m ³)
0,15	24000	0,0003	28	-2,5	0,15	0,024

Propiedades Refuerzo							
Arco	As (m ²)	Es (MPa)	Is (m ⁴)	fy (MPa)	h (m)	νs	Separación (m)
HE 100 B	0,002604	200000	4,495E-06	-400	0,100	0,25	1
				h= 10 cm b = 10 cm tf=1 cm tw=0.6 cm r1=1.2 cm Ys= 5.0 cm d=5.6 cm			

Las ecuaciones que definirán las fuerzas internas de acuerdo a la teoría de las cascadas, considerando el estudio de un soporte delgado, se presentan a continuación:

Momento flector:

$$M = \left[-\frac{1-k}{1+k} \sin^2 \theta - \frac{\pi \sin \theta}{1+\rho_{CF}} \left[\frac{1}{2} - \frac{1-k}{48(1+k)} (3+\pi^2) \rho_{CF} \right] \right] q R_c^2 \quad (34)$$

Carga Axial:

$$N = \left[1 + \frac{1-k}{1+k} \cos 2\theta - \frac{\pi \sin \theta}{1 + \rho_{CF}} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{48} \frac{1-k}{1+k} (3 + \pi^2) \rho_{CF} \right] \right] q R_c \quad (35)$$

Donde q Se refiere a la carga media k se denomina al radio de carga horizontal/vertical, y ρ_{CF} se denomina como el coeficiente de compresibilidad-flexibilidad, determinados mediante las siguiente ecuaciones:

$$q = \frac{q_x + q_y}{2} \quad (36)$$

$$k = \frac{q_x}{q_y} \quad (37)$$

$$\rho_{CF} = \frac{D R_c^2}{K} \quad (38)$$

Por su parte D es el coeficiente de compresibilidad, el cual depende del área de la sección transversal del elemento de soporte A y de su módulo de elasticidad E .

$$D = EA \quad (39)$$

Por otro lado K es el coeficiente de flexibilidad, definido por el módulo de elasticidad y el momento de inercia de la sección transversal del elemento.

$$K = EI \quad (40)$$

Para la evaluación de estas expresiones se debe tener en cuenta que el ángulo $\theta=0^\circ$ corresponde al hastial derecho, $\theta=90^\circ$, corresponde a la bóveda del túnel y $\theta=180^\circ$ corresponde al hastial izquierdo (Figura 33).

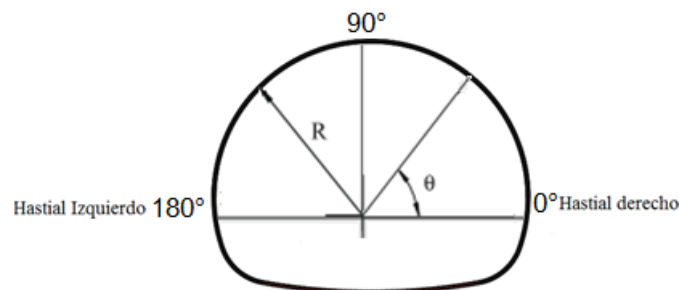


Figura 33 Esquema sección transversal de análisis

De acuerdo al análisis, se presentan los resultados para los factores q , k y ρ_{CF} , Tabla 17 y Tabla 18, así como también la fuerza axial y los momentos presentados en cada sección; Figura 34, Figura 35, Figura 36 y Figura 37.

Tabla 17 factores q , k y ρ_{CF} sección K6+910

	q (MPa)	ρ_{CF}	k
HASTIAL DERECHO	0,309	45682,680	0,925
HASTIAL IZQUIERDO	0,412	45682,680	1,562

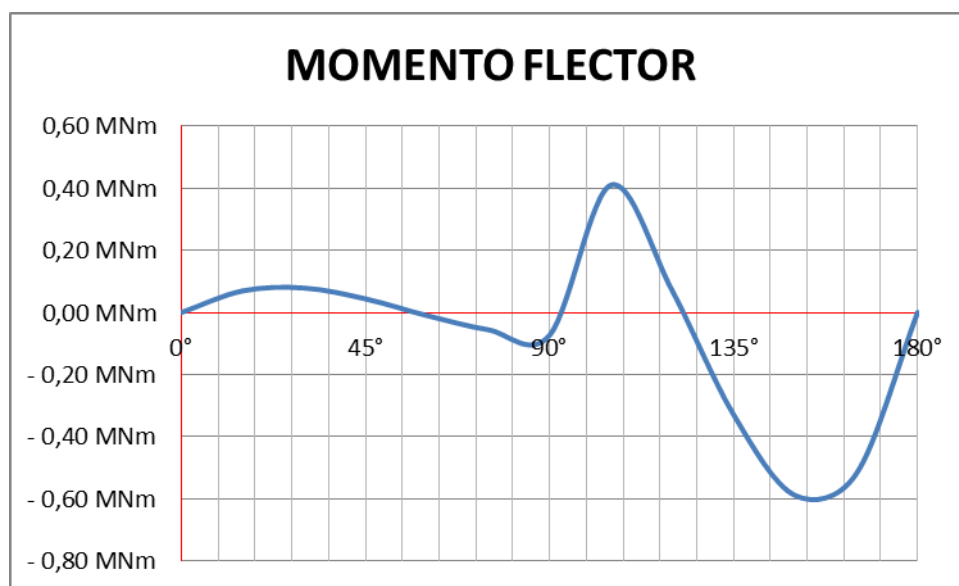


Figura 34 Momento flector sección K6+910



Figura 35 Fuerza axial sección K6+910

Como se mencionó anteriormente el efecto de la asimetría de las cargas sobre el túnel se evidencia en las fuerzas internas desarrolladas en el soporte, en la Figura 34 y Figura 35, se puede observar que las fuerzas y momentos máximos se desarrollan entre los 90° y 180°, correspondientes a la zona del hastial izquierdo, donde se presenta una mayor carga debido al efecto de la ladera sobre la excavación del túnel.

Tabla 18 factores q , k y ρ_{CF} sección K6+990

	q (MPa)	ρ_{cf}	k
HASTIAL DERECHO	0,302	20139,213	0,559
HASTIAL IZQUIERDO	0,423	20139,213	1,181

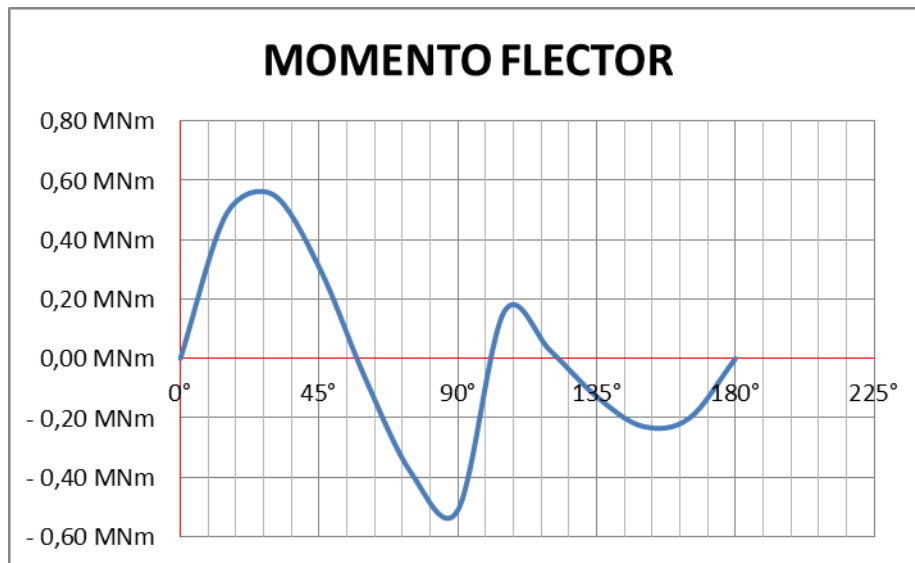


Figura 36 Momento flector sección K6+990

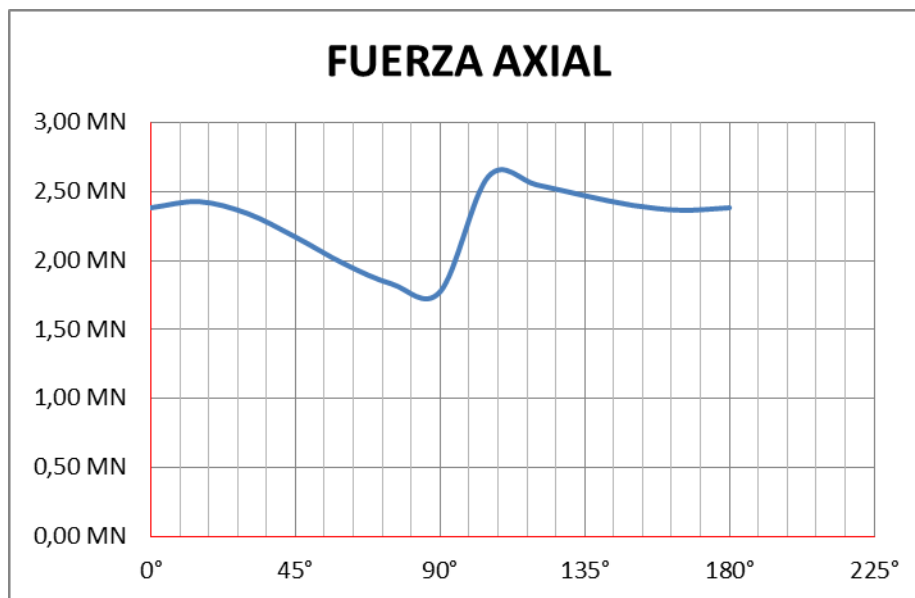


Figura 37 Fuerza axial sección K6+990

Como se puede observar en la sección K6+990 se presentan los máximos momentos y fuerzas axiales, entre los 30° y 135° lo que corresponde a la zona de la bóveda, a diferencia de la sección K6+910 se presenta una relación de carga k para el hastial derecho de 0.55 lo que muestra la clara asimetría de las cargas, mientras para la sección K6+990 la relación k es de 0.925 lo que muestra una diferencia entre la carga lateral derecha y la carga vertical, significativamente menor a la presentada en la sección K6+910, el efecto de esta asimetría se

observa en el comportamiento de los momentos presentados a lo largo de toda la bóveda del túnel ver Figura 36 y Figura 37.

Se evidencia un efecto importante de la asimetría de las cargas sobre el soporte de la excavación, si se compara con el comportamiento de los momentos sobre la sección evaluando una carga homogénea, Figura 38 y Figura 39, donde se observan momentos y fuerzas axiales menores, se puede inferir entonces que se tendrá una condición más desfavorable para la estabilidad de la excavación, cuando se trata de un túnel de ladera.

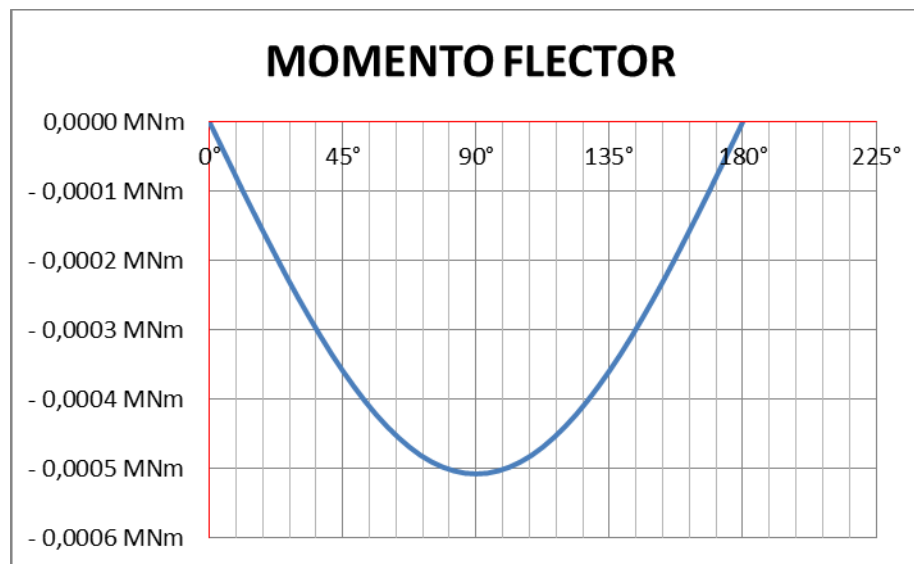


Figura 38 Momento flector para una carga homogénea sección K6+990

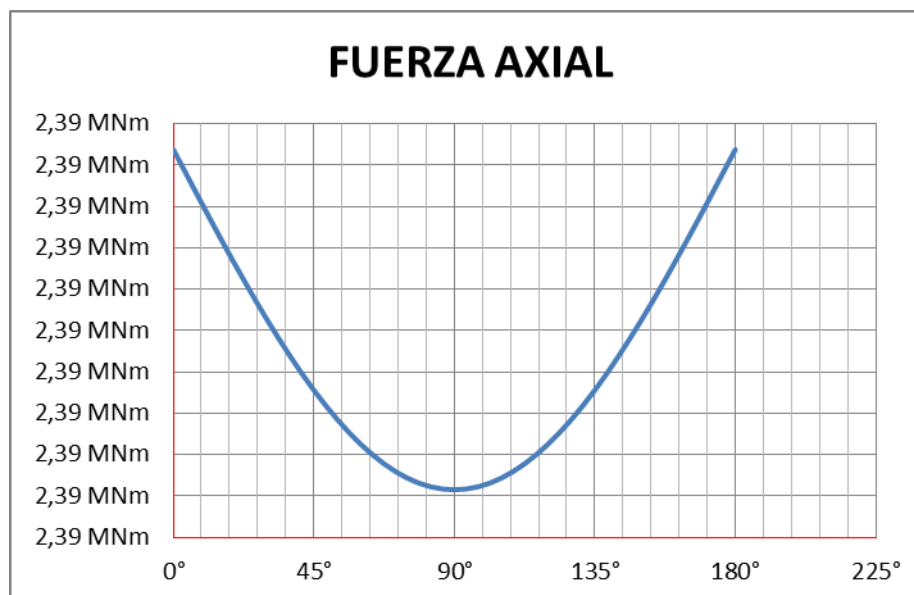


Figura 39 Fuerza axial sección K6+990

1.3.4. Evaluación de la sección compuesta

De acuerdo a la metodología planteada, para continuar el proceso de dimensionamiento del soporte, se requiere analizar la capacidad del mismo, de acuerdo al procedimiento presentado en la Figura 40, para el caso de estudio el soporte sugerido en ambas secciones se trata de una sección compuesta.

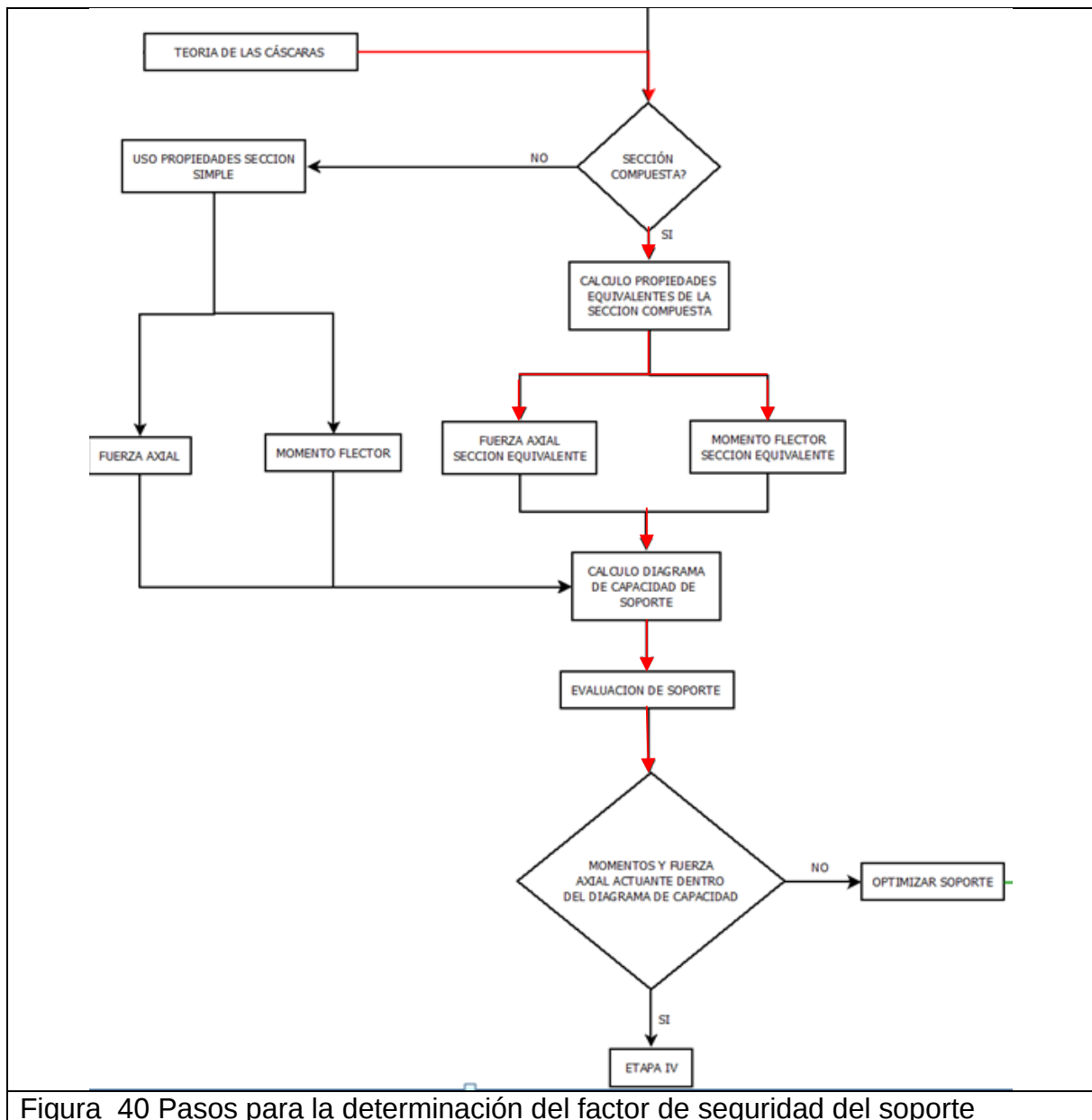


Figura 40 Pasos para la determinación del factor de seguridad del soporte

El análisis de las fuerzas internas de una sección compuesta por dos materiales diferentes (arco de acero y concreto), se presenta a continuación, para efectos del presente ejercicio se denominara con el subíndice 1 al material que constituye el refuerzo, y con el subíndice 2 a la capa de concreto lanzado (ver Figura 41), de igual manera se denominara n al número de unidades de cada elemento a lo largo de un ancho b ; por ende la separación de los elementos equivaldrá a $s=b/n$.

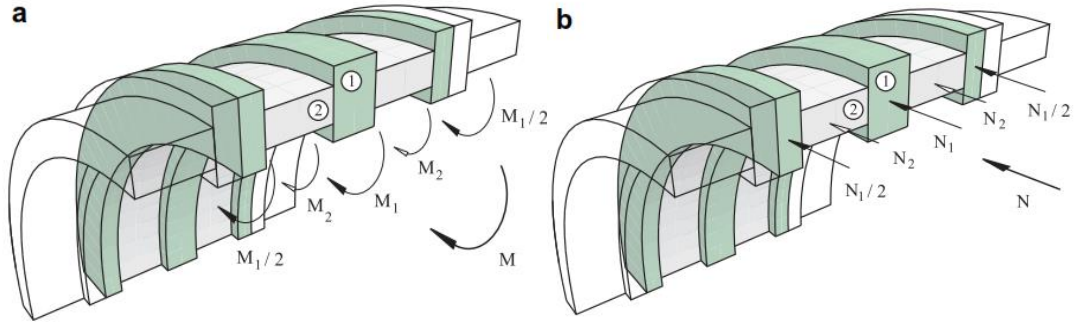


Figura 41 Distribución de momentos (a) y fuerza axial (b) en un soporte compuesto (fuente: Carranza-Torres (2009))

Cada elemento será caracterizado con un coeficiente de compresibilidad D (ver ecuación (40) y de flexibilidad K ver ecuación (39), la sección compuesta será representada como una sección equivalente con una ancho b un espesor equivalente t_{eq} , un coeficiente de compresibilidad equivalente D_{eq} y de flexibilidad equivalente K_{eq} :

$$t_{eq} = \sqrt{12 \frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}} \quad (41)$$

$$D_{eq} = n(D_1 + D_2) \quad (42)$$

$$K_{eq} = n(K_1 + K_2) \quad (43)$$

Una vez definido el espesor equivalente t_{eq} , se determinara el módulo de elasticidad equivalente E_{eq} :

$$E_{eq} = \frac{n(D_1 + D_2)}{bt_{eq}} \quad (44)$$

De acuerdo a lo anterior en la Tabla 19 y Tabla 20, se muestran los siguientes resultados para las secciones de análisis:

Tabla 19 Propiedades sección compuesta, sección K6+910

PROPIEDADES SECCION COMPUESTA											
D ₁	K ₁	A ₁	A ₂	I ₂	D ₂	K ₂	D _{eq}	K _{eq}	t _{eq}	E _{eq}	n
MPa	MPa	m ²	m ²	m ⁴	MN	MPa	MN	MPa	m	MPa	
6,04	1,35723E-05	0,1	0,015	1,25E-05	367,59	0,307	2490,86	2,047	0,1	25088,12	6,7

Tabla 20 Propiedades sección compuesta, sección K6+990

PROPIEDADES SECCION COMPUESTA											
D ₁	K ₁	A ₁	A ₂	I ₂	D ₂	K ₂	D _{eq}	K _{eq}	t _{eq}	E _{eq}	n
MPa	MPa	m ²	m ²	m ⁴	MN	MPa	MN	MPa	m	MPa	
555,52	0,96	0,15	0,098	7,8838E-05	2391,31	1,93	2946,83	2,895	0,109	27142,32	1

Mediante los parámetros definidos anteriormente se puede llevar a cabo un análisis mecánico, considerando que el momento flector y la fuerza axial se distribuirán en los elementos de la sección compuesta de la siguiente manera:

$$M_1 = \frac{MK_1}{n(K_1 + K_2)} \quad (45)$$

$$M_2 = \frac{MK_2}{n(K_1 + K_2)} \quad (46)$$

$$N_1 = \frac{ND_1}{n(D_1 + D_2)} \quad (47)$$

$$N_2 = \frac{ND_2}{n(D_1 + D_2)} \quad (48)$$

Una vez evaluados los momentos y fuerza axial presentada para cada sección se obtienen los resultados, mostrados de la Figura 42 a la Figura 49:

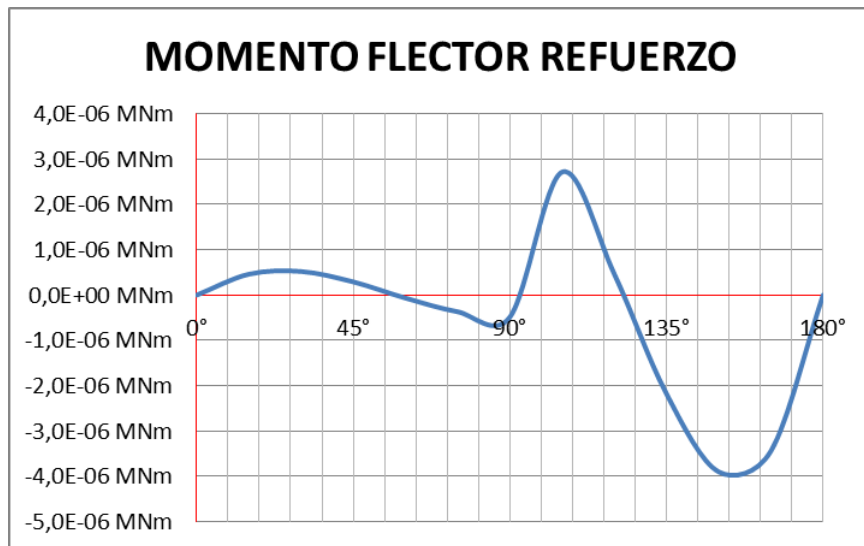


Figura 42 Momento flector malla electrosoldada sección K6+910

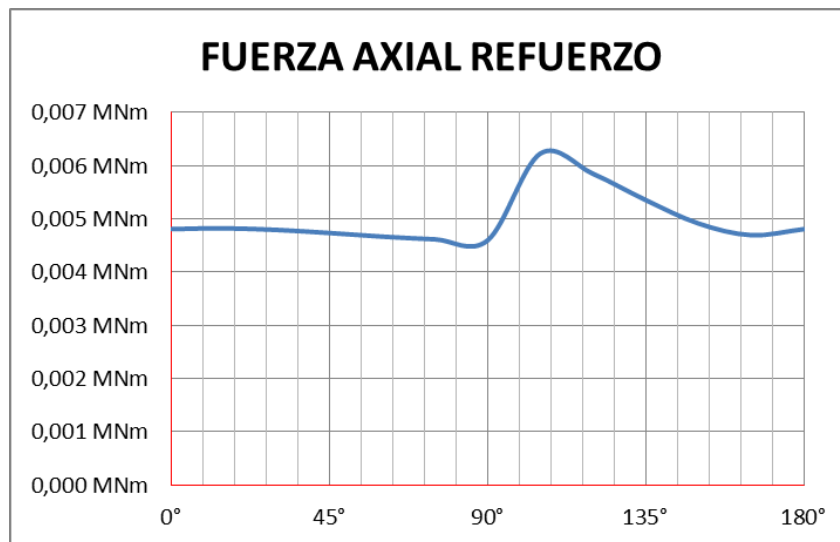


Figura 43 Fuerza axial malla electrosoldada sección K6+910

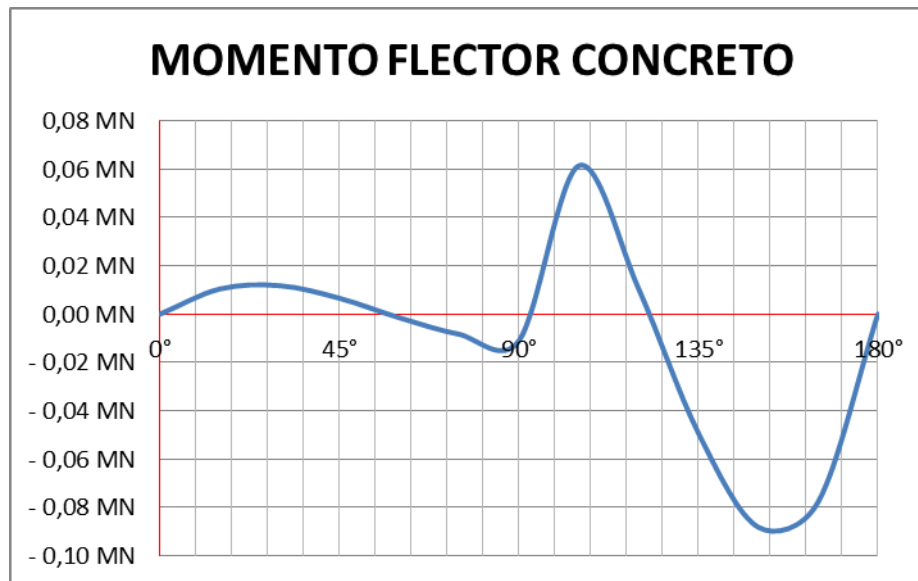


Figura 44 Momento flector concreto lanzado $e = 0.1$ m sección K6+910

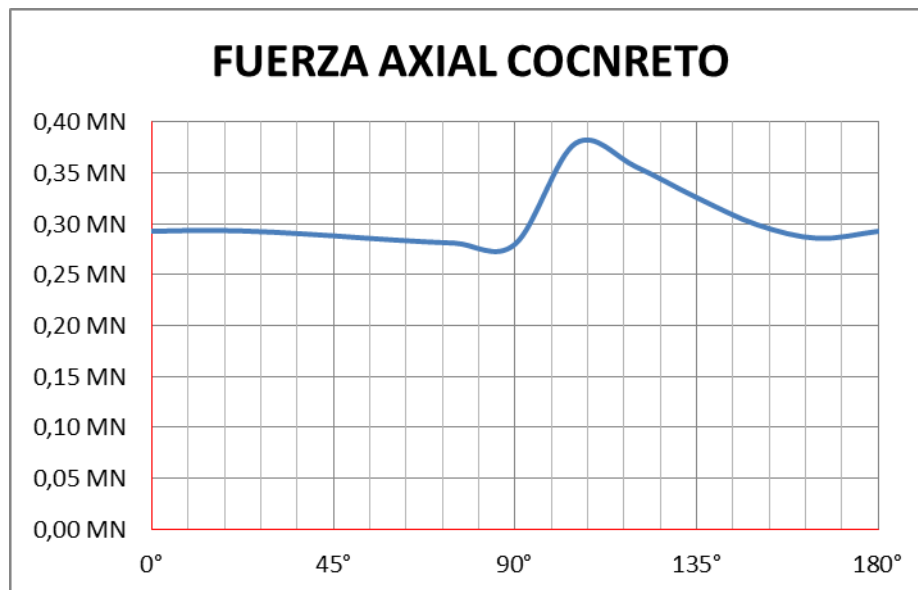


Figura 45 Fuerza axial concreto lanzado $e = 0.1$ m sección K6+910

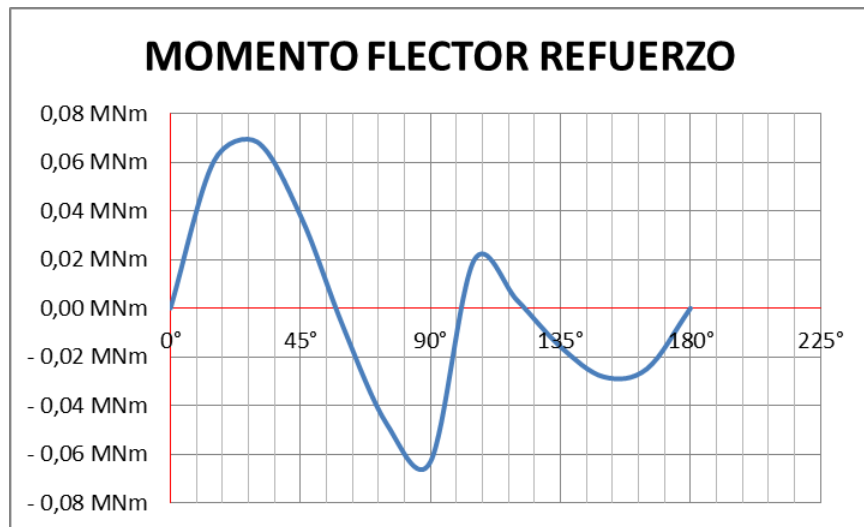


Figura 46 Momento flector Arco HEB100 sección K6+990

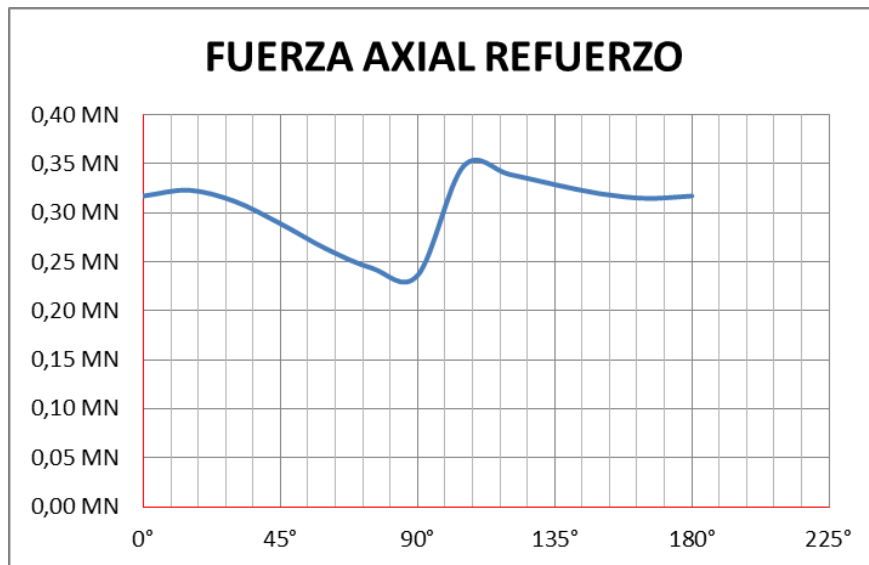


Figura 47 Fuerza axial Arco HEB100 sección K6+990

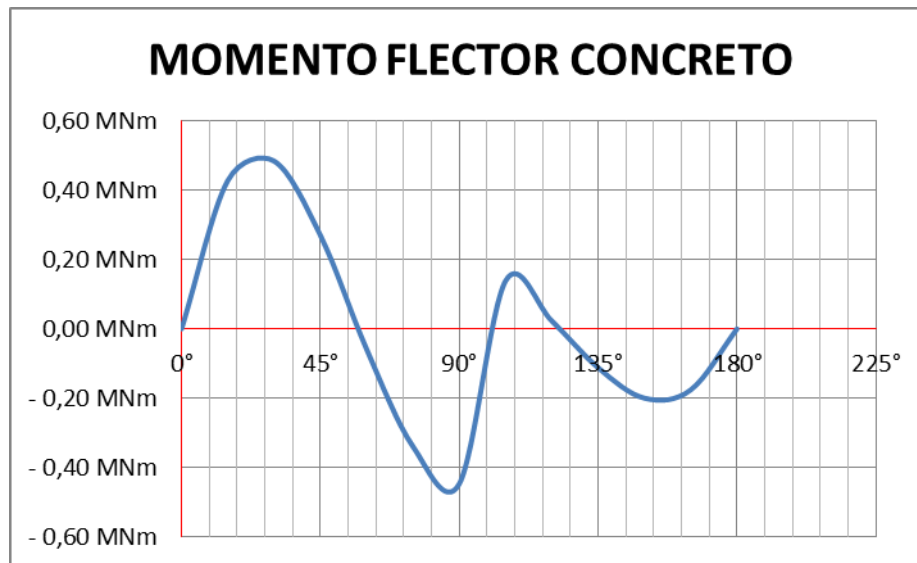


Figura 48 Momento flector concreto lanzado $e = 0.15$ m sección K6+910

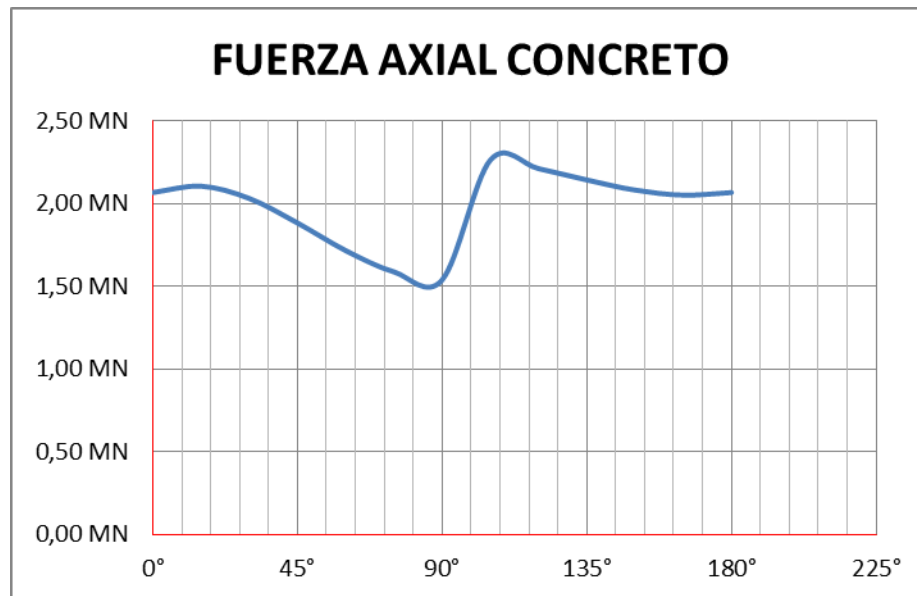


Figura 49 Fuerza axial concreto lanzado $e = 0.15$ m sección K6+910

1.3.5. Cálculo de diagramas de capacidad del soporte

Para calcular el factor de seguridad de los elementos de soporte del túnel se recomienda, graficar la relación entre capacidad estructural de los elementos de soporte al momento flector versus la capacidad a la fuerza axial; entonces, para cumplir con el factor de seguridad mínimo de los elementos, los momentos flectores y fuerzas axiales ejercidas sobre el soporte deben encontrarse dentro del diagrama de interacción del soporte, para el cálculo de la capacidad de los

elementos de soporte, se sugiere la metodología planteada por Carranza-Torres (2009).

De acuerdo al análisis de Carranza-Torres (2009), el límite de fuerza axial y momento flector del soporte estará asociada con su resistencia ultima a compresión y a tensión, relacionando esto a un valor particular de factor de seguridad FS los valores límites de capacidad estarán definidos por las siguientes ecuaciones:

$$M_{cr} = \mp \frac{I}{t} \frac{\sigma_c - \sigma_t}{FS} \quad (49)$$

$$N = - \frac{|M| A t \sigma_c A}{2I FS} \quad (50)$$

$$N = \frac{|M| A t \sigma_t A}{2I FS} \quad (51)$$

Donde I es el momento de inercia de la sección transversal del elemento, FS es el factor de seguridad evaluado, σ_c es la resistencia a compresión del elemento, σ_t es la resistencia a tensión, A representa el área de la sección transversal y t el espesor del elemento.

Evaluando el soporte recomendado para cada sección y cuyas propiedades fueron presentadas en la **Tabla 16** y **Tabla 15**, se presentan los diagramas de interacción para el soporte, teniendo en cuenta un factor de seguridad de 1 y 1.2, junto con los resultados de momentos y fuerza axial límites que construyen el diagrama, y los valores de estos parámetros presentados en el soporte, Tabla 21 y Tabla 22; Figura 50 a Figura 54.

Tabla 21 Diagrama de interacción soporte sección K6+910

FACTOR SEGURIDAD	CONCRETO		REFUERZO	
FS	DIAGRAMA DE INTERACCION		DIAGRAMA DE INTERACCION	
	M (MNm/m)	N (MN/m)	M (MNm/m)	N (MN/m)
FS=1,000	0,025416667	1,275	8,48267E-06	0
	0	2,8	0	0,01132
	-0,025416667	1,275	-8,4827E-06	0
	0	-0,25	0	-0,01132
	0,025416667	1,275	8,48267E-06	0
FS=1,200	0,021180556	1,0625	7,06889E-06	0
	0	2,333333333	0	0,009433333
	-0,021180556	1,0625	-7,0689E-06	0
	0	-0,20833333	0	-0,00943333

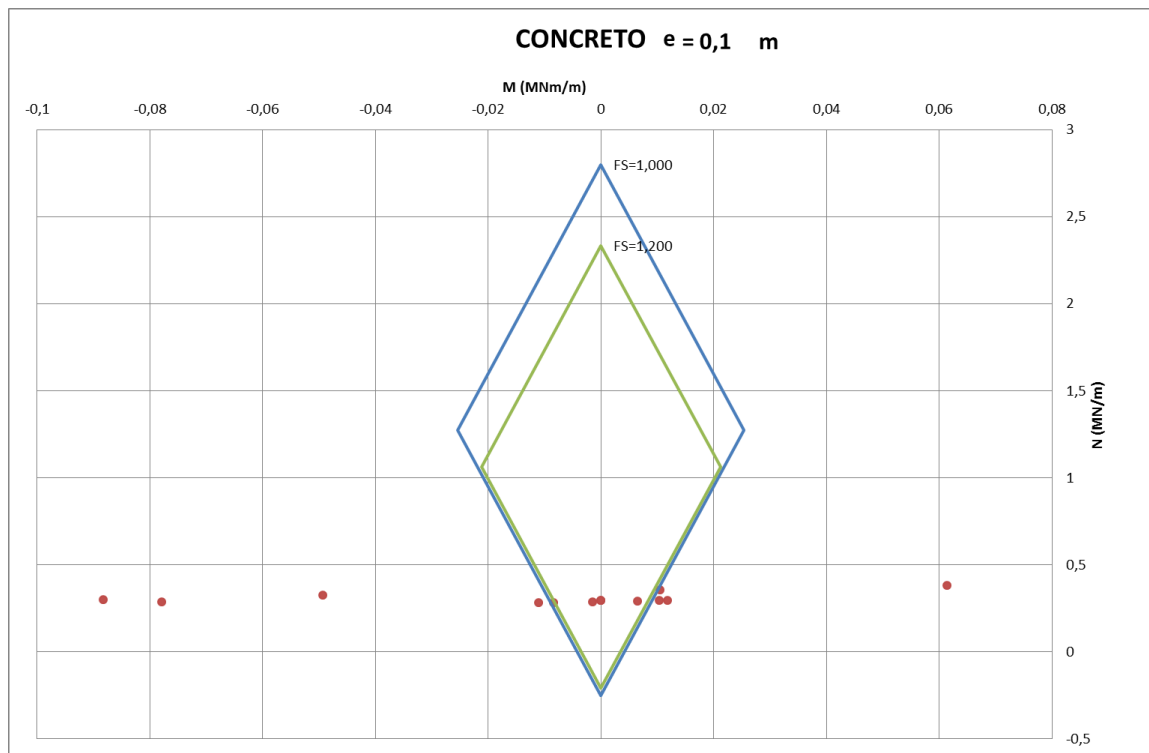


Figura 50 Diagrama de interacción Concreto $e=10 \text{ cm}$ Sección 6+910

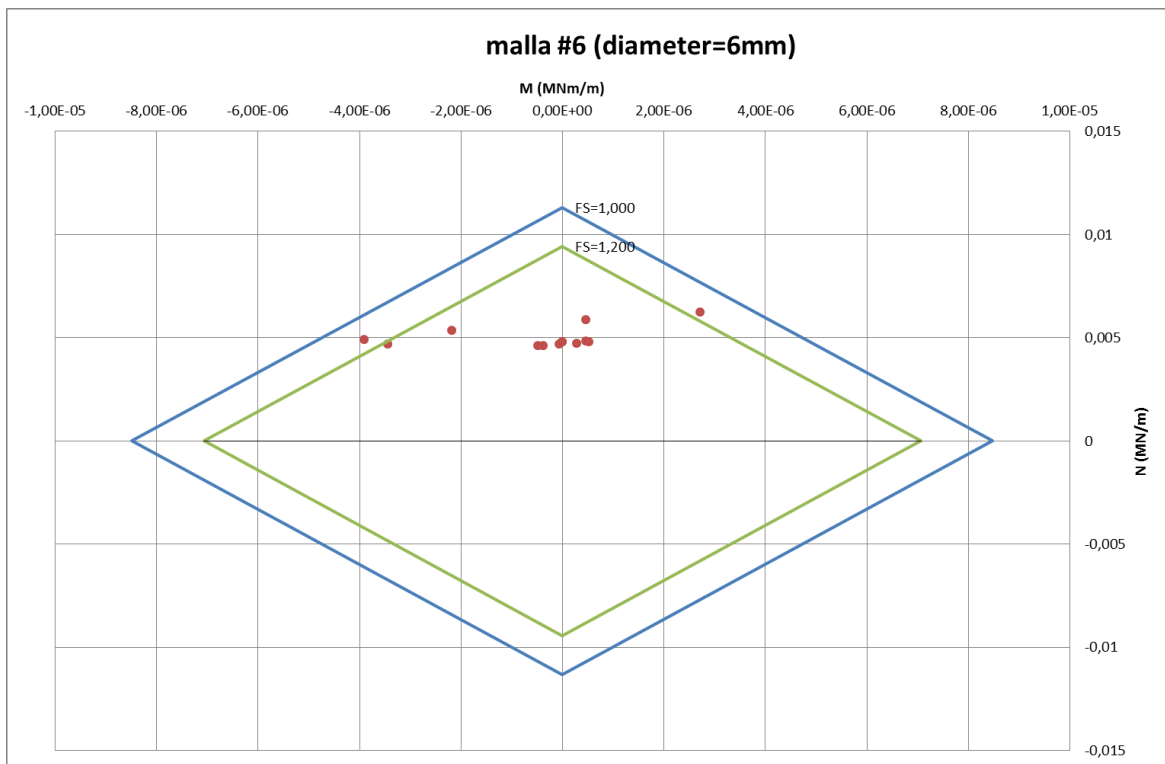


Figura 51 Diagrama de interacción Malla electrosoldada Q188 cm Sección 6+910

Tabla 22 Diagrama de interacción soporte sección K6+990

FACTOR SEGURIDAD	CONCRETO		REFUERZO	
FS	DIAGRAMA DE INTERACCION		DIAGRAMA DE INTERACCION	
	M (MNm/m)	N (MN/m)	M (MNm/m)	N (MN/m)
FS=1,000	0,0571875	1,9125	0,03596	0
	0	4,2	0	1,0416
	-0,0571875	1,9125	-0,03596	0
	0	-0,375	0	-1,0416
	0,0571875	1,9125	0,03596	0
FS=1,200	0,04765625	1,59375	0,02996667	0
	0	3,5	0	0,868
	-0,04765625	1,59375	-0,02996667	0
	0	-0,3125	0	-0,868
	0,04765625	1,59375	0,02996667	0

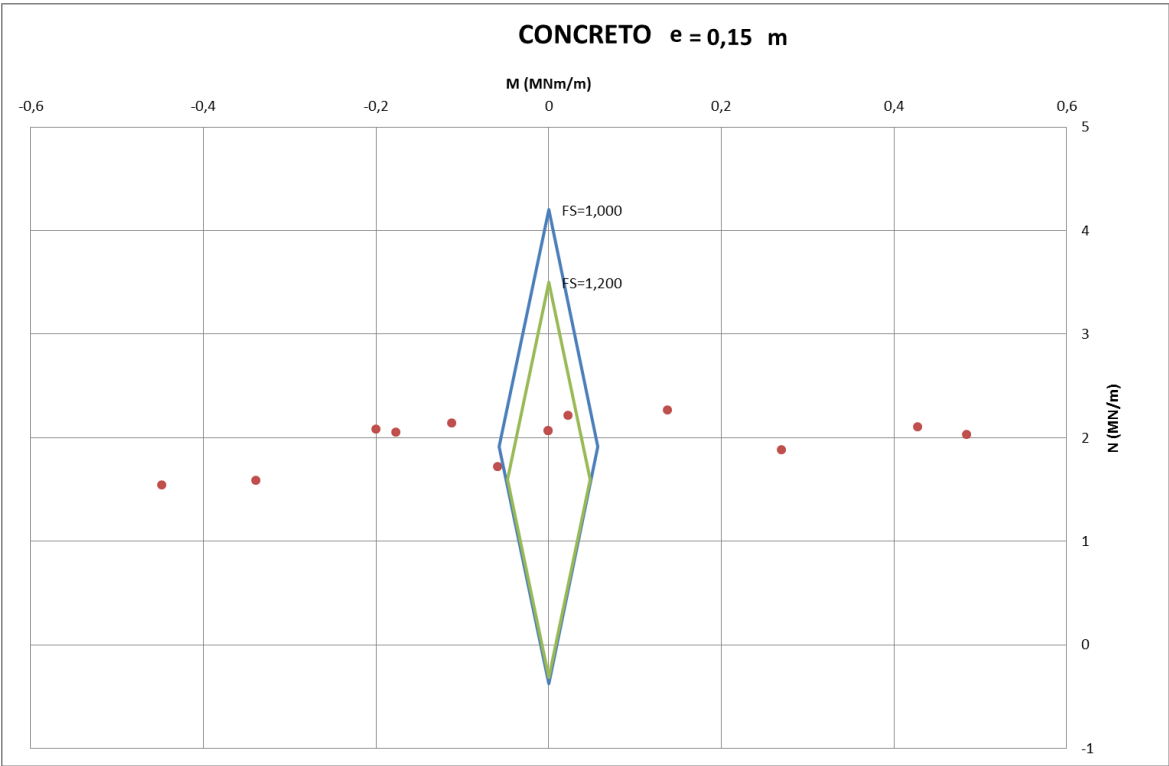


Figura 52 Diagrama de interacción Concreto e=15 cm Sección 6+990

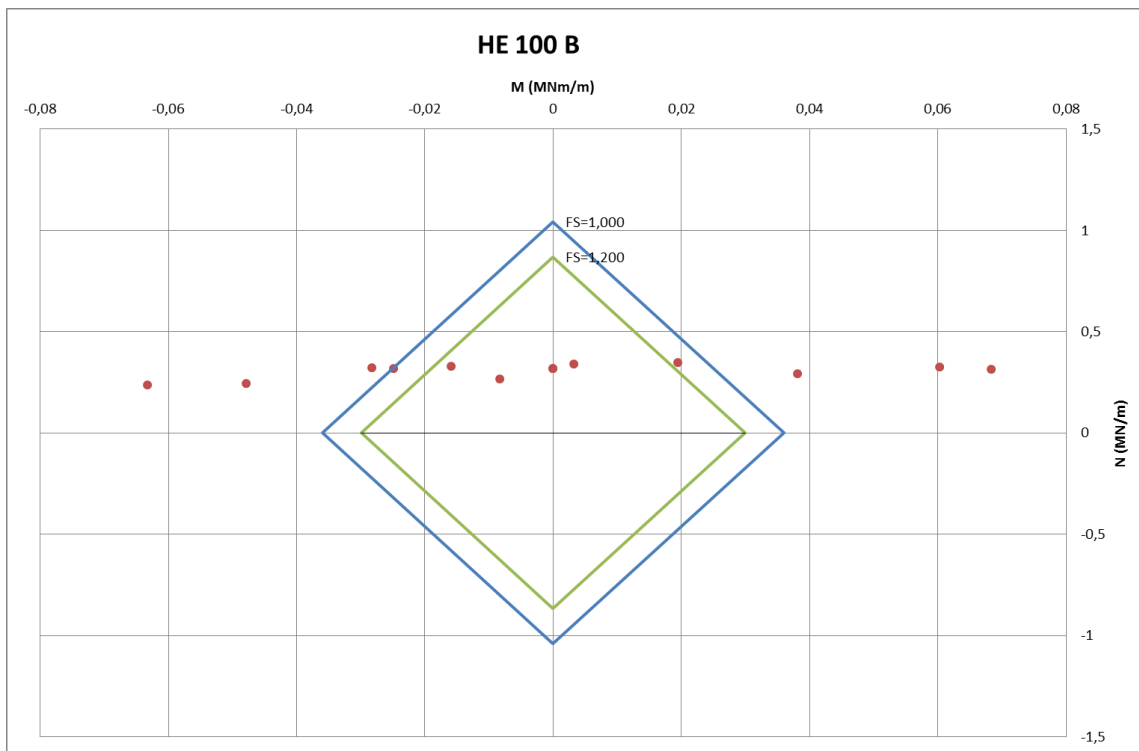


Figura 53 Diagrama de interacción Arco HEB100 cm Sección 6+990

1.3.6. Optimización del soporte

Como se puede observar el soporte en algunos sectores no cumple con los factores de seguridad mínimos sugeridos; por lo que, de acuerdo a la metodología, el soporte debe ser optimizado y evaluado nuevamente, a continuación en la Tabla 23 y Tabla 24, se presenta el soporte optimizado para las dos secciones analizadas, junto con sus respectivos diagramas de interacción, de la Figura 54 a la Figura 59.

Tabla 23 propiedades del soporte optimizado sección K6+910

Propiedades Concreto						
Ac (m ²)	Ec (MPa)	Ic (m ⁴)	fc (MPa)	fy (MPa)	ν_c	γ (MN/m ³)
0,2	24000	0,00067	28	-2,5	0,15	0,024

Propiedades Refuerzo							
Arco	As (m ²)	Es (MPa)	Is (m ⁴)	fy (MPa)	h (m)	ν_s	Separación (m)
HE 100 B	0,002604	200000	4,495E-06	-400	0,100	0,25	0,75

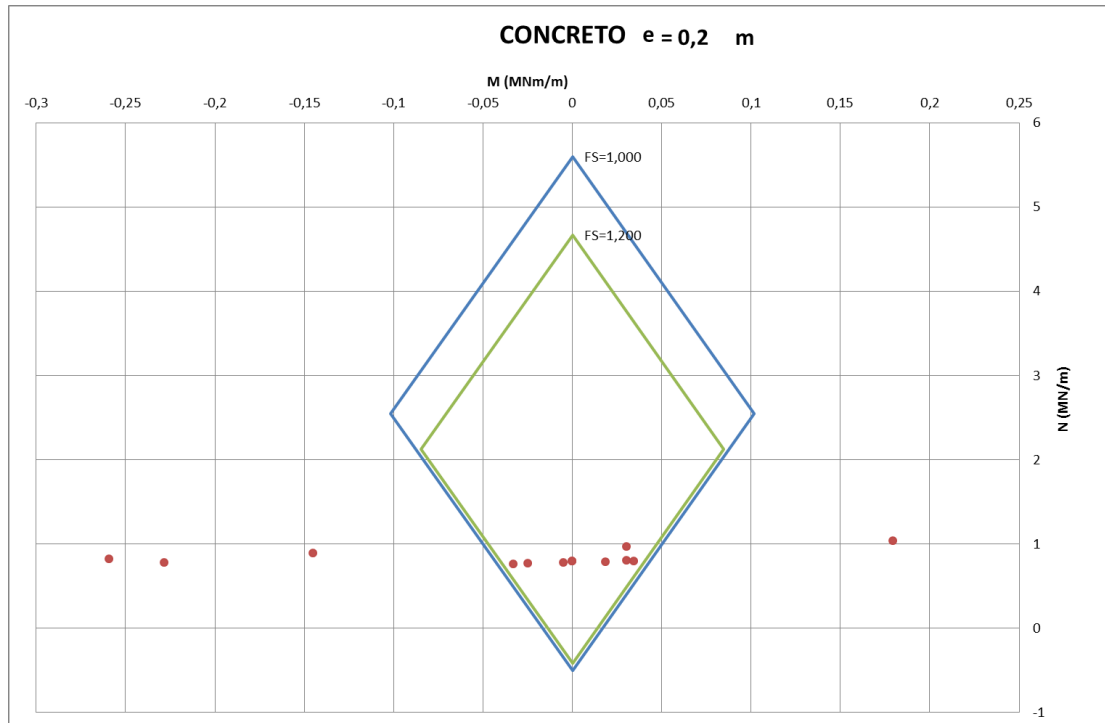


Figura 54 Diagrama de interacción Concreto e=20 cm Sección 6+910

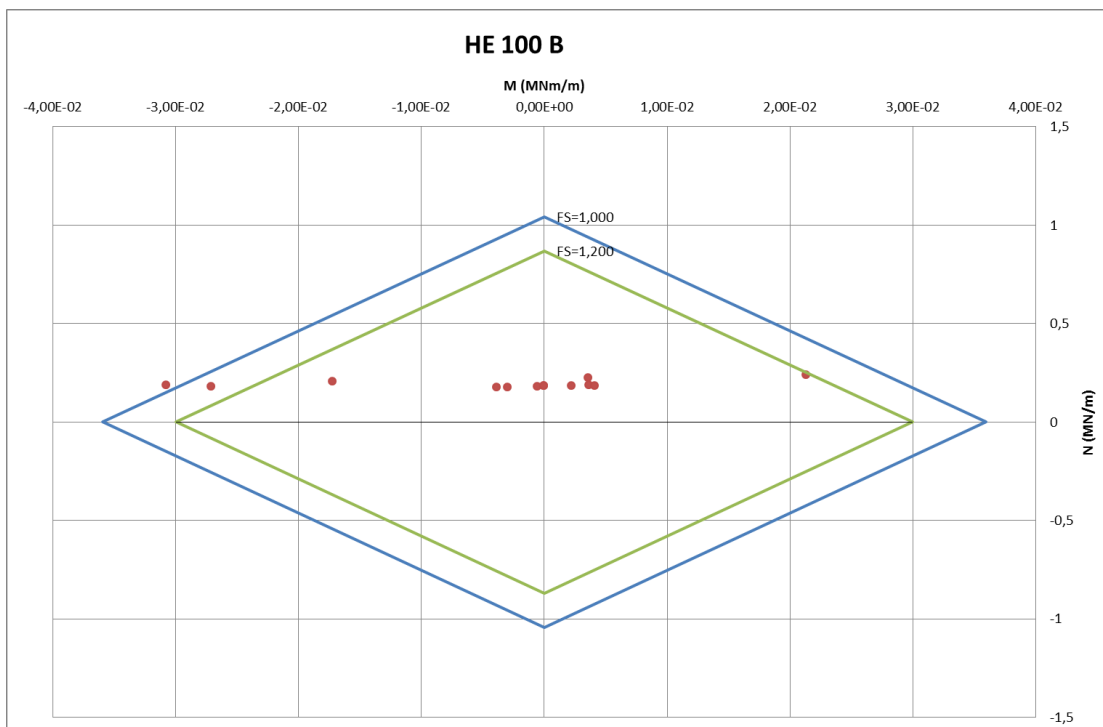


Figura 55 Diagrama de interacción Arco HEB100 cm Sección 6+910

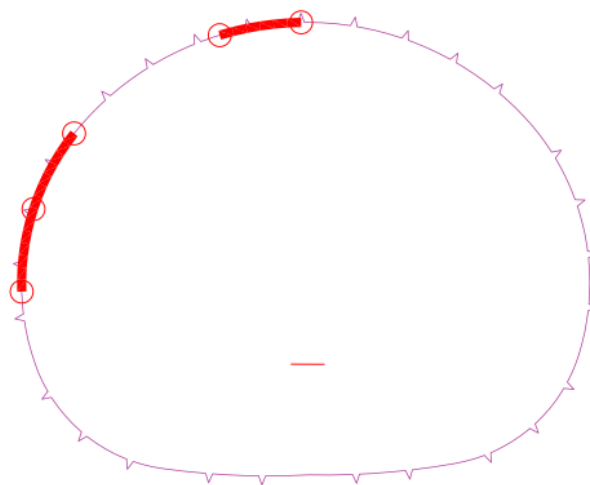


Figura 56 Zonas de falla del concreto sección K6+910

A pesar de que el refuerzo de la sección cumple los factores de seguridad, se observa la falla del concreto lanzado en las secciones señaladas en la Figura 56; se recomienda la evaluación del aumento de espesor de concreto únicamente en la bóveda; sin embargo, dado que esto no es posible mediante la metodología aquí planteada, se recomienda la evaluación de esta propuesta mediante métodos numéricos.

Tabla 24 propiedades del soporte optimizado sección K6+990

Propiedades Concreto						
Ac (m ²)	Ec (MPa)	Ic (m ⁴)	fc (MPa)	fy (MPa)	νc	γ (MN/m ³)
0,25	24000	0,0013	28	-2,5	0,15	0,024

Propiedades Refuerzo							
Arco	As (m ²)	Es (MPa)	Is (m ⁴)	fy (MPa)	h (m)	νs	Separación (m)
HE 160 B	0,005425	200000	2,49E-05	-400	0,160	0,25	0,5

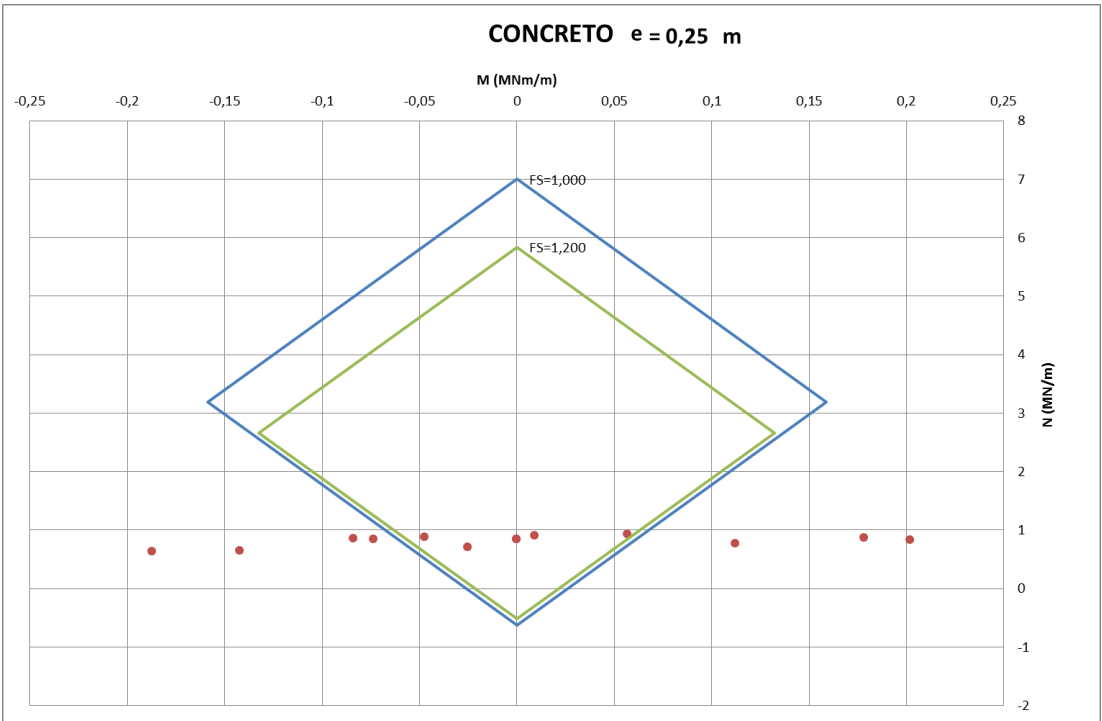


Figura 57 Diagrama de interacción Concreto e=25 cm Seccion 6+990

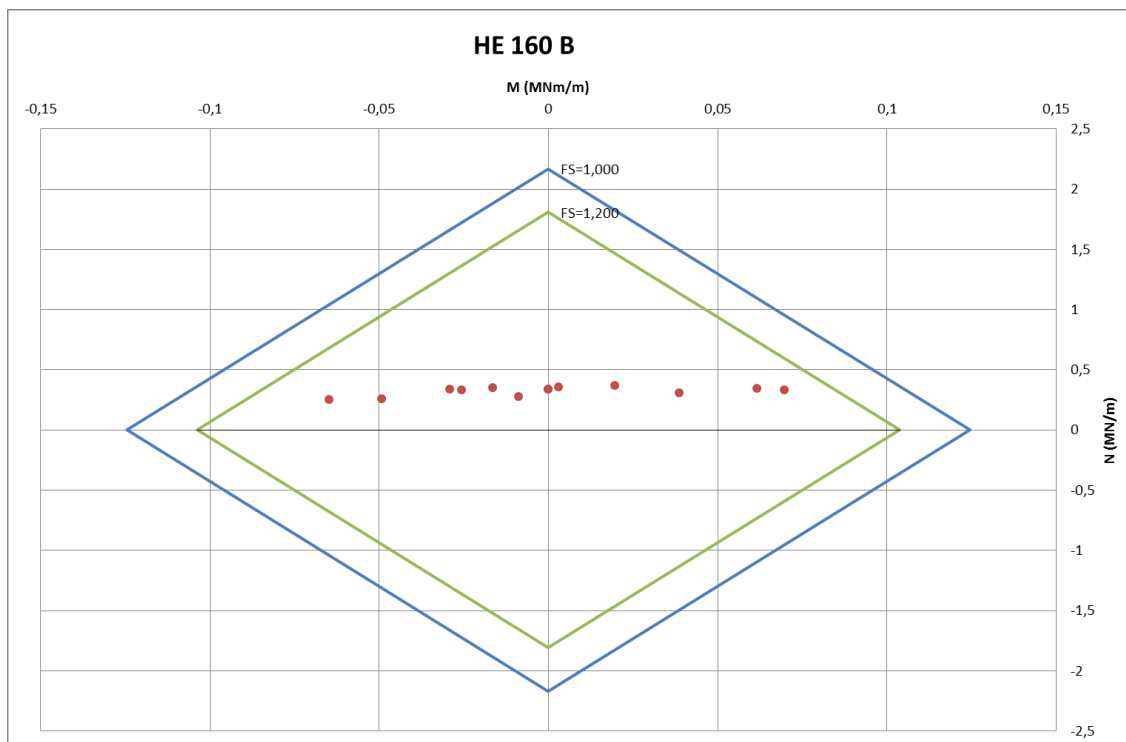


Figura 58 Diagrama de interacción Arco HEB160 cm Sección 6+990

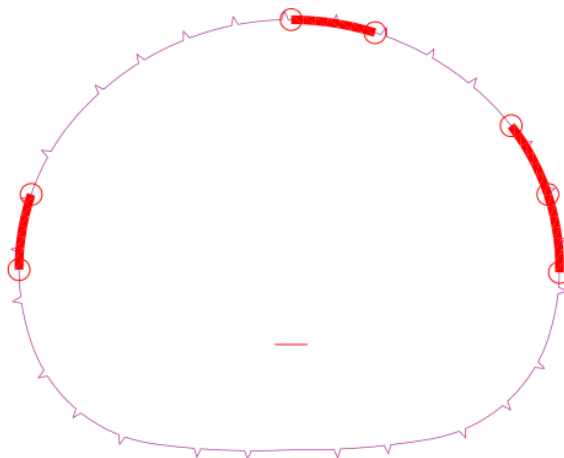


Figura 59 Zonas de falla del concreto sección K6+990

Igual que para la sección K6+910 el refuerzo de la sección cumple los factores de seguridad; sin embargo, se observa la falla del concreto lanzado en las secciones señaladas en la Figura 59; se recomienda la evaluación de la instalación de enfilajes sobre la bóveda; sin embargo, dado que esto no es posible mediante la metodología aquí planteada, se recomienda la evaluación de esta propuesta mediante métodos numéricos.

Por ultimo cabe destacar que el soporte “optimizado” difiere en gran medida del recomendado por medio de la etapa de predimensionamiento, obteniéndose cantidades mayores a las estimadas inicialmente, debido al gran efecto de la asimetría de esfuerzos sobre el soporte; es necesario entonces continuar la evaluación con la siguiente etapa de la metodología Diseño del soporte mediante métodos numéricos.

1.4. DISEÑO

El diseño del soporte mediante un modelo numérico, requiere la caracterización del terreno, en la medida de lo posible, mediante ensayos de campo y laboratorio. adicionalmente y con el fin de determinar las propiedades del macizo rocoso se requiere del parámetro de clasificación de la calidad del macizo rocoso determinado mediante algún método empírico, una vez analizados estos resultados se plantea el modelo tenso-deformacional del terreno (ver **figura 60**)

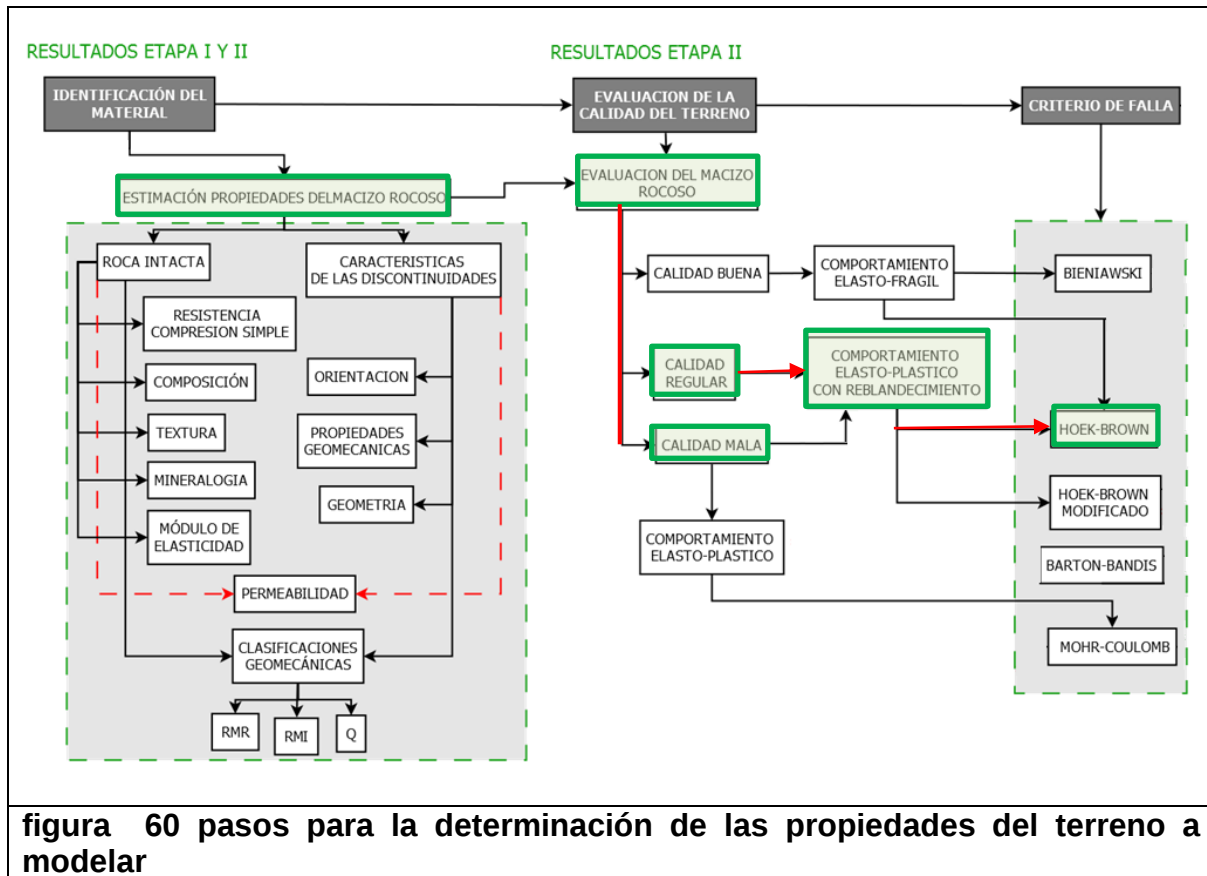


figura 60 pasos para la determinación de las propiedades del terreno a modelar

1.4.1. Identificación del material y evaluación de la calidad del terreno

De acuerdo a la etapa de caracterización y predimensionamiento, el macizo atravesado es de regular y mala calidad, compuesto de intercalaciones de limolita y lutita, a continuación en la Tabla 25, se resumen los parámetros determinados para el terreno de las secciones de análisis de acuerdo a lo evaluado en la etapa de caracterización, el resultado de las clasificaciones geomecánicas (ver numeral 1.2.3 del presente anexo) y basado en el criterio de falla de Hoek – Brown (ver numeral 1.1.6 del presente anexo):

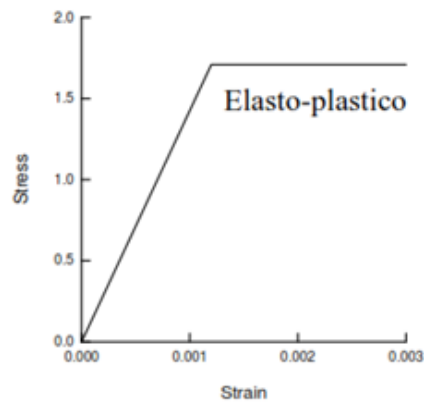
Tabla 25 propiedades del terreno de acuerdo a criterio de falla de Hoek Brown para las secciones de análisis K6+910 y K6+990

σ_{ci} (MPa)	RMR ₈₉	RMR ₁₄	RMI	Q	D	JP	mi	s	mb	MR	Ei (MPa)	σ_m (MPa)	Em (Ván y Vásárhelvi 2010) (MPa)
SECCIÓN K6+990													
25	28	35.8	0.253	0.333	0,5	0,011	4	0,00012	0,2231	150	3750	1,624	142,14
SECCIÓN K6+910													
40,8	50	58	1.095	0.888	0,5	0,043	4	0,00185	0,5339	150	6114	4,737	629,93

Como se mencionó en la etapa de caracterización, para la limolita se tiene un parámetro m_i de 9 y en el caso de arcillolita se tiene un m_i de 4, se escoge en ese caso, el valor más desfavorable lo que corresponde a $m_i=4$ (ver Tabla 5). Para el módulo de elasticidad se usara la correlación de Ván y Vásárhelvi (2010), donde la determinación del módulo de elasticidad de la roca intacta E_i , se realizará mediante la relación entre la resistencia a la compresión simple y la relación de módulo MR de acuerdo a la Tabla 6, para limolitas, lodolitas y lutitas, se presentan valores de MR de 150 a 400, para este análisis, se optará por el valor más desfavorable de 150.

Por otro lado, tanto las tensiones como los desplazamientos que se generan durante la excavación de un túnel dependen, fuertemente, del comportamiento tenso-deformacional del macizo y difieren considerablemente según este sea, frágil, dúctil o elástico.

El modelo de comportamiento, a presentarse dependerá de la calidad del macizo rocoso, en ese sentido y como estudios sugieren las características post-falla del macizo rocoso de muy mala calidad geotécnica, quedan adecuadamente representadas al suponer que el macizo se comporta en forma perfectamente plástica, tal es el caso del macizo rocoso en análisis.



C) Macizo rocoso de calidad muy pobre

Figura 61 Modelos de comportamiento tenso-deformacional (modificado Hoek, E. (2000). Practical rock engineering.)

Para la evaluación de la infiltración en el macizo rocoso se empleara el coeficiente de permeabilidad obtenido por medio del ensayo lugeon de $K_s=1.3E-7$ m/s, el modelo posteriormente será comparado con los niveles freático obtenidos de las medidas piezometricas ejecutadas en campo.

1.4.2. Modelo constitutivo del terreno

Una vez determinado el criterio de falla a emplear, la calidad del terreno y el modelo constitutivo a utilizar; se selecciona el enfoque a emplear, entre un modelo considerando un medio continuo equivalente, o un medio discontinuo, esta selección puede basarse en el análisis del mecanismo de comportamiento del terreno alrededor de la excavación, para el caso de análisis se empleará un modelo Pseudocontinuo, al considerar el terreno como altamente fracturado y de calidad mala a regular, igualmente se sugiere para su evaluación el empleo un modelo de elementos finitos, Figura 62.

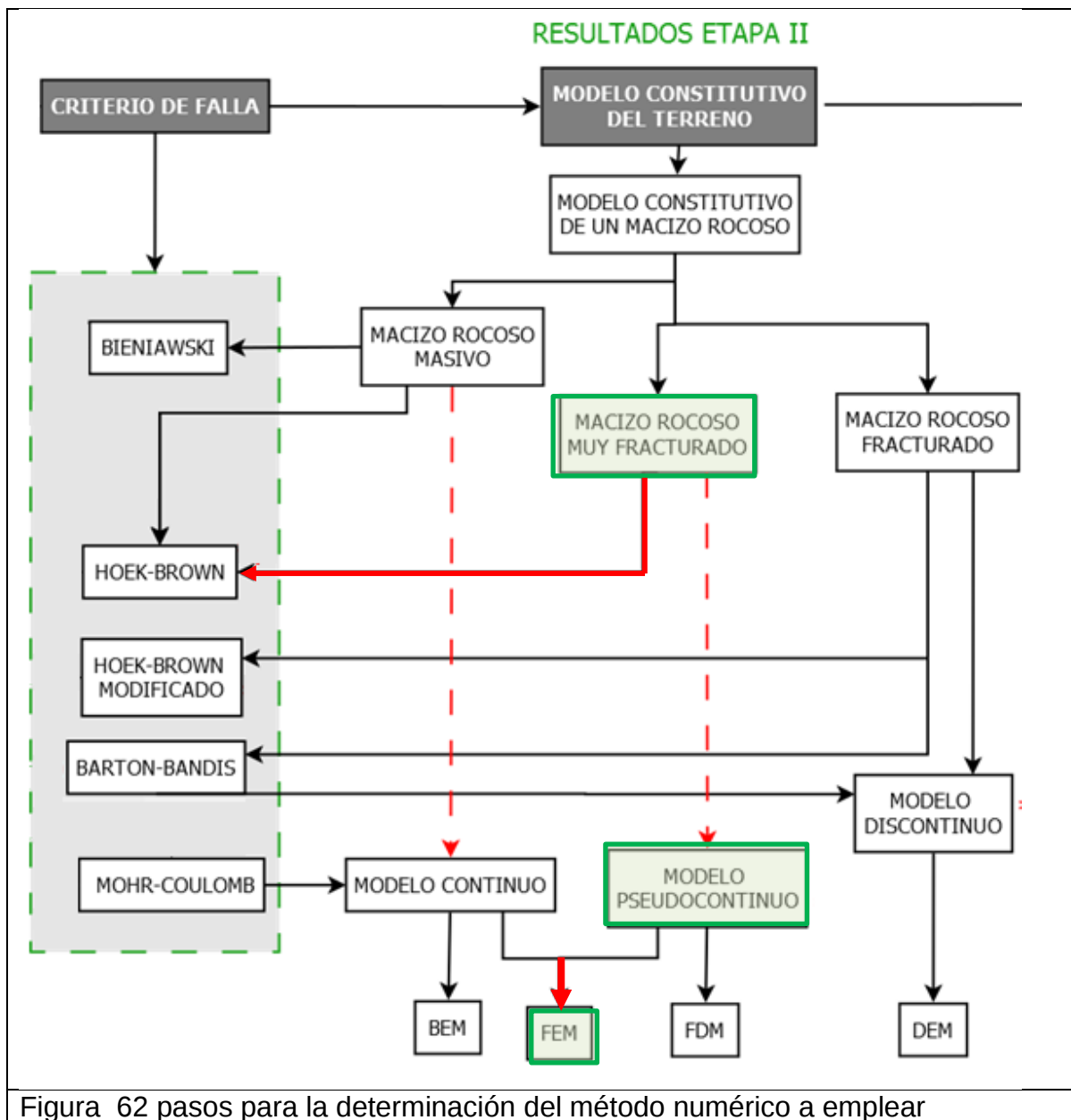


Figura 62 pasos para la determinación del método numérico a emplear

1.4.3. Caracterización del entorno y la excavación

Definido el modelo constitutivo del terreno se procede a determinar las características del entorno de la excavación, de acuerdo al procedimiento presentado en la Figura 63; para tal fin, se debe conocer la topografía de la sección la cual fue presentada en la Figura 10; el esfuerzo in situ tal y como se definió en el numeral 1.1.2 del presente anexo se estimara mediante la relación de esfuerzos k y tendrá un valor para el presente análisis de 1.55, el diámetro y la forma de la excavación es presentada en la **Tabla 4**, por otra parte el soporte a evaluar será el dimensionado en la evaluación preliminar y presentado en la **Tabla 23** y **Tabla 24**.

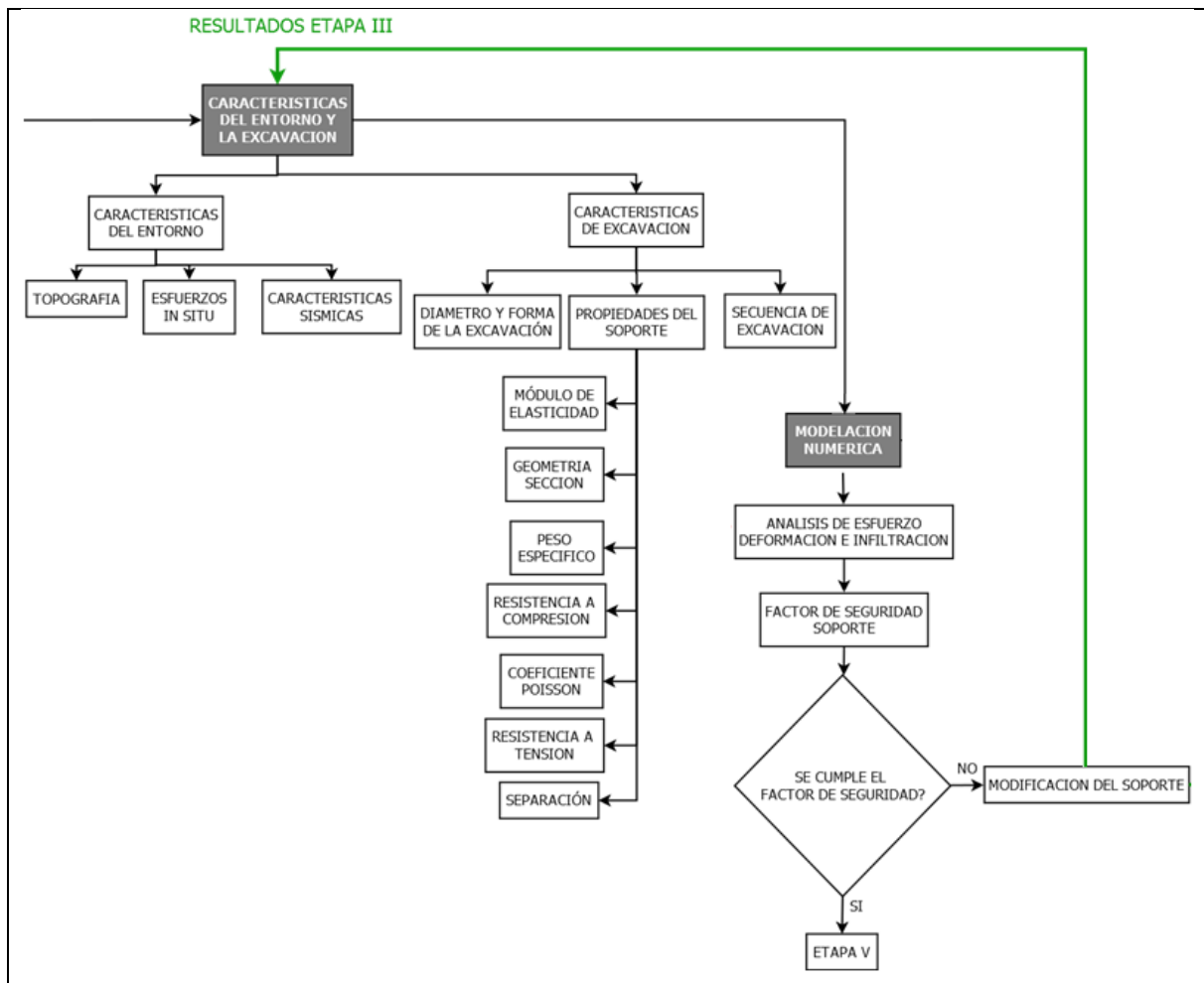


Figura 63 pasos para la modelación de la sección de análisis por métodos numéricos

1.4.4. Modelación numérica Sección K6+910

Finalmente se procede a la modelación numérica por medio de elementos finitos de las secciones analizadas, para este ejercicio se emplea el software Phase2 V9.0, a continuación en la Figura 64 se presenta las variables de entrada del modelo numérico:

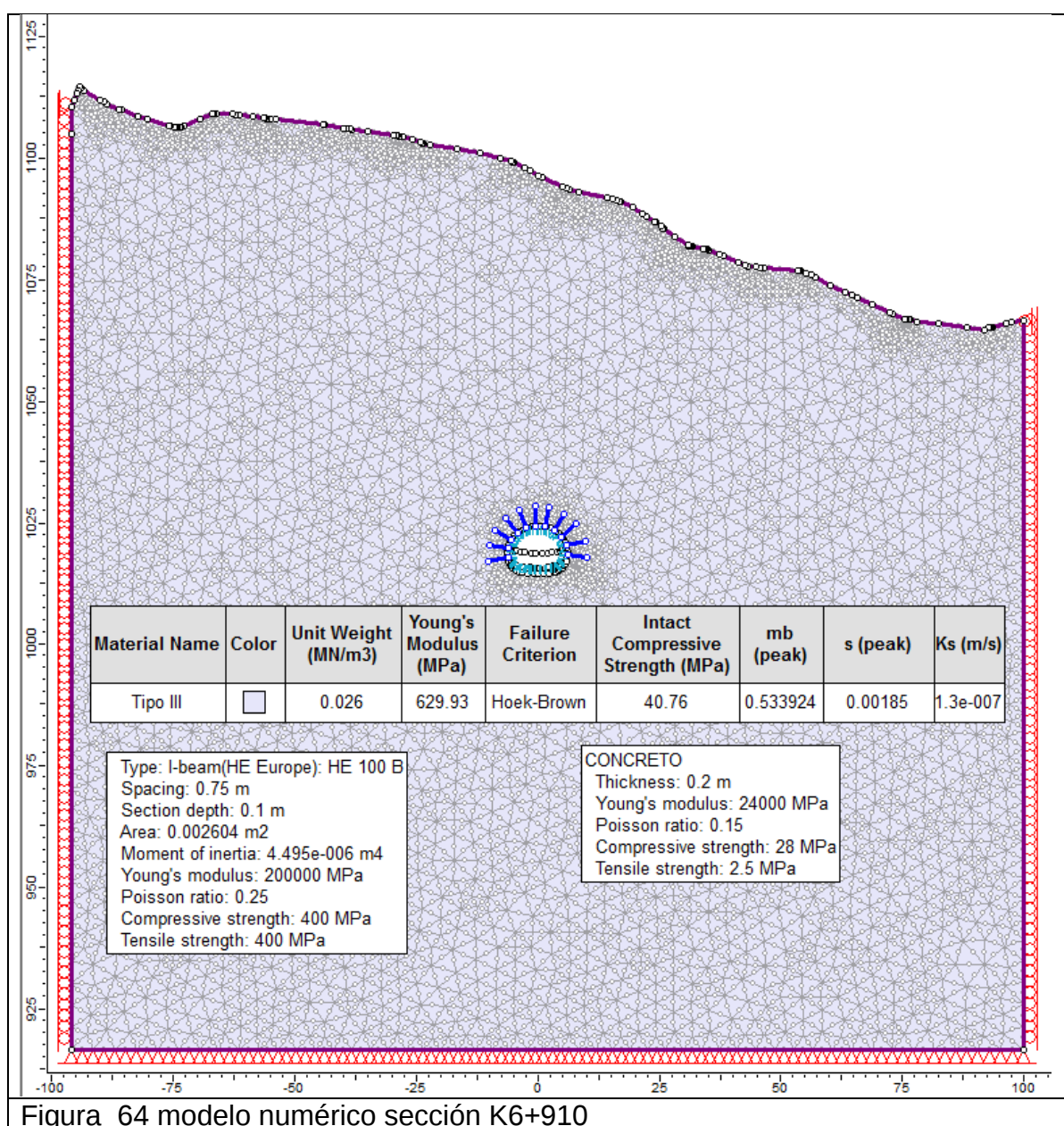


Figura 64 modelo numérico sección K6+910

Para la modelación de las secciones de análisis se empleara las recomendaciones de soporte propuestas en la etapa de evaluación preliminar y de predimensionamiento, dentro de las cuales se recomienda la excavación del túnel en etapas y la instalación de pernos, Figura 65:

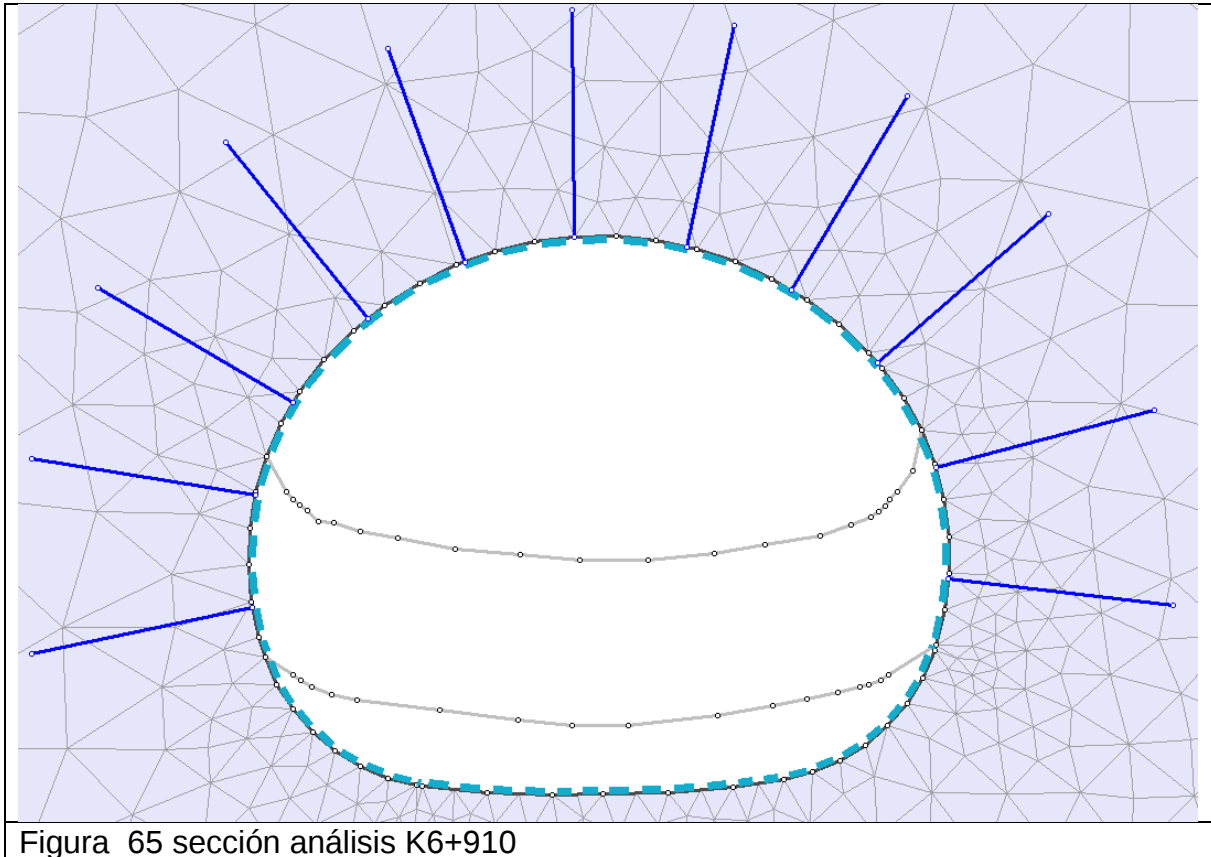


Figura 65 sección análisis K6+910

Finalmente y de acuerdo a los registros de niveles freáticos presentados en la **Figura 6**, se supone que el nivel freático inicial se encontrara a una profundidad promedio de 25 m.

Como se puede observar en la Figura 66, se observa el abatimiento del nivel freático producto de la excavación, condición que no era posible evaluar por medios analíticos u empíricos; sin embargo, sus efectos sobre el soporte pueden ser evaluados por medio de métodos numéricos.

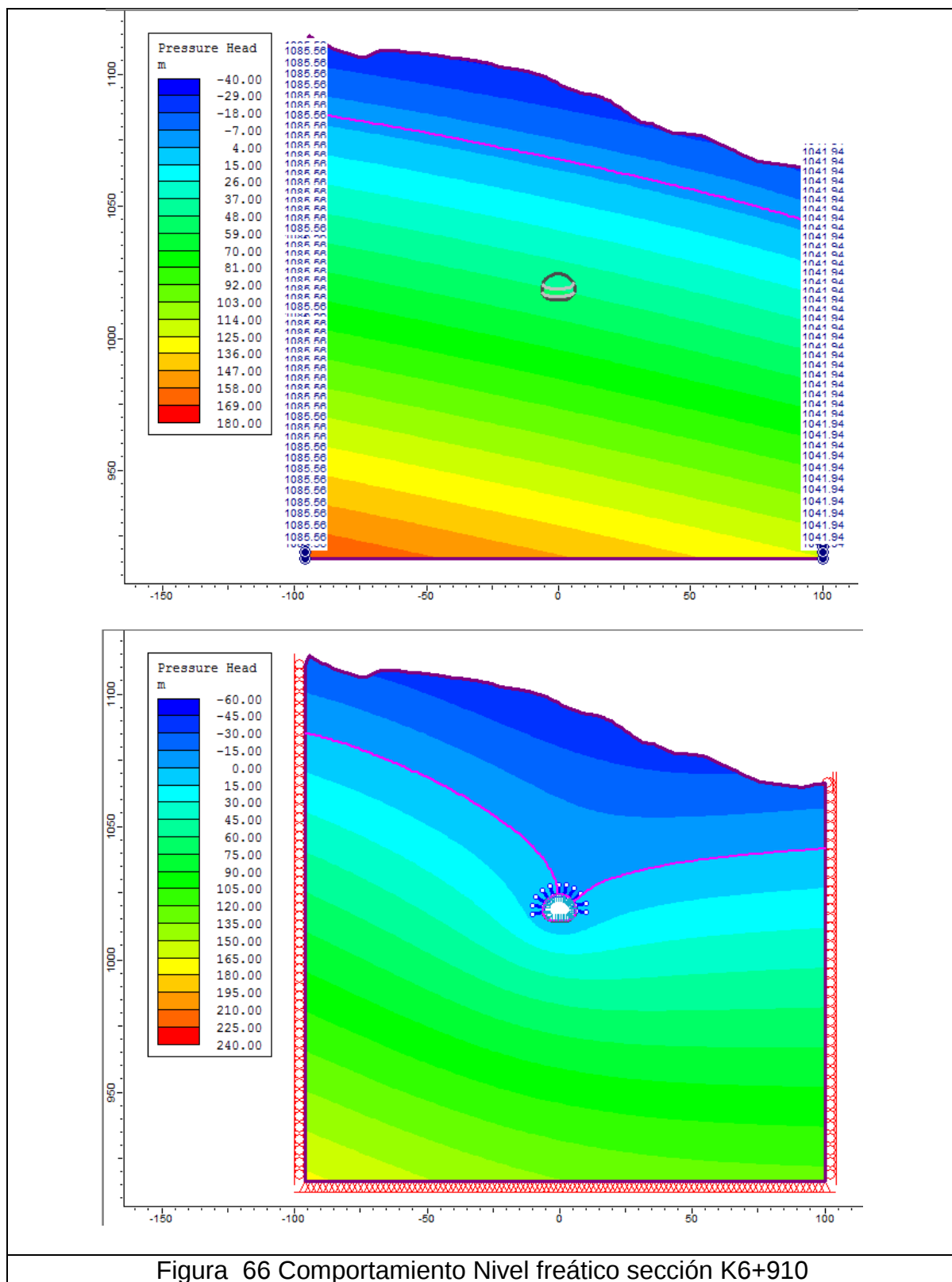
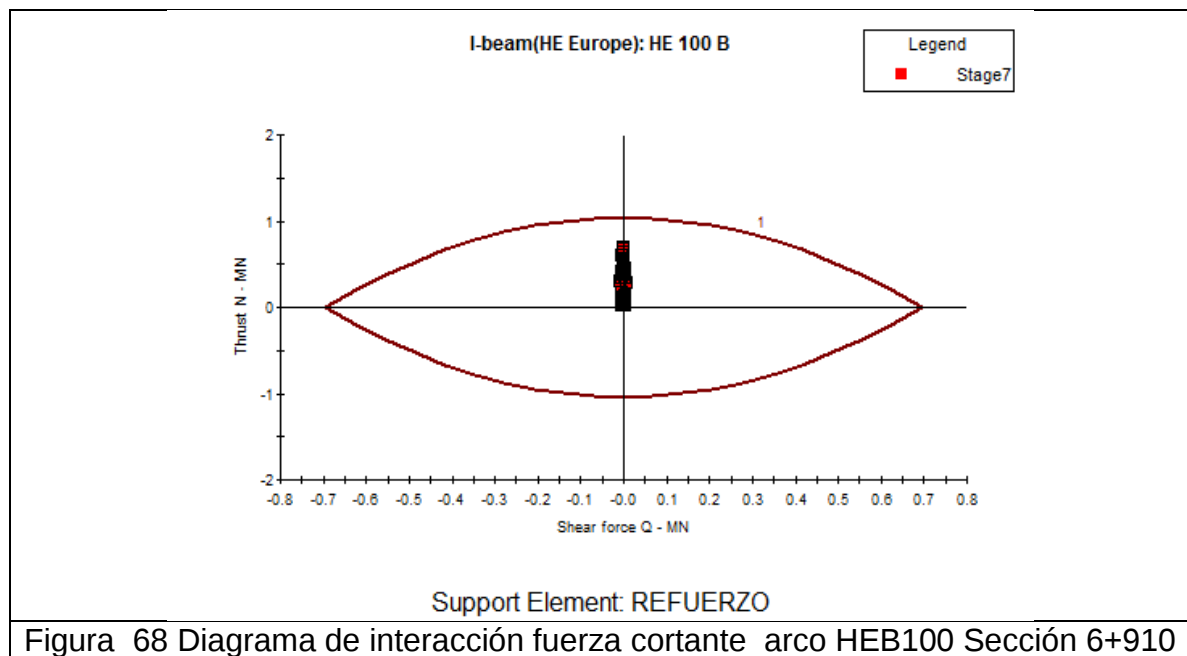
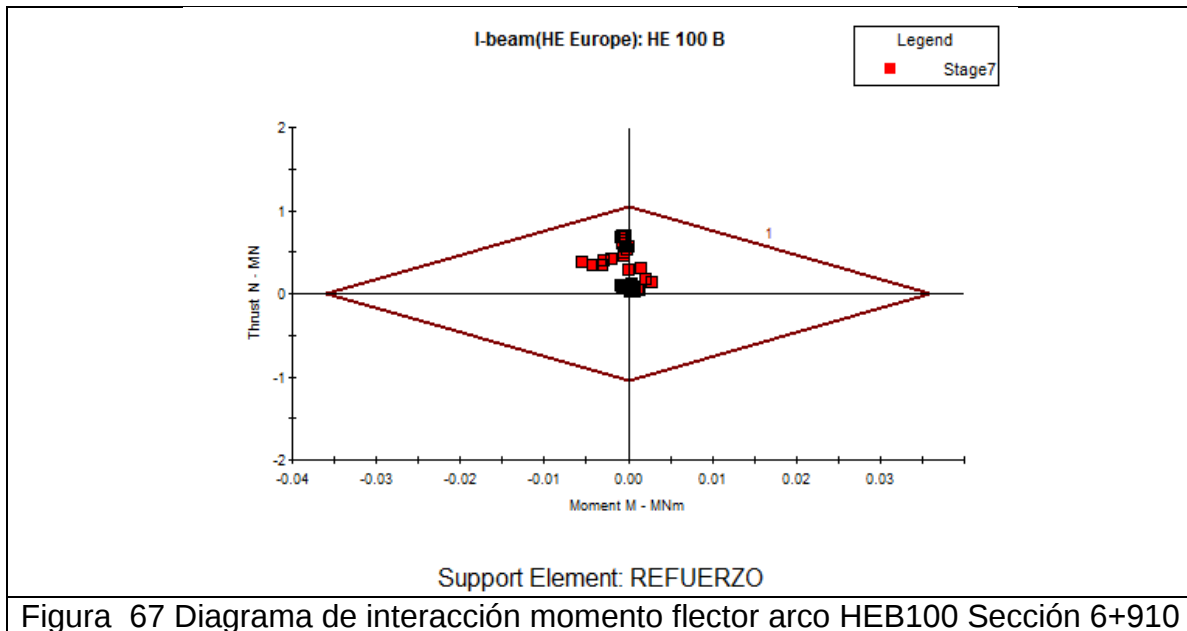
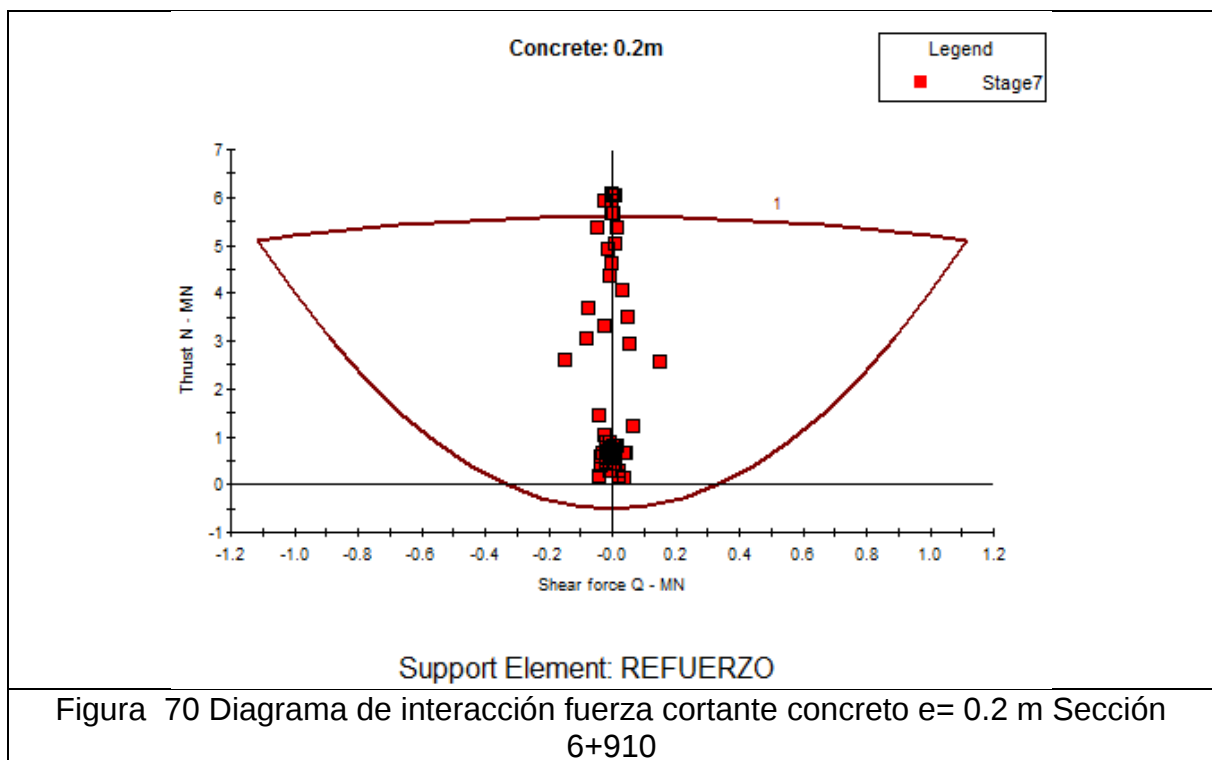
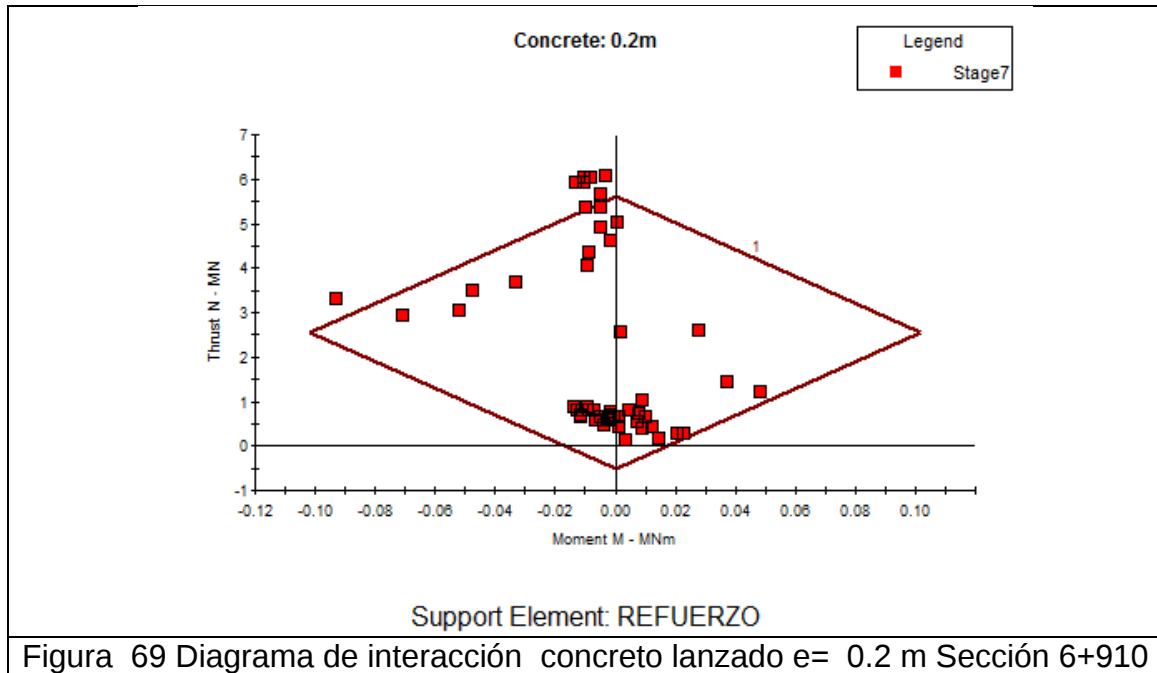


Figura 66 Comportamiento Nivel freático sección K6+910

Evaluando el soporte recomendado, se presentan los diagramas de interacción para el soporte, teniendo en cuenta un factor de seguridad de 1, Figura 67 a Figura 71.





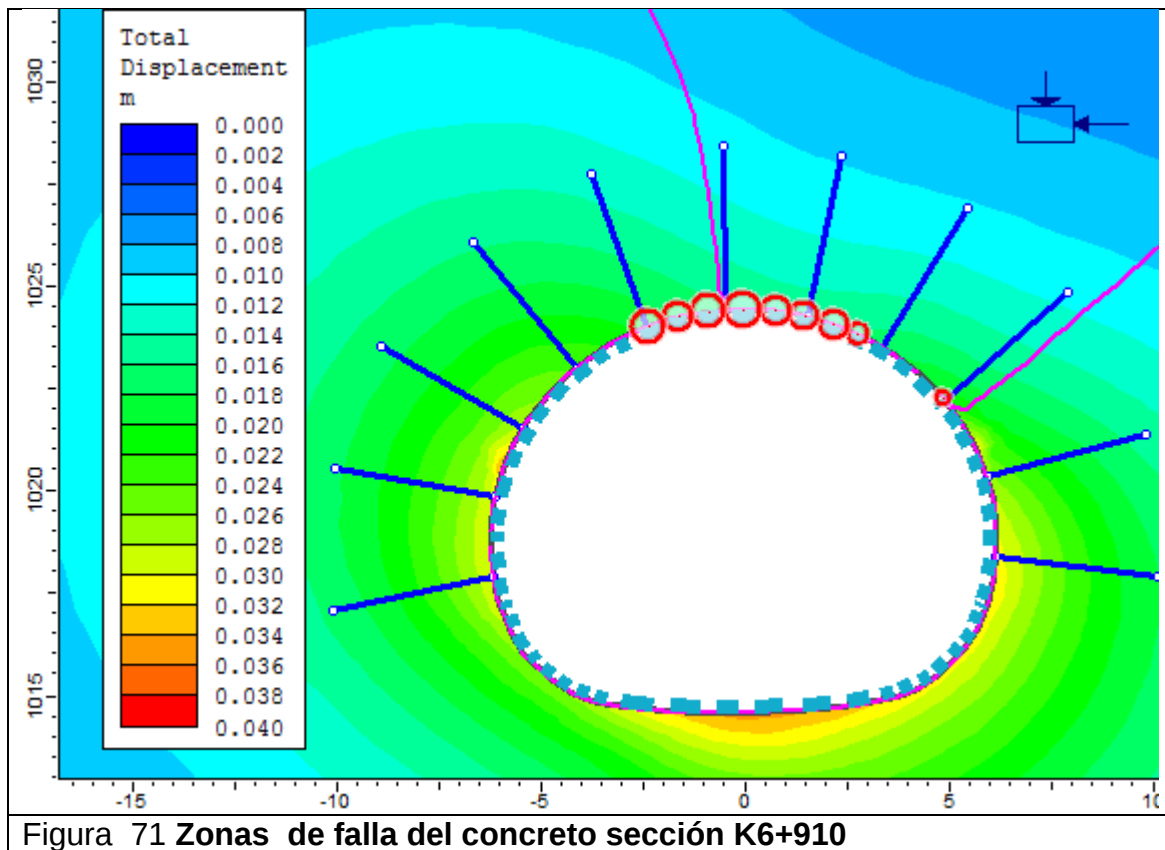
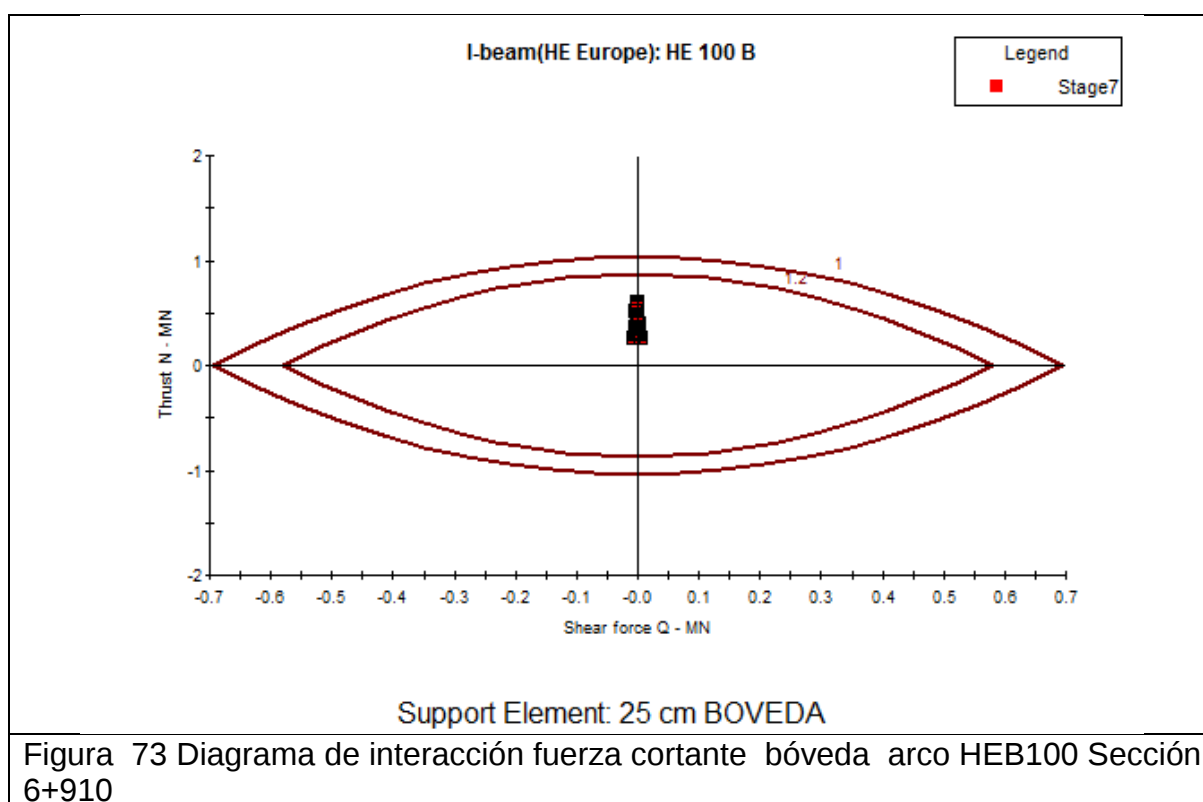
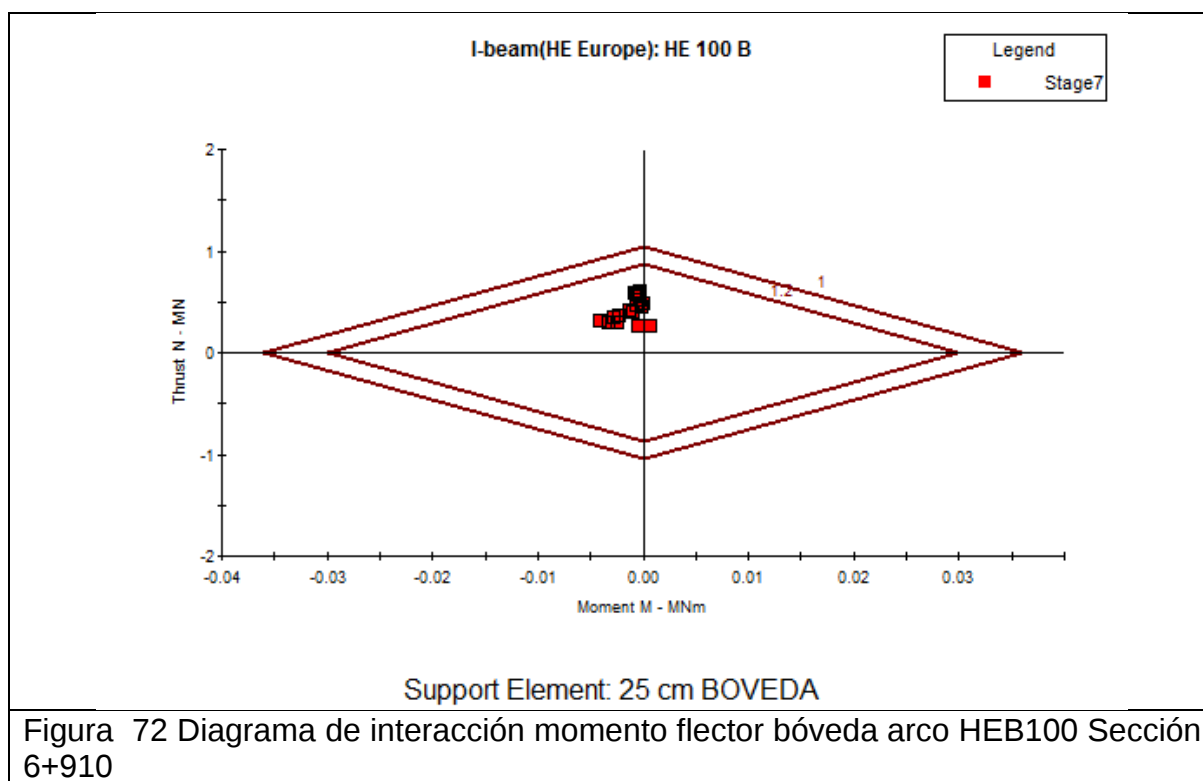
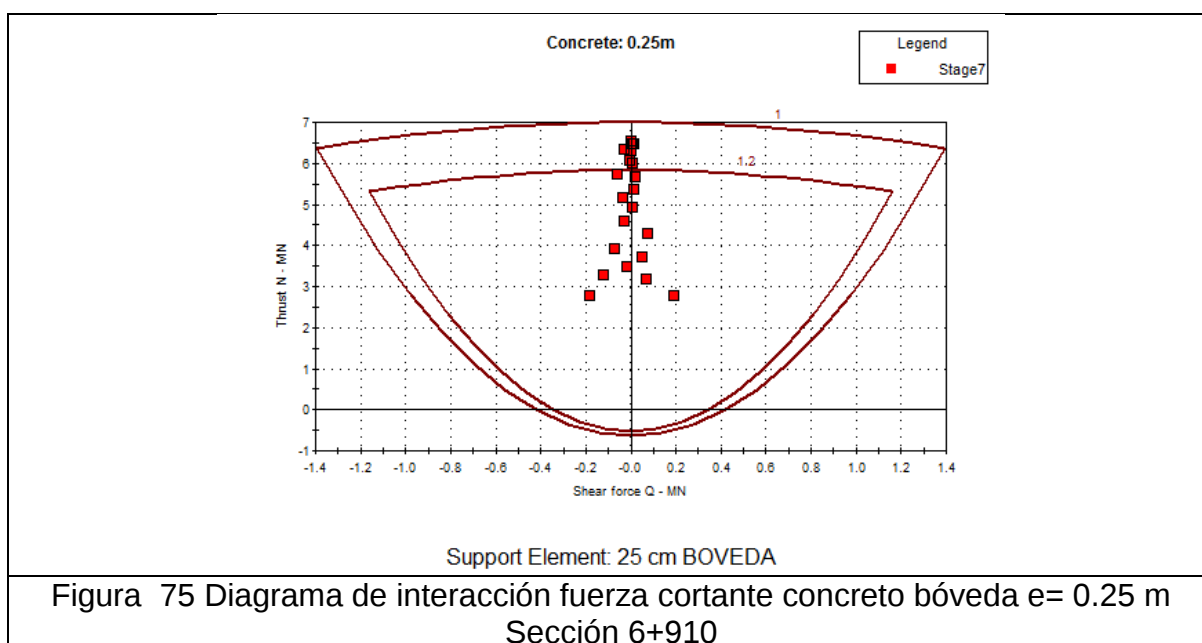
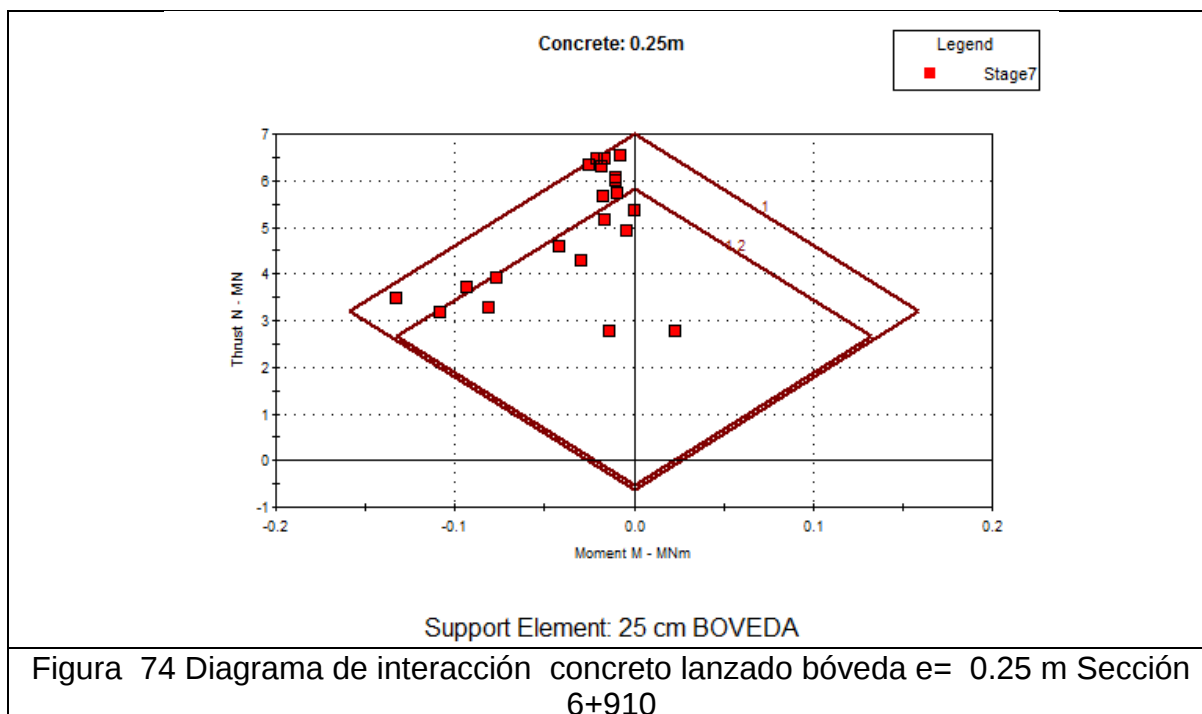


Figura 71 Zonas de falla del concreto sección K6+910

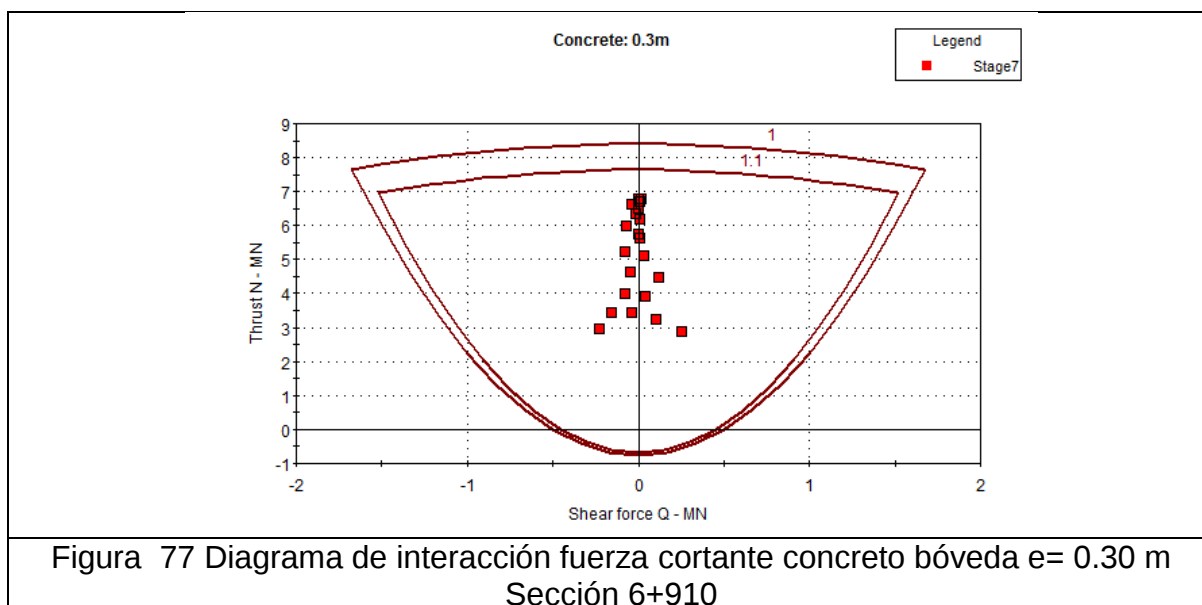
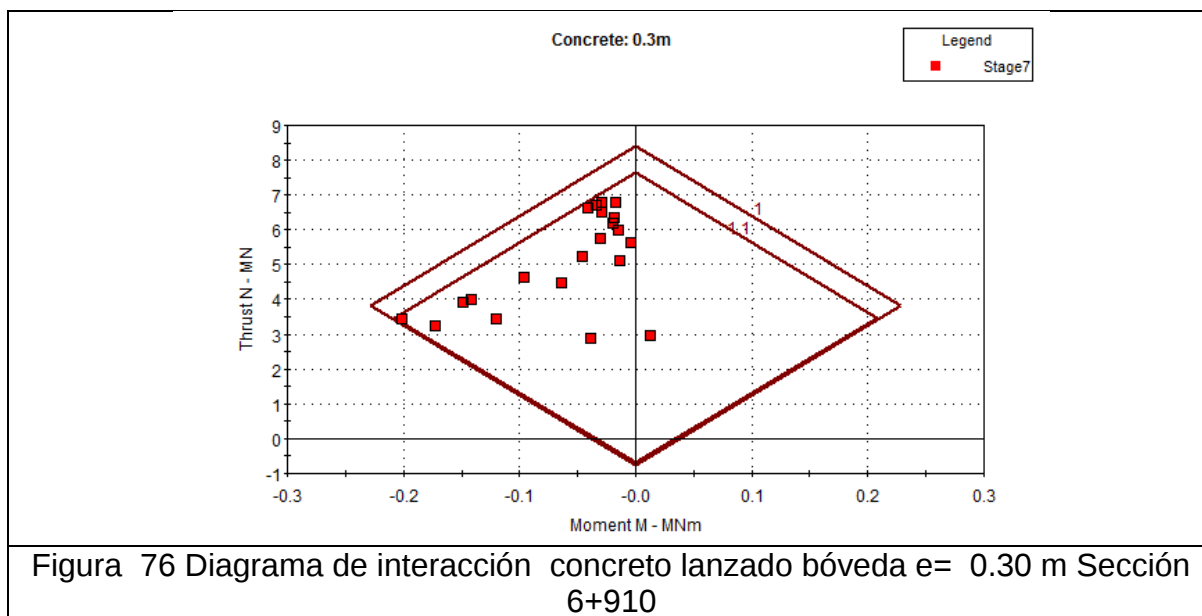
Tal y como se observa en la Figura 69, Figura 70 y Figura 71, con el soporte recomendado en el numeral anterior se presenta falla del soporte en la sección de la bóveda, como también se mencionó en la etapa de evaluación preliminar.

Como modificación al soporte y de acuerdo al procedimiento de la Figura 63, se procede a la optimización de las recomendaciones de soporte aumentando el espesor de concreto en la bóveda a 25 cm, y se procede nuevamente a su evaluación, Figura 72 a Figura 75.





Como se puede observar el aumento de espesor de concreto de 20 a 25 cm en la bóveda, presenta un factor de seguridad mínimo de 1; sin embargo y acorde a la incertidumbre presentada en la etapa de caracterización, se recomienda aumentar el factor de seguridad mínimo a 1.1, por lo que se considera apropiado, aumentar el espesor de concreto a 30 cm ver Figura 76 y Figura 77



Finalmente se puede ver una gran variación entre el soporte recomendado entre la etapa de predimensionamiento y la etapa de diseño, especialmente en el terreno de la sección 6+910; lo que resalta la importancia de la metodología aquí

planteada en la valoración del soporte adecuado, adicionalmente se debe verificar en la etapa de instrumentación las deformaciones presentadas en campo en relación con las presentadas en el diseño, ver Figura 78.

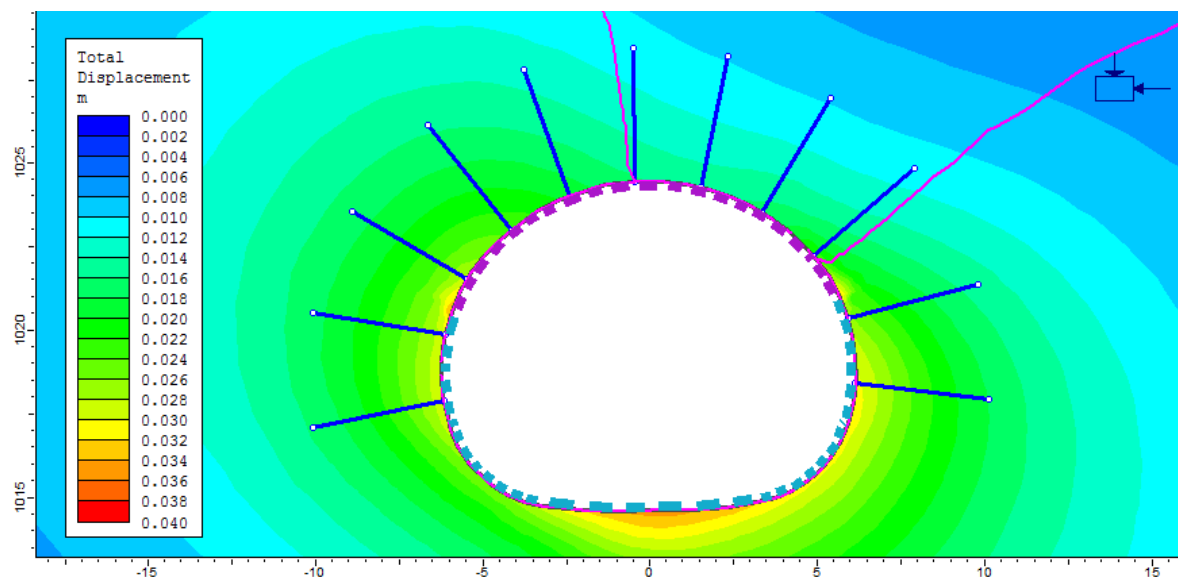


Figura 78 Deformaciones presentada Sección 6+910

1.4.5. Modelación numérica Sección K6+990

El procedimiento se repite nuevamente para la sección K6+990, Figura 79:

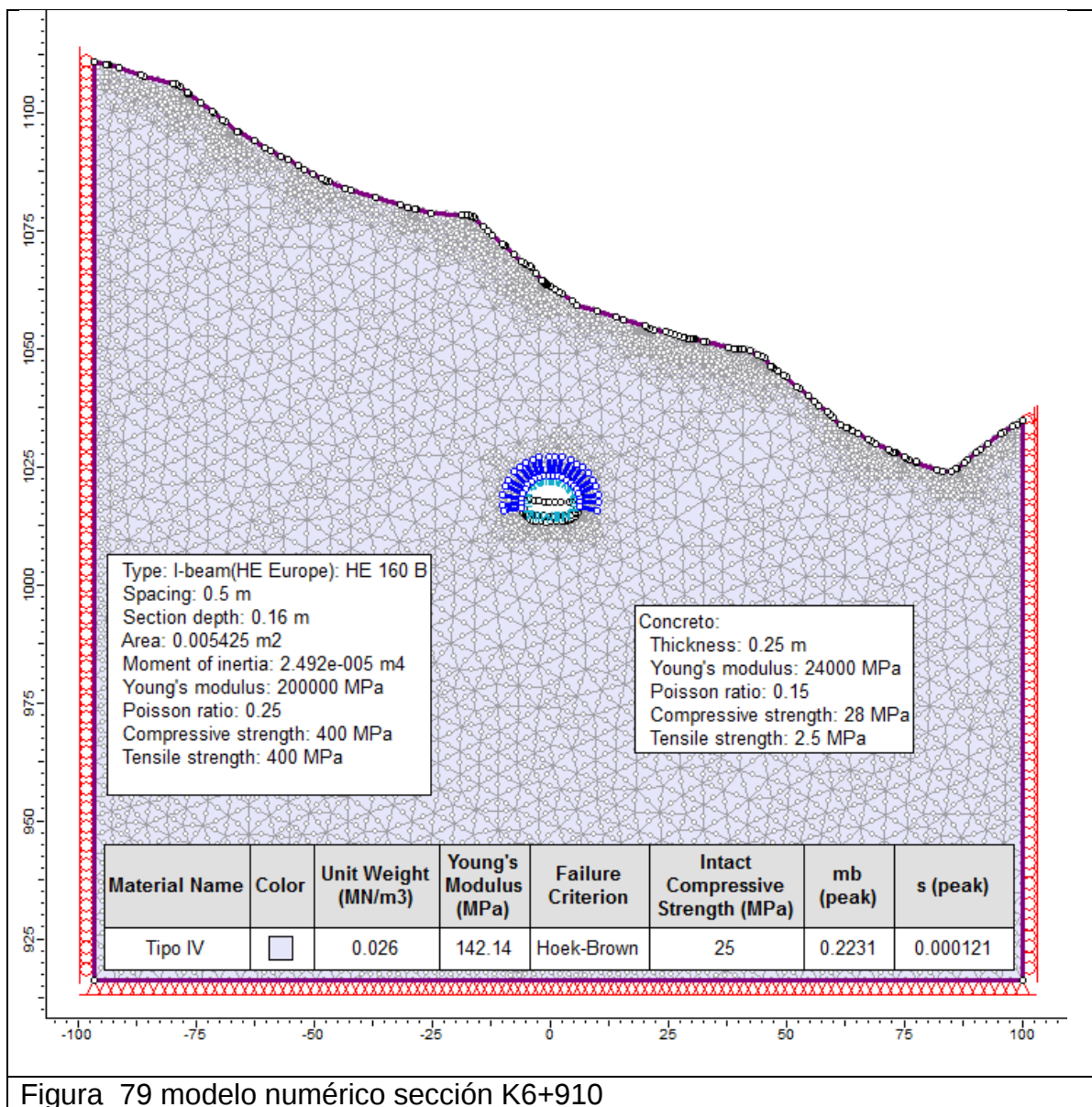


Figura 79 modelo numérico sección K6+910

Para la modelación de las secciones de análisis se empleara las recomendaciones de soporte propuestas en la etapa de evaluación preliminar y de predimensionamiento, dentro de las cuales se recomienda la excavación del túnel en etapas y la instalación de pernos, Figura 80:

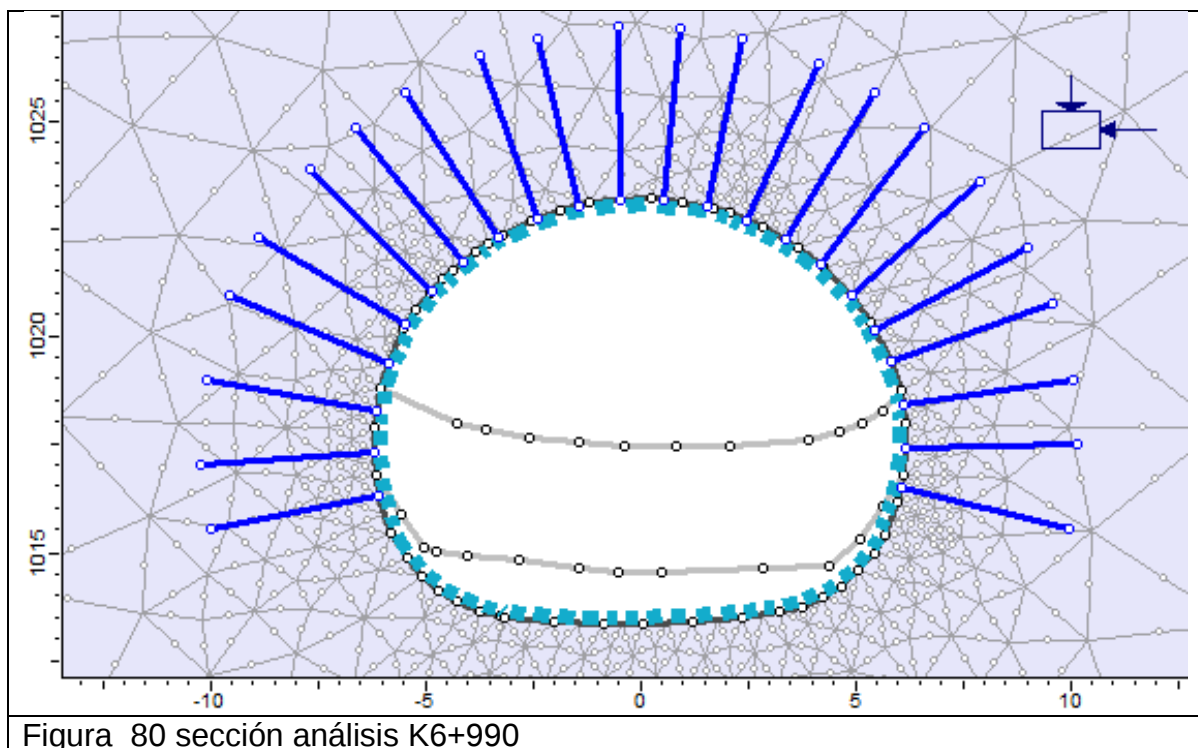


Figura 80 sección análisis K6+990

Finalmente y de acuerdo a los registros de niveles freáticos presentado en la **Figura 6**, se supone que el nivel freático inicial se encontrara a una profundidad promedio de 25 m.

Como se puede observar en la Figura 81 se observa el abatimiento del nivel freático producto de la excavación, condición que no era posible evaluar por medios analíticos u empíricos; sin embargo, sus efectos sobre el soporte pueden ser evaluados por medio de métodos numéricos.

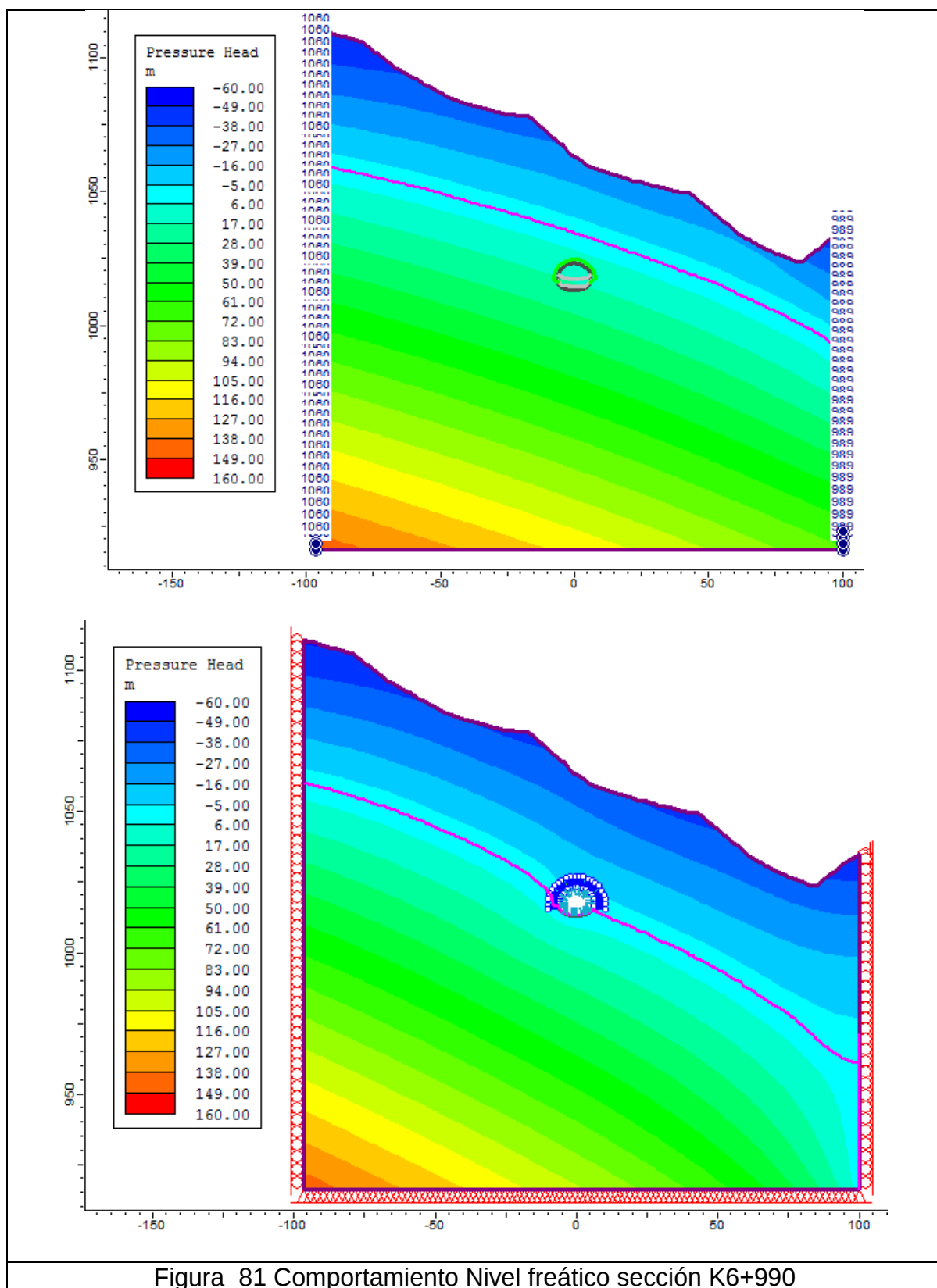
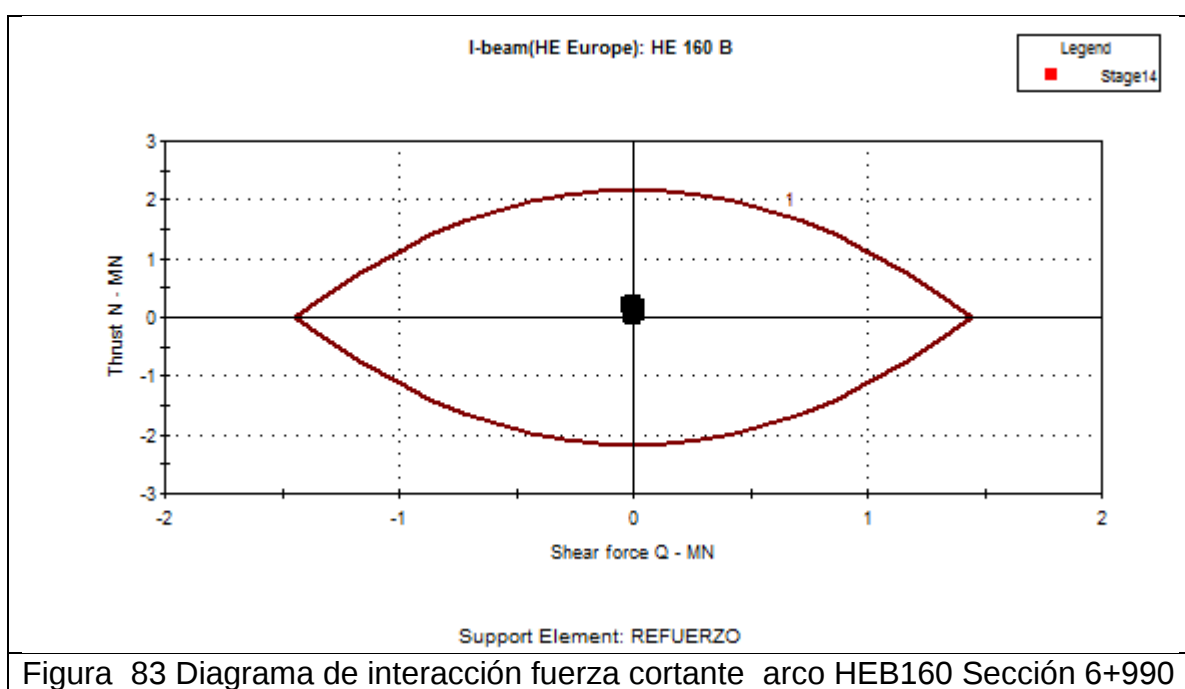
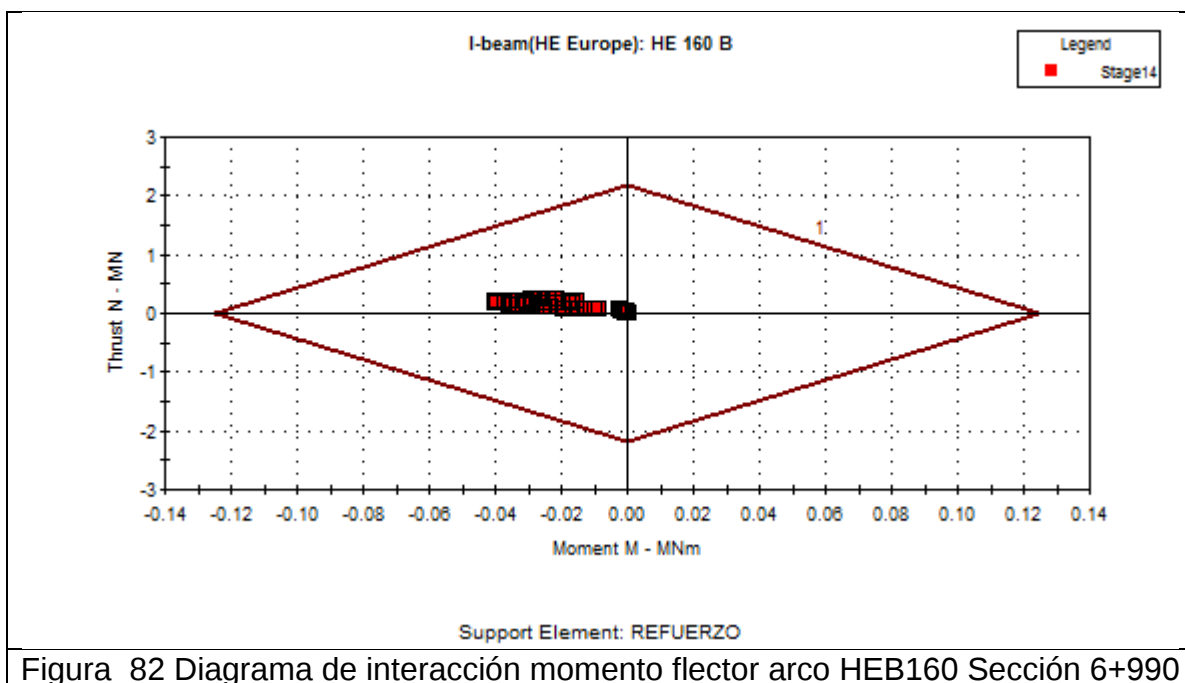


Figura 81 Comportamiento Nivel freático sección K6+990

Evaluando el soporte recomendado, se presentan los diagramas de interacción para el soporte, teniendo en cuenta un factor de seguridad de 1, Figura 82 a Figura 86.



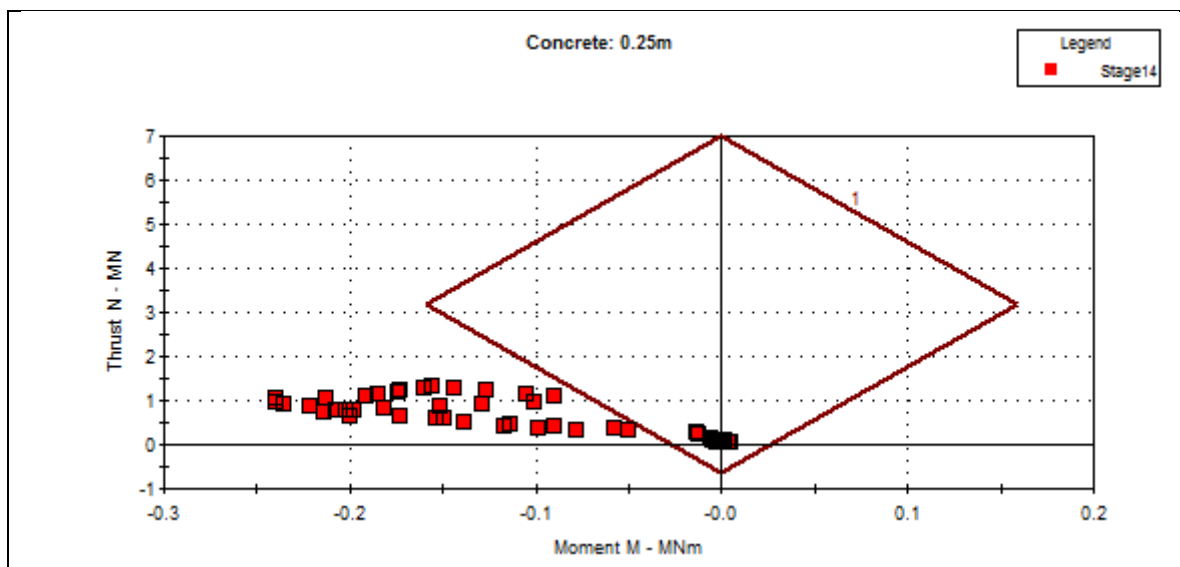


Figura 84 Diagrama de interacción concreto lanzado $e= 0.25$ m Sección 6+990

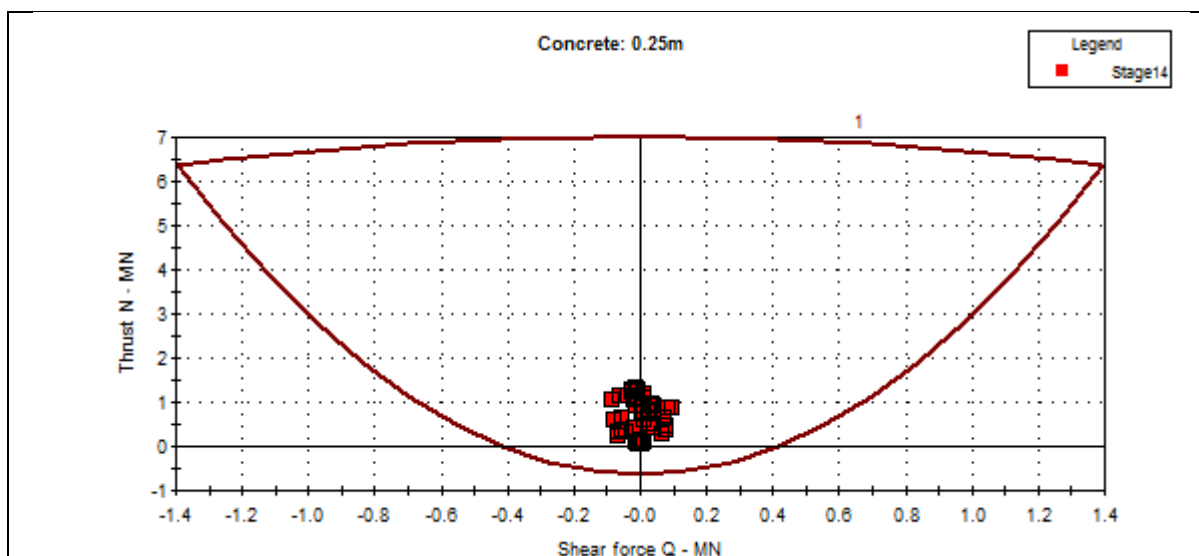
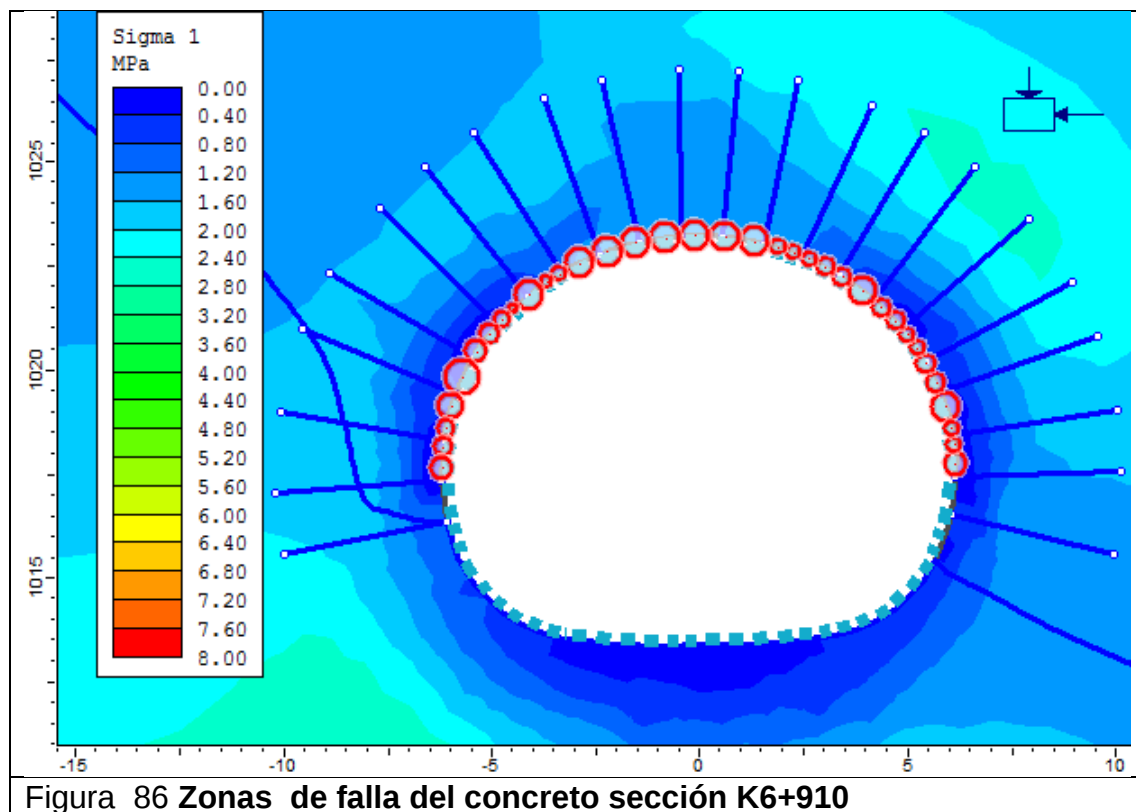


Figura 85 Diagrama de interacción fuerza cortante concreto $e= 0.25$ m Sección 6+990



Tal y como se observa en la Figura 84, Figura 85 y Figura 86 con el soporte recomendado en el numeral anterior, se presenta falla del soporte en la sección de la bóveda; como también se mencionó en la etapa de evaluación preliminar, como modificación al soporte y de acuerdo al procedimiento de la Figura 63, se procede a la optimización de las recomendaciones de soporte instalando una zona de enfilaje sobre la bóveda, disminuyendo en 5 cm el espesor de lanzado y se procede nuevamente a su evaluación, Figura 88 a Figura 91.

El enfilaje se modelará como un material equivalente, con mejores características geomecánicas que el terreno de excavación, de acuerdo al procedimiento planteado por Hoek, en la nota no publicada titulada, "Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock" abril de 2004 y disponible en www.rocscience.com, ver Figura 87.

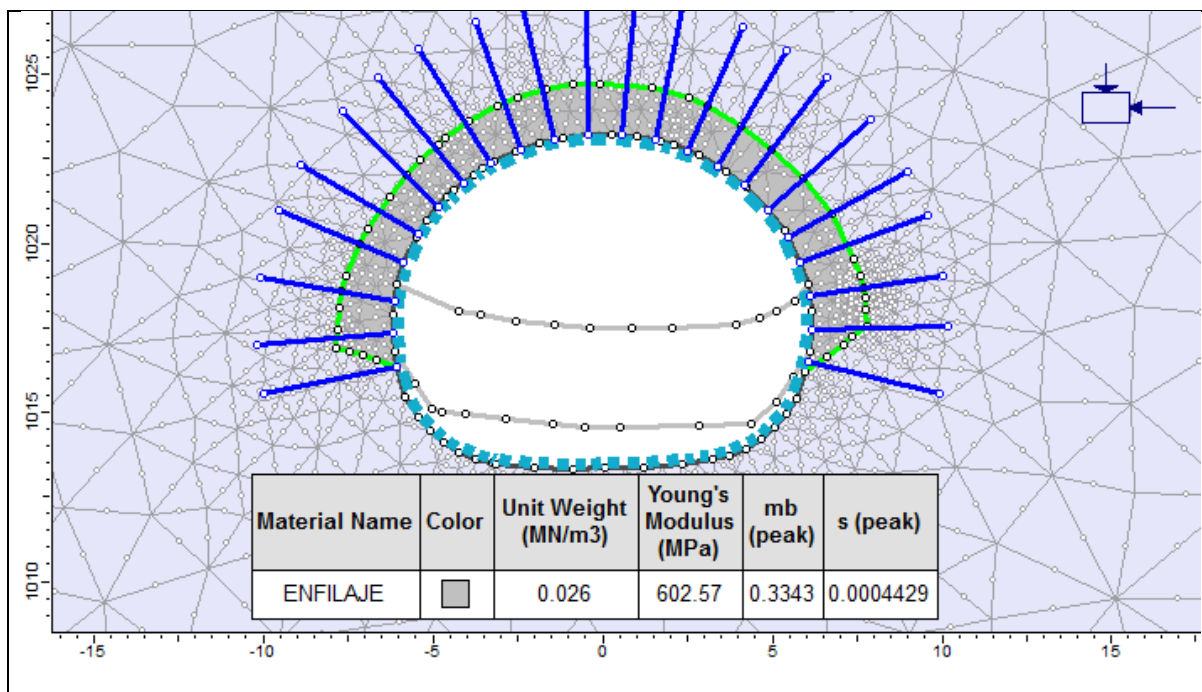


Figura 87 sección análisis K6+990 incluyendo zona de enfilaje.

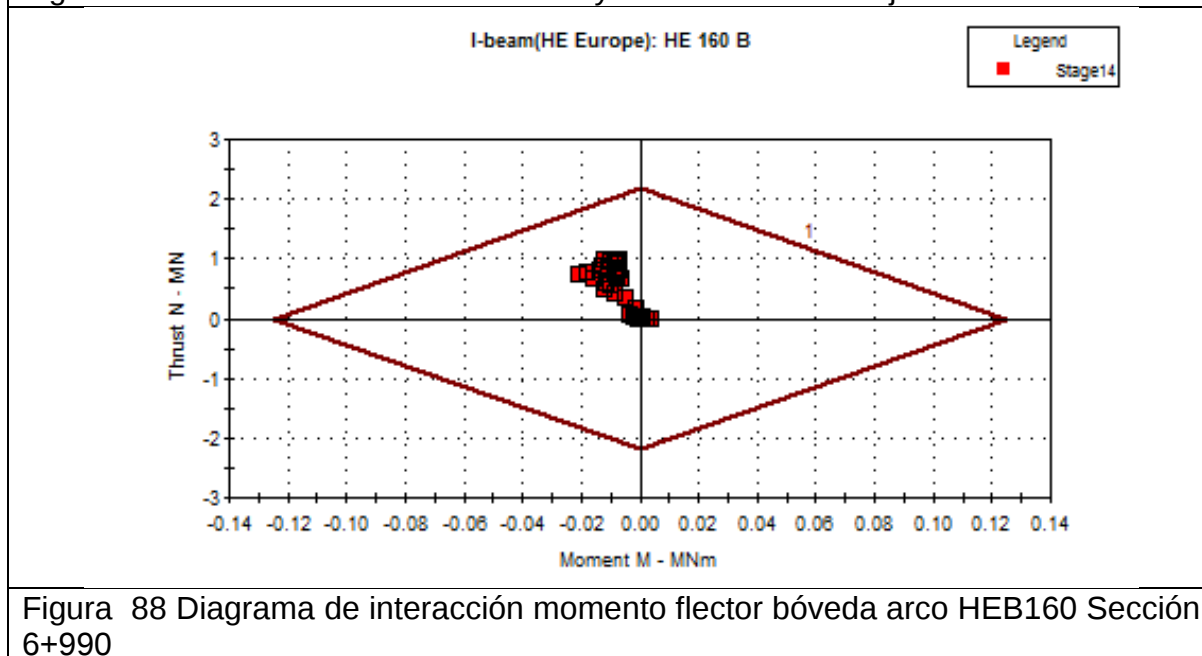


Figura 88 Diagrama de interacción momento flexor bóveda arco HEB160 Sección 6+990

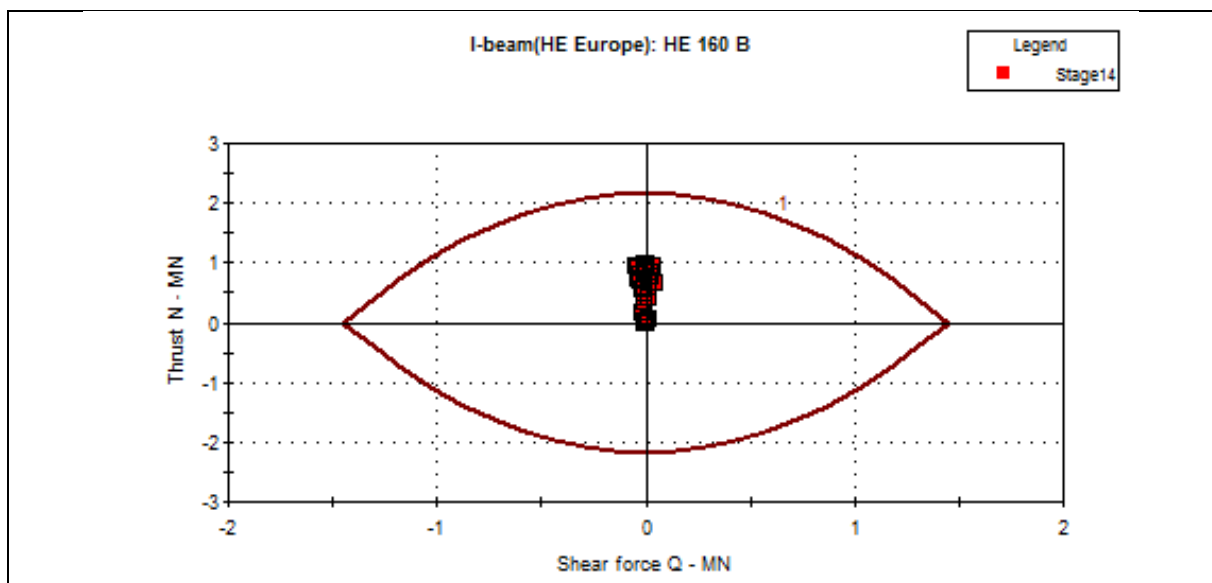


Figura 89 Diagrama de interacción fuerza cortante bóveda arco HEB160 Sección 6+990

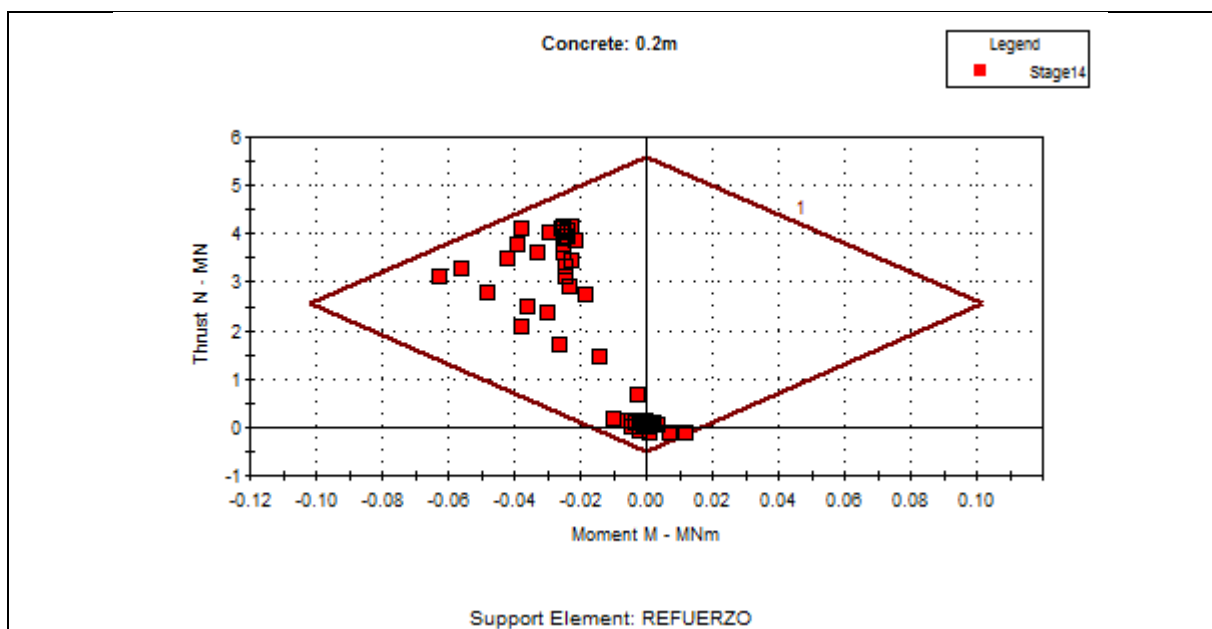


Figura 90 Diagrama de interacción concreto lanzado bóveda $e = 0.20$ m Sección 6+990

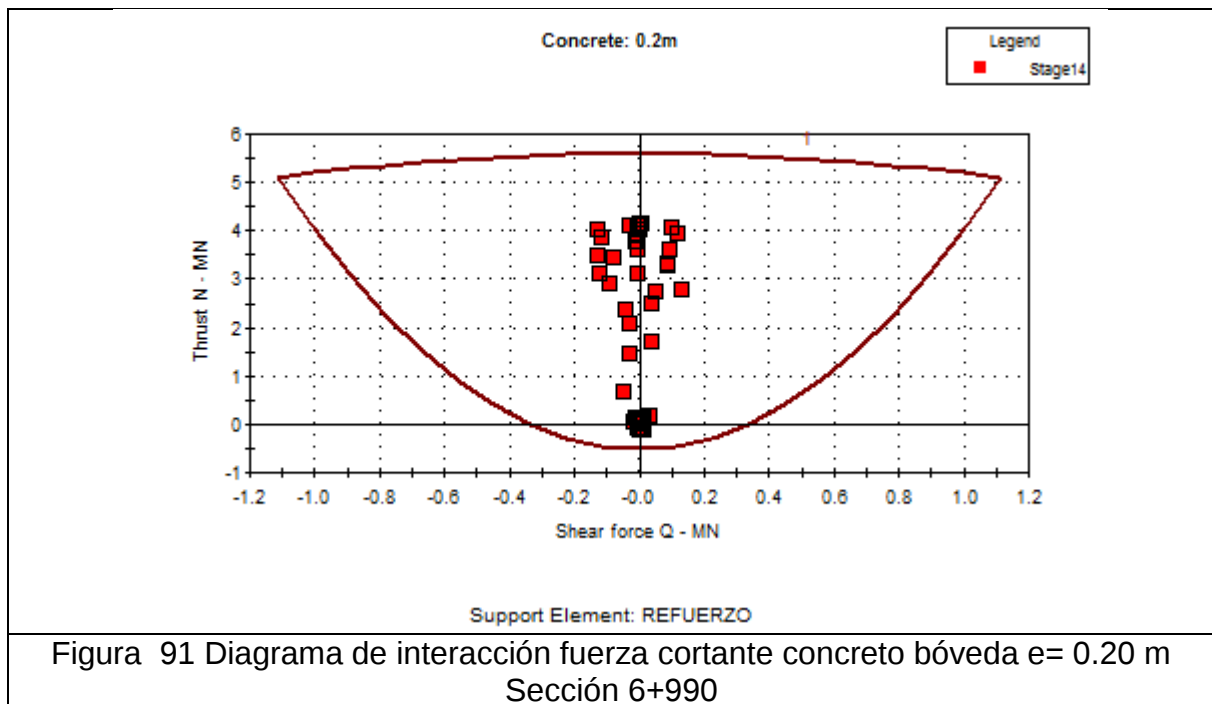


Figura 91 Diagrama de interacción fuerza cortante concreto bóveda $e = 0.20$ m
Sección 6+990

Como se puede observar la instalación del enfilaje en la bóveda, aumenta el factor de seguridad del soporte en la bóveda a un mínimo de 1.

Finalmente se puede ver una gran variación entre el soporte recomendado entre la etapa de predimensionamiento y la etapa de diseño, lo que resalta la importancia de la metodología aquí planteada en la valoración del soporte adecuado; adicionalmente se debe verificar en la etapa de instrumentación, las deformaciones presentadas en campo en relación con las presentadas en el diseño, ver Figura 92, como se puede observar el túnel presentara grandes deformaciones por lo que se deberá realizar un juicioso seguimiento a fin de prevenir fallos en el soporte.

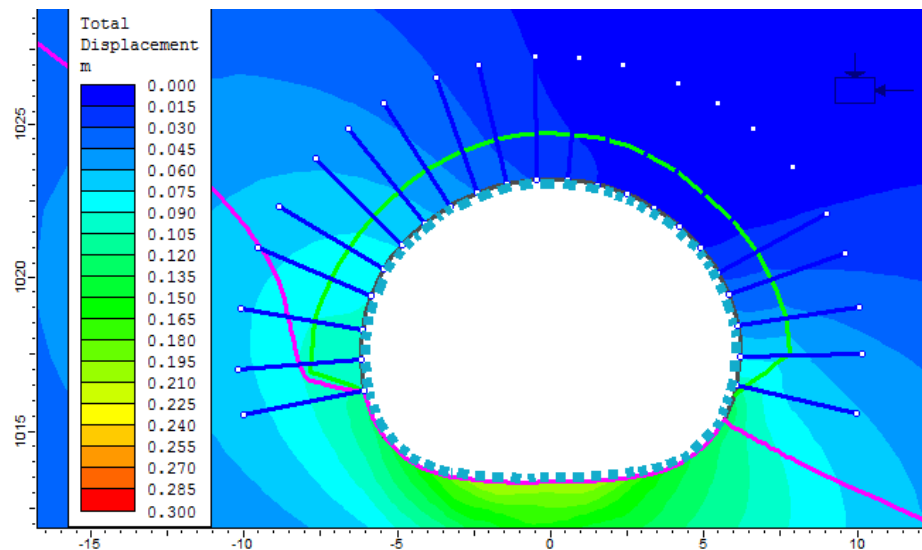


Figura 92 Deformaciones presentada Sección 6+990

1.5. VERIFICACIÓN Y AJUSTE

1.5.1. INSTRUMENTACION EN LOS TÚNELES

Para efectos de este ejercicio se presentaran los puntos más importantes del monitoreo; dada la imposibilidad de obtener datos de instrumentación de este Proyecto debido que se encuentra en etapa de diseño:

La incertidumbre que se genera en la construcción de túneles, debido a la heterogeneidad de la naturaleza de los terrenos y el posible cambio en el tiempo y espacio de las características de terreno, hacen necesario implementar mecanismos de control que mantengan en alerta las situaciones imprevistas que puedan ocurrir, controlar el comportamiento de la excavación y soporte, así como la calibración de los elementos constructivos. Para lo anterior se implementara un sistema de instrumentación geotécnica que tiene como papel fundamental ir monitoreando el grado de estabilidad que se consigue con la excavación y el cumplimiento del soporte primario en este. Detectando las posibles inestabilidades en los procesos constructivos; la instrumentación geotécnica, genera tiempos de reacción más eficaces, pues es información directa, lo que conlleva menos riesgos en la construcción y la posibilidad de optimizar el proceso constructivo y elementos de soporte primario.

La instrumentación geotécnica que se empleará en la construcción de los túneles servirá para poder monitorear la excavación y poder establecer el comportamiento del túnel, ajustando los diseños de acuerdo con los resultados obtenidos. Así mismo con los resultados derivados de la instrumentación se podrá determinar la suficiencia del soporte y en dado caso la secuencia y/o tipo de excavación que se está realizando.

De acuerdo a lo planteado en la Figura 93, en la superficie se deberá auscultar los asentamientos como los movimientos laterales por medio de métodos topográficos con la instalación de puntos de control previamente georreferenciados, los movimientos del terreno se deberán medir por medio de una estación total.

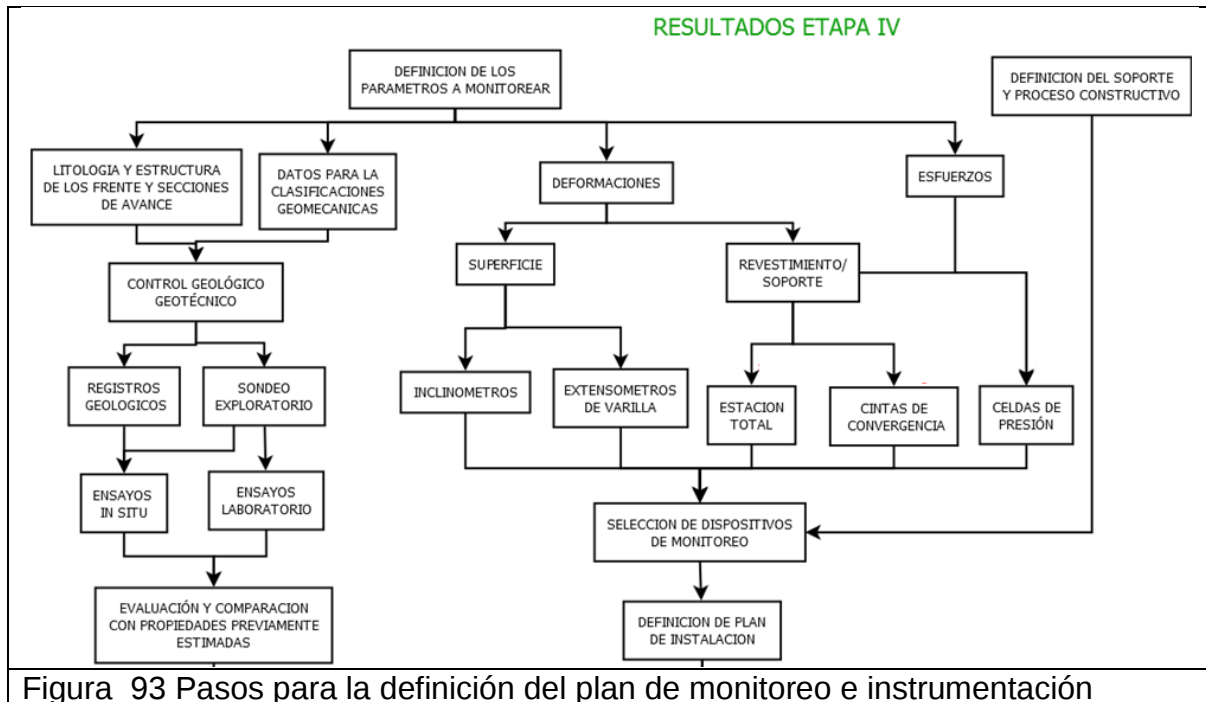


Figura 93 Pasos para la definición del plan de monitoreo e instrumentación

La instrumentación geotécnica que se recomienda en los túneles, se enfocará primordialmente a la medición de deformaciones y convergencias en el contorno del túnel y en el macizo rocoso que intentan cerrar la excavación. Estas deformaciones y convergencias se pueden medir con extensómetros de cinta, y extensómetros posición múltiple, además de topografía de precisión con prismas; la disposición de estos instrumentos se realizará con base en los análisis de esfuerzos y deformaciones del túnel.

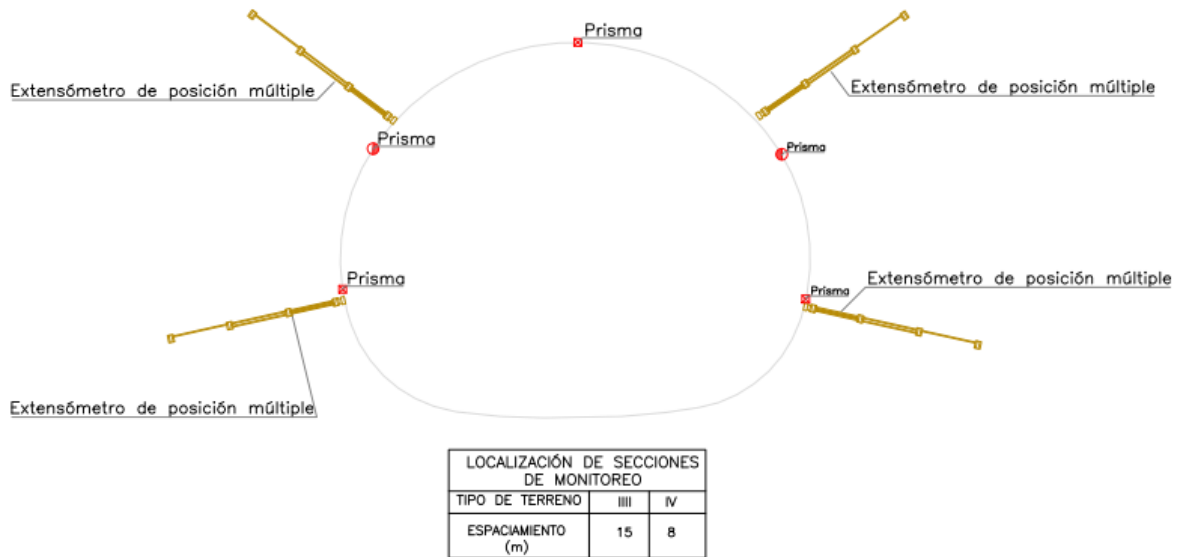


Figura 94 propuesta monitoreo de deformaciones

Con el propósito de medir las presiones piezométricas se instalarán piezómetros de tubo abierto en perforaciones en superficie, de esta manera se podrá determinar las presiones existentes en el frente del túnel y en cualquier posición del mismo, la variación del nivel freático antes, durante y después de la construcción del túnel y la influencia de la construcción del túnel sobre los acuíferos localizados en el macizo.

Se deberá instalar en la superficie de contacto entre el material rocoso y el concreto lanzado, o en su defecto en el interior de los mismos, celdas de presión. Las celdas de Presión deberán tener un rango de medición de 0 a 5MPa y un nivel de exactitud de $\pm 0.05\text{MPa}$.

Para corroborar la zonificación geotecnia y parámetros de resistencia del macizo se recomienda la ejecución de una perforación horizontal exploratoria con extracción de muestra para ejecución de ensayo de la misma, adicionalmente se debe llevar registros geológicos del frente de excavación analizada mediante la clasificación RMR, RMI, y Q.

1.6. COMPARACION DE RESULTADOS CON LA METODOLOGIA CONVENCIONAL

se puede observar diferencias importantes al comparar el diseño obtenido en esta metodología, con el obtenido por las metodologías convencionales es decir, predimensionamiento del soporte mediante una sola metodología y evaluación del soporte, sin considerar el efecto de la topografía, tómesese como por ejemplo la sección K6+910, Figura 95, donde la clasificación de Bieniawsky considera el macizo como terreno tipo III, y sugiere excavación en dos etapas de 1.5 – 3.0 m avance, instalación sistema de Pernos de 4m de longitud separados 1.5-2.0 m con malla electrosoldada en toda la sección, concreto lanzado de 5 – 10 cm; al ser evaluado este soporte mediante el modelo numérico se obtienen factores de seguridad superiores a 1.2, siendo este un soporte mucho más ligero que el propuesto por medio de la metodología de diseño para túneles de ladera:

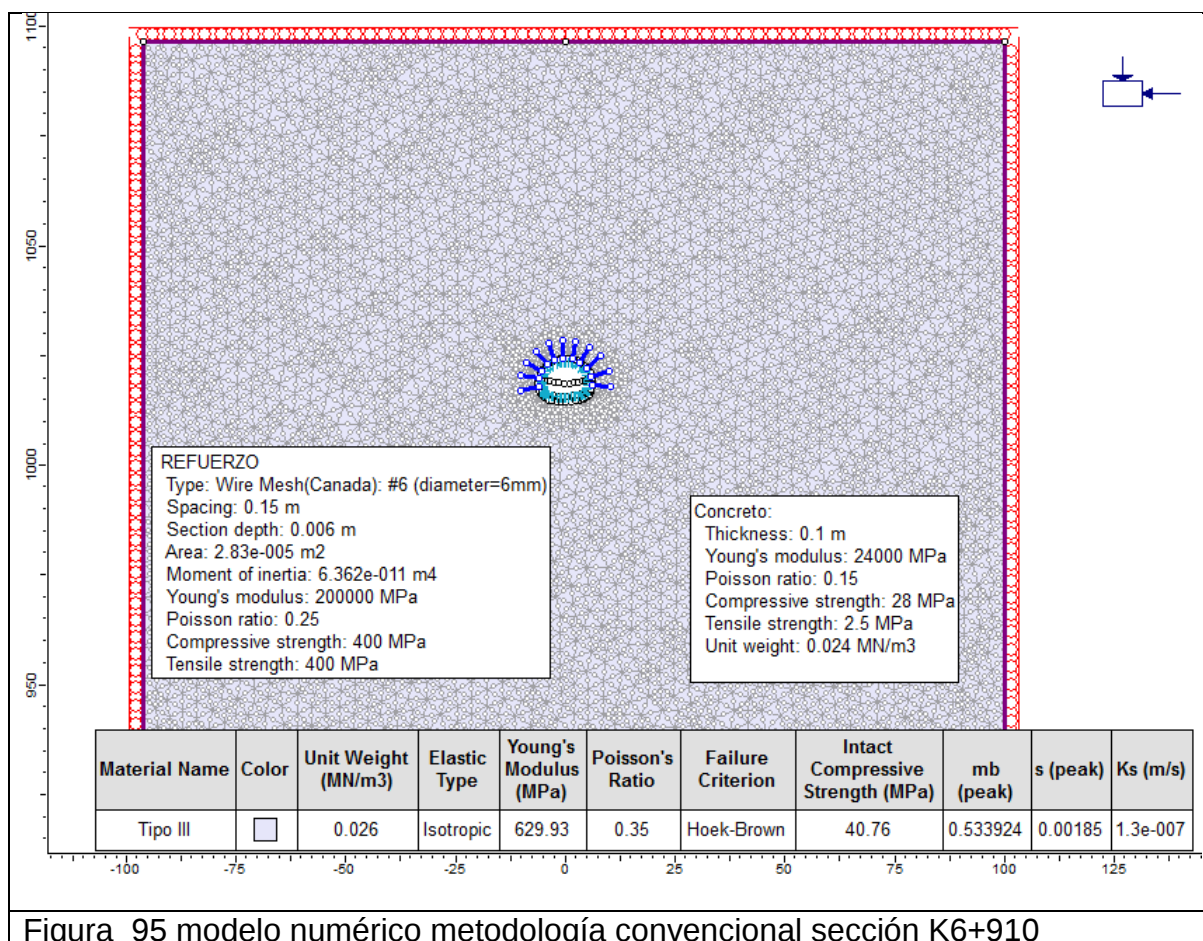


Figura 95 modelo numérico metodología convencional sección K6+910

De acuerdo a los registros de niveles freáticos presentado en la **Figura 6**, se supone que el nivel freático inicial se encontrará a una profundidad promedio de 25 m, Como se puede observar en la Figura 96, se observa el abatimiento del nivel freático producto de la excavación, condición que no era posible evaluar por medios analítico u empíricos; sin embargo, sus efectos sobre el soporte pueden ser evaluados por medio de métodos numéricos.

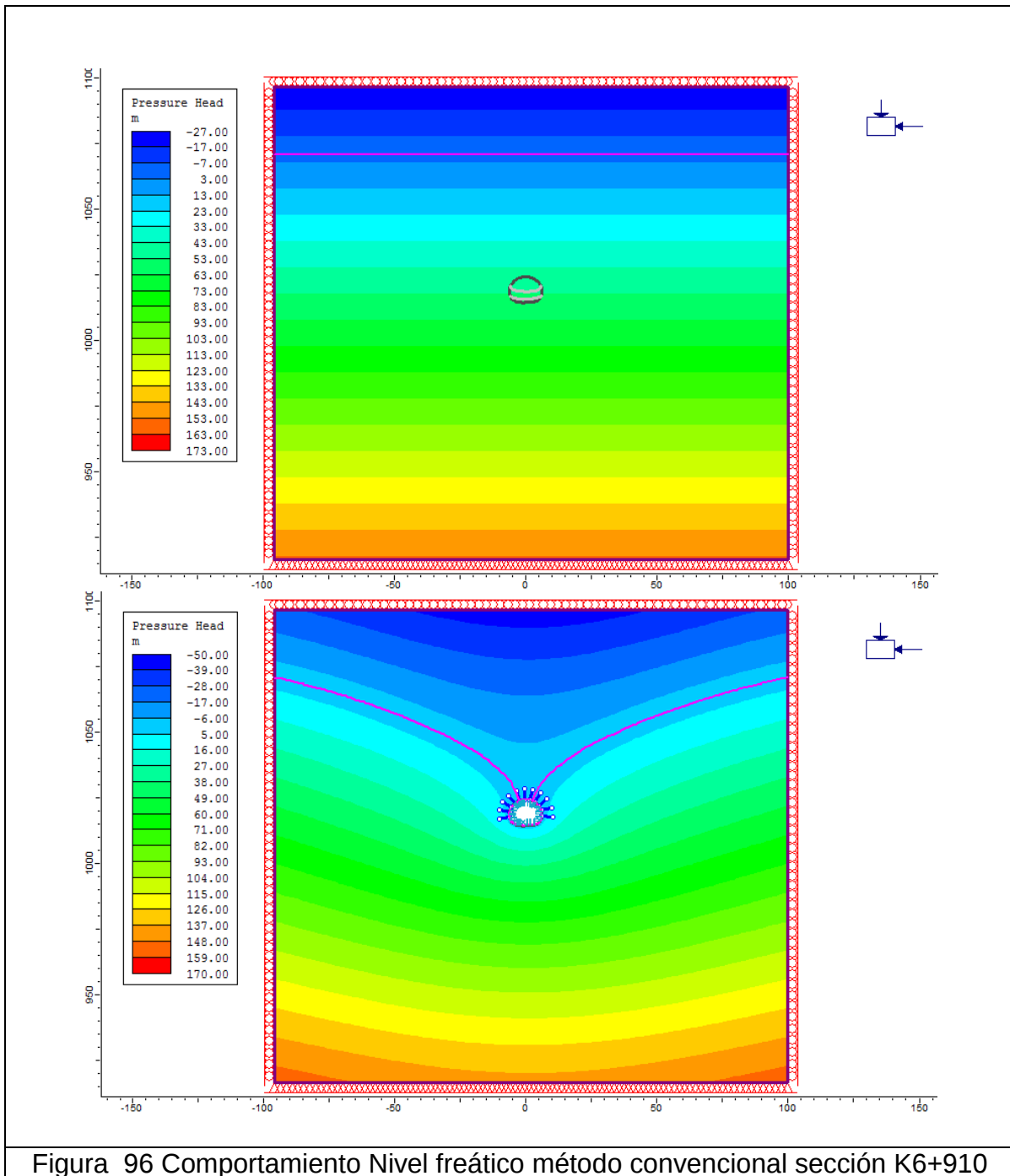


Figura 96 Comportamiento Nivel freático método convencional sección K6+910

Evaluando el soporte recomendado, se presentan los diagramas de interacción para el soporte evaluados mediante la metodología convencional, teniendo en cuenta un factor de seguridad de 1.2, Figura 97 a Figura 100.

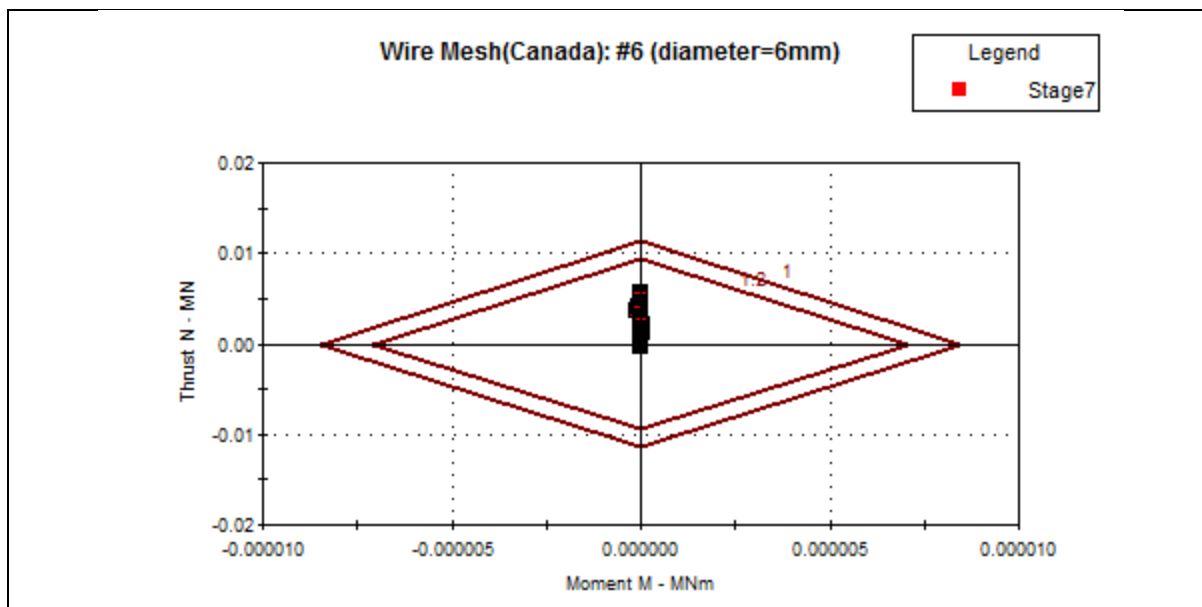


Figura 97 Diagrama de interacción momento flector malla electrosoldada Sección 6+910

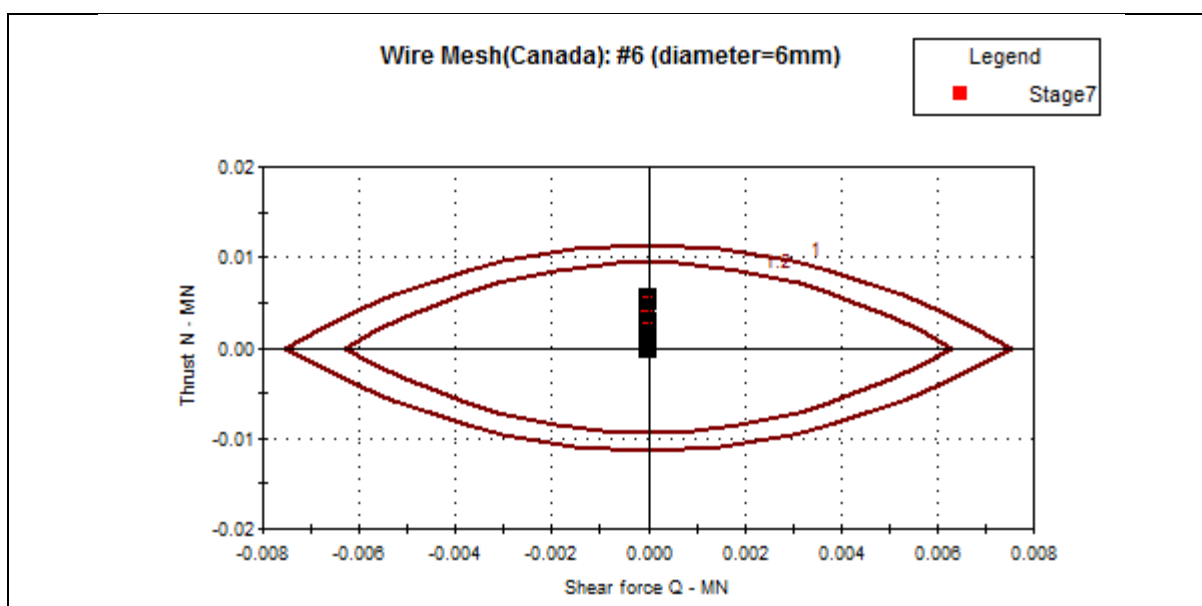


Figura 98 Diagrama de interacción fuerza cortante malla electrosoldada Sección 6+910

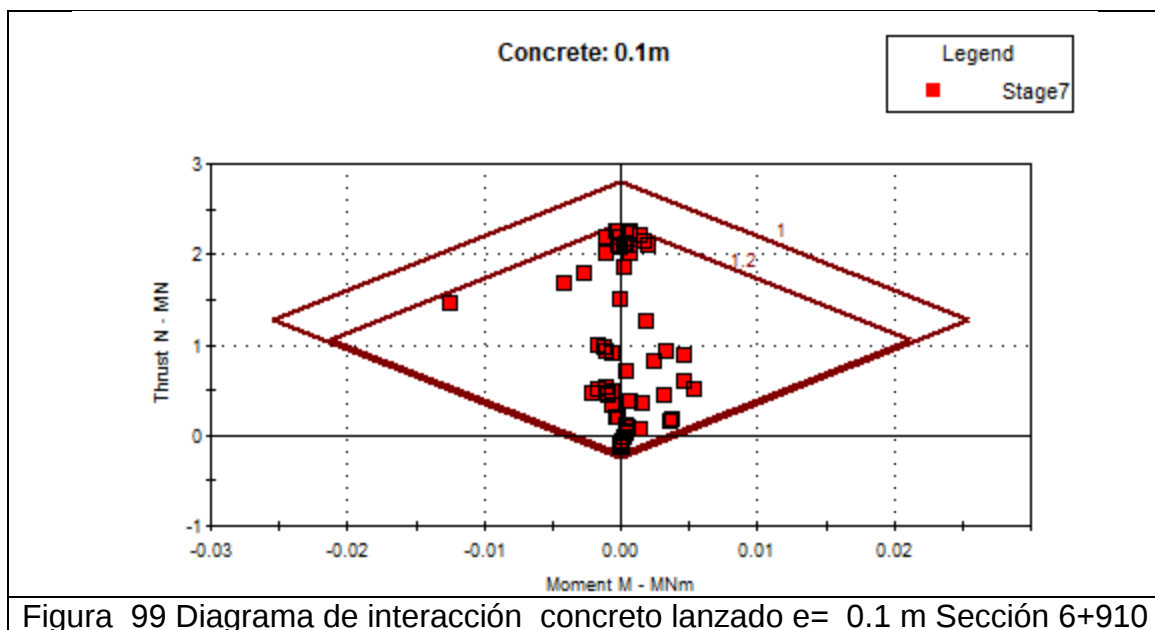


Figura 99 Diagrama de interacción concreto lanzado $e = 0.1$ m Sección 6+910

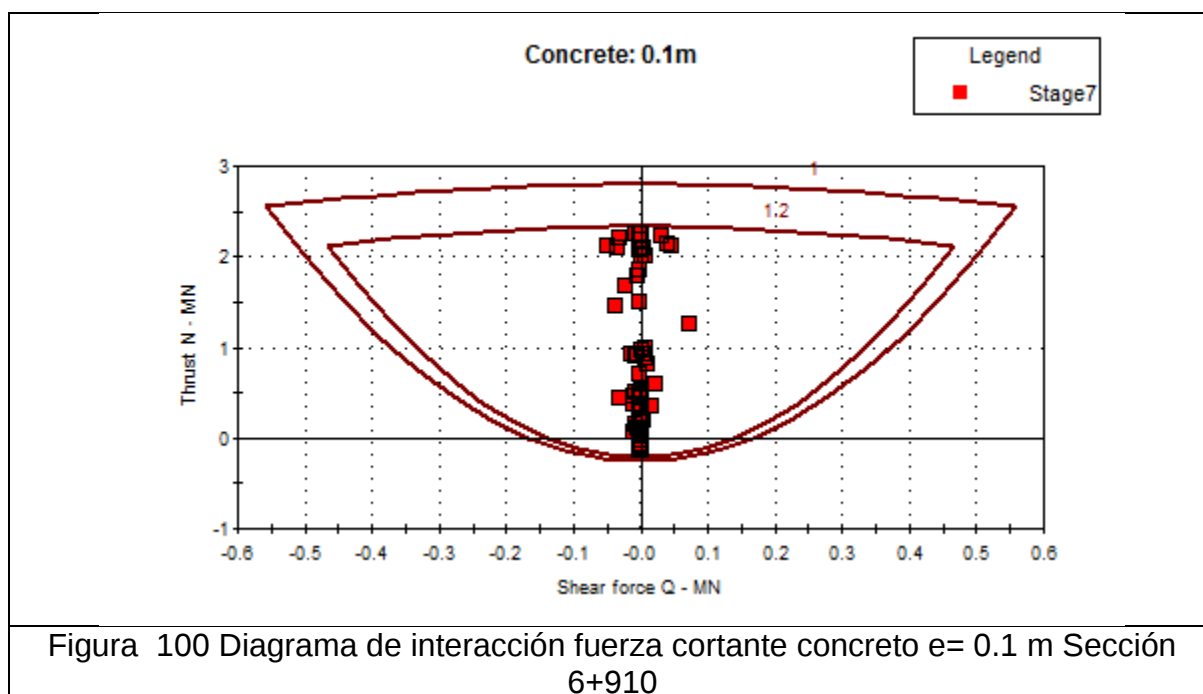


Figura 100 Diagrama de interacción fuerza cortante concreto $e = 0.1$ m Sección 6+910

1.6.1. Comparación recomendaciones de Soporte Metodología convencional versus metodología para túneles de ladera

Roca moderadamente meteorizada metodología convencional			
RMR89	50	III Regular	Excavación en dos etapas, superior e inferior. 1.5 – 3.0 m avance en la parte superior, instalación sistema de <u>Pernos de 4m de longitud separados 1.5-2.0m</u> con malla electrosoldada en toda la sección, <u>concreto lanzado de 5 – 10 cm en la corona y 5 cm en los hastiales.</u>
Roca moderadamente meteorizada metodología túneles de ladera			
Soporte obtenido después de la etapa IV diseño de la metodología para túneles de ladera			Excavación Arcos HEB 100 cada 0.75 m, excavación en 3 etapas con avance de 0.75 m, pernos de 4 m de longitud separados 1.0 m, <u>concreto lanzado de 30 cm en la corona y 20 cm en los hastiales.</u>

Como se pudo observar en este ejemplo, al no evaluar el efecto de la topografía y la baja cobertura lateral, se subvalora el dimensionamiento del soporte en gran medida, lo que podría representar riesgos para la estabilidad de la excavación, y de los costos y tiempos de construcción.