

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

**“ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE ESTABILIDAD DE UN TÚNEL EN  
ROCAS BLANDAS, MEDIANTE ESTUDIO PARAMÉTRICO DE  
INESTABILIDAD EN DISCONTINUIDADES, Y MODELADO CON  
ELEMENTOS FINITOS USANDO EL SOFTWARE PLAXIS 2D Y  
UNWEDGE, CASO DE ESTUDIO TÚNEL DE DESCARGA NO 2 DEL  
PROYECTO DE PROPÓSITO MÚLTIPLE CHONE”**

**TESIS DE GRADO**

Previo a la Obtención del Título de:

**INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

**CARLOS XAVIER AZÚA GONZÁLEZ**

Guayaquil – Ecuador

Año: 2015

# AGRADECIMIENTO

A mis profesores y amigos por apoyarme durante la elaboración de esta tesis: Luis Z., Miguel Ch., Mijail A., Juan Carlos P., Carlos R., Julio G., Luis V., José C., Mario S., Daniel R., Karla T., Jimabel C., Ana S., Bolívar A., Daniel L.

Al **consorcio E&E** por el apoyo incondicional durante la elaboración de esta Tesis.

A Paola, por su amor sincero, comprensión y apoyo durante toda mi carrera universitaria.

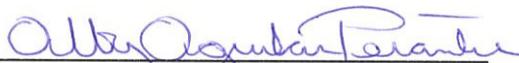
# DEDICATORIA

A Dios.

A mis padres, quienes me brindaron apoyo incondicional a lo largo de mi vida universitaria.

A mi hermano, quien me vio crecer y brindó su ejemplo de dedicación.

# TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



---

Msc. Alby Aguilar  
PRESIDENTA DEL TRIBUNAL



---

Ing. Luis Zambrano C.  
DIRECTOR DE TESIS



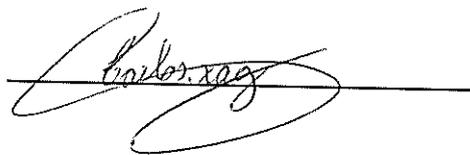
---

PhD. Carlos Rodríguez  
VOCAL PRINCIPAL

# DECLARACIÓN EXPRESA

La responsabilidad del contenido de esta tesis de grado me corresponde exclusivamente.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL, (Reglamento de Graduación de Pregrado de la ESPOL)

A handwritten signature in black ink, written over a horizontal line. The signature is cursive and appears to read 'Carlos Xavier Azúa González'.

Carlos Xavier Azúa González

# RESUMEN

La presente investigación comprende la modelación numérica del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2 del Proyecto de Propósito Múltiple Chone. Se debió analizar el comportamiento tenso-deformacional de la excavación considerándose debido a su especial condición de baja rigidez y resistencia, en complemento al análisis tradicional de inestabilidad controlada por las discontinuidades del macizo rocoso. En la investigación realizada se demuestra que el análisis de cuñas de rocas formadas por la intersección de discontinuidades y las caras libres de la excavación, constituye un aspecto clave en el análisis de estabilidad en etapas de construcción y post-construcción. Los resultados de este análisis fueron usados para verificar la aplicabilidad del método semi-empírico RMR (Bieniawski, 1989.) en **túneles superficiales en rocas blandas**.

# ÍNDICE GENERAL

	Pág. No.
RESUMEN .....	VI
ÍNDICE GENERAL .....	VII
ABREVIATURAS .....	XII
SIMBOLOGÍA.....	XIV
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS.....	XV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	XX
ÍNDICE DE TABLAS .....	XXII
ÍNDICE DE ECUACIONES .....	XXIX
INTRODUCCIÓN .....	XXXV

<b>CAPÍTULO 1.....</b>	<b>1</b>
<b>DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Generalidades .....</b>	<b>1</b>
1.1.1. Características del túnel del JOBO 2 .....	5
1.1.2. Excavación y sostenimiento del túnel del JOBO 2 .....	8
1.1.3. Geología local del PPMCH.....	14
1.1.4. Estructuras geológicas del JOBO 2.....	20
1.1.5. Clasificaciones geomecánicas del túnel del JOBO 2 .....	21
<b>1.2. Presentación del problema.....</b>	<b>22</b>
1.2.1. Justificación.....	24
<b>1.3. Objetivos Generales y Específicos .....</b>	<b>25</b>
<b>1.4. Alcance de la Tesis .....</b>	<b>26</b>
<b>CAPÍTULO 2.....</b>	<b>27</b>
<b>REVISIÓN DE LITERATURA .....</b>	<b>27</b>
<b>2.1. Túneles .....</b>	<b>27</b>
<b>2.2. Rocas blandas .....</b>	<b>36</b>
<b>2.3. Clasificaciones geomecánicas .....</b>	<b>38</b>
2.3.1. Clasificación Q .....	39
2.3.2. Clasificación RMR .....	44
2.3.3. Índice de Resistencia Geológica (GSI).....	50
2.3.4. Estimación del soporte primario .....	55

<b>2.4. Criterio de falla de Mohr-Coulomb .....</b>	<b>60</b>
2.4.1 Modelo del material de Mohr-Coulomb.....	65
<b>2.5. Criterio de falla de Hoek-Brown generalizado.....</b>	<b>72</b>
<b>2.6. Análisis paramétrico de inestabilidad en discontinuidades .....</b>	<b>83</b>
2.6.1. Cálculo del factor de seguridad en cuñas.....	85
<b>2.7. Método de convergencia - confinamiento .....</b>	<b>91</b>
2.7.1. Deformación previa a la instalación del soporte .....	102
<b>2.8. Parámetros geotécnicos .....</b>	<b>105</b>
2.8.1. Constantes elásticas del material .....	105
2.8.2. Cohesión y ángulo de fricción .....	109
2.8.3. Ángulo de dilatancia .....	111
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>115</b>
<b>MUESTREO, SONDEOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO .....</b>	<b>115</b>
<b>3.1. Descripción de los ensayos realizados .....</b>	<b>115</b>
3.1.1 Ensayo de resistencia a la compresión simple en roca.....	124
3.1.2 Ensayo de corte directo en roca.....	133
<b>3.2. Base de datos de los parámetros obtenidos .....</b>	<b>139</b>
3.2.1. Peso específico de la matriz rocosa .....	139
3.2.2. Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa .....	140
3.2.3. Ensayo de corte directo de la matriz rocosa.....	142

<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>144</b>
<b>ELABORACIÓN DE LOS MODELOS.....</b>	<b>144</b>
<b>4.1. Modelado en el software Unwedge .....</b>	<b>144</b>
4.1.1. Ingreso de la geometría de la excavación .....	147
4.1.2. Ingreso de las propiedades geomecánicas .....	150
4.1.3. Ingreso de las propiedades estructurales del soporte .....	152
4.1.4. Ingreso de las cargas hidráulicas .....	156
<b>4.2. Modelado en el software Plaxis.....</b>	<b>158</b>
4.2.1. Ingreso de la geometría de la excavación .....	160
<b>4.2.2. Definición de los materiales geológicos .....</b>	<b>162</b>
4.2.3. Definición de las condiciones de borde y cargas.....	164
<b>4.2.4. Generación y refinamiento del enmallado .....</b>	<b>167</b>
<b>4.2.5. Definición de las condiciones de esfuerzos iniciales .....</b>	<b>169</b>
4.2.6. Ingreso de valores de presión interna ( $P_i$ ) .....	171
<b>CAPÍTULO 5.....</b>	<b>175</b>
<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>175</b>
<b>5.1. Resultados de ensayos.....</b>	<b>175</b>
5.1.1. Resultados de ensayos de compresión simple .....	175
5.1.2. Resultados de ensayos de corte directo.....	180
<b>5.2. Resultados de modelado con el software Unwedge .....</b>	<b>182</b>
5.2.1. Resultados en la abscisa 0+050.....	184

5.2.2. Resultados en la abscisa 0+100.....	187
5.2.3. Resultados en la abscisa 0+150.....	190
5.2.4. Resultados en la abscisa 0+200.....	193
5.2.4. Resultados en la abscisa 0+250.....	196
<b>5.3. Resultados de modelado con el software Plaxis .....</b>	<b>200</b>
5.3.1. Análisis tenso-deformacional.....	210
5.3.2. Aproximación bidimensional de Panet.....	217
5.3.3. Convergencias de equilibrio y factores de seguridad .....	219
5.3.4. Extensión de la zona plástica .....	228
<b>CAPÍTULO 6.....</b>	<b>237</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>237</b>
6.1. Conclusiones generales .....	237
6.2. Recomendaciones .....	240

## **ANEXOS**

## **BIBLIOGRAFÍA**

## ABREVIATURAS

ACI	:	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AISC	:	American Institute for Steel construction (Instituto Americano para la construcción en Acero Estructural )
BZ	:	Ángulo de buzamiento
ACOLIT	:	Asesores y Consultores del Litoral Compañía Limitada
CECAI	:	Centro de Capacitación Apoyo e Instrucción
CTT	:	Centro de Transferencias y Tecnologías de la Escuela Superior Politécnica del Ejército
DB	:	Dirección de buzamiento
USD	:	Dólares de Estados Unidos
2D	:	Dos dimensiones
E & E	:	EQUITESA (Equipos y Terrenos) & EQUITRANSA
ESPE	:	Escuela Superior Politécnica del Ejército
ESR	:	Excavation Support Ratio
MPI <sub>DB</sub>	:	Formación Borbón
GSI	:	Geological Strength Index (Índice de Resistencia Geológica)
LRFD	:	Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)
m.s.n.m.	:	Metros sobre el nivel del mar

PPMCH	:	Proyecto de Propósito Múltiple Chone
RMR	:	Rock Mass Rating (Índice del macizo rocoso)
RQD	:	Rock Quality Designation
SENAGUA	:	Secretaría Nacional del Agua
SAP	:	Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural)

# SIMBOLOGÍA

$^{\circ}$	=	Grados
$kg$	=	Kilogramos
$l$	=	Longitud
$m$	=	Metros
$MM$	=	Millones
min	=	Minutos
$N$	=	Newtons
$Pa$	=	Pascales
"	=	Pulgadas

# ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

<b>Fotografía 1.</b> Construcción de la ataguía de la presa Río Grande.....	3
<b>Fotografía 2.</b> Túnel de desvío de la presa Río Grande en el JOBO 1 .....	3
<b>Fotografía 3.</b> Pantalla de hormigón plástico de la presa Río Grande .....	4
<b>Fotografía 4.</b> Construcción del túnel del JOBO 2.....	6
<b>Fotografía 5.</b> Excavación y estabilización en el túnel del JOBO 2 .....	9
<b>Fotografía 6.</b> Avances de excavación del túnel del JOBO 2 .....	10
<b>Fotografía 7.</b> Instalación del soporte primario en el túnel del JOBO 2.....	10
<b>Fotografía 8.</b> Excavación y refinamiento de la sección del túnel .....	13
<b>Fotografía 9.</b> Vista típica del túnel, etapa constructiva B. ....	13
<b>Fotografía 10.</b> Soporte secundario desencofrado, etapa constructiva C .....	14
<b>Fotografía 11.</b> Extracción de muestras inalteradas en arenisca del JOBO 118	
<b>Fotografía 12.</b> Extracción de muestras inalteradas en limolita del JOBO 1 .	18
<b>Fotografía 13.</b> Extracción de muestra inalterada en lutita del JOBO 1 .....	19
<b>Fotografía 14.</b> Toma de datos estructurales en el macizo rocoso JOBO 2..	21
<b>Fotografía 15.</b> Túnel de cajón típico .....	30
<b>Fotografía 16.</b> Túnel en mina de Copenhagen .....	30

<b>Fotografía 17.</b> Túnel del Puerto de Dublín, Metodología Cut-and Cover .....	31
<b>Fotografía 18.</b> Túnel del Cerro San Eduardo .....	33
<b>Fotografía 19.</b> Túnel San Juan en Quito .....	33
<b>Fotografía 20.</b> Colapso del Metro de Taegu en Korea .....	35
<b>Fotografía 21.</b> Colapso del Metro de Shanghai .....	35
<b>Fotografía 22.</b> Distribución de los sondeos realizados en el JOBO 2 .....	117
<b>Fotografía 23.</b> Trabajos de perforación en el JOBO 2-sondeo 7 .....	118
<b>Fotografía 24.</b> Sondeo 7-JOBO 2, cajas portatestigos 1 a la 6 .....	119
<b>Fotografía 25.</b> Ensayo de compresión simple en roca .....	124
<b>Fotografía 26.</b> Control de paralelismo de platos de carga .....	126
<b>Fotografía 27.</b> Caja de Corte Directo para Rocas .....	134
<b>Fotografía 28.</b> Separadores en el plano de corte .....	136

# ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Sección típica del Túnel del JOBO 2.....	8
<b>Figura 2.</b> Bosquejo de la cercha del túnel de riego y abastecimiento. ....	11
<b>Figura 3.</b> Ubicación del PPMCH en el plano geológico del Ecuador.....	16
<b>Figura 4.</b> Elementos de un túnel .....	28
<b>Figura 5.</b> Nomograma Franklin para excavación.....	37
<b>Figura 6.</b> Ficha de campo de GSI en macizos rocosos fracturados .....	53
<b>Figura 7.</b> Ficha de campo de GSI en macizos rocosos heterogéneos .....	54
<b>Figura 8.</b> Nomograma de diseño de soporte primario en túneles .....	60
<b>Figura 9.</b> Envolvente lineal de Mohr-Coulomb .....	62
<b>Figura 10.</b> Envolvente de Mohr en zonas de tracción .....	63
<b>Figura 11.</b> Criterio de falla empírico ajustado a los círculos de Mohr.....	65
<b>Figura 12.</b> Idea básica del comportamiento elasto-plástico .....	67
<b>Figura 13.</b> Superficies de Fluencia de Mohr-Coulomb ( $c' = 0$ ).....	71
<b>Figura 14.</b> Criterio de falla de Hoek-Brown generalizado y Mohr Coulomb..	80
<b>Figura 15.</b> Cuñas típicas formadas en una excavación.....	84
<b>Figura 16.</b> Esquema de interacción entre el soporte y el terreno excavado.	92

<b>Figura 17.</b> Cercha circular en contacto directo con el macizo rocoso .....	96
<b>Figura 18.</b> Hormigón lanzado en una excavación de sección circular.....	97
<b>Figura 19.</b> Pernos de anclaje instalados sistemáticamente .....	97
<b>Figura 20.</b> Túnel circular sujeto a esfuerzos geoestáticos isotrópicos .....	99
<b>Figura 21.</b> Perfil longitudinal de convergencias.....	100
<b>Figura 22.</b> Incremento del radio plástico con la excavación.....	101
<b>Figura 23.</b> Comportamiento no lineal típico de materiales geológicos .....	108
<b>Figura 24.</b> Definición general de la envolvente lineal de Mohr-Coulomb ...	110
<b>Figura 25.</b> Deformación volumétrica y propagación de fracturas .....	112
<b>Figura 26.</b> Esquema de la distribución de sondeos inclinados.....	116
<b>Figura 27.</b> Bosquejo del perfil de meteorización en el JOBO 2.....	120
<b>Figura 28.</b> Curva de esfuerzo-deformación unitaria típica.....	127
<b>Figura 29.</b> Criterio de pendiente media para constantes elásticas.....	131
<b>Figura 30.</b> Criterio de pendiente tangente para constantes elásticas.....	131
<b>Figura 31.</b> Criterio de pendiente secante para constante elásticas.....	132
<b>Figura 32.</b> Curvas típicas de esfuerzo cortante versus deformación.....	138
<b>Figura 33.</b> Esfuerzo cortante versus esfuerzos normales .....	138
<b>Figura 34.</b> Sección aproximada y sección real del túnel .....	147
<b>Figura 35.</b> Importación de la sección del túnel en Unwedge .....	148
<b>Figura 36.</b> Importación de la geometría del terreno en Unwedge .....	149
<b>Figura 37.</b> Proyección estereográfica generada en Unwedge .....	151
<b>Figura 38.</b> Modelación numérica de la Fase b .....	153

<b>Figura 39.</b> Falla por corte del revestimiento de hormigón .....	154
<b>Figura 40.</b> Ingreso de las propiedades estructurales del revestimiento .....	155
<b>Figura 41.</b> Modelación numérica de la Fase c .....	156
<b>Figura 42.</b> Carga hidráulica hidrostática definida en Unwedge .....	157
<b>Figura 43.</b> Ingreso de la carga hidráulica actuante .....	158
<b>Figura 44.</b> Ingreso de la geometría del túnel en Plaxis .....	161
<b>Figura 45.</b> Ingreso de los parámetros geomecánicos en Plaxis .....	163
<b>Figura 46.</b> Asignación del material de Mohr-Coulomb en Plaxis .....	164
<b>Figura 47.</b> Definición de las condiciones de borde en Plaxis .....	165
<b>Figura 48.</b> Definición del sistema de cargas en Plaxis .....	166
<b>Figura 49.</b> Distribución típica de nodos en elementos triangulares .....	167
<b>Figura 50.</b> Generación del enmallado en Plaxis .....	168
<b>Figura 51.</b> Aspecto final del enmallado posterior al refinamiento .....	168
<b>Figura 52.</b> Generación de esfuerzos iniciales verticales en Plaxis .....	170
<b>Figura 53.</b> Generación de esfuerzos iniciales horizontales en Plaxis .....	170
<b>Figura 54.</b> Ingreso de valores de Presión Interna ( $p_i$ ) .....	174
<b>Figura 55.</b> Cuñas máximas en la abscisa 0+050 .....	184
<b>Figura 56.</b> Cuñas máximas en la abscisa 0+100 .....	187
<b>Figura 57.</b> Cuñas máximas en la abscisa 0+150 .....	190
<b>Figura 58.</b> Cuñas máximas en la abscisa 0+200 .....	193
<b>Figura 59.</b> Cuñas máximas en la abscisa 0+250 .....	197
<b>Figura 60.</b> Distribución de la zona plástica en la abscisa 0+050 .....	231

# ÍNDICE DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 1.</b> Estimación de parámetros geotécnicos en Portal del JOBO 2 ....	82
<b>Gráfico 2.</b> Criterio de falla de Mohr-Coulomb adoptado en Unwedge.....	150
<b>Gráfico 3.</b> Curvas de sostenimiento típicas para hormigón lanzado (10cm, 5cm, 3cm) .....	207
<b>Gráfico 4.</b> Curvas de sostenimiento típicas para pernos de anclaje (22mm, 20mm, 18mm).....	208
<b>Gráfico 5.</b> Curvas de sostenimiento compuesto típicas para macizos rocosos clase III .....	209
<b>Gráfico 6.</b> Resultados de convergencias finales del túnel en la abscisa 0+050 .....	214
<b>Gráfico 7.</b> Curva característica abscisa 0+050 .....	215
<b>Gráfico 8.</b> Curva característica abscisa 0+150 .....	216
<b>Gráfico 9.</b> Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+050, soporte primario de diseño .....	223
<b>Gráfico 10.</b> Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+050, soporte	

primario (RMR tipo III).....	224
<b>Gráfico 11.</b> Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+150, soporte primario de diseño. ....	225
<b>Gráfico 12.</b> Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+150, soporte primario (RMR tipo III) <b>Fuente:</b> El autor .....	226
<b>Gráfico 13.</b> Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario de diseño .....	232
<b>Gráfico 14.</b> Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario (RMR tipo III).....	233
<b>Gráfico 15.</b> Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario de diseño .....	234
<b>Gráfico 16.</b> Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario (RMR Tipo III) .....	235

# ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla I.</b> Presupuestos estimados para el PPMCH.....	4
<b>Tabla II.</b> Profundidades de la excavación según abscisas del Anexo 1 .....	7
<b>Tabla III.</b> Clasificación de rocas en el JOBO 1 .....	19
<b>Tabla IV.</b> Familias de discontinuidades en el JOBO 2.....	20
<b>Tabla V.</b> Resumen de las clasificaciones geomecánicas RMR y GSI .....	21
<b>Tabla VI.</b> Túneles más largos del mundo .....	32
<b>Tabla VII.</b> Mayores Pérdidas económicas en Túneles.....	34
<b>Tabla VIII.</b> Clasificación de rocas blandas .....	36
<b>Tabla IX.</b> Valoración del índice Q .....	40
<b>Tabla X.</b> Calidad del testigo (RQD en %) .....	40
<b>Tabla XI.</b> Índice de diaclasado.....	41
<b>Tabla XII.</b> Índice de rugosidad .....	41
<b>Tabla XIII.</b> Índice de alteración .....	42
<b>Tabla XIV.</b> Factor de reducción por presencia de agua.....	43
<b>Tabla XV.</b> Índice SRF, zonas débiles .....	43
<b>Tabla XVI.</b> Índice SRF, rocas competentes .....	44

<b>Tabla XXVII.</b> Valoración del índice SRF en rocas deformables o expansivas	44
<b>Tabla XXVIII.</b> Valoración de la resistencia de la matriz rocosa	46
<b>Tabla XIX.</b> Valoración del RQD	46
<b>Tabla XX.</b> Valoración de la separación entre discontinuidades	46
<b>Tabla XXI.</b> Valoración de la longitud de las discontinuidades	47
<b>Tabla XXII.</b> Valoración de la abertura en las discontinuidades	47
<b>Tabla XXIII.</b> Valoración de la rugosidad en las discontinuidades	47
<b>Tabla XXIV.</b> Valoración del relleno en las discontinuidades	48
<b>Tabla XXV.</b> Valoración de la alteración en discontinuidades	48
<b>Tabla XXVI.</b> Valoración de la condición de aguas subterráneas	48
<b>Tabla XXVII.</b> Valoración de la orientación de las discontinuidades	49
<b>Tabla XXVIII.</b> Dirección de buzamiento y buzamiento de las discontinuidades	49
<b>Tabla XXIX.</b> Interpretación de la Clasificación RMR	49
<b>Tabla XXX.</b> Recomendaciones para maniobras	50
<b>Tabla XXXI.</b> Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase I	56
<b>Tabla XXXII.</b> Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase II	56
<b>Tabla XXXIII.</b> Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase III	56
<b>Tabla XXXIV.</b> Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase IV	57

<b>Tabla XXXV.</b> Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase V .....	57
<b>Tabla XXXVI.</b> Factor ESR .....	58
<b>Tabla XXXVII.</b> Valores típicos de la constante $m_i$ .....	78
<b>Tabla XXXVIII.</b> Valores típicos del factor de perturbación de la excavación $D$ .....	79
<b>Tabla XXXIX.</b> Ángulo de dilatación en macizos rocosos .....	114
<b>Tabla XL.</b> Coordenadas UTM del sondeo 7 en el Jobo 2.....	117
<b>Tabla XLI.</b> Equipo usado para el sondeo 7-JOBO 2.....	117
<b>Tabla XLII.</b> Resumen de los registros del sondeo 7 .....	120
<b>Tabla XLIII.</b> Testigos ensayados a compresión uniaxial.....	122
<b>Tabla XLIV.</b> Testigos ensayados a corte directo .....	123
<b>Tabla XLV.</b> Valores típicos de constantes elásticas obtenidas mediante ensayos de Laboratorio .....	133
<b>Tabla XLVI.</b> Peso específico de la matriz rocosa .....	140
<b>Tabla XLVII.</b> Resistencia a la compresión uniaxial.....	140
<b>Tabla XLVIII.</b> Constantes elásticas de la matriz rocosa .....	141
<b>Tabla XLIX.</b> Cohesión y ángulo de fricción de la matriz rocosa .....	142
<b>Tabla L.</b> Resistencia al corte pico de la matriz rocosa .....	143
<b>Tabla LI.</b> Coordenadas de la sección típica del túnel en Unwedge .....	148
<b>Tabla LII.</b> Cotas del terreno natural del macizo rocoso JOBO 2.....	149
<b>Tabla LIII.</b> Valores de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso .	151

<b>Tabla LIV.</b> Valores de las propiedades estructurales del soporte primario.	152
<b>Tabla LV.</b> Valores de las propiedades estructurales del soporte secundario .....	155
<b>Tabla LVI.</b> Coordenadas del perímetro de la sección típica del túnel en Plaxis .....	161
<b>Tabla LVII.</b> Parámetros geomecánicos del material modelado en Plaxis ...	163
<b>Tabla LVIII.</b> Parámetros geomecánicos del procedimiento $k_0$ en Plaxis ....	169
<b>Tabla LIX.</b> Constantes trigonométricas de la sección típica del túnel.....	172
<b>Tabla LX.</b> Valores mínimos y máximos del módulo de elasticidad .....	177
<b>Tabla LXI.</b> Valores mínimos y máximos de la Relación de Poisson .....	177
<b>Tabla LXII.</b> Constantes elásticas seleccionadas para la modelación numérica .....	179
<b>Tabla LXIII.</b> Parámetros de la envolvente de falla seleccionados para la modelación numérica.....	182
<b>Tabla LXIV.</b> Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+050.....	185
<b>Tabla LXV.</b> Factores de Seguridad de las cuñas en la abscisa 0+050 .....	186
<b>Tabla LXVI.</b> Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+100.....	188
<b>Tabla LXVII.</b> Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+100 .....	189
<b>Tabla LXVIII.</b> Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+150.....	191
<b>Tabla LXIX.</b> Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+150 .....	192
<b>Tabla LXX.</b> Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+200.....	194
<b>Tabla LXXI.</b> Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+200 .....	196

<b>Tabla LXXII.</b> Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+250.....	197
<b>Tabla LXXIII.</b> Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+250 ....	199
<b>Tabla LXXIV.</b> Parámetros estructurales del hormigón lanzado .....	202
<b>Tabla LXXV.</b> Parámetros estructurales de los pernos de anclaje.....	203
<b>Tabla LXXVI.</b> Curva de sostenimiento típica para hormigón lanzado (10 cm) .....	203
<b>Tabla LXXVII.</b> Curva de sostenimiento típica para hormigón lanzado (5 cm) .....	204
<b>Tabla LXXVIII.</b> Curva de sostenimiento típica para hormigón lanzado (3 cm) .....	204
<b>Tabla LXXIX.</b> Curva de sostenimiento típica para pernos de anclaje (22mm) .....	204
<b>Tabla LXXX.</b> Curva de sostenimiento típica para pernos de anclaje (20 mm) .....	205
<b>Tabla LXXXI.</b> Curva de sostenimiento típica para pernos de anclaje (18 mm) .....	205
<b>Tabla LXXXII.</b> Curva de sostenimiento típica de hormigón lanzado (10 cm) + pernos de anclaje (22 mm) .....	205
<b>Tabla LXXXIII.</b> Curva de sostenimiento típica de hormigón lanzado (5 cm) + pernos de anclaje (20 mm) .....	206
<b>Tabla LXXXIV.</b> Curva de sostenimiento típica de hormigón lanzado (3 cm) + pernos de anclaje (18 mm) .....	206

<b>Tabla LXXXV.</b> Resultados de los análisis tenso-deformacionales abscisa 0+050.....	212
<b>Tabla LXXXVI.</b> Validación del análisis tenso-deformacional abscisa 0+050 .....	212
<b>Tabla LXXXVII.</b> Resultados de los análisis tenso-deformacionales abscisa 0+150.....	213
<b>Tabla LXXXVIII.</b> Validación del análisis tenso-deformacional abscisa 0+15 .....	213
<b>Tabla LXXXIX.</b> Parámetros de la aproximación bidimensional de Panet ...	218
<b>Tabla XC.</b> Constantes de la aproximación bidimensional de Panet .....	218
<b>Tabla XCI.</b> Deformaciones iniciales del túnel previo a la colocación del soporte primario abscisa 0+050.....	219
<b>Tabla XCII.</b> Deformaciones iniciales del túnel previo a la colocación del soporte primario abscisa 0+150 .....	219
<b>Tabla XCIII.</b> Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa 0+050, cercha metálica ligera .....	227
<b>Tabla XCIV.</b> Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa 0+050, soporte primario (RMR tipo III).....	227
<b>Tabla XCV.</b> Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa 0+150, cercha metálica ligera .....	227
<b>Tabla XCVI.</b> Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa 0+150, soporte primario (RMR tipo III).....	228

**Tabla XCVII.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+050..... 236

**Tabla XCVIII.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+150..... 236

# ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Ecuación 1.....</b>	<b>39</b>
<b>Ecuación 2.....</b>	<b>45</b>
<b>Ecuación 3.....</b>	<b>58</b>
<b>Ecuación 4.....</b>	<b>61</b>
<b>Ecuación 5.....</b>	<b>64</b>
<b>Ecuación 6.....</b>	<b>66</b>
<b>Ecuación 7.....</b>	<b>68</b>
<b>Ecuación 8.....</b>	<b>68</b>
<b>Ecuación 9.....</b>	<b>68</b>
<b>Ecuación 10.....</b>	<b>69</b>
<b>Ecuación 11.....</b>	<b>70</b>
<b>Ecuación 12.....</b>	<b>70</b>
<b>Ecuación 13.....</b>	<b>70</b>
<b>Ecuación 14.....</b>	<b>70</b>
<b>Ecuación 15.....</b>	<b>70</b>
<b>Ecuación 16.....</b>	<b>70</b>

<b>Ecuación 17</b> .....	70
<b>Ecuación 18</b> .....	70
<b>Ecuación 19</b> .....	70
<b>Ecuación 20</b> .....	70
<b>Ecuación 21</b> .....	71
<b>Ecuación 22</b> .....	71
<b>Ecuación 23</b> .....	71
<b>Ecuación 24</b> .....	71
<b>Ecuación 25</b> .....	71
<b>Ecuación 26</b> .....	72
<b>Ecuación 27</b> .....	72
<b>Ecuación 28</b> .....	72
<b>Ecuación 29</b> .....	72
<b>Ecuación 30</b> .....	73
<b>Ecuación 31</b> .....	74
<b>Ecuación 32</b> .....	74
<b>Ecuación 33</b> .....	74
<b>Ecuación 34</b> .....	74
<b>Ecuación 35</b> .....	75
<b>Ecuación 36</b> .....	75
<b>Ecuación 37</b> .....	75
<b>Ecuación 38</b> .....	75

<b>Ecuación 39</b> .....	75
<b>Ecuación 40</b> .....	75
<b>Ecuación 41</b> .....	76
<b>Ecuación 42</b> .....	76
<b>Ecuación 43</b> .....	77
<b>Ecuación 44</b> .....	77
<b>Ecuación 45</b> .....	78
<b>Ecuación 46</b> .....	78
<b>Ecuación 47</b> .....	78
<b>Ecuación 48</b> .....	80
<b>Ecuación 49</b> .....	81
<b>Ecuación 50</b> .....	81
<b>Ecuación 51</b> .....	81
<b>Ecuación 52</b> .....	86
<b>Ecuación 53</b> .....	86
<b>Ecuación 54</b> .....	86
<b>Ecuación 55</b> .....	86
<b>Ecuación 56</b> .....	86
<b>Ecuación 57</b> .....	87
<b>Ecuación 58</b> .....	87
<b>Ecuación 59</b> .....	88
<b>Ecuación 60</b> .....	88

<b>Ecuación 61</b> .....	88
<b>Ecuación 62</b> .....	89
<b>Ecuación 63</b> .....	89
<b>Ecuación 64</b> .....	89
<b>Ecuación 65</b> .....	89
<b>Ecuación 66</b> .....	89
<b>Ecuación 67</b> .....	90
<b>Ecuación 68</b> .....	90
<b>Ecuación 69</b> .....	90
<b>Ecuación 70</b> .....	90
<b>Ecuación 71</b> .....	90
<b>Ecuación 72</b> .....	90
<b>Ecuación 73</b> .....	92
<b>Ecuación 74</b> .....	93
<b>Ecuación 75</b> .....	93
<b>Ecuación 76</b> .....	93
<b>Ecuación 77</b> .....	94
<b>Ecuación 78</b> .....	94
<b>Ecuación 79</b> .....	95
<b>Ecuación 80</b> .....	95
<b>Ecuación 81</b> .....	95
<b>Ecuación 82</b> .....	95

<b>Ecuación 83</b> .....	101
<b>Ecuación 84</b> .....	101
<b>Ecuación 85</b> .....	102
<b>Ecuación 86</b> .....	102
<b>Ecuación 87</b> .....	103
<b>Ecuación 88</b> .....	103
<b>Ecuación 89</b> .....	104
<b>Ecuación 90</b> .....	104
<b>Ecuación 91</b> .....	106
<b>Ecuación 92</b> .....	106
<b>Ecuación 93</b> .....	106
<b>Ecuación 94</b> .....	106
<b>Ecuación 95</b> .....	108
<b>Ecuación 96</b> .....	113
<b>Ecuación 97</b> .....	113
<b>Ecuación 98</b> .....	113
<b>Ecuación 99</b> .....	127
<b>Ecuación 100</b> .....	127
<b>Ecuación 101</b> .....	128
<b>Ecuación 102</b> .....	129
<b>Ecuación 103</b> .....	130
<b>Ecuación 104</b> .....	137

<b>Ecuación 105.</b> .....	137
<b>Ecuación 106.</b> .....	154
<b>Ecuación 107.</b> .....	154
<b>Ecuación 108.</b> .....	157
<b>Ecuación 109.</b> .....	169
<b>Ecuación 110.</b> .....	169
<b>Ecuación 111.</b> .....	172
<b>Ecuación 112.</b> .....	172
<b>Ecuación 113.</b> .....	201
<b>Ecuación 114.</b> .....	202

# INTRODUCCIÓN

En el diseño y construcción de obras subterráneas se tienen numerosos parámetros y características geotécnicas que deben ser consideradas, en particular cuando se trata de este tipo de proyectos en rocas blandas. En el área de estudio se tienen areniscas, limolitas, lutitas y lodolitas que eventualmente pueden tener una resistencia considerable, pero que sin embargo debido a los procesos de fracturamiento tectónico de la roca e interrupción del proceso de diagénesis, esta se puede transformar en una roca blanda.

La presente investigación se basa en el análisis de estabilidad del túnel de riego y abastecimiento en el sector denominado JOBO2 del PPMCH. Se realizan dos tipos de análisis fundamentales para este tipo de proyectos que son: un análisis paramétrico usando el método de cuñas, y el análisis de convergencia-confinamiento mediante el uso de elementos finitos.

Se realiza un análisis tenso-deformacional mediante el método de convergencia-confinamiento que en la presente Tesis, se lo hizo empleando la aproximación bidimensional de Panet, por considerarlo lo más apropiado para relacionar el proceso de convergencia con el incremento de zona plástica a lo largo del túnel y de volúmenes de roca que puedan caer independientemente, en función de las cuñas que se forman.

# **CAPÍTULO 1**

## **DEFINICIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.1. Generalidades**

La presente investigación se basa en el análisis de estabilidad del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2 (Túnel de descarga No 2) de la presa Río Grande, como parte del Proyecto de Propósito Múltiple Chone (PPMCH), desarrollado en las afueras de la ciudad de Chone, Provincia de Manabí.

El PPMCH es un proyecto integral que contempla diversas obras civiles interdisciplinarias dentro del área de Ingeniería Hidráulica, Ingeniería Estructural e Ingeniería Geotécnica.

Dentro de las obras que integran al PPMCH se puede mencionar:

- ✓ Terracerías del cuerpo principal de la presa Río Grande
- ✓ El canal de desagüe San Antonio
- ✓ La ataguía de la presa
- ✓ Estabilización de taludes en los empotramientos de la presa
- ✓ Construcción de la pantalla de hormigón plástico de la presa
- ✓ El túnel de desvío en el sector del JOBO 1
- ✓ El Túnel de Riego y Abastecimiento en el sector del JOBO 2 (ESPE, 2014).

Este conjunto de obras tienen como finalidad la regulación de caudales del Río Grande, manteniendo el agua embalsada durante el invierno y niveles adecuados en el verano con la finalidad de evitar inundaciones en la ciudad de Chone. Una vez finalizado el proyecto se espera beneficiar a 170 000 personas (ESPE, 2014).

Los estudios de factibilidad para el PPMCH datan de los años 1984 y 1986, los cuales fueron realizados por parte del consorcio de empresas consultoras INTECSA-ACOLIT. En el año 2008 la misma consultora ACOLIT LTDA realizó una actualización de dichos estudios a través del cual se realizó una estimación económica del monto total del PPMCH (El Diario, 2013).



**Fotografía 1.** Construcción de la ataguía de la presa Río Grande

**Fuente:** ESPE, 2014



**Fotografía 2.** Túnel de desvío de la presa Río Grande en el JOBO 1

**Fuente:** ESPE, 2014



**Fotografía 3.** Pantalla de hormigón plástico de la presa Río Grande

**Fuente:** ESPE, 2014

<b>Año</b>	<b>Empresa Consultora</b>	<b>Presupuesto Estimado (USD)</b>
<b>1984-1986</b>	INTECSA-ACOLIT LTDA	170MM
<b>2008</b>	ACOLIT LTDA	210 852459,07

**Tabla I.** Presupuestos estimados para el PPMCH

**Fuente:** El Diario, 2013

El PPMCH empezó a ser construido bajo la dirección del consorcio TIESIJÚ-MANABÍ (empresa de procedencia China) como contratista, siendo la SENAGUA el ente contratante, en Julio del 2010, con el contrato correspondiente a la construcción de la Presa de Río Grande y el canal de desagüe San Antonio (SENAGUA, 2012).

Sin embargo, en el año 2012 se paralizaron los trabajos del PPMCH debido a problemas contractuales con la empresa TIESIJU-MANABI, y se reanudaron con una nueva licitación denominada “Construcción del Proyecto de Propósito Múltiple Chone-FASE I”, bajo la dirección de la nueva contratista consorcio E&E (empresa de origen Ecuatoriano) y Fiscalización por parte de la ESPE. (ESPE, 2014).

### **1.1.1. Características del túnel del JOBO 2**

El túnel de Riego y Abastecimiento es un **túnel Superficial** que se localiza en el estribo derecho de la Presa Río Grande (tomando como referencia una vista desde aguas arriba hacia aguas debajo de la presa) denominado JOBO 2, y representa una obra de captación y riego. En el interior del túnel, se prevé la instalación de dos tuberías de 700mm y 1400mm de diámetro que descargarían el agua captada a través del embalse de la presa Río Grande (113 MM m<sup>3</sup> de embalse aproximadamente) hacia los alrededores de la ciudad de Chone (ESPE, 2014).

Las abscisas mencionadas en esta investigación hacen referencia a la distancia desde el portal de salida del túnel hasta el punto de estudio medida en metros.



**Fotografía 4.** Construcción del túnel del JOBO 2

**Fuente:** El Diario, 2014

La cota de la contraclave del túnel se encuentra a 44,5 m.s.n.m. en el portal aguas arriba, prolongándose con una ligera pendiente del 1% según se muestra en el Anexo 1. Las profundidades de la excavación varían entre 12,8m y 46,8m teniendo como referencia el centro del túnel, el cual está ubicado a 2,25m por encima de la contraclave excavada (ver Tabla II) (ESPE, 2014).

La cota de embalse de la presa Río Grande se prevé a 67,50 m.s.n.m. mientras que la cota de coronación de la presa a 72,50 m.s.n.m. La cota máxima de embalse intervendría en la estabilidad del túnel a lo largo de la sección aguas arriba de la presa, ejerciendo presiones hidrostáticas sobre el

soporte secundario de la cavidad. Esto ocurriría una vez que el embalse llegue a su nivel máximo (ESPE, 2014).

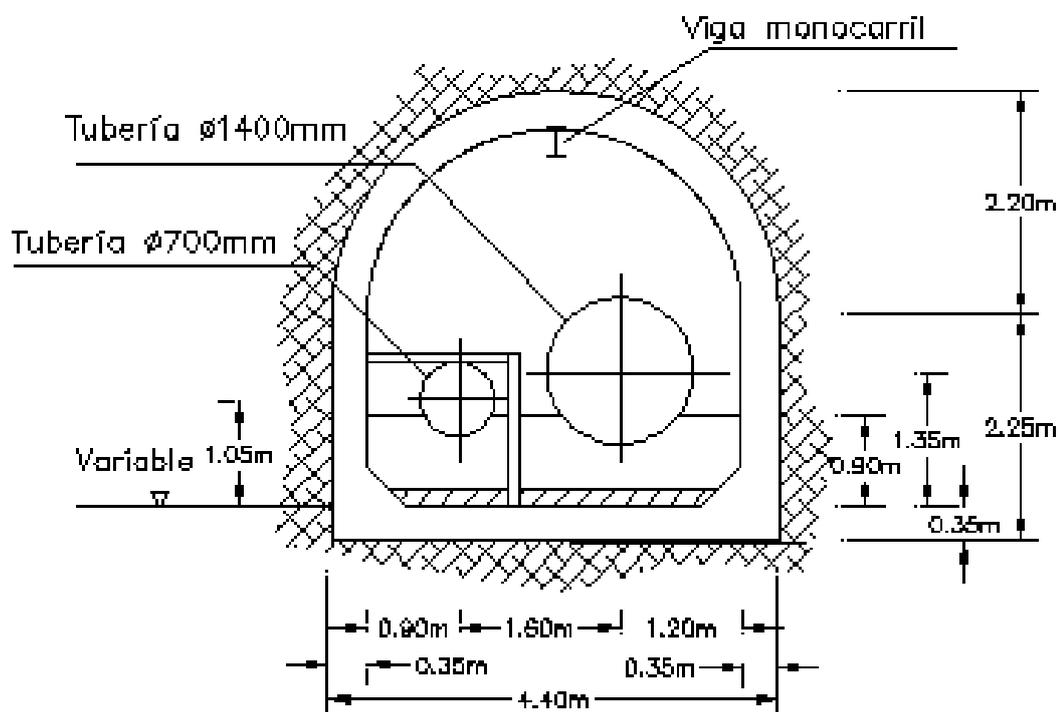
Otras características de las instalaciones hidráulicas a detalle, así como datos topográficos del terreno, se presentan en el Anexo 1.

Sección	Abscisa	Cota Terreno Natural [m]	Profundidad m
1	0 + 050	59,5	12,8
2	0 + 100	87	40,3
3	0 + 150	93,5	46,8
4	0 + 200	91,5	44,8
5	0 + 250	82,5	35,8

**Tabla II.** Profundidades de la excavación según abscisas del Anexo 1

**Fuente:** ACOLIT CIA LTDA, 2008

**Sección típica del túnel:** El túnel de riego y abastecimiento del JOBO 2 posee una sección compuesta, la cual está conformada por una sección rectangular de 4,40 m x 2,25 m (sección inferior) y otra sección de arco de medio punto de 2,20 m de radio (sección superior) (ACOLIT CIA LTDA, 2008).



**Figura 1.** Sección típica del Túnel del JOBO 2

**Fuente:** modificado de ACOLIT CIA LTDA, 2008

### 1.1.2. Excavación y sostenimiento del túnel del JOBO 2

La excavación del túnel de riego y abastecimiento del JOBO 2 se realizó con una excavadora hidráulica con adaptación de pluma delantera para túneles (excavación tradicional de sección completa) y martillo neumático manual para refinamiento de la sección de la cavidad excavada. Se presenta a continuación los mecanismos de soporte primario y secundario usados en el túnel de Riego y abastecimiento del JOBO 2 (ESPE, 2014).

- ✓ **Soporte primario:** Se usó cerchas metálicas “ligeras” ubicadas cada 1,50 m entre ejes (ESPE, 2014).
  
- ✓ **Soporte secundario:** Se usó un recubrimiento de hormigón con resistencia característica de 28 MPa (a los 28 días) de 35cm de espesor con refuerzo mínimo para absorber esfuerzos por retracción y temperatura (ESPE, 2014)



**Fotografía 5.** Excavación y estabilización en el túnel del JOBO 2

**Fuente:** ESPE, 2014



**Fotografía 6.** Avances de excavación del túnel del JOBO 2

**Fuente:** ESPE, 2014

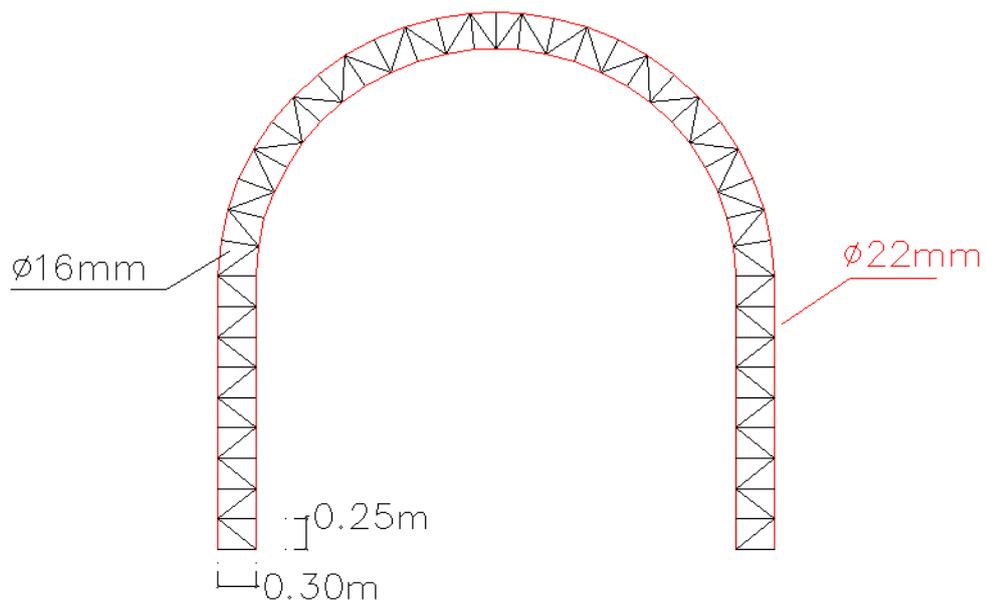


**Fotografía 7.** Instalación del soporte primario en el túnel del JOBO 2

**Fuente:** ESPE, 2014

La cercha usada como mecanismo de soporte primario presenta las características estructurales:

- ✓ Compuesta por barras corrugadas de acero de refuerzo grado 420
- ✓ Conformada por barras perimetrales de 22mm de diámetro
- ✓ Compuesta por barras interiores de 16mm de diámetro
- ✓ Construida con doble armadura (separación de 20cm entre armaduras), conectando cada armadura en los nodos con barras transversales de 16mm (ESPE, 2014)



**Figura 2.** Bosquejo de la cercha del túnel de riego y abastecimiento.

**Fuente:** modificado de ESPE, 2014

**Metodología constructiva:** La construcción del túnel de riego y abastecimiento se puede sintetizar en tres etapas constructivas (A, B y C):

- A. Excavación de sección completa con excavadora hidráulica adaptada con pluma delantera para túneles y martillo neumático en avances de 7m. Esta maniobra se la realizaba en 48 horas aproximadamente, tiempo durante el cual el claro libre de excavación quedaba expuesto (exceptuando los portales donde el soporte definitivo fue ubicado de forma instantánea a la excavación).

El avance de la excavación se lo realizó en dos frentes desfasados temporalmente:

- ✓ El primer frente partió desde la abscisa 0+000 hasta 0+150
- ✓ El segundo frente la excavación se realizó desde la abscisa 0+280.37 hasta 0+150.

- B. Instalación del soporte primario (cerchas metálicas “ligeras”) en el claro libre excavado antes de proseguir con un nuevo avance según descrito en A.

C. Fundición del soporte secundario (recubrimiento de hormigón armado de resistencia característica de 28 MPa)



**Fotografía 8.** Excavación y refinamiento de la sección del túnel

**Fuente:** ESPE, 2014



**Fotografía 9.** Vista típica del túnel, etapa constructiva B.

**Fuente:** ESPE, 2014



**Fotografía 10.** Soporte secundario desencofrado, etapa constructiva C

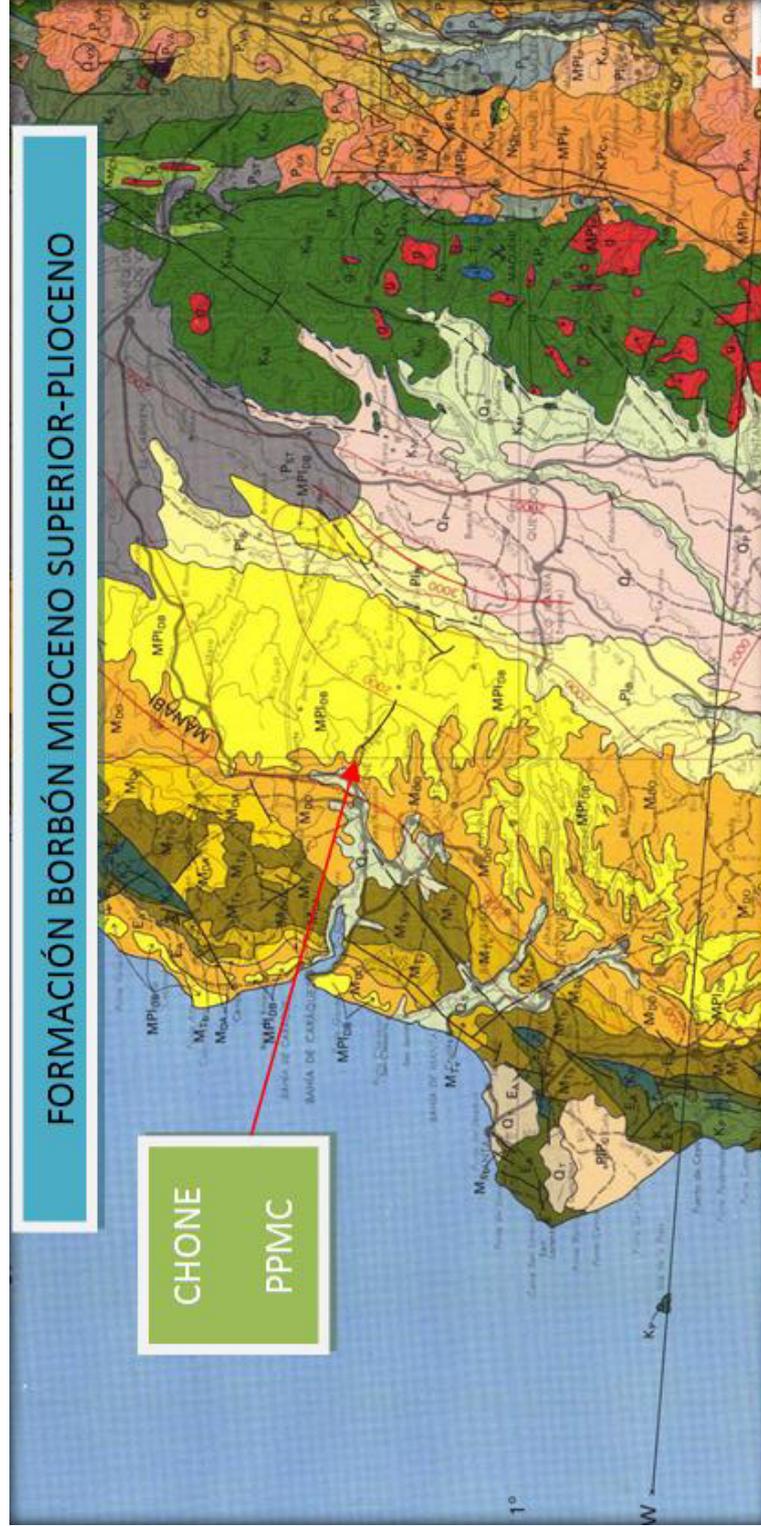
**Fuente:** ESPE, 2014

### **1.1.3. Geología local del PPMCH**

El macizo rocoso del área en estudio se encuentra conformado localmente por secuencias de areniscas, limolitas, lutitas y lodolitas calcáreas, con potencias de estratos variables de centimétricos a métricos, cuya potencia máxima es de 5 metros. Estos materiales se presentan muy tectonizados en la superficie, dando lugar a perfiles de meteorización con espesores que varían desde 1 a 5 metros (CONSORCIO E & E, 2014).

La Formación Borbón ( $MPI_{DB}$ ) aflora en el sector de estudio. Dicha formación está compuesta por materiales cuya génesis se remonta hace

aproximadamente 5 millones, correspondientes al Mioceno Superior-Plioceno. Estas formaciones llegaron a aflorar en la Costa Ecuatoriana debido a los procesos de subducción regional, que dieron lugar al levantamiento de las cordilleras a lo largo de la misma. Por este motivo se evidencia la presencia de materiales con vestigios de fósiles calcáreos (Hoffstetter R.y Bristow C., 1977).



**Figura 3.** Ubicación del PPMCH en el plano geológico del Ecuador

**Fuente:** Azúa R., 2014

La excavación del túnel de riego y abastecimiento se encuentra atravesando en su gran mayoría areniscas, exceptuando los primeros metros de excavación aguas abajo donde predominan limolitas. A partir de la abscisa 0+50 las areniscas empiezan a ser predominantes (ACOLIT CIA LTDA, 2008).

Investigaciones geológicas-geotécnicas del terreno en los estribos de la presa (JOB0 1), mediante la extracción de muestras inalteradas cúbicas de 0,50 m de lado demuestran que el macizo rocoso está conformado por rocas blandas (Azúa R., 2014). Dicha investigación se basó en la escala propuesta por Hobst y Zajik que clasifica al macizo rocoso de acuerdo al ensayo de compresión uniaxial (comúnmente conocido como ensayo de compresión uniaxial no confinado o compresión simple) (Hobst y Zajik, 1957).



**Fotografía 11.** Extracción de muestras inalteradas en arenisca del JOBO 1

**Fuente:** Azúa R., 2014



**Fotografía 12.** Extracción de muestras inalteradas en limolita del JOBO 1

**Fuente:** Azúa R., 2014



**Fotografía 13.** Extracción de muestra inalterada en lutita del JOBO 1

**Fuente:** Azúa R., 2014

<b>Muestra</b>	<b>Descripción</b>	<b>Resistencia a la compresión uniaxial (MPa)</b>	<b>Clasificación Según Hobst y Zajik, 1957</b>
1	Arenisca	3,46	Roca blanda solidificada sana
1	Arenisca	3,65	Roca blanda solidificada sana
2	Limolita	5,06	Roca blanda solidificada sana
2	Limolita	4,19	Roca blanda solidificada sana
3	Lutita	0,09	Sin clasificación
3	Lutita	0,17	Sin clasificación

**Tabla III.** Clasificación de rocas en el JOBO 1

**Fuente:** ESPOL, 2014

#### 1.1.4. Estructuras geológicas del JOBO 2

El macizo rocoso en el cual se encuentra el túnel de riego y abastecimiento, presenta tres familias de discontinuidades predominantes en el área de estudio (CONSORCIO E & E, 2014). En el presente estudio las familias de discontinuidades están representadas por la dirección de buzamiento (DB), y buzamiento (BZ). Estos planos de discontinuidades se determinan geoméricamente con la notación DB/ BZ.

Sección	Abscisa	Orientación del túnel (°)	Familias de discontinuidades					
			J1		J2		J3	
			DB(°)	BZ (°)	DB(°)	BZ (°)	DB(°)	BZ (°)
1	0 + 050	136,80	205	80	280	60	128	17
2	0 + 100	91,19	230	70	288	38	130	10
3	0 + 150	120,28	190	80	278	60	125	15
4	0 + 200	300,28	230	70	270	65	130	20
5	0 + 250	300,28	210	80	288	38	128	15

**Tabla IV.** Familias de discontinuidades en el JOBO 2

**Fuente:** CONSORCIO E&E, 2014



**Fotografía 14.** Toma de datos estructurales en el macizo rocoso JOBO 2

**Fuente:** Azúa R., 2014

#### 1.1.5. Clasificaciones geomecánicas del túnel del JOBO 2

En el túnel de riego y abastecimiento se realizó la clasificación del macizo rocoso a lo largo de las abscisas mostradas en el Anexo 1. Se realizó las clasificaciones RMR Bieniawski (Bieniawski, 1989.) y GSI (Hoek E., 1997).

Abscisa	RMR	Tipo	Calidad	GSI
0+050	53	III	Media	70
0+100	55	III	Media	70
0+150	53	III	Media	70
0+200	52	III	Media	70
0+250	53	III	Media	70

**Tabla V.** Resumen de las clasificaciones geomecánicas RMR y GSI

**Fuente:** El autor

Los datos de campo y el procedimiento de cálculo del RMR Bieniawski y GSI, se presentan en el **Anexo 2**.

## 1.2. Presentación del problema

Existen varios métodos para el diseño de túneles: semi-empíricos (Índice Q y RMR), los observacionales y los analíticos (González L., 2004).

Los métodos semi-empíricos están basados en datos experimentales y experiencias previas en proyectos de túneles en **rocas duras** (Wyllie D y Mah W., 2004). Sin embargo, el caso en estudio se desarrolló en **rocas blandas** según muestran investigaciones previas (Azúa R., 2014)

En uno de los informes geotécnicos del PPMCH, se describe que la calidad de la roca en el portal de salida del túnel en estudio es de clase III a IV en la clasificación RMR (Azúa R., 2014).

De acuerdo a la clasificación de Bieniawski este tipo de macizo rocoso de “calidad mala” a “calidad media” requiere **mecanismos de soporte primario compuesto** además de una excavación estricta en fases (ver Tabla XXXIII y XXXIV). No obstante, el túnel en estudio fue excavado en sección completa y

estabilizado mediante un **mecanismo de soporte primario simple** tal como se describe en la sección 1.1.2.

Subsecuentemente, nace la interrogante de que tan “seguro” fue el Soporte primario usado en el túnel en estudio, y cuál sería la condición de estabilidad en la etapa post-constructiva (soporte secundario) cuando el embalse de la presa Río Grande llegue a generar cargas hidrostáticas importantes sobre las secciones del túnel “aguas arriba”.

Adicionalmente, se prevé que la clasificación RMR pudiera ya no ser adecuada para usarse en túneles en **rocas blandas**. En esta investigación se plantea la siguiente hipótesis.

**Hipótesis:**

“El método semi-empírico **RMR Bieniawski** permite estimar en forma **conservadora** el sostenimiento primario en túneles superficiales en rocas blandas”

### 1.2.1. Justificación

Los métodos semi-empíricos, tales como el RMR (Bieniawski, 1989.) y el índice Q (Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974) son ampliamente usados para estimar el soporte primario en túneles y se busca verificar la aplicabilidad de uno de ellos, el RMR, en **rocas blandas**.

En la presente investigación se realizó un **análisis analítico** mediante el método de convergencia-confinamiento del Soporte Primario usado en túnel en estudio usando Análisis de Elementos Finitos en 2D (Panet M, 1982) y un análisis paramétrico de discontinuidades mediante el método de cuñas.

Los análisis se llevaron a cabo mediante el uso del software Plaxis versión 8.2 para análisis geotécnicos tenso-deformacionales, SAP 2000(análisis estructural del soporte primario) y el software Unwedge versión 4.0 para cálculos de estabilidad de cuñas en excavaciones subterráneas.

Además, se clasificó el macizo rocoso JOBO 2 a lo largo de la excavación del túnel en estudio para conocer la calidad de la roca, y estimar parámetros geomecánicos (Anexo 2).

Dichos análisis permitirían conocer en mayor extensión que tan adecuado resultaría el RMR (Bieniawski, 1989.) para estimar el soporte primario en **túneles superficiales en rocas blandas**.

Adicionalmente, se busca verificar la estabilidad de la cavidad en la etapa post-constructiva (soporte secundario), en la cual el túnel estaría bajo la acción de cargas hidrostáticas importante una vez que el embalse llegue a su capacidad máxima estimada (67,5 m.s.n.m.)

### **1.3. Objetivos Generales y Específicos**

#### **Objetivo General:**

Determinar la clasificación RMR del macizo rocoso JOBO 2 para verificar la aplicabilidad de este método en túneles superficiales en rocas blandas y analizar la estabilidad de la excavación durante la etapa constructiva y post-constructiva.

#### **Objetivos Específicos:**

1. Clasificar al macizo rocoso JOBO 2 en base a la clasificación geomecánica RMR y GSI
2. Analizar la estabilidad del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2 mediante el método de convergencia-confinamiento en la etapa constructiva y método de cuñas (usando el software Unwedge)

3. Verificar la estabilidad del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2 durante la etapa post-constructiva (usando el software Unwedge).

#### **1.4. Alcance de la Tesis**

La presente tesis se basa en la clasificación RMR del macizo rocoso JOBO 2 y el análisis de **ESTABILIDAD DE LA CAVIDAD** por el método de convergencia-confinamiento y método de cuñas durante la etapa **constructiva** y **post-constructiva** (soporte secundario).

Se excluye el análisis de **ESTABILIDAD DE PORTALES**, el cual constituye un aspecto importante durante la etapa **pre-constructiva** del Túnel.

# CAPÍTULO 2

## REVISIÓN DE LITERATURA

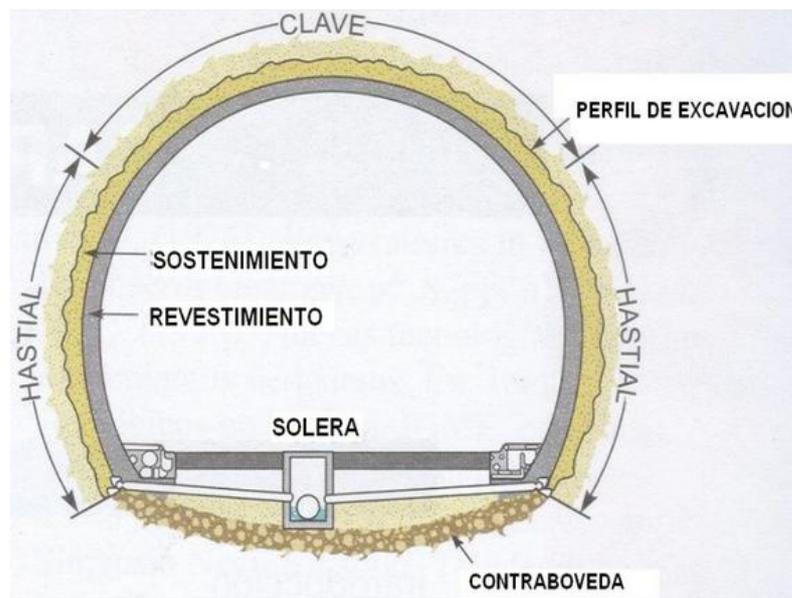
### 2.1. Túneles

En general, un túnel es un **proyecto subterráneo** que permite evitar obstáculos naturales para unir dos puntos de interés (González L., 2004).

Se mencionan varias definiciones comunes relacionadas con el diseño y construcción de túneles (González L., 2004):

- ✓ **Clave:** Sección superior de la excavación
- ✓ **Hastial:** Sección lateral de la excavación

- ✓ **Contraclave o Contrabóveda:** Sección Inferior de la excavación
- ✓ **Sostenimiento o Soporte Primario:** Elementos estructurales de soporte del terreno
- ✓ **Revestimiento o Soporte secundario:** Elementos estructurales de soporte a largo plazo ubicados en la etapa post-constructiva tales como el hormigón armado.



**Figura 4.** Elementos de un túnel

**Fuente:** González L., 2004

Los túneles se pueden clasificar según su metodologías constructivas (FHWA, 2013):

- ✓ **Metodología Cut-and-Cover:** El túnel se construye excavando una trinchera, se construye la sección del túnel (en sitio o prefabricado) de hormigón generalmente, y luego se lo cubre con suelo.
- ✓ **Túneles en mina:** Se excava en el terreno de forma “subterránea” pero a diferencia de la Metodología Cut-and-Cover, no se excava el terreno en la superficie
- ✓ **Túneles en roca:** Se excavan a través de la roca usando perforación y voladura cuando se trata de rocas duras, y excavadoras mecánicas cuando se trata de rocas más suaves o usando TBMs. Cuando las condiciones lo permiten se usan métodos de excavación por etapas.
- ✓ **Túneles en terrenos blandas:** Excavaciones en suelos usando típicamente un TBM con escudo, o a través de Métodos de excavación por etapas.
- ✓ **Túneles inmersos:** Comprenden grandes elementos de hormigón prefabricado u hormigón armado prefabricado que son ubicadas en trincheras subacuáticas, para luego ser cubiertas por material de relleno.

- ✓ **Túneles de Cajón:** Estructuras prefabricadas incrustadas en el suelo por dispositivos hidráulicos con lo que se busca evitar la perturbación del suelo de la superficie. Usados en situaciones en que el túnel debe ser construido muy superficialmente y existen obras en la superficie tales como terraplenes.



**Fotografía 15.** Túnel de cajón típico

**Fuente:** JTP Consulting, 2013



**Fotografía 16.** Túnel en mina de Copenhagen

**Fuente:** COWI Consulting Group, 2015



**Fotografía 17.** Túnel del Puerto de Dublín, Metodología Cut-and Cover

**Fuente:** NJ DOYNE CONSTRUCTION LTD, 2013

Entre las ventajas y desventajas los túneles presentan, se puede mencionar (Zaragoza A., 2010):

**VENTAJAS:**

- ✓ Son obras discretas
- ✓ Disminuyen el impacto ambiental
- ✓ Obras no detectables en el territorio

**DESVENTAJAS:**

- ✓ Alta complejidad técnica
- ✓ Gran consumo energético en etapa constructiva y post-constructiva
- ✓ Material de desecho generado por la excavación

La infraestructura de túneles se ha desarrollado principalmente en países como Noruega, China, Suiza, Austria, Francia, Italia y Japón que cuentan con los túneles más largos del mundo, según se muestra en la siguiente Tabla.

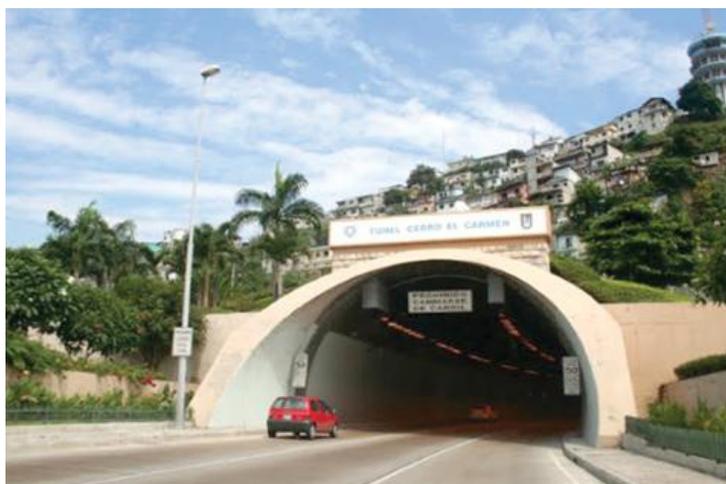
<b>País</b>	<b>Túnel</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Inauguración</b>
Noruega	Laerdal	24 510	2000
China	Zhongnanshan	18 040	2009
Suiza	San Gotardo	16 918	1980
Austria	Arlberg	13 972	1978
China	Hsuehshan	12 900	2005
Francia-Italia	Frejus	12 895	1980
Francia-Italia	Mont Blanc	11 611	1965
Noruega	Gudvanga	11 428	1991
Noruega	Folgefonn	11 150	2001
Japón	Kan-Etsu (Norte)	11 055	1991
Japón	Kan-Etsu (Sur)	10 926	1985

**Tabla VI.** Túneles más largos del mundo

**Fuente:** Zaragoza A., 2010

El Ecuador cuenta con varios túneles vehiculares concentrados principalmente en la ciudad de Quito y Guayaquil entre los que se puede mencionar:

- ✓ Túnel San Roque
- ✓ Túnel San Juan
- ✓ Túnel San Diego
- ✓ Túnel de los cerros Santa Ana y del Carmen
- ✓ Túnel San Eduardo
- ✓ Metro de Quito



**Fotografía 18.** Túnel del Cerro San Eduardo

**Fuente:** METRO, 2012



**Fotografía 19.** Túnel San Juan en Quito

**Fuente:** Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas, 2011

Los proyectos de Túneles representan altas riesgos. Estos riesgos podrían estar relacionados con ciertas prácticas actuales (Wannick H., 2006):

- ✓ Métodos constructivos de alto riesgo
- ✓ Contratos de diseño + construcción
- ✓ Condiciones contractuales fijadas unilateralmente
- ✓ Cronogramas de obra apretados
- ✓ Presupuestos de obra bajos
- ✓ Competencia entre industrias constructoras

En la Tabla VII se mencionan los proyectos subterráneos que han representado las mayores pérdidas económicas durante las últimas décadas:

<b>Año</b>	<b>Proyecto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Causa</b>	<b>Pérdidas (USD)</b>
1994	Metro de Munich	Alemania	Colapso	4MM
1994	Heathrow Express	Gran Bretaña	Colapso	141MM
1994	Metro de Taipei	Taiwan	Colapso	12MM
1995	Metro de Los Angeles	Estados Unidos	Colapso	9MM
1995	Metro de Taipei	Taiwan	Colapso	29MM
1999	Hull Yorkshire	Gran Bretaña	Colapso	55MM
1999	Tren de alta velocidad	Florenia-Italia	Colapso	9MM
1999	Autopista de Anatolia	Turquía	Sismo	115MM
2000	Metro de Taegu	Korea	Colapso	24MM
2000	Tren de alta velocidad	Florenia-Italia	Colapso	12MM
2002	Tren de alta velocidad	Taiwan	Colapso	30MM
2003	Metro de Shanghai	China	Colapso	80MM

**Tabla VII.** Mayores Pérdidas económicas en Túneles

**Fuente:** Wannick H., 2006



**Fotografía 20.** Colapso del Metro de Taegu en Korea

**Fuente:** Wannick H., 2006



**Fotografía 21.** Colapso del Metro de Shanghai

**Fuente:** Wannick H., 2006

## 2.2. Rocas blandas

Las **rocas blandas** están generalmente compuestas por arcillas y arenas muy finas dentro de su matriz rocosa. Debido a su composición poseen características geomecánicas intermedias entre los suelos y las rocas, tales como (Marín L., 1991):

- ✓ Facilidad de intemperización
- ✓ Baja resistencia a la erosión
- ✓ Baja resistencia al desgaste

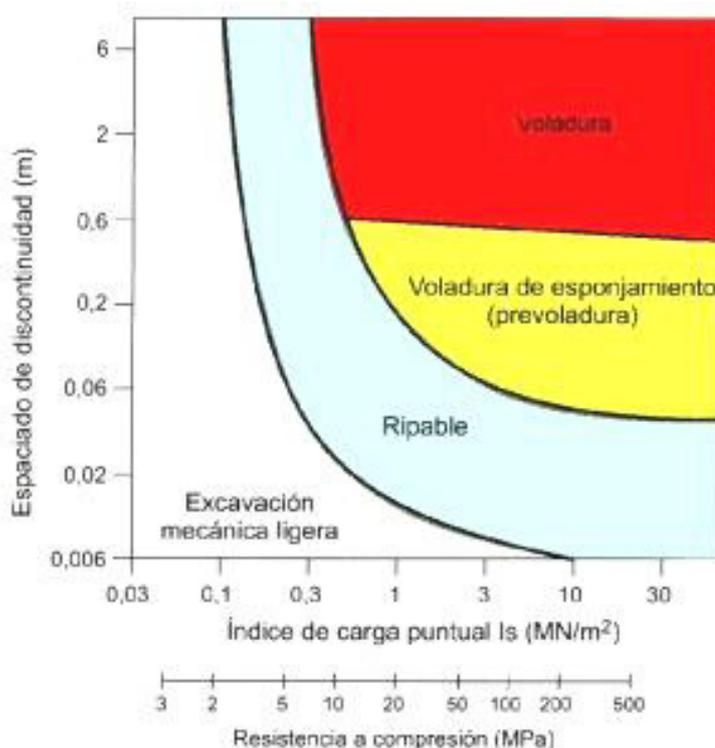
Este tipo de parámetros son importantes en la práctica para relacionarlos con los criterios de excavabilidad del macizo rocoso. Siendo una práctica muy usual la clasificación de las rocas según su resistencia (González L., 2004) (Hobst y Zajik, 1957).

Clase de roca blanda	Resistencia a la compresión de la matriz rocosa (MPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Ángulo de fricción (°)
Solidificada Sana	2 a 10	50 a 100	60 a 55
Parcialmente Meteorizada Solidificada	1 a 2	30 a 50	60 a 55
Meteorizada poco solidificada	0,3 a 1	20 a 50	60 a 55

**Tabla VIII.** Clasificación de rocas blandas

**Fuente:** Hobst y Zajik, 1957

Existen varias propuestas para relacionar la clasificación de las rocas según su resistencia con la excavabilidad del macizo Rocoso. Quizás la más conocida son los nomogramas de Franklin. El método de Franklin permite prever el tipo de excavación según los resultados de ensayos de compresión uniaxial o carga puntual y el espaciamiento entre discontinuidades (Franklin J., 1974).



**Figura 5.** Nomograma Franklin para excavación

**Fuente:** Franklin J., 1974

Otros criterios de excavabilidad usados en la práctica son el índice de Schimazek y el Índice Cerchar (Díaz Mendez B. , 1997) (Romana M., 2000).

Investigaciones demuestran la importancia de la correcta selección de la metodología de excavación en el comportamiento geomecánico de las rocas durante la excavación de túneles. Un método de excavación descontrolado puede reducir notablemente las características geomecánicas del macizo rocoso. Dichos tipos de análisis de debilitamiento han sido incorporados con el factor de perturbación de la excavación “ $D$ ” en el criterio de falla generalizado de Hoek-Brown para estimar los parámetros del macizo rocoso a excavar (Hoek E. y Brown E.T., 1988).

### **2.3. Clasificaciones geomecánicas**

Las clasificaciones geomecánicas constituyen un método indirecto para la obtención de parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, además de que permiten estimar el soporte primario en Túneles. Dentro de los métodos más usados se tienen el índice Q (Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974), RMR (Bieniawski, 1989.) y GSI (Hoek E., 1997).

Las características de los macizos rocosos tomadas en cuenta en las clasificaciones geomecánicas son muy diversas, entre otras se puede mencionar (González L., 2004):

- ✓ Resistencia de las rocas
- ✓ Índice RQD
- ✓ Espaciado de las discontinuidades
- ✓ Orientación de las discontinuidades
- ✓ Condiciones de rugosidad de las discontinuidades

### 2.3.1. Clasificación Q

Esta clasificación es denominada también como **Índice Q**. Fue desarrollada a partir de experiencias previas en túneles y permite estimar el soporte primario del macizo rocoso a través de criterios empíricos (González L., 2004) (Marín L., 1991).

La clasificación usa 6 parámetros, que agrupados convenientemente en 3 factores permiten calcular el **índice Q** (Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad \text{Ecuación 1.}$$

Don de:

- $SRF$  : Coeficiente reductor por el estado tensional
- $J_w$  : Coeficiente reductor por la presencia de agua
- $J_a$  : Índice de alteración en las discontinuidades
- $RQD$  : Índice de calidad de la roca (Rock Quality Designation)
- $J_n$  : Índice de diaclasado
- $J_r$  : Índice de rugosidad en las discontinuidades

El **índice Q** tiene su aplicación únicamente en la estimación del soporte primario en túneles, a diferencia del RMR el cual suele tener otras aplicaciones como la estimación de los parámetros de resistencia. Esta clasificación se valora en base a las Tablas IX – XVII. (González L., 2004).

<b>Índice</b>	<b>Valoración</b>
0,001-0,01	Roca excepcionalmente mala
0,01-0,1	Roca extremadamente mala
0,1-1	Roca muy mala
1-4	Roca mala
4-10	Roca media
10-40	Roca buena
40-100	Roca muy buena
100-400	Roca extremadamente buena
400-1000	Roca excepcionalmente buena

**Tabla IX.** Valoración del índice Q

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

<b>Clase</b>	<b>Valoración del RQD</b>	<i>RQD%</i>
<b>A</b>	Muy mala	0-25
<b>B</b>	Mala	25-50
<b>C</b>	Media	50-75
<b>D</b>	Buena	75-90
<b>E</b>	Excelente	90-100

**Tabla X.** Calidad del testigo (RQD en %)

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

Clase	Valoración del índice de diaclasado	$J_n$
<b>A</b>	Roca masiva, sin diaclasar o con fisuración escasa	0,5-1,0
<b>B</b>	Una familia de diaclasa	2
<b>C</b>	Una familia de diaclasa y varias familias aleatorias	3
<b>D</b>	Dos familias de diaclasas	4
<b>E</b>	Dos familia de diaclasa y varias familias aleatorias	6
<b>F</b>	Tres familias de diaclasas	9
<b>G</b>	Tres familias de diaclasas y algunas aleatorias	12
<b>H</b>	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, etc	15
<b>J</b>	Roca triturada, terrosa	20

**Tabla XI.** Índice de diaclasado

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

Clase	Valoración del índice de rugosidad	$J_r$
<b>A</b>	Diaclasa discontinua	4
<b>B</b>	Diaclasa ondulada, rugosa o irregular	3
<b>C</b>	Diaclasa Ondulada, lisas	2
<b>D</b>	Diaclasa onduladas, perfectamente lisas	1,5
<b>E</b>	Diaclasa planas, rugosas o irregulares	1,5
<b>F</b>	Diaclasa planas, lisas	1,0
<b>G</b>	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5
<b>H</b>	No existe contacto entre caras, minerales arcillosos	1,0
<b>I</b>	No existe contacto entre caras, relleno arenoso	1,0

**Tabla XII.** Índice de rugosidad

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

Clase	Valoración del índice de alteración	$\phi$ (°)	$J_a$
<b>A</b>	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	-	0,75
<b>B</b>	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1,0
<b>C</b>	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Presentan minerales no blandos	25°-30°	2,0
<b>D</b>	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla(No blanda)	20°-25°	3,0
<b>E</b>	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4,0
<b>F</b>	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc	25°-30°	4,0
<b>G</b>	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos	16°-24°	6,0
<b>H</b>	Sobreconsolidación media a baja, rellenos de minerales arcillosos	12°-16°	8,0
<b>J</b>	Rellenos de arcillas expansivas, es decir de montmorillonita	6°-12°	8-12
<b>K,L,M</b>	Zonas de roca desintegrada	6°-24°	6,8 o 8-12
<b>N</b>	Zonas de arcillas limosas	-	5,0
<b>O,P,R</b>	Zonas continuas de arcilla de espesor grueso	6°-24°	10,13 o 13-20

**Tabla XIII.** Índice de alteración

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

Donde:

$\phi$  : Ángulo de fricción en grados

Clase	Valoración del factor $J_w$	Presión (MPa)	$J_w$
A	Excavaciones con pequeñas afluencias	<0,1	1,0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de rellenos	0,1-0,25	0,66
C	Afluencia importante en rocas competentes sin relleno	0,25-1,0	0,5
D	Afluencia importante, produciéndose un lavado considerable de los rellenos	0,25-1,0	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta al momento de realizar las voladuras	>1,0	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, de carácter persistente	>1,0	0,1-0,05

**Tabla XIV.** Factor de reducción por presencia de agua

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

Clase	Valoración del Índice $SRF$	$SRF$
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta	10
B	Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad menor que 50m	5
C	Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad mayor que 50m	2,5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcilla) a una profundidad menor que 50m	7,5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcilla) a una profundidad menor que 50m	5,0
F	Zonas de fracturas aisladas en roca competente(libre de arcillas) a una profundidad mayor que 50m	2,5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado	5,0

**Tabla XV.** Índice  $SRF$ , zonas débiles

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

<b>Clase</b>	<b>Valoración del índice <i>SRF</i></b>	<b><i>SRF</i></b>
<b>H</b>	Tensiones pequeñas cerca de la superficie	2,5
<b>J</b>	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	1
<b>K</b>	Tensiones elevadas, estructura muy compacta	0,5-2
<b>L</b>	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora	5-50
<b>M</b>	Lajamiento y estallido después de algunos minutos	50-200
<b>N</b>	Estallidos violentos de la roca y deformaciones dinámicas	200-40

**Tabla XVI.** Índice SRF, rocas competentes

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

<b>Clase</b>	<b>Valoración del Índice <i>SRF</i></b>	<b><i>SRF</i></b>
<b>O</b>	Flujo plástico de roca incompetente, sometida a una presión de deformación baja	5-10
<b>P</b>	Flujo plástico de roca incompetente, sometida a una presión de deformación alta	10-20
<b>R</b>	Rocas expansivas químicamente en presencia del agua con presión de expansión baja	5-10
<b>S</b>	Rocas expansivas químicamente en presencia del agua con presión de expansión alta	10-15

**Tabla XVII.** Valoración del índice SRF en rocas deformables o expansivas

**Fuente:** Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974

### 2.3.2. Clasificación RMR

Esta clasificación geomecánica fue propuesta por primera vez en el año 1973, luego de lo cual fue actualizada en los años 1979 y 1989. La clasificación permite relacionar índices de calidad mediante observaciones geológicas con parámetros geotécnicos, además de su aplicabilidad en la estimación del soporte primario de túneles (González L., 2004).

Esta clasificación también es denominada **valoración del macizo rocoso**, por sus siglas en inglés (Rock Mass Rating). El RMR usa 5 parámetros geológicos de campo además de una **corrección** debido a la orientación de las discontinuidades (Bieniawski, 1989.):

$$RMR = 1^* + 2^* + 3^* + 4^* + 5^* + 6^* \quad \text{Ecuación 2.}$$

Donde:

- 1\* : Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa
- 2\* : Índice de calidad del macizo rocoso RQD%
- 3\* : Separación entre discontinuidades
- 4\* : El estado en las discontinuidades
- 5\* : Condición de aguas subterráneas
- 6\* : Corrección por orientación de las discontinuidades

El RMR valora al macizo rocoso en una escala que va desde 0 hasta 100, en sentido creciente de las características de resistencia de la roca. Se calcula sumando los valores obtenidos en las tablas que se muestran a continuación de acuerdo a las observaciones geológicas (Bieniawski, 1989.).

Ensayo de carga puntual (MPa)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	Puntuación
>10	>250	15
10-4	250-100	12
4-2	100-50	7
2-1	50-25	4
-	25-5	2
-	5-1	1
-	<1	0

**Tabla XVIII.** Valoración de la resistencia de la matriz rocosa

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Donde:

$\sigma_{ci}$  : Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa

RQD%	Puntuación
90%-100%	20
75%-90%	17
50%-75%	13
25%-50%	6
<25%	3

**Tabla XIX.** Valoración del RQD

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Separación entre discontinuidades (m)	Puntuación
>2	20
0,6-2	15
0,2-0,6	10
0,06-0,2	8
<0,06	5

**Tabla XX.** Valoración de la separación entre discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Longitud de las discontinuidades (m)	Puntuación
<1	6
1-3	4
3-10	2
10-20	1
>20	0

**Tabla XXI.** Valoración de la longitud de las discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Abertura en las discontinuidades (mm)	Puntuación
Nada	6
<0,1	5
0,1-1,0	3
1-5	1
>5	0

**Tabla XXII.** Valoración de la abertura en las discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Rugosidad	Puntuación
Muy rugosa	6
Rugosa	5
Ligeramente rugosa	3
Ondulada	1
Suave	0

**Tabla XXIII.** Valoración de la rugosidad en las discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

<b>Relleno</b>	<b>Puntuación</b>
Ninguno	6
Relleno duro <5mm	4
Relleno duro >5mm	2
Relleno blando <5mm	2
Relleno blando >5mm	0

**Tabla XXIV.** Valoración del relleno en las discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

<b>Alteración</b>	<b>Puntuación</b>
Inalterada	6
Ligeramente alterada	5
Moderadamente alterada	3
Muy alterada	1
Descompuesta	0

**Tabla XXV.** Valoración de la alteración en discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

<b>Aguas subterráneas</b>	<b>Caudal en 10m de túnel (l/min)</b>	<b>Puntuación</b>
Seco	Nulo	6
Ligeramente húmedo	<10	5
Húmedo	10-25	3
Goteando	25-125	1
Agua fluyendo	>125	0

**Tabla XXVI.** Valoración de la condición de aguas subterráneas

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Dirección y buzamiento	Puntuación
Muy desfavorables	0
Favorables	-2
Medias	-5
Desfavorables	-10
Muy desfavorables	-15

**Tabla XXVII.** Valoración de la orientación de las discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Interpretación	Dirección de buzamiento	Buzamiento(°)
Muy favorable	Paralelo al eje del túnel, excavación con buzamiento	45°-90°
Favorable	Paralelo al eje del túnel, excavación con buzamiento	20°-45°
Media	Paralelo al eje del túnel, excavación contra buzamiento	45°-90°
Desfavorable	Paralelo al eje del túnel, excavación contra buzamiento	20°-45°
Muy desfavorable	Perpendicular al eje del túnel	45°-90°
Media	Perpendicular al eje del túnel	20°-45°
Media	Cualquier dirección	0°-20°

**Tabla XXVIII.** Dirección de buzamiento y buzamiento de las discontinuidades

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Clase	Calidad	Cohesión (MPa)	Ángulo de fricción (°)	RMR
I	Muy buena	>0,4	>45°	100-81
II	Buena	0,3-0,4	35°-45°	80-61
III	Media	0,2-0,3	25°-35°	60-41
IV	Mala	0,1-0,2	15°-25°	40-21
V	Muy mala	<0,1	<15°	<20

**Tabla XXIX.** Interpretación de la Clasificación RMR

**Fuente:** Bieniawski, 1989

Una de las ventajas de esta clasificación, es que permite tener conocimiento del comportamiento del macizo rocoso a través del tiempo estimando la longitud máxima sin sostenimiento y el tiempo disponible para colocar el soporte primario según se muestra a continuación (Bieniawski, 1989.):

<b>Clasificación RMR</b>	<b>Longitud máxima de claro libre (m)</b>	<b>Tiempo sin colapsar</b>
I	15	10 años
II	8	6 meses
III	5	1 semana
IV	2,5	10 horas
V	1	30 minutos

**Tabla XXX.** Recomendaciones para maniobras

**Fuente:** Bieniawski, 1989

### 2.3.3. Índice de Resistencia Geológica (GSI)

Esta clasificación geomecánica fue desarrollada en 1992 (Hoek E., WoodD, y Shah S., 1992), y posee varias actualizaciones. La última versión de esta clasificación fue presentada en el año 2002, la cual extendió la aplicabilidad de la clasificación a **rocas blandas** (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002).

El GSI (por sus siglas en Inglés: Geological Strength Index) permite estimar de forma sistemática la reducción de la resistencia en los macizos rocosos en condiciones geológicas variadas (**rocas duras** y **rocas blandas**) (Wyllie D y Mah W., 2004).

En general, los valores obtenidos mediante el GSI relacionan el grado de fracturación del macizo rocoso y el estado de las discontinuidades, tanto para rocas fracturadas en bloques como también para rocas metamórficas (con planos de esquistosidad) (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002).

La resistencia del macizo rocoso se determina relacionando la resistencia de la matriz rocosa con la libertad de deslizarse y rotar bajo diferentes estados esfuerzos. Esta libertad es controlada por la forma geométrica de las piezas de roca intacta y el estado de las discontinuidades.

Bajo este principio, una roca angular con superficies rugosas limpias resultaría en una mayor resistencia del macizo rocoso que una roca redondeada con relleno de material alterado y meteorizado (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002).

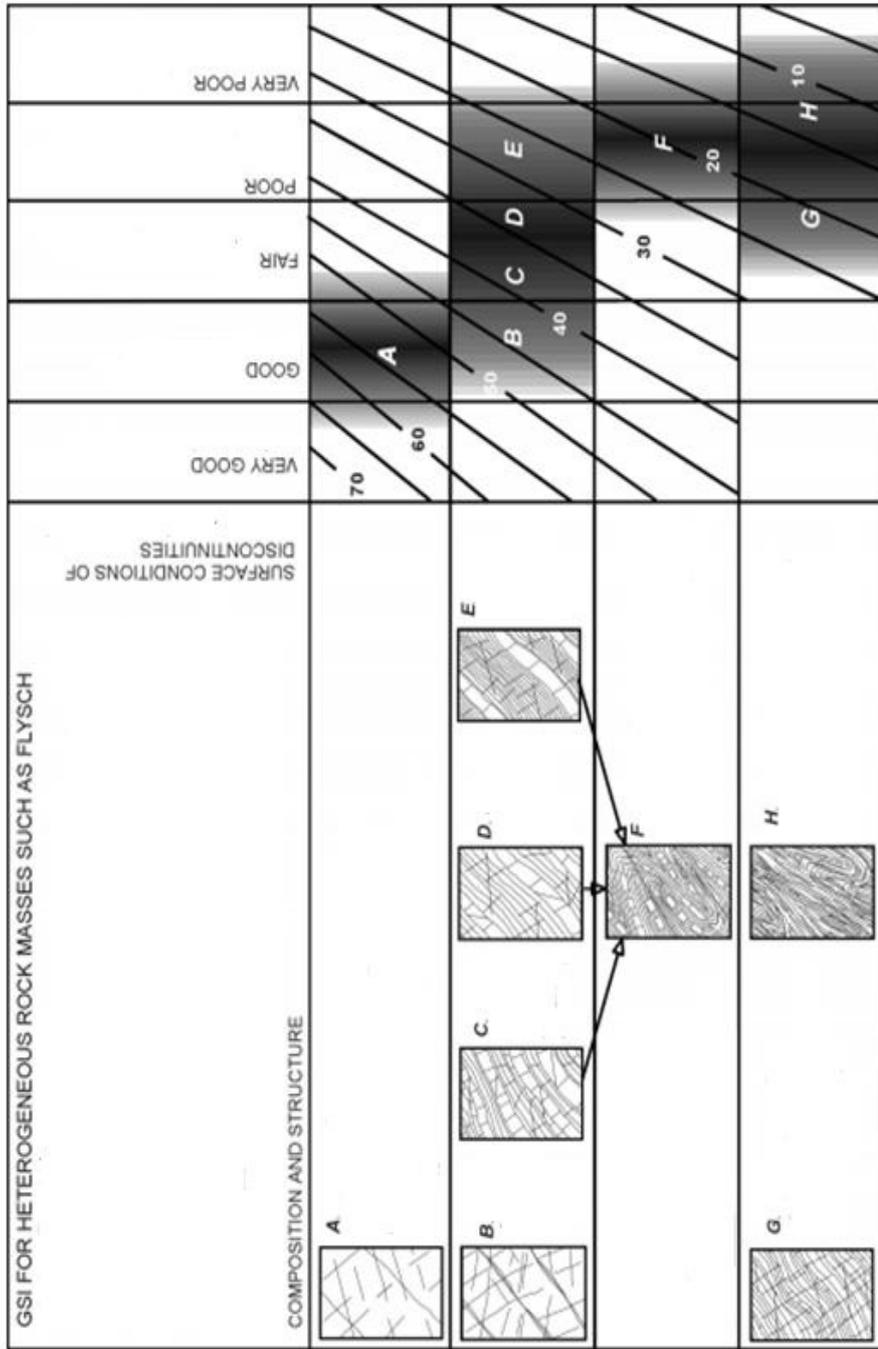
El procedimiento para calcular el GSI, consiste en interceptar la condición geométrica o estructural con el estado de las discontinuidades según se observe en campo, mediante el uso de fichas de campo para macizos rocosos fracturados en bloques y macizos rocosos heterogéneos respectivamente (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002).

El procedimiento para estimar la resistencia del macizo rocoso se muestra en la sección 2.5.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE	90	80		N/A	N/A
	BLOCKY	80	70			
	VERY BLOCKY		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY			50		
	DISINTEGRATED			40		
	LAMINATED/SHEARED			30	20	10
		N/A	N/A			

**Figura 6.** Ficha de campo de GSI en macizos rocosos fracturados

**Fuente:** Carranza-Torres C., Corkum B., 2002



**Figura 7.** Ficha de campo de GSI en macizos rocosos heterogéneos

**Fuente:** Carranza-Torres C., Corkum B., 2002

#### **2.3.4. Estimación del soporte primario**

Los métodos semi-empíricos permiten estimar el soporte primario en túneles. Sin embargo debido a su relativa facilidad se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones (González L., 2004):

- ✓ Verificar la idoneidad de la clasificación geomecánica tomando en cuenta criterios ingenieriles del verdadero comportamiento del macizo rocoso
- ✓ Considerar la posibilidad de existencia de tramos críticos donde los valores de la clasificación pueden diferir de la realidad debido a la variabilidad de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso

La clasificación geomecánica RMR recomienda los tipos de sostenimientos según la clase de macizo rocoso. Estas recomendaciones se limitan para túneles con secciones típicas en herradura, con ancho máximo de 10m y un esfuerzo vertical máximo de 25 MPa, según se tabula a continuación (Bieniawski, 1989.).

<b>Clase I (RMR= 100-81)</b>	<b>Recomendación</b>
Excavación	Del tipo sección completa, en avances de 3,0 m de altura.
Pernos de anclaje	No son necesarios, excepto en casos puntuales
Hormigón lanzado	No es necesario
Cerchas	No es necesario

**Tabla XXXI.** Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase I

**Fuente:** Bieniawski, 1989

<b>Clase II (RMR= 80-61)</b>	<b>Recomendación</b>
Excavación	Del tipo sección completa, avances de 1,0 - 1,5 m de altura.
Pernos de anclaje	Pernos en la clave con longitudes de 2,0 - 3,0 m cada 2,0 - 2,5m, usando malla electrosoldada según criterio ingenieril
Hormigón lanzado	5 cm en clave para protección
Cerchas	No es necesario

**Tabla XXXII.** Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase II

**Fuente:** Bieniawski, 1989

<b>Clase III (RMR= 60-41)</b>	<b>Recomendación</b>
Excavación	Avances y destroza, en avances de 1,5 - 3,0 m de altura, completar el sostenimiento a 20 m
Pernos de anclaje	Pernos en la clave y hastiales con longitudes de 3,0 - 4,0 m cada 1,5 -2,0 m usando malla electrosoldada solo en clave.
Hormigón lanzado	5 – 10 cm en clave y 3 cm en hastiales
Cerchas	No es necesario

**Tabla XXXIII.** Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase III

**Fuente:** Bieniawski, 1989

<b>Clase IV (RMR= 40-21)</b>	<b>Recomendación</b>
Excavación	Avances y destroza, en avances de 1,0 - 1,5 m de altura, completar el sostenimiento <b>inmediato</b> al frente.
Pernos de anclaje	Pernos en la clave y hastiales con longitudes de 4,0 - 5,0 m cada 1,0 -1,5 m usando malla electrosoldada.
Hormigón lanzado	10 – 15 cm en clave y 10 cm en hastiales, regular espesores según se mejore la calidad de la roca
Cerchas	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m según criterio ingenieril

**Tabla XXXIV.** Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase IV

**Fuente:** Bieniawski, 1989

<b>Clase V (RMR&lt;20)</b>	<b>Recomendación</b>
Excavación	Fases múltiples. Avances de 0,5 m -1,0 m de altura, con hormigón lanzado inmediato en el frente.
Pernos de anclaje	Pernos en la clave y hastiales con longitudes de 5,0 – 6,0 m cada 1,0 - 1,5 m usando malla electrosoldada, pernos en la contraclave.
Hormigón lanzado	15 – 20 cm en clave y 15 cm en hastiales, 5 cm en el frente
Cerchas	Cerchas pesadas espaciadas 0,75 m cerradas en solera

**Tabla XXXV.** Estimación del soporte primario para macizos rocosos clase V

**Fuente:** Bieniawski, 1989

El sistema de clasificación Q introduce el factor ESR (Excavation Support Ratio) que representa una especie de Factor de seguridad, el cual es seleccionado de acuerdo al uso del túnel (Norwegian Geotechnical Institute, 2013).

$$D_e = \frac{\text{Diámetro, Altura, claro}}{ESR}$$

**Ecuación 3.**

Donde:

$D_e$  : Dimensión equivalente

$ESR$  : Excavation support ratio

Mediante el valor calculado del índice Q y el nomograma se pueden obtener el tipo de sostenimiento para las dimensiones de la excavación y claro crítico. Estos valores han sido obtenidos en base a experiencias previas en excavaciones y sirven de guía para el diseño definitivo del soporte primario (Barton N., Lien R. y Lunde J., 1974).

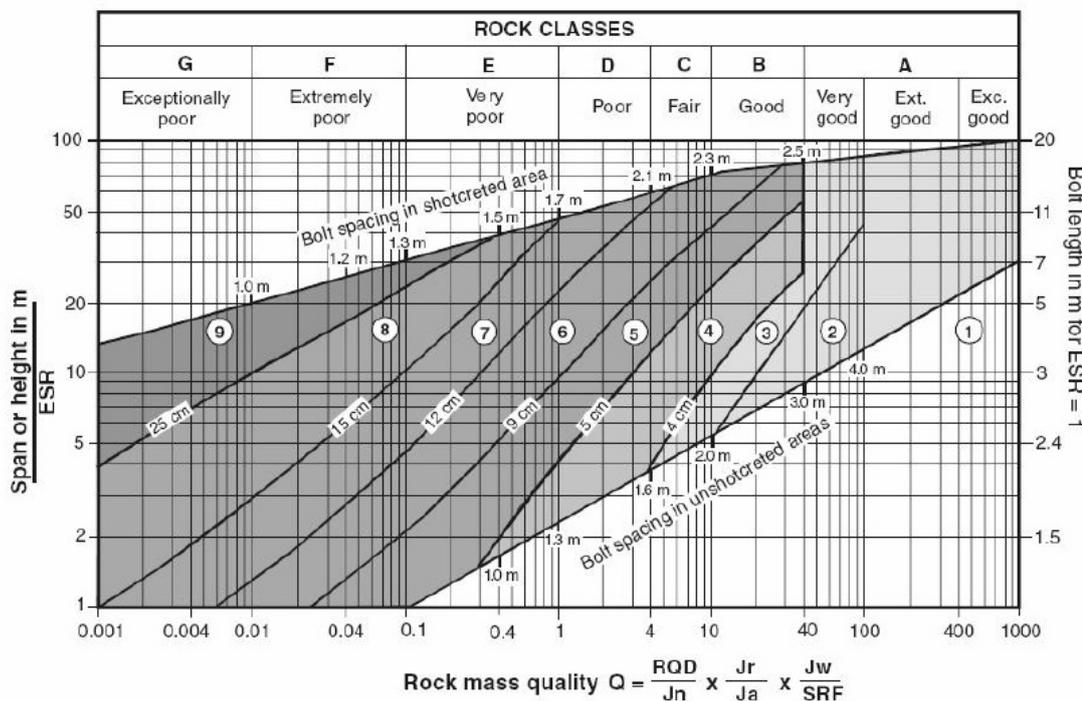
<b>Clase</b>	<b>Tipo de excavación (m)</b>	<b>ESR</b>
<b>A</b>	Minas temporales	3-5
<b>B</b>	Cámaras verticales	2,5-2,0
<b>C</b>	Minas permanentes, túneles para transportar agua en hidroeléctricas	1,6
<b>D</b>	Carreteras de orden menor y túneles para vías ferroviarias	1,3
<b>E</b>	Casas de máquinas, cuartos de almacenamiento, plantas de tratamiento, carreteras de orden mayor	1,0
<b>F</b>	Estaciones nucleares subterráneas, estaciones ferroviarias	0,8
<b>G</b>	Cavernas muy importantes y cavidades con mucho tiempo de vida (100años aproximadamente) o sin acceso a mantenimiento	0,5

**Tabla XXXVI.** Factor ESR

**Fuente:** Norwegian Geotechnical Institute, 2013

Se recomiendan 9 categorías de refuerzo del macizo rocoso según el procedimiento del índice Q (Barton N., 2000):

1. Sin soporte
2. Pernos de anclaje puntuales
3. Pernos de anclaje en forma sistemática
4. Pernos de anclaje en forma sistemática (con hormigón lanzado de 4-10cm)
5. Hormigón lanzado (5-9cm) reforzado con fibras y pernos de anclaje
6. Hormigón lanzado (9-12cm) reforzado con fibras y pernos de anclaje
7. Hormigón lanzado (12-15cm) reforzado con fibras y pernos de anclaje
8. Hormigón lanzado (>15cm) reforzado con fibras y pernos de anclaje
9. Revestimiento de Hormigón



**Figura 8.** Nomograma de diseño de soporte primario en túneles

**Fuente:** Barton., 2000

## 2.4. Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Cuando un espécimen de roca se encuentra confinado ( $\sigma_3$ ) y es sometido a un esfuerzo desviador, el esfuerzo principal pico ( $\sigma_1$ ) es mayor que en el estado de no confinamiento. A la variación del esfuerzo pico ( $\sigma_1$ ) con respecto al esfuerzo de confinamiento ( $\sigma_3$ ) se denomina criterio de falla. El criterio de falla más simple y más conocido en rocas es el criterio de Mohr-Coulomb (Goodman R., 1989).

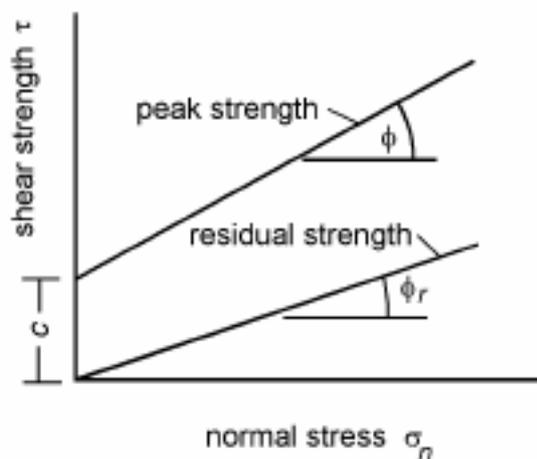
El criterio de falla de Mohr-Coulomb (Ecuación 4) se representa mediante una envolvente lineal que pasa tangente por los círculos de Mohr, definiendo las combinaciones críticas de esfuerzos cortantes y normales (Hoek E., 2007).

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan(\phi) \quad \text{Ecuación 4.}$$

Donde:

- $\phi$  : Ángulo de fricción
- $\tau_p$  : Dimensión equivalente
- $\sigma_n$  : Esfuerzo normal
- $c$  : Excavation support ratio

La envolvente lineal de Mohr-Coulomb define dos parámetros geotécnicos usados en mecánica de rocas, la cohesión, y el ángulo de fricción que puede ser real (la cual puede ser medida en la matriz rocosa y en una discontinuidad cementada) o residual (medido en rocas cizalladas o rocas superficiales) (Hoek E., 2007).



**Figura 9.** Envolvente lineal de Mohr-Coulomb

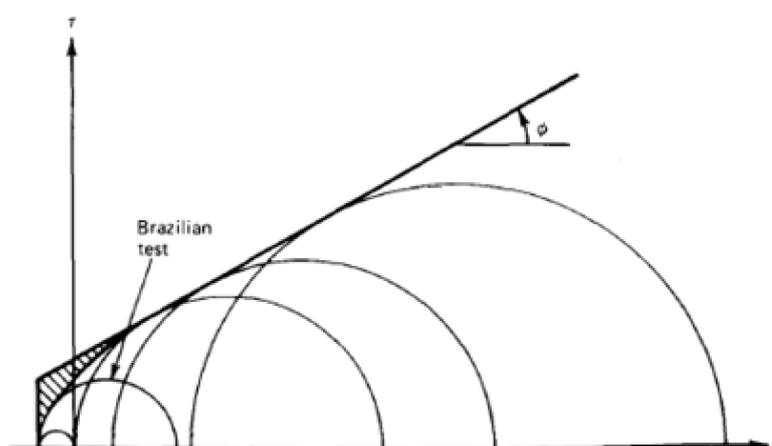
**Fuente:** Hoek E., 2007

A la envolvente de Mohr se le puede otorgar el siguiente significado físico: una roca falla cuando al restar la capacidad al corte de la matriz rocosa del esfuerzo cortante suministrado se iguala a la cohesión real en la roca o en la discontinuidad según sea el caso (Goodman R., 1989).

Existen limitaciones sobre la aplicabilidad del criterio de Mohr-Coulomb en zonas de tensión, donde se obtiene la envolvente extrapolando el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) hasta el valor mínimo de ( $\sigma_t$ ), lo cual es definido como límite por tensión (**tension cut-off**), el cual es obtenido del ensayo de tracción indirecta o Brasileño. En esta zona la envolvente simplificada de Mohr suele estar por encima de las combinaciones críticas de falla ( $\sigma_n, \tau_p$ ).

Sin embargo, la verdadera ventaja de este criterio de falla recae en la simplicidad del mismo (Goodman R., 1989)

En la literatura existen otras teorías que explican de mejor manera el comportamiento de las rocas ante este tipo de esfuerzos de tensión como la teoría del fracturamiento (Griffith A., 1921).



**Figura 10.** Envolvente de Mohr en zonas de tracción

**Fuente:** Goodman R., 1989

Existen además otras formas de expresar la envolvente de Mohr, sin embargo no son tan comunes. De estas formas alternativas, la más usual es la presentada en la Ecuación 5. Esta expresión suele usarse con la finalidad de comparar el criterio de falla de Mohr-Coulomb con el criterio generalizado de Hoek-Brown.

En dicha Ecuación se muestra el criterio de Falla de tal forma que relaciona el esfuerzo de confinamiento ( $\sigma_3$ ) y esfuerzo principal de falla ( $\sigma_1$ ) con el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y la resistencia a la compresión uniaxial o compresión simple ( $\sigma_{ci}$ ). (Goodman R., 1989):

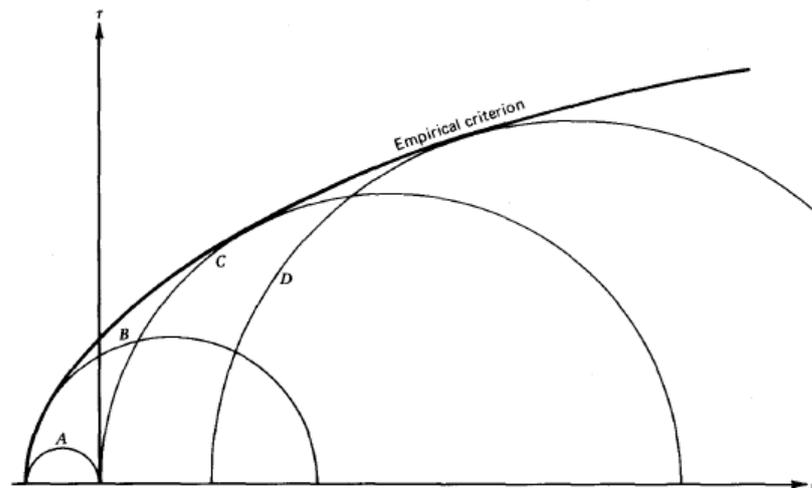
$$\sigma_1 = \sigma_{ci} + \sigma_3 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación 5.}$$

Donde:

- $\sigma_1$  : Esfuerzo principal mayor
- $\sigma_{ci}$  : Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa
- $\sigma_3$  : Esfuerzo principal menor
- $\phi$  : Ángulo de fricción

Debido a las limitaciones del criterio de Mohr, ciertos investigadores han propuesto procedimientos alternativos para determinar Criterios de falla más "exactos". Una de las formas más intuitivas de lograr este objetivo es ajustar los círculos de Mohr a un criterio empírico mediante alguna Ley de Potencia.

Un ajuste empírico puede ser generado usando los resultados de los ensayos de tracción (A), Brasileño (B), de compresión simple (C), y el ensayo de compresión triaxial (D) (Herget G. Unrug K., 1976).



**Figura 11.** Criterio de falla empírico ajustado a los círculos de Mohr

**Fuente:** Goodman R., 1989

#### 2.4.1 Modelo del material de Mohr-Coulomb

Los modelos de materiales son considerados una representación del **comportamiento de los materiales**. Cada modelo del material usa parámetros en específico, cuya finalidad es la cuantificación del comportamiento del material. En la actualidad, los modelos del material son usados en análisis computacionales de **Elementos finitos**, cuya robustez

matemática permite tener a la mano una herramienta de simulación geotécnica de problemas reales (Plaxis BV, 2000).

Sin embargo, es inevitable que se presenten errores numéricos (atribuidos a al desempeño del programa computacional) y errores del modelo (interpretación errónea de la realidad en los modelos). Por esta razón, el juicio del ingeniero analista debe estar siempre por encima de cualquier resultado computacional (Lombardi, 2000) (Plaxis BV, 2000).

El modelo del material de Mohr-Coulomb es un modelo constitutivo Elasto-plástico. Este modelo se define en base a una superficie de fluencia “fija” durante deformaciones plásticas y una zona elástica, la cual es afectada por los incrementos infinitesimales de deformaciones unitarias.

En la zona elástica las deformaciones son reversibles, mientras que en la zona plástica las deformaciones son irreversibles. En general, las deformaciones pueden expresarse en términos de las deformaciones plásticas y elásticas (Plaxis BV, 2000):

$$\dot{\underline{\underline{\epsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^e + \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^p$$

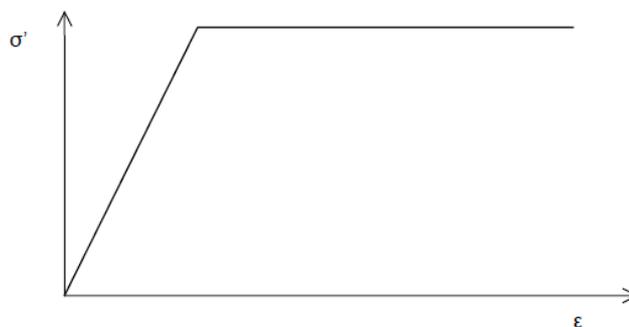
**Ecuación 6.**

Donde:

$\underline{\dot{\epsilon}}^e$  : Vector de componentes elásticos de los incrementos infinitesimales de deformación unitaria

$\underline{\dot{\epsilon}}^p$  : Vector de componentes plásticos de los incrementos infinitesimales de deformación unitaria

$\underline{\dot{\epsilon}}$  : Vector de incrementos infinitesimales de deformación unitaria



**Figura 12.** Idea básica del comportamiento elasto-plástico

**Fuente:** Plaxis BV, 2000

El modelo de Mohr-Coulomb está basado en **leyes de plasticidad no asociadas**, es decir además de presentar superficies de fluencia definidas, introduce el uso de funciones de potencial plástico.

De esta manera, las deformaciones plásticas puedan expresarse según multiplicadores dependientes de las funciones de fluencia y las derivadas de

las funciones de potencial plástico con respecto a los esfuerzos (Koiter W., 1960):

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \underline{\sigma}'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \underline{\sigma}'} + \lambda_3 \frac{\partial g_3}{\partial \underline{\sigma}'} + \dots \quad \text{Ecuación 7.}$$

Donde:

- $\lambda$  : Multiplicador del gradiente de potencial plástico
- $g$  : Función de potencial plástico
- $\underline{\sigma}'$  : Vector de esfuerzos principales efectivos

La teoría clásica define a las deformaciones plásticas únicamente en términos de una sola función de potencial plástico “suave”, este no es el caso del modelo de Mohr-Coulomb puesto que posee 6 superficies de fluencia definidas en el espacio de esfuerzos principales  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ . Sin embargo, se hace referencia a esta teoría para de manera análoga explicar el significado de los multiplicadores asociados a las superficies de fluencia (Smith I., Griffith D., 1982):

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \left( \underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \right) \underline{\dot{\epsilon}} \quad \text{Ecuación 8.}$$

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad \text{Ecuación 9.}$$

$$\underline{\underline{D}}^e = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & \dots\dots\dots & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & \vdots & \vdots \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 1/2-\nu & 0 & \vdots \\ 0 & \dots\dots\dots & \dots & 0 & 1/2-\nu & 0 \\ 0 & \dots\dots\dots & \dots & 0 & 0 & 1/2-\nu \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 10.}$$

Donde:

- $d$  : Cambio de variable relacionado con la determinación de los multiplicadores  $\lambda$
- $f$  : Función de fluencia del material
- $\underline{\underline{D}}^e$  : Matriz elástica del material que representa a la ley de Hooke
- $E$  : Módulo elástico del material
- $\nu$  : Relación de Poisson del material
- $\alpha$  : Variable que permite tomar en cuenta el cambio de comportamiento del material elástico a plástico

En la Ecuación 8 se usa un coeficiente de cambio entre rango elástico ( $\alpha = 0$ ) y plástico ( $\alpha = 1$ ) el cuál es análogo a la teoría clásica de plasticidad no asociada presentada a continuación, en donde la Ecuación 12 hace referencia al comportamiento elástico y la Ecuación 13 al comportamiento plástico respectivamente (Plaxis BV, 2000).

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad \text{Ecuación 11.}$$

$$\lambda = 0 \text{ si } (f < 0) \text{ o } \left( \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \underline{\dot{\epsilon}} \leq 0 \right) \quad \text{Ecuación 12.}$$

$$\lambda > 0 \text{ si } (f = 0) \text{ o } \left( \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \underline{\dot{\epsilon}} > 0 \right) \quad \text{Ecuación 13.}$$

Las 6 superficies de fluencia definidas anteriormente están asociadas a 6 funciones de potencial plástico. Estas funciones usan los parámetros típicos del criterio de falla de Mohr-Coulomb ( $\phi, c$ ) con un parámetro adicional denominado ángulo de fluencia ( $\psi$ ). Este último parámetro permite tomar en cuenta los **incrementos volumétricos** del material que en la práctica se presentan en materiales densos. Estas funciones plásticas se definen según se muestra a continuación (Smith I., Griffith D. , 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin(\phi) - c \cos(\phi) \leq 0 \quad \text{Ecuación 14.}$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin(\phi) - c \cos(\phi) \leq 0 \quad \text{Ecuación 15.}$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin(\phi) - c \cos(\phi) \leq 0 \quad \text{Ecuación 16.}$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin(\phi) - c \cos(\phi) \leq 0 \quad \text{Ecuación 17.}$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin(\phi) - c \cos(\phi) \leq 0 \quad \text{Ecuación 18.}$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin(\phi) - c \cos(\phi) \leq 0 \quad \text{Ecuación 19.}$$

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin(\psi) \quad \text{Ecuación 20.}$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin(\psi) \quad \text{Ecuación 21.}$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin(\psi) \quad \text{Ecuación 22.}$$

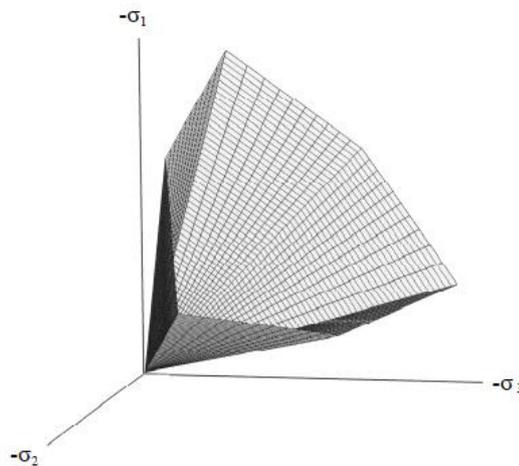
$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin(\psi) \quad \text{Ecuación 23.}$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin(\psi) \quad \text{Ecuación 24.}$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin(\psi) \quad \text{Ecuación 25.}$$

Donde:

$\psi$  : Ángulo de fluencia del material



**Figura 13.** Superficies de Fluencia de Mohr-Coulomb ( $c' = 0$ )

**Fuente:** Plaxis BV, 2000

En materiales cohesivos el modelo define además tres superficies que forman el límite por tensión (tensión cutoff), cuya formulación se presenta en las Ecuaciones 26,27 y 28. En materiales no cohesivos, el modelo de Mohr-

Coulomb se limita a esfuerzos de compresión únicamente. Se aclara que por convención los esfuerzos de compresión son negativos y los esfuerzos a tensión positivos (Plaxis BV, 2000):

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0$$

**Ecuación 26.**

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0$$

**Ecuación 27.**

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0$$

**Ecuación 28.**

Donde:

$\sigma_t$  : Límite por tensión

## 2.5. Criterio de falla de Hoek-Brown generalizado

El criterio de falla de Hoek-Brown generalizado permite conocer las combinaciones críticas de esfuerzos principales para el cual el material llega a la “falla”. A diferencia del criterio de falla de Mohr-Coulomb, este criterio se encuentra típicamente formulado en función de los esfuerzos principales menor y mayor (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002):

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

**Ecuación 29.**

Donde:

- $s$  : Constante del macizo rocoso que toma en cuenta la calidad del macizo rocoso y el grado de perturbación durante la excavación
- $a$  : Constante del macizo rocoso que toma en cuenta la calidad del macizo rocoso
- $m_b$  : Constante del macizo rocoso que toma en cuenta la constante  $m_i$ , la calidad del macizo rocoso y el grado de perturbación durante la excavación
- $\sigma'_1$  : Esfuerzo efectivo principal mayor
- $\sigma'_3$  : Esfuerzo efectivo principal menor
- $\sigma_{ci}$  : Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa

En este criterio de falla los parámetros dependen de la calidad del macizo rocoso obtenido a través de observaciones de campo sencillas mediante el índice de Resistencia Geológica GSI, las condiciones de excavación (Factor de Perturbación de la excavación  $D$ ) y una constante  $m_i$  que depende de la matriz rocosa (Hoek E., 1997):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad \text{Ecuación 30.}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad \text{Ecuación 31.}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad \text{Ecuación 32.}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad \text{Ecuación 33.}$$

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad \text{Ecuación 34.}$$

Donde:

- $m_i$  : Constante del macizo rocoso que toma en cuenta la calidad del macizo rocoso intacto
- $D$  : Factor de perturbación de la excavación
- $GSI$  : Índice de resistencia geológica (Geological Strength Index)
- $\sigma'_{cm}$  : Resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso
- $\sigma_t$  : Resistencia a la tracción del macizo rocoso

Los valores de la constante  $m_i$  pueden obtenerse mediante análisis estadístico de los resultados de ensayos de compresión triaxial de la matriz rocosa. Esto se logra reformulando el criterio de falla generalizado para el caso particular donde la roca está intacta  $GSI=100$ , y realizando un cambio de variable favorable para aplicar el método de regresión lineal.

Otra forma de estimar los valores de la constante es a través de valores típicos como los mostrados en la Tabla XXXVII (Hoek E. y Brown E., 1980):

$$y^* = m_i \sigma_{ci} x^* + \sigma_{ci}^2 \quad \text{Ecuación 35.}$$

$$y^* = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 \quad \text{Ecuación 36.}$$

$$x^* = \sigma'_3 \quad \text{Ecuación 37.}$$

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y^*}{n_{triaxial}} - \frac{\left[ \frac{\sum x^* y^* - \frac{(\sum x^*)(\sum y^*)}{n_{triaxial}}}{\sum (x^*)^2 - \frac{(\sum x^*)^2}{n_{triaxial}}} \right] \frac{\sum x^*}{n_{triaxial}}}{\quad} \quad \text{Ecuación 38.}$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left[ \frac{\sum x^* y^* - \frac{(\sum x^*)(\sum y^*)}{n_{triaxial}}}{\sum (x^*)^2 - \frac{(\sum x^*)^2}{n_{triaxial}}} \right] \quad \text{Ecuación 39.}$$

$$R^2 = \frac{\left[ \sum x^* y^* - \frac{(\sum x^*)(\sum y^*)}{n_{triaxial}} \right]^2}{\left[ \sum (x^*)^2 - \frac{(\sum x^*)^2}{n_{triaxial}} \right] \left[ \sum (y^*)^2 - \frac{(\sum y^*)^2}{n_{triaxial}} \right]} \quad \text{Ecuación 40.}$$

Donde:

- $y^*$  : Variable dependiente de la regresión lineal
- $x^*$  : Variable independiente de la regresión lineal
- $n_{triaxial}$  : Número de muestras del ensayo de compresión triaxial

Existen proyectos reales en los que se ha estimado los valores del factor de perturbación de la excavación  $D$ , como por ejemplo en el Túnel de maquinas de Mingtan en Taiwan, donde se encontró una zona de deterioro (2m) por el efecto de la voladura y a través de un retro-análisis matemático se estimó un factor de perturbación  $D = 0,7$  (Wyllie D y Mah W., 2004).

Existen muchos parámetros que afectan al macizo rocoso durante la excavación por lo que es teóricamente imposible determinar el verdadero daño en los alrededores de una excavación, sin embargo existen valores típicos que sirven de guía para el análisis de excavaciones en túneles como se muestran en la Tabla XXXVIII (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002).

El criterio de falla generalizado de Hoek-Brown permite obtener las combinaciones de resistencia al corte y esfuerzo normal  $(\tau_p, \sigma'_n)$  en los que típicamente se grafica el criterio de Mohr-Coulomb (Balmer, 1952) (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002):

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \left( \frac{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 - 1}{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 + 1} \right) \quad \text{Ecuación 41.}$$

$$\tau_p = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \left( \frac{\sqrt{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3}}{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 + 1} \right) \quad \text{Ecuación 42.}$$

$$\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3} = 1 + a \cdot m_b \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1} \quad \text{Ecuación 43.}$$

Donde:

$\sigma'_n$  : Esfuerzo efectivo normal

$\tau_p$  : Esfuerzo efectivo tangencial pico

A través de cierta manipulación matemática se puede obtener los parámetros típicos  $(\phi, c)$  del criterio de Falla de Mohr-Coulomb en el rango de esfuerzos  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{3\max}$ . Los valores de  $\sigma_{3\max}$  han sido propuestos en base a experiencias previas en análisis de estabilidad de taludes (Ecuación 46) y túneles profundos (Ecuación 47) con respecto a la resistencia uniaxial del macizo rocoso  $(\sigma'_{cm})$  y los esfuerzos geo-estáticos  $(\sigma_o)$  a los cuales la roca se encontraba sujeto (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002).

Este procedimiento fue implementado con la necesidad de ingresar parámetros de análisis geotécnicos en modelos computacionales que convencionalmente usan el criterio de falla de Mohr-Coulomb (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002).

$$\sigma_o = H \cdot \gamma_r \quad \text{Ecuación 44.}$$

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

Ecuación 45.

$$\sigma'_{3\max} / \sigma'_{cm} = 0,72 \left( \sigma'_{cm} / \sigma_0 \right)^{-0,91}$$

Ecuación 46.

$$\sigma'_{3\max} / \sigma'_{cm} = 0,47 \left( \sigma'_{cm} / \sigma_0 \right)^{-0,94}$$

Ecuación 47.

Donde:

- $\sigma'_{3\max}$  : Esfuerzo efectivo normal  
 $\sigma_0$  : Esfuerzo efectivo tangencial pico  
 $\gamma_r$  : Peso específico del macizo rocoso  
 $H$  : Profundidad en estudio

Roca	Tipo de Roca	Textura	$m_i$
Areniscas	Sedimentaria	Grano medio	13-21
Limolitas	Sedimentaria	Grano fino	5-9
Lutitas	Sedimentaria	Grano muy fino	2-6
Gypsum	Sedimentaria	Grano medio	6-10
Anhidritas	Sedimentaria	Grano fino	10-14
Tiza	Sedimentaria	Grano muy fino	5-9
Mármol	Metamórfica	Grano grueso	6-12
Cuarcitas	Metamórfica	Grano fino	17-23
Anfibolitas	Metamórfica	Grano medio	20-32
Gneiss	Metamórfica	Grano grueso	23-33
Esquistos	Metamórfica	Grano medio	9-15
Pizarras	Metamórfica	Grano muy fino	3-11
Granito	Ignea	Grano grueso	29-35
Diorita	Ignea	Grano medio	20-30
Gabro	Ignea	Grano grueso	24-30
Norita	Ignea	Grano grueso	15-25
Andesita	Ignea	Grano medio	20-30

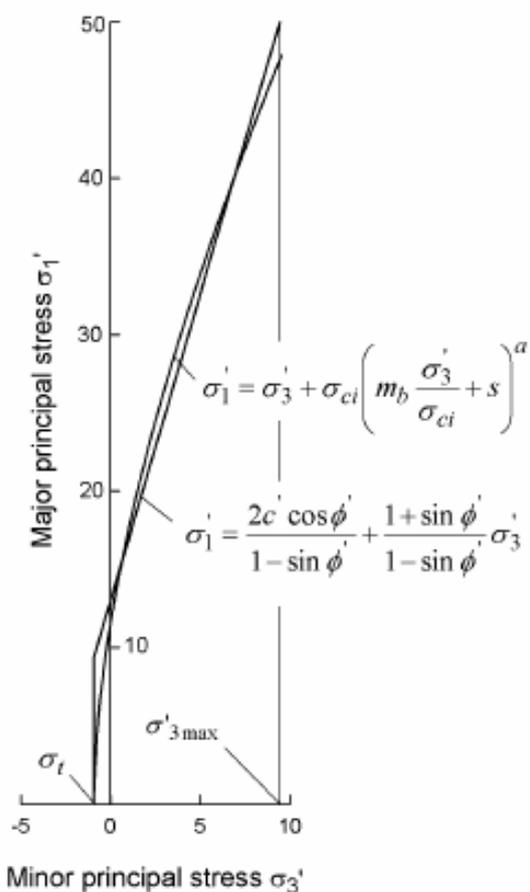
Tabla XXXVII. Valores típicos de la constante  $m_i$ 

Fuente: Hoek E. y Brown E., 1980

Apariencia	Descripción de la excavación	<i>D</i>
	Túneles excavados con TBM o procesos de voladura de buena calidad en macizos rocosos duros	0
	Excavación mecánica o manual en macizo rocosos blandos	0
	Excavación mediante procesos de voladura descontrolados en rocas duras	0,8
	Taludes rocosos expuestos a procesos de voladura de buena calidad	0,7
	Minería a cielo abierto. Procesos de voladura de mala calidad	1,0

**Tabla XXXVIII.** Valores típicos del factor de perturbación de la excavación *D*

**Fuente:** Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum, 2002



**Figura 14.** Criterio de falla de Hoek-Brown generalizado y Mohr Coulomb

**Fuente:** Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum, 2002

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6a \cdot m_b \left( m_b \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6a \cdot m_b \left( m_b \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}} \right]$$

**Ecuación 48.**

$$c' = \left[ \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} \right] \left( m_b \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6a \cdot m_b \left( m_b \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \right] \quad \text{Ecuación 49.}$$

En investigaciones previas se usó este procedimiento para estimar los parámetros geotécnicos para analizar la estabilidad del portal de salida del túnel estudiado en la presente investigación. La curva de falla de Hoek y Brown fueron calculadas en función de las componentes tangencial y normal de esfuerzos, así como su equivalente en el criterio de Mohr-Coulomb (Azúa R., 2014).

El criterio de Falla Generalizado de Mohr Coulomb también permite estimar el módulo de elasticidad del macizo rocoso, tomando en cuenta la perturbación en el macizo rocoso debido a la excavación (Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002) (Hoek E. y Diederichs M., 2006):

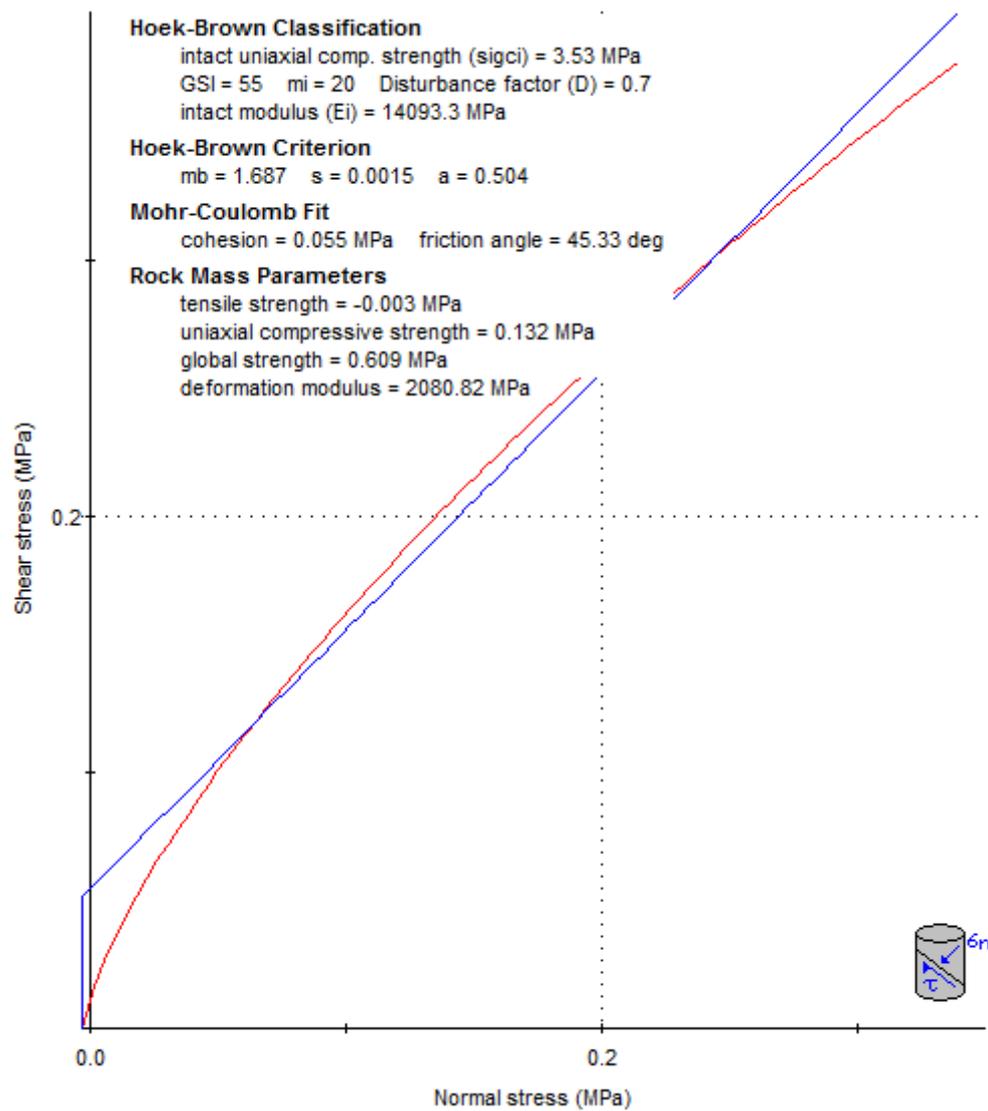
$$E_{rm} = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{Ecuación 50.}$$

$$E_{rm} = E_i \left( 0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right) \quad \text{Ecuación 51.}$$

Donde:

$E_i$  : Módulo de elasticidad de la matriz rocosa

$E_{rm}$  : Módulo de elasticidad del macizo rocoso



**Gráfico 1.** Estimación de parámetros geotécnicos en Portal del JOBO 2

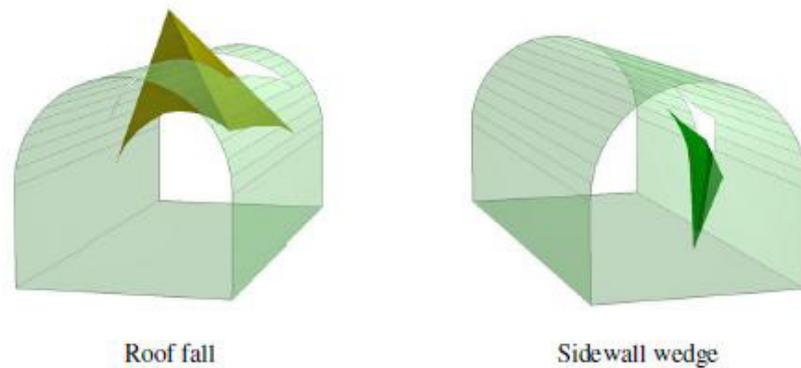
**Fuente:** Azúa R., 2014

## **2.6. Análisis paramétrico de inestabilidad en discontinuidades**

En excavaciones subterráneas relativamente superficiales, el tipo más común de “falla” se presenta con la caída de cuñas desde la clave o deslizamiento de las mismas a desde los hastiales. Estas cuñas se forman por la intersección de las familias de discontinuidades, las cuales inicialmente se encuentran en contacto entre ellas de forma estable. Sin embargo, una vez realizada la excavación, la intersección de las caras libres de la excavación con estos planos de discontinuidades “liberan” las cuñas de tal manera que potencialmente pueden fallar (Hoek E., 2007).

Estas cuñas se liberan cuando los planos de discontinuidad son continuos o cuando las fracturas se propagan a lo largo de dichos planos. Inicialmente las cuñas de mayor tamaño se liberan, quedando cuñas de menor tamaño inestables que eventualmente caen y liberan otras cuñas de forma sucesiva (Hoek E. y Brown E., 1980).

El tamaño y forma de las cuñas depende mucho del tamaño, forma y orientación de las discontinuidades. El problema de estabilidad puede ser tratado de forma tridimensional mediante la “teoría de bloques” (Goodman R., 1985).



**Figura 15.** Cuñas típicas formadas en una excavación

**Fuente:** Hoek E., 2007

En la práctica, el tratamiento de la inestabilidad de cuñas en excavaciones subterráneas se resume en 4 pasos (Hoek E. y Brown E., 1980):

1. Determinar valores representativos del buzamiento (BZ) y dirección de buzamiento (DB) de las familias de discontinuidades predominantes
2. Identificar las cuñas que potencialmente podrían caerse o deslizarse desde las paredes de la excavación
3. Calcular el factor de seguridad de las cuñas identificadas
4. Calcular el factor de seguridad de las cuñas, con el refuerzo propuesto hasta alcanzar valores “adecuados”

En general, los cálculos manuales en secciones de túneles suelen demandar bastante tiempo. Este tipo de análisis resulta ser no práctico, teniendo en cuenta que en excavaciones subterráneas (con secciones circulares y rectangulares) se pueden generar típicamente de 6 a 4 cuñas para el caso particular en el que 3 familias de discontinuidades se encuentran definidas. Una alternativa es el usar uno de los tantos programas computacionales que existen tales como el UNWEDGE (Hoek E., 2007).

### **2.6.1. Cálculo del factor de seguridad en cuñas**

El factor de seguridad de las cuñas se calcula como la razón entre las fuerzas resistentes y las actuantes. Se definen las fuerzas activas y fuerzas Pasivas según las ecuaciones 52 y 53 respectivamente. Se calculan tres tipos de factor de seguridad, donde el factor de seguridad resultante queda determinado por el máximo valor entre ellos (Rocscience, 2015):

1. **Factor de Seguridad de caída:** Se asume que la caída de la cuña ocurre en la dirección de la fuerza activa resultante y que la cuña no interacciona con las caras en contacto (resistencia al corte y dirección de deslizamiento), es decir se asume que la cuña básicamente se “cae” o es “levantada”, y que las fuerzas activas desempeñan el papel de fuerzas actuantes (Ecuación 55).

2. **Factor de Seguridad sin soporte:** Se asume que la resistencia al corte y a la tracción actúan como fuerzas resistentes considerando las fuerzas normales de las fuerzas activas. No se considera el efecto de las fuerzas pasivas, y se asume que las fuerzas activas desempeñan el papel de fuerzas actuantes (Ecuación 56).
3. **Factor de Seguridad considerando el soporte:** Se asume que la resistencia al corte, la resistencia a la tracción, y las fuerzas pasivas desempeñan el papel de fuerzas resistentes. La resistencia al corte se desarrolla debido a la superposición de fuerzas normales activas y pasivas. Se asume que las fuerzas activas desempeñan el papel de fuerzas actuantes y que los planos de discontinuidades intervienen en la dirección de deslizamiento (Ecuación 57).

$$F_{ACTIVA} = W_{CUÑA} + W_{CONCRETO} + P_{ACTIVA} + U + F_{SÍSMICA} \quad \text{Ecuación 52.}$$

$$F_{PASIVA} = S_{CONCRETO} + P_{PASIVA} + B \quad \text{Ecuación 53.}$$

$$FS = \frac{F_{RESISTENTES}}{F_{ACTUANTES}} \quad \text{Ecuación 54.}$$

$$FS_F = \frac{-F_{PASIVA} \cdot \hat{s}_0 + \sum_{i=1}^3 T_i}{F_{ACTIVA} \cdot \hat{s}_0} \quad \text{Ecuación 55.}$$

$$FS_U = \frac{\sum_{i=1}^3 (J_i^U + T_i)}{F_{ACTIVA} \cdot \hat{s}} \quad \text{Ecuación 56.}$$

$$FS_S = \frac{-F_{PASIVA} \cdot \hat{s} + \sum_{i=1}^3 (J_i^S + T_i)}{F_{ACTIVA} \cdot \hat{s}}$$

Ecuación 57.

$$FS = \max(FS_F, FS_U, FS_S)$$

Ecuación 58.

Donde:

$\hat{s}_0$	:	Dirección de caída o levantamiento
$\hat{s}$	:	Dirección de deslizamiento de la cuña
$FS$	:	Factor de seguridad
$FS_S$	:	Factor de seguridad con soporte
$FS_F$	:	Factor de seguridad de caída o levantamiento
$FS_U$	:	Factor de seguridad sin soporte
$P_{ACTIVA}$	:	Fuerza externa activa
$P_{PASIVA}$	:	Fuerza externa pasiva
$U$	:	Fuerza hidrostática
$B$	:	Fuerza resistente de pernos de anclaje
$F_{SISMICA}$	:	Fuerza sísmica
$F_{ACTIVA}$	:	Fuerzas activas
$F_{ACTUANTES}$	:	Fuerzas actuantes
$F_{PASIVA}$	:	Fuerzas pasivas
$F_{RESISTENTES}$	:	Fuerzas resistentes
$W_{CUÑA}$	:	Peso de la cuña
$W_{CONCRETO}$	:	Peso del concreto
$T_i$	:	Resistencia a la tracción
$J^S$	:	Resistencia al corte con soporte
$S_{CONCRETO}$	:	Resistencia al corte del concreto en unidades de fuerza
$J^U$	:	Resistencia al corte sin soporte

Una de las desventajas del cálculo de Factores de seguridad en el Programa Unwedge es que se limita a los casos en los que se presentan tres familias de discontinuidades, cuando se presentan más de 3 familias se debe analizar todas las combinaciones en ternas posibles. Cuando se analizan estas ternas se presentan 7 posibles direcciones de deslizamientos (Rocscience, 2015):

1.  $\hat{s}_0$ : En la dirección de la Fuerzas Activa Resultante (Ecuación 59)
2.  $\hat{s}_2, \hat{s}_3, \hat{s}_4$ : En la dirección de uno de los tres planos de discontinuidades (3 en total) (Ecuación 60)
3.  $\hat{s}_5, \hat{s}_6, \hat{s}_7$ : En la intersección entre cada par de plano de discontinuidades (3 en total) (Ecuación 61)

$$\hat{s}_0 = \frac{F_{ACTIVA}}{\|F_{ACTIVA}\|} \quad \text{Ecuación 59.}$$

$$\hat{s}_i = \frac{(\hat{n}_i \times F_{ACTIVA}) \times \hat{n}_i}{\|(\hat{n}_i \times F_{ACTIVA}) \times \hat{n}_i\|} \quad \text{Ecuación 60.}$$

$$\hat{s}_{ij} = \frac{\hat{n}_i \times \hat{n}_j}{\|\hat{n}_i \times \hat{n}_j\|} \text{sgn} \left( (\hat{n}_i \times \hat{n}_j) \cdot F_{ACTIVA} \right) \quad \text{Ecuación 61.}$$

Donde:

- $\hat{n}_i$  : Vector unitario normal al plano i-ésimo  
 $\hat{s}_i$  : Dirección de deslizamiento i-ésima

Se debe tener en cuenta que este tipo de análisis asume familias de discontinuidades definidas en planos perfectos, que los planos son continuos y que pueden estar presentes en cualquier lugar del espacio de tal manera que se calcula el Factor de seguridad en la cuña más grande posible.

El tipo de falla se determina considerando las hipótesis mencionadas y la interacción de la cuña con las discontinuidades. Esto se logra probando que alguno de los conjuntos de las siguientes desigualdades se cumple (Rocscience, 2015):

### 1. Caída de la cuña:

$$\hat{n}_1 \cdot F_{ACTIVA} > 0 \quad \text{Ecuación 62.}$$

$$\hat{n}_2 \cdot F_{ACTIVA} > 0 \quad \text{Ecuación 63.}$$

$$\hat{n}_3 \cdot F_{ACTIVA} > 0 \quad \text{Ecuación 64.}$$

$$W \cdot F_{ACTIVA} \geq 0 \quad \text{Ecuación 65.}$$

2. **Levantamiento de la cuña:** Se deben cumplir las desigualdades establecidas como Ecuación 62, 63, 64 además de la establecida como ecuación 66.

$$W \cdot F_{ACTIVA} \leq 0 \quad \text{Ecuación 66.}$$

### 3. Deslizamiento en el plano de discontinuidad i-ésimo:

$$\hat{n}_i \cdot F_{ACTIVA} \leq 0 \quad \text{Ecuación 67.}$$

$$\hat{s}_i \cdot \hat{n}_j > 0 \quad \text{Ecuación 68.}$$

$$\hat{s}_i \cdot \hat{n}_k > 0 \quad \text{Ecuación 69.}$$

### 4. Deslizamiento en la intersección entre los planos de discontinuidad i-ésimo y j-ésimo:

$$\hat{s}_{ij} \cdot \hat{n}_k > 0 \quad \text{Ecuación 70.}$$

$$\hat{s}_i \cdot \hat{n}_j \leq 0 \quad \text{Ecuación 71.}$$

$$\hat{s}_j \cdot \hat{n}_i \leq 0 \quad \text{Ecuación 72.}$$

Donde:

$\hat{s}_{ij}$  : Dirección de deslizamiento en la intersección de los planos de discontinuidades i-ésimo y j-ésimo

Las cuñas en la realidad están restringidas al hecho que los planos de discontinuidades no son perfectos ni totalmente continuos, y que se presentan espaciados cada cierta distancia. Esto conlleva a que las cuñas que se forman en las excavaciones puedan ser más pequeñas y con mayores factores de seguridad que los calculados (Hoek E., 2007).

## 2.7. Método de convergencia - confinamiento

Es un método simplificado de análisis tenso-deformacional de túneles en el cual se investigan las convergencias del terreno y la interacción del soporte primario con la excavación por separado. Se calculan las curvas características o de convergencia del terreno y las curvas de sostenimiento a fin de determinar la convergencia de equilibrio (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona-Universidad Politécnica de Catalunya, 2015).

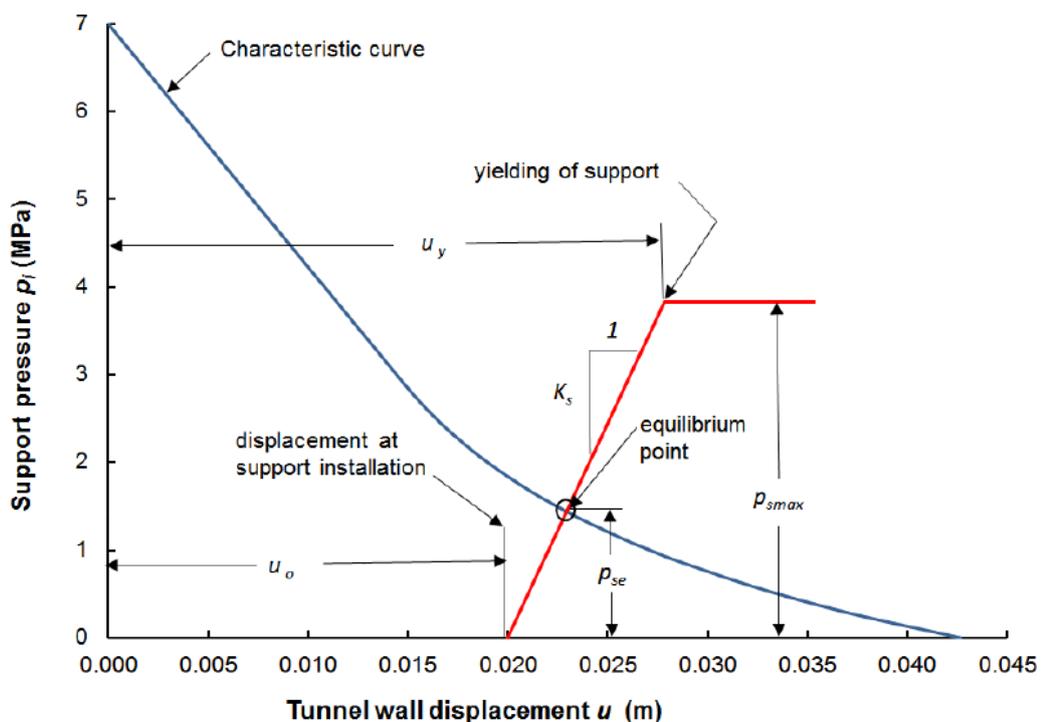
Al excavar un túnel las presiones ( $p_i$ ) que ejerce el macizo rocoso sobre el tramo que se aleja del frente de excavación disminuyen y con ello las deformaciones ( $u$ ) aumentan. A la variación de las convergencias con el avance de la excavación (disminución de presión interna) se le denomina curva característica o de convergencia. El soporte primario es colocado a una distancia determinada del frente de excavación en donde la cavidad ha sufrido cierto desplazamiento ( $u_0$ ). A partir de la colocación del soporte primario, el mismo presenta su propia línea de comportamiento denominado curva de confinamiento (Ecuación 73) en concordancia a los desplazamientos observados ( $u - u_0$ ) y a la rigidez equivalente del soporte ( $k_s$ ) (González L., 2004).

$$p_i = k_s (u - u_0)$$

**Ecuación 73.**

Donde:

- $u$  : Convergencia del túnel  
 $u_0$  : Convergencia previa a la instalación del soporte  
 $p_i$  : Presión interna en la cavidad de la excavación  
 $k_s$  : Rigidez del soporte



**Figura 16.** Esquema de interacción entre el soporte y el terreno excavado

**Fuente:** Hoek E., 2007

Cuando varios mecanismos de soporte actúan al mismo tiempo se suman las rigideces equivalentes para obtener la rigidez equivalente total (Ecuación 74). Mientras que si los soportes son colocados a destiempo lo que se suma es la

presión de los mecanismos (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona-Universidad Politécnica de Catalunya, 2015) (Oreste P., 2009):

$$k_{s,total} = \sum k_{s,i} \quad \text{Ecuación 74.}$$

Donde:

$k_{s,total}$  : Rigidez del soporte compuesto

Las curvas de confinamiento presentan un comportamiento lineal elástico hasta que el soporte alcanza la fluencia (capacidad máxima idealizada ( $P_{smax}$ )). Este comportamiento se encuentra definido por la ecuación 74. El punto de equilibrio, donde la cavidad deja de converger ( $P_{se}$ ), permite determinar la presión de equilibrio del soporte. En base a este análisis se puede calcular el factor de seguridad del soporte según la ecuación 76 (Hoek E., 2007):

$$u_y = u_0 + \frac{P_{smax}}{k_s} \quad \text{Ecuación 75.}$$

$$FS = \frac{P_{smax}}{P_{se}} \quad \text{Ecuación 76.}$$

Donde:

$u_y$  : Rigidez del soporte compuesto

$P_{smax}$  : Presión máxima resistente del soporte

$FS$  : Factor de seguridad  
 $p_{se}$  : Presión de equilibrio

La capacidad máxima y la rigidez equivalente se pueden estimar en la mayoría de soportes (Ecuaciones 77 a 82), con excepción de pernos cementados. En este tipo de soportes los pernos actúan como refuerzo redistribuyendo esfuerzos en el macizo rocoso y la interacción del soporte llega a alterar la curva característica de la excavación. (Hoek E., 2007)

#### **Ecuaciones de confinamiento en cerchas metálicas circulares:**

$$p_{ssmax} = \frac{A_s \sigma_{ys}}{s_l r_0} \quad \text{Ecuación 77.}$$

$$k_{ss} = \frac{E_s A_s}{s_l r_0^2} \quad \text{Ecuación 78.}$$

Donde:

$A_s$  : Área transversal del perfil metálico  
 $\sigma_{ys}$  : Esfuerzo de fluencia de la cercha  
 $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero  
 $p_{ssmax}$  : Presión máxima resistente de la cercha metálica  
 $r_0$  : Radio inicial del túnel  
 $k_{ss}$  : Rigidez de la cercha metálica  
 $s_l$  : Separación longitudinal entre cerchas metálicas

**Ecuaciones de confinamiento en revestimientos de hormigón lanzado o cascarones de hormigón circulares:**

$$p_{sc\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(r_0 - t_c)^2}{r_0^2} \right] \quad \text{Ecuación 79.}$$

$$k_{sc} = \frac{E_c (r_0^2 - (r_0 - t_c)^2)}{2(1 - \nu^2)(r_0 - t_c)r_0^2} \quad \text{Ecuación 80.}$$

Donde:

- $t_c$  : Espesor del cascarón de hormigón  
 $E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto  
 $p_{sc\max}$  : Presión máxima resistente del cascarón de hormigón  
 $\sigma_{cc}$  : Resistencia a la compresión del concreto  
 $k_{sc}$  : Rigidez del cascarón de concreto

**Ecuaciones de confinamiento de pernos de anclaje:**

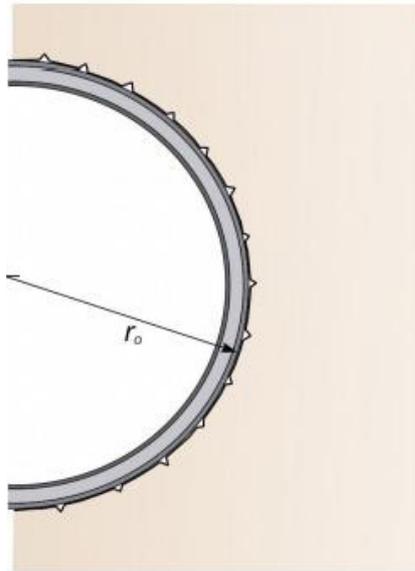
$$p_{sb\max} = \frac{T_{bf}}{s_l s_c} \quad \text{Ecuación 81.}$$

$$k_{sb} = \frac{E_s \pi d_b^2}{4l s_l s_c} \quad \text{Ecuación 82.}$$

Donde:

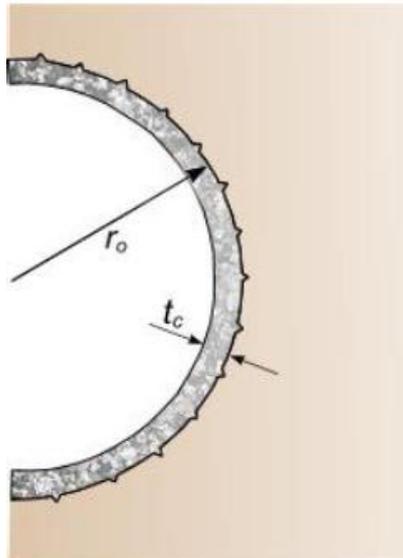
- $d_b$  : Diámetro del perno de anclaje  
 $l$  : Longitud del perno de anclaje  
 $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero  
 $p_{sb\max}$  : Presión máxima resistente del perno de anclaje

- $T_{bf}$  : Resistencia a tracción del perno de anclaje
- $k_{sb}$  : Rigidez del perno de anclaje
- $s_c$  Separación circunferencial entre pernos de anclaje
- $s_l$  : Separación longitudinal entre pernos de anclaje



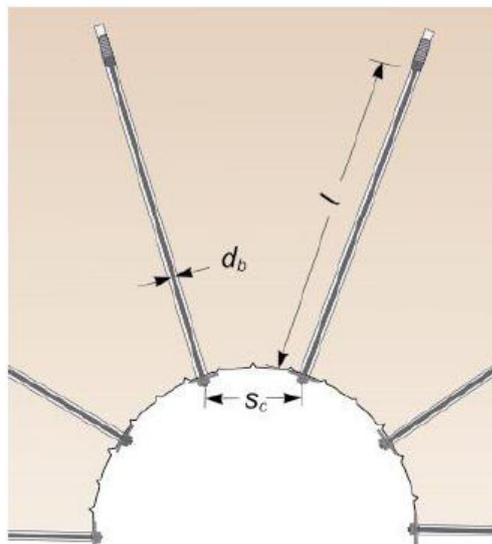
**Figura 17.** Cercha circular en contacto directo con el macizo rocoso

**Fuente:** Hoek E., 2007



**Figura 18.** Hormigón lanzado en una excavación de sección circular

**Fuente:** Hoek E., 2007



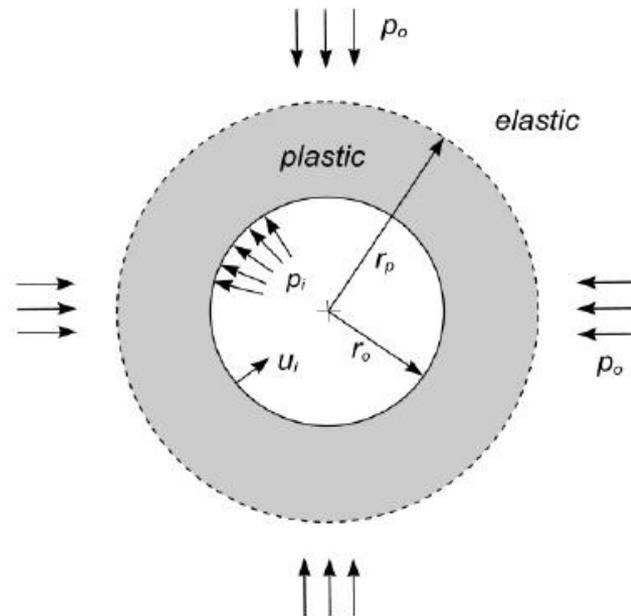
**Figura 19.** Pernos de anclaje instalados sistemáticamente

**Fuente:** Hoek E., 2007

Este tipo de análisis tradicionalmente se ha limitado a excavaciones profundas de sección circular para lo cual se han desarrollado soluciones exactas. Sin embargo, por su facilidad de cálculo son una herramienta útil al momento de validar análisis más complejos como los que se realizan en programas computacionales de elementos finitos (Oreste P., 2009).

En el caso particular de un túnel circular sujeto a comportamiento elasto-plástico, se tienen expresiones que permiten calcular las curvas de convergencia. Estas expresiones han sido obtenidas en base a ciertas simplificaciones y manipulación matemática (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona-Universidad Politécnica de Catalunya, 2015):

- ✓ Medio continuo infinito
- ✓ Incrementos volumétricos despreciables
- ✓ Presiones geo-estáticas isotrópicas



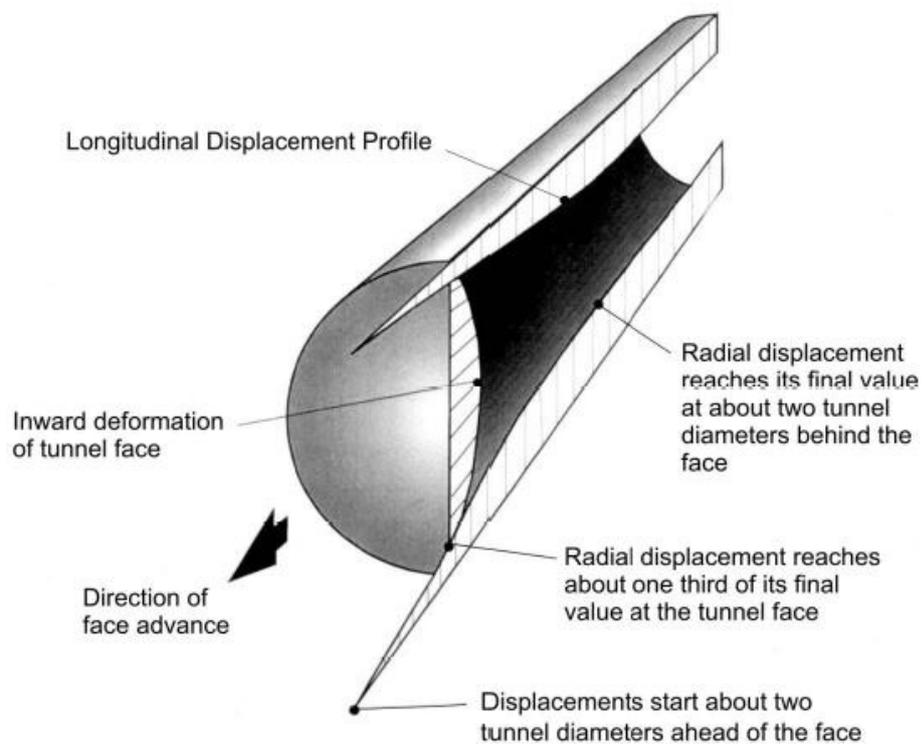
**Figura 20.** Túnel circular sujeto a esfuerzos geostáticos isotrópicos

**Fuente:** Hoek E., 2007

El túnel empieza a ser excavado, y la zona en estudio se encuentra inicialmente sobre el frente de excavación. Para esta situación la cavidad ha cedido aproximadamente un 30% de la deformación  $u(\infty)$  que la misma ha sufrido a una distancia muy grande del frente de excavación (aproximadamente dos veces el diámetro de la excavación).

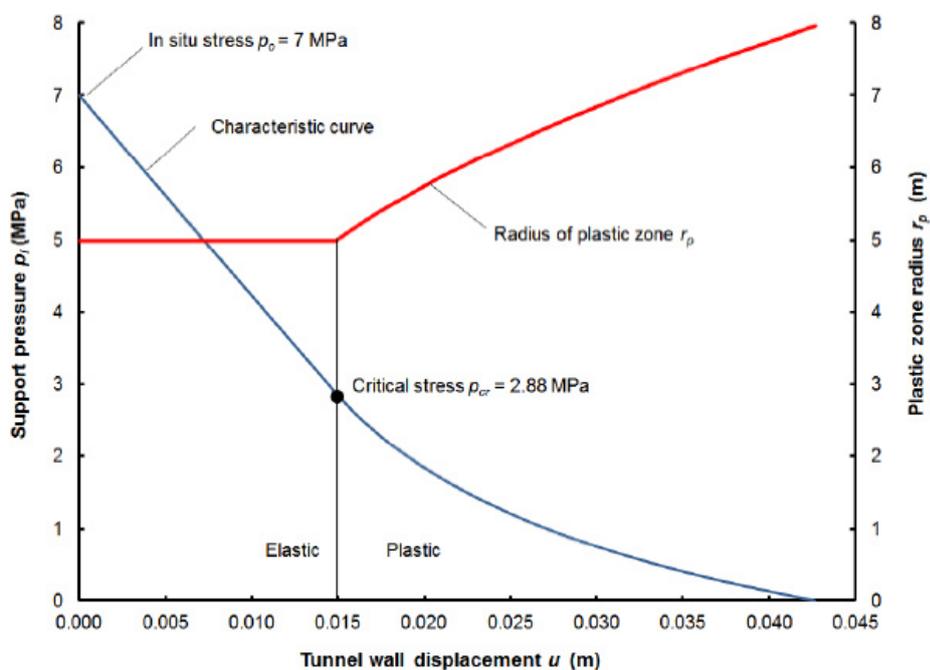
La excavación avanza, el tramo en estudio converge elásticamente ( $u_e$ ) mientras se aleja del frente de excavación hasta cierta distancia donde la Presión de interacción se reduce a ( $P_{cr}$ ). Nuevos avances de excavación

inducen convergencias en el tramo estudiado dentro del rango plástico ( $u_p$ ), y con ello empieza a definirse una zona plastificada ( $r_p - r_0$ ). Las convergencias son despreciables detrás del frente excavado a una distancia igual al diámetro de la excavación (Hoek E., 2007).



**Figura 21.** Perfil longitudinal de convergencias

**Fuente:** Hoek E., 2007



**Figura 22.** Incremento del radio plástico con la excavación

**Fuente:** Hoek E., 2007

$$u_e = \frac{r_0(1+\nu)}{E_{rm}}(p_0 - p_i)$$

**Ecuación 83.**

$$r_p = r_0 \left[ \frac{2 \left( p_0 \left( \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} - 1 \right) + \frac{2c' \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \right)}{\left( \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} + 1 \right) \left( p_i \left( \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} - 1 \right) + \frac{2c' \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \right)} \right]^{\frac{1}{\frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} - 1}}$$

**Ecuación 84.**

$$p_{cr} = \frac{2p_0 - \frac{2c' \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')}}{1 + \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')}} \quad \text{Ecuación 85.}$$

$$u_p = \frac{r_0(1+\nu)}{E_{rm}} \left[ 2(1-\nu)(p_0 - p_{cr}) \left( \frac{r_p}{r_0} \right)^2 - (1-2\nu)(p_0 - p_i) \right] \quad \text{Ecuación 86.}$$

Donde:

- $u_e$  : Convergencias elásticas
- $u_p$  : Convergencias plásticas
- $E_{rm}$  : Módulo de elasticidad del macizo rocoso
- $p_{cr}$  : Presión crítica
- $p_i$  : Presión interna en la cavidad
- $p_0$  : Presión interna inicial en la cavidad
- $r_0$  : Radio inicial del túnel
- $r_p$  : Radio plástico
- $\nu$  : Relación de poisson del macizo rocoso

### 2.7.1. Deformación previa a la instalación del soporte

La deformación de un túnel es un problema tridimensional, el cual puede ser tratado en forma bidimensional mediante expresiones que relacionan la distancia al frente de excavación y la presión de interacción entre el frente y el tramo en estudio (Oreste P., 2009).

Investigadores en sus esfuerzos por resolver este problema, han presentado soluciones de los perfiles tipos que permiten el tratamiento bidimensional de la excavación de un túnel (Panet M, 1982) (Vlachoupulus N y Diederichs M., 2009).

Considerando un medio elástico, continuo y sin mecanismos de soporte se puede definir la función  $a(x)$  que relaciona la convergencia  $u(x)$  a lo largo del túnel con las convergencias  $u(0)$  en el frente de excavación y a una distancia muy grande del mismo  $u(\infty)$ . Mediante análisis de Elementos Finitos se ha determinado que la deformación en el frente es un 27% de la deformación a una distancia muy grande del mismo (Panet M, 1982).

$$a(x) = \frac{u(x) - u(0)}{u(\infty) - u(0)} \quad \text{Ecuación 87.}$$

$$u_e(0) = 0,27 \frac{r_0 P_0 (1 + \nu)}{E_{rm}} \quad \text{Ecuación 88.}$$

Donde:

- $u(x)$  : Convergencia a una distancia determinada
- $u(\infty)$  : Convergencia a una distancia muy grande
- $u(0)$  : Convergencia en el frente de excavación
- $u_e$  : Convergencias elásticas
- $a(x)$  : Función dependiente de la distancia

$E_{rm}$	:	Módulo de elasticidad del macizo rocoso
$p_0$	:	Presión interna en la cavidad
$r_0$	:	Radio inicial del túnel
$\nu$	:	Relación de poisson del macizo rocoso

En un medio elasto-plástico la función  $a(x)$  puede aproximarse según la ecuación 89, donde  $\xi$  representa la razón entre la convergencia en un medio elástico a la convergencia en un medio elasto-plástico a una distancia muy grande. En este tipo de medio la aproximación de la ecuación 88 también se considera válida (Panet M, 1982):

$$a(x) = 1 - \left[ \frac{0,8r_0}{0,8r_0 + \xi \cdot x} \right]^2 \quad \text{Ecuación 89.}$$

$$\xi = \frac{u_e(\infty)}{u_p(\infty)} \quad \text{Ecuación 90.}$$

Donde:

$\xi$	:	Factor de corrección
$u_e$	:	Convergencias elásticas
$u_p$	:	Convergencias plásticas

Para un túnel excavado en un medio elasto-plástico en comparación con un medio elástico (incluso considerando la presencia de mecanismos de soporte) las tendencias de las convergencias radiales no varían

substancialmente. Sin embargo, en el caso elasto-plástico se evidencian menores presiones en el soporte. (Oreste P., 2009).

## **2.8. Parámetros geotécnicos**

En la sección 2.4.1 se introdujo al modelo del material de Mohr-Coulomb, el cual ha sido utilizado en la presente investigación para modelar la excavación del túnel de riego y abastecimiento del PPMCH. En esta sección se presenta un resumen de los parámetros que usa este modelo del material, y ciertas consideraciones que se deben tomar en cuenta al ingresar los valores numéricos de dichos parámetros en el programa de análisis geotécnico Plaxis.

### **2.8.1. Constantes elásticas del material**

En el caso de materiales isotrópicos, el módulo de elasticidad ( $E$ ) y la relación de Poisson ( $\nu$ ) tienen un significado físico relativamente sencillo. Si se considera el estado de esfuerzos de una muestra sometida a carga axial únicamente, los tensores de esfuerzo y deformación unitaria quedan definidos según la ecuación 91 y 92. De este análisis se deducen las ecuaciones 93 y 94 que definen a ambas constantes elásticas. Bajo este

principio, se realizan los ensayos de compresión simple en los cuales se miden los esfuerzos axiales, la deformación unitaria longitudinal y la transversal (Sadd M., 2005):

$$\underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 91.}$$

$$\underline{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_x}{E} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{\nu}{E}\sigma_x & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{\nu}{E}\sigma_x \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 92.}$$

$$E = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} \quad \text{Ecuación 93.}$$

$$\nu = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = -\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_x} \quad \text{Ecuación 94.}$$

Donde:

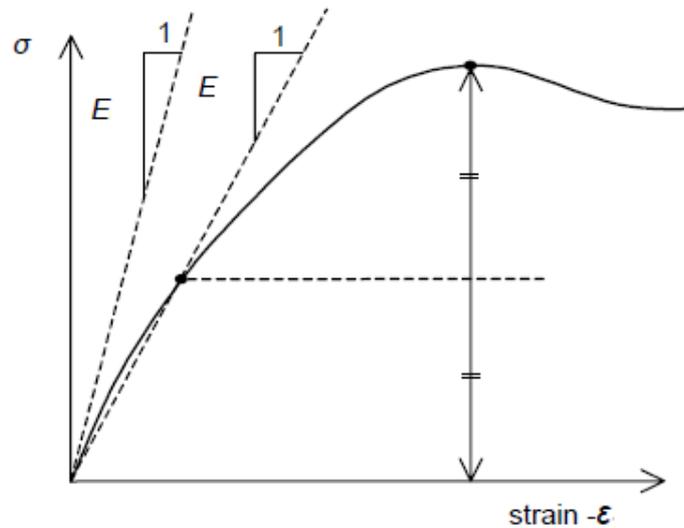
- $\underline{\varepsilon}$  : Matriz de deformaciones unitarias
- $\underline{\sigma}$  : Matriz de esfuerzos principales
- $E$  : Módulo de elasticidad del material
- $\nu$  Relación de Poisson del material

Tal simplicidad desaparece durante los análisis geotécnicos tenso-deformacionales, debido a que los materiales geológicos (suelos y rocas) suelen presentar un comportamiento no-lineal desde las primeras cargas hasta llegar a fallar. Subsecuentemente, se debe seleccionar un módulo de

elasticidad representativo del fenómeno a modelar. Una alternativa, es usar un módulo de elasticidad definido en los rangos de esfuerzos y deformaciones bajo los cuales se prevé que el material estaría sujeto en la realidad (Plaxis BV, 2000).

Durante el ensayo de compresión, se evidencian pérdidas de volumen ante las primeras cargas. Esto conlleva a observar valores iniciales de  $\nu$  relativamente bajos. En problemas geotécnicos tales como la excavación de un túnel, este tipo de valores de  $\nu$  bajos podrían llegar a ser realistas siempre que el módulo de elasticidad ante la descarga sea mucho mayor que el módulo de elasticidad ante la carga. Sin embargo, es muy recomendable optar por valores más altos que los iniciales cuando se usa el modelo del Material de Mohr-Coulomb en el programa Plaxis (Plaxis BV, 2000).

Una alternativa para seleccionar una relación de Poisson es determinar el coeficiente de Presión del Terreno en reposo ( $k_0$ ) y verificar que corresponde a un valor “realista”. Es muy usual definir valores de  $\nu$  entre 0,3 y 0,4 para condiciones de carga. Sin embargo, para condiciones de descarga es más usual definir valores de  $\nu$  entre 0,15 y 0,25 (Plaxis BV, 2000).



**Figura 23.** Comportamiento no lineal típico de materiales geológicos

**Fuente:** Plaxis BV, 2000

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

**Ecuación 95.**

Donde:

- $k_0$  : Coeficiente de presión lateral
- $\sigma_h$  : Esfuerzo geo-estático horizontal
- $\sigma_v$  : Esfuerzo geo-estático vertical
- $\nu$  : Relación de Poisson del material

Este procedimiento de estimar las condiciones iniciales de esfuerzos en el terreno es muy usado. Sin embargo, este procedimiento conlleva a la generación de puntos plastificados del terreno durante la determinación de

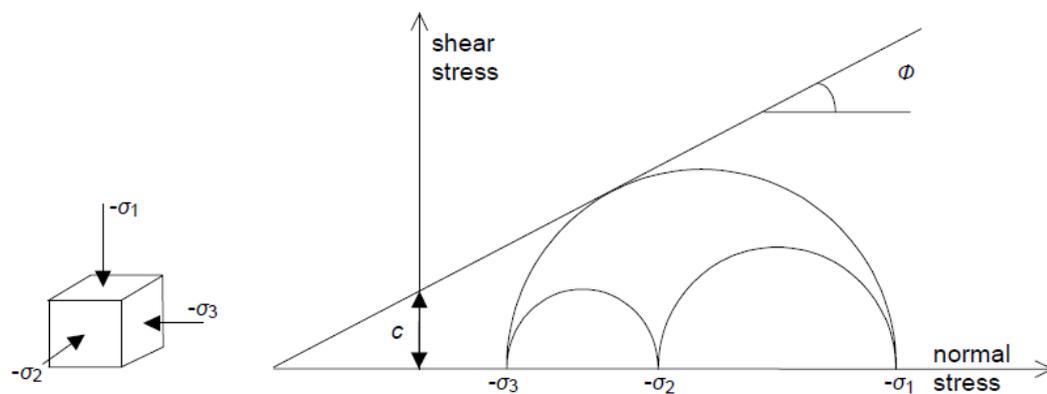
los esfuerzos iniciales. Se considera aceptable la generación de un pequeño número de puntos plastificados en esta etapa de cálculo (Plaxis BV, 2000).

A pesar de que este procedimiento es muy difundido. Se debe tener en cuenta que en macizos rocosos que han sido sometidos a ciclos de carga y descarga la ecuación 95 no es válida. En estos casos, el coeficiente  $k_0$  se puede tomar como una aproximación inicial de la distribución de esfuerzos iniciales antes de que el terreno sea perturbado (ciclos de erosión y sedimentación) (Goodman R., 1989).

### **2.8.2. Cohesión y ángulo de fricción**

La cohesión y el ángulo de fricción definen la envolvente lineal típica de Mohr-Coulomb en términos de los esfuerzos normales y cortantes tal como se introdujo en la sección 2.4. En la práctica, los materiales geológicos pueden considerarse cohesivos ( $c' > 0$ ), no cohesivos ( $c' = 0$ ) o en algunos casos donde la cohesión es prácticamente “despreciable” ( $c' \cong 0$ ) (Plaxis BV, 2000).

El programa Plaxis suele presentar problemas cuando se desea modelar materiales no cohesivos, por lo que es recomendable modelar este tipo de problemas según el tercer caso (cohesión despreciable). Se recomienda como regla general, que los materiales a modelar tengan una cohesión mínima ( $c' > 0,2\text{KPa}$ ) (Plaxis BV, 2000)



**Figura 24.** Definición general de la envolvente lineal de Mohr-Coulomb

**Fuente:** Plaxis BV, 2000

El programa Plaxis tiene la capacidad de calcular problemas tenso-deformacionales para cualquier rango de valores de  $\phi'$ . Sin embargo se debe tener en cuenta que el tiempo de cómputo del programa aumenta cuando se modelan materiales con valores de  $\phi'$  altos. Es recomendable usar valores no tan altos en etapas preliminares de cálculo donde no se desea exactitud sino simples aproximaciones (Plaxis BV, 2000).

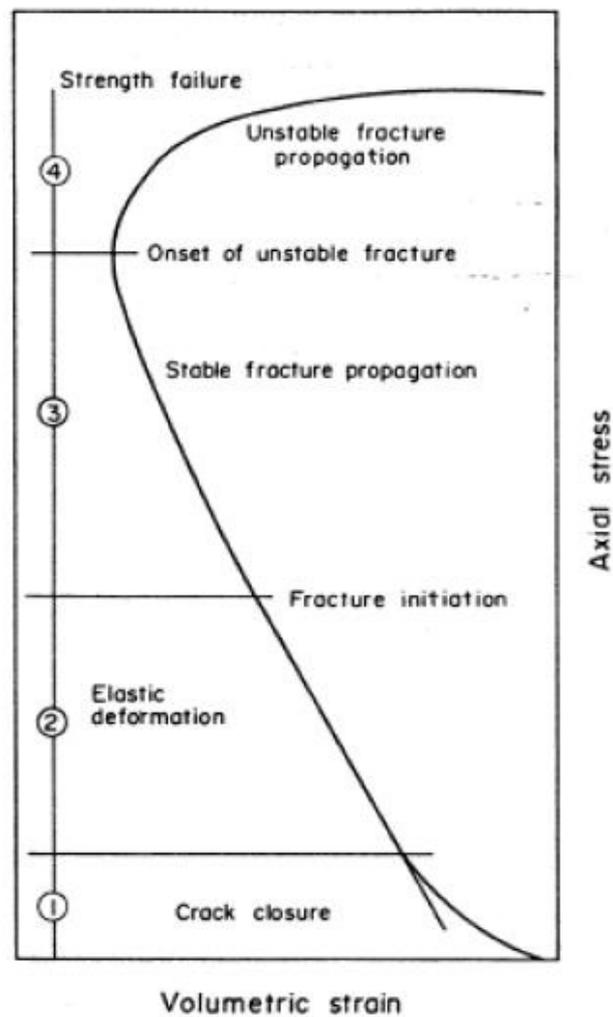
### **2.8.3. Ángulo de dilatación**

El fenómeno de dilatación (aumento de volumen) se encuentra relacionado con el daño progresivo y rotura de las rocas. Investigaciones en rocas poco porosas han determinado que el daño que sufre la roca antes de la rotura, está ligado a la aparición de dilatación positiva. Por este motivo, es de gran interés en este tipo de rocas definir los esfuerzos que permiten un cambio de dilatación negativa (reducción de volumen) a dilatación positiva (incremento de volumen) (Cristescu N., 1993).

Mientras que en rocas porosas este comportamiento puede ser distinto conservándose comportamiento dilatante positivo desde las primeras cargas hasta la rotura. Para determinar los cambios volumétricos se requieren mediciones precisas de la deformación longitudinal y transversal. Una curva típica de deformación volumétrica versus esfuerzo axial se presenta a manera de esquema (Maranini E. y Brignoli M., 1999) (Sandoval J., 2008).

En los macizos rocosos el comportamiento por fluencia está relacionado con el estado de las discontinuidades. Se espera que la condición del relleno (si es denso, solidificado, blando, etc.), la rugosidad de las juntas, y la orientación de las juntas lleguen a afectar al comportamiento por fluencia del mismo. En base a investigaciones realizadas en discontinuidades artificiales,

se ha demostrado que el comportamiento por fluencia aparece con la rotura de los contactos rocosos en las discontinuidades (Ladanyi B., 1993).



**Figura 25.** Deformación volumétrica y propagación de fracturas

**Fuente:** Bieniawski Z., 1967

El comportamiento dilatante en las rocas queda idealizado en modelos del material en base a la formulación de funciones de dilatancia. En general una

ley de dilatancia relaciona el ángulo de dilatancia con la rotura, por lo que puede ser relacionado con el ángulo de fricción instantáneo del criterio de falla (Ecuación 95) (Sandoval J., 2008).

$$\sin(\psi) = N \sin(\phi_0) \quad \text{Ecuación 96.}$$

$$\sin(\phi_0) = \partial \tau_p / \partial \sigma_n \quad \text{Ecuación 97.}$$

Donde:

- $\psi$  : Ángulo de dilatancia
- $N$  : Constante de la ley de fluencia
- $\phi_0$  : Ángulo de fricción instantáneo

Es muy usual definir una ley de dilatancia constante en modelos debido a la facilidad que esta formulación matemática presenta (Ecuación 97). El modelo del material Mohr-Coulomb usa este tipo de ley de dilatancia debido a que el criterio de falla es también es lineal (ángulo de fricción también es definido de manera constante). En la tabla XXXIX se presenta valores propuestos del ángulo de dilatancia en relación con el Índice de Resistencia Geológica (Hoek E., 1998).

$$\sin(\psi) = \sin(\psi_0) \quad \text{Ecuación 98.}$$

Donde:

- $\psi_0$  : Ángulo de dilatancia constante

Calidad del Macizo Rocoso	GSI	Ángulo de Dilatancia ( $\psi_0$ )
Roca intacta	100	$\phi / 2$
Muy buena	75	$\phi / 4$
Buena	50	$\phi / 8$
Muy pobre	30	0

**Tabla XXXIX.** Ángulo de dilatación en macizos rocosos

**Fuente:** Hoek E., 1998

# **CAPÍTULO 3**

## **MUESTREO, SONDEOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

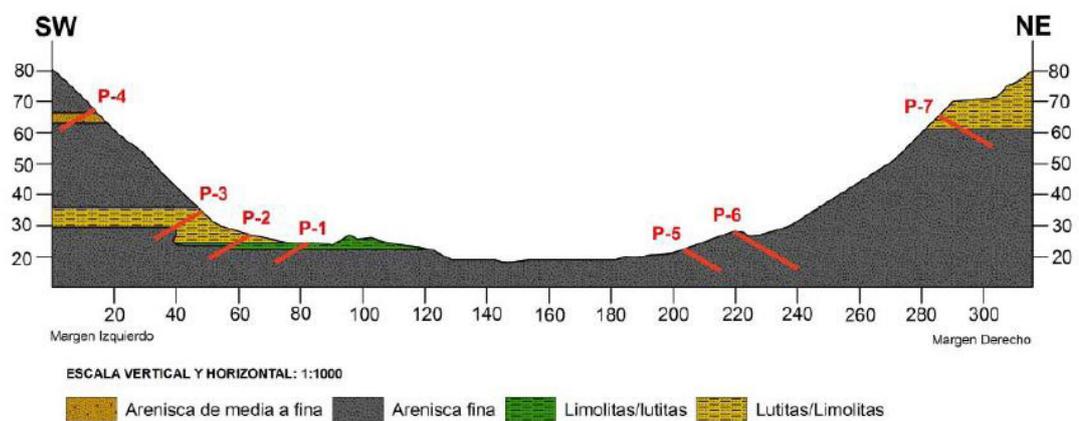
### **3.1. Descripción de los ensayos realizados**

En el PPMCH se han realizado varias campañas geotécnicas. Una de estas campañas fue realizada por la consultora Geosuelos Cía Ltda. en el año 2014, la cual consistió en recuperación de testigos mediante 9 perforaciones inclinadas a rotación ( $60^\circ$  con la horizontal) (ESPE, 2014).

Se debe aclarar, que el objetivo principal de esta campaña de extracción de testigos era explorar los materiales que circundaban la zona de emplazamiento de la pantalla impermeabilizante de la presa Río Grande (8

sondeos) y la Atagüía aguas arriba del cuerpo principal de la presa (1 sondeo) para en lo posterior planificar adecuadamente una campaña de inyecciones impermeabilizantes del macizo rocoso en el sector JOBO 1 y JOBO 2 (ESPE, 2014).

Afortunadamente, uno de estos sondeos (sondeo 7) se ejecutó en las proximidades de la excavación del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2, por lo que pudo ser aprovechado en la presente investigación para determinar las propiedades geomecánicas del macizo rocoso. Para referencia del equipo usado en campo ver Tabla XLI (Geosuelos , 2014).



**Figura 26.** Esquema de la distribución de sondeos inclinados

**Fuente:** Geosuelos, 2014



**Fotografía 22.** Distribución de los sondeos realizados en el JOBO 2

**Fuente:** Geosuelos, 2014

DATUM	Coordenada Este (m)	Coordenada Norte (m)	Cota (m)
WGS84	612 783,59	9 923 105,53	50,68

**Tabla XL.** Coordenadas UTM del sondeo 7 en el Jobo 2

**Fuente:** Geosuelos, 2014

Equipo de perforación	Tipo
Perforadora	Acker Ace montada en patines
Tubería NW	Ademe de 88,90mm
Tubería AW	Barra de 44,40mm
Muestreador BQ	Wire line de 46,00mm

**Tabla XLI.** Equipo usado para el sondeo 7-JOBO 2

**Fuente:** Geosuelos, 2014



**Fotografía 23.** Trabajos de perforación en el JOBO 2-sondeo 7

**Fuente:** Geosuelos, 2014

Uno de los problemas más comunes en exploraciones geotécnicas es la poca disponibilidad ensayos, el cual no es ajeno a la presente investigación. Por este motivo, se debió seleccionar estratégicamente los testigos a ensayar en laboratorio.

Dicha selección de testigos se llevó a cabo analizando los registros del sondeo 7 (Tabla XLII). Mediante este análisis, se pudo estimar un perfil de meteorización de 8m de espesor a partir del cual se observó un macizo rocoso fresco, con estratos competentes y de características geomecánicas similares.



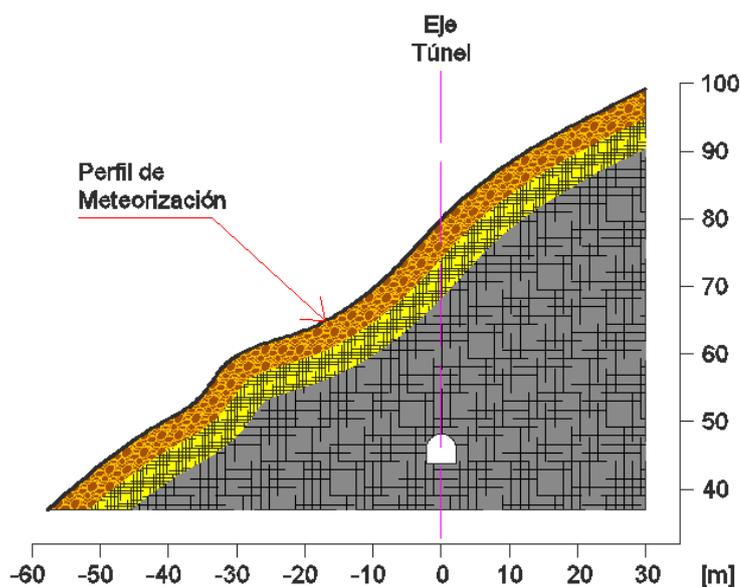
Fotografía 24. Sondeo 7-JOBO 2, cajas portatestigos 1 a la 6

Fuente: Geosuelos, 2014

Sondeo 7-JOBO 2						
Caja	Profundidad (m)	Cota (m)	Color	Recuperación (%)	RQD (%)	Meteorización
1	0m	50,68	[Color naranja]	80	10	Medianamente meteorizado
	3m	48,08				
2			[Color amarillo]	80	10	Medianamente meteorizado
	6m	45,48				
3			[Color amarillo]	80	58	Altamente meteorizado
	9m	42,89				
4			[Color gris]	100	73	Roca fresca
	12m	40,29				
5						
	15m	37,69				
6						
	18m	35,09				
7						
	20m	33,36				

**Tabla XLII.** Resumen de los registros del sondeo 7

**Fuente:** Geosuelos, 2014



**Figura 27.** Bosquejo del perfil de meteorización en el JOBO 2

**Fuente:** Geosuelos, 2014

Investigaciones previas han demostrado que la influencia del terreno verticalmente puede despreciarse a partir de una profundidad equivalente a 1,5 veces el diámetro del túnel (6,60m para el túnel de riego y abastecimiento), en donde se puede asumir con buena aproximación que los desplazamientos y esfuerzos inducidos por la excavación son despreciables. (Santos C., 2007)

Análogamente, se podría aplicar el mismo criterio horizontalmente. Bajo este principio fundamental, podría decirse que el perfil de meteorización, a una distancia horizontal de 20m de la excavación en el presente caso de estudio, no influye mayormente en el comportamiento geomecánico de la excavación, y puede despreciarse.

Subsecuentemente, el material a modelar en la excavación debería estar lo suficientemente próximo a la excavación y estar fuera del perfil de meteorización.

Según se observa en los registros del sondeo 7 (Tabla XLII), el macizo rocoso conserva propiedades geomecánicas muy similares a partir del perfil de meteorización (roca fresca recuperada al 100%). Dichos testigos se consideraron adecuados para ser ensayados. Sin embargo, se decidió ensayar testigos recuperados entre las cotas de incidencia de excavación

(42,89 m - 40,29 m), teniendo en cuenta que la contraclave del túnel se encuentra en la cota 44,50 m.

Esta campaña de ensayos de laboratorio se realizó con la finalidad de obtener las constantes elásticas del macizo rocoso del JOBO 2 ( $E, \nu$ ) y los parámetros típicos del criterio de falla de Mohr-Coulomb ( $\phi, c$ ), para posteriormente modelar numéricamente la excavación del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2. En este contexto, se realizaron 4 ensayos de resistencia a la compresión uniaxial (testigos usados también para determinar el peso específico de la roca) y 4 ensayos de resistencia al corte mediante caja de corte directo

Testigo	Altura [mm]	Diámetro [mm]	Altura /Diámetro	Peso [kg]
1	88,4	44,2	2,00	0,28
2	113,2	56,6	2,00	0,59
3	80,0	40,0	2,00	0,17
4	94,0	47,8	1,97	0,31

**Tabla XLIII.** Testigos ensayados a compresión uniaxial

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Testigo	Ensayo	Altura [mm]	Diámetro [mm]	Altura /Diámetro
5	1	50,4	44,19	1,14
6	1	50,4	44,19	1,14
7	1	50,4	44,19	1,14
8	2	50,8	56,60	0,90
9	2	50,8	56,60	0,90
10	2	50,8	56,60	0,90
11	3	50,8	40,04	1,27
12	3	50,8	40,04	1,27
13	3	50,8	40,04	1,27
14	4	50,8	47,79	1,06
15	4	50,8	47,79	1,06
16	4	50,8	47,79	1,06

**Tabla XLIV.** Testigos ensayados a corte directo

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Los ensayos a los que se hace referencia en esta investigación fueron realizados por los Consultores Espín Esparza. Sin embargo, se debe aclarar que el análisis aquí realizado, difiere ligeramente de los criterios de cálculos de las constantes elásticas presentados en el informe de esta Consultora. En la presente investigación se modificó el criterio de cálculo del módulo de elasticidad y la relación de Poisson, tomando en cuenta las recomendaciones de la Norma ASTM 3148 (pendiente media, tangente y secante) (ASTM, 1993).

### 3.1.1 Ensayo de resistencia a la compresión simple en roca

En este ensayo se somete a un testigo de roca cilíndrica a carga axial ( $\sigma_1 \neq 0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ) con incrementos continuos de carga a fin de determinar las deformaciones en función de la carga, las constantes elásticas ( $E, \nu$ ) y la resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ) de la matriz rocosa (González L., 2004).



**Fotografía 25.** Ensayo de compresión simple en roca

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Los equipos de carga usados en este ensayo usualmente poseen transductores de desplazamiento con la finalidad de controlar los platos de carga a una velocidad constante ( $\pm 10\%$ ). Esta velocidad de carga generalmente es establecida en el rango entre 0,5 – 1 MPa/s. Sin embargo,

se puede establecer rangos de velocidades menores siempre que la investigación lo amerite (ASTM, 1993).

Una forma de seleccionar el rango de velocidad de carga, es controlando el tiempo del ensayo. Para que esta velocidad se considere adecuada, el ensayo de compresión uniaxial debería durar entre 2 - 15 minutos. Se debe tener en cuenta que el uso de velocidades de carga mayores a las recomendadas podría producir roturas violentas y una sobrevaloración de la resistencia del material (ASTM, 1993) (ISRM, 1976).

Existen varios parámetros que pueden alterar los resultados de resistencia y deformación de las probetas ensayadas. Entre estos parámetros se tienen a la esbeltez de las probetas de roca y el paralelismo de los platos de carga con las caras a compresión de la probeta (González L., 2004).

Se ha demostrado que a mayor esbeltez la resistencia de la roca se ve mermada. Para estandarizar los resultados de ensayos se debe tener relaciones de altura/diámetro entre 2,5 - 3, teniendo diámetros de al menos 50,4 mm (ISRM, 1976).

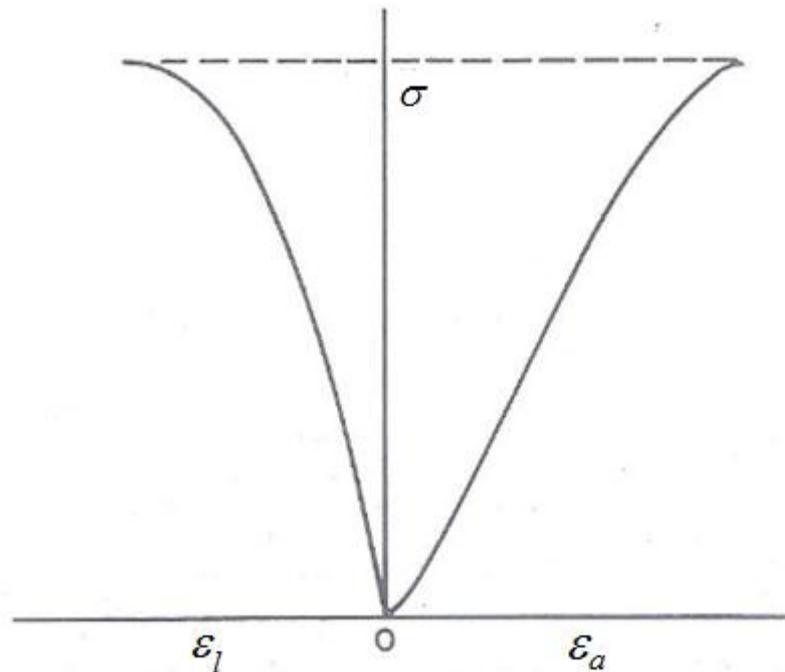
En los ensayos de compresión realizados para la presente investigación, se controló el paralelismo de los platos de carga usando tabloncillos de madera para lograr una distribución de esfuerzos uniforme (Geosuelos , 2014)



**Fotografía 26.** Control de paralelismo de platos de carga

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Durante el ensayo se debe tomar datos de carga y deformación a distintas cargas uniformemente incrementadas con la finalidad de obtener las curvas de esfuerzo versus deformación unitaria axial ( $\varepsilon_a$ ) y lateral ( $\varepsilon_l$ ) (González L., 2004)



**Figura 28.** Curva de esfuerzo-deformación unitaria típica

**Fuente:** ASTM, 1993

Las deformaciones unitarias usualmente son medidas directamente usando equipos de medición de deformaciones unitarias. Sin embargo, puede lograrse el mismo objetivo calculando las deformaciones unitarias usando lecturas de deformación (Diales) (ASTM, 1993).

$$\varepsilon_a = \Delta L / L_0$$

**Ecuación 99.**

$$\varepsilon_l = \Delta D^* / D^*$$

**Ecuación 100.**

Donde:

$\varepsilon_a$  : Deformación unitaria axial

$\varepsilon_l$	:	Deformación unitaria lateral
$D^*$	:	Diámetro inicial de la probeta de roca
$\Delta L$	:	Incremento de longitud de la probeta de roca
$\Delta D^*$	:	Incremento diametral de la probeta de roca
$L_0$	:	Longitud inicial de la probeta de roca

Para el cálculo de esfuerzos axiales se debe tener en cuenta que la probeta se deforma lateralmente, obteniéndose áreas instantáneas distintas con el aumento de carga. Sin embargo, estas variaciones suelen ser despreciables. Bajo este principio el cálculo de “esfuerzos verdaderos” puede ser ejecutado únicamente si se desea (ASTM, 1993).

$$\sigma = P_n/A \qquad \text{Ecuación 101.}$$

Donde:

$A$	:	Área transversal de la probeta de roca
$P_n$	:	Carga axial
$\sigma$	:	Esfuerzo normal a la probeta de roca

En general, las rocas tienen un comportamiento no-lineal a esfuerzos bajos y altos (rangos de esfuerzos extremos). Este tipo de comportamiento afecta de

forma importante los valores de la relación de Poisson ( $\nu$ ). Por tal razón, es recomendable calcular dicha constante elástica según la Ecuación 102.

$$\nu = m_{axial} / m_{lateral} = E / m_{lateral} \quad \text{Ecuación 102.}$$

Donde:

- $E$  : Módulo de elasticidad de la matriz rocosa
- $m_{axial}$  : Pendiente de la curva esfuerzo normal vs. deformación unitaria axial
- $m_{lateral}$  : Pendiente de la curva esfuerzo normal vs. deformación unitaria lateral
- $\nu$  : Relación de Poisson

Análogamente, este comportamiento no-lineal afecta al valor del módulo de elasticidad que pueda calcularse ( $E$ ). Existen tres criterios para calcular las pendientes de carga axial versus deformación axial, dicho criterio se extiende además para el cálculo de la relación de Poisson introducida anteriormente (ASTM, 1993) (González L., 2004).

El primer criterio es el de la **pendiente media**. En este caso, se calcula el módulo de elasticidad promedio y la relación de Poisson promedio ( $E_{av}, \nu_{av}$ ) como la pendiente media a través de las diferencias de esfuerzo y deformación unitaria observadas en un tramo “recto” de la curva. En caso de

requerir un valor más refinado se suele usar el método de regresión lineal para ajustar a los puntos de este tramo, con la finalidad de obtener la expresión de la recta de regresión y con ello la pendiente de la misma (ASTM, 1993).

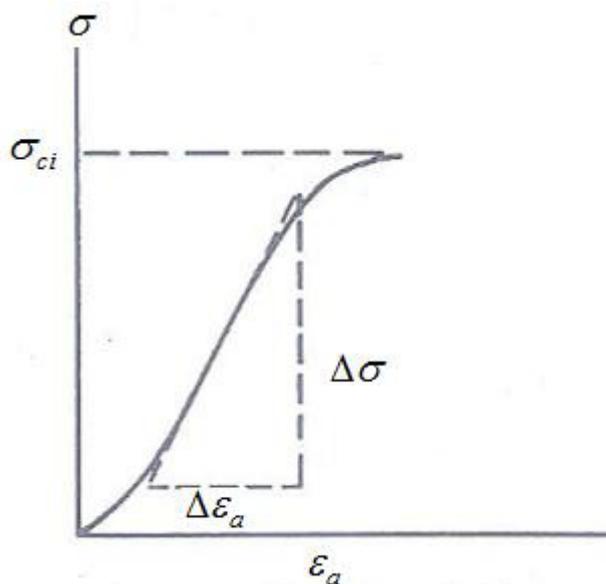
El segundo criterio es el de la **pendiente tangente**. En este caso, se calcula el módulo de elasticidad tangente y la relación de Poisson tangente ( $E_t, \nu_t$ ) en un punto fijo de la curva a cierto porcentaje de la resistencia a la compresión uniaxial (usualmente 50% de  $\sigma_{ci}$ ) (ASTM, 1993).

El tercer criterio es el de la **pendiente secante**. En este caso, se calcula el módulo de elasticidad secante y la relación de Poisson secante ( $E_s, \nu_s$ ) desde el punto de la curva a esfuerzo “cero” hasta un punto fijo de la curva a cierto porcentaje de la resistencia a la compresión uniaxial (ASTM, 1993)

$$E = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon_a \quad \text{Ecuación 103.}$$

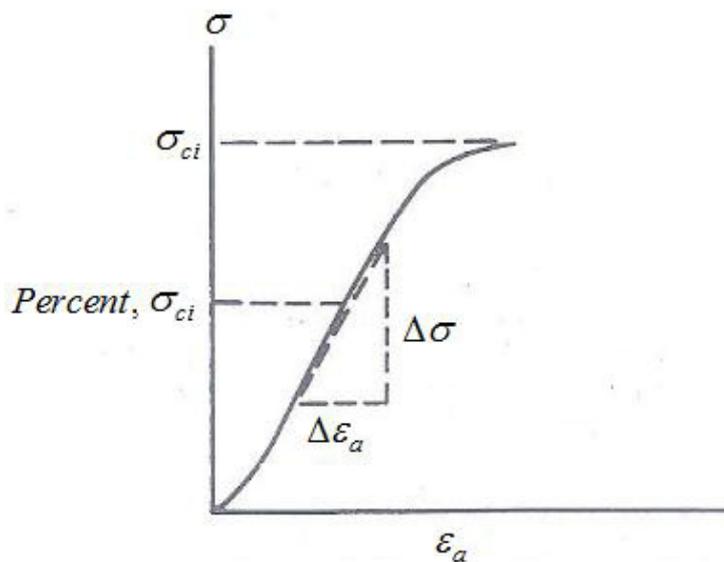
Donde:

- $E$  : Módulo de elasticidad de la matriz rocosa  
 $\sigma$  : Esfuerzo axial  
 $\varepsilon_a$  : Deformación unitaria axial



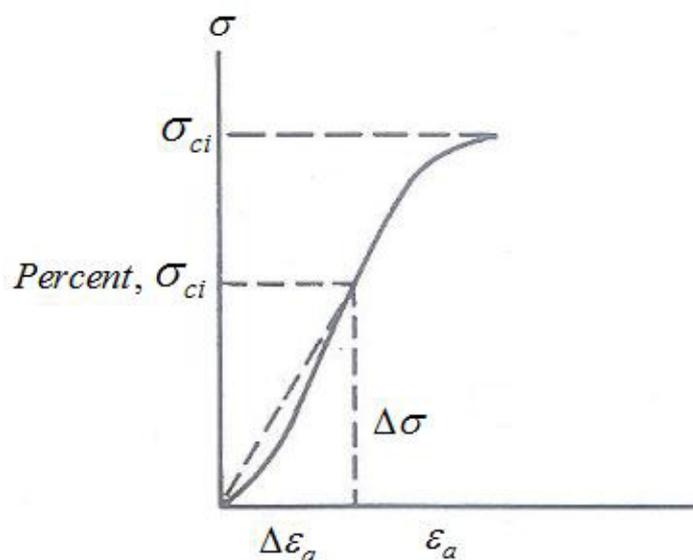
**Figura 29.** Criterio de pendiente media para constantes elásticas

**Fuente:** ASTM, 1993



**Figura 30.** Criterio de pendiente tangente para constantes elásticas

**Fuente:** ASTM, 1993



**Figura 31.** Criterio de pendiente secante para constante elásticas

**Fuente:** ASTM, 1993

En la presente investigación se usó los tres criterios para analizar el comportamiento tenso-deformacional de las rocas en el JOBO 2 y poder determinar constantes elásticas representativas. El criterio de pendiente media se ajustó al 50% de la resistencia a la compresión uniaxial, mientras que el criterio de pendiente secante se ajustó al 100% de la resistencia a la compresión uniaxial. Valores usuales de las constantes elásticas obtenidas en laboratorio se presentan en la Tabla XLV.

Roca Intacta	Módulo de elasticidad $\cdot 10^4$ (MPa)	Relación de Poisson
Arenisca	0,3-6,1	0,1-0,4
Basalto	3,2-1,0	0,19-0,38
Caliza	1,5-9,0	0,12-0,33
Cuarcita	2,2-10,0	0,08-0,24
Limolita	5,3-7,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	0,25-0,29
Mármol	2,8-7,2	0,1-0,4

**Tabla XLV.** Valores típicos de constantes elásticas obtenidas mediante ensayos de Laboratorio

**Fuente:** González, 2004

### 3.1.2 Ensayo de corte directo en roca

En este ensayo se somete a un testigo de roca generalmente cilíndrico a un esfuerzo de compresión constante ( $\sigma_n$ ) mientras se ejerce un esfuerzo de corte ( $\tau_p$ ) que se incrementa continuamente hasta que el plano de corte falla por cizallamiento a fin de determinar las curvas de resistencia al corte versus desplazamiento, las curvas de resistencia al corte versus esfuerzo normal, el ángulo de fricción y la cohesión en el plano de corte (ASTM, 1994).



**Fotografía 27.** Caja de Corte Directo para Rocas

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Existen varios diseños de equipos de corte, siendo la mayor diferencia entre estos los sistemas de sujeción de la muestra. El equipo básicamente consiste en cajas de corte desmontables en dos mitades, en las que se introduce la muestra a ensayar. Las dimensiones de los equipos de corte son variables y dependen de las dimensiones de las probetas a ensayar, Por lo general, las cajas de corte son cuadradas de 50mm como mínimo (González L., 2004).

El espacio entre la probeta y la caja de corte debe ser llenado con algún material de “encapsulamiento” el cual debe tener la resistencia necesaria para sujetar la muestra en sitio mientras se ejerce el esfuerzo de corte en el testigo. Usualmente se usan morteros o resinas para este fin (ASTM, 1994) (González L., 2004).

Uno de los problemas que se suelen presentar en el ensayo es la falta de paralelismo entre la cara de corte y la carga de cizallamiento. Este problema se resuelve con un procedimiento de encapsulamiento sistemático. Se recomienda fundir la primera mitad (inferior) y colocar separadores en la superficie de la caja una vez que el material de encapsulamiento ha ganado cierta resistencia. Posteriormente se coloca la segunda mitad de la caja de corte y se funde.

El uso de estos separadores brinda libertad de contracción a las dos partes de la probeta durante el ensayo, la cual es ocasionada por la aplicación de la carga normal al plano de corte. Una vez finalizado el proceso de curado del material de encapsulamiento son retirados para efectuar el ensayo. (González L., 2004) (ASTM, 1994)

Cuando se ensayan rocas con el equipo de corte directo generalmente se desarrollan esfuerzos de flexión en la probeta, consecuentemente esta falla por flexión y no al corte como es deseado. Por esta razón, se recomienda que la porción embebida de la roca en el material de encapsulamiento sea al menos el 20% de la longitud total de la probeta en cada mitad de la caja de corte para así evitar que este tipo de esfuerzos indeseados se desarrollen (González L., 2004) (ASTM, 1994).



**Fotografía 28.** Separadores en el plano de corte

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Este ensayo puede ser ejecutado para determinar la resistencia al corte pico de la matriz rocosa (roca intacta), o puede ser usado en discontinuidades sean estas abiertas, o parcial a completamente cementadas. Adicionalmente, las lecturas de deformación pueden extenderse al **comportamiento post-ruptura** con la finalidad de determinar la resistencia residual ( $\tau_r$ ) en el plano de corte (ASTM, 1994).

Manteniendo la carga normal constante ( $\sigma_n$ ), se deben tomar lecturas de desplazamiento por corte ( $x_s$ ) y esfuerzo cortante en intervalos adecuados hasta que el testigo llegue a la falla ( $\tau_p$ ). Generalmente, se recomiendan

intervalos entre 0,001” o 0,002”. Una vez finalizado el ensayo, se repite ensayo con otro testigo de roca (representativo) a una carga normal distinta (ASTM, 1993).

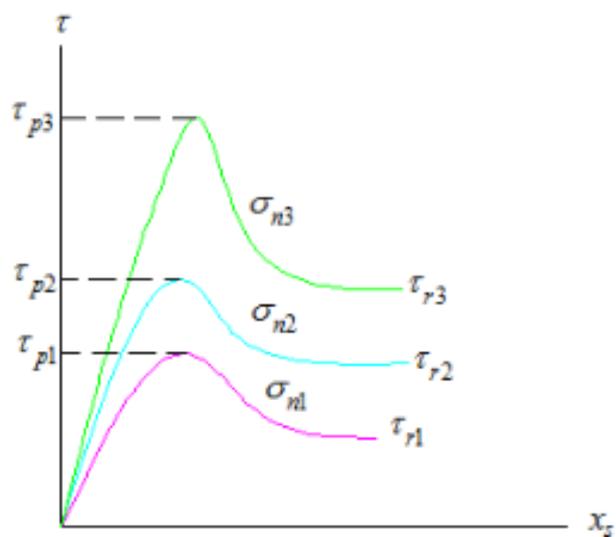
$$\sigma_n = P_n / \left( \frac{\pi (D^*)^2}{4} \right) \quad \text{Ecuación 104.}$$

$$\tau_p = P_s / \left( \frac{\pi (D^*)^2}{4} \right) \quad \text{Ecuación 105.}$$

Donde:

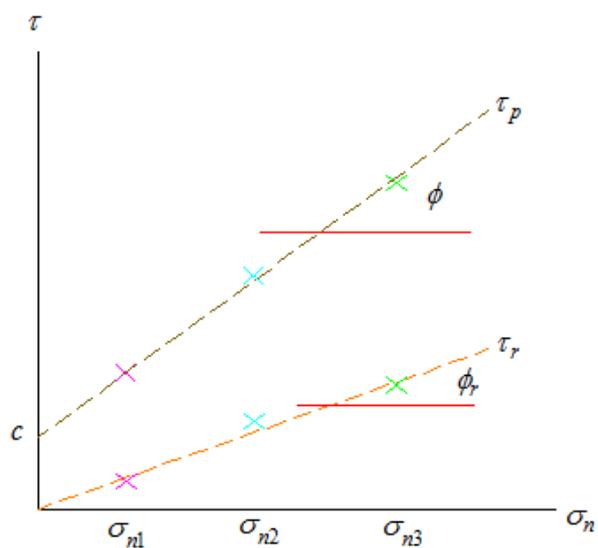
- $\sigma_n$  : Módulo de elasticidad de la matriz rocosa
- $P_n$  : Esfuerzo axial
- $D^*$  : Deformación unitaria axial
- $\tau_p$  : Esfuerzo tangencial pico
- $P_s$  : Carga tangencial pico

El número de testigos a ensayar depende de la disponibilidad de especímenes, sin embargo se recomienda ensayar como mínimo tres testigos. Las combinaciones de resistencia al corte pico o residual con los esfuerzos normales constantes en cada ensayo permiten obtener los parámetros de **cohesión** y **ángulo de fricción** del criterio de Falla de Mohr-Coulomb (ASTM, 1994).



**Figura 32.** Curvas típicas de esfuerzo cortante versus deformación

**Fuente:** El autor



**Figura 33.** Esfuerzo cortante versus esfuerzos normales

**Fuente:** El autor

En la presente investigación se usó mortero de cemento para llenar dichos espacios vacíos, separando las caras de dicho material de encapsulamiento con cartulinas temporales. Adicionalmente, se usó anillos de confinamiento para mantener de forma “estable” la probeta de roca durante el proceso de encapsulamiento y evitar problemas de falta de paralelismo (Geosuelos , 2014).

### **3.2. Base de datos de los parámetros obtenidos**

En esta sección se tabulan los valores de peso específico de la matriz rocosa, resultados de ensayos de resistencia a la compresión simple y resistencia al corte mediante caja de corte directo. La discusión de la selección de los parámetros para las modelaciones numéricas se presenta en la sección 5.1.

#### **3.2.1. Peso específico de la matriz rocosa**

El peso específico de la matriz rocosa se cálculo usando las mediciones de altura, diámetro y pesos de los testigos de roca 1, 2, 3, y 4 (ver tabla XLII). El valor usado en la modelación numérica de la excavación se encuentra remarcado.

Testigo	Altura [mm]	Diámetro [mm]	Área [m <sup>3</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso [kg]	Peso Específico [kg/m <sup>3</sup> ]
1	88,4	44,2	1,53E-03	1,36E-04	0,28	2064
2	113,2	56,6	2,52E-03	2,85E-04	0,59	<b>2071</b>
3	80,0	40,0	1,26E-03	1,01E-04	0,17	1691
4	94,0	47,8	1,79E-03	1,69E-04	0,31	1838

**Tabla XLVI.** Peso específico de la matriz rocosa

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

### 3.2.2. Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa

Se presenta los valores de deformación unitaria última (ruptura), resistencia a la compresión uniaxial y las constantes elásticas de la matriz rocosa bajo los criterios de pendientes promedio, tangente (al 50% de  $\sigma_{ci}$ ) y secante (al 100% de  $\sigma_{ci}$ ) obtenidas del ensayo de resistencia a la compresión uniaxial.

Testigo	Deformación unitaria axial	Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa (MPa)
1	0,1075	14,34
2	0,1025	3,98
3	0,1125	16,67
4	0,0538	7,25

**Tabla XLVII.** Resistencia a la compresión uniaxial

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

En la Tabla XLVIII se muestran las **constantes elásticas** obtenidas de las curvas de esfuerzo versus deformación axial y transversal. Los valores remarcados corresponden a los parámetros usados en la modelación numérica.

Testigo	1	2	3	4
$E_{av} (MPa)$	181,93	74,98	185,68	261,91
$\nu_{av}$	0,47	0,91	0,35	0,64
$E_t (MPa)$	192,04	74,98	<b>127,32</b>	261,91
$\nu_t$	0,54	0,98	<b>0,24</b>	0,66
$E_s (MPa)$	147,38	54,87	148,05	158,36
$\nu_s$	0,35	0,46	0,29	0,38

**Tabla XLVIII.** Constantes elásticas de la matriz rocosa

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Donde:

- $E_{av}$  : Módulo de elasticidad promedio
- $\nu_{av}$  : Relación de Poisson promedio
- $E_t$  : Módulo de elasticidad tangente
- $\nu_t$  : Relación de Poisson tangente
- $E_s$  : Módulo de elasticidad secante
- $\nu_s$  : Relación de Poisson secante

### 3.2.3. Ensayo de corte directo de la matriz rocosa

En la Tabla XLIX se muestran los resultados de cohesión y ángulo de fricción obtenidos de la curva de resistencia al corte versus esfuerzo normal para los 4 ensayos realizados. Los valores remarcados corresponden a los parámetros usados en la modelación numérica.

Ensayo	Ángulo de fricción (°)	cohesión (MPa)
1	43,80	0,015
2	26,27	0,039
3	48,62	0,012
4	<b>35,26</b>	<b>0,022</b>

**Tabla XLIX.** Cohesión y ángulo de fricción de la matriz rocosa

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Adicionalmente, en la Tabla L se presentan los resultados de resistencia al corte pico (bajo esfuerzo normal constante) y la deformación de corte en la ruptura en pulgadas. Se debe aclarar que cada Ensayo se realizó con tres testigos adyacentes de los núcleos recuperados.

Ensayo	Testigo	$\sigma_n$ (MPa)	Deformación tangencial (")	$\tau_p$ (MPa)
1	5	0,05	0,07	0,06
	6	0,10	0,08	0,12
	7	0,21	0,12	0,21
2	8	0,03	0,10	0,06
	9	0,06	0,11	0,07
	10	0,13	0,11	0,10
3	11	0,03	0,10	0,05
	12	0,06	0,10	0,08
	13	0,13	0,13	0,16
4	14	0,01	0,09	0,05
	15	0,02	0,09	0,06
	16	0,05	0,11	0,07

**Tabla L.** Resistencia al corte pico de la matriz rocosa

**Fuente:** Consultores Espín Esparza, 2014

Las curvas de los Ensayos se muestran en los Anexos 4 y 5.

# CAPÍTULO 4

## ELABORACIÓN DE LOS MODELOS

### 4.1. Modelado en el software Unwedge

En el programa Unwedge se realizó una modelación numérica de la excavación del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2 con la finalidad de obtener **factores de seguridad** en la etapa de construcción y post-construcción para las **máximas cuñas** que se pueden formar en las paredes de la excavación.

Se modelaron las abscisas 0+050 a la 0+250 (cada 50m), con la finalidad de tomar en cuenta la influencia de la orientación del túnel en la forma y tamaño de las cuñas en las paredes de la excavación.

En la etapa constructiva se modelaron dos fases:

- a. **Excavación sin soporte:** Esta fase corresponde a los avances de excavación previos a la colocación del soporte.
- b. **Colocación del soporte primario:** En esta fase se analiza el incremento de los factores de seguridad con respecto a la “Fase a” debido a la colocación del soporte primario.

En la Etapa post-constructiva se consideran dos fases:

- c. **Colocación del soporte secundario:** En esta fase se analiza el incremento de los factores de seguridad con respecto a la “Fase c” debido a la colocación del revestimiento de hormigón definitivo en la excavación.
- d. **Incremento de cargas hidráulicas:** En esta fase se analiza la disminución de los factores de seguridad con respecto a la “Fase c” debido a las cargas hidráulicas máximas estimadas.

Durante la etapa **post-constructiva** del túnel se esperaría que el agua embalsada aguas arriba de la presa Río Grande genere cargas hidráulicas importantes. Por tal razón, se consideró la carga hidráulica máxima estimada (embalse lleno a la cota 67,50 m) en las abscisas 0+200 y 0+250. Dichas abscisas se encuentran directamente influenciadas por esta carga hidráulica al encontrarse aguas arriba de la cortina de inyecciones impermeabilizantes del macizo rocoso JOBO 2.

Las secciones 0+050, 0+100 y 0+150 fueron modeladas sin considerar **cargas hidráulicas**, debido a que dichas secciones se encuentran “**aguas abajo**” de la cortina de inyecciones impermeabilizantes del Macizo Rocosos JOBO tal como se muestra en el Anexo 2.

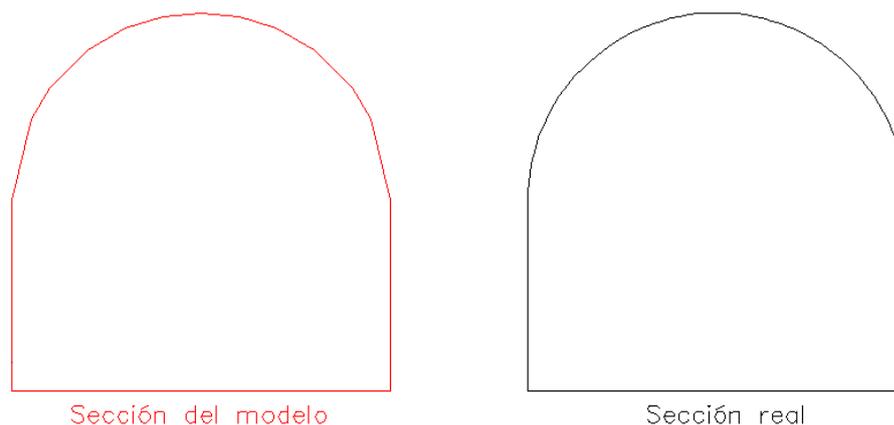
En esta sección se muestra el proceso de modelación numérica de una abscisa tipo, la cual corresponde a la **abscisa 0+200**, y los valores usados para la modelación de las otras secciones restantes. Dicho proceso de modelado se describe en 5 Pasos (a, b, c, d y e):

- a. Ingreso de la geometría de la excavación:
- b. Ingreso de las propiedades geomecánicas

- c. Ingreso de las propiedades estructurales del soporte
- d. Ingreso de las cargas hidráulicas (de ser necesario)
- e. Obtener resultados (sección 5.2.)

#### 4.1.1. Ingreso de la geometría de la excavación

La sección del túnel se generó inicialmente con el programa AUTOCAD para luego ser exportado en un archivo “.igs”. Se usó la herramienta poli-líneas con coordenadas universales (Tabla LI) para generar de forma “aproximada” la sección típica del túnel con 15 segmentos de líneas con un eje de simetría en el origen. La representación geométrica de la superficie del terreno fue generada de forma similar con una línea recta de 30m de longitud (Tabla LII).



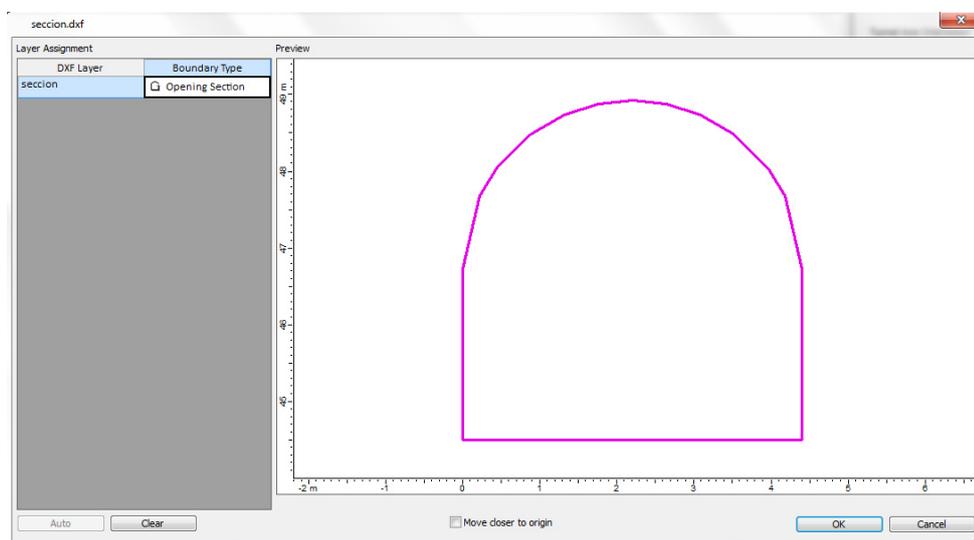
**Figura 34.** Sección aproximada y sección real del túnel

**Fuente:** El autor

Punto	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)
1	2,200	44,500
2	2,200	46,725
3	1,980	47,684
4	1,760	48,045
5	1,320	48,485
6	0,880	48,741
7	0,440	48,881
8	0,000	48,925
9	-0,440	48,881
10	-0,880	48,741
11	-1,320	48,485
12	-1,760	48,045
13	-1,980	47,684
14	-2,200	46,725
15	-2,200	44,500
16	2,200	44,500

**Tabla LI.** Coordenadas de la sección típica del túnel en Unwedge

**Fuente:** El autor



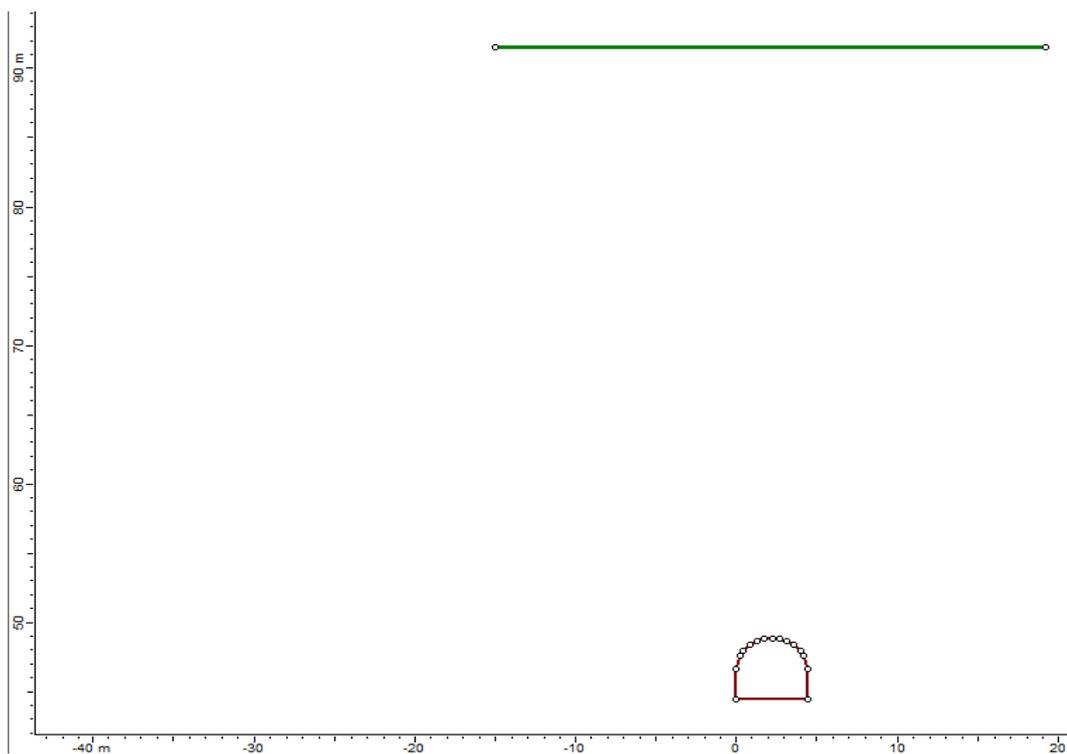
**Figura 35.** Importación de la sección del túnel en Unwedge

**Fuente:** El autor

Sección	Abscisa	Cota terreno natural [m]
1	0 + 050	59,50
2	0 + 100	87,00
3	0 + 150	93,50
4	0 + 200	91,50
5	0 + 250	82,50

**Tabla LII.** Cotas del terreno natural del macizo rocoso JOBO 2

**Fuente:** ESPE, 2014

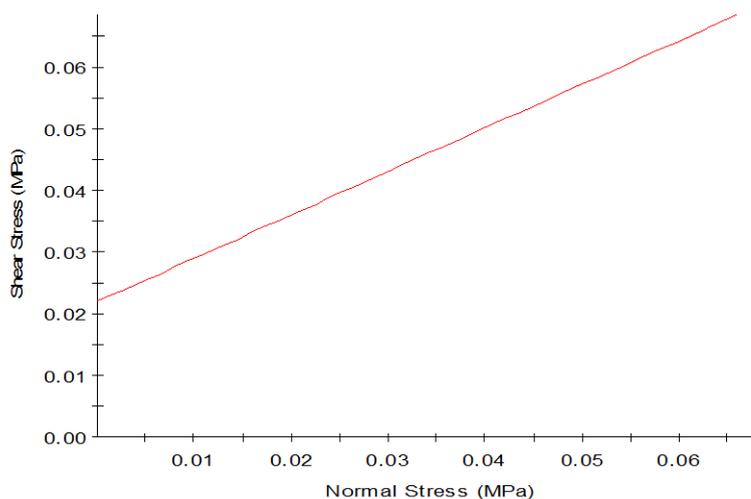


**Figura 36.** Importación de la geometría del terreno en Unwedge

**Fuente:** El autor

#### 4.1.2. Ingreso de las propiedades geomecánicas

En el programa Unwedge se debió ingresar las propiedades “resistentes” que representen el comportamiento del macizo rocoso en las discontinuidades. Se usó el criterio de falla Mohr-Coulomb, y se adoptó un peso específico uniforme tanto para el macizo rocoso así como para el hormigón del revestimiento. Se definió el límite de tensiones (tensión cutoff) a un esfuerzo de confinamiento **nulo**.



**Gráfico 2.** Criterio de falla de Mohr-Coulomb adoptado en Unwedge

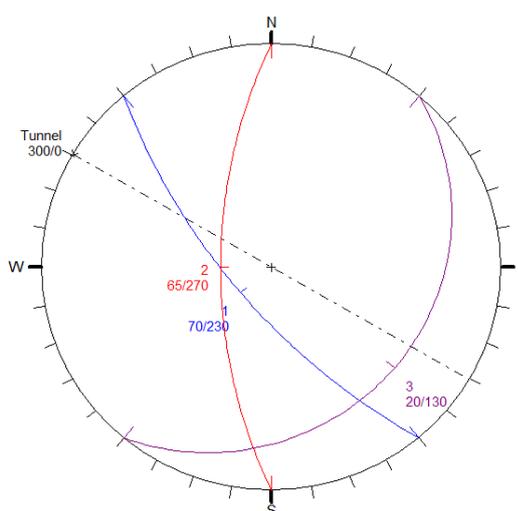
**Fuente:** El autor

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Cohesión	$c$	$MPa$	0,022
Ángulo de fricción	$\phi$	( $^{\circ}$ )	35,26
Límite por tensión	$\sigma_t$	$MPa$	0,000
Peso específico de la roca	$\gamma_r$	$MN/m^3$	0,021
Peso específico del agua	$\gamma_w$	$MN/m^3$	0,010

**Tabla LIII.** Valores de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso

**Fuente:** El autor

Adicionalmente, se ingresaron los valores que definen la orientación del eje del túnel, así como también la dirección de buzamiento (DB) y buzamiento (B) de las familias de discontinuidades tal como se definió en la Tabla IV del Capítulo 1. Una vez ingresado los valores de los parámetros geomecánicos y de orientación del túnel y discontinuidades se obtuvieron los valores del factor de seguridad de la **Fase a**.



**Figura 37.** Proyección estereográfica generada en Unwedge

**Fuente:** El autor

#### 4.1.3. Ingreso de las propiedades estructurales del soporte

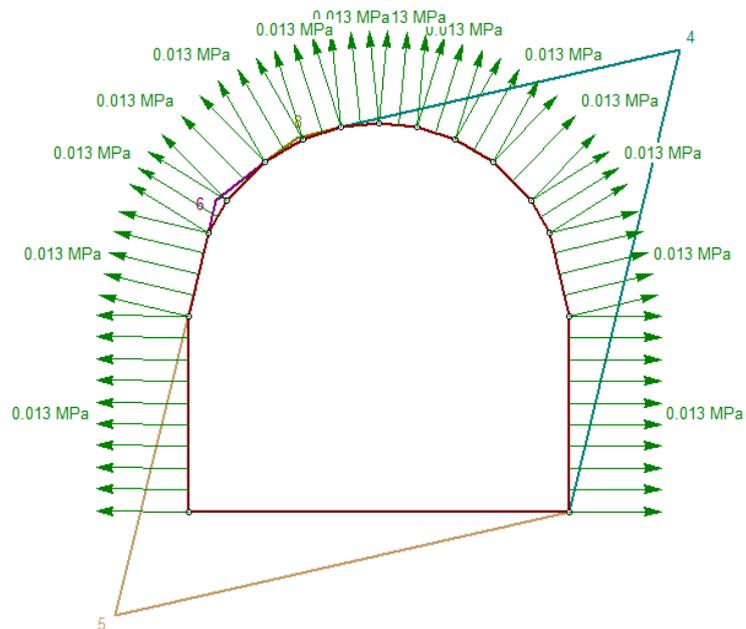
En el programa Unwedge existen dos modos de falla a considerar en la modelación numérica de las fuerzas pasivas del soporte sea este primario o secundario: **transmisión de presiones y falla por corte.**

El soporte primario (Cercha metálica) se modeló numéricamente considerando el modo de **falla de transmisión de Presiones** según la Especificación ANSI/AISC 360-10 (Capacidad máxima de la Cercha), cuyo análisis se muestra en el **Anexo 4**. El ingreso de los valores de los parámetros del Soporte Primario permitió calcular los factores de seguridad en la **Fase b**.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero	$\sigma_{ys}$	MPa	420
Presión de interacción roca-armadura	$\sigma_{R-A}$	MPa	0,013
Relación de Poisson del acero	$\nu_{st}$	--	0,30
Peso específico del acero	$\gamma_s$	MN/m <sup>3</sup>	0,079

**Tabla LIV.** Valores de las propiedades estructurales del soporte primario

**Fuente:** El autor



**Figura 38.** Modelación numérica de la Fase b

**Fuente:** El autor

Por otro lado, el soporte secundario (revestimiento de hormigón) se modeló considerando la **falla por corte** del hormigón. Además, se adoptó un peso específico del concreto uniforme para ser considerado dentro de las Fuerzas Activas en el cálculo del factor de seguridad (**Fase c**).

El programa Unwedge calcula la fuerza resistente ( $S_{CONCRETO}$ ) considerando que la falla ocurre en la periferia de las cuñas (Ecuación 107), y que la fuerza resultante resistente actúa perpendicularmente a la pared de la excavación (Rocscience, 2015).

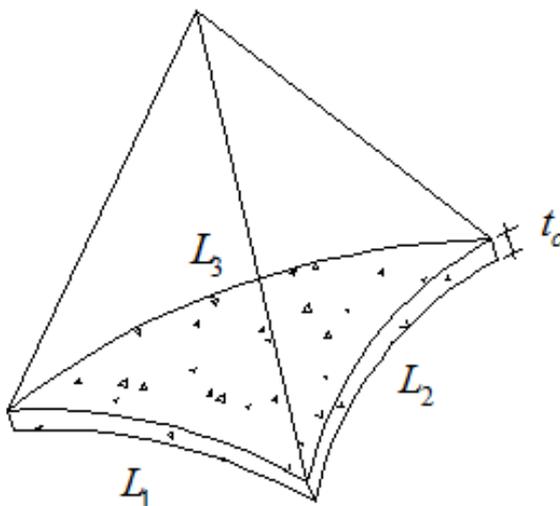
El Código para Concreto Estructural ACI 318 permite estimar la resistencia al corte del hormigón ( $\tau_c$ ) según la Ecuación 107 (ACI 318, 2008).

$$S_{CONCRETO} = (L_1 + L_2 + L_3) \cdot t_c \cdot \tau_c \quad \text{Ecuación 106.}$$

$$\tau_c = 0,17 \sqrt{\sigma_{cc}} \quad \text{Ecuación 107.}$$

Donde:

- $t_c$  : Espesor del cascarón de concreto
- $L$  : Perímetro parcial de la cuña
- $\sigma_{cc}$  : Resistencia a la compresión uniaxial del concreto
- $\tau_c$  : Resistencia al corte del concreto en unidades de esfuerzo
- $S_{CONCRETO}$  : Resistencia al corte del concreto en unidades de fuerza



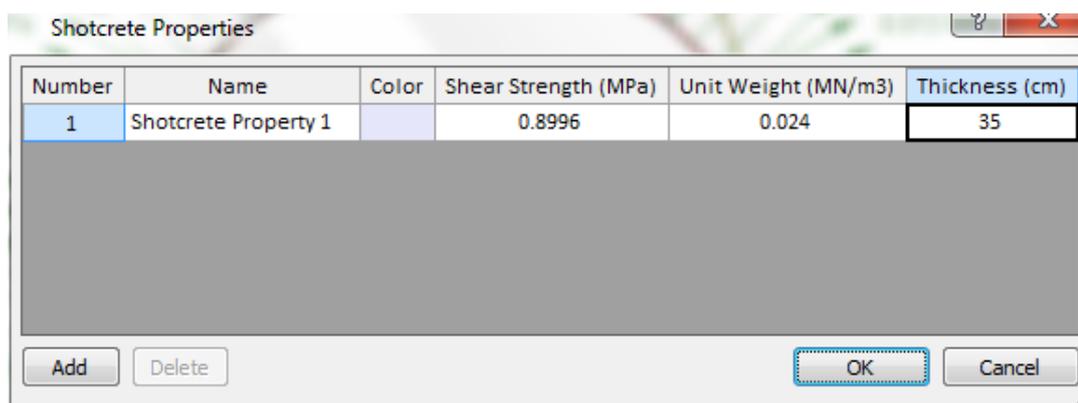
**Figura 39.** Falla por corte del revestimiento de hormigón

**Fuente:** Rocscience, 2015

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Resistencia característica del concreto	$\sigma_{cc}$	MPa	28
Resistencia al corte del concreto	$\tau_c$	MPa	0,8996
Espesor del revestimiento de concreto	$t_c$	cm	35
Peso específico del hormigón	$\gamma_c$	MN/m <sup>3</sup>	0,024

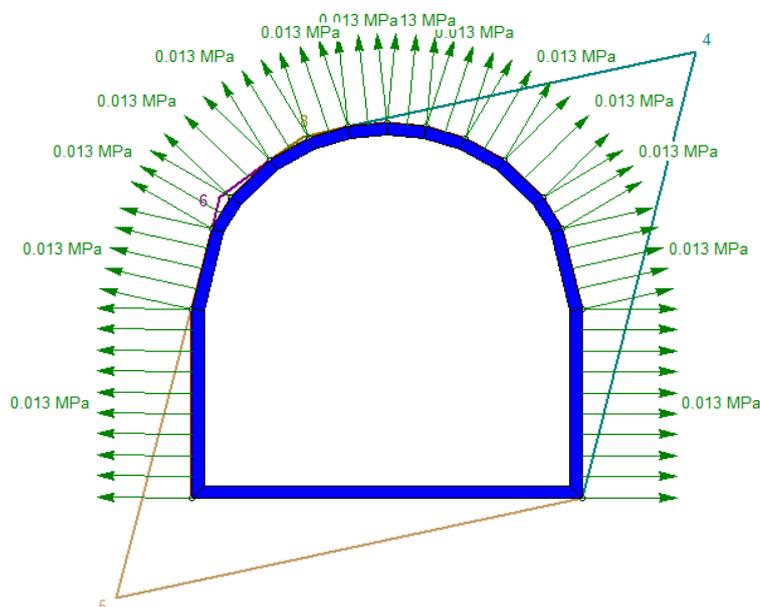
**Tabla LV.** Valores de las propiedades estructurales del soporte secundario

**Fuente:** El autor



**Figura 40.** Ingreso de las propiedades estructurales del revestimiento

**Fuente:** El autor



**Figura 41.** Modelación numérica de la Fase c

**Fuente:** El autor

#### 4.1.4. Ingreso de las cargas hidráulicas

Este procedimiento se tomó en cuenta únicamente para el cálculo de factores de seguridad en la **Fase d** de las abscisas 0+200 y 0+250, según se justificó previamente en la sección 4.1.

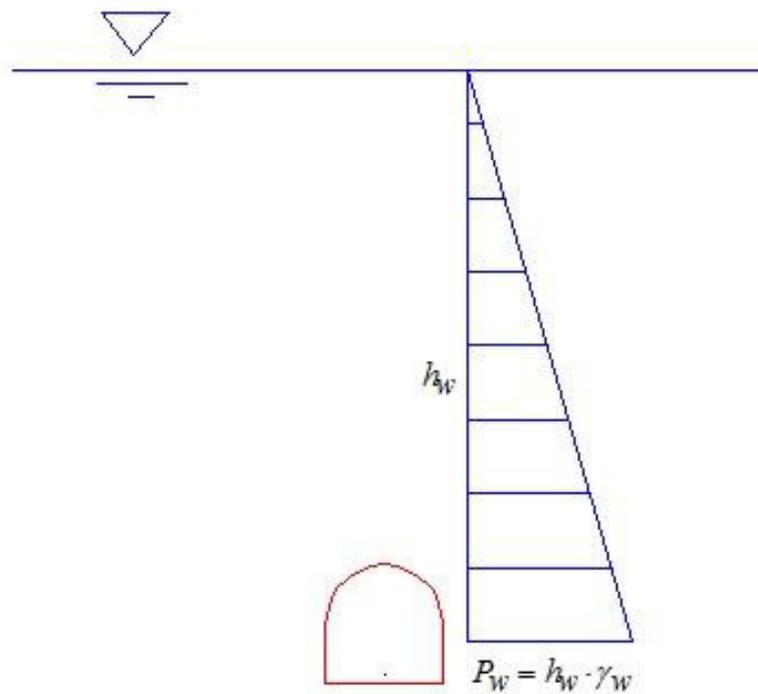
Las cargas hidráulicas se modelaron numéricamente considerando una transmisión de presiones hidrostáticas con respecto a la cota 67,50 m (cota máxima de embalse) cuya expresión matemática se define en la Ecuación 106.

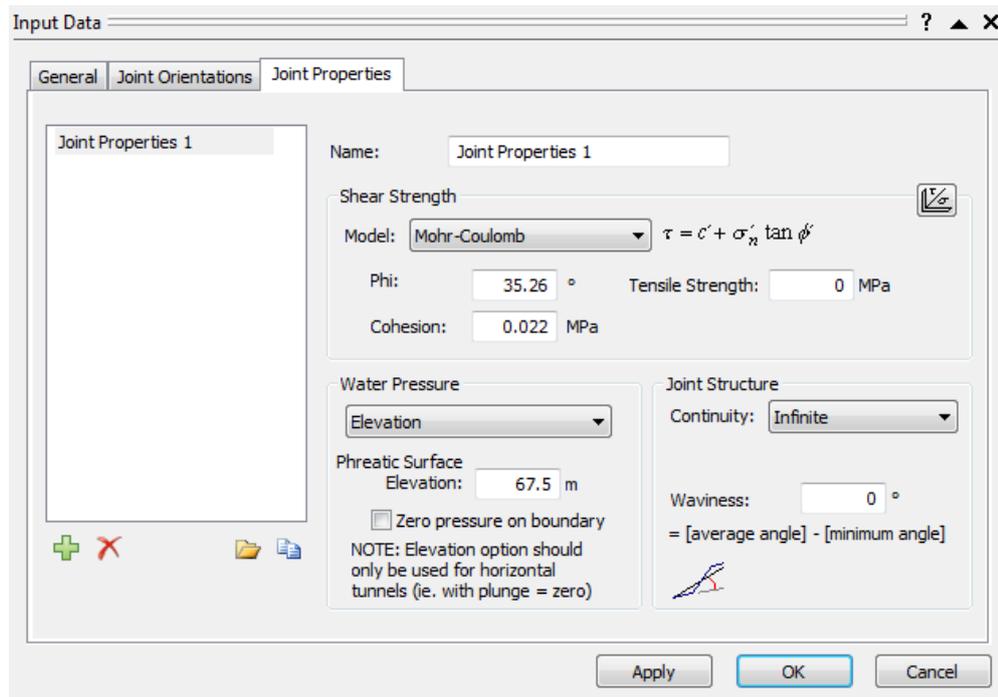
$$P_w = h_w \cdot \gamma_w$$

**Ecuación 108.**

Donde:

- $\gamma_w$  : Peso específico del agua  
 $P_w$  : Presión hidrostática  
 $h_w$  : Profundidad de la columna de agua

**Figura 42.** Carga hidráulica hidrostática definida en Unwedge**Fuente:** El autor



**Figura 43.** Ingreso de la carga hidráulica actuante

**Fuente:** El autor

## 4.2. Modelado en el software Plaxis

En el Programa Plaxis se realizó un análisis Tenso-deformacional de la excavación con la finalidad de generar las **curvas características** del Terreno, y obtener gráficamente las convergencias de equilibrio y los **factores de seguridad** del Soporte Primario mediante el método de convergencia-confinamiento.

Se realizó el análisis de tenso-deformacional en las **condiciones extremas** de esfuerzos iniciales. Dichos esfuerzos se encuentran relacionados directamente con la profundidad de la excavación. Por tal razón, se decidió modelar las abscisas 0+50 y 0+150, la sección más superficial y la más profunda respectivamente (ver Tabla LII).

Se muestra el proceso de modelación numérica de una abscisa tipo, la cual corresponde a la **abscisa 0+050**, y los valores usados para la modelación de la otra sección restante. Dicho proceso de modelado se describe en 7 Pasos (a, b, c, d, e, f y g):

- a. Ingreso de la geometría de la excavación
- b. Definición de los materiales geológicos
- c. Definición de las condiciones de borde y sistemas de carga
- d. Generación y refinamiento del enmallado
- e. Definición de las condiciones de esfuerzos iniciales
- f. Ingreso de valores de presión interna ( $p_i$ )
- g. Obtención de resultados (sección 5.3)

#### 4.2.1. Ingreso de la geometría de la excavación

La geometría de las paredes de la excavación se aproximó mediante **16 segmentos** de recta generados directamente en la interfaz del programa Plaxis mediante coordenadas universales (Tabla LVI), de forma muy similar al proceso de modelación numérica en el programa Unwedge.

De igual manera, la superficie del macizo rocoso se generó como una recta a la altura de la proyección horizontal de la abscisa en estudio sobre el terreno (ver Tabla LII).

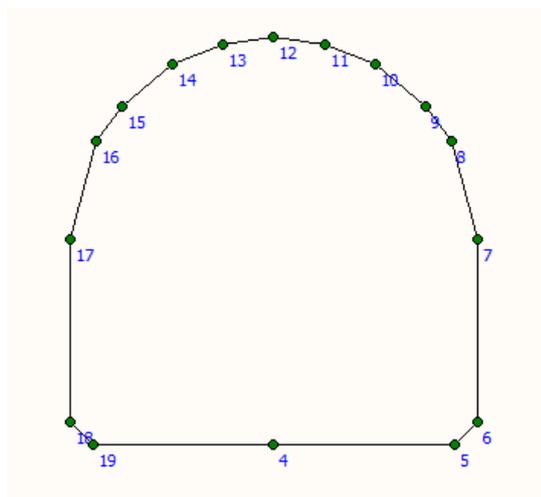
Por otro lado, la extensión lateral y vertical (hacia el macizo rocoso) del modelo se estableció de tal manera que las condiciones de borde en dicha delimitación no afecten a los resultados de la modelación numérica. Tal como se discutió en la sección 3.1., una extensión adecuada se establece al menos 1,5 veces el diámetro de la excavación (Santos C., 2007).

Por tal razón, el modelo se delimitó en la **cota 37,825 m**. Bajo el mismo principio, se delimitó el modelo lateralmente con cierta libertad hasta una extensión de **20 m** a cada extremo del eje del Túnel.

Punto	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)
1	0,000	44,500
2	1,950	44,500
3	2,200	44,750
4	2,200	46,750
5	1,925	47,815
6	1,650	48,205
7	1,100	48,655
8	0,550	48,880
9	0,000	48,950
10	-0,550	48,880
11	-1,100	48,655
12	-1,650	-48,205
13	-1,925	47,815
14	-2,200	46,750
15	-2,200	44,750
16	-1,950	44,500
17	0,000	44,500

**Tabla LVI.** Coordenadas del perímetro de la sección típica del túnel en Plaxis

**Fuente:** El autor



**Figura 44.** Ingreso de la geometría del túnel en Plaxis

**Fuente:** El autor

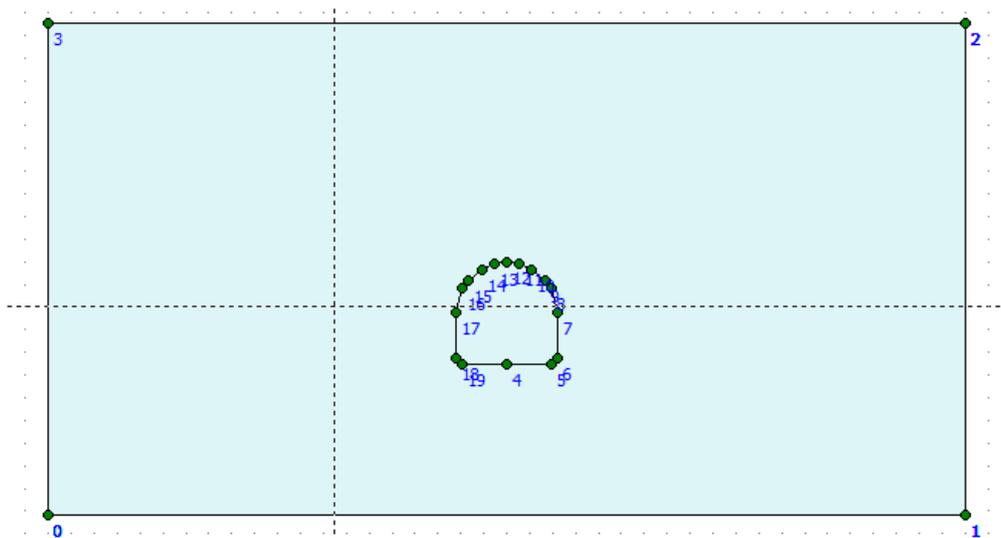
#### 4.2.2. Definición de los materiales geológicos

En la modelación numérica del macizo rocoso Jobo 2 se usó un solo material representativo del comportamiento geomecánico debido a la poca disponibilidad de ensayos de laboratorio según se discutió en la sección 4.1. Este material se definió con el modelo del material de Mohr-Coulomb (Tabla LVII).

La asignación de este material se realizó en toda la extensión del macizo rocoso con la finalidad de generar los esfuerzos iniciales del terreno en concordancia con las condiciones geométricas previas a la excavación.

Se definió un límite por tensión con esfuerzo confinante **nulo** al igual que en el análisis del programa Unwedge, debido a la sobrevaloración de la resistencia al corte en tensión que se suele generar cuando se usa este modelo del material.

El ángulo de dilatación se calculó como el **25% del ángulo de fricción**, tomando en cuenta que todas las abscisas mostraron una puntuación del Índice de Resistencia Geológica de 70/100 (Anexo 2).



**Figura 45.** Ingreso de los parámetros geomecánicos en Plaxis

**Fuente:** El autor

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Cohesión	$c$	$MPa$	0,022
Ángulo de fricción	$\phi$	( $^{\circ}$ )	35,26
Ángulo de dilatancia	$\psi$	( $^{\circ}$ )	8,82
Módulo de elasticidad	$E$	$MPa$	127,32
Relación de Poisson	$\nu$	--	0,24
Límite por tensión	$\sigma_t$	$MPa$	0,000
Peso específico de la roca	$\gamma_r$	$MN/m^3$	0,021

**Tabla LVII.** Parámetros geomecánicos del material modelado en Plaxis

**Fuente:** El autor

Mohr-Coulomb - Macizo Rocoso

General Parameters Interfaces

Stiffness

$E_{ref}$ : 127,300 MN/m<sup>2</sup>

$\nu$  (nu): 0,240

Strength

$c_{ref}$ : 0,022 MN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi): 35,260 °

$\psi$  (psi): 8,820 °

Alternatives

$G_{ref}$ : 51,339 MN/m<sup>2</sup>

$E_{oed}$ : 150,100 MN/m<sup>2</sup>

Velocities

$V_s$ : 155,900 m/s

$V_p$ : 266,500 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

**Figura 46.** Asignación del material de Mohr-Coulomb en Plaxis

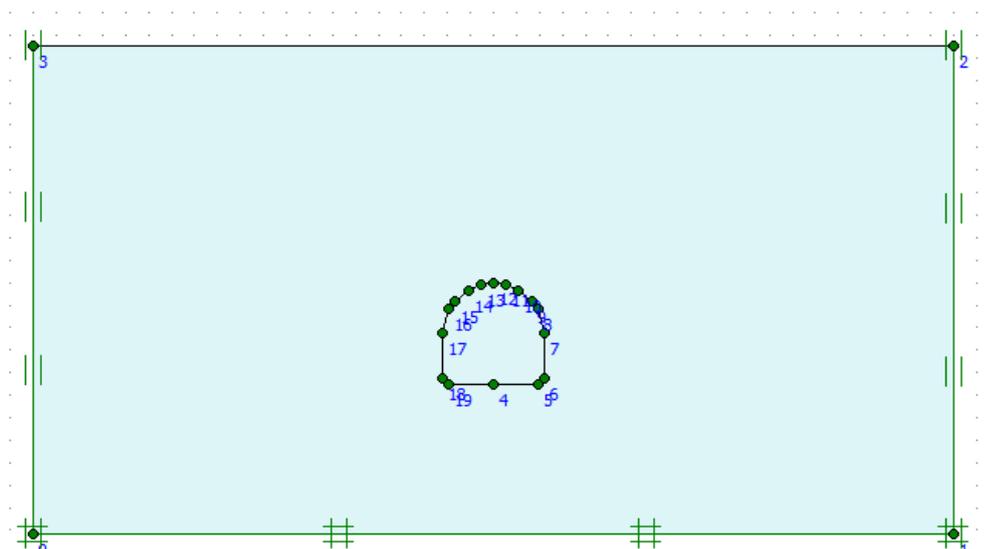
**Fuente:** El autor

#### 4.2.3. Definición de las condiciones de borde y cargas

Las condiciones de borde del modelo consideran de forma idealizada las restricciones de movimiento del macizo rocoso debido a la Excavación. En la modelación del macizo rocoso JOBO 2 se definieron dos clases de restricciones de movimiento en 1 y 2 grados de libertad: restricción lateral (traslación en el eje X) y restricción total en la base del modelo (traslación en el eje X y Y) respectivamente.

Las restricciones de movimiento definidas simulan de cierta manera la disipación de esfuerzos inducidos debido a la excavación en puntos lejanos de la misma. Se espera que este tipo de respuesta del macizo Rocosos sea muy similar en la realidad, produciéndose fundamentalmente asentamientos verticales en la superficie del terreno (condición de borde libre) debido a la excavación y el efecto de los esfuerzos confinantes del macizo rocoso (restricción de movimiento lateral).

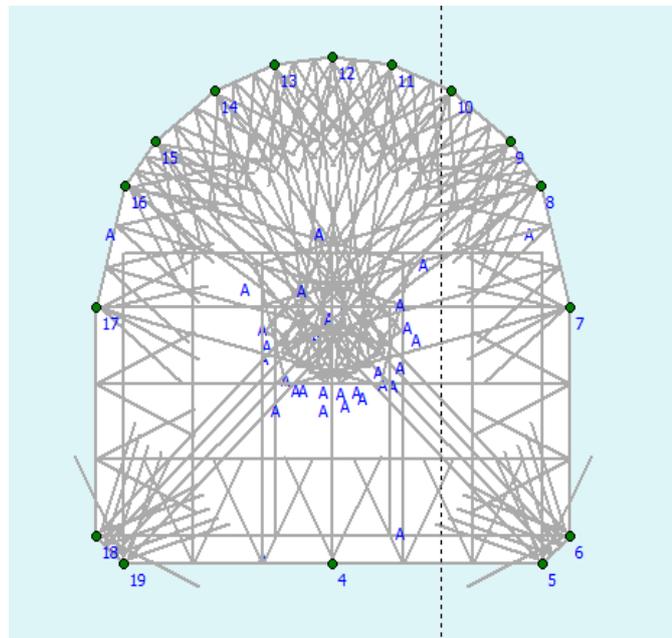
En el programa Plaxis la restricción de 1 grado de libertad se representa gráficamente con barras perpendiculares al eje de traslación que se está restringiendo (Plaxis BV, 2000).



**Figura 47.** Definición de las condiciones de borde en Plaxis

**Fuente:** El autor

En la modelación numérica de la excavación se definió un único **sistema de carga A**, cuyo objetivo es simular la disminución de presión interna ( $P_i$ ) ejercida por el macizo rocoso en la sección de estudio a medida que esta se aleja del frente de excavación. Este sistema de Carga se definió a través de **presiones uniformes** ejercidas perpendicularmente a las caras de la excavación, cuyo valor por defecto corresponde a 1 MPa.



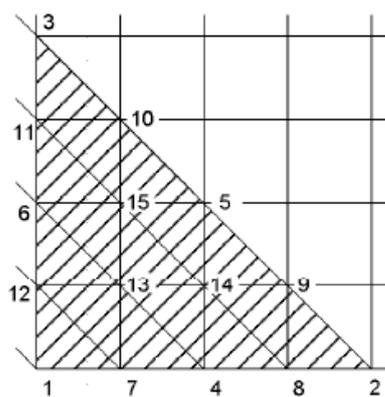
**Figura 48.** Definición del sistema de cargas en Plaxis

**Fuente:** El autor

#### 4.2.4. Generación y refinamiento del enmallado

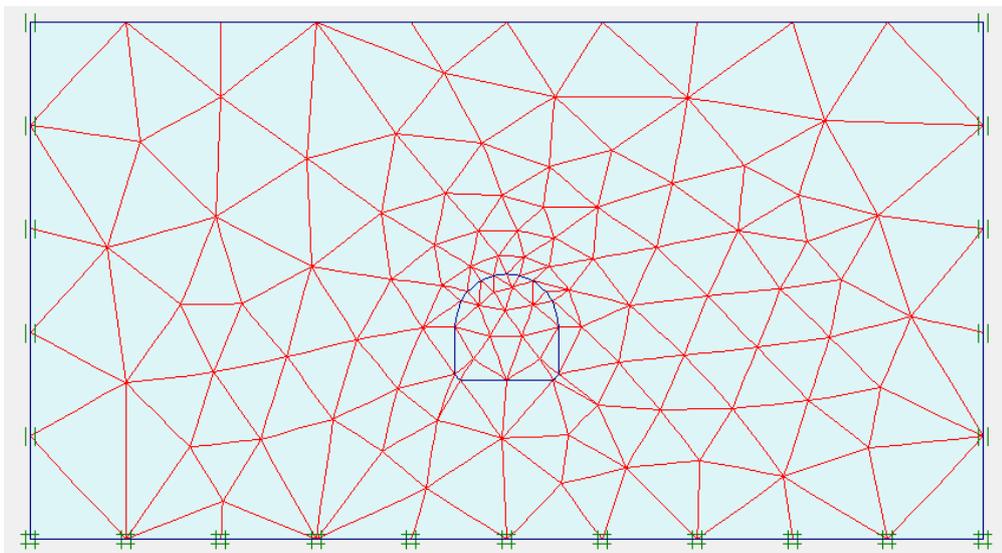
Esta fase de la modelación numérica es característica de los programas de Elementos Finitos, en la cual se divide al medio continuo en un número finito de subdominios. En general, se busca que el número de subdominios o elementos sea el adecuado para aproximarse de buena manera a la solución del problema tenso-deformacional (Plaxis BV, 2000).

Subsecuentemente, en la modelación numérica del macizo rocoso JOBO 2 se usó elementos triangulares de 15 Nodos (mayor número de nodos disponibles por elemento). Con la finalidad de mejorar la aproximación de los resultados del problema, se usó la herramienta de refinamiento de enmallado del programa hasta obtener el mayor número de elementos posibles.



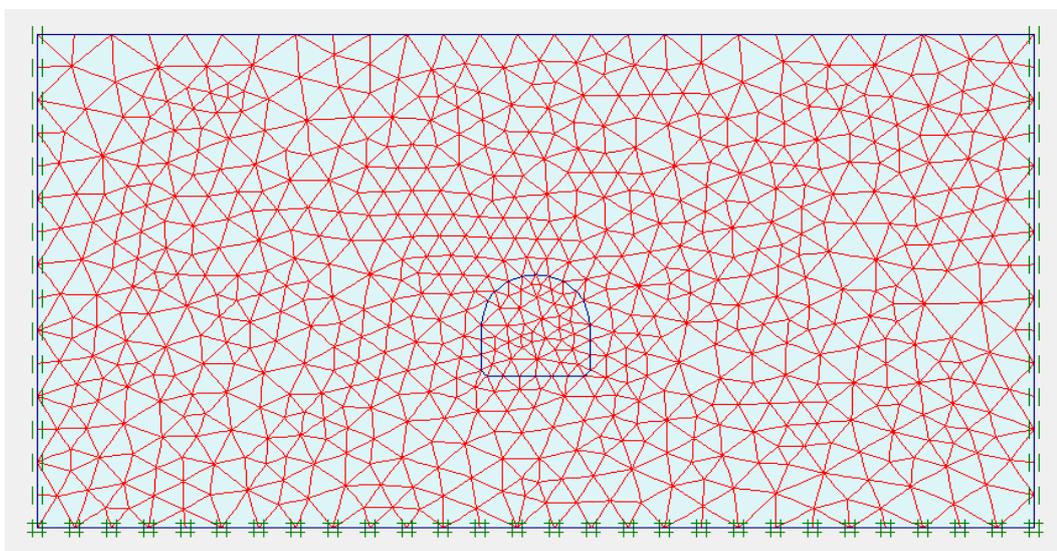
**Figura 49.** Distribución típica de nodos en elementos triangulares

**Fuente:** Plaxis BV, 2000



**Figura 50.** Generación del enmallado en Plaxis

**Fuente:** El autor



**Figura 51.** Aspecto final del enmallado posterior al refinamiento

**Fuente:** El autor

#### 4.2.5. Definición de las condiciones de esfuerzos iniciales

Las condiciones de Esfuerzos Iniciales se generaron mediante el procedimiento  $k_0$ . En este procedimiento los esfuerzos geo-estáticos verticales se definen en términos del **peso de la roca** por encima del punto en análisis (Ecuación 109) (Plaxis BV, 2000).

Por otro lado, se define de manera constante la razón entre los esfuerzos geo-estáticos horizontales (Plaxis BV, 2000).

$$\sigma_v = H \cdot \gamma_r \quad \text{Ecuación 109.}$$

$$k_0 = \sigma_h / \sigma_v = 1 - \sin(\phi) \quad \text{Ecuación 110.}$$

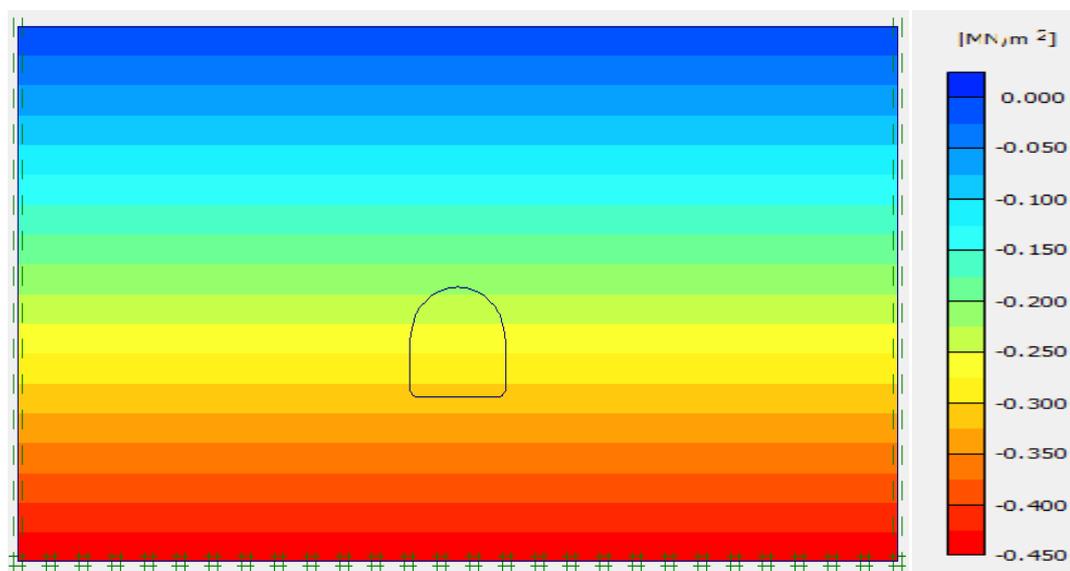
Donde:

$H$	:	Profundidad de estudio del macizo rocoso
$\gamma_r$	:	Peso específico de la roca
$k_0$	:	Coefficiente de presión lateral
$\sigma_h$	:	Esfuerzo geo-estático horizontal
$\sigma_v$	:	Esfuerzo geo-estático vertical
$\phi$	:	Ángulo de fricción

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Angulo de fricción	$\phi$	( <sup>o</sup> )	35,26
Coefficiente de Presión del Terreno en reposo	$k_0$	--	0,423

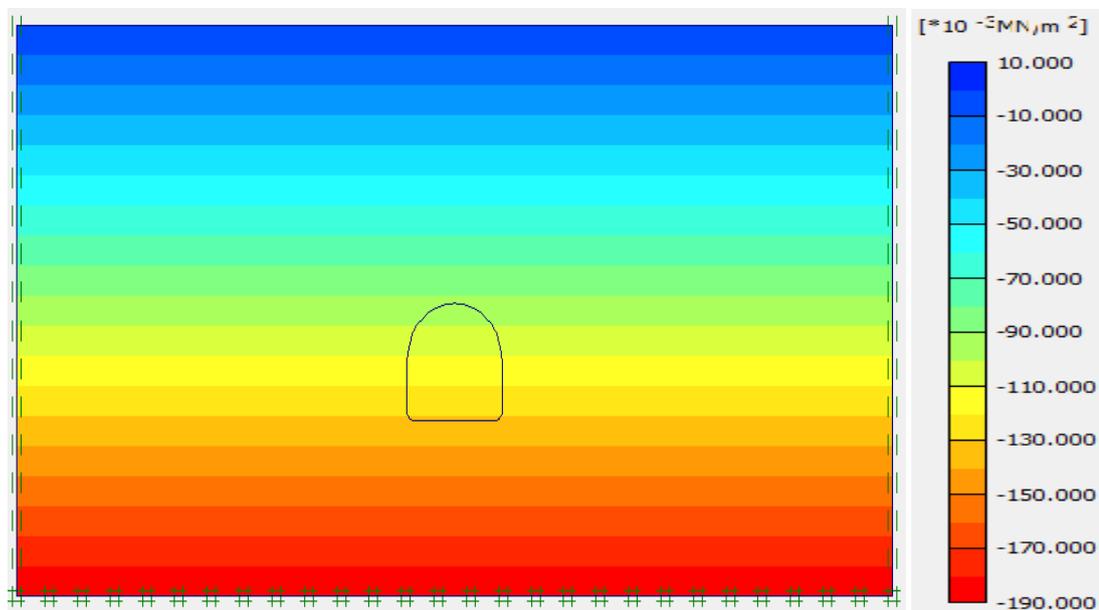
**Tabla LVIII.** Parámetros geomecánicos del procedimiento  $k_0$  en Plaxis

**Fuente:** El autor



**Figura 52.** Generación de esfuerzos iniciales verticales en Plaxis

**Fuente:** El autor



**Figura 53.** Generación de esfuerzos iniciales horizontales en Plaxis

**Fuente:** El autor

#### 4.2.6. Ingreso de valores de presión interna

Se modeló la excavación ingresando distintos valores de Presiones Internas ( $P_i$ ) en sentido decreciente hasta una presión **nula**, para obtener la **curva característica** del terreno. Las curvas obtenidas fueron validadas en base a soluciones exactas típicas de excavaciones circulares según se muestra en la sección 5.3

El programa Plaxis usa componentes ortogonales de presiones. Dichas componentes ortogonales fueron ingresadas en cada segmento de recta, que simula de forma aproximada la sección típica del túnel en estudio. Las presiones internas ( $P_i$ ) pueden descomponerse en componentes ortogonales en términos del ángulo de orientación ( $\theta$ ) del segmento de recta sobre el cual se está aplicando la carga (Ecuación 111 y 112).

Estos ángulos ( $\theta$ ) pueden ser calculados analíticamente en base a las coordenadas de la Tabla LVI. Sin embargo, en la presente investigación fueron calculados de forma gráfica en el programa AUTOCAD, cuyos resultados se muestran en la Tabla LIX.

Segmento	Puntos	$\theta(^{\circ})$	$-\cos(\theta)$	$\sin(\theta)$
1	1-2	0	0,000	-1,000
2	2-3	45	0,707	-0,707
3	3-4	90	1,000	0,000
4	4-5	104	0,970	0,242
5	5-6	125	0,819	0,574
6	6-7	141	0,629	0,777
7	7-8	158	0,375	0,927
8	8-9	173	0,122	0,993
9	9-10	187	-0,122	0,993
10	10-11	202	-0,375	0,927
11	11-12	219	-0,629	0,777
12	12-13	235	-0,819	0,574
13	13-14	256	-0,970	0,242
14	14-15	270	-1,000	0,000
15	15-16	315	-0,707	-0,707
16	16-17	360	0,000	-1,000

**Tabla LIX.** Constantes trigonométricas de la sección típica del túnel

**Fuente:** El autor

$$p_{iy} = -\|p_i\| \cos(\theta) \quad \text{Ecuación 111.}$$

$$p_{ix} = \|p_i\| \sin(\theta) \quad \text{Ecuación 112.}$$

Donde:

- $p_{iy}$  : Componente vertical de la presión interna
- $p_{ix}$  : Componente horizontal de la presión interna
- $p_i$  : Presión interna
- $\theta$  : Ángulo entre la horizontal y el segmento de recta

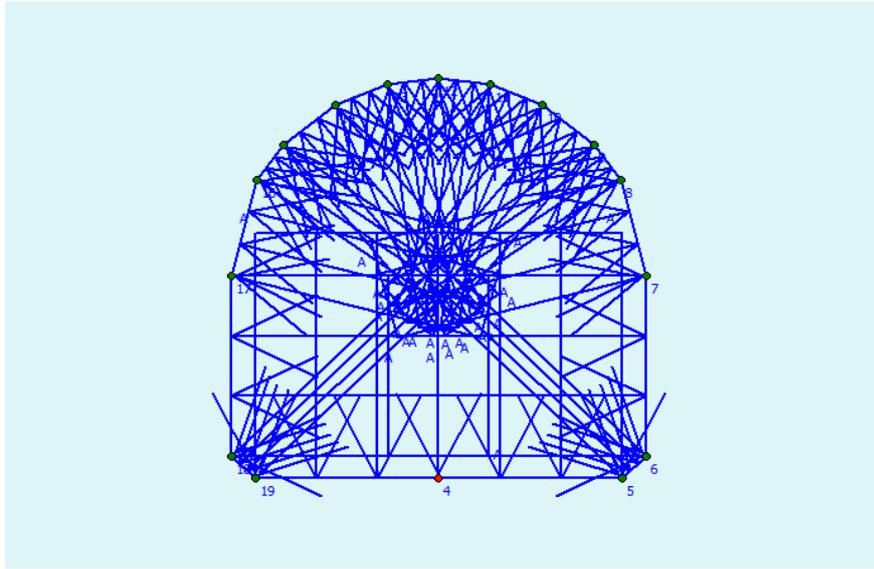
Es fundamental comprender que cada combinación  $(p_i, u)$  obtenida para la elaboración curvas características (sección 5.3) representa un análisis tenso-deformacional independiente para el valor de presión interna  $(p_i)$  respectiva.

Bajo este principio, se debería comprender que la generación de las **curvas características** conlleva a una inversión importante de tiempo y por ende el número de puntos que definen curva depende de la precisión con la que se requiere calcular las convergencias de equilibrio y los factores de seguridad del soporte.

En la presente investigación, se calcularon 10 combinaciones  $(p_i, u)$  para la abscisa 0+050; y 12 para la 0+150 respectivamente. Como se muestra en la sección 5.3, este número de cálculos tenso-deformacionales es adecuado cuando se requiere únicamente bosquejar las curvas características y obtener otros resultados de forma gráfica.

El proceso de obtención de las curvas de confinamiento típicas del soporte primario se muestra en el **Anexo 4**. Dichas curvas fueron obtenidas considerando una convergencia inicial de la cavidad **nula**, y fueron corregidas en la sección 5.3. en base a la aproximación bidimensional de

**Panet** en términos de la distancia de colocación del Soporte al frente de excavación (Ecuaciones 87 a la 90).



**Figura 54.** Ingreso de valores de Presión Interna ( $p_i$ )

**Fuente:** El autor

# **CAPÍTULO 5**

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

### **5.1. Resultados de ensayos**

En la presente sección se discute los resultados de los ensayos de laboratorio de resistencia a la compresión simple y de corte directo. Adicionalmente, se mencionan los criterios de selección de los parámetros en la modelación numérica de la sección 4.

#### **5.1.1. Resultados de ensayos de compresión simple**

En general, se puede mencionar que las curvas de esfuerzo normal vs. deformación unitaria obtenidas mediante el ensayo de compresión

permitieron observar un comportamiento **no-lineal** del material ante las primeras cargas y las cargas de rotura según se puede observar en el Anexo 3. Por otro lado, se observó que la tendencia a comportamientos tenso-deformacionales lineales se presenta de mejor manera en los rangos de esfuerzos intermedios.

El comportamiento **no-lineal** del material dificultó notablemente la selección de las constantes elásticas, debido a que la teoría de elasticidad que rige en este tipo de ensayos está basada en comportamientos lineales elásticos perfectos. Por este motivo, se consideró adecuada la implementación de las pendientes promedio, tangente y secante para el análisis de las constantes elásticas.

Otro de los problemas que se presentaron en la selección de las constantes elásticas del material es la gran **variabilidad** que presentaron los resultados. Este problema es muy usual en materiales geológicos **heterogéneos**, y podría aducirse además a los procesos geológicos que ha sufrido el macizo rocoso a través del tiempo.

<b>Módulo de elasticidad</b>	<b>Promedio</b>	<b>Tangente</b>	<b>Secante</b>
Mínimo	74,98	74,98	54,87
Máximo	261,91	261,91	158,36

**Tabla LX.** Valores mínimos y máximos del módulo de elasticidad

**Fuente:** El autor

<b>Relación de Poisson</b>	<b>Promedio</b>	<b>Tangente</b>	<b>Secante</b>
Mínimo	0,35	0,24	0,29
Máximo	0,91	0,98	0,46

**Tabla LXI.** Valores mínimos y máximos de la Relación de Poisson

**Fuente:** El autor

Los valores obtenidos de la relación de Poisson fluctuaron entre 0,24 y 0,98. Varios de estos valores obtenidos presentan un comportamiento ajeno de valores reportados en areniscas, limolitas y lutitas cuyos rangos usuales fluctúan entre 0,1 y 0,4 (Tabla XLIV).

Por otro lado, los valores obtenidos del módulo de elasticidad fluctúan entre 54,87 y 261,91 MPa. Valores de módulo de elasticidad entre 50 y 100 MPa son usuales para Rocas clasificadas como Blandas Solidificadas Sanas (Tabla VIII). Por tal razón, se podría clasificar a las rocas del Macizo Rocoso

JOBO 2 como Rocas blandas con tendencia a ser Rocas Duras en términos de su rigidez.

Sin duda alguna, los grandes rangos de valores obtenidos reflejan el “peligro” de tratar de modelar los materiales geológicos de comportamiento no lineal en base a modelos del material con comportamientos elasto-plásticos.

Por tal razón, se prevé que en este tipo de materiales geológicos las constantes elásticas deben ser seleccionadas en base a los rangos de esfuerzos que el problema tenso-deformacional presente.

En la presente investigación se seleccionó valores ante cargas intermedias (Criterio de pendiente **promedio** y **tangente**) de forma “racional”, debido a que la finalidad de la modelación numérica es averiguar qué tan adecuadas resultaron las decisiones de diseño del soporte de la excavación.

No obstante, en otro tipo de situación donde se desee averiguar las causas de colapso de un túnel la selección de **constantes elásticas secantes** posiblemente resulte adecuada.

La obtención “racional” hace referencia al criterio comparativo de los resultados obtenidos ante valores reportados. Subsecuentemente, los valores de relación de Poisson mayores a 0,40 fueron desechados al tratarse de **valores extraños** cuya génesis se aduce al comportamiento no-lineal presentado por los testigos.

Los valores de las constantes elásticas promedio y tangente obtenidas del Ensayo 3 se consideraron satisfactorios a los criterios antes mostrados. De estos dos grupos de constantes elásticas, se seleccionó al grupo obtenido con **pendientes tangentes** por presentar un módulo de elasticidad con tendencia a ser intermedio y así evitar la sobrevaloración de la rigidez del material.

Ensayo	Criterio	Módulo de Elasticidad (MPa)	Relación de Poisson
3	Tangente	127,32	0,24

**Tabla LXII.** Constantes elásticas seleccionadas para la modelación numérica

**Fuente:** El autor

### 5.1.2. Resultados de ensayos de corte directo

En general, las combinaciones de ángulo de fricción y cohesión obtenidas mediante el ensayo de corte directo presentaron un rango bastante amplio de resultados según se observa en el Anexo 3.

Los valores obtenidos del ángulo de fricción fluctuaron entre  $26,27^\circ$  y  $49,62^\circ$ . Mientras que la cohesión presentó valores entre 0,012 y 0,039 MPa.

La variabilidad de los parámetros es un problema común en materiales geológicos tal como se describió en la sección anterior y dificulta la selección de parámetros “representativos”.

Por otro lado, el criterio de falla Lineal de Mohr-Coulomb difiere del comportamiento real de los materiales geológicos cuya envolvente empírica presenta un comportamiento **no lineal**.

A esfuerzos de confinamiento relativamente pequeños se produce una sobrevaloración del ángulo de fricción y una reducción ligera de la cohesión del material, mientras que a esfuerzos de confinamiento relativamente grandes se puede llegar a penalizar al ángulo de fricción y generar un ligero aumento de la cohesión.

Por este motivo, se debe tener en cuenta que los rangos de esfuerzos normales del ensayo sean consistentes con los rangos de esfuerzos de confinamiento a presentarse en la modelación numérica.

Bajo este principio, es necesario destacar que los esfuerzos normales bajo los cuales estos ensayos fueron realizados fluctuaban entre 0,01 y 0,2 MPa. Dichos valores difieren ligeramente de los esfuerzos de confinamiento bajo los cuales se plantea el problema tenso-deformacional de excavación con valores máximos que fluctúan entre 0,26 y 0,97 MPa.

Según este análisis, se prevé que los resultados obtenidos en los ensayos pudieran presentar una ligera sobrevaloración del ángulo de fricción y una reducción de la cohesión.

Consecuentemente, para la selección de los parámetros de la envolvente de falla lineal se trató de escoger una combinación de ángulo de fricción y cohesión con tendencia a un valor intermedio para lidiar con la posible sobrevaloración o penalización de los mismos. Bajo el criterio mencionado, se considera adecuada la combinación de ángulo de fricción y cohesión obtenida del ensayo 4 (Testigos 14, 15, y 16).

Ensayo	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (MPa)
4	35,26	0,022

**Tabla LXIII.** Parámetros de la envolvente de falla seleccionados para la modelación numérica

**Fuente:** El autor

## 5.2. Resultados de modelado con el software Unwedge

En esta sección se analizan los **factores de seguridad** para el soporte primario y secundario del túnel de riego y abastecimiento JOBO 2, incluyendo la interacción de la cuñas con el incremento de la **Zona Plástica** alrededor de la excavación determinada en los análisis tenso-deformacionales (sección 5.3).

En cierta manera, los factores de seguridad calculados se muestran en concordancia con el desempeño de la excavación observada en campo. Por otro lado, permiten prever el comportamiento del soporte secundario en el túnel una vez que el embalse de la presa Río Grande alcance los niveles máximos estimados.

Se debe tener en cuenta que las normas usadas para los análisis estructurales (ACI 318-08 y ANSI/AISC 360-10) conllevan a diseños

“seguros” en base al principio de **reducción de resistencia e incremento de cargas**.

No obstante, los materiales usualmente presentan cierto grado de sobre resistencia debido a los estrictos controles de calidad en fábrica. Por tal razón, el desempeño de las estructuras de soporte en campo pudiera resultar con factores de seguridad mayores que los calculados en las Fases b (construcción), c y d (post-constructivas).

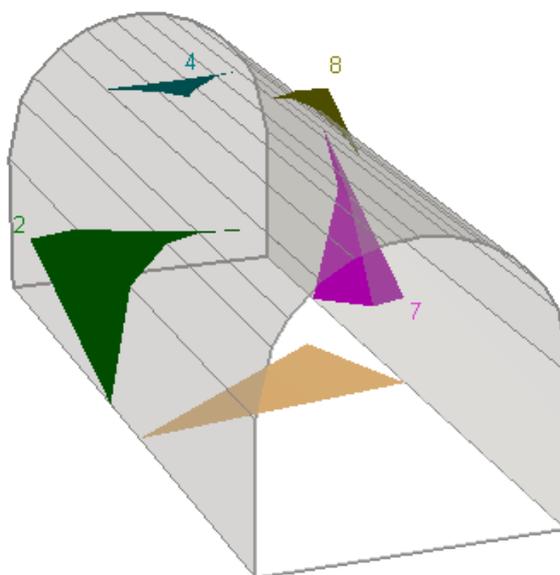
Por otro lado, los resultados mostrados en la presente sección hacen referencia a las **cuñas máximas potenciales** que se pudieron haber encontrado en campo. En la práctica, las familias de discontinuidades se presentan con espaciamientos variables tal como se puede observar en los registros de las clasificaciones geomecánicas (Anexo 2), al mismo tiempo que las discontinuidades no se presentan como planos perfectos y mucho menos con orientaciones y buzamientos “fijos”.

Consecuentemente, los factores de seguridad “reales” podrían ser mayores a los calculados, debido a que las cuñas en campo pudieran presentar un menor tamaño al de las cuñas máximas.

Desde este punto de vista, se prevé una debilidad en este tipo de **modelación numérica determinística** al no poder incluir la **variabilidad** del terreno y las observaciones geológicas de campo.

### 5.2.1. Resultados en la abscisa 0+050

En esta sección del túnel se determinó la existencia probable de 5 cuñas con pesos que varían entre 0,10 y 2,70 Toneladas, las mismas que se encuentran repartidas en los alrededores de la cavidad (Tabla LXIV).



**Figura 55.** Cuñas máximas en la abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

Cuña	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso [Ton]	Altura [m]	Sección
2	1,30	2,70	0,85	Hastial
4	0,05	0,10	0,24	Clave
5	0,87	1,80	0,55	Contraclave
7	0,68	1,40	0,71	Hastial
8	0,10	0,20	0,37	Clave

**Tabla LXIV.** Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

Se presume que los planos de discontinuidades que definen a estas cuñas podrían haber adquirido una mejor continuidad debido al incremento de la **zona plástica** (propagación de fracturas). Esta zona se extendería con un espesor de al menos 4,90 m alrededor de la excavación embebiendo por completo a las cuñas en análisis (sección 5.3).

Durante la fase de excavación, se presentan factores de seguridad considerables ( $FS > 3$ ), a excepción de la cuña 8, lo que corrobora las buenas condiciones que se observaron en campo durante la excavación del Túnel (Fase a). La cuña 8 presentó excepcionalmente un factor de seguridad **nulo** (inestable en caída).

No obstante, en campo no se observó deslizamiento de cuñas durante la excavación de la abscisa 0+050. Por tal razón, se presumiría que dicha cuña no se formó en campo, o al menos no con la geometría descrita.

Este fenómeno pudiera ser atribuido a los espaciamientos variables entre planos de discontinuidades y a la “**incertidumbre de campo**” en términos de la orientación y buzamiento de los mismos.

Por otro lado, se observan cuñas en condiciones totalmente estables ( $FS > 3$ ) posterior a la colocación del soporte primario (cerchas metálicas), con factores de seguridad que varían entre 4,435 y 8,412 (Fase b).

Consecuentemente, en la fase post-constructiva se observan factores de seguridad elevados, con valores que varían entre 96,664 y 340,957, debido a la resistencia al corte que provee el revestimiento de hormigón armado (soporte secundario) de 35cm de espesor (Fase c).

Cuña	Fase a	Fase b	Fase c	Fase d
2	5,543	8,412	96,664	No aplica
4	5,733	14,963	340,957	No aplica
5	Estable	Estable	Estable	No aplica
7	22,044	33,365	309,321	No aplica
8	<b>0,000</b>	4,435	136,018	No aplica

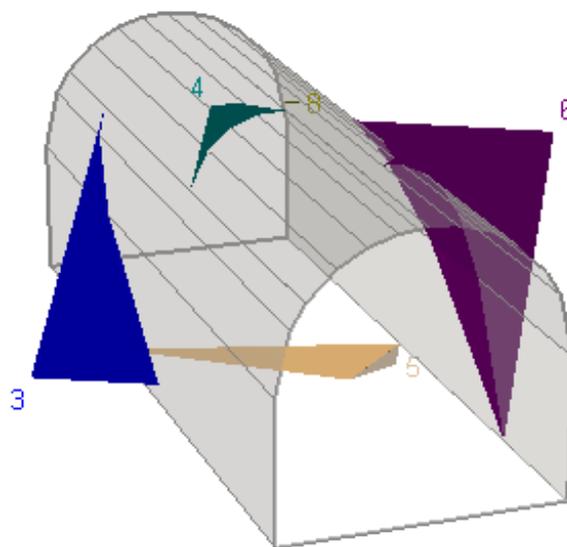
**Tabla LXV.** Factores de Seguridad de las cuñas en la abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

### 5.2.2. Resultados en la abscisa 0+100

En esta sección del túnel se determinó la existencia probable de 5 cuñas con pesos que varían entre 0,02 y 13,40 Toneladas, las mismas que se encuentran repartidas en los alrededores de la cavidad (Tabla LXVI).

En esta sección de análisis se puede resaltar la presencia de las mayores cuñas (3 y 6) en los hastiales, las cuales se presentaron en condición estable en las etapas constructivas y post-constructivas.



**Figura 56.** Cuñas máximas en la abscisa 0+100

**Fuente:** El autor

Cuña	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso [Ton]	Altura [m]	Sección
3	2,08	4,30	0,85	Hastial
4	0,05	0,10	0,24	Clave
5	0,29	0,60	0,55	Contraclave
6	6,47	13,40	0,71	Hastial
8	0,01	0,02	0,04	Clave

**Tabla LXVI.** Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+100

**Fuente:** El autor

Al igual que en la abscisa 0+050, se presume que los planos de discontinuidades podrían haber ganado una mejor continuidad debido a la propagación de fracturas en la **zona plástica**. Esta zona se extendería con un espesor estimado entre 4,90 y 7,50 m alrededor de la excavación embebiendo por completo a las cuñas en análisis (sección 5.3).

Durante la fase de excavación, se presentan factores de seguridad considerables ( $FS > 3$ ), a excepción de la cuña 8, corroborando las buenas condiciones que se observaron en campo durante la excavación del túnel (Fase a). La cuña 8 presentó excepcionalmente un factor de seguridad **nulo** (inestable de caída) de forma muy similar al caso analizado en la abscisa 0+050.

Sin embargo, en campo tampoco se observó deslizamientos de cuñas durante la excavación de la abscisa 0+100. Por tal razón, se presumiría que dicha cuña no se formó en campo o su existencia paso desapercibida durante el proceso de excavación teniendo en cuenta su tamaño relativamente pequeño (4 cm de altura).

Adicionalmente, se observan cuñas en condiciones totalmente estables ( $FS > 3$ ) posterior a la colocación del soporte primario (cerchas metálicas) con factores de seguridad que varían entre 7,614 y 137,335 (Fase b).

Subsecuentemente, en la fase post-constructiva se observan factores de seguridad elevados, con valores que varían entre 64,410 y 1384,668, debido al aporte del revestimiento de hormigón armado de 35cm de espesor (soporte secundario) a la estabilidad de la excavación en términos de su resistencia al corte (Fase c).

Cuña	Fase a	Fase b	Fase c	Fase d
3	22,418	29,619	391,803	No aplica
4	6,038	12,951	263,162	No aplica
5	Estable	Estable	Estable	No aplica
6	5,647	7,614	64,410	No aplica
8	<b>0,000</b>	137,335	1384,668	No aplica

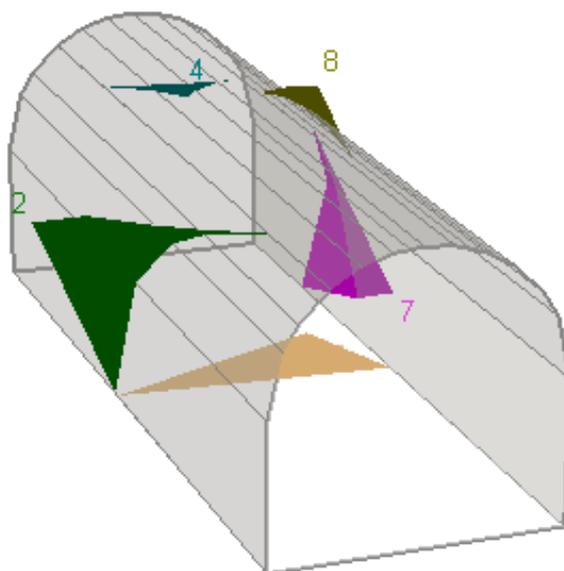
**Tabla LXVII.** Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+100

**Fuente:** El autor

### 5.2.3. Resultados en la abscisa 0+150

En esta sección del túnel se determinó la existencia probable de 5 cuñas con pesos que varían entre 0,10 y 3,20 Toneladas, las mismas que se encuentran repartidas en los alrededores de la cavidad (Tabla LXVIII).

En esta sección de análisis se puede resaltar la presencia de las mayores cuñas (2 y 7) en los hastiales, las cuales se presentaron en condición estable en las etapas constructivas y post-constructivas.



**Figura 57.** Cuñas máximas en la abscisa 0+150

**Fuente:** El autor

Cuña	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso [Ton]	Altura [m]	Sección
2	1,55	3,20	0,87	Hastial
4	0,05	0,10	0,17	Clave
5	0,58	1,20	0,42	Contraclave
7	0,68	1,40	0,70	Hastial
8	0,10	0,20	0,37	Clave

**Tabla LXVIII.** Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+150

**Fuente:** El autor

Se presume que los planos de discontinuidades podrían haber ganado una mejor continuidad debido a la extensión de la **zona plástica** (propagación de fracturas). Esta zona se extendería con un espesor de al menos 7,50 m alrededor de la excavación embebiendo por completo a las cuñas en análisis (sección 5.3).

Durante la fase de excavación, se presentan factores de seguridad considerables ( $FS > 3$ ), a excepción de la cuña 8, corroborando las buenas condiciones que se observaron en campo durante la excavación del túnel (Fase a). La cuña 8 presentó excepcionalmente un factor de seguridad **nulo** (Inestable de caída) de forma muy similar a los casos analizados en las abscisas 0+050 y 0+100.

En campo tampoco se observó deslizamientos de cuñas durante la excavación de la abscisa 0+150. Por tal razón, se presumiría que dicha cuña

no se formó en campo atribuyendo este fenómeno a la incertidumbre del espaciamiento entre planos de discontinuidades, orientación y buzamiento de los mismos.

Adicionalmente, se observan cuñas en condiciones totalmente estables ( $FS > 3$ ) posterior a la colocación del soporte primario (cerchas metálicas) con factores de seguridad que varían entre 4,199 y 41,014 (Fase b).

Consecuentemente, en la fase post-constructiva se observan factores de seguridad elevados, con valores que varían entre 89,053 y 483,827, debido a la resistencia al corte aportado por el revestimiento de hormigón armado (soporte secundario) en la fase post-constructiva (Fase c).

Cuña	Fase a	Fase b	Fase c	Fase d
2	5,572	8,304	89,053	No aplica
4	7,606	19,589	483,827	No aplica
5	Estable	Estable	Estable	No aplica
7	27,906	41,014	367,314	No aplica
8	<b>0,000</b>	4,199	122,009	No aplica

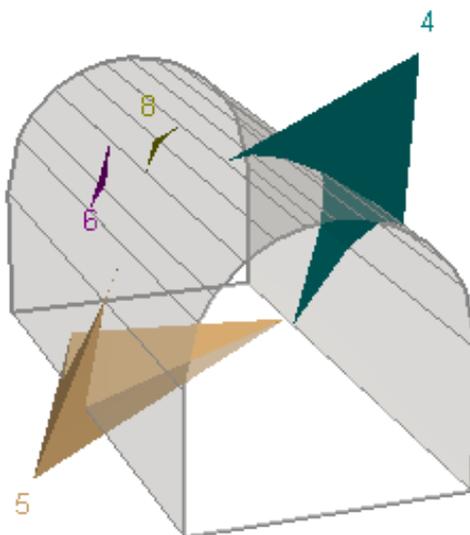
**Tabla LXIX.** Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+150

**Fuente:** El autor

#### 5.2.4. Resultados en la abscisa 0+200

En esta sección del túnel se determinó la existencia probable de 4 cuñas con pesos que varían entre 0,02 y 10,80 Toneladas, las mismas que se encuentran repartidas en los alrededores de la cavidad inclusive en secciones mixtas (hastial-clave y hastial-contraclave) (Tabla LXX).

En esta sección de análisis se puede resaltar la presencia de las mayores cuñas (4 y 5) corresponden a las ubicadas en las secciones mixtas antes mencionadas. No obstante, estas cuñas se presentaron en condición estable en las etapas constructivas y post-constructivas.



**Figura 58.** Cuñas máximas en la abscisa 0+200

**Fuente:** El autor

Cuña	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso [Ton]	Altura [m]	Sección
4	5,22	10,80	2,43	Hastial-clave
5	3,00	6,20	1,17	Hastial-contraclave
6	0,48	1,00	0,12	Clave
8	0,01	0,02	0,08	Clave

**Tabla LXX.** Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+200

**Fuente:** El autor

Se presume que los planos de discontinuidades podrían haber ganado una mejor continuidad debido a la propagación de fracturas en la **zona plástica**. Esta zona se extendería con un espesor entre 4,90 y 7,50 m alrededor de la excavación embebiendo por completo a las cuñas en análisis (sección 5.3).

Durante la fase de excavación, se presentan Factores de Seguridad considerables de al menos 2,50 aproximadamente, a excepción de la cuña 8. Este resultado corrobora las buenas condiciones que se observaron en campo durante la excavación del túnel (Fase a).

La cuña 8 antes mencionada presentó excepcionalmente un factor de seguridad **nulo** (inestable en caída) de forma muy similar a los casos analizados en las Abscisas 0+050, 0+100 y 0+150.

En campo tampoco se observó deslizamientos de cuñas durante la excavación de la abscisa 0+200. Por tal razón, se presumiría que dicha cuña no se formó en campo o su existencia paso desapercibida durante el proceso de excavación teniendo en cuenta su tamaño relativamente pequeño (8 cm de altura).

Adicionalmente, se observan cuñas en condiciones totalmente estables ( $FS > 3$ ) posterior a la colocación del soporte primario (cerchas metálicas) con factores de seguridad que varían entre 3,565 y 31,404 (Fase b).

Subsecuentemente, en la fase post-constructiva se observan factores de seguridad elevados, con valores que varían entre 36,653 y 916,231. Estos factores de seguridad conservadores se atribuyen al aporte de estabilidad del revestimiento de hormigón armado (soporte secundario) en términos de su resistencia al corte (Fase c).

No obstante, la presencia de una carga hidráulica importante (cota máxima de embalse) podría reducir notablemente estos factores de seguridad inclusive en esta sección (abscisa 0+200) que se encuentra en la transición entre “aguas abajo” y “aguas arriba” de la presa Rio Grande. Se presume que los factores de seguridad varíen entre 3,419 y 46,53 (Fase d).

Este fenómeno pudiera presentarse debido a la carga hidráulica residual que se genere tras el paso de agua por los extremos más alejados de la pantalla de inyecciones impermeabilizantes del macizo JOBO 2.

Cuña	Fase a	Fase b	Fase c	Fase d
4	2,496	3,565	36,653	3,419
5	Estable	Estable	Estable	3,534
6	6,871	15,247	388,793	27,658
8	<b>0,00</b>	31,404	916,231	46,531

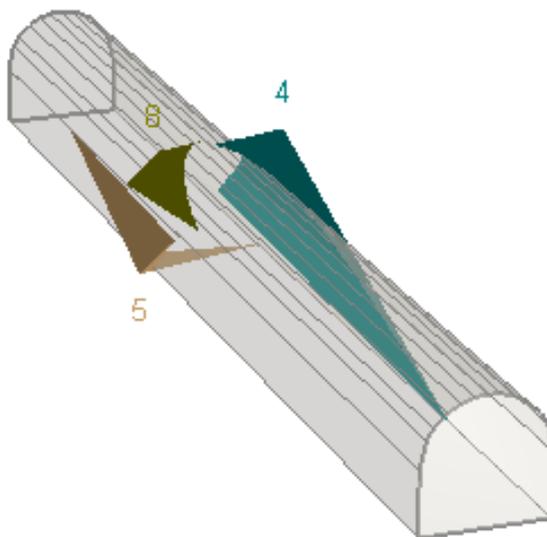
**Tabla LXXI.** Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+200

**Fuente:** El autor

#### **5.2.4. Resultados en la abscisa 0+250**

En esta sección del túnel se determinó la existencia probable de 3 cuñas con pesos que varían entre 1,80 y 30,80 Toneladas, las mismas que se encuentran repartidas en los alrededores de la cavidad inclusive en secciones mixtas (hastial-clave y hastial-contraclave) (Tabla LXXII).

En esta sección de análisis se puede resaltar la presencia de las mayores cuñas (4 y 5) corresponden a las ubicadas en las secciones mixtas antes mencionadas. No obstante, estas cuñas se presentaron en condición estable en las etapas constructivas y post-constructivas.



**Figura 59.** Cuñas máximas en la abscisa 0+250

**Fuente:** El autor

Cuña	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Peso [Ton]	Altura [m]	Sección
4	14,88	30,80	2,43	Hastial-Clave
5	2,22	4,60	1,17	Hastial-Contraclave
8	0,87	1,80	0,12	Clave

**Tabla LXXII.** Descripción de las cuñas máximas de la abscisa 0+250

**Fuente:** El autor

Se presume que los planos de discontinuidades podrían haber adquirido una mejor continuidad debido a la extensión de la **zona plástica** (propagación de fracturas). Esta zona se extendería con un espesor entre 4,90 y 7,50 m alrededor de la excavación embebiendo por completo a las cuñas en análisis (sección 5.3).

Durante la Fase de Excavación, se presentan factores de seguridad considerables de al menos 3, a excepción de la cuña 8. Este resultado corrobora las buenas condiciones que se observaron en campo durante la excavación del túnel (Fase a).

La cuña 8 antes mencionada presentó excepcionalmente un Factor de Seguridad **nulo** (inestable en caída) de forma muy similar a los casos analizados en las abscisas 0+050, 0+100, 0+150 y 0+250.

En campo no se observó deslizamientos de cuñas durante la excavación de la abscisa 0+250. Por tal motivo, se presumiría que dicha cuña no se formó en campo. Este fenómeno puede atribuirse a la incertidumbre de campo de las discontinuidades en función de su orientación, buzamiento y espaciamiento tal como se discutió anteriormente.

Se observan cuñas en condiciones estables ( $FS > 2,5$ ) posterior a la colocación del soporte primario (cerchas metálicas) con factores de seguridad que varían entre 2,754 y 5,484 (Fase b).

Por otro lado, en la fase post-constructiva se observan factores de seguridad elevados, con valores que varían entre 29,966 y 22,90. Es meritorio de mencionar que a pesar de ser algo elevados, estos factores de seguridad se muestran menos optimistas que las otras secciones analizadas. (Fase c).

Finalmente, la presencia de una carga hidráulica importante (cota máxima de embalse) podría reducir notablemente estos factores de seguridad debido a la influencia directa del nivel de embalse en la abscisa 0+250 por encontrarse “aguas arriba”. Se presume que los factores de seguridad varíen entre 1,522 y 3,335, presentándose las cuñas aún estables bajo estas condiciones extremas (Fase d).

Estos factores de seguridad podrían ser un poco más elevados en la realidad, debido a las condiciones de sobre resistencia con la cual se fabrican los materiales (acero de refuerzo y hormigón hidráulico).

Cuña	Fase a	Fase b	Fase c	Fase d
4	3,549	5,484	22,900	1,522
5	Estable	Estable	Estable	2,729
8	<b>0,00</b>	2,754	29,966	3,335

**Tabla LXXIII.** Factores de seguridad de las cuñas en la abscisa 0+250

**Fuente:** El autor

### **5.3. Resultados de modelado con el software Plaxis**

En esta sección se analiza los resultados del análisis de convergencia-confinamiento de la excavación tomando en cuenta el soporte primario de diseño (cerchas metálicas ligeras) y el soporte primario de las clasificaciones geomecánicas RMR (Anexo 2).

Las curvas de confinamiento del soporte primario de las clasificaciones geomecánicas se calcularon en base a un sistema de sostenimiento representativo acorde a la puntuación de la clasificación.

En general, las clasificaciones geomecánicas RMR indican que el macizo rocoso JOBO 2 es de calidad Regular (tipo III), con puntuaciones que varían entre 52 y 55. Este tipo de Macizo Rocosos solicita combinaciones de hormigón lanzado (5 – 10 cm en clave y 3 cm en hastiales) y Pernos de Anclaje (cada 1,5 a 2,0 m).

Consecuentemente, se analizaron tres combinaciones probables en concordancia a las recomendaciones mencionadas. Las curvas de confinamiento calculadas corresponden a un análisis aproximado (túnel circular) basado en las ecuaciones 79 a la 82.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que el comportamiento estructural del hormigón lanzado es variable en el tiempo, pudiendo adquirir resistencias importantes en las primeras horas de fraguado hasta alcanzar la resistencia requerida.

El análisis realizado presume de forma simplificada que las propiedades de rigidez del hormigón permanecen constantes y que están relacionadas con la resistencia requerida. Por tal razón, los factores de seguridad calculados que se relacionan con el uso de hormigón lanzado en combinación con pernos de anclaje pudieran ser ligeramente menores en campo.

Se consideraron combinaciones hormigón lanzado de resistencia característica de 28 MPa de tres espesores (10 cm – 5 cm – 3 cm) con tres diámetros de pernos de anclaje (22 mm - 20mm – 18 mm) colocados en cuadros alternados de 1,5 m x 1,5 m. Adicionalmente, módulo de elasticidad del hormigón se estimó en base a la ecuación 113 (ACI 318, 2008):

$$E_c = 4700\sqrt{\sigma_{cc}} \quad \text{Ecuación 113.}$$

Donde:

- $E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto  
 $\sigma_{cc}$  : Resistencia a la compresión uniaxial del concreto

Se adoptó un esfuerzo de fluencia de 420 MPa por ser un acero comercial común en el Mercado. De forma simplificada se calculó la resistencia a la tracción de los pernos como la respuesta elástica máxima previo a la fluencia del material (Ecuación 114):

$$T_{bf} = \sigma_{ys} (\pi \cdot d_b^2) / 4 \quad \text{Ecuación 114.}$$

Donde:

- $d_b$  : Diámetro del perno de anclaje  
 $\sigma_{ys}$  : Esfuerzo de fluencia del acero  
 $T_{bf}$  : Resistencia a la tracción en unidades de fuerza

Parámetros	Símbolo	Unidad	Valores
Resistencia a la compresión del concreto	$\sigma_{cc}$	MPa	28
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c$	MPa	24870,0623
Espesor del casacarán de concreto	$t_c$	m	0,10-0,05-0,03
Relación de Poisson del concreto	$\nu$	--	0,2
Radio inicial del túnel	$r_0$	m	2,2

**Tabla LXXIV.** Parámetros estructurales del hormigón lanzado

**Fuente:** El autor

Parámetros	Símbolo	Unidad	Valores
Esfuerzo de fluencia del acero	$\sigma_{ys}$	<i>MPa</i>	420
Módulo de elasticidad del acero	$E_{st}$	<i>MPa</i>	210000
Separación circunferencial	$s_c$	<i>m</i>	1,5
Separación longitudinal	$s_l$	<i>m</i>	1,5
Diámetro del perno	$d_b$	<i>mm</i>	22 – 20 - 18
Resistencia a la tracción del perno	$T_{bf}$	<i>MN</i>	0,1597 - 0,1320 - 0,1069
Longitud del perno	$l$	<i>m</i>	4,0
Radio inicial del túnel	$r_0$	<i>m</i>	2,2

**Tabla LXXV.** Parámetros estructurales de los pernos de anclaje

**Fuente:** El autor

<b>Hormigón lanzado (28 MPa) - espesor= 10 cm</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
1,2438	0,0023
1,2438	0,0080
1,2438	0,0100

**Tabla LXXVI.** Curva de sostenimiento típica para hormigón lanzado (10 cm)

**Fuente:** El autor

<b>Hormigón lanzado (28 MPa) - espesor= 5 cm</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
0,6291	0,0023
0,6291	0,0080
0,6291	0,0100

**Tabla LXXVII.** Curva de sostenimiento típica para hormigón lanzado (5 cm)

**Fuente:** El autor

<b>Hormigón lanzado(28 MPa) - espesor= 3 cm</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
0,3792	0,0023
0,3792	0,0080
0,3792	0,0100

**Tabla LXXVIII.** Curva de sostenimiento típica para hormigón lanzado (3 cm)

**Fuente:** El autor

<b>Pernos de anclaje (1,5 m x 1,5 m) - diámetro= 22 mm</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
0,0201	0,0023
0,0710	0,0080
0,0710	0,0100

**Tabla LXXIX.** Curva de sostenimiento típica para pernos de anclaje (22mm)

**Fuente:** El autor

<b>Pernos de Anclaje(1,5m x 1,5m) - diámetro= 20 mm</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
0,0170	0,0023
0,0586	0,0080
0,0586	0,0100

**Tabla LXXX.** Curva de sostenimiento típica para pernos de anclaje (20 mm)

**Fuente:** El autor

<b>Pernos de Anclaje(1,5m x 1,5m) - diámetro= 18mm</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
0,0139	0,0023
0,0475	0,0080
0,0475	0,0100

**Tabla LXXXI.** Curva de sostenimiento típica para pernos de anclaje (18 mm)

**Fuente:** El autor

<b>Hormigón lanzado (10 cm) + pernos de anclaje (22 mm)</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
1,2639	0,0023
1,3148	0,0080
1,3148	0,0100

**Tabla LXXXII.** Curva de sostenimiento típica de hormigón lanzado (10 cm) + pernos de anclaje (22 mm)

**Fuente:** El autor

<b>Hormigón lanzado (5 cm) + pernos de anclaje (20 mm)</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
0,6462	0,0023
0,6878	0,0080
0,6878	0,0100

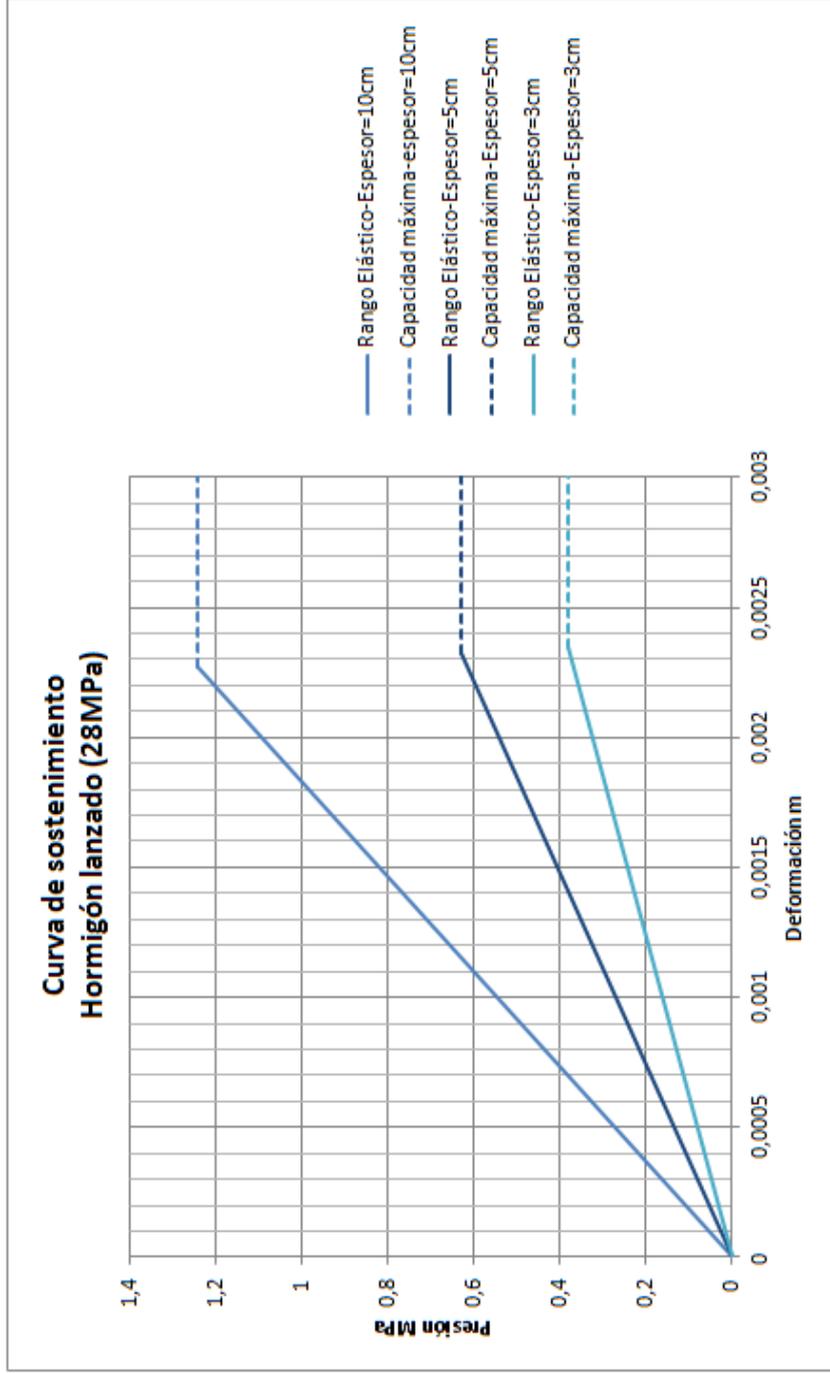
**Tabla LXXXIII.** Curva de sostenimiento típica de hormigón lanzado (5 cm) + pernos de anclaje (20 mm)

**Fuente:** El autor

<b>Hormigón lanzado (3 cm) + Pernos de anclaje (18 mm)</b>	
Presión(MPa)	Deformación (m)
0,0000	0,0000
0,3931	0,0023
0,4267	0,0080
0,4267	0,0100

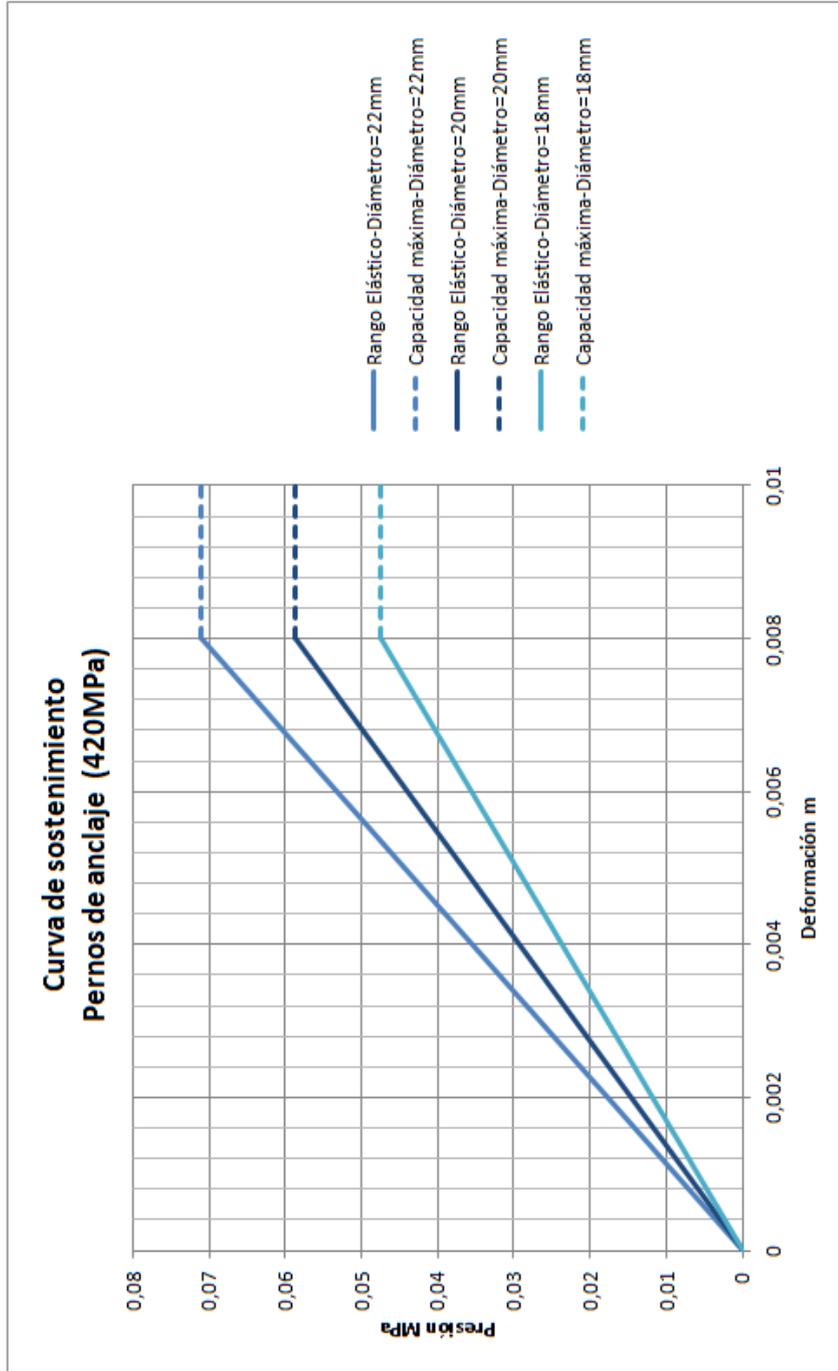
**Tabla LXXXIV.** Curva de sostenimiento típica de hormigón lanzado (3 cm) + pernos de anclaje (18 mm)

**Fuente:** El autor



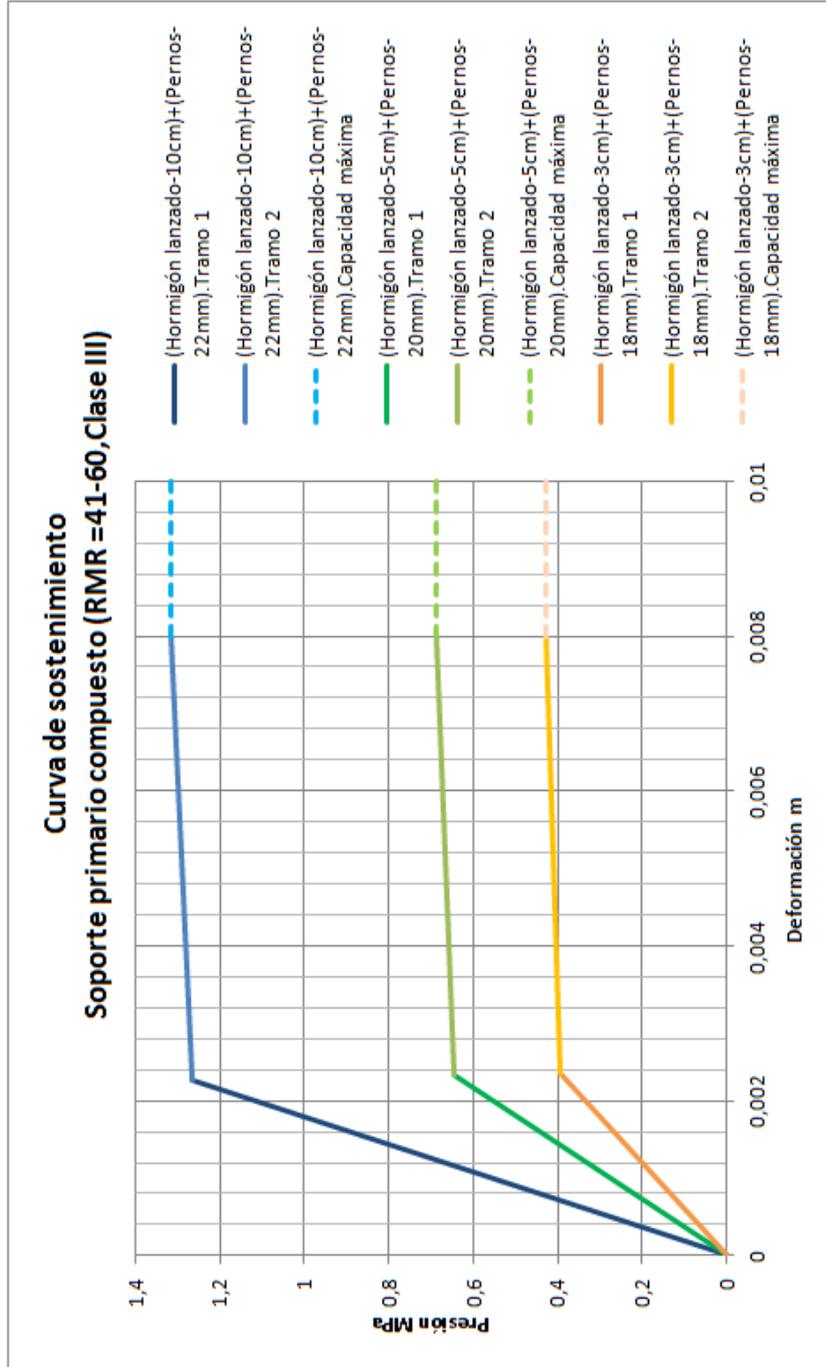
**Gráfico 3.** Curvas de sostenimiento típicas para hormigón lanzado (10cm, 5cm, 3cm)

**Fuente:** El autor



**Gráfico 4.** Curvas de sostenimiento típicas para pernos de anclaje (22mm, 20mm, 18mm)

**Fuente:** El autor



**Gráfico 5.** Curvas de sostenimiento compuesto típicas para macizos rocosos clase III

**Fuente:** El autor

Una combinación representativa corresponde a la de hormigón lanzado de 5 cm de espesor y pernos de anclaje de 20 mm, la cual presenta una rigidez intermedia en concordancia con la puntuación intermedia obtenida en las clasificaciones geomecánicas RMR (52 a 55 en el rango de 41 a 60).

El soporte de hormigón lanzado puede adquirir una gran rigidez en comparación al aporte de rigidez de los pernos de anclaje. La superposición de las rigideces de ambos soportes genera una pendiente abrupta (Tramo 1) en comparación con la pendiente suave (Tramo 2) cuando el aporte de rigidez del hormigón lanzado desaparece debido a su **plastificación**.

### **5.3.1. Análisis tenso-deformacional**

En general, las Curvas de Convergencia obtenidas en los análisis tenso-deformacionales de las abscisas 0+050 y 0+150 se ajustan bastante bien a los resultados de las Ecuaciones 83 al a 86 (**validación del modelo**). Dichas Ecuaciones corresponden al caso particular de túneles circulares y son usualmente usadas para la validación de modelos numéricos.

Se comprobó que la extensión de la **zona plástica** en este tipo de modelación numérica puede llegar a ser tan grande como 2,5 veces la

extensión estimada con las ecuaciones de validación (túneles circulares). Por tal razón, se prevé que las ecuaciones de validación pudieran dirigir hacia resultados muy optimistas en términos del espesor de la zona plástica (zona afectada por la propagación de fracturas).

Por otro lado, se puede mencionar que las convergencias de la excavación se encuentran en el orden centimétrico a decimétrico en función de las presiones In Situ del tramo analizado.

En la abscisa 0+050 se observó una convergencia máxima de 2,10 cm, mientras que en la abscisa 0+150 se observó un comportamiento asintótico a una presión de 0,01 MPa. Este resultado implica una convergencia definitiva en la abscisa 0+050 inclusive sin mecanismos de soporte, mientras que existe un peligro de colapso en la abscisa 0+150 en caso de instalar Mecanismos de Soporte con Resistencias máximas por debajo del umbral mencionado.

Presión (MPa)	Deformación (m)	Radio Plástico (m)	Zona Plástica (m)
0,2200	0,0003	3,80	1,60
0,2000	0,0014	3,50	1,30
0,1500	0,0033	2,70	0,50
0,1000	0,0048	2,20	0,00
0,0500	0,0064	2,20	0,00
0,0300	0,0085	2,20	0,00
0,0200	0,0105	5,30	3,10
0,0100	0,0135	6,66	4,46
0,0050	0,0160	7,70	5,50
0,0000	0,0210	9,90	7,70

**Tabla LXXXV.** Resultados de los análisis tenso-deformacionales abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

Presión (MPa)	Deformación (m)	Radio Plástico (m)	Zona Plástica (m)
0,2650	0,0000	2,2000	0,0000
0,2250	0,0009	2,2000	0,0000
0,1849	0,0017	2,2000	0,0000
0,1449	0,0026	2,2000	0,0000
0,1049	0,0034	2,2000	0,0000
0,0787	0,0042	2,4090	0,2090
0,0525	0,0055	2,7019	0,5019
0,0262	0,0081	3,1582	0,9582
0,0000	0,0146	4,0352	1,8352

**Tabla LXXXVI.** Validación del análisis tenso-deformacional abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

Presión (MPa)	Deformación (m)	Radio Plástico (m)	Zona Plástica (m)
0,800	0,006	51,70	1,80
0,700	0,013	49,90	1,40
0,400	0,021	48,50	0,00
0,200	0,028	48,50	0,60
0,100	0,040	47,90	4,00
0,050	0,056	43,90	5,40
0,030	0,070	38,50	6,30
0,020	0,080	32,20	6,90
0,014	0,090	25,30	7,40
0,012	0,100	17,90	7,90

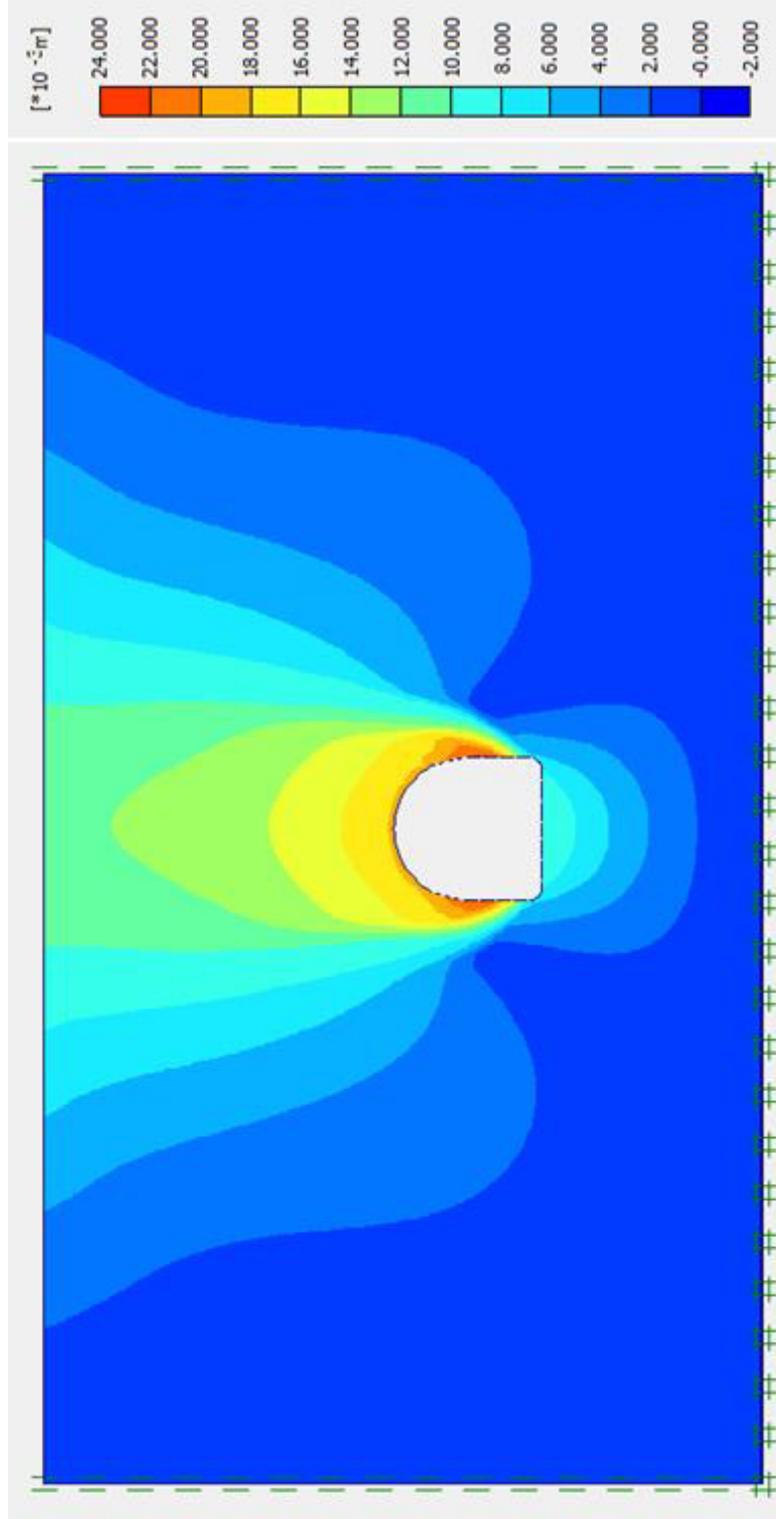
**Tabla LXXXVII.** Resultados de los análisis tenso-deformacionales abscisa  
0+150

**Fuente:** El autor

Presión (MPa)	Deformación (m)	Radio Plástico (m)	Zona Plástica (m)
0,9688	0,0000	2,20	0,00
0,8348	0,0029	2,20	0,00
0,7009	0,0057	2,20	0,00
0,5670	0,0086	2,20	0,00
0,4331	0,0115	2,20	0,00
0,3248	0,0148	2,47	0,27
0,2165	0,0216	2,89	0,69
0,1083	0,0395	3,69	1,49
0,0500	0,0670	4,64	2,44
0,0300	0,0880	5,22	3,02
0,0100	0,1250	6,13	3,93
0,0000	0,1578	6,84	4,64
0,9688	0,0000	2,20	0,00

**Tabla LXXXVIII.** Validación del análisis tenso-deformacional abscisa 0+15

**Fuente:** El autor



**Gráfico 6.** Resultados de convergencias finales del túnel en la abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

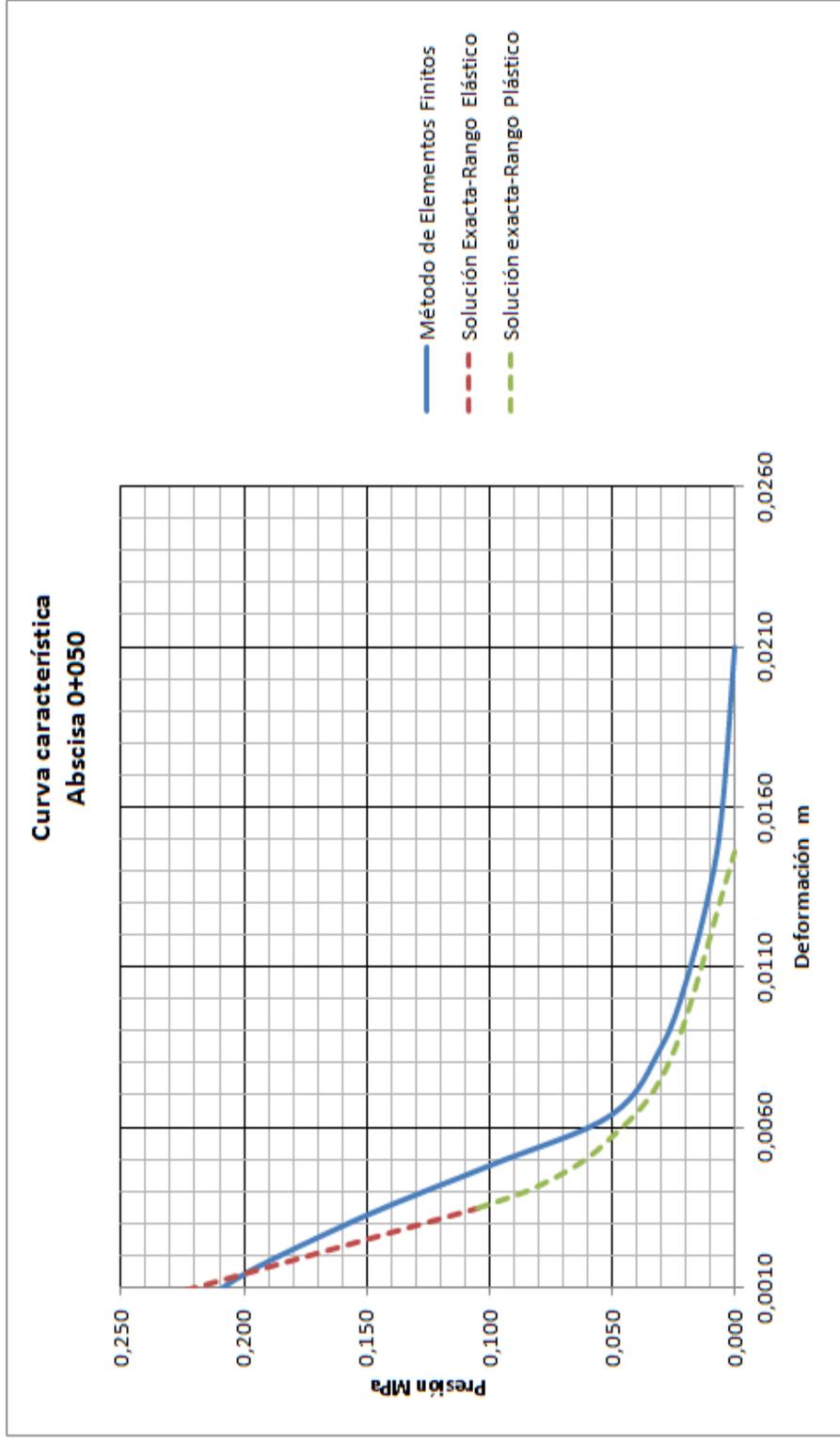
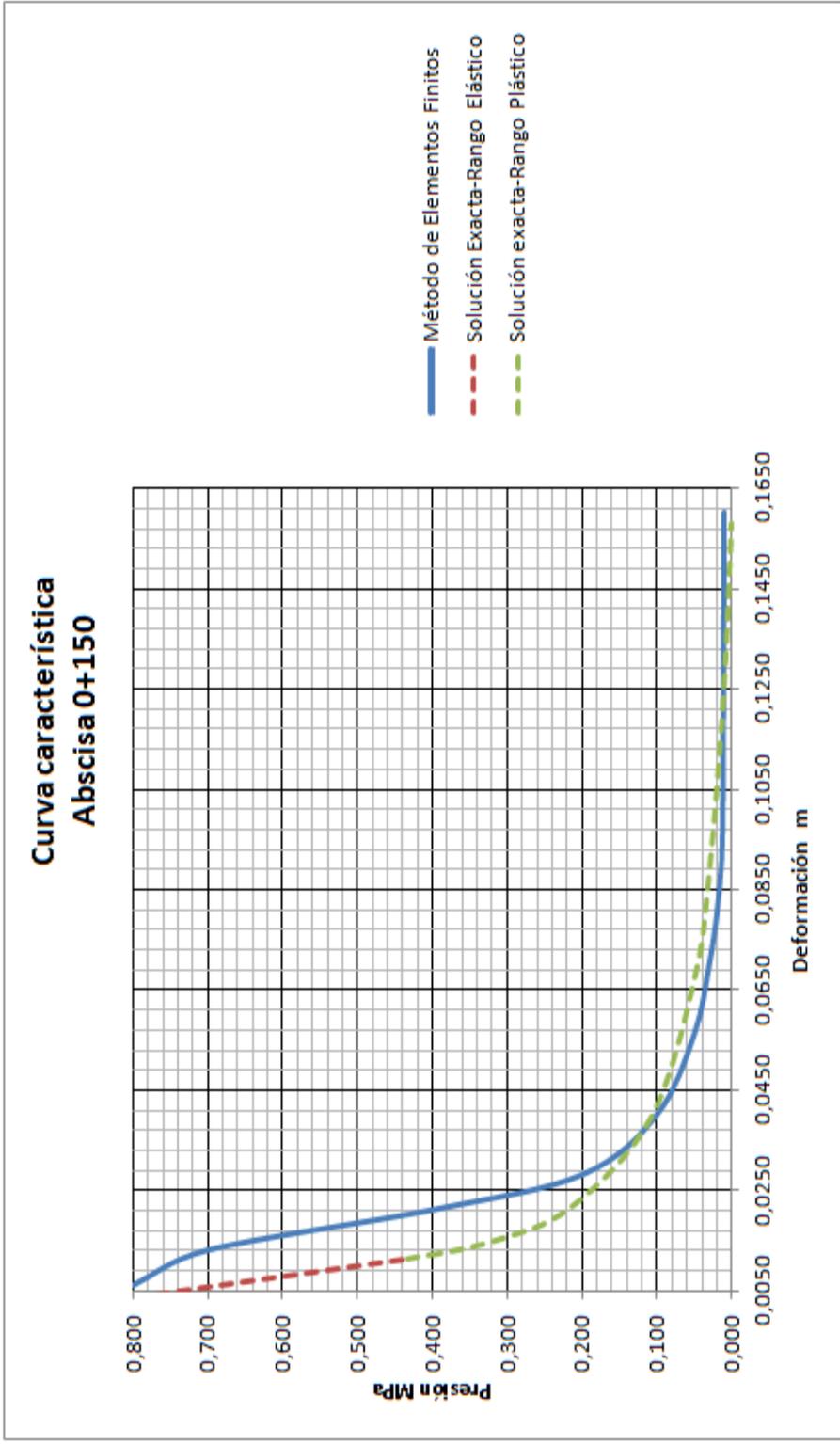


Gráfico 7. Curva característica abscisa 0+050

Fuente: El autor



**Gráfico 8.** Curva característica abscisa 0+150

**Fuente:** El autor

### **5.3.2. Aproximación bidimensional de Panet**

Se trató el problema tridimensional de las convergencias de la excavación previo a la colocación del soporte bidimensionalmente usando las Ecuaciones 87 a la 90 en base a los parámetros mostrados en la Tabla LXXXIX.

Los resultados muestran que las convergencias del túnel en la Abcisa 0+050 (abcisa más superficial) previo a la colocación del soporte varían entre 0,0095 y 0,0174 m, las cuales pueden llegar a ser imperceptibles a la vista. Por otro lado, en la abcisa 0+150 (abcisa más profunda) estas convergencias se presentan con valores mayores entre 0,0587 y 0,1082 m, siendo aún complicados de percibir a la vista.

Este fenómeno pudiera interpretarse como la necesidad del macizo rocoso de liberar energía interna (relajación) a través de las deformaciones. Por tal razón, se prevé que en abcisas relativamente más profundas sujetas a esfuerzos In Situ mayores se presenten mayores convergencias previas a la colocación del soporte primario.

La relajación de la cavidad es una de las filosofías de diseño actuales, en donde se busca estabilizar la convergencia permitiendo deformaciones previas importantes. De esta manera, se libera gran cantidad de energía y la presión requerida del soporte disminuye.

Parámetros	Símbolo	Unidades	Abscisa 0+050	Abscisa 0+150
Presión interna inicial	$p_0$	<i>MPa</i>	0,2650	0,9688
Radio inicial del túnel	$r_0$	<i>m</i>	2,20	2,20
Módulo de elasticidad del macizo rocoso	$E_{rm}$	<i>MPa</i>	127,32	127,32
Relación de Poisson del macizo rocoso	$\nu$	---	0,24	0,24
Convergencia plástica máxima	$u_p(\infty)$	<i>m</i>	0,2650	0,9688

**Tabla LXXXIX.** Parámetros de la aproximación bidimensional de Panet

**Fuente:** El autor

Constantes	Símbolo	Unidades	Abscisa 0+050	Abscisa 0+150
Convergencia elástica máxima	$u_e(\infty)$	<i>m</i>	0,0057	0,0208
Convergencia en el frente	$u(0)$	<i>m</i>	0,0057	0,0426
Factor de corrección	$\xi$	---	0,2703	0,1315

**Tabla XC.** Constantes de la aproximación bidimensional de Panet

**Fuente:** El autor

Parámetro	Unidades	$x = 7,0m$	$x = 5,5m$	$x = 4,0m$	$x = 2,5m$	$x = 1,0m$
$a(x)$	--	0,7678	0,7062	0,6163	0,4779	0,2486
$u(x)$	$m$	0,0174	0,0165	0,0151	0,0130	0,0095

**Tabla XCI.** Deformaciones iniciales del túnel previo a la colocación del soporte primario abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

Parámetro	Unidades	$x = 7,0m$	$x = 5,5m$	$x = 4,0m$	$x = 2,5m$	$x = 1,0m$
$a(x)$	--	0,5689	0,4977	0,4073	0,2900	0,1326
$u(x)$	$m$	0,1082	0,1000	0,0895	0,0760	0,0587

**Tabla XCII.** Deformaciones iniciales del túnel previo a la colocación del soporte primario abscisa 0+150

**Fuente:** El autor

Donde:

$u(x)$  : Convergencia previa al sostenimiento a una distancia determinada

$a(x)$  : Función dependiente de la distancia

### 5.3.3. Convergencias de equilibrio y factores de seguridad

Los resultados del análisis de convergencia-confinamiento muestran que el soporte recomendado por la clasificación RMR restringen las convergencias

de equilibrio máximas a valores muy similares de los obtenidos con el Soporte de diseño usado en campo, mientras que alcanzan el equilibrio con factores de seguridad generalmente elevados. Por tal razón, se prevé que este tipo de mecanismos de soporte compuesto presentan una capacidad sobre dimensionada con respecto a las verdaderas necesidades de soporte del túnel en estudio.

En la abscisa 0+050 se obtuvieron convergencias de equilibrio que varían entre 1,94 y 1,46 cm para el soporte de diseño, mientras que para el soporte recomendado se presentaron en el rango de 1,75 a 0,94 cm. Este resultado muestra que las convergencias de equilibrio máximas se redujeron en un 10,9%, y en un 55,3% en las convergencias de equilibrio mínimas al usar el soporte recomendado.

En la abscisa 0+150 se obtuvieron convergencias en el rango de 12,20 a 9,20 cm para el Soporte de Diseño, mientras que para el soporte recomendado se presentaron en el rango de 10,82 a 5,87 cm. De esta manera, las convergencias de equilibrio máximas se redujeron en un 12,8%, y las convergencias de equilibrio mínimas en un 56,7%.

Consecuentemente, se prevé que el soporte de diseño recomendado por la clasificación geomecánica obtiene mejores desempeños en las convergencias de equilibrio mínimas, es decir para el soporte colocado inmediatamente al frente de la excavación. En este sentido, se podría decir que es más racional usar los soportes recomendados por la clasificación RMR de forma inmediata al frente de excavación con la finalidad de aprovechar al máximo las grandes rigideces que los mismos ofrecen.

Por lo tanto, se prevé que la filosofía de la clasificación geomecánica RMR es usar soportes de alta rigidez de forma inmediata, y esto pudiera ser atribuido a que su origen es básicamente en observaciones geológicas en **rocas duras**. Este tipo de macizos rocosos no admiten grandes deformaciones previas al colapso debido a la alta rigidez de la roca.

No obstante, para macizos rocosos en **rocas blandas** se prevé un mejor comportamiento del Soporte en base a la “filosofía moderna” de relajación del macizo rocoso debido a la gran capacidad de deformación de la roca, obteniéndose de esta manera soportes primarios más económicos.

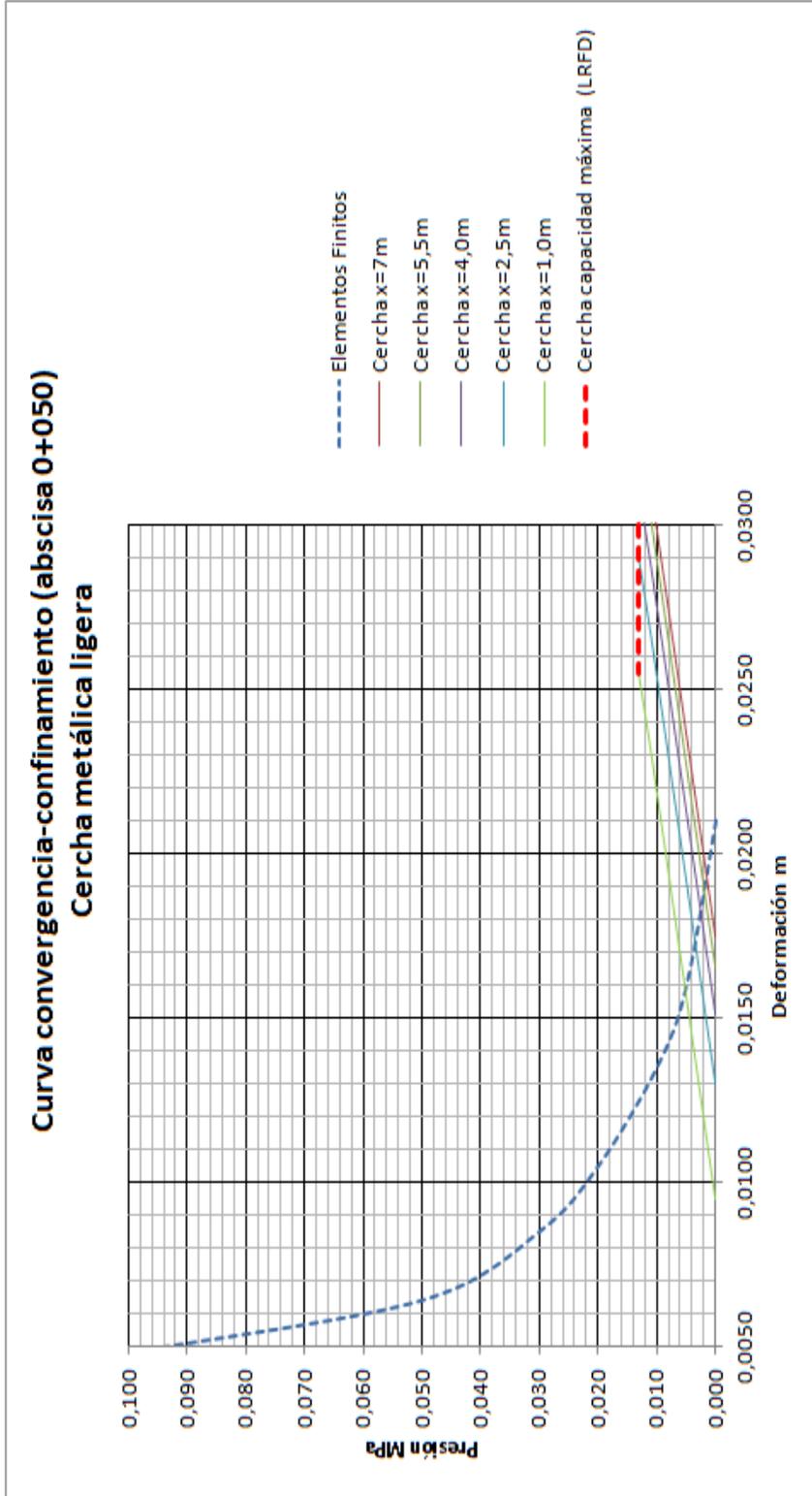
Esto se evidencia de mejor manera, en los factores de seguridad excesivos que se obtuvieron con el soporte recomendado por la clasificación RMR en

especial manera en los soportes colocados a una distancia de 7 m del frente de excavación con valores que varían entre 59,291 (abscisa 0+150) y 214,929 (abscisa 0+050).

Por otro lado, el mismo tipo de soporte presenta resultados más racionales con factores de seguridad que varían entre 15,631(abscisa 0+150) y 29,143 (abscisa 0+050) para los Soportes colocados de forma inmediata al frente de excavación.

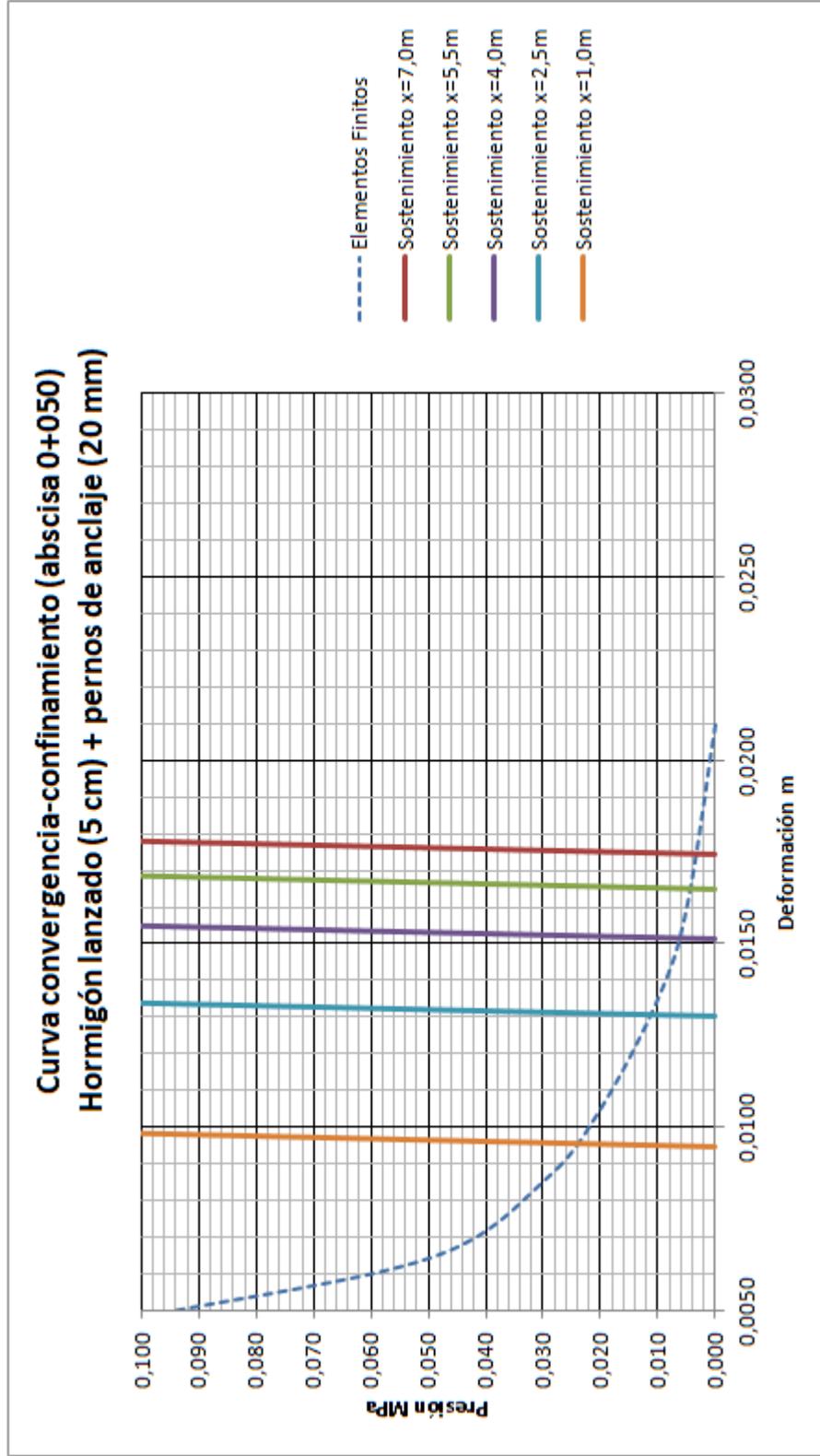
El soporte primario de diseño presentó factores de seguridad más racionales con valores que varían entre 2,527 y 8,214 en la abscisa 0+050, mientras que en la abscisa 0+150 estos varían entre 1,000 y 1,194. Estos Factores de Seguridad se calcularon con las propiedades estructurales “seguras” (metodología LRFD), por lo que se podría predecir factores de seguridad ligeramente mayores en campo. Estos factores de seguridad demuestran que el soporte primario de diseño usado en el túnel en estudio se puede considerar adecuado.

De esta manera, se observa una inconsistencia de la filosofía moderna de relajación con los soportes recomendados por la clasificación RMR, la cual debería ser usada preferentemente en **rocas duras**.



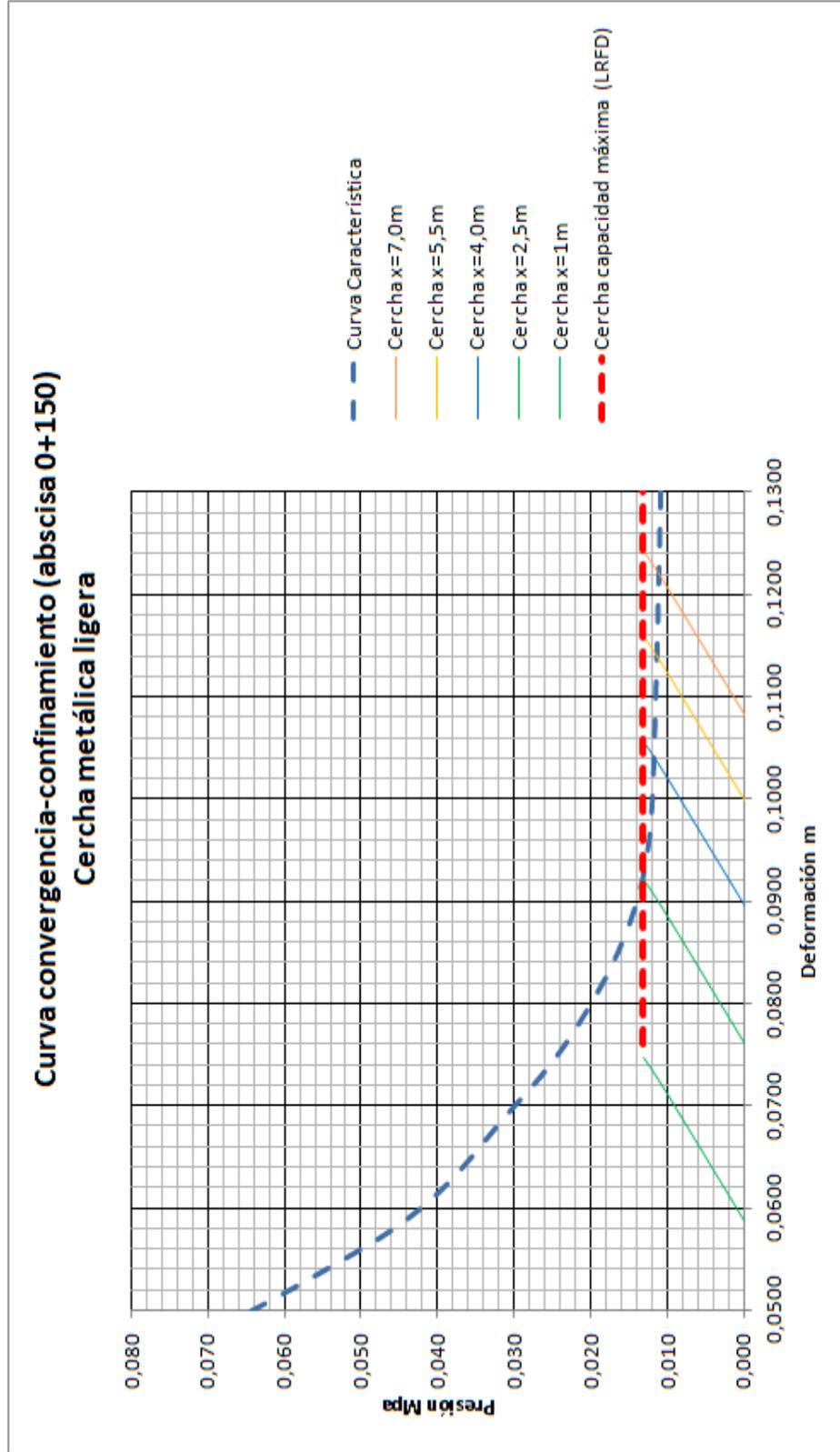
**Gráfico 9.** Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+050, soporte primario de diseño

**Fuente:** El autor



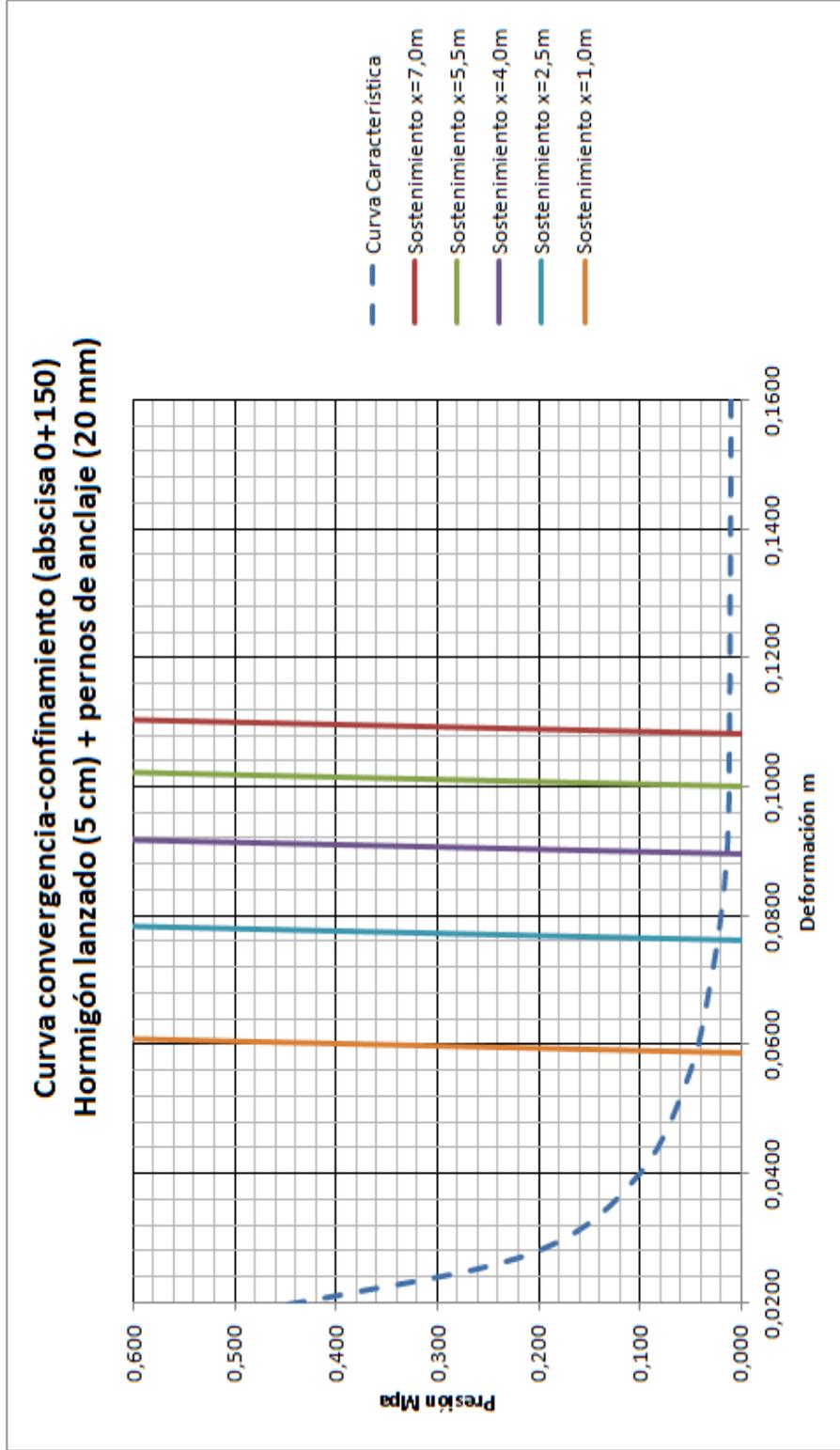
**Gráfico 10.** Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+050, soporte primario (RMR tipo III)

**Fuente:** El autor



**Gráfico 11.** Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+150, soporte primario de diseño.

**Fuente:** El autor



**Gráfico 12.** Curva de convergencia y confinamiento abscisa 0+150, soporte primario (RMR tipo III)

**Fuente:** El autor

Parámetro	Unidades	$x = 7,0m$	$x = 5,5m$	$x = 4,0m$	$x = 2,5m$	$x = 1,0m$
$u_{eq}$	$m$	0,0194	0,0188	0,0180	0,0166	0,0146
$p_{se}$	$MPa$	0,0016	0,0020	0,0024	0,0036	0,0052
$p_{smax}$	$MPa$	0,0131	0,0131	0,0131	0,0131	0,0131
$FS$	—	8,214	6,571	5,476	3,650	2,527

**Tabla XCIII.** Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa

0+050, cercha metálica ligera

**Fuente:** El autor

Parámetro	Unidades	$x = 7,0m$	$x = 5,5m$	$x = 4,0m$	$x = 2,5m$	$x = 1,0m$
$u_{eq}$	$m$	0,0175	0,0166	0,0152	0,0130	0,0095
$p_{se}$	$MPa$	0,0032	0,0040	0,0060	0,0096	0,0236
$p_{smax}$	$MPa$	0,6878	0,6878	0,6878	0,6878	0,6878
$FS$	—	214,929	171,943	114,629	71,643	29,143

**Tabla XCIV.** Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa

0+050, soporte primario (RMR tipo III)

**Fuente:** El autor

Parámetro	Unidades	$x = 7,0m$	$x = 5,5m$	$x = 4,0m$	$x = 2,5m$	$x = 1,0m$
$u_{eq}$	$m$	0,1220	0,1140	0,1040	0,0920	0,0920
$p_{se}$	$MPa$	0,0110	0,0112	0,0116	0,0131	0,0131
$p_{smax}$	$MPa$	0,0131	0,0131	0,0131	0,0131	0,0131
$FS$	—	1,194	1,173	1,133	1,000	1,000

**Tabla XCV.** Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa

0+150, cercha metálica ligera

**Fuente:** El autor

Parámetro	Unidades	$x = 7,0m$	$x = 5,5m$	$x = 4,0m$	$x = 2,5m$	$x = 1,0m$
$u_{eq}$	$m$	0,1082	0,0902	0,0894	0,0760	0,0587
$p_{se}$	$MPa$	0,0116	0,0120	0,0140	0,0236	0,0440
$p_{smax}$	$MPa$	0,6878	0,6878	0,6878	0,6878	0,6878
$FS$	—	59,291	57,315	49,127	29,143	15,631

**Tabla XCVI.** Resultados del análisis de convergencia-confinamiento abscisa 0+150, soporte primario (RMR tipo III)

**Fuente:** El autor

Donde:

- $u_{eq}$  : Convergencia de equilibrio  
 $FS$  : Factor de seguridad  
 $p_{se}$  : Presión interna de equilibrio  
 $p_{smax}$  : Presión máxima resistente del soporte

#### 5.3.4. Extensión de la zona plástica

Los resultados de convergencias de equilibrio en conjunto con los resultados tenso-deformacionales muestran que los rangos de espesor máximo de la zona plástica presenta valores similares entre los soportes de diseño y los soportes recomendados por la clasificación RMR, mientras que para los rangos de espesor mínimo se presentan reducciones importantes en el caso del soporte recomendado por la clasificación geomecánica RMR.

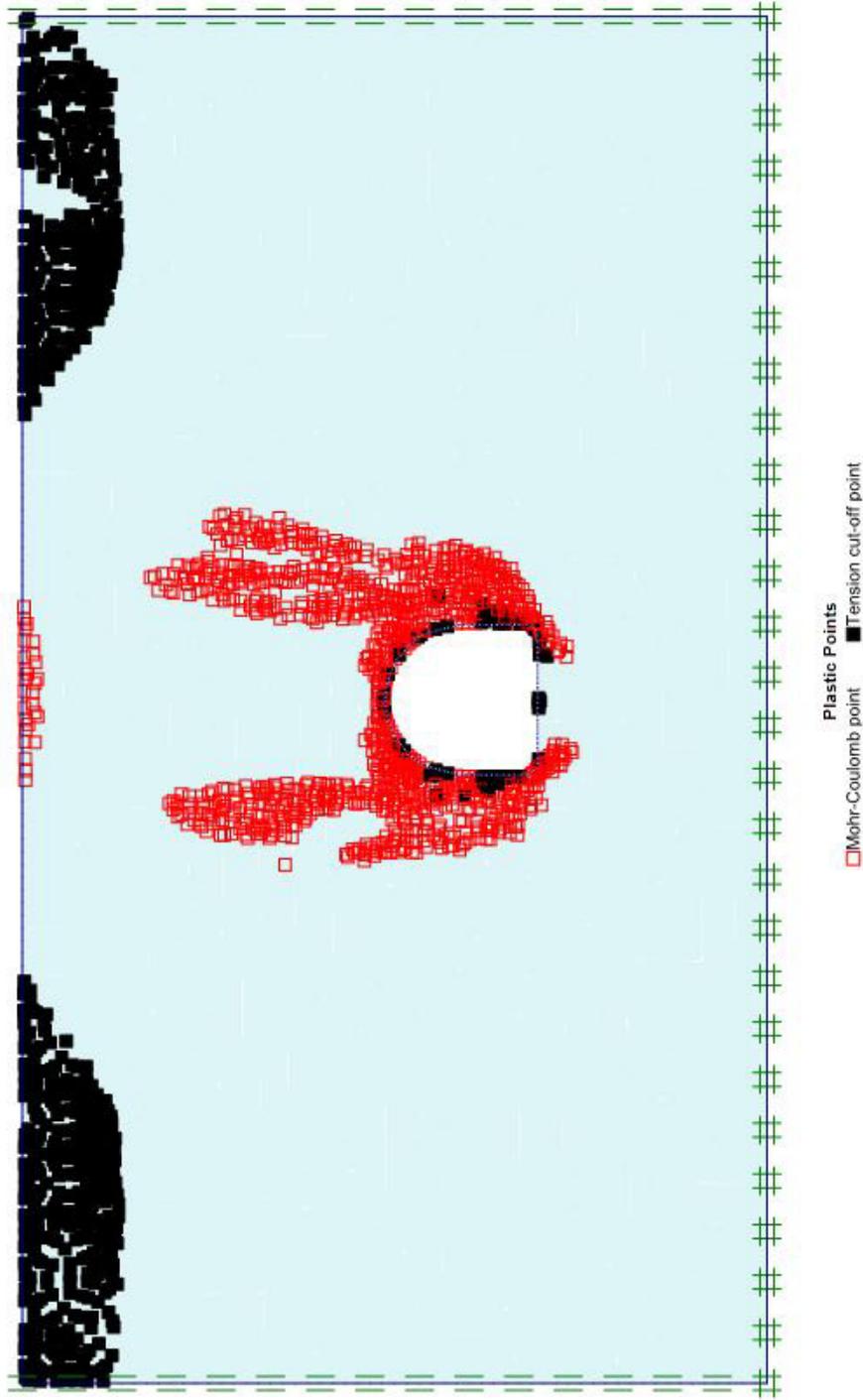
En la abscisa 0+050 el espesor de la zona plástica varía entre 4,90m y 7,00m para el soporte de diseño, mientras que presenta valores entre 1,60m y 6,20m para el soporte recomendado por la clasificación. Esto implica una reducción del 206% para las convergencias de equilibrio mínimas y un 12,9% para las reducciones de convergencias de equilibrio máximas.

En la abscisa 0+150 el espesor de la zona plástica varía entre 7,50m y 8,70m para el soporte de diseño, mientras que presenta valores entre 5,60m y 8,20m para el soporte recomendado por la clasificación. Esto implica una reducción del 33,9% para las convergencias de equilibrio mínimas y un 6,1% para las reducciones de convergencias de equilibrio máximas.

Por tal razón, se prevé que los soportes recomendados por la clasificación RMR podrían llegar a ser usados excepcionalmente en **rocas blandas** en túneles superficiales, donde el incremento de la zona plástica pudiera afectar a las cimentaciones de estructuras en la superficie del terreno. Un ejemplo claro de estos proyectos, podrían ser los metros urbanos donde las edificaciones pudieran ser afectadas por la **propagación del fracturamiento** de la roca en caso de que la zona plástica alcance los terrenos de fundación.

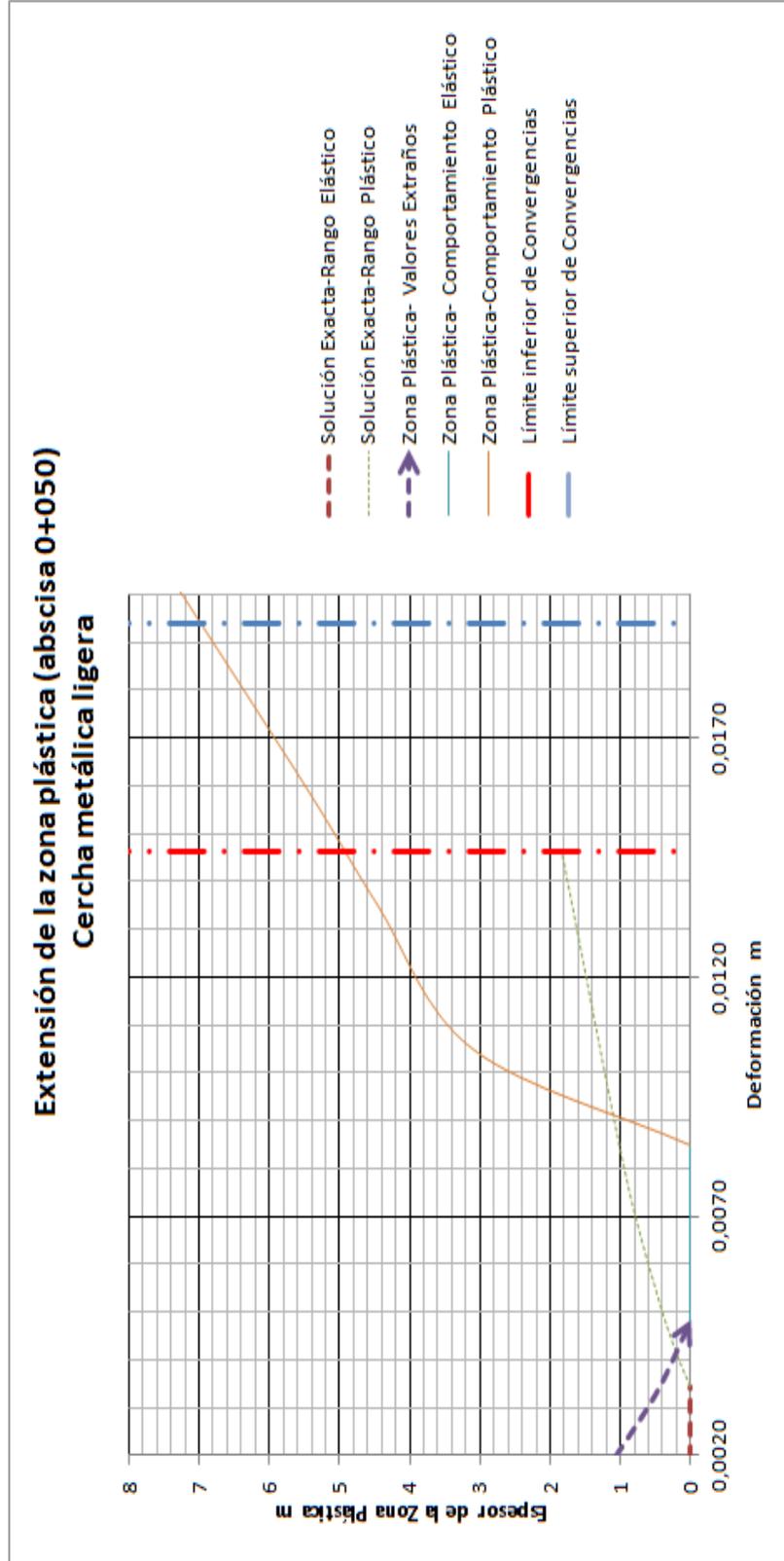
No obstante, se evidencia que este tipo de soluciones requeriría la implementación de los soportes de forma inmediata al frente de excavación con la finalidad de obtener las convergencias mínimas posibles. Esto resultaría en avances del frente de excavación de menor longitud, mayor demanda de tiempo para finalizar el proyecto. Además, se prevé que este tipo de soluciones sean poco económicas en comparación con otras que se rigen a la filosofía moderna de relajación del macizo rocoso.

La aplicación de la clasificación RMR en la estimación de los soportes primarios resultaría inadecuada, en otro tipo de situaciones donde el espesor de la **zona plástica** no necesite ser restringido.



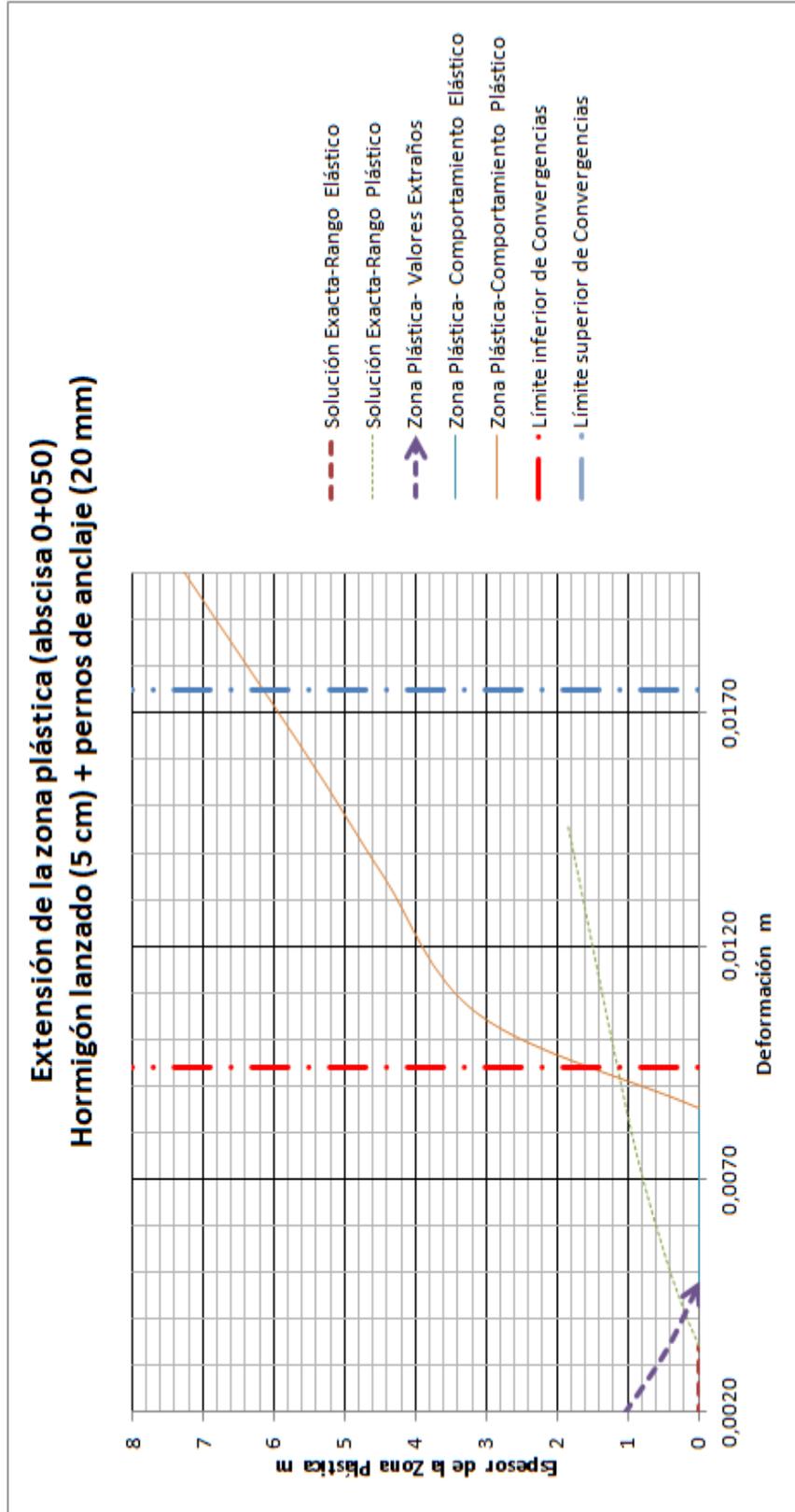
**Figura 60.** Distribución de la zona plástica en la abscisa 0+050

**Fuente:** El autor



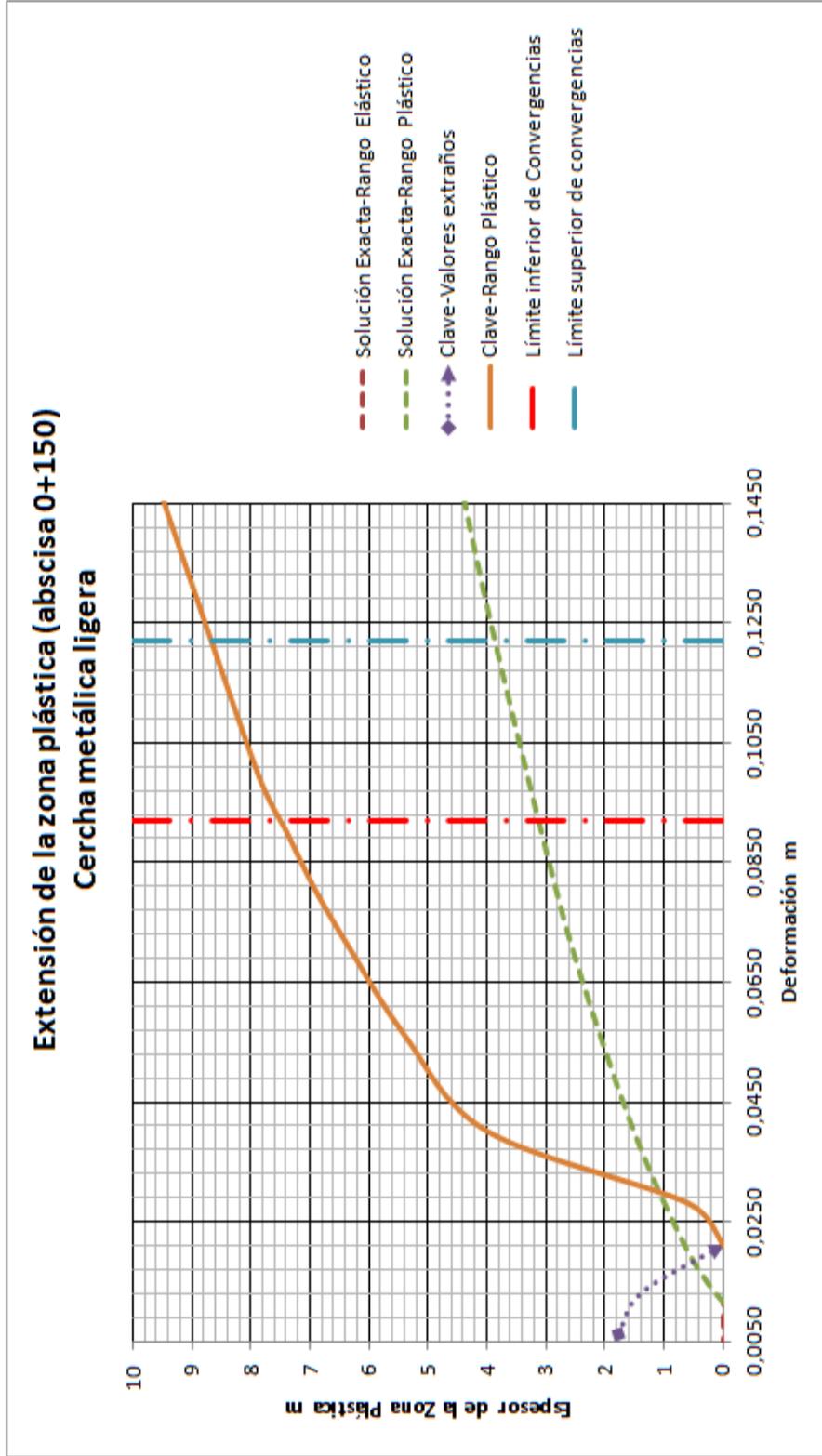
**Gráfico 13.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario de diseño

**Fuente:** El autor



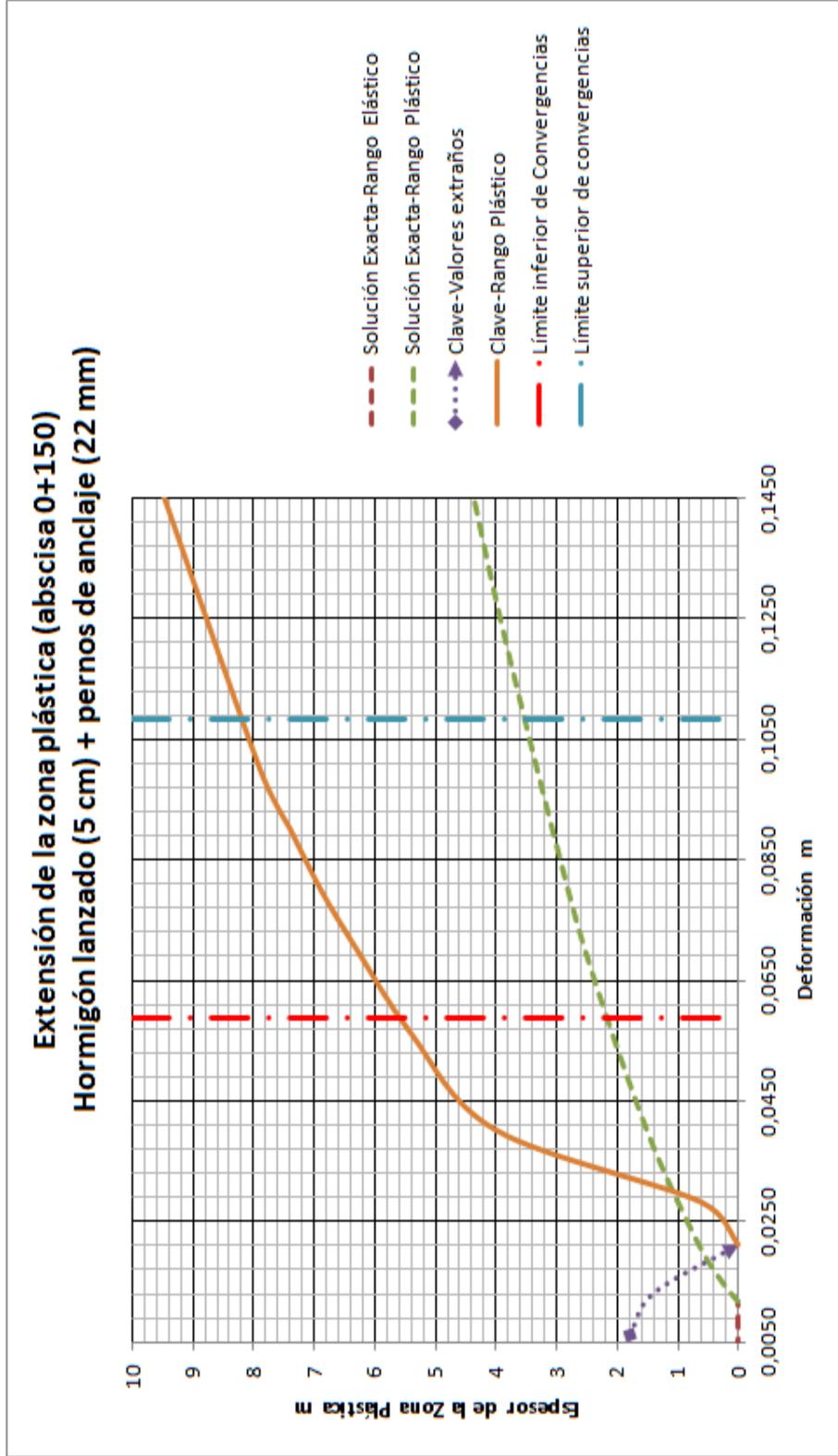
**Gráfico 14.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario (RMR tipo III)

**Fuente:** El autor



**Gráfico 15.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario de diseño

**Fuente:** El autor



**Gráfico 16.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+050, soporte primario (RMR Tipo III)

**Fuente:** El autor

<b>Espesor de zona plástica (m)</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>
Cercha metálica ligera	4,90	7,00
Soporte primario (RMR tipo III)	1,60	6,20

**Tabla XCVII.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+050

**Fuente:** El autor

<b>Espesor de zona plástica (m)</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>
Cercha metálica ligera	7,50	8,70
Soporte primario (RMR tipo III)	5,60	8,20

**Tabla XCVIII.** Extensión de la zona plástica abscisa 0+150

**Fuente:** El autor

# CAPÍTULO 6

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. Conclusiones generales

1. El uso de la clasificación geomecánica RMR en **túneles superficiales en rocas blandas** conlleva a un sobre dimensionamiento del soporte primario. Excepcionalmente, se podría extender su uso en macizos rocosos de rocas blandas donde se requiera limitar las **zonas de plastificación** por la incidencia que esta tendría en las subestructuras existentes.

2. Los factores de seguridad ante el deslizamiento de cuñas y colapso obtenidos de los análisis paramétricos de discontinuidades y tenso-deformacionales (Software Unwedge y Plaxis) demuestran que el soporte primario de diseño (cerchas metálicas ligeras cada 1,50 m) usado en el túnel de riego y abastecimiento representan un solución adecuada ante los requerimientos geomecánicos de la excavación.
  
3. Se demostró que los factores de seguridad ante el Colapso obtenidos mediante análisis tenso-deformacionales pueden ser considerablemente menores que los factores de seguridad ante el deslizamiento de cuñas en la **etapa constructiva** y pueden llegar a controlar el diseño del soporte primario en túneles superficiales en rocas blandas.
  
4. Los Factores de Seguridad calculados en la **etapa post-constructiva** demuestran que el túnel de riego y abastecimiento permanecería estable una vez que el embalse de la presa Río Grande alcance su nivel máximo (cota 67,50 m).

5. Se pudo constatar que las ecuaciones exactas tradicionales para análisis tenso-deformacionales de túneles circulares se ajustan de forma adecuada a los resultados obtenidos mediante software de Elementos Finitos en secciones de túneles no circulares, y pueden llegar a ser una herramienta de validación de modelaciones numéricas más complejas.
  
6. Se demostró que la “**incertidumbre de campo**” de las propiedades geométricas de las familias de discontinuidades puede llegar a prevalecer sobre los factores de seguridad ante deslizamiento de cuñas máximas, impidiendo la formación de cuñas que mediante análisis paramétricos se definen como inestables.
  
7. La implementación del software de Elementos Finitos permitió determinar que la extensión de la **zona plástica** en túneles en forma de herradura puede llegar a ser hasta 2,5 veces mayor que la extensión estimada para un túnel circular de dimensiones análogas, y la misma puede llegar a extenderse principalmente en la clave en dirección sub-paralela a los hastiales.

## 6.2. Recomendaciones

1. La presente investigación se basó en la filosofía determinista, muy común en la práctica de la Ingeniería Geotécnica. No obstante, la gran variabilidad del macizo rocoso genera incertidumbres en la selección de parámetros para las modelaciones numéricas. Por tal razón, se recomienda investigar a futuro la incidencia de la variabilidad de las propiedades geomecánicas en macizos rocosos en rocas blandas en el comportamiento tenso-deformacional de túneles superficiales a través de análisis estocásticos de Elementos Finitos y así contribuir con la disminución de las incertidumbres generadas en el diseño de túneles.
2. En esta investigación, se mostró mediante modelaciones numéricas que clasificación geomecánica RMR resultó conservadora para ser usada en macizos rocosos blandos en túneles superficiales. Sin embargo, los resultados no pudieron ser comparados con auscultaciones de campo. Por esta razón, se recomienda que en futuras investigaciones se trate de corroborar dichas conclusiones a través de mediciones de campo sea en proyectos reales o galerías de prueba.

3. El índice Q de Barton es otra de las clasificaciones geomecánicas usadas frecuentemente en el diseño de excavaciones subterráneas, la misma que permite estimar los mecanismos de sostenimiento en base a experiencias previas en túneles de forma similar al RMR de Bieniawski. Por tal razón, se recomienda extender la presente investigación hacia la aplicabilidad del índice Q en túneles superficiales en rocas blandas y poder determinar cuál de estas dos clasificaciones resultaría más recomendable en este tipo de macizos rocosos.

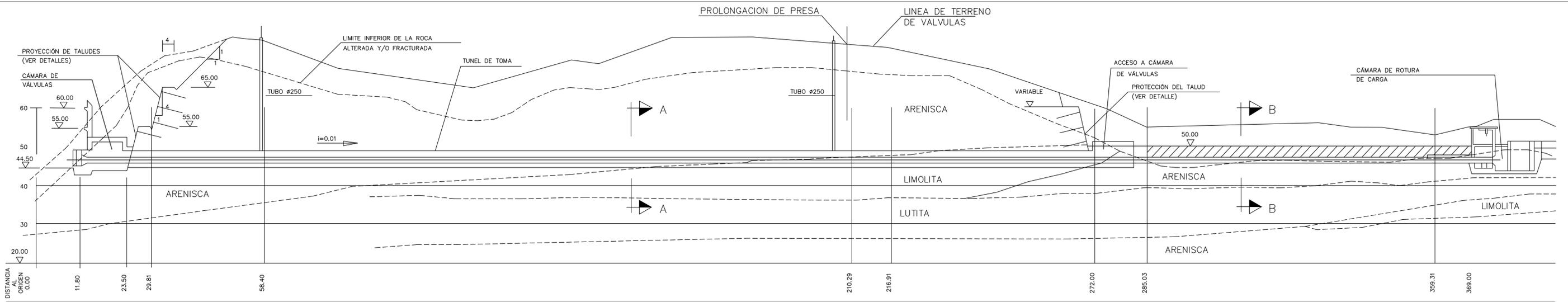
# **ANEXOS**

## **ANEXO 1**

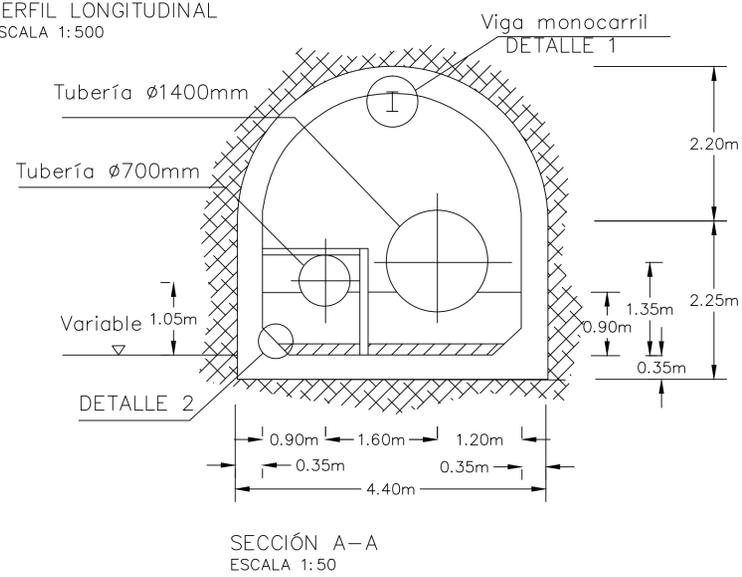
### **PLANOS**

**1: Secciones y detalles del túnel de riego y abastecimiento**

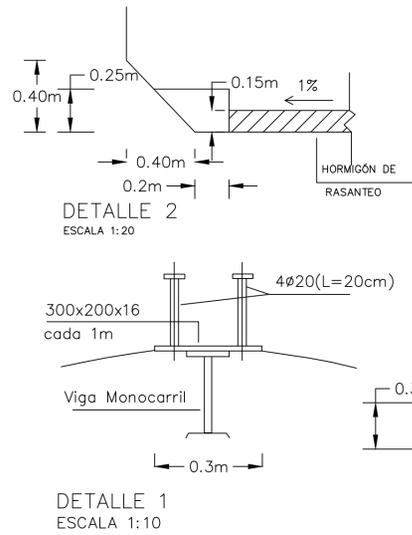
**2: Plano topográfico del Proyecto de Propósito Múltiple  
Chone**



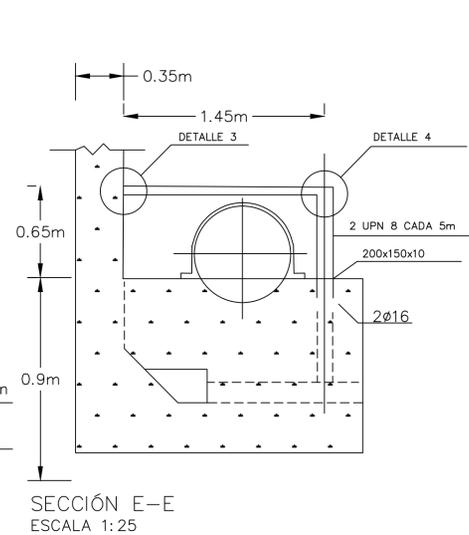
PERFIL LONGITUDINAL  
ESCALA 1:500



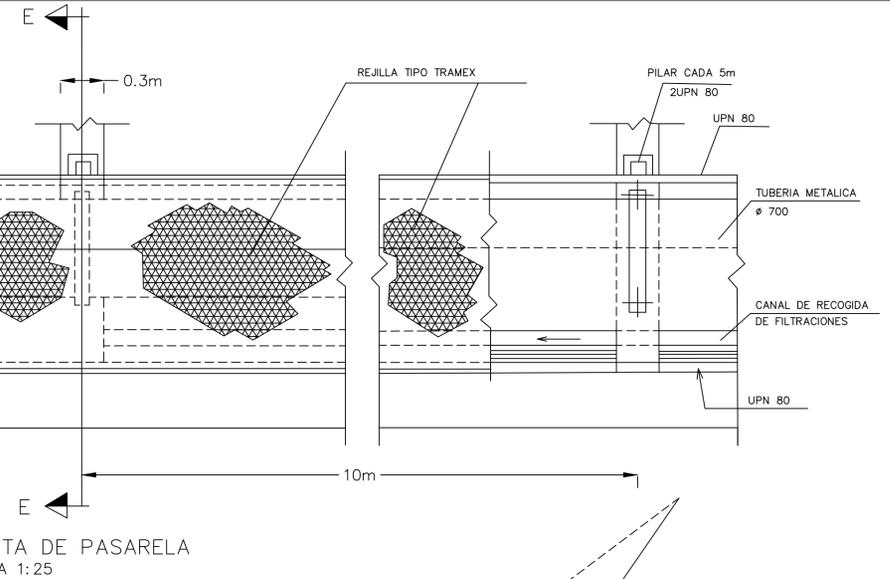
SECCIÓN A-A  
ESCALA 1:50



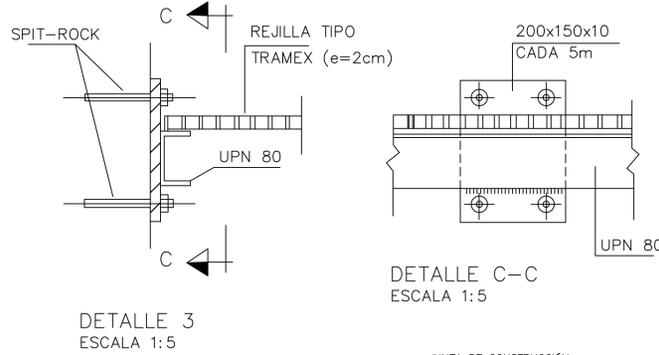
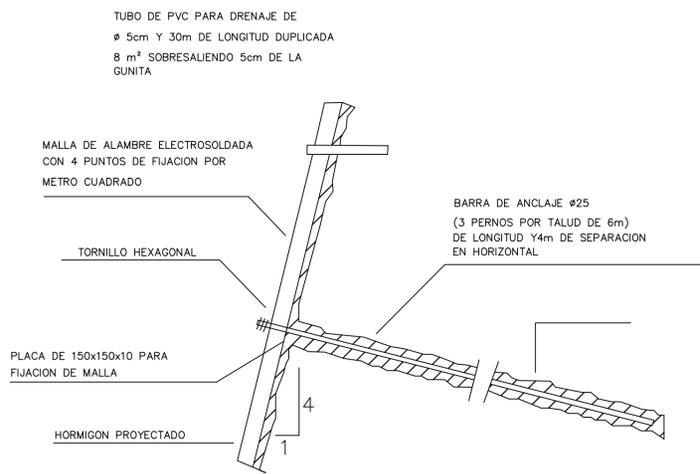
DETALLE 1  
ESCALA 1:10



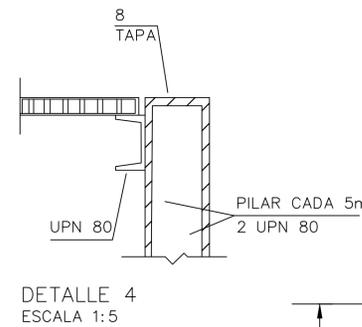
SECCIÓN E-E  
ESCALA 1:25



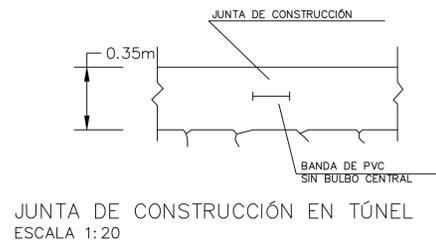
PLANTA DE PASARELA  
ESCALA 1:25



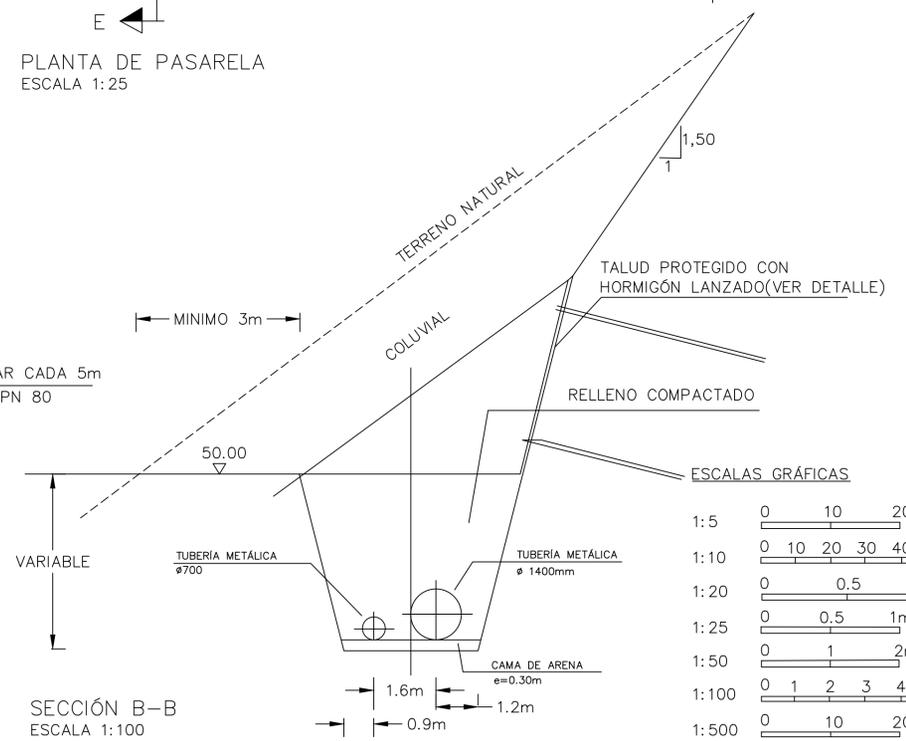
DETALLE 3  
ESCALA 1:5



DETALLE 4  
ESCALA 1:5



JUNTA DE CONSTRUCCIÓN EN TÚNEL  
ESCALA 1:20

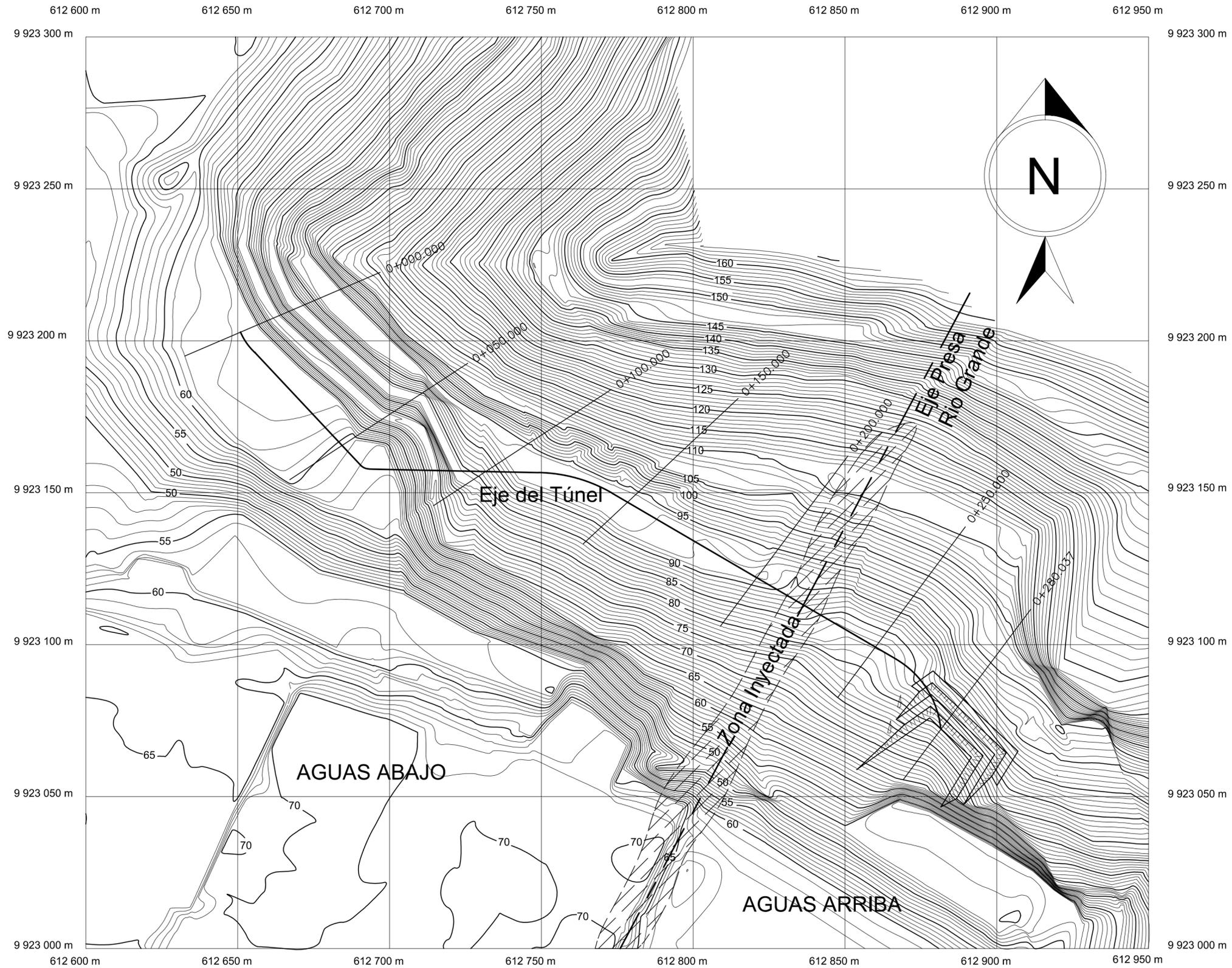


SECCIÓN B-B  
ESCALA 1:100

ESCALAS GRÁFICAS

1:5	0 10 20 cm
1:10	0 10 20 30 40 10cm
1:20	0 0.5 1cm
1:25	0 0.5 1m
1:50	0 1 2m
1:100	0 1 2 3 4 5cm
1:500	0 10 20m

# PROYECTO DE PROPÓSITO MÚLTIPLE CHONE



## DATOS TÉCNICOS DEL PROYECTO

Longitud del Túnel de riego y abastecimiento: 280.037m

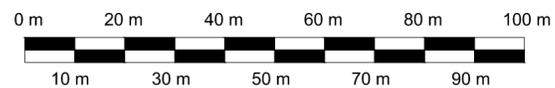
Cota proyecto de la contraclave del Túnel: 44.50m

Cota Máxima de Embalse: 67.50m

Cota de coronación de la Presa: 72.50m

Capacidad de Embalse: 113MM m<sup>3</sup>

### ESCALA GRÁFICA



PROYECTO DE PROPÓSITO MÚLTIPLE CHONE  
TÚNEL DE RIEGO Y ABASTECIMIENTO  
JOB0 2

PLANO TOPOGRÁFICO  
ESCALA = 1:1000

TESIS  
DE GRADO:  
PLANO 2

TESISTA: CARLOS XAVIER AZÚA GONZÁLEZ  
TUTOR: ING. LUIS ZAMBRANO C.

## **ANEXO 2**

### **FICHAS TÉCNICAS DE CAMPO**

- 1: Clasificación RMR abscisa 0+050**
- 2: Índice de resistencia geológica abscisa 0+050**
- 3: Clasificación RMR abscisa 0+100**
- 4: Índice de resistencia geológica abscisa 0+100**
- 5: Clasificación RMR abscisa 0+150**
- 6: Índice de resistencia geológica abscisa 0+150**
- 7: Clasificación RMR abscisa 0+200**
- 8: Índice de resistencia geológica abscisa 0+200**
- 9: Clasificación RMR abscisa 0+250**
- 10: Índice de resistencia geológica abscisa 0+250**

## CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

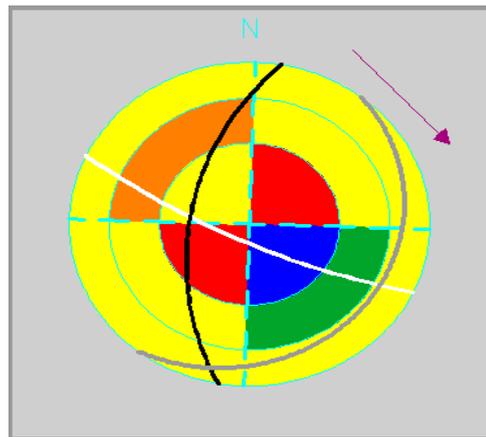
PROYECTO:  
ABSCISA:

PPMCH JOBO 2  
0+050

### PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN

1	Resistencia de la matriz rocosa Mpa	Ensayo de Carga Puntual	>10	10 a 4	4 a 2	2 a 1	Compresión Simple		
		Compresión Simple	>250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	<1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2		RQD	90% a 100%	75% a 90%	50% a 75%	25% a 50%	< 25%		
		Puntuación	20	17	13	6	3		
3		Separación entre diaclasas	>2 m	0,6m a 2m	0,2m a 0,6m	0,06m a 0,2m	<0,06m		
		Puntuación	20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1m a 3m	3m a 10m	10m a 20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0,1mm	0,1mm a 1,0mm	1mm a 5mm	>5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno Blando <5mm	Relleno blando >5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
5	Agua Freática	Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua Freática	Caudal por 10 m de túnel en l/min:	Nulo	<10	10 a 25	25 a 125	>125		
		Relación: Presión de agua/Tensión Principal mayor	0	0 a 0,01	0,1 a 0,2	0,2 a 0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

### PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA



### CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Eje del Túnel:	136,8 °	
Orientación de Discontinuidades (°)	Dirección de Buzamiento	Buzamiento
J1	205	80
J2	280	60
J3	128	17
Interpretación	Puntuación	Discontinuidad
Muy Favorable	0	
Favorable	-2	
Media	-5	J2, J3
Desfavorable	-10	
Muy Desfavorable	-12	J1

CÁLCULO DEL RMR	CORRECCIÓN	1	2	3	4	5
	-12	2	17	10	21	15

RMR= 53

### CLASIFICACIÓN

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	<20

### ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15m de vanp	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2,5m de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión (Mpa)	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
Ángulo de rozamiento (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

## CLASIFICACION GEOMECANICA GSI

PROYECTO:  
ABSCISA:

PPMCH JOBO 2  
0+050

ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)		CONDICIÓN DEL FRENTE	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	POBRE	MUY POBRE
CALIFICACIÓN GSI			Superficies muy rugosas sin alterar	Superficies rugosas ligeramente alteradas con pátinas de oxidación	Superficies suaves moderadamente alteradas	Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactados contenido no fragmentos rocosos	Superficie de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA	BLOQUES REGULARES						
CONDICIÓN	BUENA A MUY BUENA						
GSI MÁXIMO	75						
GSI MÍNIMO	65						
GSI PROMEDIO	70						
ESTRUCTURA							
MACIZO INTACTO O MASIVO							
	Especímenes de roca intacta o masivos con discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A	
BLOQUES REGULARES							
	Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno	80	70				
BLOQUES IRREGULARES							
	Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con relleno conformado por algo de finos		60				
BLOQUES Y PLEGAMIENTOS							
	Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos			50			
FRACTURACIÓN INTENSA							
	Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos			40	30		
MACIZO ROCOSO LAMINADO							
	No se evidencian bloques de roca de manera clara, debido a la presencia de planos de esquistosidad cercanamente espaciados				20	10	
		N/A	N/A				

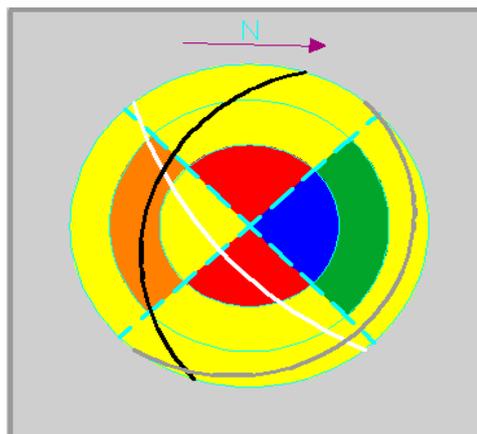
## CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

PROYECTO: PPMCH JOBO 2  
 ABCISA: 0+100

### PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN

1	Resistencia de la matriz rocosa MPa	Ensayo de Carga Puntual	>10	10 a 4	4 a 2	2 a 1	Compresión Simple			
		Compresión Simple	>250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	<1	
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0	
2		RQD	90% a 100%	75% a 90%	50% a 75%	25% a 50%	< 25%			
		Puntuación	20	17	13	6	3			
3		Separación entre diaclasas	>2 m	0,6m a 2m	0,2m a 0,6m	0,06m a 0,2m	<0,06m			
		Puntuación	20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1m a 3m	3m a 10m	10m a 20m	>20m			
		Puntuación	6	4	2	1	0			
		Abertura	Nada	<0,1mm	0,1mm a 1,0mm	1mm a 5mm	>5mm			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno Blando <5mm	Relleno blando >5mm			
		Puntuación	6	4	2	2	0			
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta					
		Puntuación	6	5	3	1	0			
5	Agua Freática	Caudal por 10 m de túnel en l/min:	Nulo	<10	10 a 25	25 a 125	>125			
		Relación: Presión de agua/Tensión Principal mayor	0	0 a 0,01	0,1 a 0,2	0,2 a 0,5	>0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación	15	10	7	4	0			

### PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA



### CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Eje del Túnel:	91,2 °	
Orientación de Discontinuidades (°)	Dirección de Buzamiento	Buzamiento
J1	230	70
J2	288	38
J3	130	10
Interpretación	Puntuación	Discontinuidad
Muy Favorable	0	
Favorable	-2	
Media	-5	J1, J3
Desfavorable	-10	J2
Muy Desfavorable	-12	

CÁLCULO DEL RMR	CORRECCIÓN	1	2	3	4	5
		-10	2	17	10	21

RMR= 55

### CLASIFICACIÓN

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	<20

### ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15m de vanp	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2,5m de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión (Mpa)	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
Ángulo de rozamiento (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

## CLASIFICACION GEOMECANICA GSI

PROYECTO:  
ABSCISA:

PPMCH JOBO 2  
0+100

ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)		CONDICIÓN DEL FRENTE	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	POBRE	MUY POBRE
CALIFICACIÓN GSI			Superficies muy rugosas sin alterar	Superficies rugosas ligeramente alteradas con pátinas de oxidación	Superficies suaves moderadamente alteradas	Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactados contenido no fragmentos rocosos	Superficie de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA	BLOQUES REGULARES						
CONDICIÓN	BUENA A MUY BUENA						
GSI MÁXIMO	75						
GSI MÍNIMO	65						
GSI PROMEDIO	70						
ESTRUCTURA							
MACIZO INTACTO O MASIVO							
	Especímenes de roca intacta o masivos con discontinuidades ampliamente espaciadas	90 80			N/A	N/A	
BLOQUES REGULARES							
	Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno	70					
BLOQUES IRREGULARES							
	Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con relleno conformado por algo de finos	60					
BLOQUES Y PLEGAMIENTOS							
	Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos	50					
FRACTURACIÓN INTENSA							
	Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos	40					
MACIZO ROCOSO LAMINADO							
	No se evidencian bloques de roca de manera clara, debido a la presencia de planos de esquistosidad cercanamente espaciados	30					
		20					
		10	N/A	N/A			

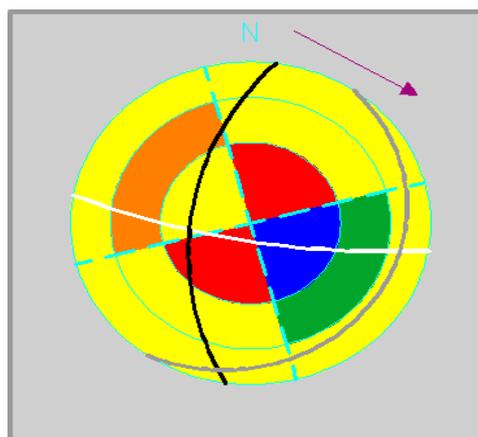
## CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

PROYECTO: PPMCH JOBO 2  
 ABCSISA: 0+150

### PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN

1	Resistencia de la matriz rocosa MPa	Ensayo de Carga Puntual	>10	10 a 4	4 a 2	2 a 1	Compresión Simple		
		Compresión Simple	>250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	<1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2		RQD	90% a 100%	75% a 90%	50% a 75%	25% a 50%	< 25%		
		Puntuación	20	17	13	6	3		
3		Separación entre diaclasas	>2 m	0,6m a 2m	0,2m a 0,6m	0,06m a 0,2m	<0,06m		
		Puntuación	20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1m a 3m	3m a 10m	10m a 20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0,1mm	0,1mm a 1,0mm	1mm a 5mm	>5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno Blando <5mm	Relleno blando >5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta				
	Puntuación	6	5	3	1	0			
5	Agua Freática	Caudal por 10 m de túnel en l/min:	Nulo	<10	10 a 25	25 a 125	>125		
		Relación: Presión de agua/Tensión Principal mayor	0	0 a 0,01	0,1 a 0,2	0,2 a 0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

### PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA



### CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Eje del Túnel:	120,3 °	
Orientación de Discontinuidades (°)	Dirección de Buzamiento	Buzamiento
J1	190	80
J2	278	60
J3	125	15
Interpretación	Puntuación	Discontinuidad
Muy Favorable	0	
Favorable	-2	
Media	-5	J2, J3
Desfavorable	-10	
Muy Desfavorable	-12	J1

CÁLCULO DEL RMR	CORRECCIÓN	1	2	3	4	5
	-12	2	17	10	21	15

RMR= 53

### CLASIFICACIÓN

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	<20

### ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15m de vanp	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2,5m de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión (Mpa)	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
Ángulo de rozamiento (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

## CLASIFICACION GEOMECANICA GSI

PROYECTO:  
ABSCISA:

PPMCH JOB0 2  
0+150

ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)		CONDICIÓN DEL FRENTE	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	POBRE	MUY POBRE
CALIFICACIÓN GSI			Superficies muy rugosas sin alterar	Superficies rugosas ligeramente alteradas con pátinas de oxidación	Superficies suaves moderadamente alteradas	Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactados contenido no fragmentos rocosos	Superficie de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA	BLOQUES REGULARES						
CONDICIÓN	BUENA A MUY BUENA						
GSI MÁXIMO	75						
GSI MÍNIMO	65						
GSI PROMEDIO	70						
ESTRUCTURA							
MACIZO INTACTO O MASIVO							
	Especímenes de roca intacta o masivos con discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A	
BLOQUES REGULARES							
	Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno	80	70				
BLOQUES IRREGULARES							
	Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con relleno conformado por algo de finos		60				
BLOQUES Y PLEGAMIENTOS							
	Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos			50			
FRACTURACIÓN INTENSA							
	Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos			40	30		
MACIZO ROCOSO LAMINADO							
	No se evidencian bloques de roca de manera clara, debido a la presencia de planos de esquistosidad cercanamente espaciados				20	10	
		N/A	N/A				

## CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

PROYECTO: PPMCH JOBO 2  
 ABCSISA: 0+200

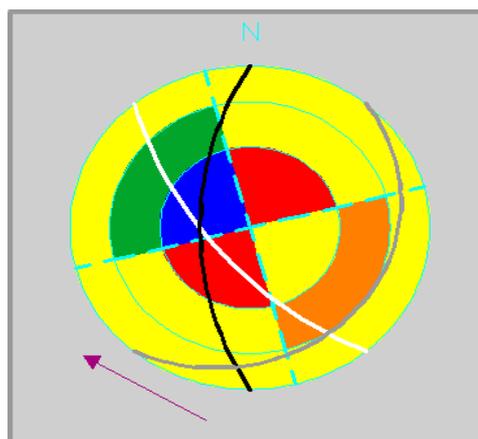
### PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN

1	Resistencia de la matriz rocosa MPa	Ensayo de Carga Puntual	>10	10 a 4	4 a 2	2 a 1	Compresión Simple			
		Compresión Simple	>250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	<1	
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% a 100%	75% a 90%	50% a 75%	25% a 50%	< 25%			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		>2 m	0,6m a 2m	0,2m a 0,6m	0,06m a 0,2m	<0,06m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1m a 3m	3m a 10m	10m a 20m	>20m			
		Puntuación	6	4	2	1	0			
		Abertura	Nada	<0,1mm	0,1mm a 1,0mm	1mm a 5mm	>5mm			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno Blando <5mm	Relleno blando >5mm			
		Puntuación	6	4	2	2	0			
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta					
	Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Agua Freática	Caudal por 10 m de túnel en l/min:	Nulo	<10	10 a 25	25 a 125	>125			
		Relación: Presión de agua/Tensión Principal mayor	0	0 a 0,01	0,1 a 0,2	0,2 a 0,5	>0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación	15	10	7	4	0			

### PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA

#### CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Eje del Túnel:	300,3 °	
Orientación de Discontinuidades (°)	Dirección de Buzamiento	Buzamiento
J1	230	70
J2	270	65
J3	130	20
Interpretación	Puntuación	Discontinuidad
Muy Favorable	0	J2
Favorable	-2	
Media	-5	
Desfavorable	-10	J3
Muy Desfavorable	-12	J1



CÁLCULO DEL RMR	CORRECCIÓN	1	2	3	4	5
	-12	2	17	10	20	15

RMR= 52

#### CLASIFICACIÓN

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	<20

#### ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15m de vanp	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2,5m de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión (Mpa)	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
Ángulo de rozamiento (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

## CLASIFICACION GEOMECANICA GSI

PROYECTO:  
ABSCISA:

PPMCH JOB0 2  
0+200

ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)		CONDICIÓN DEL FRENTE	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	POBRE	MUY POBRE
CALIFICACIÓN GSI			Superficies muy rugosas sin alterar	Superficies rugosas ligeramente alteradas con pátinas de oxidación	Superficies suaves moderadamente alteradas	Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactados contenido no fragmentos rocosos	Superficie de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA	BLOQUES REGULARES						
CONDICIÓN	BUENA A MUY BUENA						
GSI MÁXIMO	75						
GSI MÍNIMO	65						
GSI PROMEDIO	70						
ESTRUCTURA							
MACIZO INTACTO O MASIVO							
	Especímenes de roca intacta o masivos con discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A	
BLOQUES REGULARES		80					
	Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno	70					
BLOQUES IRREGULARES			60				
	Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con relleno conformado por algo de finos		50				
BLOQUES Y PLEGAMIENTOS				40			
	Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos			30			
FRACTURACIÓN INTENSA					20		
	Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos				10		
MACIZO ROCOSO LAMINADO							
	No se evidencian bloques de roca de manera clara, debido a la presencia de planos de esquistosidad cercanamente espaciados	N/A	N/A				

## CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

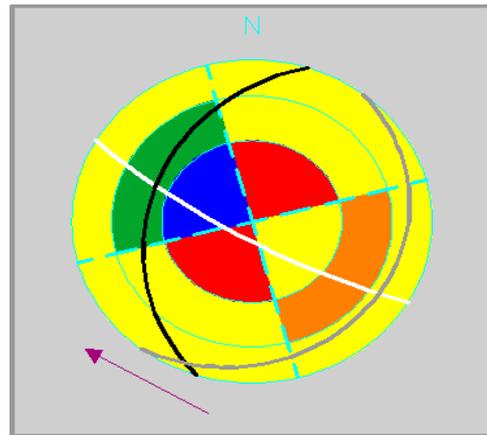
PROYECTO:  
ABSCISA:

PPMCH JOBO 2  
0+250

### PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN

1	Resistencia de la matriz rocosa MPa	Ensayo de Carga Puntual	>10	10 a 4	4 a 2	2 a 1	Compresión Simple				
		Compresión Simple	>250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5	5 a 1	<1		
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0		
2	RQD	90% a 100%	75% a 90%	50% a 75%	25% a 50%	< 25%					
		Puntuación	20	17	13	6	3				
3	Separación entre diaclasas	>2 m	0,6m a 2m	0,2m a 0,6m	0,06m a 0,2m	<0,06m					
		Puntuación	20	15	10	8	5				
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1m a 3m	3m a 10m	10m a 20m	>20m				
		Puntuación	6	4	2	1	0				
		Abertura	Nada	<0,1mm	0,1mm a 1,0mm	1mm a 5mm	>5mm				
		Puntuación	6	5	3	1	0				
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave				
		Puntuación	6	5	3	1	0				
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno Blando <5mm	Relleno blando >5mm				
		Puntuación	6	4	2	2	0				
Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta						
		Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Agua Freática	Caudal por 10 m de túnel en l/min:	Nulo	<10	10 a 25	25 a 125	>125				
		Relación: Presión de agua/Tensión Principal mayor	0	0 a 0,01	0,1 a 0,2	0,2 a 0,5	>0,5				
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo				
		Puntuación	15	10	7	4	0				

### PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA



### CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES

Eje del Túnel:	300,3 °	
Orientación de Discontinuidades (°)	Dirección de Buzamiento	Buzamiento
J1	210	80
J2	288	38
J3	128	15
Interpretación	Puntuación	Discontinuidad
Muy Favorable	0	
Favorable	-2	J2
Media	-5	J3
Desfavorable	-10	
Muy Desfavorable	-12	J1

CÁLCULO DEL RMR	CORRECCIÓN	1	2	3	4	5
	-12	2	17	10	21	15

RMR= 53

### CLASIFICACIÓN

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	<20

### ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15m de vanp	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2,5m de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión (Mpa)	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
Ángulo de rozamiento (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

## CLASIFICACION GEOMECANICA GSI

PROYECTO:  
ABSCISA:

PPMCH JOB0 2  
0+250

ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)		CONDICIÓN DEL FRENTE	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	POBRE	MUY POBRE
CALIFICACIÓN GSI			Superficies muy rugosas sin alterar	Superficies rugosas ligeramente alteradas con pátinas de oxidación	Superficies suaves moderadamente alteradas	Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactados contenido no fragmentos rocosos	Superficie de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA	BLOQUES REGULARES						
CONDICIÓN	BUENA A MUY BUENA						
GSI MÁXIMO	75						
GSI MÍNIMO	65						
GSI PROMEDIO	70						
ESTRUCTURA							
MACIZO INTACTO O MASIVO							
	Especímenes de roca intacta o masivos con discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A	
BLOQUES REGULARES							
	Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno	80	70				
BLOQUES IRREGULARES							
	Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con relleno conformado por algo de finos		60				
BLOQUES Y PLEGAMIENTOS							
	Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos			50			
FRACTURACIÓN INTENSA							
	Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos			40	30		
MACIZO ROCOSO LAMINADO							
	No se evidencian bloques de roca de manera clara, debido a la presencia de planos de esquistosidad cercanamente espaciados	N/A	N/A		20	10	

## **ANEXO 3**

### **ENSAYOS DE LABORATORIO**

**1: Resistencia a la compresión uniaxial testigo 1**

**2: Resistencia a la compresión uniaxial testigo 2**

**3: Resistencia a la compresión uniaxial testigo 3**

**4: Resistencia a la compresión uniaxial testigo 4**

**5: Corte directo en roca testigos 5, 6, y 7**

**6: Corte directo en roca testigos 8, 9, y 10**

**7: Corte directo en roca testigos 11, 12, y 13**

**8: Corte directo en roca testigos 14, 15, y 16**

## RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCA

Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Testigo: 1  
 Diámetro de la muestra: 44,2 mm  
 Altura de la muestra: 88,4 mm  
 Volumen: 135639,66 mm<sup>3</sup>  
 Peso Unitario: 20470,00 N/m<sup>3</sup>

Celda Carga Kg	Deformación Lateral			Deformación Vertical		Esfuerzo compresión MPa	
	Dial LC-8 mm	Dial LC-8 mm	Promedio Dial LC-8	Deformación Unitaria	Dial LC-8 mm		Deformación Unitaria
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
100	0,0025	0,0762	0,0394	0,0009	0,0070	0,0079	0,65
200	0,0051	0,1270	0,0661	0,0015	0,0150	0,0170	1,30
300	0,0076	0,1524	0,0800	0,0018	0,0180	0,0204	1,96
400	0,0152	0,2413	0,1283	0,0029	0,0200	0,0226	2,61
500	0,0254	0,2794	0,1524	0,0034	0,0230	0,0260	3,26
600	0,0406	0,3302	0,1854	0,0042	0,0250	0,0283	3,91
700	0,0610	0,4318	0,2464	0,0056	0,0330	0,0373	4,56
800	0,0940	0,4699	0,2820	0,0064	0,0420	0,0475	5,21
900	0,1473	0,5207	0,3340	0,0076	0,0450	0,0509	5,87
1000	0,2235	0,5842	0,4039	0,0091	0,0490	0,0554	6,52
1100	0,3150	0,6350	0,4750	0,0107	0,0530	0,0600	7,17
1200	0,4140	0,6985	0,5563	0,0126	0,0560	0,0633	7,82
1300	0,5258	0,7493	0,6376	0,0144	0,0580	0,0656	8,47
1400	0,6502	0,8001	0,7252	0,0164	0,0610	0,0690	9,12
1500	0,7722	0,8636	0,8179	0,0185	0,0630	0,0713	9,78
1600	0,9068	0,9271	0,9170	0,0207	0,0640	0,0724	10,43
1700	1,0465	0,9906	1,0186	0,0230	0,0660	0,0747	11,08
1800	1,2294	1,0541	1,1418	0,0258	0,0680	0,0769	11,73
1900	1,3741	1,1176	1,2459	0,0282	0,0720	0,0814	12,38
2000	1,5189	1,1811	1,3500	0,0305	0,0800	0,0905	13,03
2100	1,6739	1,2700	1,4720	0,0333	0,0860	0,0973	13,69
2200	1,7145	1,2700	1,4923	0,0338	0,0860	0,0973	14,34

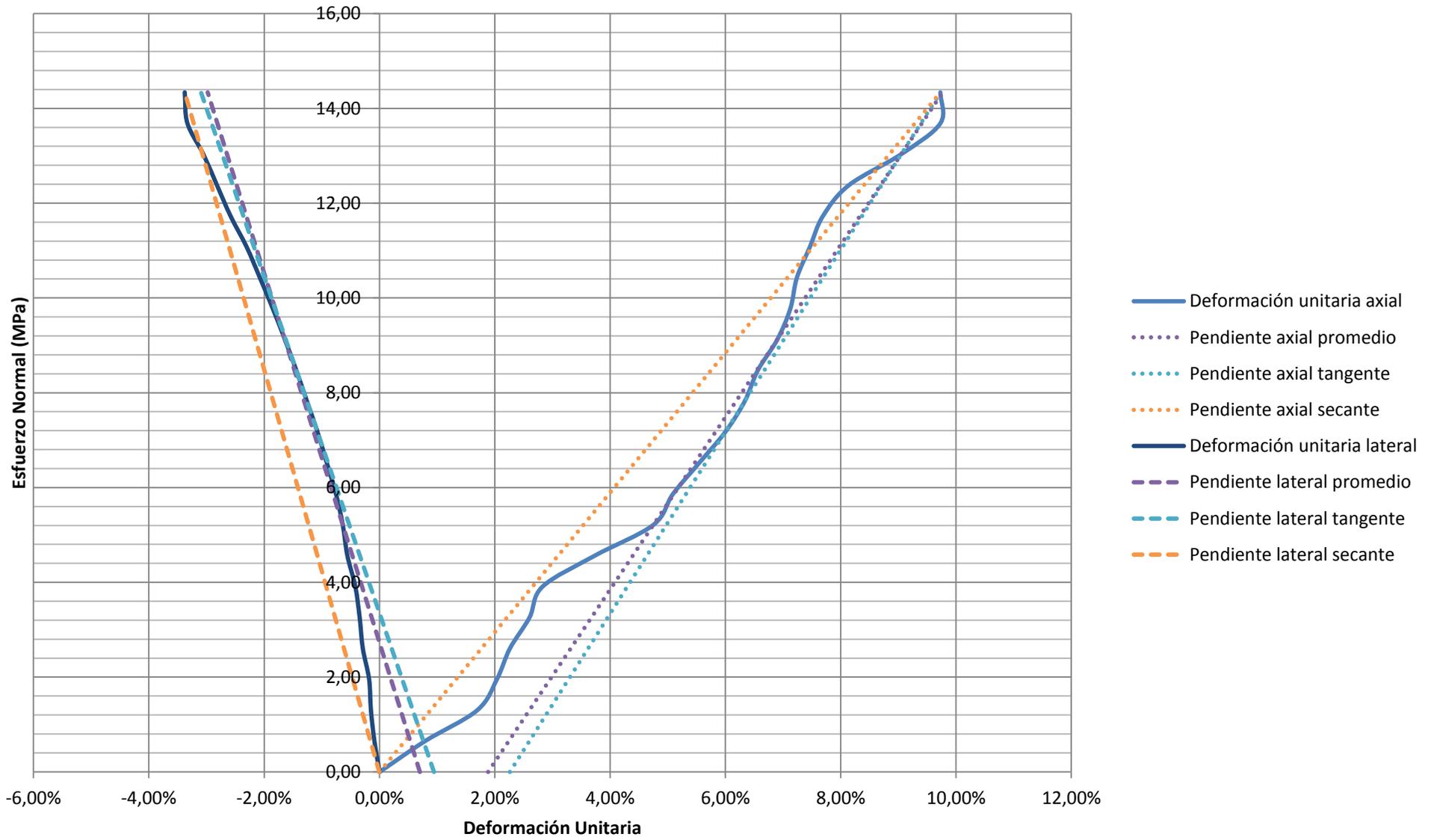
Resistencia a la compresión Simple :

14,34 Mpa

Constantes Elásticas	Promedio	Tangente	Secante
Módulo de Elasticidad (MPa)	181,93	192,04	147,38
Relación de Poisson	0,47	0,54	0,35

# Esfuerzo Vs. Deformación Unitaria

## Testigo 1



## RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCA

Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Testigo: 2  
 Diámetro de la muestra: 56,6 mm  
 Altura de la muestra: 113,2 mm  
 Volumen: 284819,14 mm<sup>3</sup>  
 Peso Unitario: 20700,00 N/m<sup>3</sup>

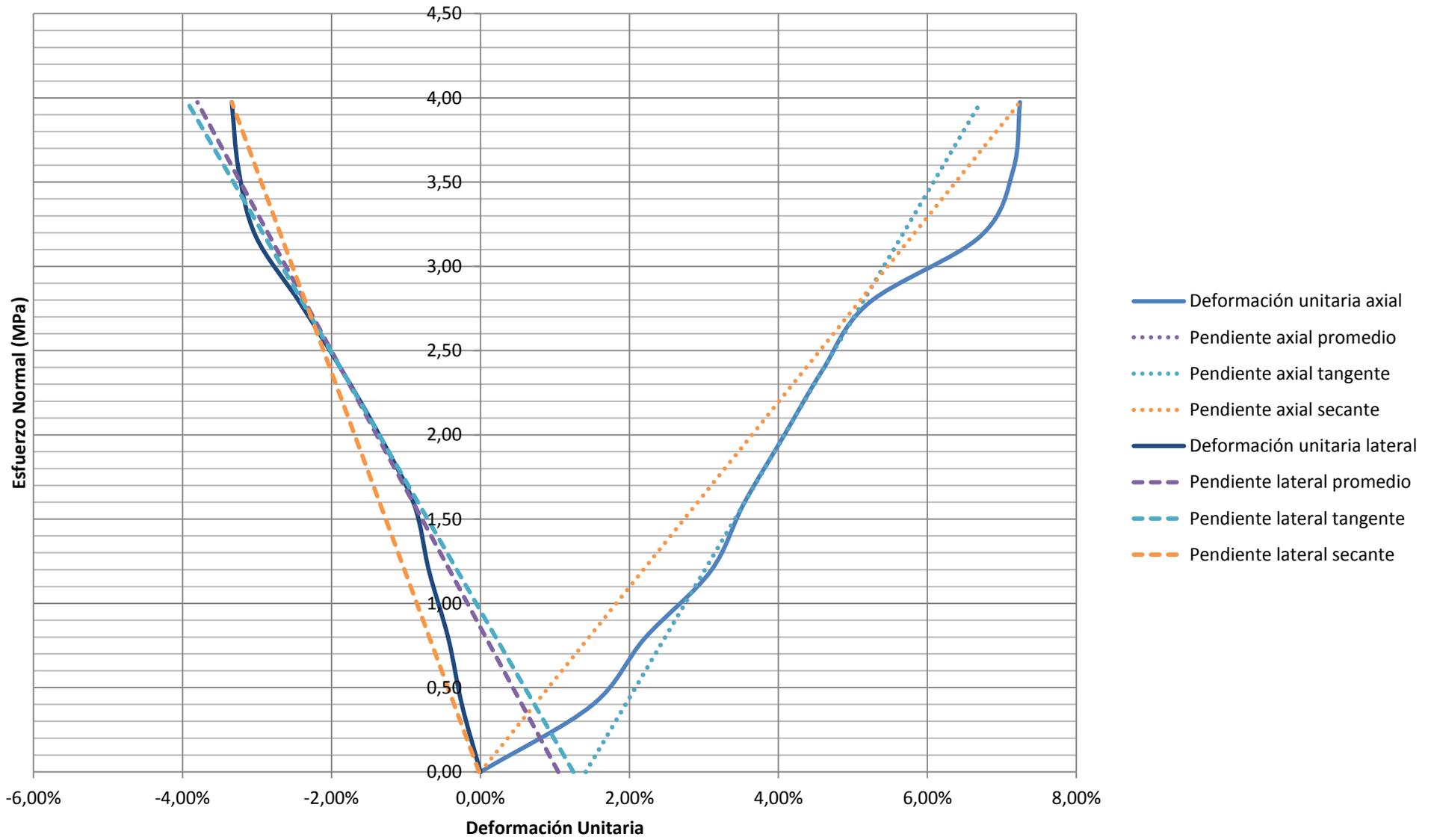
Celda Carga Kg	Deformación horizontal			Deformación Vertical		Esfuerzo compresión MPa	
	Dial LC-8 mm	Dial LC-8 mm	Promedio Dial LC-8	Deformación Unitaria	Dial LC-8 mm		Deformación Unitaria
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
100	0,0279	0,2540	0,1410	0,0025	0,0170	0,0150	0,40
200	0,0965	0,3937	0,2451	0,0043	0,0250	0,0221	0,79
300	0,2743	0,5080	0,3912	0,0069	0,0350	0,0309	1,19
400	0,4648	0,5461	0,5055	0,0089	0,0400	0,0353	1,59
500	0,8738	0,6477	0,7608	0,0134	0,0460	0,0406	1,99
600	1,3843	0,7239	1,0541	0,0186	0,0520	0,0459	2,38
700	1,9660	0,7747	1,3704	0,0242	0,0590	0,0521	2,78
800	2,5273	0,8890	1,7082	0,0302	0,0760	0,0671	3,18
900	2,7127	0,9652	1,8390	0,0325	0,0810	0,0716	3,58
1000	2,7127	1,0668	1,8898	0,0334	0,0820	0,0724	3,97

Resistencia a la compresión Simple :

3,97 Mpa
----------

Constantes Elásticas	Promedio	Tangente	Secante
Módulo de Elasticidad (MPa)	74,98	74,98	54,87
Relación de Poisson	0,91	0,98	0,46

### Esfuerzo Vs. Deformación Unitaria Testigo 2



## RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCA

Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Testigo: 3  
 Diámetro de la muestra: 40 mm  
 Altura de la muestra: 80 mm  
 Volumen: 100530,96 mm<sup>3</sup>  
 Peso Unitario: 18440,00 N/m<sup>3</sup>

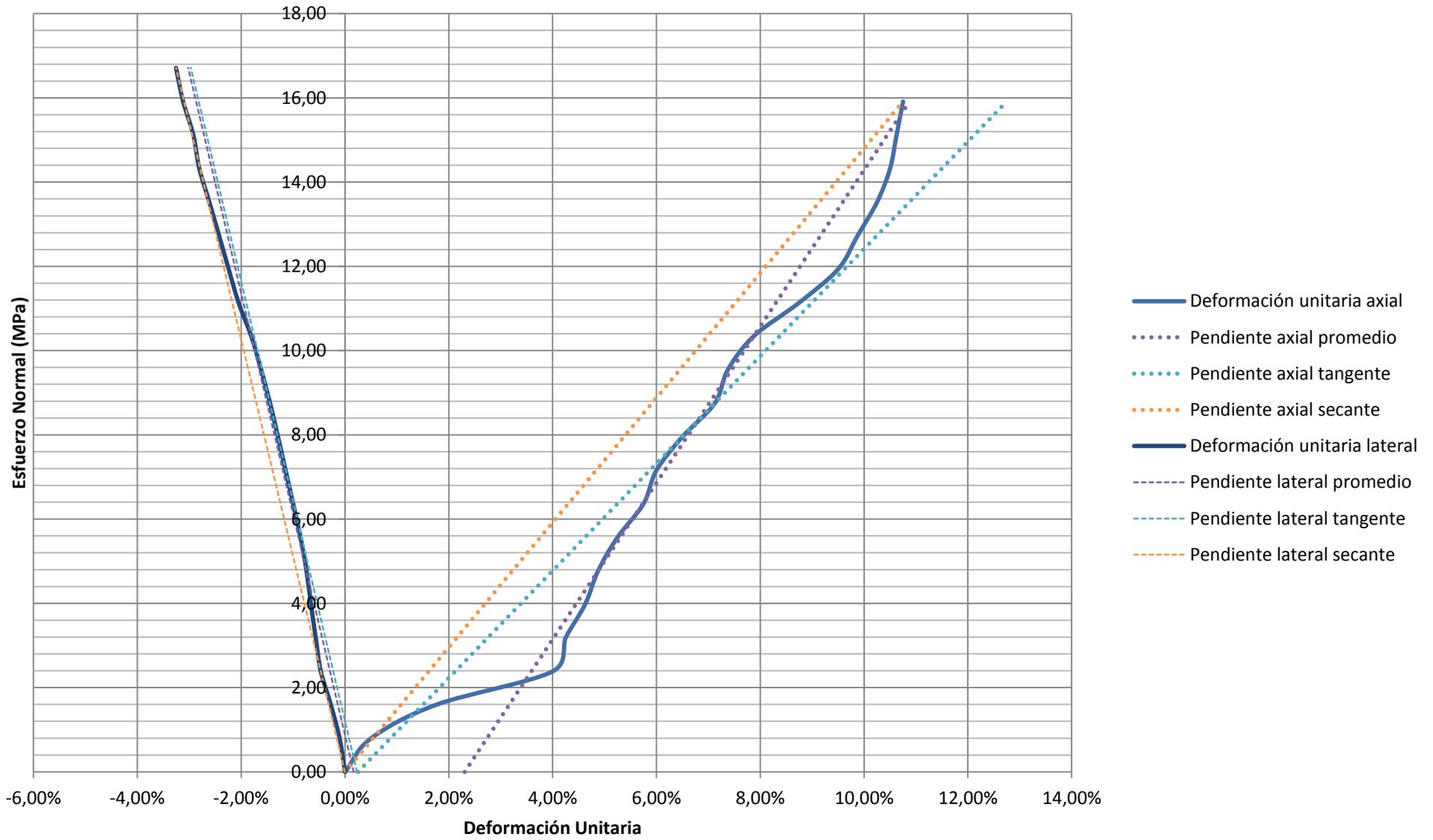
Celda Carga Kg	Deformación horizontal				Deformación Vertical		Esfuerzo compresión MPa
	Dial LC-8 mm	Dial LC-8 mm	Promedio Dial LC-8	Deformación Unitaria	Dial LC-8 mm	Deformación Unitaria	
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
100	0,0076	0,0762	0,0419	0,0010	0,0040	0,0050	0,80
200	0,0152	0,2032	0,1092	0,0027	0,0140	0,0175	1,59
300	0,0178	0,3556	0,1867	0,0047	0,0320	0,0400	2,39
400	0,0457	0,4064	0,2261	0,0057	0,0340	0,0425	3,18
500	0,0686	0,4572	0,2629	0,0066	0,0370	0,0463	3,98
600	0,1118	0,4826	0,2972	0,0074	0,0390	0,0488	4,77
700	0,1651	0,5207	0,3429	0,0086	0,0420	0,0525	5,57
800	0,2286	0,5715	0,4001	0,0100	0,0460	0,0575	6,37
900	0,3073	0,6096	0,4585	0,0115	0,0480	0,0600	7,16
1000	0,3861	0,6477	0,5169	0,0129	0,0520	0,0650	7,96
1100	0,4699	0,6858	0,5779	0,0144	0,0570	0,0713	8,75
1200	0,5690	0,7239	0,6465	0,0162	0,0590	0,0738	9,55
1300	0,6833	0,7620	0,7227	0,0181	0,0630	0,0788	10,35
1400	0,8026	0,8382	0,8204	0,0205	0,0700	0,0875	11,14
1500	0,9042	0,8890	0,8966	0,0224	0,0760	0,0950	11,94
1600	1,0135	0,9271	0,9703	0,0243	0,0790	0,0988	12,73
1700	1,1252	0,9652	1,0452	0,0261	0,0820	0,1025	13,53
1800	1,2421	1,0033	1,1227	0,0281	0,0840	0,1050	14,32
1900	1,3081	1,0287	1,1684	0,0292	0,0850	0,1063	15,12
2000	1,4148	1,0795	1,2472	0,0312	0,0860	0,1075	15,92
2100	1,4351	1,1684	1,3018	0,0325	0,0900	0,1125	16,71

Resistencia a la compresión Simple :

16,71 Mpa

Constantes Elásticas	Promedio	Tangente	Secante
Módulo de Elasticidad (MPa)	185,68	127,32	148,05
Relación de Poisson	0,35	0,24	0,29

### Esfuerzo Vs. Deformación Unitaria Testigo 3



## RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCA

Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Testigo: 4  
 Diámetro de la muestra: 47,8 mm  
 Altura de la muestra: 94 mm  
 Volumen: 168683,86 mm<sup>3</sup>  
 Peso Unitario: 17380,00 N/m<sup>3</sup>

Celda Carga Kg	Deformación horizontal			Deformación Vertical		Esfuerzo compresión MPa	
	Dial LC-8 mm	Dial LC-8 mm	Promedio Dial LC-8	Deformación Unitaria	Dial LC-8 mm		Deformación Unitaria
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
100	0,0127	0,0508	0,0318	0,0007	0,0020	0,0021	0,56
200	0,0152	0,0635	0,0394	0,0008	0,0060	0,0064	1,11
300	0,0203	0,1143	0,0673	0,0014	0,0110	0,0117	1,67
400	0,0356	0,1397	0,0877	0,0018	0,0120	0,0128	2,23
500	0,0762	0,1905	0,1334	0,0028	0,0160	0,0170	2,79
600	0,1397	0,2032	0,1715	0,0036	0,0180	0,0191	3,34
700	0,2616	0,2159	0,2388	0,0050	0,0200	0,0213	3,90
800	0,4140	0,2413	0,3277	0,0069	0,0220	0,0234	4,46
900	0,6172	0,3048	0,4610	0,0096	0,0260	0,0277	5,02
1000	0,8534	0,3810	0,6172	0,0129	0,0290	0,0309	5,57
1100	1,1328	0,4318	0,7823	0,0164	0,0320	0,0340	6,13
1200	1,1328	0,4572	0,7950	0,0166	0,0350	0,0372	6,69
1300	1,1328	0,5080	0,8204	0,0172	0,0430	0,0457	7,24

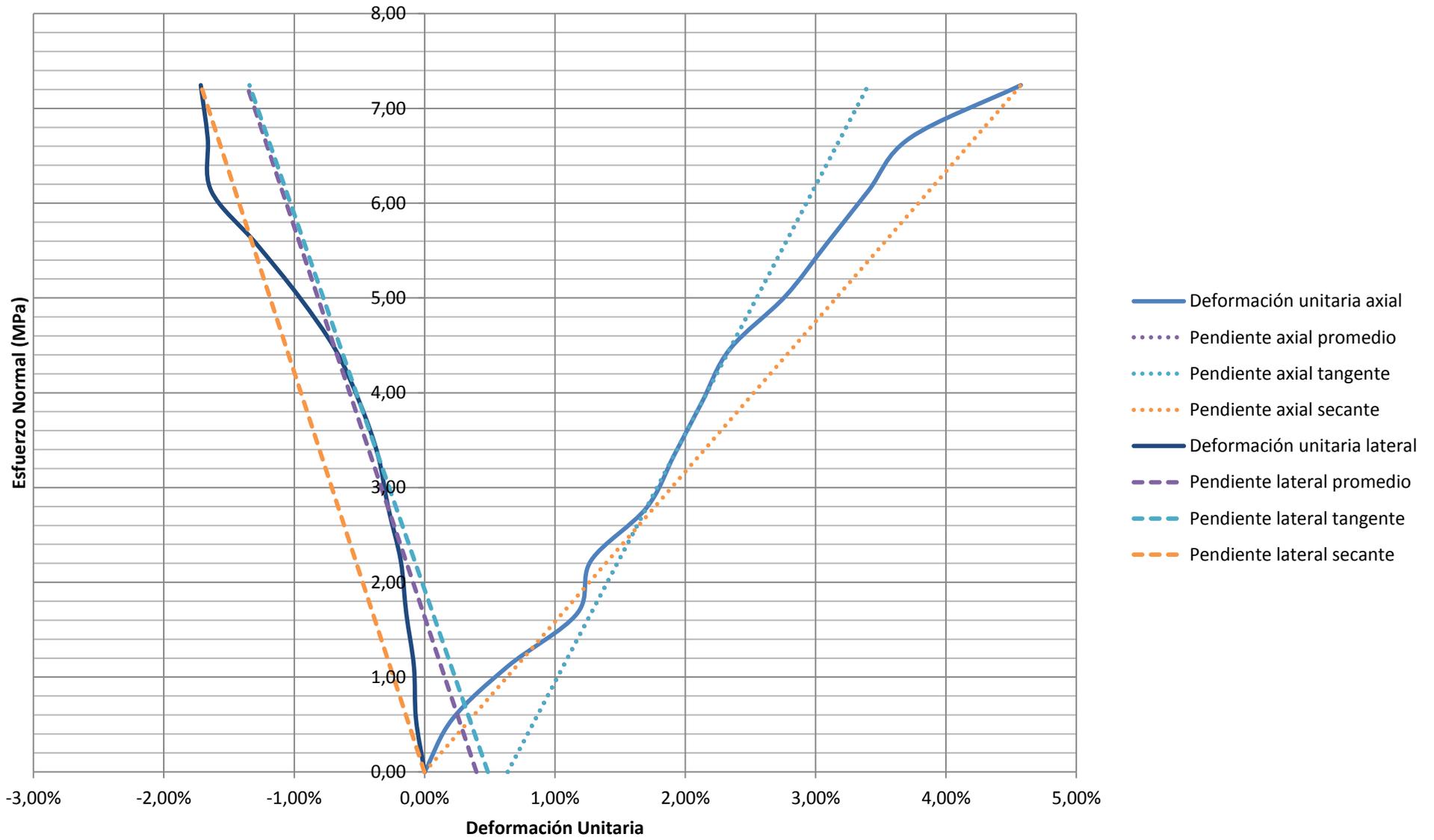
Resistencia a la compresión Simple :

7,24 Mpa

Constantes Elásticas	Promedio	Tangente	Secante
Módulo de Elasticidad (MPa)	261,91	261,91	158,36
Relación de Poisson	0,64	0,66	0,37

# Esfuerzo Vs. Deformación Unitaria

## Testigo 4



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN ROCA

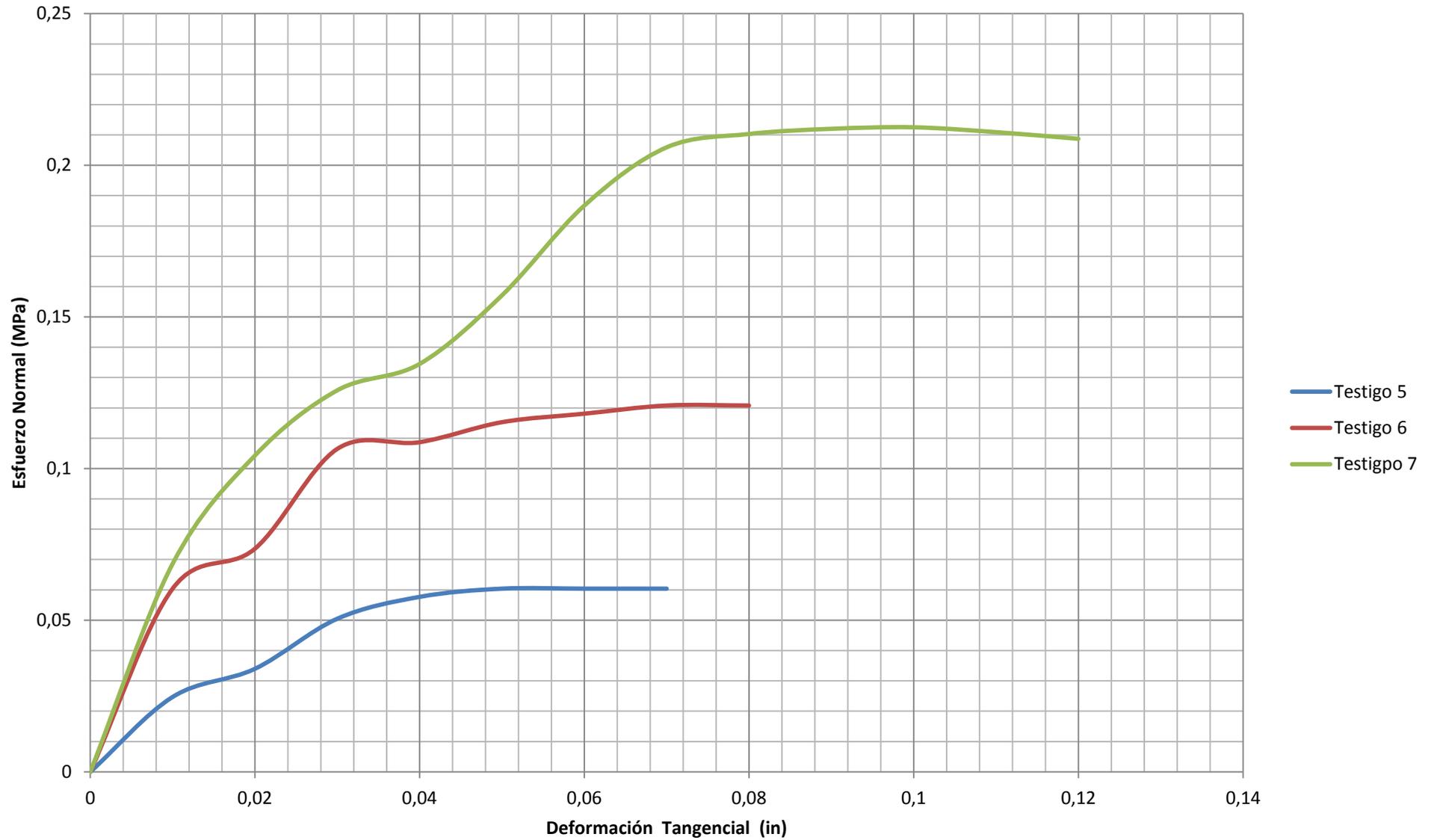
Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Ensayo: 1  
 Testigos: 5, 6, 7  
 Área: 15,34 cm<sup>2</sup>  
 Altura: 50,4 mm

Desplazamiento horizontal 0,001"	Carga Vertical= 8 kg			Carga Vertical= 16 kg			Carga Vertical= 32 kg		
	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa
	Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg	
10	27,00	3,79	0,0247	66,00	9,27	0,0604	75,00	10,53	0,0686
20	37,20	5,22	0,0340	80,40	11,29	0,0736	114,00	16,01	0,1043
30	55,20	7,75	0,0505	116,40	16,34	0,1065	137,40	19,29	0,1258
40	63,00	8,85	0,0577	118,80	16,68	0,1087	147,00	20,64	0,1345
50	66,00	9,27	0,0604	126,00	17,69	0,1153	171,60	24,09	0,1571
60	66,00	9,27	0,0604	129,00	18,11	0,1181	204,00	28,64	0,1867
70	66,00	9,27	0,0604	132,00	18,53	0,1208	225,00	31,59	0,2059
80				132,00	18,53	0,1208	229,80	32,26	0,2103
90							231,60	32,52	0,2120
100							232,20	32,60	0,2125
110							230,40	32,35	0,2109
120							228,00	32,01	0,2087
130									
140									
150									

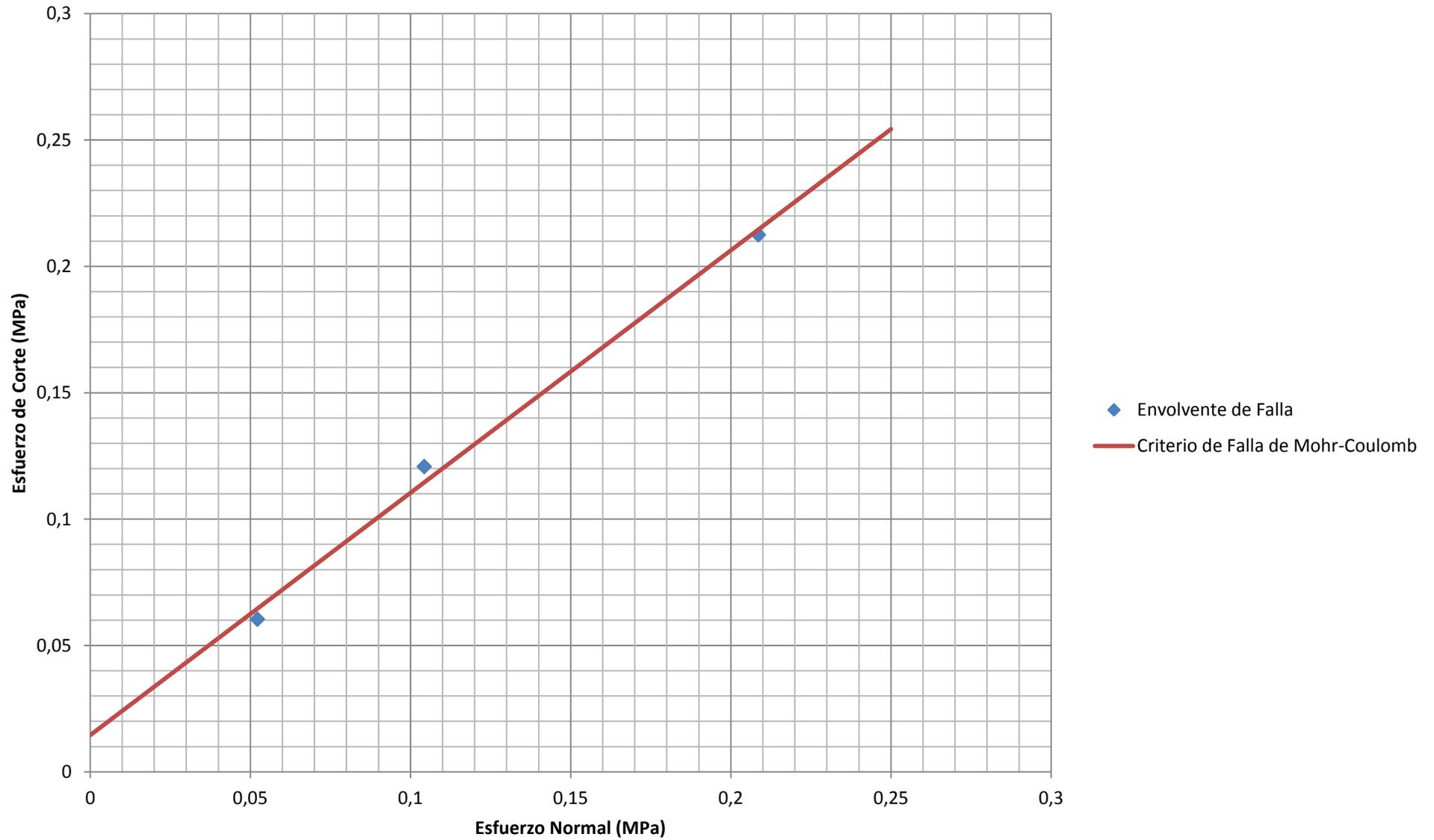
Cohesión: 0,0145 Mpa  
 Ángulo de Fricción: 43,80 °

Testigo	5	6	7
Esfuerzo normal (Mpa)	0,0522	0,1043	0,2086
Esfuerzo de corte (MPa)	0,0604	0,1208	0,2125

### Esfuerzo de corte Vs. Deformación tangencial Ensayo de Corte Directo 1



### Esfuerzo de corte Vs. Esfuerzo Normal Ensayo de Corte Directo 1



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN ROCA

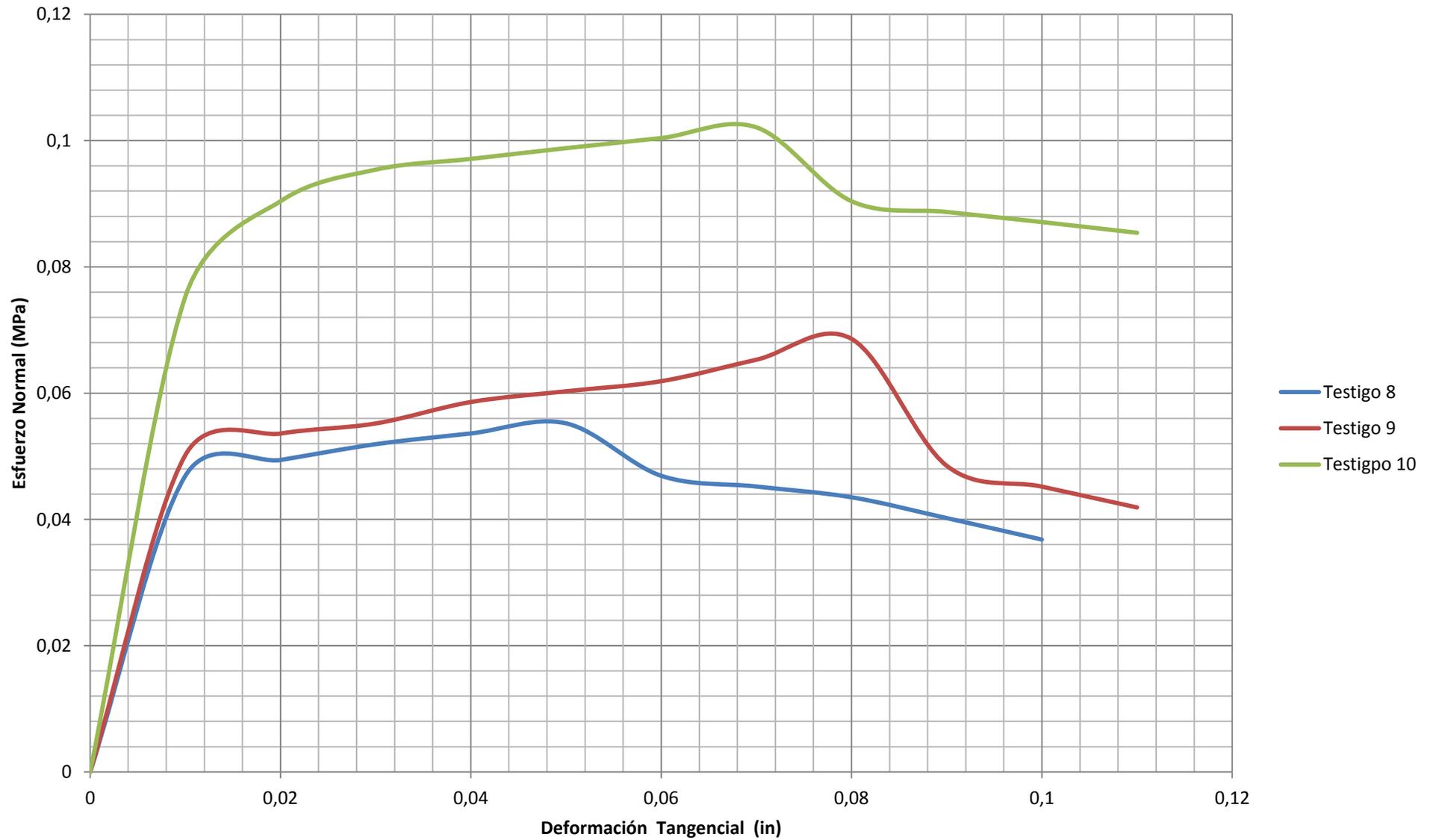
Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Ensayo: 2  
 Testigos: 8, 9, 10  
 Área: 25,16 cm<sup>2</sup>  
 Altura: 50,8 mm

Desplazamiento horizontal 0,001"	Carga Vertical= 8 kg			Carga Vertical= 16 kg			Carga Vertical= 32 kg		
	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa
	Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg	
10	84,00	11,79	0,0469	90,00	12,64	0,0502	135,00	18,95	0,0753
20	88,50	12,43	0,0494	96,00	13,48	0,0536	162,00	22,74	0,0904
30	93,00	13,06	0,0519	99,00	13,90	0,0552	171,00	24,01	0,0954
40	96,00	13,48	0,0536	105,00	14,74	0,0586	174,00	24,43	0,0971
50	99,00	13,90	0,0552	108,00	15,16	0,0603	177,00	24,85	0,0988
60	84,00	11,79	0,0469	111,00	15,58	0,0619	180,00	25,27	0,1004
70	81,00	11,37	0,0452	117,00	16,43	0,0653	183,00	25,69	0,1021
80	78,00	10,95	0,0435	123,00	17,27	0,0686	162,00	22,74	0,0904
90	72,00	10,11	0,0402	87,00	12,21	0,0485	159,00	22,32	0,0887
100	66,00	9,27	0,0368	81,00	11,37	0,0452	156,00	21,90	0,0871
110				75,00	10,53	0,0419	153,00	21,48	0,0854
120									
130									
140									
150									

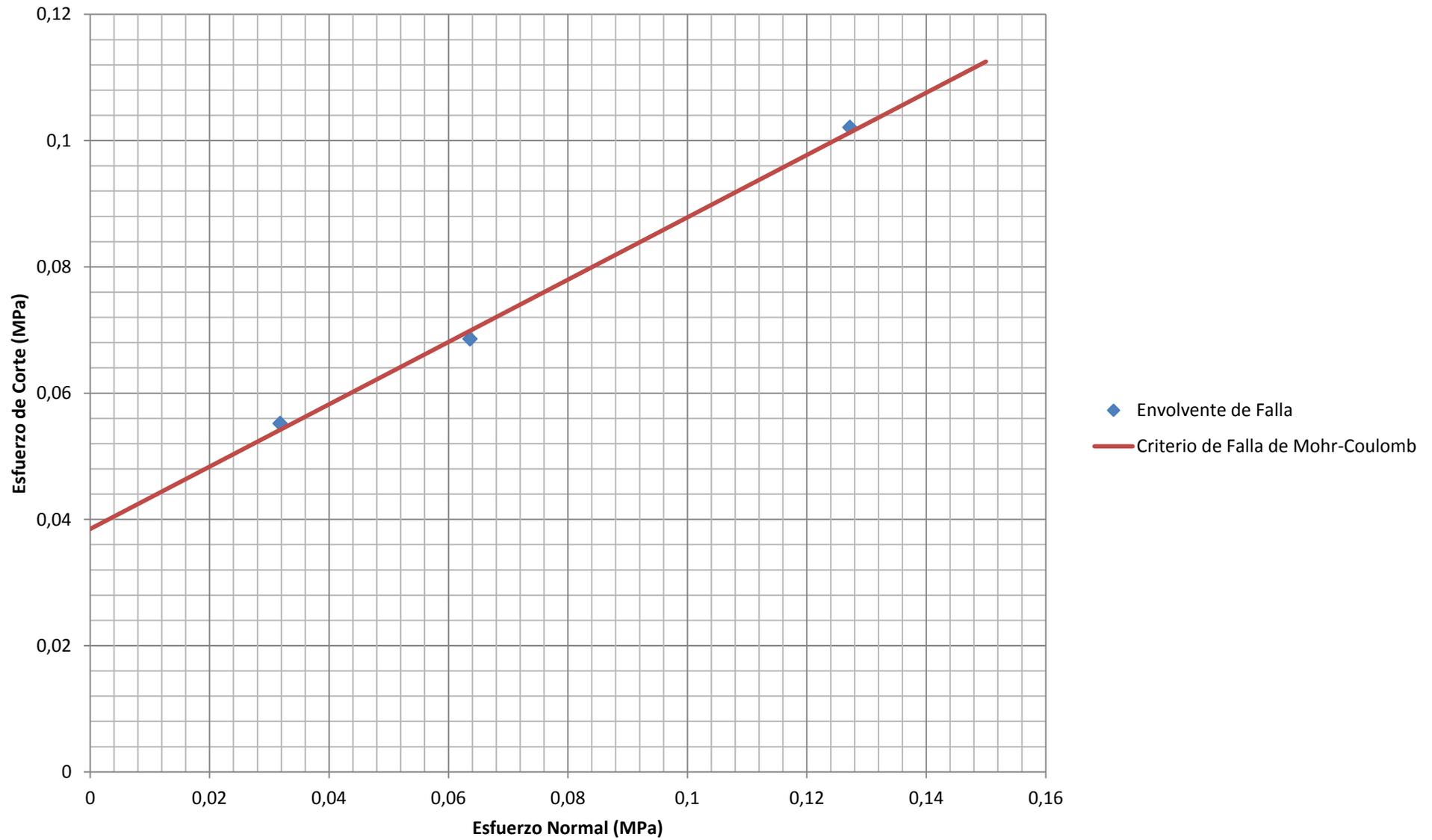
Cohesión: 0,0385 Mpa  
 Ángulo de Fricción: 26,27 °

Testigo	8	9	10
Esfuerzo normal (Mpa)	0,0318	0,0636	0,1272
Esfuerzo de corte (MPa)	0,0552	0,0686	0,1021

### Esfuerzo de corte Vs. Deformación tangencial Ensayo de Corte Directo 2



### Esfuerzo de corte Vs. Esfuerzo Normal Ensayo de Corte Directo 2



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN ROCA

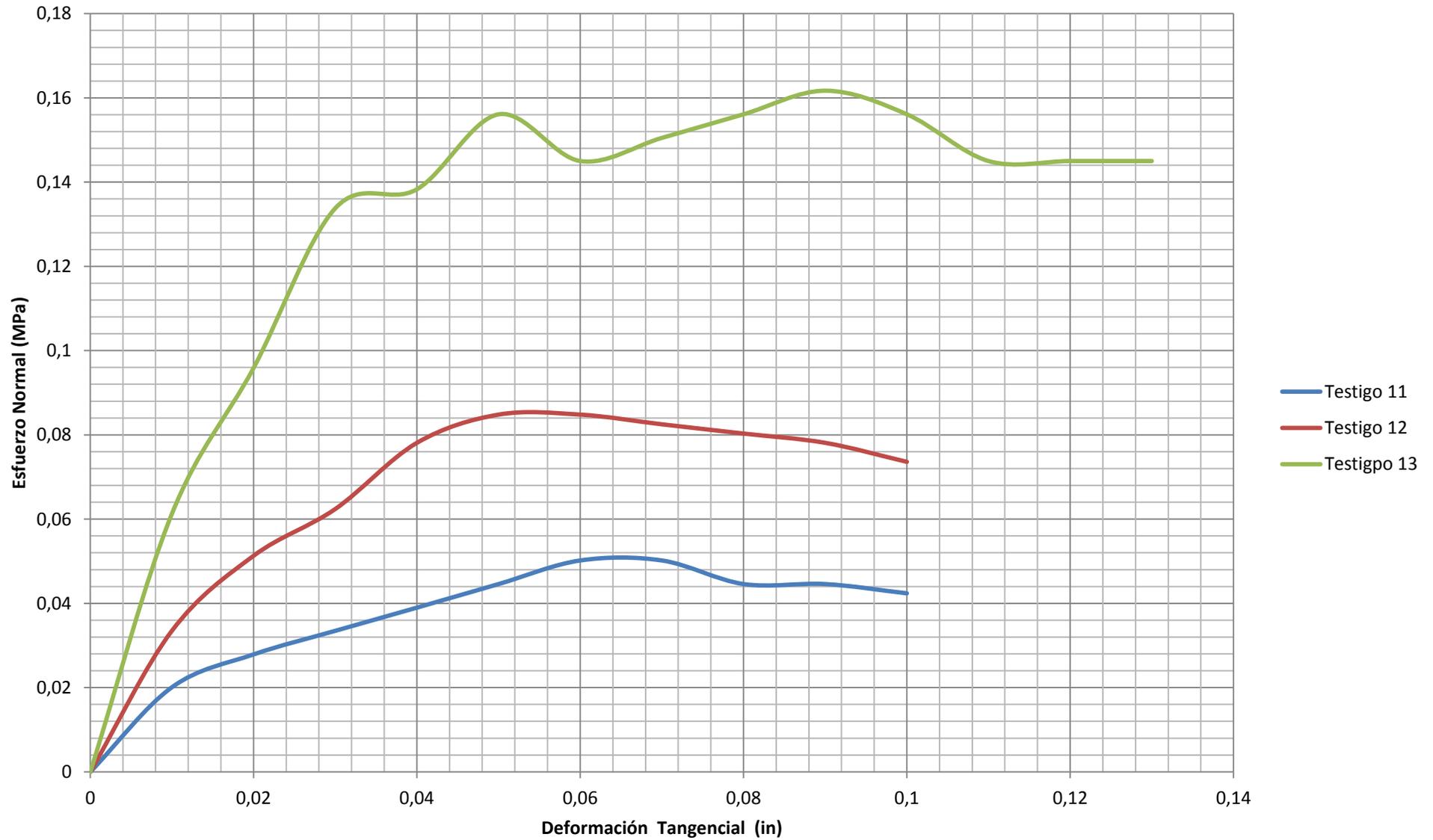
Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Ensayo: 3  
 Testigos: 11, 12, 13  
 Área: 12,59 cm<sup>2</sup>  
 Altura: 50,8 mm

Desplazamiento horizontal 0,001"	Carga Vertical= 4 kg			Carga Vertical= 8 kg			Carga Vertical= 16 kg		
	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa
	Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg	
10	18,00	2,53	0,0201	30,00	12,64	0,0335	55,00	7,72	0,0613
20	25,00	3,51	0,0279	46,00	13,48	0,0513	86,00	12,07	0,0959
30	30,00	4,21	0,0335	56,00	13,90	0,0624	120,00	16,85	0,1338
40	35,00	4,91	0,0390	70,00	14,74	0,0781	124,00	17,41	0,1383
50	40,00	5,62	0,0446	76,00	15,16	0,0848	140,00	19,66	0,1561
60	45,00	6,32	0,0502	76,00	15,58	0,0848	130,00	18,25	0,1450
70	45,00	6,32	0,0502	74,00	16,43	0,0825	135,00	18,95	0,1505
80	40,00	5,62	0,0446	72,00	17,27	0,0803	140,00	19,66	0,1561
90	40,00	5,62	0,0446	70,00	12,21	0,0781	145,00	20,36	0,1617
100	38,00	5,34	0,0424	66,00	11,37	0,0736	140,00	19,66	0,1561
110							130,00	18,25	0,1450
120							130,00	18,25	0,1450
130							130,00	18,25	0,1450
140									
150									

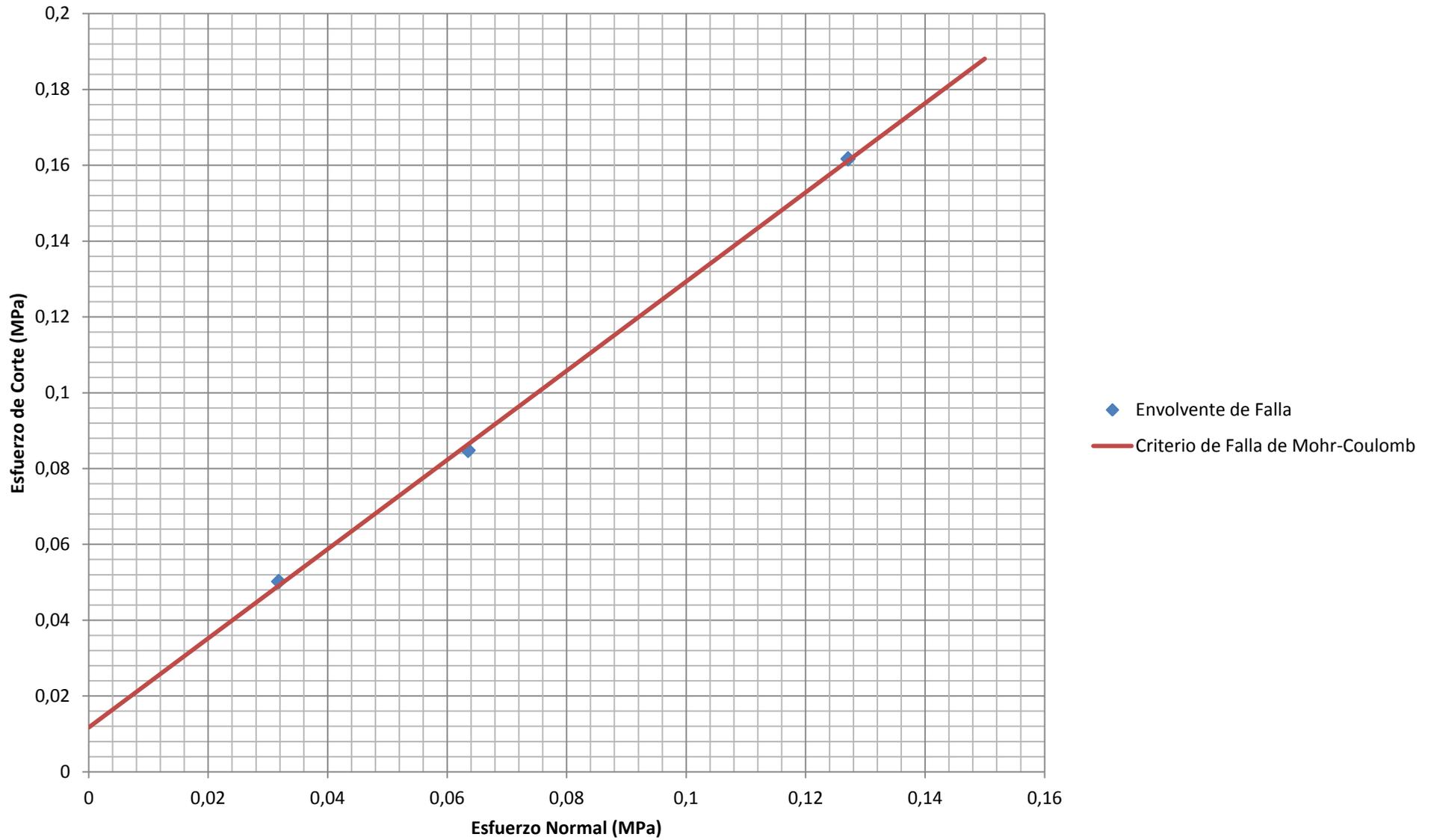
Cohesión: 0,0117 Mpa  
 Ángulo de Fricción: 49,62 °

Testigo	11	12	13
Esfuerzo normal (Mpa)	0,0318	0,0635	0,1271
Esfuerzo de corte (MPa)	0,0502	0,0848	0,1617

### Esfuerzo de corte Vs. Deformación tangencial Ensayo de Corte Directo 3



### Esfuerzo de corte Vs. Esfuerzo Normal Ensayo de Corte Directo 3



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN ROCA

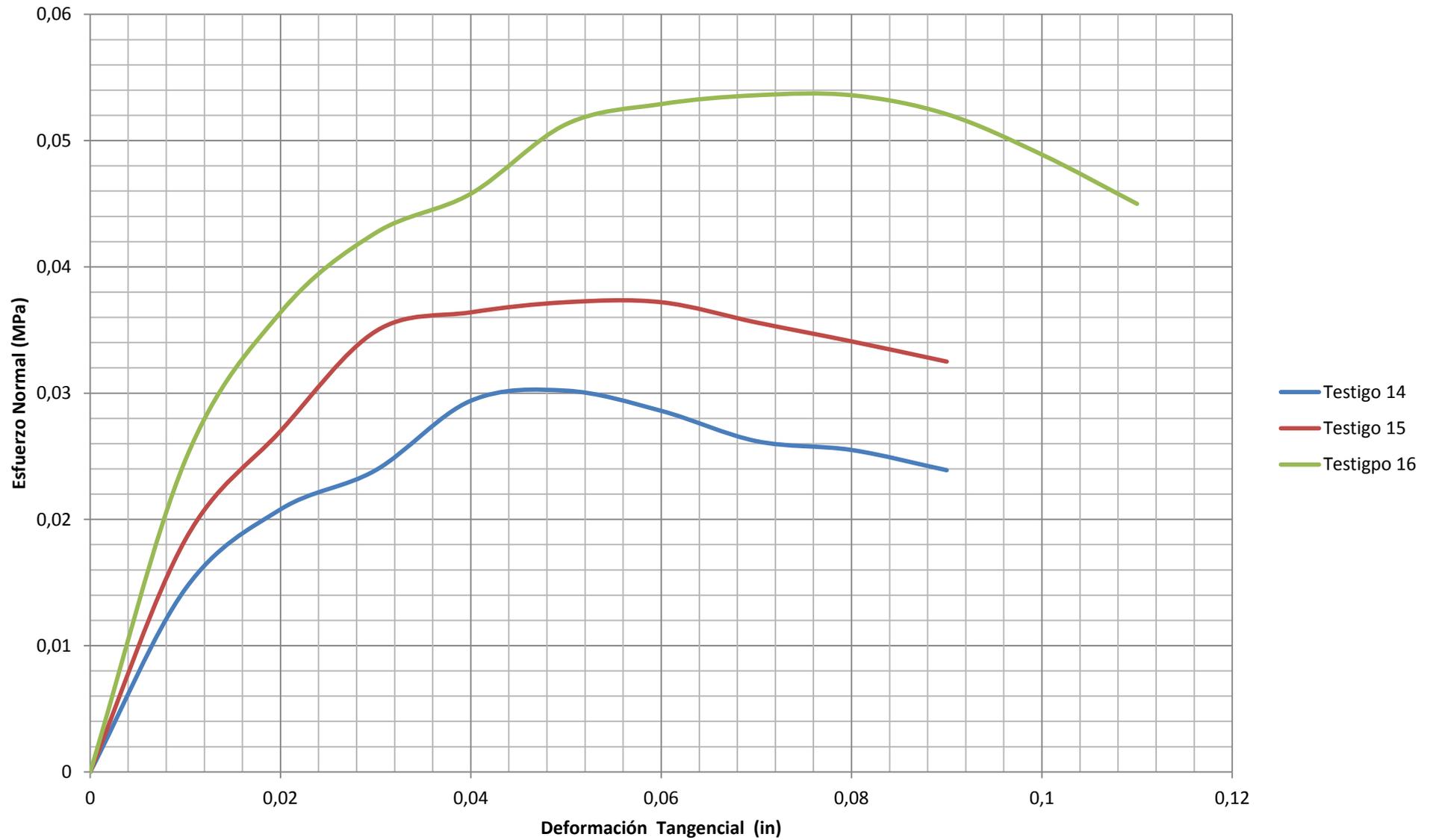
Proyecto: PPMCH JOBO 2  
 Ensayo: 4  
 Testigos: 14, 15, 16  
 Área: 17,94 cm<sup>2</sup>  
 Altura: 50,8 mm

Desplazamiento horizontal 0,001"	Carga Vertical= 2 kg			Carga Vertical= 4 kg			Carga Vertical= 8 kg		
	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa	Carga de corte		Esfuerzo de corte Mpa
	Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg		Dial de carga 0,0001"	kg	
10	40,00	5,62	0,0145	45,00	6,32	0,0184	53,00	7,44	0,0247
20	48,00	6,74	0,0208	56,00	7,86	0,0270	68,00	9,55	0,0364
30	52,00	7,30	0,0239	66,00	9,27	0,0349	76,00	10,67	0,0427
40	59,00	8,28	0,0294	68,00	9,55	0,0364	80,00	11,23	0,0458
50	60,00	8,42	0,0302	69,00	9,69	0,0372	87,00	12,21	0,0513
60	58,00	8,14	0,0286	69,00	9,69	0,0372	89,00	12,50	0,0529
70	55,00	7,72	0,0262	67,00	9,41	0,0356	90,00	12,64	0,0536
80	54,00	7,58	0,0255	65,00	9,13	0,0341	90,00	12,64	0,0536
90	52,00	7,30	0,0239	63,00	8,85	0,0325	88,00	12,36	0,0521
100							84,00	11,79	0,0489
110							79,00	11,09	0,0450
120									
130									
140									
150									

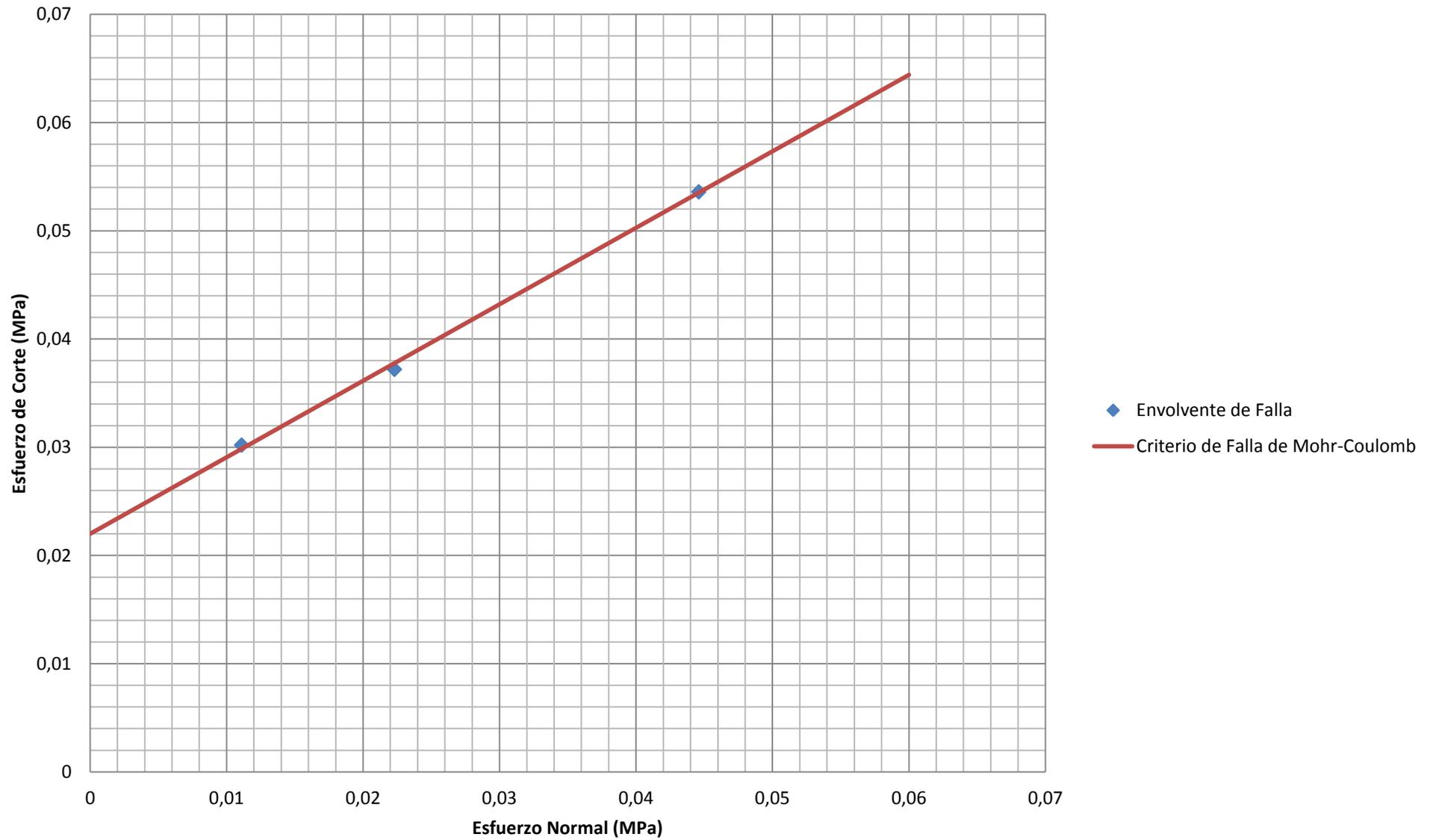
Cohesión: 0,0220 Mpa  
 Ángulo de Fricción: 35,26 °

Testigo	14	15	16
Esfuerzo normal (Mpa)	0,0111	0,0223	0,0446
Esfuerzo de corte (MPa)	0,0302	0,0372	0,0536

### Esfuerzo de corte Vs. Deformación tangencial Ensayo de Corte Directo 4



### Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal Ensayo de Corte Directo 4



## **ANEXO 4**

### **ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN SAP 2000**

## **DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA CERCHA (SOPORTE PRIMARIO)**

En el presente estudio se utilizó las especificaciones de la norma AISC 360-10 (Método LRFD) para determinar la capacidad máxima de la cercha metálica usada como soporte primario en el Túnel de Riego y Abastecimiento JOBO 2 del PPMCH. Por simplicidad del problema estructural, se usó un modelo 2D de armadura en el programa SAP 2000 v14.1.0.

La filosofía de diseño (LRFD) por factores de carga y resistencia se puede definir numéricamente con la Ecuación A6-1 (AISC 360, 2010):

$$\text{Ecuación A6-1: } \phi_n R_n \geq \sum \gamma_i R_i$$

En este tipo de filosofías se busca realizar diseños estructurales o chequear los mismos de forma tal que se brinda seguridad, economía y servicio. El método se basa en el principio de reducción de resistencias nominales y el incremento de las cargas de servicio con factores propuestos por la especificación AISC 360-10 (MacCormac J., 2012).

En la presente investigación se asume de cierta manera un comportamiento idealizado del soporte primario del Túnel. Esta idealización implica que las siguientes hipótesis rigen en el Modelo de Elementos Finitos planteado para el análisis Estructural:

- ✓ Los elementos están sometidos únicamente a **cargas axiales**
- ✓ Los soportes de la estructura están restringidos en los **tres grados de libertad de traslación**.
- ✓ Las cargas provenientes de la interacción roca-armadura se aplican en los nodos de la armadura únicamente (**cargas externas perimetrales**)

Se debe tener en cuenta que la interacción roca-armadura en la práctica no se presenta como una transferencia de carga a través de una presión uniforme debido a factores como la forma del túnel, las condiciones iniciales de esfuerzos y la variabilidad de los parámetros geomecánicos del terreno (Lopez C., 1998).

Sin embargo, en el presente estudio se simplificó dicha interacción con la hipótesis de que la transferencia de carga se realiza uniformemente repartiendo cargas idénticas en los nodos de la armadura de forma muy similar a lo acostumbrado en el método de Convergencia-Confinamiento tradicional en túneles circulares (ver sección 2.7)

Las cargas nodales aplicadas en el Modelo Estructural de Elementos Finitos en el Programa SAP se idealizaron en dos grupos: cargas verticales y cargas horizontales.

Con la finalidad de adaptarse a la forma del túnel (Hastiales y Clave) se aplicaron cargas verticales en los 13 primeros nodos superiores (Clave) y cargas horizontales en los 32 nodos restantes (Hastiales).

Considerando las hipótesis planteadas en esta investigación, el **Estado límite de Pandeo** controlaría el análisis estructural de la armadura debido a que se consideran únicamente cargas axiales sobre los elementos estructurales y por ende los momentos flectores en los nodos son liberados (MacCormac J., 2012).

El **pandeo de columnas** fue estudiada inicialmente por el matemático suizo Leonard Euler considerando que los elementos estructurales presentaban un comportamiento Elástico Lineal ideal, lo cual difiere del comportamiento elasto-plástico real de Estructuras en **Acero**. Sin embargo, la especificación AISC 360-10 usada como referencia para esta investigación modifica las ecuaciones de Euler de tal forma que se consideran los efectos de la

plasticidad y en cierta manera se induce a un análisis estructural seguro (MacCormac J., 2012).

La AISC 360-10 presenta las siguientes ecuaciones para determinar la capacidad máxima de un elemento bajo el **Estado Límite de Pandeo** (AISC 360, 2010):

$$\text{Ecuación A6-2: } r_{MENOR} = \sqrt{\frac{I_{MENOR}}{A_{SECCIÓN}}}$$

$$\text{Ecuación A6-3: } F_e = E \left( \frac{\pi}{\frac{KI}{r_{MENOR}}} \right)$$

Cuando se cumple la Ecuación A6-4, el Estado Límite se denomina Pandeo Lateral Inelástico:

$$\text{Ecuación A6-4: } F_e > 0,44F_y$$

$$\text{Ecuación A6-5: } \phi_c F_{cr} = 0,9 \cdot 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y$$

Cuando se cumple la Ecuación A6-6, el Estado Límite se denomina Pandeo Lateral Elástico:

Ecuación A6-6:  $F_e < 0,44F_y$

Ecuación A6-7:  $\phi_c F_{cr} = 0,9 \cdot 0,877 \cdot F_e$

La carga crítica de diseño en el estado límite de Pandeo se define por la

Ecuación A6-8:

Ecuación A6-8:  $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$

Por otro lado, para el caso de elementos sometidos a condiciones de soportes articulados (restricción de grados de libertad de traslación únicamente) la especificación permite adoptar  $K = 1$ .

## **PROCESO DE MODELADO EN EL PROGRAMA SAP 2000.**

**PASO 1:** Se importó la geometría de la cercha metálica en el programa SAP a partir de un archivo de extensión .igs generado en el programa AUTOCAD 2013.

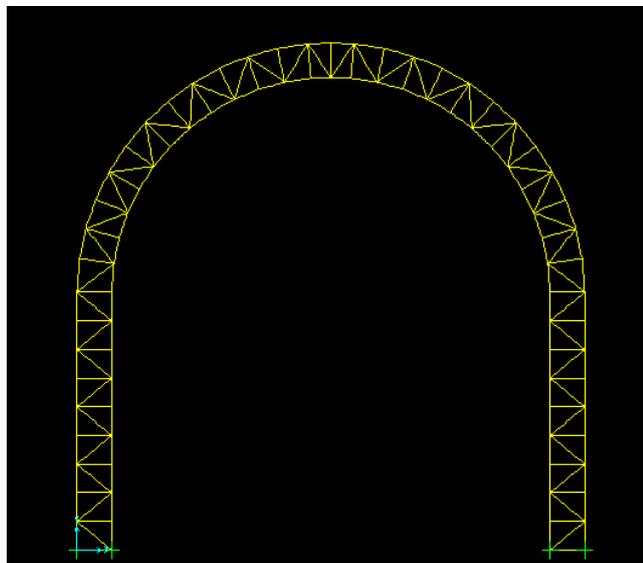


Ilustración A6-1. Geometría importada en el Programa SAP

Dicha geometría se reconfirió con elementos lineales articulados (sometidos únicamente a carga axial).

**PASO 2:** Se definió las propiedades del material (Acero de refuerzo grado 420) de los elementos de la armadura

$$F_y = 420MPa$$

$$E = 2 \cdot 10^5 MPa$$

$$\nu = 0,3$$

**PASO 3:** Se definió dos secciones para los elementos de la armadura.  
Ambas secciones circulares de 16mm y 22mm de diámetro.

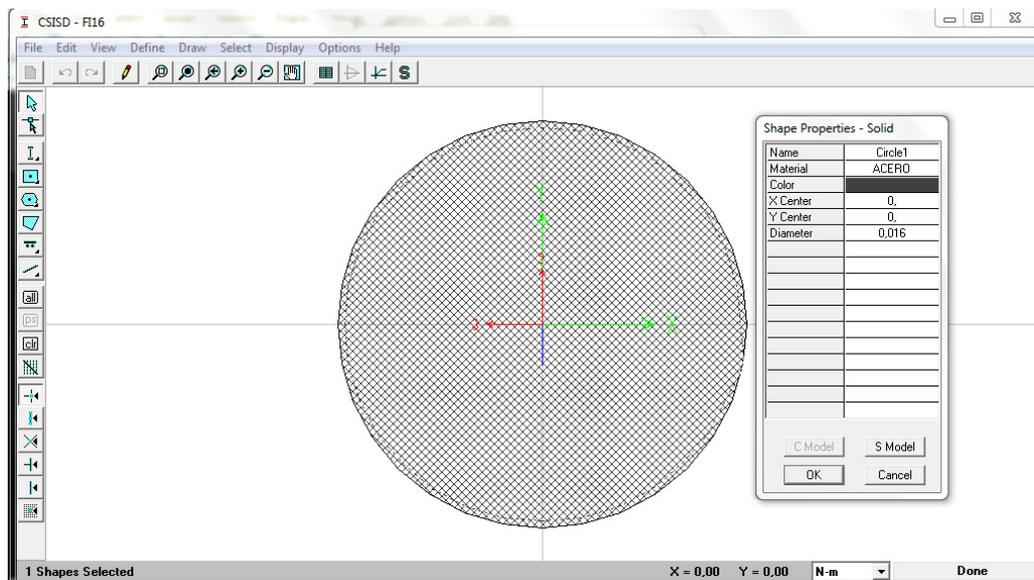


Ilustración A6-2. Sección tipo de elementos internos de 16mm

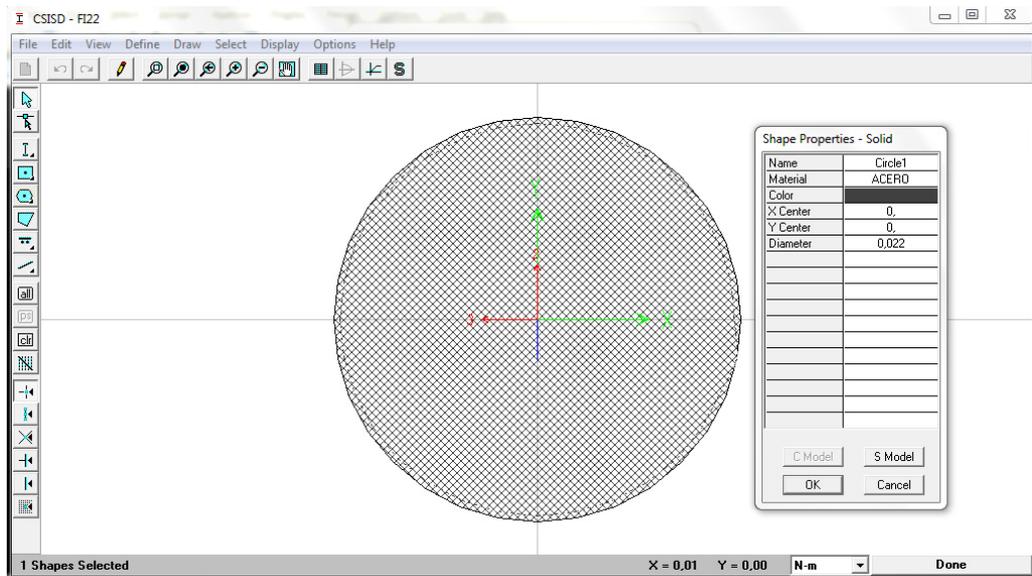


Ilustración A6-3. Sección tipo de elementos perimetrales de 22mm

**PASO 4:** Se asignó secciones a cada uno de los elementos de la armadura. Se designó las secciones de 22mm de diámetro a los elementos perimetrales y 16mm a los elementos internos respectivamente.

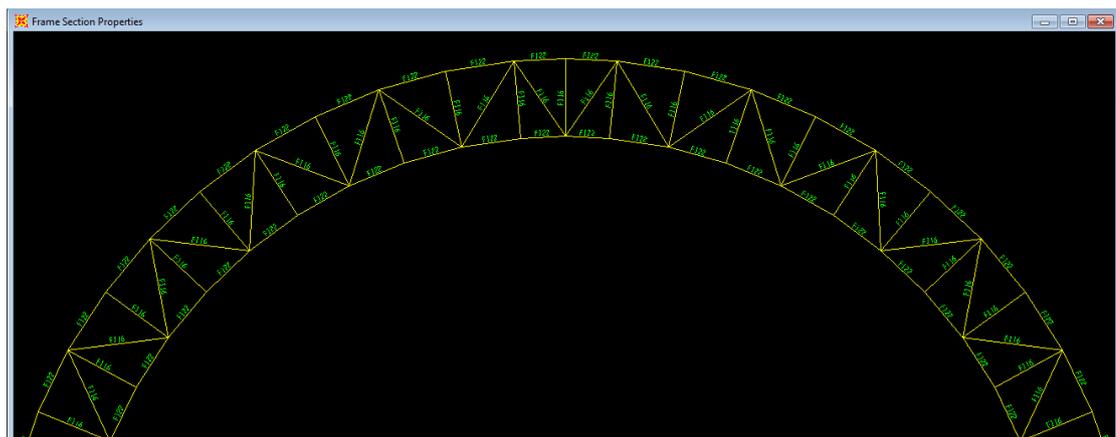


Ilustración A6-4. Asignación de secciones estructurales

**PASO 5:** Se definió las restricciones de desplazamientos en la base de la estructura. Se asumió restricción de los tres grados de libertad de traslación. Se restringió los cuatro nodos que conforman la base de la estructura.

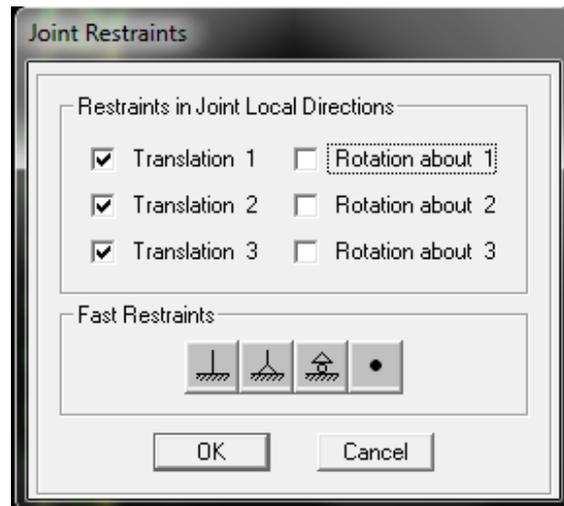


Ilustración A6-5. Asignación de Restricciones de desplazamientos

Se debe tener en cuenta que la formulación matemática de una armadura con elementos sometidos únicamente a cargas axiales no toma en cuenta los grados de libertad rotacional.

**PASO 6:** Se definió los estados de carga y combinaciones. Las cargas actuantes se definen como cargas muertas (propias de la geometría del macizo rocoso e independiente del uso). Bajo las condiciones mencionadas la combinación de carga crítica se define según la Ecuación A6-9:

Ecuación A6-9:  $P_U = 1,4P_D$

**PASO 7:** Se definió las cargas del modelo y se obtuvieron las cargas actuantes en los elementos más críticos (elementos sometidos a las cargas mayores) y la deformación en el punto A. Estas cargas se compararon con la capacidad máxima obtenida por las especificaciones de la norma AISC 360-10.

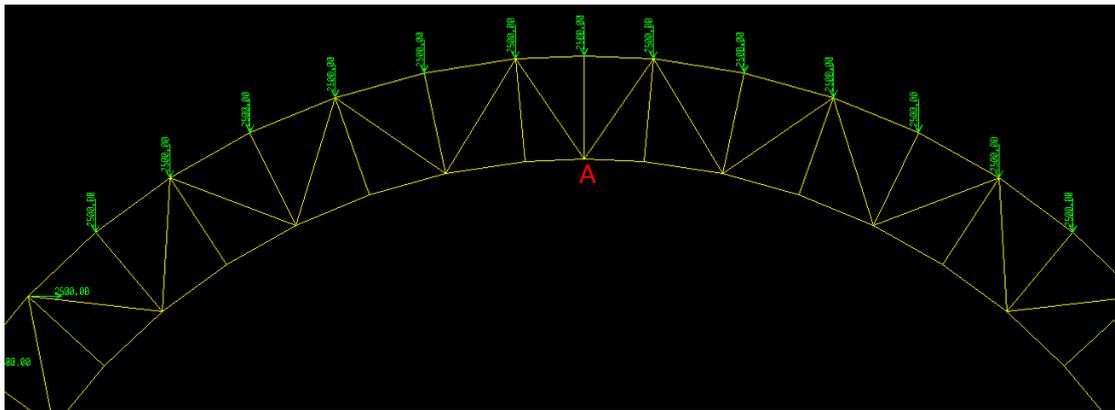


Ilustración A6-7. Proceso iterativo de asignación de cargas actuantes

Este proceso de comparación de cargas se realizó hasta obtener una diferencia entre capacidad y fuerzas axiales actuantes de hasta el 5%.

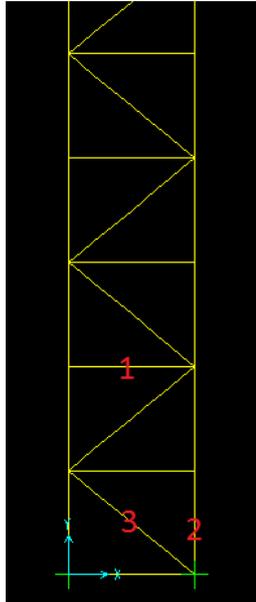


Ilustración A6-8. Elementos críticos de la armadura

Los elementos sometidos a las mayores cargas se encontraron cerca de los soportes tal como se muestra y se los numeró como barra 1, 2 y 3 en cada una de las iteraciones mostradas a continuación.

## RESULTADOS DEL MODELADO EN EL PROGRAMA SAP 2000

### ITERACIÓN 1

Carga/nodo: 2000 N                      Carga/armadura: 90000 N                      Carga Total: 180000 N  
 Deformación: 0.0013 m

Barra	$l$ (m)	Diámetro (m)	$A_{SECCIÓN}$ ( $m^2$ )	$I_{MENOR}$ ( $m^4$ )	$r_{MENOR}$ (m)	$K$	$Kl/r_{MENOR}$	$F_e$ (Pa)	$\phi_c F_{cr}$ (Pa)	$\phi_c P_n$ (N)	$P_U$ (N)	% Error
1	0,300	0,016	2,01E-04	3,22E-09	0,004	1	75,00	3,51E+08	2,29E+08	4,61E+04	2800	1544,77
2	0,250	0,022	3,80E-04	1,15E-08	0,0055	1	45,45	9,55E+08	3,14E+08	1,20E+05	35898	233,00
3	0,390	0,016	2,01E-04	3,22E-09	0,004	1	97,50	2,08E+08	1,62E+08	3,26E+04	24820	31,33

### ITERACIÓN 2

Carga/nodo: 3000 N                      Carga/armadura: 135000 N                      Carga Total: 270000 N  
 Deformación: 0.0019 m

Barra	$l$ (m)	Diámetro (m)	$A_{SECCIÓN}$ ( $m^2$ )	$I_{MENOR}$ ( $m^4$ )	$r_{MENOR}$ (m)	$K$	$Kl/r_{MENOR}$	$F_e$ (Pa)	$\phi_c F_{cr}$ (Pa)	$\phi_c P_n$ (N)	$P_U$ (N)	% Error
1	0,300	0,016	2,01E-04	3,22E-09	0,004	1	75,00	3,51E+08	2,29E+08	4,61E+04	4200	996,52
2	0,250	0,022	3,80E-04	1,15E-08	0,0055	1	45,45	9,55E+08	3,14E+08	1,20E+05	53847	122,00
3	0,390	0,016	2,01E-04	3,22E-09	0,004	1	97,50	2,08E+08	1,62E+08	3,26E+04	37231	-12,45

### ITERACIÓN 3

Carga/nodo: 2500 N  
Deformación: 0.0016 m

Carga/armadura: 112500 N

Carga Total: 225000 N

Barra	$l$ (m)	Diámetro (m)	$A_{SECCIÓN}$ ( $m^2$ )	$I_{MENOR}$ ( $m^4$ )	$r_{MENOR}$ (m)	$K$	$Kl/r_{MENOR}$	$F_e$ (Pa)	$\phi_c F_{cr}$ (Pa)	$\phi_c P_n$ (N)	$P_U$ (N)	% Error
1	0,300	0,016	2,01E-04	3,22E-09	0,004	1	75,00	3,51E+08	2,29E+08	4,61E+04	3500	1215,82
2	0,250	0,022	3,80E-04	1,15E-08	0,0055	1	45,45	9,55E+08	3,14E+08	1,20E+05	44873	166,40
3	0,390	0,016	2,01E-04	3,22E-09	0,004	1	97,50	2,08E+08	1,62E+08	3,26E+04	31026	5,06

El peso total de la armadura analizada corresponde a 1092N, lo que representa el 0,49% de la Carga Total soportada por la estructura (Estado límite). Por esta razón, se consideró despreciable a la carga de Peso Propio y se excluyó de los análisis realizados en el Programa SAP.

## CÁLCULO DE LA PRESIÓN DE INTERACCIÓN ROCA-ARMADURA

La presión de reacción de la cercha sobre el macizo rocoso se calculó teniendo en cuenta que el perímetro de la cercha es de 11,41m aproximadamente (bosquejo de la cercha con elementos lineales), y que el ancho de influencia de cada cercha es de 1,50m. Según lo antes mencionado, la presión equivalente de la cercha sobre el macizo rocoso se calculó como la fuerza de 225000 N repartida uniformemente en el área de influencia ( $A_{INFLUENCIA} = 11,41m \cdot 1,50m = 17,12m^2$ ).

$$\sigma_{R-A} = \frac{F_{R-A}}{A_{INFLUENCIA}} = \frac{225000N}{17,12m^2}$$

$$\sigma_{R-A} = 0,013MPa$$

## CÁLCULO DE LA CURVA DE SOSTENIMIENTO DE LA CERCHA LIGERA

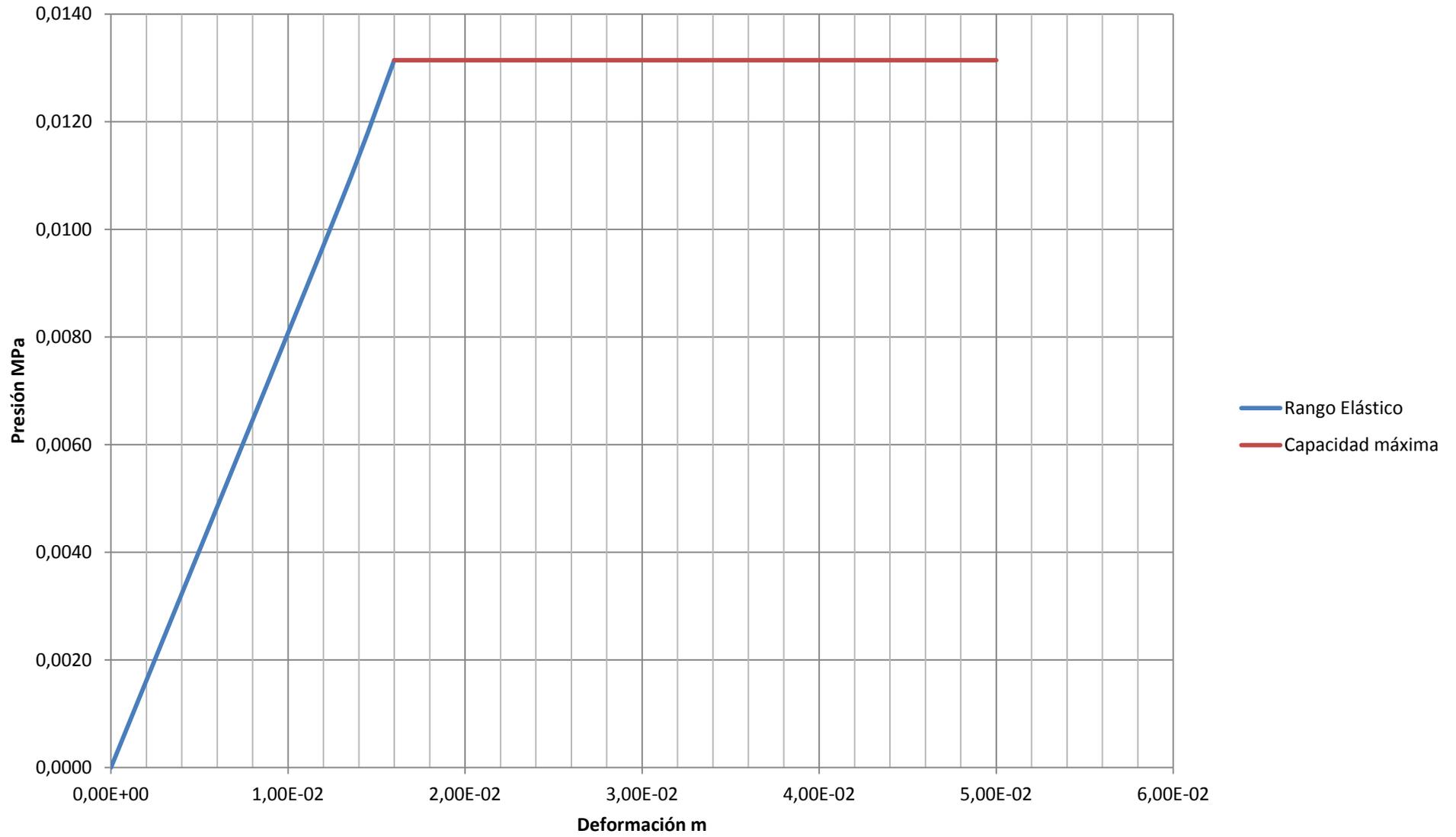
La curva de sostenimiento (Presión Vs. Desplazamiento) fue calculada a partir de las combinaciones de carga y desplazamiento máximo observado en el análisis estructural (Punto A, ver Ilustración A6-7) de las iteraciones respectivas. El cálculo de Presiones considera un área de influencia de

17,12m<sup>2</sup> según se mostró en el párrafo anterior. Por otro lado, se asumió un comportamiento elasto-plástico perfecto una vez alcanzado el **Estado límite de Pandeo** (sección 5.3).

Presión [Mpa]	Rango	Carga [N]	Deformación [m]
0,0131	Elasto-Plástico	225000	1,60E-02
0,0105	Elástico	180000	1,30E-02
0,0000	Elástico	0	0,00E+00

Tabla A6-1. Combinaciones de Presión y desplazamientos

# Curva de sostenimiento Cercha Metálica Ligera



# BIBLIOGRAFÍA

1. **ACI 318. (2008).** Requisitos y Reglamentos para Concreto Estructural y Comentario .
2. **ACOLIT CIA LTDA. (2008).** Actualización del Proyecto de Propósito Múltiple Chone. Portoviejo.
3. **AISC 360. (2010).** ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building.
4. **ASTM. (1993).** ASTM D 3148. Standard Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression.

5. **ASTM. (1994).** ASTM D 5607. Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Shear.
6. **Azúa R. (2014).** Informe Final del Portal de Salida JOBO 2. Chone.
7. **Azúa R. (2014).** Informe Geológico-Geotécnico PPMCH-Clasificación del Macizo Rocosó, Sitio de extracción de Materiales JOBO 1. Chone.
8. **Balmer. (1952).** A general Analytical solution for Mohr's Envelope. American Society for Testing Materials, 1260-71.
9. **Barton N. (2000).** El sistema Q para la selección del sostenimiento con el método noruego de excavación de túneles. Madrid.
10. **Barton N., Lien R. y Lunde J. (1974).** Engineering Classification of Rock masses for the design of tunnel support. Rock mechanics, Springer Verlag, 189-236.
11. **Bieniawski Z. (1967).** Mechanism of Brittle fracture in Rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 395-430.
12. **Bieniawski, Z. (1989).** Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, Inc.
13. **CONSORCIO E & E. (2014).** Informe Geológico-Geotécnico Preliminar del Túnel de riego-Jobo 2. Chone.

14. **Consultores Espín Esparza. (2014).** Resistencia a la compresión simple en rocas (deformación controlada).
15. **COWI Consulting Group. (2015).** Copenhagen Tunnel. Copenhagen.
16. **Cristescu N. (1993).** Rock Geology. Hudson John-Comprehensive Rock Mechanics, 523-544.
17. **Díaz Mendez B. (1997).** Clasificación de los terrenos según su excavabilidad. En Manual de Túneles y obras subterráneas.
18. **El Diario. (17 de Junio de 2013).** Expectativas por nuevos constructores del PPMCH. El Diario.
19. **El Diario. (14 de Junio de 2014).** Avance del 47% en Presa Río Grande. El Diario.
20. **Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas. (2011).** Cierre de los Túneles San Juan y San Roque. Quito.
21. **Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona-Universidad Politécnica de Catalunya. (2015).** Ingeniería Geológica-Excavaciones Subterráneas.
22. **ESPE. (2014).** Archivo Técnico de la Fiscalización CTT-ESPE-CECAI para el PPMCH. Chone.

24. **ESPOL. (2014).** Informe de ensayo de resistencia a la compresion en cilindro de roca. Guayaquil.
25. **FHWA. (2013).** Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements.
26. **Franklin J. (1974).** Rock quality in relation of the quarrying and performance. Segunda Conferencia IAEG. Sao Paulo.
27. **Geosuelos . (2014).** Perforaciones inclinadas en la Presa Propósitos Múltiples Chone. Chone.
28. **González L. (2004).** Ingeniería Geológica. Madrid: Pearson Educación S.A.
29. **Goodman R. (1985).** Block Theory and its application to Rock Engineering. Londres: Prentice Hall International.
30. **Goodman R. (1989).** Introduction to Rock Mechanics. New York: John Wiley & Sons.
31. **Griffith A. (1921).** The phenomena of rupture and flow in solids. Philos. Trans. R. Soc. Lond., 163-198.
32. **Herget G. Unrug K. (1976).** In situ rock strength from triaxial testing. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 299-302.

33. **Hobst y Zajik. (1957).** Anchoring in Rock. Elsevier.
34. **Hoek E. (1998).** Rock mass properties in underground mines.
35. **Hoek E. (2007).** Practical Rock Engineering. Toronto.
36. **Hoek E. y Brown E. (1980).** Empirical Strength Criterion for Rock Masses. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 106 (GT9), 1013-35.
37. **Hoek E. y Brown E. (1980).** Support of Underground excavations in hard rock. Londres.
38. **Hoek E. y Brown E.T. (1988).** The Hoek-Brown Failure Criterion. Procedures of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium. Toronto.
39. **Hoek E. y Diederichs M. (2006).** Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences , 203–215.
40. **Hoek E., B. E. (1997).** Practical estimates of rock mass strength, . International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Elsevier, vol. 34 n.º 8, Páginas 1165-1186.

41. **Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002).** Hoek-Brown Failure Criterion-2002 edition. Proceedings. North America Rock Mechanics Society Meeting, (págs. 267-73). Toronto, Canadá.
42. **Hoek E., WoodD, y Shah S. (1992).** A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proceedings. Rock Characterization Symposium. International Society of Rock Mechanics (págs. 209-14). Londres: British Geotechnical Society.
43. **Hoffstetter R.y Bristow C. (1977).** Amérique Latine, Vol. 5 a2,. París: Centre National de la Recherche Scientifique.
44. **INGEMEY. (2009).** Autovía Orbital de Barcelona B- 40. Barcelona.
45. **ISRM. (1976).** Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials.International Society of Rock Mechanics-Comission on Standarization of laboratory an field tests. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanical Abstracts.
46. **JTP Consulting. (2013).** Box Culvert Jacking. Australia.
47. **Kim et al. (2004).** Tunnel convergence analyses in heterogeneous/anisotropic rock masses. TUGrazonline.
48. **Koiter W. (1960).** General Theorems for Elastic Plastic Solids. Progress in Solid Mechanics North Holland, 165-221.

49. **Ladanyi B. (1993)**. Time dependant Response of Rock Around tunnels. Hudson John-Comprehensive Rock Engineering, 77-112.
50. **Lombardi. (2000)**. Los problemas actuales de la geo-ingeniería. Buenos Aires.
51. **Lopez C. (1998)**. Ingeniería de Túneles-Libro 1. Madrid.
52. **MacCormack J. (2012)**. Structural Steel Design. Boston: Prentice Hall.
53. **Maranini E. y Brignoli M. (1999)**. Creep Behaviour of a Weak Rock: Experimental characterization. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 127-138.
54. **Marín L. (1991)**. Mecánica de Suelos. Guayaquil: Colección Texto Universitario.
55. **METRO. (17 de Octubre de 2012)**. Cierre Nocturno de Túneles. Crónica.
56. **NJ DOYNE CONSTRUCTION LTD. (2013)**. Dublin Port-Case Study.
57. **Norwegian Geotechnical Institute. (2013)**. Using the Q System-Rock Mass Classification and Support Design. Oslo.
58. **Oreste P. (2009)**. The Convergence-Confinement Method: Roles and limits in modern geomechanical design. American Journal of Applied Sciences 6(4), 757-771.

59. **Panet M, G. A. (1982).** Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Proceeding of the International Symposium Tunnelling, 197-204.
60. **Plaxis BV. (2000).** Material Model Manual.
61. **Rocscience. (2015).** Unwedge Theory Manual.
62. **Romana M. (2000).** Clasificación de macizos rocosos para la excavación mecánica de túneles. Ingeopres.
63. **Sadd M. (2005).** Elasticity. Thoery, Applications and Numerics. Oxford: Elsevier.
64. **Sandoval J. (2008).** Estudio de la convergencia por fluencia de túneles circulares en medios viscoplásticos. Madrid.
65. **Santos C. (2007).** Deformaciones del revestimiento y asientos producidos por la construcción de un túnel mediante tuneladora.
66. **SENAGUA. (2012).** Trabajos en el Propósito Múltiple Chone avanzan y se cumple con el cronograma establecido.
67. **Smith I., Griffith D. (1982).** Programming the Finite Element Method- Second Edition. Chisester, U.K: John Wiley & Sons.

68. **Vlachopoulos N y Diederichs M. (2009).** Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement method analysis of deep tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 42, 131-146.
69. **Wannick H. (2006).** The Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works-Future Tunnelling Insurance from the Insurers'. *ITA Conference* . Seoul.
70. **Wyllie D y Mah W. (2004).** *Rock Slope Engineering-Civil and Mining.* Londres y New York: Spon Press-Taylor and Francis Group.
71. **Zaragoza A. (2010).** El nuevo papel de los Túneles en las políticas de transporte. *Centro Rodviario Portugues.*