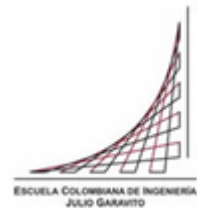


**Maestría en Ingeniería Civil**

**Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los  
Túneles con Squeezing en Rocas**

**Madeleidy Rodríguez Gutiérrez**

**Bogotá D.C., 09 de Febrero de 2017**



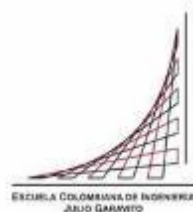
# **Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas**

**Tesis para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil, con Énfasis en Geotecnia**

**Ramiro Gutiérrez Rodríguez**

**Director**

**Bogotá D.C., 09 de Febrero de 2017**



La tesis de maestría titulada “Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas”, presentada por Madeleidy Rodríguez Gutiérrez, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis

Ramiro Gutiérrez Rodríguez

Jurado

Manuel García

Jurado

Danilo Montaña

Bogotá D.C., 09 de Febrero de 2017

## Dedicatoria

A Dios por darme la fortaleza en los momentos difíciles, a mi familia por su constante apoyo y motivación para culminar con éxito este trabajo, a mis compañeros y amigos del posgrado por sus aportes y colaboración en este proceso, y a Diego León, por su apoyo y motivación para lograr esta meta.

## Agradecimientos

Al ingeniero Ramiro Gutiérrez por su colaboración, apoyo incondicional y por guiarme en el desarrollo de este trabajo.

A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito por brindarme una formación integral, por el acompañamiento durante todo el proceso de aprendizaje y elaboración de este trabajo de grado.

A todas las personas que formaron parte de este trabajo por medio de sus aportes en conocimiento e información.

## RESUMEN

En los últimos años Colombia ha experimentado un auge en construcción subterránea como hidroeléctricas y túneles viales, principalmente por la creciente demanda de electricidad y el desarrollo de infraestructura a raíz de reducir tiempos de viaje desde los sitios de producción a los sitios de puertos en el país lo que ha llevado a la construcción de proyectos de túneles y obras subterráneas. Además, Colombia cuenta con una variada topografía, a su vez muy escarpada compuesta por tres cordilleras, por lo que la construcción subterránea se convierte en la solución más factible para atravesar las cadenas montañosas. Pero, al mismo tiempo, se presentan mayores riesgos e incertidumbres asociados con las obras subterráneas como túneles, pozos o cavernas.

Los principales riesgos e incertidumbres asociados a las obras subterráneas se basan principalmente en la inestabilidad inducida por los esfuerzos in-situ, las filtraciones de agua, y, finalmente, el exceso de costos durante la construcción. Cuando existen grandes coberturas de macizo, lo cual significa que los esfuerzos de roca redistribuidos durante el proceso de la excavación de túneles exceden la resistencia del macizo rocoso, habrá inestabilidad en el túnel. Además, si el macizo es muy débil o presenta esquistosidad y alta deformabilidad, se generará el fenómeno de Squeezing (empujes de montaña) con el desarrollo de la zona plástica alrededor del túnel, lo que provoca una deformación excesiva en bóveda, paredes o piso. En la zona de las cordilleras de los Andes, debido a la presencia de fallas y zonas de cizallamiento, a la presencia de rocas débiles de tipo sedimentario como son; las lutitas, arcillolitas, etc. y de tipo metamórficas como pueden ser las filitas y macizos rocosos fallados tectónicamente, estos no son capaces de soportar altos esfuerzos redistribuidos. Básicamente, el Squeezing ha sido un problema común en los túneles de estos macizos rocosos débiles y deformables.

En este trabajo de grado, proyectos en Colombia como el caso del Túnel Palacio – Rioblanco del sistema Chingaza, el Túnel de Fuga de la Central Hidroeléctrica del Guavio y el Túnel de Yacambú – Quibor en Venezuela, localizados al nororiente de Suramérica sobre la cordillera oriental, han sido tomados como casos de estudio, siendo estos casos los de mayor Squeezing en el mundo reportados en la literatura de obras subterráneas.

El objetivo principal de este trabajo es el de estudiar y analizar el fenómeno de Squeezing,

para así, validar los criterios de análisis que existen en el comportamiento de los túneles. En este trabajo, se han utilizado 5 métodos de evaluación y predicción del fenómeno de Squeezing; métodos empíricos como son Singh et al. (1992) y Goel et al. (1995), métodos semi-empíricos como, Aydan et al. (1993) y Hoek y Marino (2000) y métodos numéricos con el programa Phase<sup>2</sup>. Se analizaron 10 zonas entre los 3 proyectos en estudio, en el caso del Túnel Palacio – Rioblanco y el Túnel Yacambú – Quibor respectivamente. Se tomó como criterio de selección, las zonas que registraron mayor deformación hacia el interior de la cavidad subterránea (convergencia), y para el caso del Túnel del Fuga, fueron dos zonas las afectadas por grandes empujes donde predominaron las fallas de Santa María y San Luis en rocas blandas, que forman parte de fallas inversas del frente oriental.

Los principales factores que controlan el fenómeno de Squeezing son los parámetros de la roca intacta y del macizo rocoso, como la relación K de esfuerzos in-situ en la masa de roca. Por tanto, la calidad de los análisis del Squeezing dependen en gran medida de la estimación correcta de estos parámetros de entrada. Los principales aspectos de los esfuerzos in-situ de la roca son la gravedad y los esfuerzos tectónicos.

Como se presenta más adelante, los modelos predictivos empíricos en algunos casos, se alejan de la realidad ya que no tiene en cuenta dentro de los análisis parámetros representativos en el comportamiento de la masa rocosa como son la resistencia del macizo, el módulo de deformación, esfuerzos in-situ y las deformaciones producidas hacia el interior de la cavidad.

Con respecto a la concepción planteada por Hoek y Marinos (2000), de los casos analizados, el proyecto Palacio – Rioblanco de Chingaza fue el más crítico en la condición de Squeezing.

La tesis plantea unos modelos aplicados a los túneles en la Cordillera de los Andes especialmente en la Oriental, donde predominan rocas blandas o dúctiles como son las “Lutitas”.

## ÍNDICE GENERAL

|   |     |
|---|-----|
| INTRODUCCIÓN.....   | 30  |
| OBJETIVOS .....   | 33  |
| Capítulo I. Geología Estructural .....  | 34  |
| 1.1. Tiempo Geológico.....  | 34  |
| 1.1.1. Cretácico.....   | 36  |
| 1.1.2. Terciario.....   | 37  |
| 1.2. Tipos Básicos de Rocas .....   | 37  |
| 1.2.1. Rocas ígneas.....  | 39  |
| 1.2.2. Rocas sedimentarias.....   | 42  |
| 1.2.3. Rocas metamórficas.....  | 46  |
| 1.3. Geodinámica .....  | 48  |
| 1.3.1. Tectónica de placas.....   | 48  |
| 1.3.2. Orogenia.....  | 52  |
| 1.3.3. Deformaciones de la corteza.....   | 53  |
| 1.3.3.1. Pliegues.....  | 55  |
| 1.3.3.2. Fallas.....  | 57  |
| 1.3.3.3. Diaclasas.....   | 60  |
| 1.3.3.4. Discordancia.....  | 61  |
| 1.3.4. Rasgos geodinámicos de Colombia.....   | 62  |
| Capítulo II. Geología Colombiana .....  | 67  |
| 2.1. Localización de las Rocas Básicas en Colombia .....  | 69  |
| 2.1.1. Rocas sedimentarias.....   | 69  |
| 2.1.2. Rocas ígneas.....  | 71  |
| 2.1.3. Rocas metamórficas.....  | 72  |
| 2.2. Geología en las Regiones Naturales de Colombia. (Gonzalez I, Paris Q., & Nuñez T., 1988) ..... | 74  |
| 2.2.1. Región Andina.....   | 74  |
| 2.2.1.1. Cordillera Oriental.....   | 74  |
| 2.2.1.2. Cordillera Central.....  | 76  |
| 2.2.1.3. Cordillera Occidental.....   | 80  |
| 2.2.2. Región del Pacífico.....   | 82  |
| 2.2.2.1. Serranía de Baudó.....   | 83  |
| 2.2.2.2. Cuenca del Atrato.....   | 83  |
| 2.2.3. Región Caribe.....   | 84  |
| 2.2.3.1. Sierra nevada de Santa Marta.....  | 84  |
| 2.2.3.2. Península de la Guajira.....   | 85  |
| 2.2.3.3. Llanuras del Caribe.....   | 85  |
| 2.2.4. Región Insular.....  | 86  |
| 2.2.5. Región Amazónica.....  | 86  |
| 2.2.6. Región de la Orinoquía.....  | 87  |
| Capítulo III. Mecanismos de Falla en Túneles.....   | 88  |
| 3.1. Cuñas de roca y desprendimientos.....  | 88  |
| 3.2. Carsticidad.....   | 97  |
| 3.2.1. Medidas para controlar el fenómeno de carsticidad.....                                       | 98  |
| 3.3. Terreno que Fluye o Rueda .....  | 98  |
| 3.3.1. Medidas para controlar el fenómeno del terreno que fluye o rueda.....                        | 100 |



|   |     |
|---|-----|
| 3.4. Swelling (Rocas Expansivas).....   | 101 |
| 3.4.1. Aparatos para medir hinchamiento. ....   | 103 |
| 3.4.2. Procedimiento para análisis de un túnel en rocas expansivas. ....  | 106 |
| 3.4.3. Técnicas constructivas para estabilizar el fenómeno de Swelling. ....                                      | 106 |
| 3.5. Rockburst o Popping (golpe de montaña o estallido de roca) .....   | 107 |
| 3.5.1. Factores que influyen para producirse los estallidos de rocas. ....  | 109 |
| 3.5.2. Medidas para estabilizar el fenómeno de Rockburst o Popping. ....  | 109 |
| 3.6. Squeezing (Empujes de Montaña) .....   | 110 |
| 3.6.1. Definición.....  | 110 |
| 3.6.2. Presiones del terreno.....   | 112 |
| 3.6.3. Aspectos que influyen en el fenómeno de Squeezing.....   | 114 |
| 3.6.4. Procesos del squeezing.....  | 115 |
| 3.6.4.1. Movimiento inicial elástico. ....  | 115 |
| 3.6.4.2. Reducción de la resistencia. ....  | 116 |
| 3.6.4.3. Creep. ....  | 116 |
| 3.6.4.4. Modelación del comportamiento de la roca.....  | 117 |
| 3.6.4.5. Auscultación. ....   | 117 |
| 3.6.5. Medidas o procedimientos para estabilizar el fenómeno de Squeezing. ....                                   | 118 |
| Capítulo IV. Resistencia de la Roca Matriz y Macizos Rocosos .....  | 119 |
| 4.1. Criterios de Resistencia .....   | 120 |
| 4.1.1. Criterio de Mohr-Coulomb. ....   | 120 |
| 4.1.2. Criterio de Hoek y Brown. ....   | 121 |
| 4.1.2.1. Criterio de rotura para roca intacta. ....   | 121 |
| 4.1.2.2. Criterio de rotura del macizo rocoso. ....   | 125 |
| 4.1.2.3. Criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado del macizo rocoso.....                                     | 128 |
| 4.1.2.4. Una breve historia del desarrollo del Criterio de falla de Hoek-Brown. (Evert Hoek & Marinos, 2007)..... | 136 |
| Capítulo V. Clasificaciones Geomecánicas.....   | 140 |
| 5.1. Propósito ingenieril de las clasificaciones geomecánicas .....   | 140 |
| 5.2. Componentes de las clasificaciones geomecánicas .....  | 141 |
| 5.3. Aplicaciones de los métodos empíricos .....  | 141 |
| 5.4. Limitaciones.....  | 142 |
| 5.5. Tipos de clasificaciones geomecánicas .....  | 143 |
| 5.5.1. Clasificación de Terzaghi (1946) .....   | 146 |
| 5.5.1.1. Clases de roca. ....   | 146 |
| 5.5.1.2. Factor carga de roca. ....   | 148 |
| 5.5.2. Clasificación de Lauffer (1958). ....  | 153 |
| 5.5.3. Clasificación de Deere a partir del RQD (1967). ....   | 155 |
| 5.5.4. Clasificación de Wickham – RSR (1972). ....  | 161 |
| 5.5.4.1. Diseño de soporte de túneles planteado por Wickham RSR (1972). ....                                      | 164 |
| 5.5.5. Sistema RMR (Bieniawski, 1989). ....   | 167 |
| 5.5.5.1. Obtención de datos en campo. ....  | 169 |
| 5.5.5.1.1. Resistencia a compresión simple de la roca intacta ( $q_c$ ).....                                      | 169 |
| 5.5.5.1.2. Rock quality designation (RQD). ....   | 170 |
| 5.5.5.1.3. Espaciado de discontinuidades. ....  | 171 |
| 5.5.5.1.4. Condición de discontinuidades.....   | 172 |
| 5.5.5.1.5. Condición de las aguas subterráneas. ....  | 173 |
| 5.5.5.1.6. Orientación de las discontinuidades.....   | 174 |
| 5.5.5.2. Estimación del RMR. ....   | 175 |

|   |     |
|---|-----|
| 5.5.5.3. Aplicaciones del RMR.....  | 176 |
| 5.5.6. Sistema Q (Barton, 1974).....  | 180 |
| 5.5.6.1. Obtención de parámetros. ....  | 181 |
| 5.5.6.1.1. Rock quality designation (RQD). ....   | 181 |
| 5.5.6.1.2. Índice de diaclasado ( $J_n$ ). ....   | 182 |
| 5.5.6.1.3. Índice de rugosidad de las discontinuidades ( $J_r$ ). ....  | 183 |
| 5.5.6.1.4. Índice de alteración de las discontinuidades ( $J_a$ ). ....   | 184 |
| 5.5.6.1.5. Observaciones para el uso del cociente $J_r J_a$ .....   | 186 |
| 5.5.6.1.6. Factor de reducción por presencia de agua ( $J_w$ ).....   | 187 |
| 5.5.6.1.7. Factor de reducción por tensiones ( $SRF$ ). ....  | 188 |
| 5.5.6.2. Estimación del tipo de macizo rocoso según Q (Barton, 1974). ....  | 190 |
| 5.5.6.3. Estimación de presión de soporte.....  | 190 |
| 5.5.6.4. Estimación del sostenimiento a partir del índice de calidad Q.....   | 192 |
| 5.5.6.5. Otras aplicaciones del parámetro Q.....  | 194 |
| 5.5.6.6. Limitaciones del sistema Q de Barton.....  | 197 |
| 5.5.7. Índice de calidad del macizo - GSI (Hoek, 1994). ....  | 197 |
| 5.5.7.1. Aplicaciones. ....   | 201 |
| 5.5.7.1.1. Obtención de los parámetros de la roca intacta. ....   | 201 |
| 5.5.7.1.2. Obtención de las características del macizo rocoso. ....   | 203 |
| 5.5.7.2. Consideraciones y limitaciones en la clasificación del GSI. ....   | 206 |
| 5.5.8. Correlaciones entre el RMR, Sistema-Q y el GSI. ....   | 207 |
| 5.5.9. Clasificación según Rabcewicz (NATM, 1964). ....   | 208 |
| 5.5.9.1. Tipo de sostenimiento – Clasificación de la roca según Rabcewicz.....  | 217 |
| Capítulo VI. Esfuerzos en el Entorno de Excavaciones.....   | 220 |
| 6.1. Estado de Esfuerzos in-situ .....  | 225 |
| 6.1.1. Orientación de los esfuerzos principales in-situ .....   | 226 |
| 6.1.2. Esfuerzos geostáticos.....   | 227 |
| 6.1.2.1. Efectos que separan el campo tensional natural del gravitacional elástico.<br>.....                                | 232 |
| 6.1.2.1.1. Topografía. ....   | 232 |
| 6.1.2.1.2. Erosión.....   | 233 |
| 6.1.2.1.3. Esfuerzos residuales.....  | 235 |
| 6.1.2.1.4. Efecto de las inclusiones o diques. ....   | 235 |
| 6.1.2.1.5. Efecto de las discontinuidades.....  | 236 |
| 6.1.3. Esfuerzos de origen tectónico.....   | 236 |
| 6.1.4. Esfuerzos de origen térmico. ....  | 239 |
| 6.1.5. Modelo de sheorey (1994).....  | 240 |
| 6.1.6. Mapa de orientación de los esfuerzos principales.....  | 243 |
| 6.1.7. Métodos de medida de las tensiones naturales. ....   | 246 |
| 6.1.7.1. Overcoring (sobreperforación). ....  | 247 |
| 6.1.7.2. Fracturamiento hidráulico. ....  | 249 |
| 6.1.7.3. Gato plano (flat jack). ....   | 250 |
| 6.2. Esfuerzos Inducidos por la Excavación Subterránea .....  | 251 |
| 6.3. Variación de Esfuerzos en la Periferia de una Excavación .....   | 253 |
| 6.3.1. Cálculo de los esfuerzos redistribuidos en la periferia. ....  | 258 |
| 6.3.2. Influencia de la geometría (forma) del túnel en los esfuerzos redistribuidos. .                                      | 263 |
| 6.3.3. Algunos principios básicos de diseño en la distribución de los esfuerzos elásticos<br>alrededor de excavaciones..... | 267 |
| Capítulo VII. Métodos Analíticos para Analizar Influencia de los Esfuerzos y Deformaciones                                  |     |

|   |     |
|---|-----|
| en Túneles.....   | 268 |
| 7.1. Curva Característica .....   | 268 |
| 7.1.1. Metodología de Hoek-Brown. ....  | 273 |
| 7.1.1.1. Gráficas adimensionales de la deformación del túnel. ....  | 280 |
| 7.1.1.2. Formulación para determinar la presión de soporte y rigidez de los<br>elementos de soporte. ....                                 | 282 |
| 7.1.1.3. Deficiencias de los métodos analíticos de diseño. ....   | 293 |
| Capítulo VIII. Squeezing en Macizos Rocosos Blandos .....   | 295 |
| 8.1. Generalidades .....  | 295 |
| 8.2. Identificación de las Condiciones de Squeezing .....   | 296 |
| 8.2.1. Definiciones.....  | 296 |
| 8.2.2. Observaciones acerca del Squeezing por algunos expertos.....   | 304 |
| 8.2.3. Condiciones geológicas locales - fenómeno de Squeezing. ....   | 306 |
| 8.3. Métodos de Predicción y Valoración .....   | 309 |
| 8.3.1. Métodos empíricos. ....  | 310 |
| 8.3.1.1. Singh et al. (1992). ....  | 310 |
| 8.3.1.2. Goel et al. (1995).....  | 311 |
| 8.3.1. Métodos semi - empíricos.....  | 313 |
| 8.3.1.1. Aydan et al. (1996) .....  | 313 |
| 8.3.1.1. Hoek and Marinos (2000) .....  | 318 |
| Capítulo IX. Métodos de Estabilización y/o Procedimientos Constructivos en Túneles .  | 326 |
| 9.1. Generalidades .....  | 326 |
| 9.2. Sistemas de Soporte.....   | 327 |
| 9.2.1. Concreto lanzado. ....   | 329 |
| 9.2.2. Arcos metálicos. ....  | 329 |
| 9.2.2.1. Arcos deslizantes de sección TH.....   | 330 |
| 9.2.3. Ventanas. ....   | 331 |
| 9.2.4. Instalación de pernos. ....  | 331 |
| 9.2.4.1. Pernos de fibra de vidrio.....   | 332 |
| 9.3. Métodos Constructivos .....  | 333 |
| 9.3.1. Solera curva. ....   | 333 |
| 9.3.2. Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M.) .....  | 334 |
| 9.3.2.1. Principios básicos del N.A.T.M. ....   | 335 |
| 9.3.2.2. Principios de excavación y métodos de soporte. ....  | 337 |
| 9.3.2.3. Instrumentación y monitoreo .....  | 338 |
| 9.4. Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos - A.DE.CO.-RS (Analysis<br>of Controlled Deformation in Rocks and Soil)..... | 339 |
| 9.5. Opciones de sostenimiento representativas de túneles con predicción de Squeezing<br>.....  | 343 |
| Capítulo X. Casos Históricos de Túneles en Colombia y a Nivel Mundial que Presentaron<br>el Fenómeno de Squeezing .....                   | 347 |
| 10.1. Proyecto Chingaza .....   | 349 |
| 10.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco. ....   | 349 |
| 10.1.1.1. Problemas de empujes (squeezing) en el túnel. ....  | 350 |
| 10.1.1.2. Parámetros geomecánicos y características litológicas de las zonas de<br>estudio. ....  | 352 |
| 10.2. Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela).....   | 357 |
| 10.2.1. Localización del proyecto y geología. ....  | 358 |
| 10.2.2. Problemas de estabilidad del túnel. ....  | 360 |

|   |     |
|---|-----|
| 10.2.3. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso.....  | 363 |
| 10.2.4. Parámetros geomecánicos y características litológicas de las zonas de estudio.<br>..... | 365 |
| 10.3. Proyecto Hidroeléctrico el Guavio .....   | 369 |
| 10.3.1. Túnel de Fuga. ....   | 369 |
| 10.3.1.1. Problemas de empujes de montaña (squeezing) en el túnel.....                          | 370 |
| 10.3.1.2. Parámetros geomecánicos y características litológicas de las zonas de estudio. ....   | 372 |
| 10.4. Algunos casos de túneles en el mundo que presentaron el fenómeno de squeezing<br>.....    | 377 |
| Capítulo XI. Valoración del fenómeno de Squeezing .....   | 379 |
| 11.1. Método empírico propuesto por Singh et al, 1992.....                                      | 380 |
| 11.1.1. Proyectos en estudio .....  | 380 |
| 11.1.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).....   | 380 |
| 11.1.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....   | 382 |
| 11.1.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio).....                               | 384 |
| 11.1.2. Resumen de resultados.....  | 385 |
| 11.2. Método empírico propuesto por Goel et al, 1995. ....                                      | 387 |
| 11.2.1. Proyectos en estudio. ....  | 387 |
| 11.2.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).....   | 387 |
| 11.2.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....   | 390 |
| 11.2.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio). ....                               | 392 |
| 11.2.2. Resumen de resultados.....  | 393 |
| 11.3. Grado de calificación del Squeezing según Singh y Goel (1999) .....                       | 395 |
| 11.3.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).....   | 395 |
| 11.3.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....   | 396 |
| 11.3.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio) .....                                 | 397 |
| 11.4. Método semi-empírico propuesto por Aydan et al, 1996 .....                                | 398 |
| 11.4.1. Proyectos en estudio. ....  | 400 |
| 11.4.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Proyecto Chingaza).....                                    | 400 |
| 11.4.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....   | 403 |
| 11.4.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio). ....                               | 406 |
| 11.4.2. Resumen de resultados.....  | 408 |
| 11.5. Método semi-empírico propuesto por Hoek y Marinis, 2000 .....                             | 409 |
| 11.5.1. Proyectos en estudio. ....  | 410 |
| 11.5.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Proyecto Chingaza).....                                    | 410 |
| 11.5.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....   | 412 |
| 11.5.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio). ....                               | 414 |
| 11.5.2. Resumen de resultados.....  | 416 |
| Capítulo XII. Análisis de Deformaciones y Esfuerzos en Elementos Finitos .....                  | 420 |
| 12.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza) .....  | 420 |
| 12.1.1. Zona 1 (K5+000 - K5+850). ....  | 421 |
| 12.1.2. Zona 2 (K12+650 - K12+740). ....  | 429 |
| 12.1.3. Zona 3 (K18+040 - K19+600). ....  | 432 |
| 12.1.4. Zona 4 (K21+340 - K21+900). ....  | 435 |
| 12.1.5. Zona 5 (K27+850 - K28+250). ....  | 438 |
| 12.1.6. Resumen de resultados.....  | 441 |
| 12.2. Túnel Yacambú – Quibor .....  | 443 |
| 12.2.1. Zona 1 (K2+100). ....   | 443 |

|   |     |
|---|-----|
| 12.2.2. Zona 2 (K10+000 - K12+000)..... | 451 |
| 12.2.3. Zona 3 (K12+750 - K12+940)..... | 457 |
| 12.2.4. Resumen de resultados.....      | 463 |
| CONCLUSIONES.....                       | 465 |
| REFERENCIAS.....                        | 471 |
| ANEXOS.....                             | 477 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 1-1. Propiedades ingenieriles de las rocas ígneas intrusivas .....   | 41  |
| Tabla 1-2. Propiedades ingenieriles de las rocas ígneas extrusivas .....   | 42  |
| Tabla 1-3. Propiedades ingenieriles de las rocas sedimentarias detríticas.....   | 44  |
| Tabla 1-4. Propiedades ingenieriles de las rocas sedimentarias químicas.....   | 45  |
| Tabla 1-5. Propiedades ingenieriles de las rocas metamórficas según su textura.....  | 48  |
| Tabla 1-6. Factores que influyen en el comportamiento del tipo de deformación .....  | 54  |
| Tabla 1-7. Estructuras de deformación .....  | 60  |
| Tabla 3-1. Mecanismo de falla en túneles profundos - Squeezing .....   | 112 |
| Tabla 4-1. Relaciones aproximadas entre la calidad de la masa rocosa y los valores de las constantes $m$ y $s$ (Hoek-Brown, 1997).....       | 127 |
| Tabla 5-1. Principales clasificaciones geomecánicas en la ingeniería.....  | 145 |
| Tabla 5-2. Definiciones de clases de rocas propuesta por la teoría de cargas de roca de Terzaghi (Sinha, 1989).....                          | 147 |
| Tabla 5-3. Factor carga de roca dentro de las diversas clases de roca (Terzaghi, 1946). .....  | 150 |
| Tabla 5-4. Factor carga de roca, clasificación modificada por Deere et al (1970) sobre la de Terzaghi .....                                  | 151 |
| Tabla 5-5. Directrices para la selección de conjunto de arcos de acero para túneles de 6 a 12 metros de diámetro (Deere et al., 1970). ..... | 152 |
| Tabla 5-6. Clasificación según Lauffer de los diferentes tipos de terrenos .....   | 154 |
| Tabla 5-7. Valores de RQD y su calidad correspondiente .....   | 157 |
| Tabla 5-8. Recomendaciones de sostenimiento con relación al RQD .....  | 160 |
| Tabla 5-9. Parámetro A: Geología de la zona .....  | 162 |
| Tabla 5-10. Parámetro B: Influencia del diaclasado .....   | 163 |
| Tabla 5-11. Parámetro C: Efecto del agua .....   | 164 |
| Tabla 5-12. Cargas de roca según Wickham-RSR.....  | 165 |
| Tabla 5-13. Valoración - Resistencia de la Roca Intacta .....  | 169 |
| Tabla 5-14. Valoración - RQD.....  | 170 |
| Tabla 5-15. Valoración – Espaciamiento de discontinuidades.....  | 172 |
| Tabla 5-16. Valoración – Condiciones de las discontinuidades.....  | 173 |
| Tabla 5-17. Consideraciones para tener en cuenta en la Tabla 5-16 (N°4).....   | 173 |
| Tabla 5-18. Valoración – Presencia del agua en el macizo .....   | 174 |
| Tabla 5-19. Valoración – Corrección por orientación de discontinuidades .....  | 174 |
| Tabla 5-20. Orientaciones relativas entre las juntas y el eje del túnel .....  | 175 |
| Tabla 5-21. Determinación de la clase del macizo rocoso .....  | 176 |
| Tabla 5-22. Significado de las clases de macizos rocosos.....  | 176 |
| Tabla 5-23. Valor del RQD (Barton, 2002) .....   | 182 |
| Tabla 5-24. Número de familias de discontinuidades ( $J_n$ ).....  | 183 |
| Tabla 5-25. Rugosidad de las discontinuidades ( $J_r$ ) .....  | 184 |
| Tabla 5-26. Meteorización de las discontinuidades ( $J_a$ ).....   | 185 |
| Tabla 5-27. Resistencia aparente al corte a partir de los parámetros $J_r$ y $J_a$ .....   | 187 |
| Tabla 5-28. Índice de presencia de agua ( $J_w$ ).....   | 188 |
| Tabla 5-29. Tensiones en la excavación (SRF).....  | 189 |
| Tabla 5-30. Clasificación del macizo rocoso basado en los valores de $Q$ .....   | 190 |
| Tabla 5-31. Wall Factor ( $Q_w$ ) con relación al índice $Q$ .....   | 192 |
| Tabla 5-32. Valores del índice ESR de la Clasificación $Q$ .....   | 193 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 5-33. Índice de resistencia geológica (GSI) del macizo rocoso. ....  | 198 |
| Tabla 5-34. GSI para macizos rocosos heterogéneos como filitas de Hoek y Marinos,2000. ....  | 199 |
| Tabla 5-35. Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown, <i>D</i> . ....  | 200 |
| Tabla 5-36. Correlaciones entre los sistemas de clasificación .....  | 208 |
| Tabla 5-37. Clases del macizo rocoso del NATM.....   | 215 |
| Tabla 5-38. Clasificación de la roca según Rabcewicz.....  | 218 |
| Tabla 5-39. Excavación y soporte según las categorías del terreno (NATM) .....   | 219 |
| Tabla 6-1. Diferentes estados de esfuerzos, por la forma del elipsoide o por los valores relativos.....  | 222 |
| Tabla 7-1. Cálculo de la zona plástica .....   | 277 |
| Tabla 8-1. Grados de Squeezing en función de la convergencia (Singh y Goel, 1999) ..   | 313 |
| Tabla 8-2. Clasificación del grado de Squeezing según Ayda et al (1996) .....  | 318 |
| Tabla 8-3. Clasificación del comportamiento de Squeezing según Hoek (2000). ....   | 323 |
| Tabla 8-4. Relación aproximada entre la convergencia y el grado de dificultad asociado con el túnel a través de rocas con Squeezing .....                    | 325 |
| Tabla 9-1. Resumen de generalidades de los sistemas de soporte en tuneles .....  | 328 |
| Tabla 10-1. Litología característica para cada una de las zonas en estudio.....  | 353 |
| Tabla 10-2. Parámetros geomecánicos de la roca intacta para las zonas de estudio del túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza) .....                              | 355 |
| Tabla 10-3. Parámetros geomecánicos de macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).....                                 | 357 |
| Tabla 10-4. Tabla resumen del $\sigma_{cm}$ y $E_{rm}$ del macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).....             | 357 |
| Tabla 10-5. Litología característica para cada una de las zonas en estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela) .....                                      | 366 |
| Tabla 10-6. Parámetros geomecánicos de la roca intacta para las zonas de estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela) .....                                | 367 |
| Tabla 10-7. Parámetros geomecánicos de macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....                                   | 369 |
| Tabla 10-8. Tabla resumen del $\sigma_{cm}$ y $E_{rm}$ del macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....               | 369 |
| Tabla 10-9. Litología característica para cada una de las zonas en estudio del túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio) .....                      | 373 |
| Tabla 10-10. Parámetros geomecánicos de la roca intacta para las zonas de estudio del túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio).....                | 374 |
| Tabla 10-11. Análisis empírico del RMR propuesto por Bieniawski (1989) para las zonas en estudio del túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio)..... | 376 |
| Tabla 10-12. Parámetros geomecánicos de macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel de Fuga (Proyecto Guavio).....                                     | 377 |
| Tabla 11-1. Matriz de valoración de Squeezing para los proyectos analizados.....   | 379 |
| Tabla 11-2. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según el criterio de Singh et al. (1992) – Túnel Palacio-Rioblanco. ....                          | 382 |
| Tabla 11-3. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según el criterio de Singh et al. (1992) – Túnel Yacambú - Quibor. ....                           | 383 |
| Tabla 11-4. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según el criterio de Singh et al. (1992) – Túnel de Fuga. ....                                    | 385 |
| Tabla 11-5. Resultados según el método empírico de Singh et al. (1992) para todas las  |     |

|   |     |
|---|-----|
| zonas en estudio.....   | 386 |
| Tabla 11-6. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según Goel et al. 1995 – Túnel Palacio-Rioblanco (Proyecto Chingaza) .....           | 390 |
| Tabla 11-7. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según Goel et al. 1995 – Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela) .....                      | 391 |
| Tabla 11-8. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según Goel et al. 1995 – Túnel de Fuga (Proyecto Chingaza).....                      | 392 |
| Tabla 11-9. Resultados según el método empírico de Goel et al. (1995) para todas las zonas en estudio.....                                      | 394 |
| Tabla 11-10. Grado de squeezing según Singh y Goel, 1999. ....  | 395 |
| Tabla 11-11. Resultados de la calificación del grado de squeezing según Singh y Goel, 1999 – Túnel Palacio – Rioblanco (Proyecto Chingaza)..... | 396 |
| Tabla 11-12. Resultados de la calificación del grado de squeezing según Singh y Goel, 1999 – Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).....            | 397 |
| Tabla 11-13. Resultados de la calificación del grado de squeezing según Singh y Goel, 1999 – Túnel de Fuga. ....                                | 398 |
| Tabla 11-14. Datos para los análisis de calificación del squeezing según Aydan et al. (1996) - Túnel Palacio-Rioblanco .....                    | 401 |
| Tabla 11-15. Datos para los análisis de calificación del squeezing según Aydan et al. (1996) - Túnel Yacambú-Quibor .....                       | 405 |
| Tabla 11-16. Resumen de los resultados aplicando el método semi-empírico de Aydan et al. (1996) – Túnel Yacambú-Quibor.....                     | 405 |
| Tabla 11-17. Datos para los análisis de calificación del squeezing según Aydan et al. (1996) - Túnel de Fuga (Proyecto Guavio).....             | 406 |
| Tabla 11-18. Resultados según metodología de Aydan et al. (1996) para los casos.....  | 408 |
| Tabla 11-19. Calificación del comportamiento de squeezing.....  | 414 |
| Tabla 11-20. Resumen de los parámetros y calificación del squeezing según Hoek y Marinos (2000) - Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela) .....        | 414 |
| Tabla 11-21. Resumen de los parámetros y calificación del squeezing según Hoek y Marinos (2000) - Túnel de Fuga (Proyecto Guavio).....          | 415 |
| Tabla 11-22. Resultados según metodología de Hoek y Marinos (2000) para los casos en estudio. ....  | 417 |
| Tabla 12-1. Resumen de resultados modelación en elementos finitos.....  | 441 |
| Tabla 12-2. Datos del valor de convergencia y el K de esfuerzos .....   | 442 |
| Tabla 12-3. Resumen de resultados modelación en elementos finitos.....  | 463 |
| Tabla 12-4. Datos del valor de convergencia y el K de esfuerzos .....   | 463 |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1-1. Tabla de tiempo geológico. Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005) .....  | 35 |
| Figura 1-2. Ciclo de los tres grupos básicos de rocas. Fuente: Elaboración de la autora. 38   |    |
| Figura 1-3. Porcentaje de la abundancia relativa de las rocas sedimentarias y de las ígneas.<br>Fuente: Fundamentos de Geología Física.....   | 38 |
| Figura 1-4. Mineralogía de las rocas ígneas. Fuente: Material del Geólogo Ricardo Cortes.<br>.....  | 40 |
| Figura 1-5. Porcentaje de la abundancia relativa de las rocas sedimentarias. Fuente:<br>Fundamentos de Geología Física.....   | 45 |
| Figura 1-6. Grados del proceso metamórfico. Fuente: (Ministerio de minas y energía &<br>Mosquera, 2001) .....   | 47 |
| Figura 1-7. Las placas tectónicas (límites de las placas, origen, dirección y velocidad del<br>desplazamiento de las placas en centímetros al año). Fuente: (Tarbuck & Lutgens,<br>2005)..... | 50 |
| Figura 1-8. Bordes de placa. Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005) .....  | 51 |
| Figura 1-9. Proceso de la Orogénesis.....   | 52 |
| Figura 1-10. Tipos de esfuerzos que generan las deformaciones .....   | 54 |
| Figura 1-11. Dirección y buzamiento de un estrato rocoso. Fuente: (Tarbuck & Lutgens,<br>2005).....   | 55 |
| Figura 1-12. Partes de un pliegue. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 56 |
| Figura 1-13. De acuerdo a la posición del plano axial: Pliegues simétrico y asimétricos.<br>Fuente: (Gutiérrez R., 2015d).....  | 57 |
| Figura 1-14. Graben y horst. Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005) .....  | 58 |
| Figura 1-15. Mapa Tectónico Actual de Colombia. Fuente: (Lobo-Guerrero Uscátegui, 1994)<br>.....  | 63 |
| Figura 1-16. Proyección fallas en superficie. Fuente: (Comité AIS-300, Cardona A., & Ordaz<br>S., 2009) .....   | 66 |
| Figura 2-1. Mapa Geológico de Colombia. Fuente: (Lobo-Guerrero Uscátegui, 1994).....  | 68 |
| Figura 2-2. Mapa Localización de las Rocas Sedimentarias. Fuente: (Ministerio de minas y<br>energía & Mosquera, 2001) .....   | 70 |
| Figura 2-3. Mapa Localización de las Rocas Metamórficas. Fuente: (Ministerio de minas y<br>energía & Mosquera, 2001) .....  | 73 |
| Figura 3-1. Modelo de intersección de rocas estratificadas en la sección de un túnel. Fuente:<br>(Rodríguez Ortiz, González de Vallejo, & others, s. f.).....                                 | 89 |
| Figura 3-2. Orientación de la dirección de una excavación con respecto a las principales<br>discontinuidades. Fuente: (Rodríguez Ortiz et al., s. f.) y (Evert Hoek & Brown, 1985a)<br>.....  | 90 |
| Figura 3-3. Influencia del plegamiento con respecto a la dirección de un túnel. Fuente:<br>(Rodríguez Ortiz et al., s. f.) .....  | 91 |
| Figura 3-4. Influencia de las fallas en la estabilidad de un túnel.....   | 92 |
| Figura 3-5. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de una excavación. Fuente:<br>(Rodríguez Ortiz et al., s. f.) .....  | 93 |
| Figura 3-6. Método gráfico para representar la incidencia de las dicontinuidades ocurridas<br>en una excavación. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a).....                                     | 94 |
| Figura 3-7. Incidencia en la estabilidad del túnel con respecto al tamaño de la excavación.<br>Fuente: (Gutiérrez R., 2015e) y (Evert Hoek & Brown, 1985a) .....                              | 96 |
| Figura 3-8. Zona característica de un ambiente cárstico. Fuente:(Gutiérrez R., 2015a)... 98   |    |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 3-9. Lustración del terreno que fluye. Fuente: (Gutiérrez R., 2015a).....  | 99  |
| Figura 3-10. Ilustración del terreno que corre o rueda. Fuente: (Gutiérrez R., 2015a)....   | 100 |
| Figura 3-11. Efectos del Swelling en un túnel. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e) .....  | 102 |
| Figura 3-12. Comportamiento expansivo de rocas que contienen sulfato. Fuente: (Gutiérrez R., 2015c).....  | 103 |
| Figura 3-13. Ilustración del montaje del ensayo de expansión en el oedómetro. 1)bandeja de agua, 2) agua, 3) celda de expansión, 4) agujero de drenaje, 5) disco poroso inferior, 6) muestra, 7) disco poroso superior, 8) tapa, 9) manómetro. Fuente: (Gutiérrez R., 2015c) .....              | 104 |
| Figura 3-14. Curvas de hinchamiento medidas para muestras de (a) arcillas expansivas y (b) materiales no expansivos. La curva de hinchamiento representativa utilizada en los cálculos de soporte, resulta de la diferencia entre las dos curvas. Fuente: (Selmer-Olsen & Palmstrom, 1990)..... | 105 |
| Figura 3-15. Medidas de diseño utilizadas en rocas expansivas. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e).....   | 107 |
| Figura 3-16. Niveles de daños por estallido de rocas. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e).....  | 108 |
| Figura 3-17. Desarrollo del squeezing en un túnel minero en la India. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e).....  | 111 |
| Figura 3-18. Grandes desplazamientos alrededor de un túnel de acceso a una mina de carbón originalmente en forma de arco. Fuente: (John A. Hudson & Harrison, 2000) .....   | 111 |
| Figura 3-19. Condiciones de desarrollo de proceso de convergencia en túneles. Fuente: (López Jimeno, 1997).....   | 113 |
| Figura 4-1. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Fuente: (Morales Amaya, 2007) .....   | 120 |
| Figura 4-2. Envoltorio de falla del criterio de Hoek-Brown en función de los esfuerzos principales (Hoek y Brown, 1997). Fuente: (Morales Amaya, 2007) .....  | 122 |
| Figura 4-3. Valores de resistencia de la roca intacta. Fuente: (González de Vallejo, 2002a) .....   | 123 |
| Figura 4-4. Valores estimado de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2000a) .....   | 124 |
| Figura 4-5. Valores de la constante <i>mi</i> roca intacta. Fuente: (González de Vallejo, 2002a) .....  | 124 |
| Figura 4-6. Valores de la constante <i>mi</i> para la roca intacta, por grupo de rocas. Tener en cuenta que los valores entre paréntesis son estimaciones. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2000b) .....  | 125 |
| Figura 4-7. Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek-Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb. Fuente: (Evert Hoek et al., 2002). 130  |     |
| Figura 4-8. Relación para el cálculo de $\sigma'_{3max}$ en los parámetros de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb para el caso de túneles. Fuente: (Evert Hoek et al., 2002) .....  | 132 |
| Figura 4-9. Gráfica de módulos de deformación del macizo in-situ de China y Taiwán contra la ecuación de Hoek y Diederichs 2006. Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006) .....   | 133 |
| Figura 4-10. Directrices para la selección del módulo relativo (MR), basado en Deere (1968) y Palmström y Singh (2001). Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006).....   | 134 |
| Figura 4-11. Guías para estimar el factor de alteración D. Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006).....  | 135 |
| Figura 4-12. Publicación de Hoek-Brown, 1980. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007) 136  |     |
| Figura 4-13. Publicación de Hoek, 1983. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007) .....  | 137 |
| Figura 4-14. Publicación de Hoek & Brown, 1988. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007) .....  | 137 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 4-15. Publicación de Hoek, Wood & Shah, 1992. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007).....  | 137 |
| Figura 4-16. Publicación de Hoek 1994 y Hoek, Kaiser & Bawden 1995. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007).....   | 138 |
| Figura 4-17. Publicación de Hoek, Carranza-Torres and Corkum 2002. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007).....  | 138 |
| Figura 4-18. Publicación de Hoek and Diederichs 2006. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007).....   | 139 |
| Figura 5-1. Concepto carga de roca en los túneles, Terzaghi (1946). Fuente: (Singh & Goel, 2006b).....  | 148 |
| Figura 5-2. Tiempo de estabilidad de la excavación vs Longitud libre. Fuente: (Oyangüren et al., 1991).....   | 155 |
| Figura 5-3. Procedimiento de medición y cálculo del RQD (Deere, 1989). Fuente: (Evert Hoek, 2007a).....   | 156 |
| Figura 5-4. Relación factor de carga de Terzaghi vs RQD (Cording et al, 1972). Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.)..... | 157 |
| Figura 5-5. Relación RQD-Luz túnel-Tipo de sostenimiento (Meritt, 1972). Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.).....       | 158 |
| Figura 5-6. Diseño de soporte para un túnel de D=10 ft (D=3,0 m). Fuente: (Cataño Miranda, 2015).....   | 166 |
| Figura 5-7. Diseño de soporte para un túnel de D=20 ft. Fuente: (Cataño Miranda, 2015).....   | 166 |
| Figura 5-8. Diseño de soporte para un túnel de D=24 ft (D=7,3 m). Fuente: (Evert Hoek, 2007a).....  | 167 |
| Figura 5-9. Parámetros base para la clasificación – Rock Mass Rating (RMR) (Bieniawski 1976). Fuente: (Suárez, 2012).....   | 168 |
| Figura 5-10. Valores estimados de resistencias medias de ciertas rocas (Bieniawski, 1973). Fuente: (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).....   | 170 |
| Figura 5-11. Variación de la resistencia del macizo rocoso en función del espaciado de las juntas y de la resistencia del material rocoso intacto (Bieniawski, 1976). Fuente: (Oyangüren et al., 1991).....                     | 171 |
| Figura 5-12. Correlación entre el módulo de deformación del macizo rocoso y el RMR (Bieniawski, 1984). Fuente: (Singh & Goel, 2006b).....   | 177 |
| Figura 5-13. Valores de la constante $m_i$ para la matriz rocosa. Fuente: (González de Vallejo, 2002a).....   | 178 |
| Figura 5-14. Longitudes de pase y tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte (Bieniawski, 1989). Fuente: (González de Vallejo, 2002a).....   | 179 |
| Figura 5-15. Recomendaciones para el sostenimiento en túneles de sección en herradura, (10 m de $\phi$ , $\sigma_v < 25$ MPa) (Bieniawski, 1989). Fuente: (González de Vallejo, 2002a).....                                     | 179 |
| Figura 5-16. Ilustración del número de set de discontinuidades y los valores de $J_n$ . Fuente: (Suárez, 2012).....   | 183 |
| Figura 5-17. Ilustración del índice de rugosidad de los planos de contacto. Fuente: (Suárez, 2012).....   | 184 |
| Figura 5-18. Gráfica para encontrar el valor de SRF en función de $\sigma_c \sigma_1$ . Fuente: (Suárez, 2012).....   | 190 |
| Figura 5-19. Correlación entre la presión de soporte y el índice de calidad Q (Barton, 1974).   |     |

|   |     |
|---|-----|
| Fuente: (Singh & Goel, 2006b).....  | 192 |
| Figura 5-20. Sostenimientos según el índice de calidad Q (Barton, 2000). Fuente: (González de Vallejo, 2002a) .....   | 194 |
| Figura 5-21. Comportamiento friccional entre bloques. Fuente: (Barton, 2002).....   | 196 |
| Figura 5-22. Ejemplo de un análisis estadístico para determinar valores promedio de $\sigma_{ci}$ y $m_i$ . Fuente: Elaboración de la autora. ....  | 202 |
| Figura 5-23. Relación entre la cohesión y el GSI. Fuente: (Evert Hoek et al., 1998).....  | 203 |
| Figura 5-24. Relación entre el ángulo de fricción y el GSI. Fuente: (Evert Hoek et al., 1998) .....   | 203 |
| Figura 5-25. Relación propuesta por Hoek et al. (1995) entre el GSI, $\sigma_{ci}$ y el $E_m$ . Fuente: (Galera, Álvarez, & Bieniawski, 2005) .....   | 205 |
| Figura 5-26. Gráfica de módulos de deformación del macizo in-situ de China y Taiwán contra la ecuación de Hoek y Diederichs 2006. Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006) .....  | 206 |
| Figura 5-27. Ejemplo del antiguo método austriaco de túneles, donde es instalado el soporte rígido en el túnel paso a paso en varios tramos del perfil del túnel. (After Braun, 1980). Fuente: (Palmström, 1993).....                                       | 209 |
| Figura 5-28. Ejemplo de instrumentación instalada en un túnel. Fuente: (Palmström, 1993) .....  | 211 |
| Figura 5-29. Donde se producen grandes deformaciones en las paredes del túnel, es importante tener un revestimiento flexible. Ejemplo del túnel Taurn donde el revestimiento inicial (hormigón proyectado + pernos de roca). Fuente: (Palmström, 1993)..... | 212 |
| Figura 5-30. Medidas de soporte según el NATM para el Túnel de Arlberg. (After John, 1980). Fuente: (Bieniawski, 1989).....   | 214 |
| Figura 5-31. Clases del macizo rocoso NATM (Geoconsult, 1993 y ÖNORM B 2203, 1994). Fuente: (Coşar, 2004) .....   | 216 |
| Figura 6-1. Esfuerzos en tres dimensiones. Fuente: (González de Vallejo, 2002a).....  | 221 |
| Figura 6-2. Elipsoide de esfuerzos. Fuente: (González de Vallejo, 2002a) .....  | 222 |
| Figura 6-3. Diferentes estados de esfuerzos aplicados a probetas de laboratorio. Fuente: (González de Vallejo, 2002a) .....   | 222 |
| Figura 6-4. Fig. Izq.: componentes del estado de esfuerzos en dos dimensiones;.....   | 223 |
| Figura 6-5. Representación gráfica mediante el círculo de Mohr de los esfuerzos actuando sobre el plano vertical de la derecha. Fuente: (González de Vallejo, 2002a).....   | 224 |
| Figura 6-6. Geo-mapa de esfuerzos. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b) .....  | 224 |
| Figura 6-7. Variación del esfuerzo vertical con la profundidad (Hoek y Brown, 1980). Fuente: (Brown & Hoek, 1978) .....   | 228 |
| Figura 6-8. Variación de la relación $k = \sigma_H \sigma_V$ con la profundidad (Hoek y Brown, 1980). Fuente: (Brown & Hoek, 1978) .....  | 231 |
| Figura 6-9. Influencia de la topografía en los estados de esfuerzos iniciales. Fuente: (González de Vallejo, 2002a) .....   | 233 |
| Figura 6-10. Efecto de las inclusiones-diques. Fuente: (Jacinto Juárez, 2016) .....   | 236 |
| Figura 6-11. Efectos de las discontinuidades. Fuente: (Jacinto Juárez, 2016) .....  | 236 |
| Figura 6-12. Estimación de las relaciones tensionales en función de las características tectónicas observadas en superficie. Fuente: (Jacinto Juárez, 2016) .....   | 238 |
| Figura 6-13. Efectos de los pliegues en la heterogeneidad, roca estratificada en los esfuerzos verticales. Fuente: (Goodman, 1989) .....  | 239 |
| Figura 6-14. Relación entre el k de esfuerzos en función de la profundidad según la formulación de Sheorey para varios valores del módulo elástico horizontal según Hoek et al., (1995). Fuente: (Gutiérrez R., 2010).....                                  | 243 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 6-15. Mapa de orientación del esfuerzo horizontal máximo – Sudamérica. Fuente: “World Stress Map” (WSM). Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., and Müller, B. (2008): The 2008 release of the World Stress Map (available online at <a href="http://www.world-stress-map.org">www.world-stress-map.org</a> ) .....    | 244 |
| Figura 6-16. Mapa de orientación del esfuerzo horizontal máximo – Centroamérica. Fuente: “World Stress Map” (WSM). Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., and Müller, B. (2008): The 2008 release of the World Stress Map (available online at <a href="http://www.world-stress-map.org">www.world-stress-map.org</a> ) ..... | 245 |
| Figura 6-17. Leyenda del WSM. Fuente: “World Stress Map” (WSM). Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., and Müller, B. (2008): The 2008 release of the World Stress Map (available online at <a href="http://www.world-stress-map.org">www.world-stress-map.org</a> ).....   | 246 |
| Figura 6-18. a) Método overcoring. b) Curva típica de un ensayo de overcoring. Fuente: (Delgado Martín, s. f.).....  | 247 |
| Figura 6-19. a y b) Fractura hidráulica. c) Curva teórica de un ensayo de hidrofracturación. Fuente: (Delgado Martín, s. f.).....  | 250 |
| Figura 6-20. a) Método del gato plano. b) Orientación. c) Curva teórica de un ensayo con “gato plano”. Fuente: (Delgado Martín, s. f.).....  | 251 |
| Figura 6-21. Zonas de tensión y/o compresión alrededor del orificio excavado. Fuente: (Gutiérrez R., 2015f).....   | 253 |
| Figura 6-22. Distribución elástica en sección circular según Kirsch. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b).....  | 254 |
| Figura 6-23. Modelo bidimensional elástico de un orificio circular sometido a compresión. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a) .....  | 256 |
| Figura 6-24. Efecto de la geometría e influencia de los esfuerzos en la orientación. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b).....  | 257 |
| Figura 6-25. Incidencia en el tamaño de la excavación. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b)..   | 257 |
| Figura 6-26. Variación en los esfuerzos de la periferia, en la clave, piso y paredes de una excavación circular con la variación en la relación k de los esfuerzos aplicados. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a).....   | 259 |
| Figura 6-27. Modificación del campo tensional. Fuente: (Flores, 2008) .....  | 260 |
| Figura 6-28. Estado de esfuerzos para una cavidad circular (Hoek y Brown). Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a) .....   | 261 |
| Figura 6-29. Constantes A y B para los esfuerzos redistribuidos en la periferia de la excavación. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a) .....  | 264 |
| Figura 6-30. Influencia de la forma de la excavación y de la relación de esfuerzos aplicados sobre el esfuerzo máximo de la periferia de la excavación en el techo. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a) .....  | 265 |
| Figura 6-31. Influencia de la forma de la excavación y de la relación de esfuerzos aplicados sobre el esfuerzo máximo de la periferia de la excavación en el techo. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a) .....  | 266 |
| Figura 6-32. Influencia de la geometría del túnel en los esfuerzos redistribuidos. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b).....  | 266 |
| Figura 7-1. Curva característica del terreno (esquema de interacción entre el soporte y el terreno excavado). Fuente: (González, 2015) .....   | 271 |
| Figura 7-2. Zona plástica en un túnel circular sujeto a esfuerzos geoestáticos isotrópicos. Fuente: (Evert Hoek, 2007a) .....  | 273 |
| Figura 7-3. Curva de reacción del terreno que muestra la relación entre la presión de soporte y convergencia de la pared del túnel. Fuente: (Evert Hoek, Kaiser, & Bawden, 2000b) .....  | 275 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 7-4. Respuesta del sistema de soporte al desplazamiento de la pared del túnel, resultando en el establecimiento del equilibrio. Fuente: (Evert Hoek et al., 2000b) .   | 275 |
| Figura 7-5. Incremento del radio plástico con la excavación. Fuente: (González, 2015)   | 276 |
| Figura 7-6. Ejemplo de una curva característica. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 277 |
| Figura 7-7. Sección vertical de un túnel circular – perfil de deformación. Fuente: (Evert Hoek, 2007a).....   | 278 |
| Figura 7-8. Perfil longitudinal de deformación. Fuente: («RocSupport: Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock», 2000) .....  | 278 |
| Figura 7-9. Presión de soporte $p_i$ en diferentes posiciones con respecto al avance del frente de túnel (no a escala). Fuente: (Evert Hoek, 1999) .....  | 279 |
| Figura 7-10. Deformación del túnel vs la relación entre la resistencia del macizo rocoso y la presión in-situ basados en un análisis de Monte-Carlo. Fuente: (Evert Hoek, 2007a) .....                                      | 280 |
| Figura 7-11. Relación entre la deformación del túnel y el radio del túnel vs la relación entre la resistencia del macizo rocoso y la presión in-situ para diferentes presiones de soporte. Fuente: (Evert Hoek, 2007a)..... | 281 |
| Figura 7-12. Relación entre el radio plástico y el radio del túnel vs la relación entre la resistencia del macizo rocoso y la presión in-situ. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b) ....   | 282 |
| Figura 7-13. Hormigón lanzado en una excavación de sección circular. Fuente: (González, 2015).....  | 283 |
| Figura 7-14. Resultados de carga de deflexión obtenidos por Kompen (1989) para concreto lanzado no reforzado y reforzado con fibras metálicas. Fuente: (Evert Hoek, 2007a) .....  | 284 |
| Figura 7-15. Representación de un perno anclado mecánicamente (adaptado de Stillborg 1994 y Hoek-Brown 1980). Fuente: (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000).....  | 285 |
| Figura 7-16. Valores de la carga final $T_{bf}$ y de la constante de carga de deformación $Q$ para pernos de diferentes diámetros $d_b$ y longitudes $L$ . Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985b) .....                        | 285 |
| Figura 7-17. Resultados obtenidos por Stillborg para diversos anclajes. Fuente: (Evert Hoek, 2007a).....  | 286 |
| Figura 7-18. Pernos de anclaje inyectados con lechada. Fuente: (Gutiérrez R., 2015) ..  | 287 |
| Figura 7-19. Pernos de anclaje inyectados con resina. Fuente: (Gutiérrez R., 2015).....   | 287 |
| Figura 7-20. Cerchas metálicas (-- Geometría circular – Retaques de madera). Fuente: (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000).....   | 288 |
| Figura 7-21. Capacidades máximas aproximadas para diferentes arcos de acero instalados en túneles circulares. Fuente: (Evert Hoek, 1999) .....  | 290 |
| Figura 7-22. Capacidades máximas aproximadas para diferentes pernos de roca instalados en túneles circulares. Fuente: (Evert Hoek, 1999) .....  | 290 |
| Figura 7-23. Capacidades máximas aproximadas para diferentes concretos lanzados instalados en túneles circulares. Fuente: (Evert Hoek, 1999) .....  | 290 |
| Figura 7-24. Análisis estructural del arco según Protor & White, Biron y otros. Fuente: (Gutiérrez R., 2015).....   | 291 |
| Figura 7-25. Modelo estático de un arco rígido idealizado de acero. Fuente: (Carhuamaca Guerrero, 2009).....  | 293 |
| Figura 8-1. Fenómeno de Squeezing. Fuente: (Quispe Aronés, 2012) .....  | 298 |
| Figura 8-2. Criterios empíricos para la estimación del módulo de deformación en macizos rocosos. Fuente: (González de Vallejo, 2002b) .....   | 303 |
| Figura 8-3. Influencia de las juntas o discontinuidades principales sobre la estabilidad de los túneles. Fuente: (López Jimeno, 1997) .....   | 305 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 8-4. Algunas condiciones geológicas donde se presenta squeezing. Fuente: («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.) .....                             | 308 |
| Figura 8-5. Predicción del Squeezing según Singh et al 1992. Fuente: (Barla, 2001) ....   | 311 |
| Figura 8-6. Predicción del fenómeno de Squeezing según Goel et al. 1995, 2000. Fuente: (Barla, 2001) .....  | 312 |
| Figura 8-7. Predicción del fenómeno de Squeezing según Ayda et al 1996. Fuente: (Aydan et al., 1996) .....  | 315 |
| Figura 8-8. Falla por pandeo. Fuente: (Aydan et al., 1996) .....  | 315 |
| Figura 8-9. (a) Curva idealizada de esfuerzo-deformación total en el ensayo de compresión de la roca, (b) Estados asociados de Squeezing en rocas. Fuente: (Barla, 2001) ...                                    | 316 |
| Figura 8-10. Estados de la roca alrededor del túnel durante el “squeezing” según Aydan et al. 1996. Fuente: (Sandoval Ocaña, 2008) .....  | 317 |
| Figura 8-11. Convergencia versus relación de la resistencia del macizo entre el esfuerzo in-situ, para el caso de un túnel no soportado. Fuente: (Evert Hoek & Marinós, 2000b) .....                            | 319 |
| Figura 8-12. Valores de la deformación del túnel y la deformación en la cara del túnel con rangos de valores $\sigma_m/P_o$ y presión de soporté interno $P_i$ según Hoek (2000). Fuente: (Barla, 2001) .....   | 322 |
| Figura 8-13. Clasificación del comportamiento de Squeezing según Hoek (2000); Nota: tener en cuenta que esta curva es para túneles sin soporte. Fuente: (Evert Hoek & Marinós, 2000b) .....                     | 324 |
| Figura 9-1. Ejemplo de excavación parcial usando sección lateral, superior y berma. Fuente: (Evert Hoek, 2004) .....  | 327 |
| Figura 9-2. Métodos de refuerzo y soporte del frente de excavación . Fuente: (Evert Hoek, 2004).....  | 327 |
| Figura 9-3. Montaje de una junta deslizante en un conjunto de arcos de acero de sección TH. Fuente: (Evert Hoek, 2007).....   | 330 |
| Figura 9-4. Perno de anclaje puntual con lechada. Fuente: (Salazar Bonilla, 2011).....  | 332 |
| Figura 9-5. Perno de anclaje repartido con cartuchos de lechada o resina. Fuente: (Salazar Bonilla, 2011) .....   | 332 |
| Figura 9-6. Construcción de solera curva o contrabóveda en fases de excavación en terrenos con problemas de empujes. Fuente: (González de Vallejo, 2002a) .....   | 334 |
| Figura 9-7. Detalles de una sección con solera curva – Túnel de Fuga del proyecto hidroeléctrico Guavio. Fuente: (Marulanda Posada et al., 2008) .....  | 334 |
| Figura 9-8. Sistema A.DE.CO.-RS. Fuente: (Lunardi, 2000) .....  | 340 |
| Figura 9-9. Resumen de etapas para el desarrollo tanto en el diseño como en el proceso constructivo. Fuente: (Lunardi, 2000) .....  | 341 |
| Figura 9-10. Guía sencilla para el diseño constructivo de túneles con el sistema A.DE.CO.-RS. Fuente: (Lunardi, 2000) .....   | 342 |
| Figura 9-11. Sección a través de un modelo de elementos finitos en 2D, que muestra la extrusión de la cara del túnel como resultado de un fallo del núcleo adelante del túnel. Fuente: (Evert Hoek, 2001) ..... | 343 |
| Figura 9-12. Frente de excavación y opciones de soporte para túneles largos. Fuente:(Evert Hoek, 2001).....   | 344 |
| Figura 9-13. Modelo de túnel y curva de interacción terreno-soporte para el macizo rocoso que rodea un túnel. Fuente: (Evert Hoek, 2001).....   | 346 |
| Figura 9-14. Curvas de respuesta del terreno para un túnel de 8m de diámetro en roca con  |     |

|  |     |
|--|-----|
| Squeezing. Fuente: (Evert Hoek, 2001).....   | 346 |
| Figura 10-1. Fotografías de algunas zonas que presentaron empujes en la sección del túnel. Fuente: (Marulanda E., 2008).....   | 348 |
| Figura 10-2. Zonas afectadas por grandes empujes (squeezing). Fuente: (Gutiérrez R., 2015).....  | 348 |
| Figura 10-3. Localización en planta y perfil del túnel Palacio de Rioblanco (Chingaza). Fuente: (Marulanda E., 2008).....  | 350 |
| Figura 10-4. Túnel Palacio-Rioblanco, a) Proceso de rehabilitación; b) Después de rehabilitado el túnel. Fuente: (Gutiérrez R., 2015).....   | 352 |
| Figura 10-5. Ilustración de la dirección de los esfuerzos principales con respecto a la dirección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora. ....  | 354 |
| Figura 10-6. Interpretación de las zonas en estudio del túnel Palacio – Rioblanco según el parámetro GSI. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 356 |
| Figura 10-7. Localización del proyecto Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a) .....  | 359 |
| Figura 10-8. Sección transversal del túnel. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a).....  | 359 |
| Figura 10-9. Placas tectónicas en la región noroccidental de América del Sur y Panamá. El proyecto Yacambú se ubica en la parte superior derecha de la figura. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)..... | 360 |
| Figura 10-10. Túnel Yacambú-Quibor. Restos de un máquina de perforación de túneles atrapados por altas compresiones del túnel. Fuente: (Evert Hoek, 2001).....   | 361 |
| Figura 10-11. Levantamiento del suelo a unos 100 m por detrás de la unidad motriz TBM en 1979 a una cobertura de 400 a 425 m . Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)....                                  | 361 |
| Figura 10-12. Anillos con diámetros ajustables con tolerancia a deformaciones viscoelásticas - Solución adoptada para el túnel. Fuente: (Grases, 2014).....  | 361 |
| Figura 10-13. Estimación potencial de sobretensión a lo largo del túnel. Fuente: (Evert Hoek, 2008).....   | 362 |
| Figura 10-14. Porcentaje de deformación, tamaño de la zona plástica y problemas identificados a lo largo del túnel. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a).....  | 362 |
| Figura 10-15. GSI para macizos rocosos heterogéneas como las filitas de Marinos y Hoek, 2000. Fuente: (Evert Hoek, 2007) .....   | 363 |
| Figura 10-16. Clasificación litológica de las clase de roca del túnel Yacambú-Quibor. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a) .....   | 364 |
| Figura 10-17. Características estimadas del macizo rocoso basado en el GSI y el criterio de falla de Hoek-Brown. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a).....   | 364 |
| Figura 10-18. Interpretación de las zonas en estudio del túnel Yacambú – Quibor según el GSI. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 368 |
| Figura 10-19. Zona de empujes en terreno tipo IV. Túnel de Fuga (Proyecto Guavio). Fuente: (Marulanda E., 2008).....   | 371 |
| Figura 10-20. Valores de convergencia en la zona de falla de Santa María del túnel de Fuga del proyecto Guavio. Fuente: (Marulanda E., 2008) .....   | 371 |
| Figura 10-21. Valores de convergencia en la zona de falla de San Luis del túnel de Fuga del proyecto Guavio. Fuente: (Marulanda E., 2008) .....  | 372 |
| Figura 10-22. Interpretación de las zonas en estudio del túnel de Fuga (Proyecto Guavio) según el GSI. Fuente: Elaboración de la autora. ....  | 375 |
| Figura 10-23. Casos históricos de túneles con Squeezing. Fuente: (Evert Hoek, 2001) 378  |     |
| Figura 11-1. Criterio de Singh et al, 1992 para la predicción del Squeezing – Túnel Palacio-Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 381 |
| Figura 11-2. Criterio de Singh et al, 1992 para la predicción del Squeezing – Túnel  |     |



|  |     |
|--|-----|
| Yacambú-Quibor. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 383 |
| Figura 11-3. Criterio de Singh et al, 1992 para la predicción del Squeezing – Túnel de Fuga.<br>Fuente: Elaboración de la autora.....  | 384 |
| Figura 11-4. Criterio de Goel et al, 1995 para la predicción del Squeezing – Túnel Palacio-<br>Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 389 |
| Figura 11-5. Criterio de Goel et al, 1995 para la predicción del Squeezing – Túnel Yacambú-<br>Quibor. Fuente: Elaboración de la autora. ....  | 391 |
| Figura 11-6. Criterio de Goel et al, 1995 para la predicción del Squeezing – Túnel de Fuga.<br>Fuente: Elaboración de la autora.....   | 393 |
| Figura 11-7. Criterio semi-empírico de Aydan et al, 1996 para la predicción del Squeezing<br>– Túnel Palacio-Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 402 |
| Figura 11-8. Criterio semi-empírico de Aydan et al, 1996 para la predicción del Squeezing<br>– Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: Elaboración de la autora .....  | 404 |
| Figura 11-9. Criterio semi-empírico de Aydan et al, 1996 para la predicción del Squeezing<br>– Túnel de Fuga. Fuente: Elaboración de la autora .....   | 407 |
| Figura 11-10. Criterio semi-empírico de Hoek y Marinos, 2000, para el nivel del Squeezing<br>– Túnel Palacio-Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 411 |
| Figura 11-11. Criterio semi-empírico de Hoek y Marinos, 2000, para el nivel del Squeezing<br>– Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: Elaboración de la autora. ....  | 413 |
| Figura 11-12. Criterio semi-empírico de Hoek y Marinos, 2000, para el nivel del Squeezing<br>– Túnel de Fuga. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 416 |
| Figura 11-13. Resultados de los proyectos con el método de Hoek y Marinos (2000). Fuente:<br>Elaboración de la autora.....   | 418 |
| Figura 12-1. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 1 .....   | 422 |
| Figura 12-2. Procedimiento para obtener la etapa de instalación del soporte – Zona 1. ....   | 423 |
| Figura 12-3. Características empleadas para el concreto lanzado del túnel Palacio -<br>Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 424 |
| Figura 12-4. Características empladas para la instalación de pernos de anclaje para el túnel<br>Palacio - Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora. ....  | 425 |
| Figura 12-5. Vista general - Modelación en la instalación del soporte del túnel Palacio -<br>Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 425 |
| Figura 12-6. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos del túnel Palacio<br>- Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 426 |
| Figura 12-7. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel<br>Palacio-Rioblanco - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 427 |
| Figura 12-8. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco -<br>Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 427 |
| Figura 12-9. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con<br>malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad – Zona 1. Fuente: Elaboración<br>de la autora. ....             | 428 |
| Figura 12-10. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado<br>con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la<br>sección – Zona 1. ....           | 428 |
| Figura 12-11. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado<br>con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en<br>la sección – Zona 1. .... | 428 |
| Figura 12-12. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 2 .....  | 429 |
| Figura 12-13. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel<br>Palacio-Rioblanco - Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora. ....  | 430 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 12-14. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 430 |
| Figura 12-15. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco – Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora..... | 431 |
| Figura 12-16. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 2.....                            | 431 |
| Figura 12-17. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 2.....                  | 431 |
| Figura 12-18. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 432 |
| Figura 12-19. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 433 |
| Figura 12-20. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 433 |
| Figura 12-21. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora..... | 434 |
| Figura 12-22. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 3.....                            | 434 |
| Figura 12-23. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en cada sección – Zona 3.....                            | 434 |
| Figura 12-24. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 435 |
| Figura 12-25. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 436 |
| Figura 12-26. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 436 |
| Figura 12-27. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco – Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora..... | 437 |
| Figura 12-28. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 4.....                            | 437 |
| Figura 12-29. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 4.....                              | 437 |
| Figura 12-30. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 438 |
| Figura 12-31. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 439 |
| Figura 12-32. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 439 |
| Figura 12-33. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco   |     |

|   |     |
|---|-----|
| – Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 440 |
| Figura 12-34. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 5..... | 440 |
| Figura 12-35. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 5.....   | 440 |
| Figura 12-36. Variación del k de esfuerzos con respecto a la relación entre las convergencias. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 442 |
| Figura 12-37. Campo de esfuerzos para el túnel Yacambú - Quibor – Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 443 |
| Figura 12-38. Procedimiento para obtener la etapa de instalación del soporte – Túnel Yacambú – Quibor - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 444 |
| Figura 12-39. Características empleadas para el concreto lanzado en la sección del túnel.....   | 446 |
| Figura 12-40. Características empleadas para el concreto lanzado en la solera del túnel.....  | 446 |
| Figura 12-41. Características empladas para la instalación de pernos de anclaje.....  | 447 |
| Figura 12-42. Vista general - Modelación en la instalación del soporte del túnel Yacambú - Quibor. Fuente: elaboración de la autora.....  | 447 |
| Figura 12-43. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: elaboración de la autora.....  | 448 |
| Figura 12-44. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Yacambú - Quibor - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 449 |
| Figura 12-45. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Yacambú – Quibor - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 449 |
| Figura 12-46. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad – Zona 1 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 450 |
| Figura 12-47. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 1..... | 450 |
| Figura 12-48. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 1.....   | 450 |
| Figura 12-49. Características empleadas para el concreto lanzado + arcos de acero WF 6x20 en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 452 |
| Figura 12-50. Características empleadas para el concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.....                             | 452 |
| Figura 12-51. Características empleadas para la instalación de pernos de anclaje. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 453 |
| Figura 12-52. Vista general - Modelación en la instalación del soporte. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 453 |
| Figura 12-53. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos – Túnel Yacambú – Quibor – Zona 2. Fuente: elaboración de la autora.....   | 454 |
| Figura 12-54. Campo de esfuerzos in-situ para el túnel Yacambú – Quibor – Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 454 |
| Figura 12-55. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Yacambú - Quibor - Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 455 |
| Figura 12-56. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Yacambú – Quibor -  |     |

|   |     |
|---|-----|
| Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 455 |
| Figura 12-57. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad de la primera capa compuesta por concreto lanzado más arcos de acero WF 6x20 – Zona 2 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora. .... | 456 |
| Figura 12-58. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad para la segunda capa compuesta por concreto lanzado reforzado con malla – Zona 2 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora. ....      | 456 |
| Figura 12-59. Características empleadas para el concreto lanzado + arcos de acero WF 6x20 en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 458 |
| Figura 12-60. Características empleadas para el concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 458 |
| Figura 12-61. Características empleadas para la instalación de pernos de anclaje. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 459 |
| Figura 12-62. Vista general - Modelación en la instalación del soporte. Fuente: elaboración de la autora. ....  | 459 |
| Figura 12-63. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos – Túnel Yacambú – Quibor – Zona 3. Fuente: elaboración de la autora.....   | 460 |
| Figura 12-64. Campo de esfuerzos in-situ para el túnel Yacambú – Quibor – Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 460 |
| Figura 12-65. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Yacambú - Quibor - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora. ....   | 461 |
| Figura 12-66. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Yacambú – Quibor - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.....  | 461 |
| Figura 12-67. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad de la primera capa compuesta por concreto lanzado más arcos de acero WF 6x20 – Zona 3 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora. .... | 462 |
| Figura 12-68. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad para la segunda capa compuesta por concreto lanzado reforzado con malla – Zona 3 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora. ....      | 462 |
| Figura 12-69. El k de esfuerzos con respecto a la relación entre las convergencias. Fuente: Elaboración de la autora.....   | 464 |

## ÍNDICE DE ANEXOS

|  |     |
|--|-----|
| Anexo 1. Resultados de los parámetros del macizo rocoso y de resistencia utilizando el programa RocLab ( <a href="http://www.rocscience.com">www.rocscience.com</a> ) del túnel Palacio-Rioblanco..... | 477 |
| Anexo 2. Evaluación y predicción del fenómeno de Squeezing Ground.....   | 482 |
| Anexo 3. Procedimiento para determinar el momento de relajación del módulo para la instalación del sostenimiento.....  | 534 |

## INTRODUCCIÓN

En el campo de la Ingeniería Civil, la evolución de los túneles viales en nuestro país ha seguido muy de cerca la historia en el desarrollo del transporte en el mundo; sin embargo, en Colombia este desarrollo se relaciona en principio con los caminos precolombinos, caminos que fueron mejorados durante la ocupación española, siendo de mayor importancia el camino entre Sogamoso y Yopal, a través de El Morro y Labrazagrande, construidos entre los siglos XVI a XIX, donde existen dos pequeños túneles cuya longitud total no superó los 25 m, convirtiéndose a su vez, en la primera insignia de la importancia en cuanto a construcción de túneles en el territorio colombiano, para un fin específico como por ejemplo: transporte de personas, bienes y mercancías o para vencer un obstáculo.

Durante los siglos XIX y principios del XX, en el país se desarrolló de manera importante, la construcción ferroviaria en cuanto a obras de infraestructura, en donde fueron construidos aproximadamente 11 km, en más de 85 túneles. Más adelante y con la generación de los automóviles a gasolina y el apogeo de los ferrocarriles en el país, se dio inicio al desarrollo de las carreteras nacionales construidas con base a especificaciones mínimas.

Durante las décadas de 1970 y 1980, en Colombia se desarrolló gran expansión energética creciente, para lo cual hoy en día continúa con el auge construyendo proyectos hidroeléctricos que aprovechan el gran recurso de agua natural disponible, involucrando a su vez numerosas vías de accesos con sus correspondientes túneles. Actualmente, Colombia es un país en el que se está viviendo un crecimiento económico acelerado en el que se involucran diferentes aspectos, uno de ellos es el desarrollo del sistema moderno de autopistas nacionales en zonas de montaña, como parte de la economía nacional, con el fin de ser competitivos en la distribución de sus productos entre los centros de producción y los sitios de exportación. Así mismo, y debido a la complejidad de la orografía colombiana, considerando las características de las tres cordilleras andinas que atraviesan el país de Sur a Norte, con características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas muy heterogéneas, se han diseñado y están en construcción gran cantidad de túneles carreteros con el objetivo de reducir los impactos ambientales, las distancias y tiempos de viaje, y en muchos casos evitar problemas geotécnicos de difícil solución que representan un riesgo

para los usuarios.

En el caso de la Cordillera Oriental, que está constituida básicamente por rocas de tipo sedimentario de diferentes edades geológicas, siendo por lo general, rocas de características especiales, es decir, de resistencia blanda, de mala calidad, y que además cuentan con la presencia de determinada mineralogía (arcillas, micas, grafito, etc.). Lo anterior, se le atribuye el hecho de que al momento de construir una obra subterránea en ese ambiente geológico y a muy altas coberturas (mayores a 300 m), tiende a presentar graves problemas geotécnicos en cuanto a esfuerzos versus resistencias alrededor de las excavaciones. Se puede entender que hay una preocupación generalizada a ejecutar proyectos en este tipo de ambientes, debido a que, a estas características se asocian también retrasos en lo proyectado, generando así problemas de sobrecostos. Todo esto se resume a fenómenos de empujes de montaña (Squeezing), fenómeno que se relaciona a rocas blandas dúctiles, con módulos de deformación bajos, donde el fenómeno de redistribución de esfuerzos se traduce en empujes que aumentan con el tiempo a medida que se involucra una masa de roca mayor. La magnitud de las deformaciones que se producen por el fenómeno de redistribución de esfuerzos, está directamente relacionada con el espesor de la zona plástica. Lo anterior, condicionan tanto las técnicas de soporte como los métodos constructivos a emplear para las excavaciones. Por tanto, su estudio y análisis soportado por casos históricos, van a determinar si las teorías de Hoek & Brown u otros son correctas o no, según métodos analíticos, y que tan asertivos serían los resultados que arroje la aplicación de métodos numéricos para analizar este fenómeno.

Algunos túneles de proyectos como son: Túnel Palacio de Rio Blanco (Chingaza), Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico el Guavio) y el Túnel Yacambú - Quibor (Venezuela) entre otros, han sido proyectos de ingeniería en los cuales ocurrió el fenómeno de Squeezing en forma importante. Por tanto, serán precedentes para el estudio y análisis de este trabajo de grado, en cuanto se analiza la geología y los parámetros geotécnicos, comportamientos medidos con instrumentación, tipo de rocas (rocas blandas) y métodos utilizados para contrarrestar este fenómeno.

Como parte inicial de este trabajo de grado se realiza una contextualización básica y general de todo lo relacionado con la génesis de nuestras cordilleras, en lo que tiene que ver a la

tectónica de placas. También se identifica a groso modo la geología estructural que existe en Colombia con sus respectivas fallas presentes en las rocas y que afectan la excavación en los túneles. Seguido, se define el fenómeno de Squeezing, asimismo, sus teorías de predicción (empíricas y analíticas), teorías de plastificación, métodos de estabilización y con ello conceptos como: el K de esfuerzos, resistencia, convergencias, deformaciones, espesor de la zona plástica, etc. Finalmente, se realiza la recopilación de información clave para el análisis de los casos de túneles en roca que han presentado este fenómeno en nuestro país, para luego validar las teorías por métodos analíticos como son la teoría de Hoek & Brown y la teoría de Rabcewicz, por métodos empíricos y numéricos.



# OBJETIVOS

## Objetivo General

Estudiar y analizar el fenómeno de Squeezing Ground producidos en los diferentes proyectos de tunelerías construidos en roca, tanto en Colombia como a nivel mundial. Para así, validar parámetros de la roca intacta, datos del macizo rocoso para su clasificación geomecánica y su aplicabilidad en el análisis del fenómeno. Con base en esto se pretende validar los criterios de análisis en el comportamiento de los túneles con Squeezing.

## Objetivos Específicos

- Estudiar el estado del arte en el diseño de túneles y hacer énfasis en el fenómeno de Squeezing Ground en diferentes casos ocurridos en Colombia y a nivel mundial.
- Analizar información existente de algunos túneles que han presentado el fenómeno de Squeezing Ground
  - Caracterización geológica
  - Caracterización geotécnica
  - Deformaciones (convergencias)
  - Parámetros de diseño, etc.
- Revisión y ajuste de parámetros en el comportamiento observado mediante análisis retrospectivos.
- Validación de las metodologías de diseño teniendo en cuenta métodos empíricos, analíticos y numéricos de los túneles de estudio, logrando identificar diferencias en el estado de esfuerzos in situ en términos del K esfuerzos, mineralogía, comportamiento y caracterización geológica.

## Capítulo I. Geología Estructural

Dentro del marco teórico de este trabajo de grado, es importante la introducción en todos los conceptos básicos fundamentales para el conocimiento de la corteza terrestre desde su génesis hasta hoy. Por tal razón, en este primer capítulo, se hace un recuento de la geología estructural en lo que tiene que ver inicialmente, con el tiempo geológico, luego los tipos de rocas básicas, como sección principal, el comportamiento de la tectónica de placas, e incluyendo la formación de las montañas, y, por último, conceptualización general de las deformaciones de la corteza terrestre. Además, se incluye como información de interés, un breve resumen referente a la geodinámica del territorio colombiano como parte de la formación de su relieve.

### 1.1. Tiempo Geológico

Desde el siglo XIX en el área de la geología se habla de la escala de tiempo, utilizada como marco de referencia temporal, basada en eventos geológicos globales y en las evidencias de las rocas. Por tanto, se establecieron fechas relativas aplicando principios como los de la *ley de superposición* y el *principio de sucesión biótica*. El primero quiere decir, que una capa es más antigua que las que están encima de ella y más joven que las inferiores, y el segundo establece que los organismos fósiles se sucedieron unos a otros en un orden definido y determinable, y, por tanto, cualquier período geológico puede reconocerse por su contenido en fósiles. Esta escala geológica se subdivide en EONES, ERAS, que a su vez están subdivididas en PERÍODOS y estos en ÉPOCAS. A continuación, se presenta una tabla de los tiempos geológicos:

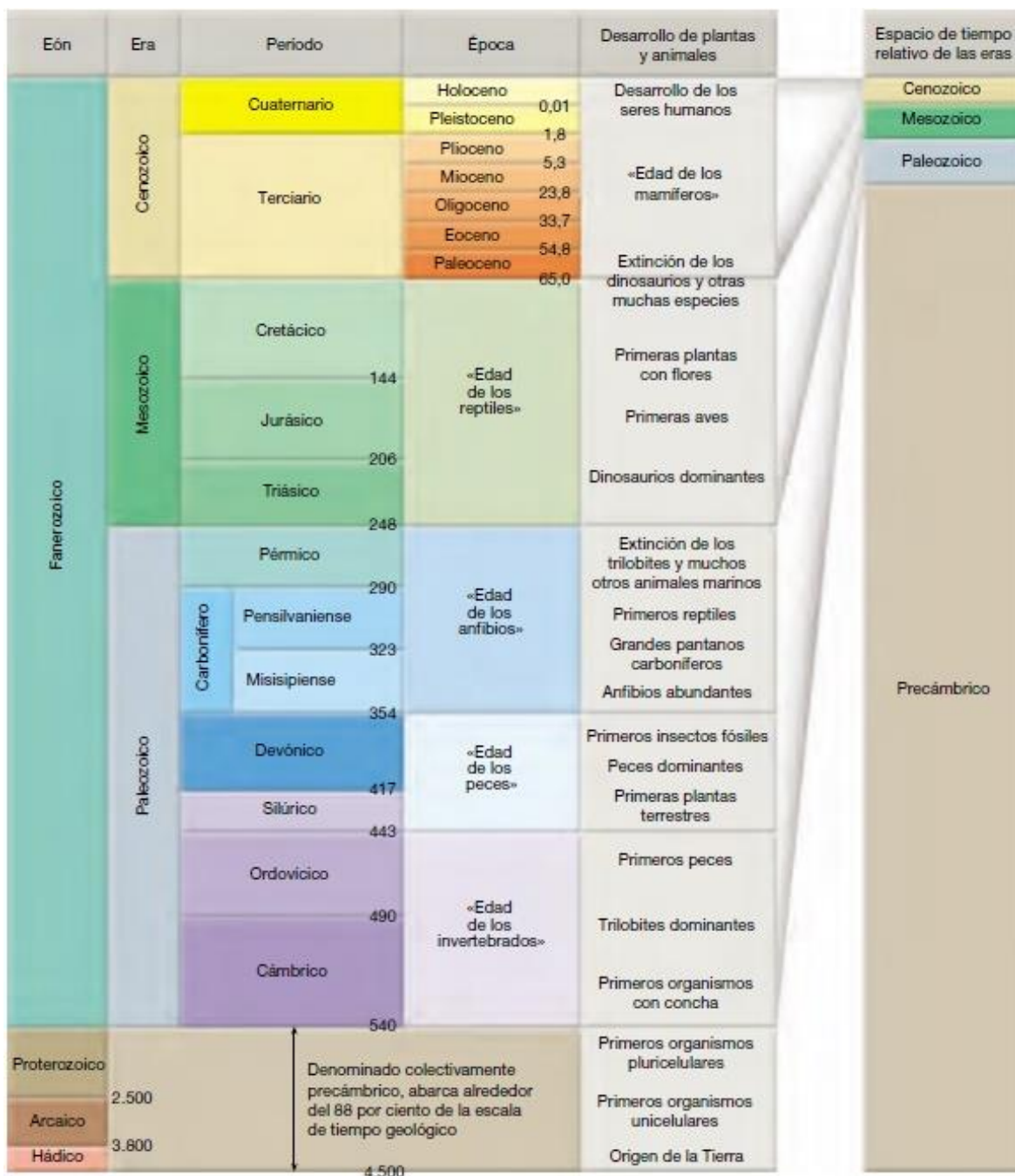


Figura 1-1. Tabla de tiempo geológico. Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005)

En breve se indican los acontecimientos tectónicos, la presencia de rocas en el marco geológico, que ocurrieron durante los períodos del Cretácico y Terciario, los cuales hacen parte de los periodos más jóvenes del tiempo geológico y en los que se presentan el tipo de rocas con mayores problemas.

### **1.1.1. Cretácico.**

A comienzos del Cretácico se dio la apertura del Océano Atlántico Sur dando origen a una nueva transgresión marina. El brazo del mar que existía al oriente de la Cordillera Central avanzó hasta el Putumayo por el sur. En Cundinamarca se depositaron durante este período unos 12 km de espesor en sedimentos marinos normales en una cuenca que se fue hundiendo lentamente, y en Santander unos 4 km de espesor de sedimentos. Mientras tanto, al occidente de la Cordillera Central continuaba la sedimentación de mar abierto y vulcanismo diabásico submarino, provenientes de la erosión de la Cordillera Central, de los macizos Paleozoicos Garzón, Quetame, Floresta, Santander, Sierra Nevada de Santa Marta, Guajira y de la región del Escudo de Guayana. El Cretácico es especialmente rico en fósiles: las Amonitas, que se encuentran en partes de la Cordillera Oriental (Villeta, Cáqueza, Pacho, Villa de Leiva, Vélez, etc. La materia orgánica que se depositaban en las cuencas sedimentarias que vendrían a construir con el tiempo, el petróleo y el gas y que se encuentran en los depósitos litificados del Valle Alto, Medio del Magdalena, la costa del Caribe, los llanos Orientales y la Hoya del Catatumbo.

A finales del Cretácico, ocurrieron terremotos, tectonismo global y cambios en la atmósfera y clima del planeta, producto del impacto de un meteorito ocurrido en la Península de Yucatán (México), lo anterior fue la causa de extinción del 60% de especies vivas que existían en el planeta. Se emplazaron el Batolito Antioqueño y el Batolito de Sonsón (cuarzodiorita, granodiorita y cuarzomonzonita), y comenzó el plegamiento de toda la gruesa sucesión sedimentaria con el retiro del mar de lo que es hoy la Cordillera Oriental.

Fue en este período donde apareció la falla de Romeral, ubicada desde el Golfo de Guayaquil en el sur hasta el Carmen de Bolívar al norte (Flanco occidental de la Cordillera Central), el conjunto de fallas de Palestina, ubicada al lado oriental de la Cordillera Central. También, aparecieron las famosas esmeraldas, cristales de berilo, los cuales se formaron en vetas, diques y rellenos de fractura entre rocas sedimentarias plegadas y falladas del Cretácico Inferior.

### **1.1.2. Terciario.**

Se presentaron presiones orogénicas en el Eoceno Inferior, la Orogenia Pre-Andina, plegando aún más las estructuras, levantándolas por encima del nivel general de erosión. Se originaron las fallas de Suaza, Chusma, Cambras, Alto del Trigo, La Salina, Soapaga, Bucaramanga, Santa Marta, Oca y Guaicáramo, y además se produce un desplazamiento dextral de 28 km en la Falla de Palestina.

En las cuencas sinclinales y en las fosas tectónicas se fueron acumulando gruesas sucesiones de sedimentos fluviales y lacustres, siendo el caso, de lo que sería la Cordillera Oriental, en el Putumayo, Caquetá y Amazonas, y en la Meta, Vichada, Casanare y Arauca.

En continuidad con los plegamientos y fallamientos en toda la zona andina, se inició el levantamiento de la Cordillera Occidental, limitada por la falla Patía-Cauca y la Serranía de Baudó (Oriente), y el hundimiento de los valles del Magdalena y del Cauca, limitados por grandes fallas, en la Orogénesis Protoandina. En esta época en la región de San Andrés y Providencia hubo vulcanismo submarino básico desarrollando arrecifes coralinos.

La Orogenia Andina es el período más fuerte de deformación y sollevamiento de los Andes. Asociado a todo el vulcanismo andesítico ocurrido en las cumbres de la Cordillera Central, en los alineamientos de la falla Palestina, y también en el sur de la Cordillera Occidental, se produjeron múltiples filones de oro en la Cordillera Central desde Nariño hasta Antioquia y el Chocó.

## **1.2. Tipos Básicos de Rocas**

Los tres tipos básicos de rocas son *ígneas*, *sedimentarias* y *metamórficas*. A continuación, se ilustra el ciclo de las rocas, siendo una forma importante de observar muchas de las interrelaciones de la Geología, el cual representa el origen de los tres tipos de rocas básicas y el papel de varios procesos geológicos en la transformación de un tipo de roca en otro:



Figura 1-2. Ciclo de los tres grupos básicos de rocas. Fuente: Elaboración de la autora

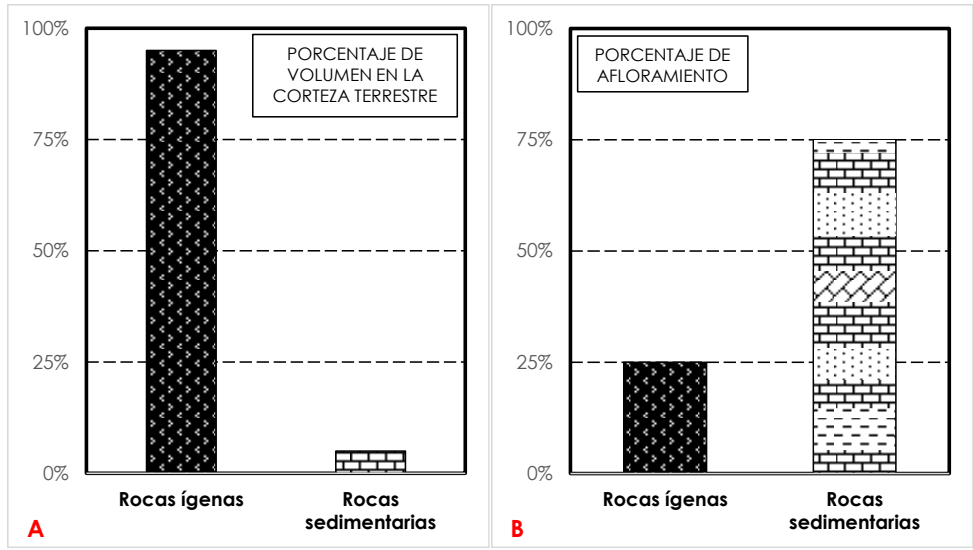


Figura 1-3. Porcentaje de la abundancia relativa de las rocas sedimentarias y de las ígneas. Fuente: Fundamentos de Geología Física

De acuerdo a la gráfica A, se observa que la mayor parte de los 15 km externos de la Tierra está constituida de rocas ígneas y tan solo el 5% son sedimentarias. En contraste, la gráfica B muestra que la extensión superficial de las rocas sedimentarias en la Tierra es tres veces mayor que la de las rocas ígneas. Las rocas metamórficas están consideradas ya sea con las ígneas o con las sedimentarias, dependiendo de su origen.

### 1.2.1. Rocas ígneas.

Aproximadamente el 95% de la corteza terrestre está constituido por este tipo de roca, y su formación depende principalmente del enfriamiento y solidificación del magma, material rocoso móvil y fluido. Este fenómeno ocurre a diferentes niveles de profundidad, si su enfriamiento se da a considerable profundidad y de forma lenta, se habla de rocas ígneas plutónicas (intrusivas), y si en el caso en donde el enfriamiento ocurre a poca profundidad o en la superficie y de manera rápida, se habla de rocas ígneas volcánicas (extrusivas).

La textura revela el ambiente en el cual se formó la roca, por tanto, de acuerdo al tamaño, forma y ordenamiento de los cristales, las rocas ígneas se dividen en:

- **Fanerítica (grano grueso):** aquellas en que los cristales de sus minerales se pueden reconocer a simple vista. El magma se enfría lentamente durante miles de años, y esta pérdida gradual de calor permite el desarrollo de cristales relativamente grandes antes de que toda la masa se solidifique por completo. Los granos son generalmente de tamaño casi uniforme entre 1 y 10 mm (*p.e. Granito, Gabro*).
- **Afanítica (o microcristalina):** cuando los cristales de sus minerales tan solo se reconocen al microscopio. La roca fundida se solidifica muy deprisa y no hay tiempo suficiente para que crezcan cristales grandes, antes bien, se produce la formación simultánea de muchos cristales pequeños (*p.e. Riolita*).
- **Vítrea:** se origina durante algunas erupciones volcánicas en donde la lava es expulsada hacia la atmósfera y se enfrían tan rápidamente que no se alcanzan a formar cristales por lo que los iones se “congelan” antes de unirse en una estructura cristalina ordenada, presentando estructuras amorfas sin cristales definidos, llamado también como vidrio

volcánico, (p.e. *La Obsidiana*).

- **Porfirítica:** textura que se forma principalmente por los cambios bruscos en la velocidad de enfriamiento y, por consiguiente, diferencia en la temperatura de cristalización de los minerales, en donde es posible que algunos cristales sean bastante grandes mientras que otros estén empezando a formarse, generando rocas con cristales grandes, llamados fenocristales, y que se encuentran incrustados en una matriz de cristales más pequeños, no visibles a simple vista (p.e. *Pórfidos*).
- **Piroclástica (fragmentaria):** se forman por la consolidación de fragmentos de roca individuales (cenizas muy finas, gotas fundidas o grandes bloques angulares arrancados de las chimeneas volcánicas, etc.) emitidos durante erupciones volcánicas explosivas (p.e. *Toba Volcánica*).
- **Vesicular:** rocas de textura afanítica pueden llegar a presentar muchos poros dentro de su estructura producidas por el escape de los gases conforme se va solidificando el magma. Se observan comúnmente en la parte superior de una colada de lava siendo un enfriamiento rápido conservando estas vesículas (aberturas), (p.e. *Piedra Pómez*).

Según la composición química del magma que las origina, su mineralogía y su clasificación según su contenido en sílice (SiO<sub>2</sub>), en el siguiente esquema se identifican algunas rocas:

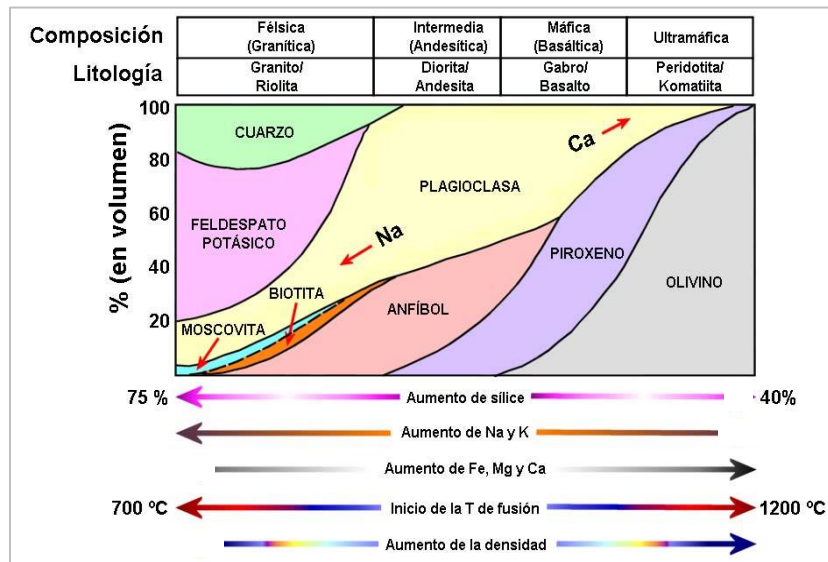


Figura 1-4. Mineralogía de las rocas ígneas. Fuente: Material del Geólogo Ricardo Cortes.



Adicionalmente, en la Tabla 1-1 y Tabla 1-2, se resaltan algunas de sus propiedades ingenieriles y su color característico:

Tabla 1-1. Propiedades ingenieriles de las rocas ígneas intrusivas

| ORIGEN                                  | INTRUSIVA   |   |  |  |
|---|---|---|--|--|
| TEXTURA                                 | FANERÍTICA  |   |  |  |
| COMPOSICIÓN                             | Félsica (Granítica)   | Intermedia (Andesítica)   | Máfica (Basáltica)   | Ultramáfica  |
| TIPO DE ROCA                            | Granito   | Diorita   | Gabro  | Peridotita   |
| COMPORTAMIENTO INGENIERIL               | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Baja absorción y porosidad</li> <li>• Alta resistencia a la compresión</li> <li>• Se usa para base y sub-base en la construcción de carreteras.</li> <li>• No se recomienda su uso para concretos por la pesencia de pirita.</li> <li>• Se usa como recubrimientos arquitectónicos, diseño urbano y de interiores, etc.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se utiliza como agregados, presentando buena adherencia con el asfalto.</li> <li>• Resistencia al desgaste.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Alta resistencia</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Roca bastante dura y muy densa (<math>4g/cm^3</math>).</li> <li>• Por su alto contenido de olivino, tiende a alterarse fácilmente (serpentinias).</li> <li>• Se le atribuye la capacidad de absorber Dióxido de Carbono.</li> </ul> |
| CLASIFICACIÓN SEGÚN CONTENIDO DE SÍLICE | Ácidas ( $SiO_2 > 66\%$ )   | Intermedias (entre 52% y 66% de $SiO_2$ )   | Básicas (entre 45% y 52% de $SiO_2$ )                                | Ultra básicas ( $SiO_2 < 45\%$ )   |
| COLOR CARACTERÍSTICO                    | Colores claros, generalmente gris y, a veces, rosado, según el color de la ortoclasa  | Colores medios  | Gris oscuro  | Color verdoso muy oscuros  |

Fuente: Elaboración de la autora.

Tabla 1-2. Propiedades ingenieriles de las rocas ígneas extrusivas

| ORIGEN                                  | EXTRUSIVA  |   |   |   |
|---|--|---|---|---|
| TEXTURA                                 | AFANÍTICA  |   |   |   |
| COMPOSICIÓN                             | Félsica (Granítica)  | Intermedia (Andesítica)   | Máfica (Basáltica)  | Ultramáfica   |
| TIPO DE ROCA                            | Riolita  | Andesita  | Basalto   | Komatita  |
| COMPORTAMIENTO INGENIERIL               | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Usada para construcción</li> </ul>                | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Son rocas masivas y con menos problemas</li> <li>• En superficie tienden a meteorizarse</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Es corrientemente utilizada en adoquines y construcción</li> <li>• Se utiliza como grava de carretera y para el afirmado de las vías de tren</li> <li>• Cuando se encuentra alterado se excava fácilmente</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Por su contenido de olivino puede presentar en superficie alta alteración</li> </ul> |
| CLASIFICACIÓN SEGÚN CONTENIDO DE SÍLICE | Ácidas (SiO <sub>2</sub> > 66%)  | Intermedias (entre 52% y 66% de SiO <sub>2</sub> )  | Básicas (entre 45% y 52% de SiO <sub>2</sub> )  | Ultra básicas (SiO <sub>2</sub> < 45%)  |
| COLOR CARACTERÍSTICO                    | Su color oscila ampliamente, pero el más común es el blanco a amarillo claro, pardo o rojo | Tonalidades claras  | Color gris oscuro, negro a azul oscuro  | Color verde oscuro a negro  |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 1.2.2. Rocas sedimentarias.

La historia de las rocas sedimentarias comienza con los procesos de intemperismo, ya que los productos del intemperismo químico y mecánico constituyen la materia prima de estas rocas a partir de rocas preexistentes, y que tienen lugar después de la depositación de los sedimentos, así como durante y después de la litificación. Los ríos, los glaciares, el viento y las corrientes oceánicas desplazan los materiales intemperizados hacia nuevas localidades y los depositan como arena, grava o fango, formando en sí, láminas generalmente planas, capas o estratos. Las rocas sedimentarias se hallan frecuentemente dispuestas en capas o estratificadas, siendo la estratificación su rango más característico, las cuales se depositan en una serie de capas individuales superpuestas. Las rocas

sedimentarias se forman a bajas temperaturas y presiones que prevalecen en o cerca de la superficie de la Tierra. Normalmente estos sedimentos se transforman en roca, se *litifican*, por uno de los dos procesos siguientes. La *compactación* ocurre cuando los sedimentos se acumulan a través del tiempo, el peso de los materiales suprayacentes comprime los sedimentos más profundos generando masas más densas. La *cementación* es un cambio diagenético químico y se produce cuando el material disuelto en agua precipita entre los granos para luego cementarlos en una masa sólida. Tales procesos son: el transporte, depositación, cementación, consolidación, precipitación, suspensión o disolución.

Según su origen, las rocas sedimentarias se dividen en dos grupos principales: *detríticas* y *químicas*, considerando que las rocas detríticas sobresalen por el tamaño de los clastos, mientras que, para las rocas del grupo químico, su criterio fundamental para diferenciarlas en su composición mineral. Por tanto, se realiza un cuadro resumen en donde se explica sus propiedades ingenieriles en cuanto a su textura, grado de diagénesis de los dos grupos principales de rocas:

Tabla 1-3. Propiedades ingenieriles de las rocas sedimentarias detríticas

|  |  |                          |  |                    |
|--|--|--------------------------|--|--------------------|
| <b>ORIGEN</b>                            | DETRÍTICO  |                          |  |                    |
| <b>TEXTURA</b>                           | CLÁSTICA   |                          |  |                    |
| <b>DEFINICIÓN</b>                        | El término clástico se deriva de la voz griega que significa "fragmentado", y de las rocas que han sido formadas de depósitos de mineral y de fragmentos rocosos se dice que tiene textura clástica.   |                          |  |                    |
| <b>TAMAÑO DE PARTÍCULA O COMPOSICIÓN</b> | GRUESAS  |                          | FINAS  |                    |
|  | Conglomerática   | Arenosa                  | Limosa   | Arcillosa          |
| <b>TAMAÑO DEL DIÁMETRO</b>               | Gravas > 2 mm  | Arenas entre 1/16 a 2 mm | Limo entre 1/256 a 1/16 mm   | Arcilla < 1/256 mm |
| <b>NOMBRE DE LA ROCA</b>                 | Conglomerados  | Areniscas                | Limolita   | Arcillolita/Lutita |
| <b>COMPORTAMIENTO INGENIERIL</b>         | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Alta porosidad</li> <li>• El fracturamiento puede aumentar su conductividad hidráulica</li> <li>• Pueden actuar como acuíferos</li> <li>• Algunas veces puede ser difícil su perforación</li> <li>• Forman taludes estables, pero con fracturas paralelas generan fallas</li> <li>• Buena roca de fundación y aptas para excavaciones subterráneas</li> </ul> |                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Según el grado de diagénesis, las rocas pueden comportarse como verdadera roca (resistencia del orden de concreto) o más bien como suelos</li> <li>• La lutita se distinguen por romperse en láminas (fisibles)</li> <li>• La arcillolita, limolita, fangolita (lodolitas), etc. Estas tienden a romperse en "terrones"</li> <li>• Altos componentes arcillosos</li> <li>• Las arcillolitas tienden a ser expansivas por la presencia de minerales como la esmectita y montmorillonita</li> <li>• La excavación de túneles puede presentar problemas de colapso por empujes de montaña (squeezing) o por hinchamiento (swelling), los cuales causan deformaciones en bóveda, paredes o piso. Esto se produce en general si los esfuerzos supera la resistencia de la roca (generalmente baja)</li> <li>• En rocas arcillosas son comunes los deslizamientos (gran extensión)</li> </ul> |                    |

Fuente: Elaboración de la autora.

Tabla 1-4. Propiedades ingenieriles de las rocas sedimentarias químicas

|  |   |  |                       |   |                          |                  |
|--|---|--|-----------------------|---|--------------------------|------------------|
| <b>ORIGEN</b>                            | QUÍMICO   |  |                       |   |                          |                  |
|  | INORGÁNICO  |  |                       |   | BIOQUÍMICO               |                  |
| <b>TEXTURA</b>                           | CLÁSTICA y no CLÁSTICA  |  |                       |   |                          |                  |
| <b>TAMAÑO DE PARTÍCULA O COMPOSICIÓN</b> | Calcita, $\text{CaCO}_3$  | Dolomita, $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ | Halita, $\text{NaCl}$ | Yeso, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ | Calcita, $\text{CaCO}_3$ | Restos vegetales |
| <b>NOMBRE DE LA ROCA</b>                 | Caliza  | Dolomita                               | Sal                   | Yeso  | CALIZA                   | Carbón           |
| <b>COMPORTAMIENTO INGENIERIL</b>         | <ul style="list-style-type: none"> <li>Estas rocas son formadas principalmente, por la depositación y/o precipitación de materia inorgánica o biológica, de composición química determinada</li> <li>Las calizas y las rocas evaporitas presentan comunmente problemas en la ingeniería, por ser rocas solubles. En el caso de las calizas por disolución con agentes químico y la evaporitas problemas de creep</li> <li>La caliza es la roca sedimentaria química más común y las más abundantes tienen origen bioquímico.</li> </ul> |  |                       |   |                          |                  |

Fuente: Elaboración de la autora.

A nivel global las rocas sedimentarias con mayor abundancia en la superficie de la Tierra son: la lutita, la arenisca, la lodolita y la caliza, constituyendo alrededor del 99 % y el 1 % restante corresponde al restante de las rocas sedimentarias. Aunque de cada tipo también se estimaron porcentajes en donde la lutita y lodolita presentan en abundancia el 46 % del total, siendo las de mayor existencia. En las gráficas siguientes se representa de forma aproximada los porcentajes en la abundancia de las rocas sedimentarias:

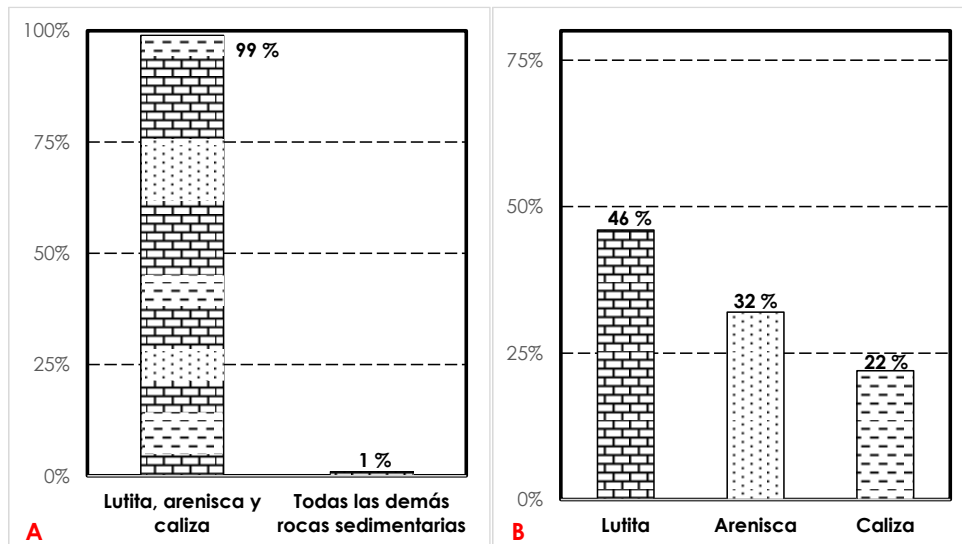


Figura 1-5. Porcentaje de la abundancia relativa de las rocas sedimentarias. Fuente: Fundamentos de Geología Física.

### 1.2.3. Rocas metamórficas.

Su formación se origina a partir de rocas ígneas, sedimentarias e incluso de otras rocas metamórficas. Por tanto, todas las rocas metamórficas tienen una *roca madre*: la roca a partir de la cual se formaron. Por consiguiente, estas rocas sufren modificaciones en su estado sólido como consecuencia de intensos cambios en las condiciones de temperatura, presión, esfuerzos y ambiente geoquímico existentes en el momento de su formación o solidificación, generalmente ocurre a elevada temperatura y presión a través de un proceso llamado metamorfismo, provocando cambios en la estructura, la mineralogía, la textura y, a menudo, la composición química de las rocas. En respuesta a esas nuevas condiciones, las rocas cambian gradualmente alcanzando un estado de equilibrio con el nuevo ambiente. El *metamorfismo* se produce en el interior de la corteza terrestre por debajo de la zona de intemperismo y cementación, y fuera de la zona de fusión. Durante el metamorfismo la roca debe permanecer esencialmente en estado sólido, puesto que una vez que ha alcanzado su punto de fusión completa, se forma un magma, y entraríamos en campo de la actividad ígnea. Lo anterior es el resultado de los efectos geotectónicos en la formación de cordilleras y las rocas, produciendo de esta forma el afloramiento de las éstas, en un fenómeno llamado el *Diatrofismo*.

De acuerdo al ambiente en el que se desarrolla el metamorfismo, existen tres tipos de metamorfismo y que se indican a continuación:

- **Metamorfismo de contacto o térmico:** Ocurre cuando una masa magmática instruye en las rocas debido al aumento de la temperatura en el interior de la roca que se encuentra cerca del contacto de una intrusión ígnea.
- **Metamorfismo hidrotermal:** está asociado a una actividad ígnea, ya que proporciona el calor necesario para provocar las reacciones químicas y hacer circular agua caliente (rica en iones) a través de la roca.
- **Metamorfismo regional:** es el responsable de producir el mayor volumen de rocas metamórficas, y se sitúan en los límites convergentes, donde las placas litosféricas colisionan. Este fenómeno se asocia a la formación de montañas en donde grandes volúmenes de rocas están sometidas a presiones dirigidas y a elevadas temperaturas

causando deformaciones a gran escala.

La variabilidad en profundidad de las condiciones de presión y temperatura que pueden atravesar rocas de distinta composición química y mineralógica, genera una serie de posibilidades o estados de avance en el proceso metamórfico hacia la fusión total de las rocas involucradas. La Figura 1-6 representa áreas o campos de estabilidad, entre los cuales, dependiendo de la presión y temperatura, determinadas rocas metamórficas pueden existir:

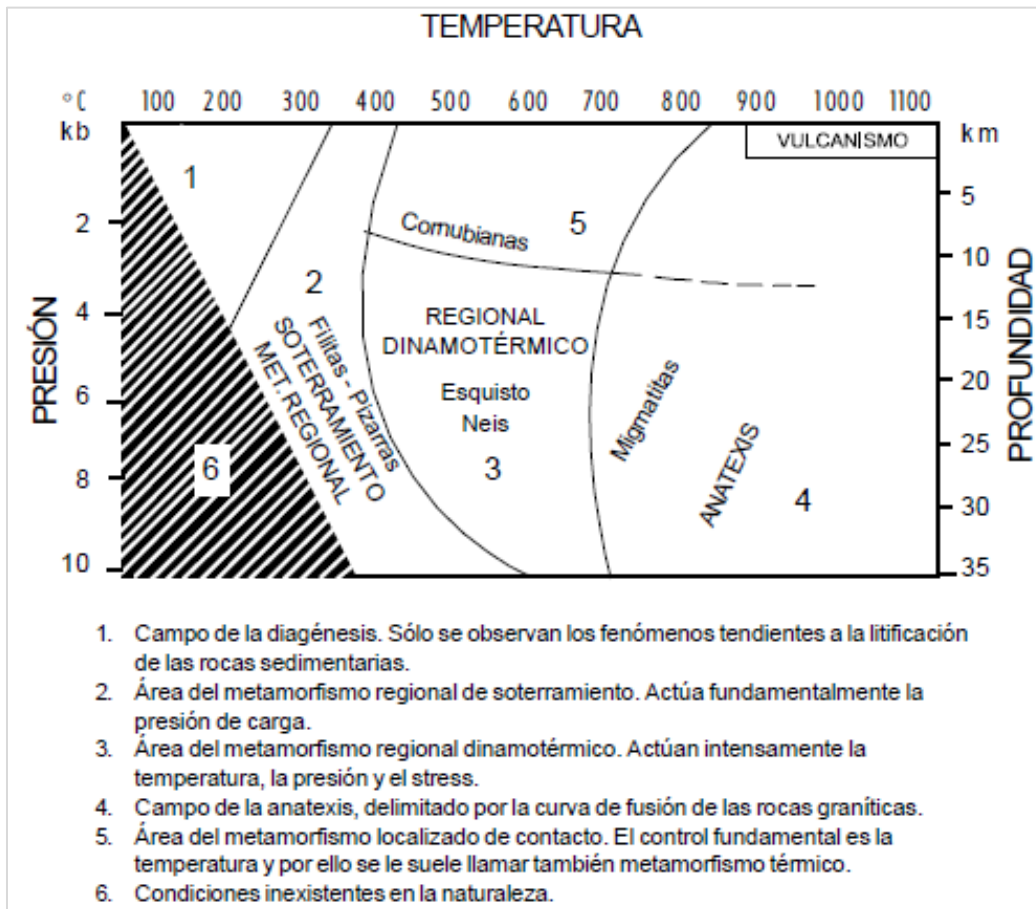


Figura 1-6. Grados del proceso metamórfico. Fuente: (Ministerio de minas y energía & Mosquera, 2001)

En la siguiente tabla (Véase Tabla 1-5) se indican algunas de sus propiedades ingenieriles teniendo en cuenta su textura, y, además, el tipo de metamorfismo presente:

Tabla 1-5. Propiedades ingenieriles de las rocas metamórficas según su textura

| TEXTURA                          | FOLIADA   |          |                                       | NO FOLIADA   |                     |
|----------------------------------|---|----------|---------------------------------------|--|---------------------|
| <b>DEFINICIÓN</b>                | En la mayoría de las rocas sometidas al calor y a fuerzas de deformación durante el metamorfismo de contacto, los minerales tienden a estar ordenados en franjas paralelas de granos planos o alargados.  |          |                                       | Las rocas metamórficas compuestas por un solo mineral que forma cristales equidimensionales suelen tener un aspecto no foliado.  |                     |
| <b>COMPORTAMIENTO INGENIERIL</b> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Minerales alargados y alineados formando planos de foliación</li> <li>• Por ser fragmentos alargados y aplanados, no son aptos para utilizar como triturados de concretos</li> <li>• Resistencia baja</li> <li>• Heterogeneidad en el comportamiento geotécnico</li> </ul> |          |                                       | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Granos y minerales en diferentes posiciones o errática</li> <li>• Por su textura, no forman planos de debilidad</li> <li>• Resultan buenos como material de triturado</li> <li>• Buena capacidad portante y resistentes</li> <li>• Comportamiento anisotrópico</li> </ul> |                     |
| <b>NOMBRE DE LA ROCA</b>         | Pizarra   | Filitas  | Esquistos                             | Cuarcita   | Mármol              |
| <b>CLASE DE METAMORFISMO</b>     | Regional  | Regional | Regional                              | Regional   | Contacto o Regional |
| <b>ROCA ORIGEN</b>               | Lutitas y pelitas   | Pizarra  | Lutita, rocas volcánicas y graníticas | Arenisca cuarzosa  | Caliza o Dolomita   |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 1.3. Geodinámica

Durante la corta vida de la raza humana, la Tierra parece no cambiar en su estructura, ya que estos procesos requieren de millones de años para su desarrollo. Los cambios que se han presentado se relacionan con las erupciones volcánicas, temblores, deslizamientos, modificaciones en las riberas de los ríos y líneas de costa. Por tal razón, en este numeral se pretende explicar muy brevemente sobre el funcionamiento de la tectónica de placas, formación de las cordilleras, con sus estructuras relacionadas, y deformaciones de la corteza. Así mismo, y de manera muy resumida, se explica la tectónica del territorio colombiano.

#### 1.3.1. Tectónica de placas.



Existieron teorías científicas que explicaban el proceso tectónico de las placas existentes en el planeta, entre los que se encuentran la teoría de la “deriva continental” propuesta por Alfred Wegener (1915) a principios de siglo XX, siendo uno de sus principios más importantes, el considerar que un supercontinente denominado Pangea empezó a separarse en continentes más pequeños. Asimismo, fue uno de los primeros en darse cuenta de que la superficie de la Tierra ha cambiado a través del tiempo, y que los continentes, que están separándose ahora, en el pasado seguramente pudieron estar unidos. Lo anterior apoyado en el ajuste entre Sudamérica y África, las evidencias fósiles, los tipos y estructuras rocosas y los climas antiguos. También en 1962, Harry Hess formuló la idea de la “expansión del fondo oceánico”, que establece que se está generando continuamente nuevo fondo oceánico en las dorsales centro oceánicas y que el antiguo y denso se consume en las fosas submarinas. Como resultado a la unión de estas dos teorías, en 1968 se fundamenta una teoría mucho más completa conocida como la tectónica de placas.

Las Placas Tectónicas es el nombre de un modelo de la superficie de la Tierra en el cual esta se divide en secciones móviles llamadas placas, que están en movimiento y cambiando continuamente de forma y tamaño. Las placas se desplazan unas respecto de otras produciendo elevaciones, fallas, volcanes, mares y terremotos, estas deformaciones ocurren fundamentalmente a lo largo de sus bordes. Las placas se dividen en siete placas principales: Placa Sudamericana, Placa Norteamericana, Placa Euroasiática, Placa Indoaustraliana, Placa africana, Placa Antártica, Placa Pacífica, y siete placas secundarias: Placa de Cocos, Placa de Nazca, Placa Filipina, Placa Árabe, Placa Escocesa, Placa Juan de Fuca, Placa del Caribe, (Rosales Romero & others, 2012) (Véase Figura 1-7). Por consiguiente, al superponer los mapas de las diferentes placas y los sitios donde se producen los terremotos y el vulcanismo, se observa que estos fenómenos están asociados, principalmente, donde las corrientes de convección descienden (fosas) y en menor magnitud en donde éstas ascienden (dorsales). El Cinturón de Fuego Circumpacífico es una de las principales áreas en las que se presenten temblores y vulcanismo, en donde se encuentran interactuando las placas del Pacífico, Sur América, Cocos, Norte América, Euroasiática, Índica y Antártica. El mapa de la tierra está constantemente cambiando, no sólo por las placas, al mismo tiempo, por los cambios del nivel del mar (derretimiento de los

polos o congelación de diversas extensiones), cubriendo o exponiendo diferentes zonas de la corteza.

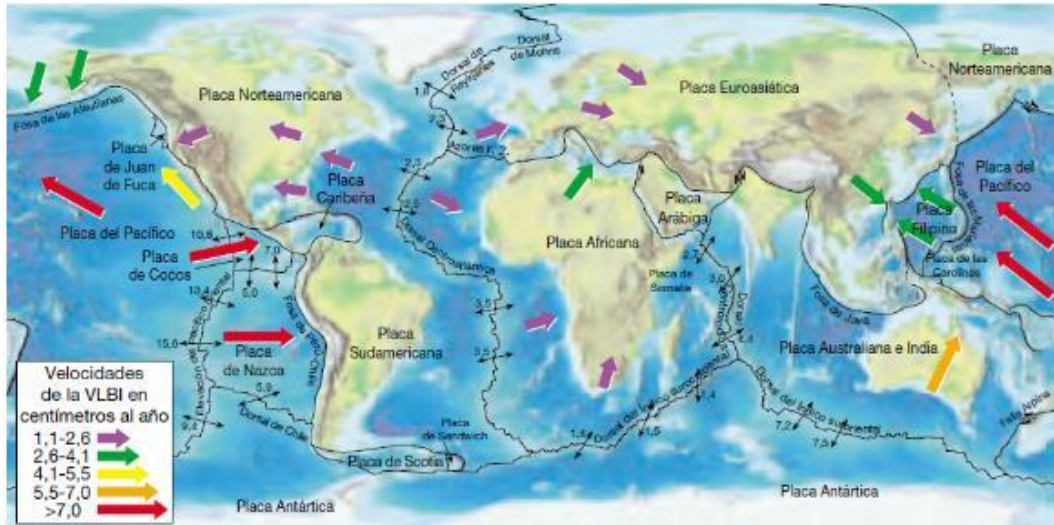


Figura 1-7. Las placas tectónicas (límites de las placas, origen, dirección y velocidad del desplazamiento de las placas en centímetros al año). Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005)

A parte de las deformaciones ocurridas al interior de la corteza terrestre, en los bordes de las placas, es donde se presentan las deformaciones de mayor amplitud, por tanto, se establecieron tres tipos de bordes que difieren en sí por el tipo de movimiento que exhiben:

- **Bordes divergentes:** llamados también como bordes constructivos, en donde dos placas se separan, produciendo en estas zonas el levantamiento del material desde el manto para crear nuevo suelo oceánico.
- **Bordes convergentes:** llamado también como bordes destructivos, aparecen donde las placas colisionan, provocando la subducción de la litosfera oceánica en el manto a lo largo de una fosa submarina. Asimismo, se generan diferentes situaciones de convergencia:
  - ✓ Bloque oceánico – Bloque continental: provoca la subducción de la placa oceánica y la formación de un arco volcánico continental.
  - ✓ Bloque oceánico – Bloque oceánico: provoca una cadena en forma de arco de islas volcánicas (arco de islas volcánicas).
  - ✓ Bloque continental – Bloque continental: esta actividad genera un “colisión”

provocando la formación de una cadena montañosa p.e. el Himalaya. En este caso no ocurre subducción, ya que las dos placas de tipo continental presentan demasiada capacidad de flotación.

- **Bordes de falla transformante:** conocido como bordes pasivos, ocurre cuando dos placas se desplazan lateralmente una con respecto a la otra sin la producción ni la destrucción de la litosfera.

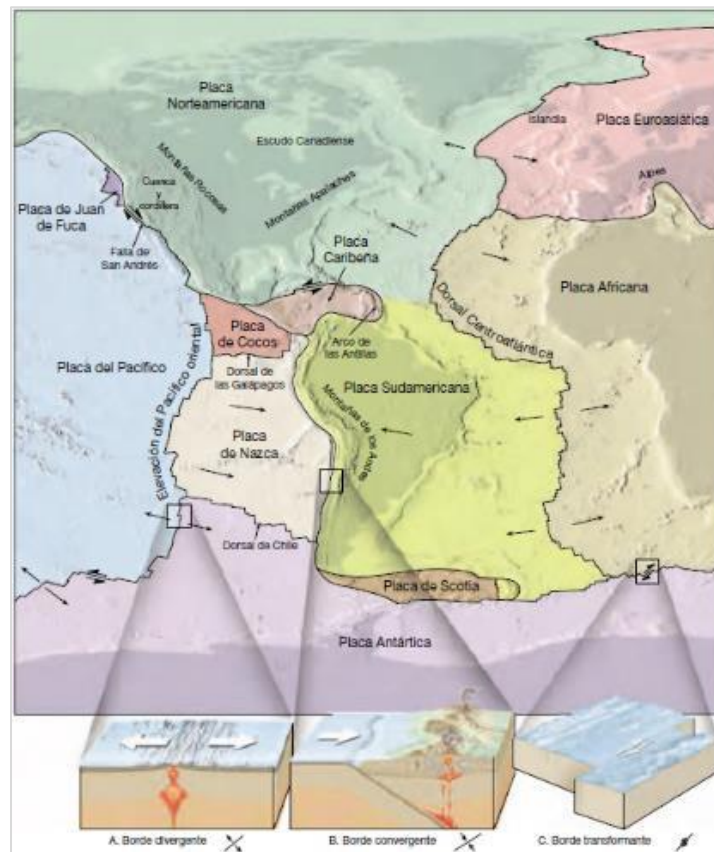


Figura 1-8. Bordes de placa. Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005)

Esta teoría de la tectónica de placas está sustentada en primera instancia, (1) por la distribución global de los terremotos y su estrecha relación con los bordes de placa; (2) la edad y el grosor de los sedimentos de los fondos de las cuencas submarinas, y (3) la existencia de cadena de islas que se formaron sobre puntos calientes y proporcionaron un entramado de referencia para trazar la dirección del movimiento de las placas.

### 1.3.2. Orogenia.

Las fuerzas orogénicas determinan dónde y cuándo aparecerán irregularidades superficiales en la corteza terrestre. Este proceso geológico mediante el cual la corteza terrestre se acorta y pliega en un área alargada producto de un empuje. Normalmente las orogenias son acompañadas por la formación de cabalgamientos y plegamientos. Los orógenos o cordilleras se crean cuando una placa tectónica con corteza continental es “arrugada” y empujada hacia arriba. Este fenómeno es el conjunto de procesos geológicos que se producen en los bordes de las placas tectónicas y son los responsables de la formación de montañas y cordilleras por consecuencia de la deformación compresiva de los sedimentos depositados en una cuenca sedimentaria o geosinclinal. En los cuales se pueden diferenciar dos tipos: 1) movimientos compresivos en las antiguas zonas aledañas a las fosas; 2) efectos distensivos por la salida y acumulación de rocas volcánicas máficas en las zonas de expansión en las dorsales oceánicas (áreas donde convergen y divergen las placas tectónicas). Al igual, se consideran tres momentos de la orogenia, que corresponden al proceso de creación de los pliegues y fallas: el plegamiento de los materiales blandos; el fallamiento en donde se rompen los materiales duros y los pliegues; y el cabalgamiento, en el que los materiales se desplazan de su posición original.



Figura 1-9. Proceso de la Orogénesis

Las montañas se pueden agrupar de la siguiente manera, teniendo en cuenta una característica en la que predomina:

- **Montañas plegadas:** cuando las cordilleras consisten primordialmente de rocas sedimentarias plegadas, reciben este nombre (o montañas de plegamiento).
- **Montañas de bloque afallados:** en este caso predomina el afallamiento, por tanto, las rocas pueden ser horizontales o estar plegadas. Asimismo, se han producido grandes bloques de la corteza elevados, limitados por fallas normales cuyo plano tiene una gran pendiente.
- **Montañas volcánicas:** son montañas que se formaron por la extrusión de lava y de materiales piroclásticos.
- **Montañas de arqueamiento amplio:** resulta del amplio arqueamiento de la corteza y, por consiguiente, la exposición de las rocas a la erosión, generando un relieve montañoso.

### 1.3.3. Deformaciones de la corteza.

Las planicies, las mesetas y las cadenas montañosas son rasgos prominentes de la superficie de la Tierra producidos por la deformación de la corteza. Las rocas que tienen tales rasgos poseen ciertas características estructurales llamadas pliegues, fallas, juntas y discordancias.

La palabra deformación en rocas se refiere a todos los cambios de tamaño, forma, orientación o posición de la masa rocosa, y depende principalmente de la temperatura, presión de confinamiento, la composición y textura de la roca, disponibilidad de los fluidos y el tiempo. Por tanto, toda matriz rocosa tiene su punto de fracturamiento o fluidez, teniendo en cuenta su dureza. Inicialmente las rocas presentan una deformación elástica, y una vez superan la zona elástica, se inicia su deformación ya sea por flujo dúctil o bien se fracturan. Estos procesos por lo general se presentan a lo largo de los bordes de placa en las unidades rocosas provocado por esfuerzos. A continuación, se muestran los tipos de esfuerzos que predominan en las deformaciones de la corteza:



Figura 1-10. Tipos de esfuerzos que generan las deformaciones

Tabla 1-6. Factores que influyen en el comportamiento del tipo de deformación

| Factores/Comportamiento         | DEFORMACIÓN DÚCTIL   | DEFORMACIÓN FRÁGIL   |
|---------------------------------|--|--|
| <b>TEMPERATURA</b>              | Alta   | Baja   |
| <b>PRESIÓN DE CONFINAMIENTO</b> | Alta   | Baja   |
| <b>TIPO DE ROCA</b>             | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rocas cristalinas compuestas por minerales con enlaces moleculares internos fuertes</li> <li>• Por la anisotropía la roca se deforma expresando su plasticidad</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rocas sedimentarias débilmente cementadas</li> <li>• Rocas metamórficas que contienen zonas de debilidad como la foliación</li> <li>• Por la isotropía la roca puede ser competente y tener capacidad de absorber esfuerzos sin deformarse</li> </ul> |
| <b>TIEMPO GEOLÓGICO</b>         | Velocidad de deformación es baja y el tiempo largo   | Velocidad de deformación es alta y el tiempo breve   |
| <b>EJEMPLOS</b>                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>• La halita, el yeso y la lutita (Resistencia baja)</li> <li>• La caliza, el esquisto y el mármol (Resistencia intermedia)</li> </ul>                                       | El granito y el basalto  |

Fuente: Elaboración de la autora.

Lo anterior está relacionado directamente con las estructuras geológicas básicas que existen en las cadenas montañosas y cuencas adyacentes de la corteza continental, por tanto, las rocas sedimentarias y rocas volcánicas, que se han acumulado en las cuencas por procesos compresivos y distensivos, presentan plegamientos y fallamientos.

Al describir la posición u orientación de las estructuras geológicas o de una superficie de falla, ya que en muchas ocasiones estas se encuentran ocultas debajo de la superficie fuera del alcance de nuestra vista, en el campo de la geología se utilizan dos medidas especiales que se denominan *dirección* (rumbo) y *buzamiento* (inclinación) y que se explican a continuación:

- **Dirección o rumbo:** se define como el ángulo que forma entre el norte magnético y una traza o intersección del plano o estrato inclinado, o falla, con un plano horizontal, frecuentemente la línea del rumbo es perpendicular a la del buzamiento.
- **Buzamiento o inclinación:** se define como el ángulo que forma la línea de máxima pendiente de un plano geológico, como un estrato, filón o falla, medido desde un plano horizontal. Además, de incluir su ángulo también se expresa el sentido en el que el plano geológico buza o baja (inclinación).

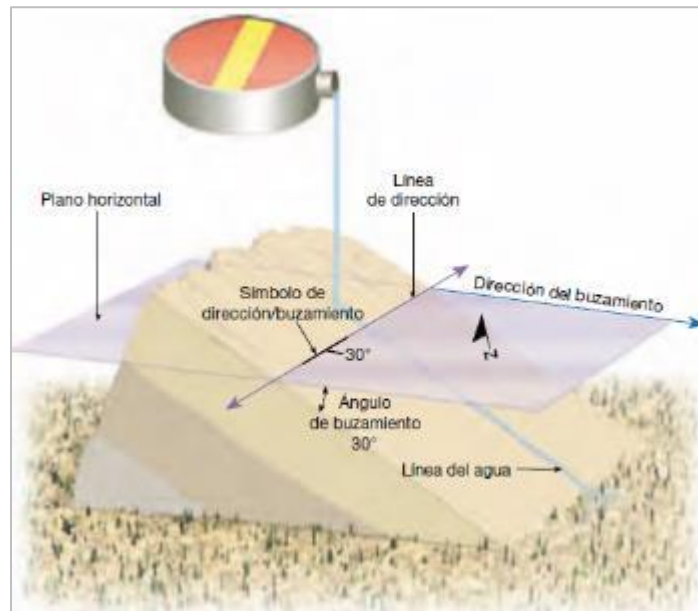


Figura 1-11. Dirección y buzamiento de un estrato rocoso. Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005)

### 1.3.3.1. Pliegues.

A este tipo de deformaciones plásticas se le atribuye la presencia de ondulaciones, en algunos casos aparecen como amplias flexuras en unidades rocosas y en otras situaciones aparecen como estructuras muy apretadas y que se observan en las rocas sedimentarias, volcano-sedimentarias y metamórficas, y estos a su vez, son producidos bajo esfuerzos tectónicos compresivos en condiciones de alta temperatura y alta presión y durante largos periodos de tiempo geológico, provocando de cierta manera el acortamiento y

engrosamiento de la corteza.

En el estudio de la geometría de pliegues y para entender un poco más los pliegues y el plegamiento, se debe identificar la terminología utilizada para nombrar las partes de un pliegue:

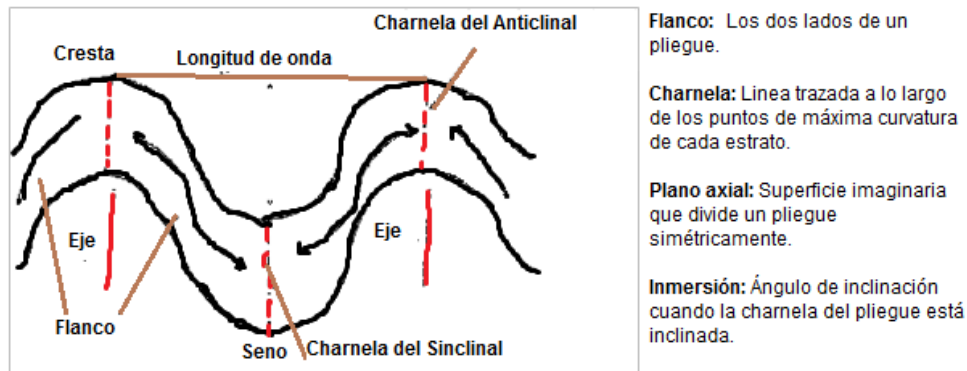


Figura 1-12. Partes de un pliegue. Fuente: Elaboración de la autora.

Los principales tipos de pliegues unos en forma convexa o arqueamiento de las capas de roca y que corresponde con la cresta de una onda, se denominan **anticlinales**, en donde los estratos son más antiguos cuanto más cerca estén del núcleo, y los de forma cóncava o surcos y corresponde con el valle de una onda, se denominan **sinclinales**, en los cuales los estratos son más jóvenes cuanto más cerca estén del núcleo. Es importante distinguir que no es común encontrar estos dos tipos de pliegues separados, frecuentemente se presentan en grupos estrechamente relacionados en una cadena de deformación de la corteza. Asimismo, por la intensidad de la compresión y de acuerdo a su orientación, estos pliegues se describen como simétricos (simples) y asimétricos (complejos), tomando como referencia el plano axial, si los flancos son imágenes especulares el uno del otro se habla de simétricos, y se habla de asimétricos como volcados o acostados si uno de los flancos está inclinado más allá de la vertical. También se denominan pliegues tumbados, cuando un pliegue volcado descansa sobre su flanco, de manera que el plano axial y la horizontal forman un ángulo de  $0^\circ$ .



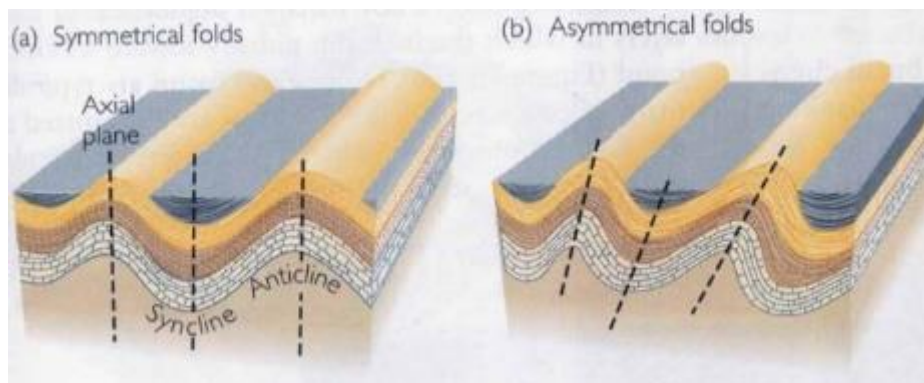


Figura 1-13. De acuerdo a la posición del plano axial: Pliegues simétrico y asimétricos.  
Fuente: (Gutiérrez R., 2015d)

### 1.3.3.2. Fallas.

Si existen desplazamientos considerables en las secciones separadas de un estrato rocoso, se produce una característica estructural llamado *falla*. En el caso de taludes, las fallas allí existentes se presentan como pequeñas rupturas aisladas de estratos sedimentarios desplazados unos pocos metros. Por el contrario, cuando se tienen desplazamiento a gran escala, es decir, presentan muchas superficies falladas interconectadas. Debido a los movimientos de la corteza, a lo largo de las fallas, es frecuente que existe material pulverizado, resultando un material arcilloso débilmente coherente denominado *salbanda de falla*. Son tan intensos y constantes los desplazamientos que estas superficies resultan pulidas y estriadas, llamadas *espejos de falla*, siendo un indicio para clasificar las fallas de acuerdo a sus movimientos relativos: horizontales, verticales u oblicuos.

Para una situación de esfuerzos distensivos, los bloques de rocas falladas tienden a sufrir desplazamientos, originando estructuras de bloques elevados que son erosionables formando topografías montañosas accidentada, denominados horst, y por consiguiente bloques hundidos que forman cuencas, denominados grabens o fosas tectónicas. En la Figura 1-14 se presenta el modelo como resultados de esfuerzos distensivos:

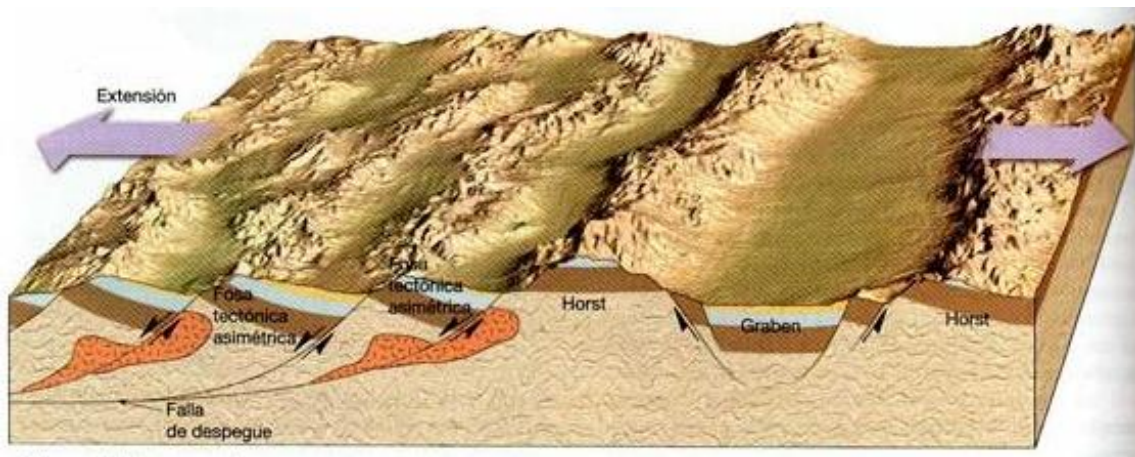


Figura 1-14. Graben y horst. Fuente: (Tarbuck & Lutgens, 2005)

# FALLAS

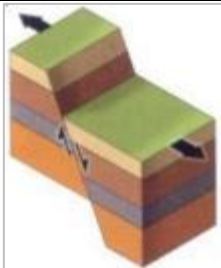
Fracturas de la corteza a lo largo de las cuales ha tenido lugar un desplazamiento apreciable.

## FALLAS VERTICALES

Donde el desplazamiento es vertical y paralelo al buzamiento de la superficie de falla.

### FALLAS NORMALES

Origen: Fuerzas distensivas  
Cuando el bloque de techo se desplaza hacia abajo en relación con el bloque de muro. Generalmente presentan buzamientos de unos  $60^\circ$  y van disminuyendo con la profundidad.



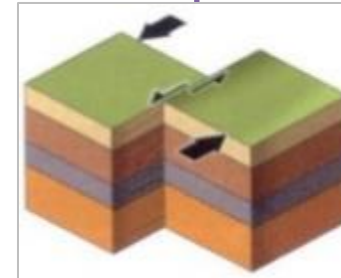
### FALLAS INVERSAS y los CABALGAMIENTOS

Origen: Fuerzas compresivas  
Cuando el bloque de techo se desplaza hacia arriba con respecto al bloque de muro.  
Inversa: Buzamiento  $> 45^\circ$   
Cabalgamiento: Buzamiento  $< 45^\circ$



## FALLAS HORIZONTALES o DESGARRES

Origen: Fuerzas de cizalladura  
Donde el desplazamiento es horizontal y paralelo a la dirección de la superficie de la falla.



En la siguiente tabla (Véase Tabla 1-7) se indican las estructuras de deformación correspondientes a los diferentes tipos de esfuerzos ya sea por su comportamiento rígido o plástico dependiente de la escala:

Tabla 1-7. Estructuras de deformación

| ESTRUCTURAS DE DEFORMACIÓN |                         | FUERZAS/ESFUERZOS                |                                 |                     |
|----------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------------|---------------------|
|                            |                         | DISTENSIÓN<br>Borde constructivo | COMPRESIÓN<br>Borde destructivo | CIZALLADURA         |
| ESCALA LOCAL               | COMPORTAMIENTO RÍGIDO   | Fallas normales                  | Fallas inversas                 | Fallas de desgarre  |
|                            | COMPORTAMIENTO PLÁSTICO | N/A                              | Pliegues                        | N/A                 |
| ESCALA CORTICAL            |                         | Rift Valey                       | Orógeno                         | Falla transformante |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 1.3.3.3. Diaclasas.

Debido a esfuerzos compresivos y distensivos, en las rocas se presentan fracturas de las cuales no se ha generado desplazamiento apreciable siendo este no más que una mínima separación transversal. En el campo de la geología, es común encontrar este tipo de fracturas, ya que están presentes en cualquier tipo de rocas tanto en superficie como a grandes profundidades. Las diaclasas por lo general aparecen en grupos con orientaciones aproximadamente paralelas y son el resultado de la deformación frágil de las rocas de la corteza más externa. Lo anterior, provocado por los movimientos de la corteza en términos de esfuerzos tensionales y de cizalla. De acuerdo a su origen, existen diaclasas de *retracción*, por *tensión* o *compresión* y por *descompresión*.

- **Diaclasa de retracción:** grietas que se forman en las rocas por pérdida de volumen p.e. el basalto (rocas volcánicas al solidificar).
- **Diaclasas por tensión o por compresión:** se puede explicar en el caso de un pliegue anticlinal, donde la parte externa de la charnela se forman las diaclasas por tensión, y las diaclasas por compresión se generan en la cara interna del mismo.

- ***Diaclasas por descompresión:*** esta situación se ve claramente en un Plutón granítico, en donde se ve afectado dejando al descubierto por causa de la erosión. También llamados como berruecos o berrocales.

#### **1.3.3.4. Discordancia.**

Se le conoce como una “laguna estratigráfica” a dos estratos que se encuentran en contacto pero que no son inmediatamente sucesivos en el tiempo porque falta uno o más estratos de la serie. A continuación, se explica el proceso que las genera:

- I. *Inicialmente* tiene lugar un primer ciclo de sedimentación de estratos
- II. *En segundo lugar*, se produce el plegamiento de la zona y se deforma
- III. *En tercer lugar*, por su levantamiento, se expone a los procesos de erosión y transgresión
- IV. *En cuarto lugar*, tiene lugar una regresión, es decir, se hunde nuevamente
- V. *Por último*, comienza un segundo ciclo de sedimentación y proseguirá el mecanismo que es seguido de la superposición de estratos hasta generar el paisaje actual.

Por tanto, una discordancia es una superficie de discontinuidad entre dos series de estratos.

Los tipos de discordancias que se presentan en la estratigrafía terrestre, son los siguientes:

- ***Discordancia angular:*** requiere de movimientos tectónicos y ocurre cuando las capas superiores (jóvenes) e inferiores (viejas), muestren ángulos de buzamiento diferente.
- ***Discordancia paralela erosional o disconformidad:*** ocurre cuando se depositan estratos paralelos por debajo y por encima de una superficie de erosión, la cual es visible.
- ***Discordancia paralela no erosional o paraconformidad:*** la superficie de erosión es difícilmente detectable, se reconoce la discordancia solo por la ausencia de estratos que deberían estar presentes.
- ***Discordancia litológica o inconformidad:*** ocurre cuando tenemos inicialmente un

depositación secuencial, luego esta secuencia se deforma hasta meteorizarse y sobre esta se deposita nuevamente una secuencia. Dicho de otra manera, discordancia entre rocas ígneas o metamórficas que están expuestas a la erosión y que después quedan cubiertas por sedimentos (rocas sedimentarias).

#### **1.3.4. Rasgos geodinámicos de Colombia.**

En Colombia las cordilleras son el resultado de eventos orogénicos distensivos y compresivos que iniciaron en el Jurásico y culminaron con la orogenia Andina en el Neógeno y Cuaternario, aunque se puede decir que aún hoy continúa, ya que Los Andes forman una cordillera activa.

Colombia se encuentra regida principalmente por la tectónica entre placas, ubicada en la región occidental de Suramérica en el denominado Cinturón de Fuego del pacífico; siendo una extensa zona de actividad sísmica y volcánica de la tierra y que coincide con los bordes del Océano Pacífico, en donde las mayores placas de la corteza terrestre interactúan mediante procesos de expansión y colisión, originando terremotos y erupciones volcánicas. El territorio colombiano ha estado sometido desde el pasado geológico a grandes esfuerzos dirigidos en diferentes direcciones por el efecto de la convergencia de tres placas tectónicas: la Placa oceánica de Nazca al Occidente, la placa oceánica del Caribe al norte y la Placa continental suramericana localizada al Oriente, (Véase Figura 1-15). Así mismo, por situarse en la zona noroccidental del continente suramericano, esta ha tenido una evolución desde ya hace muchos años, causando un amplio contexto en los diferentes tipos de rocas y con ello la conformación topográfica que actualmente se observa, y que, a su vez, el movimiento de estas placas ha dado origen a la formación de cordilleras, cuencas oceánicas, islas, volcanes, tsunamis y terremotos.

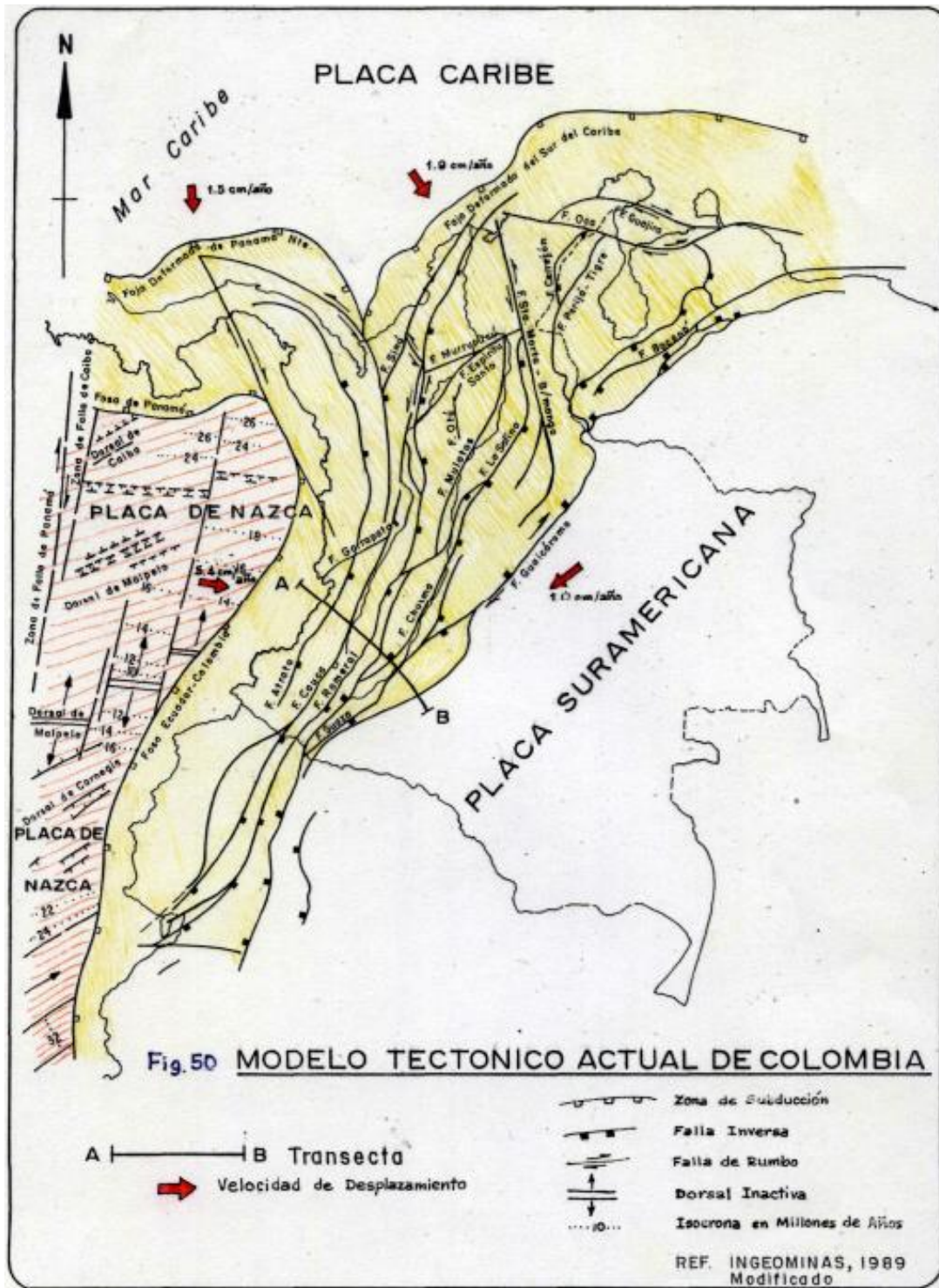


Figura 1-15. Mapa Tectónico Actual de Colombia. Fuente: (Lobo-Guerrero Uscátegui, 1994)

En términos globales sobre la geodinámica en el país y como se explicó anteriormente, Colombia se encuentra en un sitio de choque entre la placa Pacífica, Oceánica y el borde de la placa Suramericana, en donde la placa Nazca subduce bajo la placa Suramérica a lo largo de la Costa Pacífica colombiana penetrando a una velocidad de aproximadamente 69 mm/año en dirección este, provocando el levantamiento de las cordilleras, y en consecuencia, dando origen a eventos de erosión, transporte y acumulación de materiales en una cuenca de sedimentación interna. Así mismo, se ha establecido que la placa del Caribe tiene un movimiento en dirección sureste, el cual crea una zona de compresión entre esta placa y la placa Suramérica, presentando una velocidad estimada de movimiento de alrededor de los 10 mm/año. Especialmente, en estas zonas de subducción se encuentran depósitos de minerales, en donde el material descendente es fundido y parte se mezcla con el manto para posteriormente ascender en forma de magma y conformar batolitos y rocas volcánicas de composición intermedia a félsica. Igualmente, se presentan rocas ígneas intrusivas y volcánicas, en forma de batolitos, stocks, diques, cuellos volcánicos y venas.

Por los efectos de choques entre placas surgió como primera cadena montañosa en Colombia, la Cordillera Central. Luego de su formación, esta cuenca fue rellenada con sedimentos y por causa posterior a empujes desde la zona de subducción contra el cratón, por tanto, estos sedimentos salieron formando así la última cordillera en aparecer en la historia del territorio colombiano, la Cordillera Oriental. Y como segunda en aparecer fue la cordillera Occidental, como consecuencia de un salto de la zona de subducción. Como complemento a lo anterior, y teniendo en cuenta el tiempo geológico, se identifican algunos de los acontecimientos dinámicos ocurridos en el territorio colombiano de la siguiente manera:

- Hacia el período Cambro-Orvídico se da el acercamiento entre América del Norte y Suramérica, estando este último aún unido al continente africano.
- La formación de la Cordillera Occidental durante el Mesozoico,
- la Cordillera Central se levanta durante el Cretácico y
- la Cordillera Oriental inicia en el Paleógeno.
- Durante el Cretáceo también se genera el sistema de Fallas de Romeral y
- durante el Pleistoceno se dio lugar al levantamiento máximo y configuraron las tres



cordilleras.

- Se cree que durante Terciario afloró la Serranía del Baudó.

Dicho lo anterior, y como parte fundamental a los movimientos originados por la dinámica entre placas, lo cual conduce una serie de fallas de sentido SE-NW como las fallas de Romeral, Cauca-Patía, Soapaga y la del borde este de la Cordillera Oriental. También se originan fallas de rumbo como la falla de Bucaramanga-Santa Marta la cual fue la causante de desplazar la Sierra Nevada de Santa Marta un ente tectónico de la Cordillera Central, hacia el noroeste por varios kilómetros. Por consiguiente, estas fallas hacen que se generen grandes esfuerzos y a su vez exista acumulación de energía potencial que luego se libera produciendo movimientos a lo largo del continente, es decir, un considerable número de sismos en la zona. (Véase Figura 1-16).

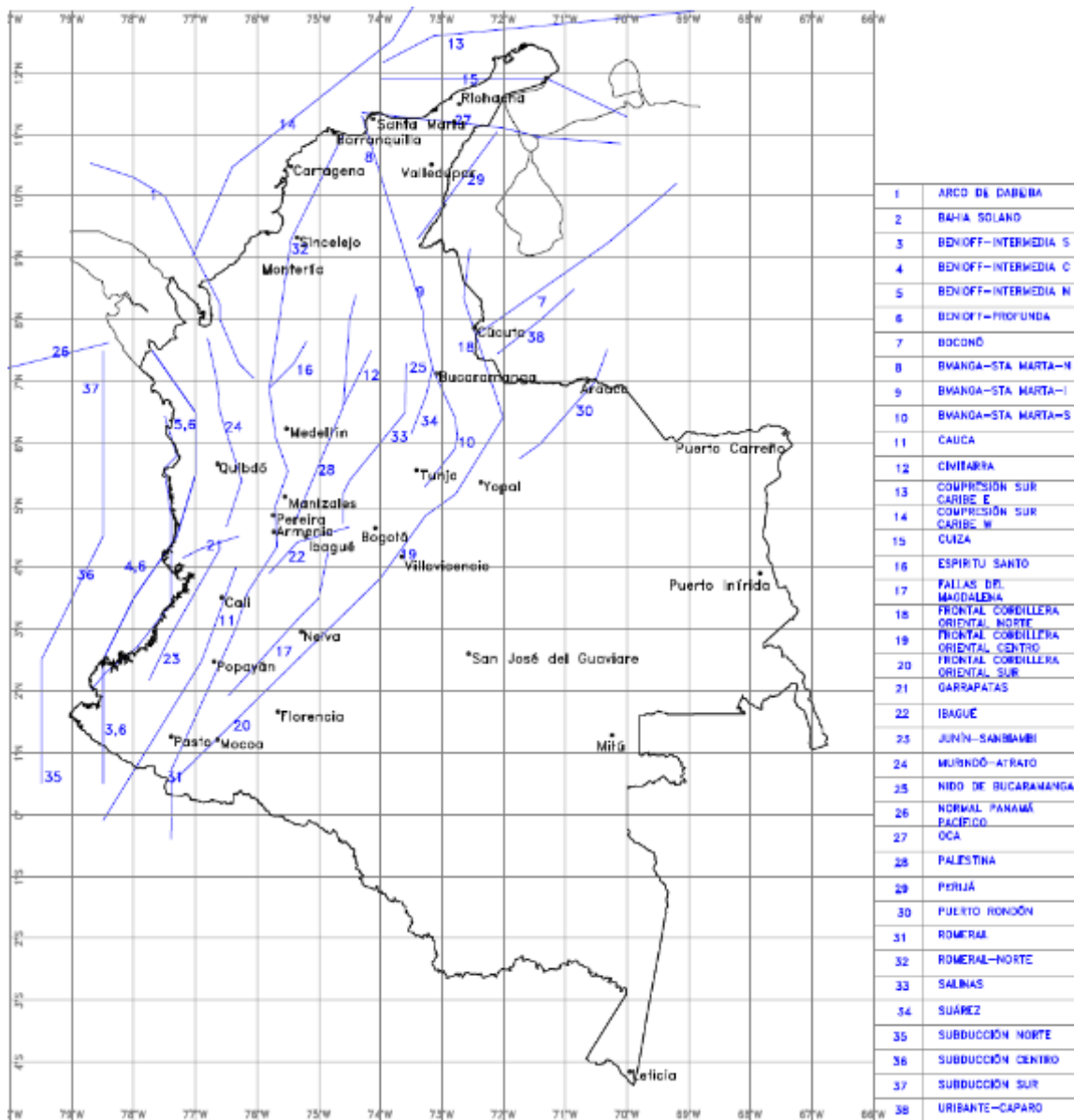


Figura 1-16. Proyección fallas en superficie. Fuente: (Comité AIS-300, Cardona A., & Ordaz S., 2009)

## **Capítulo II. Geología Colombiana**

Dando continuidad a la parte teórica y más específicamente a la geología estructural, en este capítulo nos concentraremos en la geología extensa y variada que existe en todo el territorio colombiano de manera breve. Como primera parte, será localizada con relación al tipo de rocas básicas (sedimentarias, ígneas y metamórficas) y, en segundo lugar, según las regiones naturales de Colombia. Como principal región a discutir será la Región Andina, siendo la zona montañosa y que se encuentra dividida en tres grandes ramales que reciben los nombres de cordilleras Oriental, Central y Occidental y por algunos sistemas orográficos aparentemente independientes de la zona andina, como los de la Sierra Nevada de Santa Marta, las Serranías de Baudó, Darién, La Macarena y pequeñas colinas aisladas en la Península de la Guajira. Así mismo, en la región Andina es donde se concentran en su mayoría los proyectos de túneles construidos en roca que han presentado el fenómeno en estudio. A continuación, se ilustra el mapa geológico de Colombia (Véase Figura 2-1).

**FIGURA No.1 MAPA GEOLOGICO DE COLOMBIA**

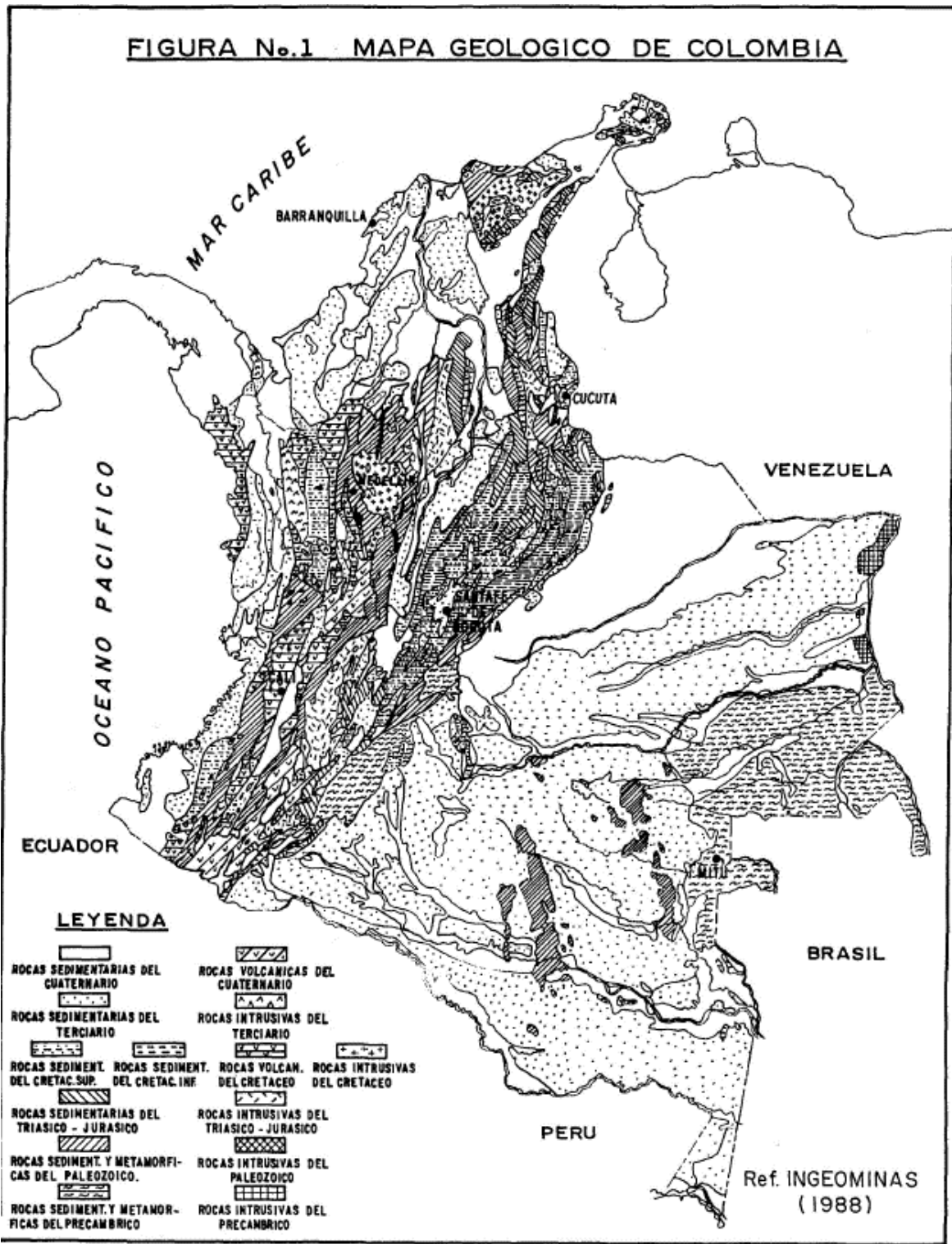


Figura 2-1. Mapa Geológico de Colombia. Fuente: (Lobo-Guerrero Uscátegui, 1994)

## **2.1. Localización de las Rocas Básicas en Colombia**

### **2.1.1. Rocas sedimentarias.**

Gran parte del territorio colombiano está cubierto por rocas de tipo sedimentarias en aproximadamente el 70 a 80%. En edad van desde el Cámbrico hasta el reciente (Holoceno). Las de mayores espesores y continuidad lateral se les llaman cuencas sedimentarias y que se indican a continuación en dirección Oriente a Occidente: Putumayo – Amazonas, Los Llanos Orientales, Cordillera Oriental, Catatumbo, Valle Inferior, Medio y Superior del Magdalena, Cesar, Ranchería, Cauca, Amagá, Patía, Pacífica, Caribe y en el mar territorial, la cuenca de Colombia y San Andrés y Providencia (Véase Figura 2-2).

En la zona del Escudo de las Guayanas y la región del Nudo de los Pastos – Popayán, se encuentran coberturas delgadas de rocas sedimentarias de extensiones grandes en superficie. De igual manera, los aluviones de los grandes ríos y quebradas que se encuentran depositados sobre grandes extensiones de rocas ígneas y metamórficas.

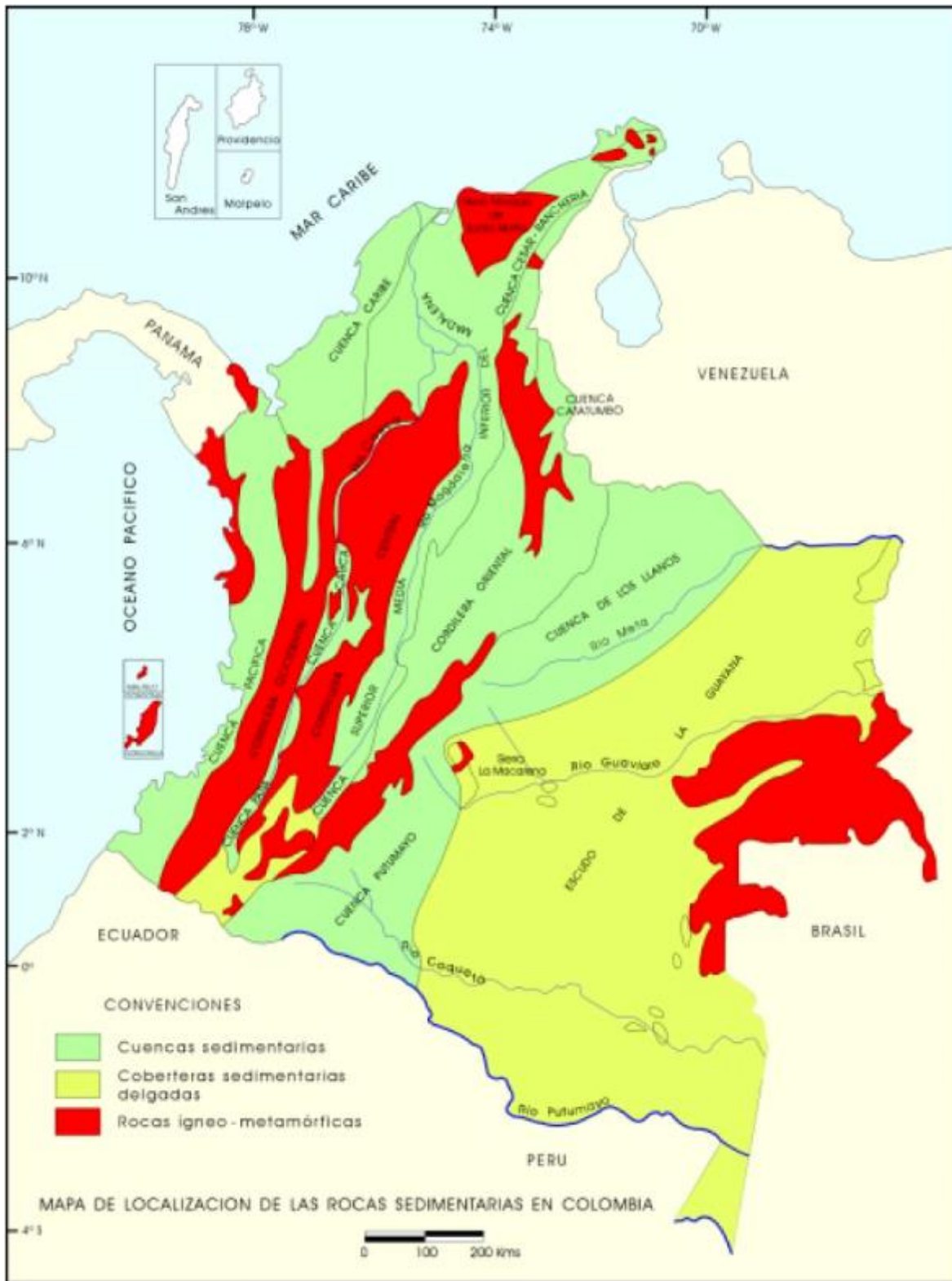


Figura 2-2. Mapa Localización de las Rocas Sedimentarias. Fuente: (Ministerio de minas y energía & Mosquera, 2001)

### **2.1.2. Rocas ígneas.**

Las rocas de tipo ígneas se presentan como parches en el Escudo de la Guayana aflorando a lo largo del río Orinoco, al sur de Puerto Carreño, hacen parte de los plutones graníticos de Parguaza y el Remanso. Entre el río Guaviare y el río Caquetá, se encuentran afloramientos de rocas intrusivas félsicas (granitos de Atabapo y El Remanso), en pequeñas proporciones. También se encuentran franjas alargadas de vulcanitas félsicas a intermedias, riolíticas a andesíticas. En general en la región, afloran rocas intrusivas félsicas a máficas, desde granito a gabro, consideradas del Paleozoico superior.

En la zona del norte y occidente de la Cordillera Oriental (Macizo de Santander y de la Serranía de Perijá), se presentan rocas ígneas intrusivas a volcánicas de composición félsica a intermedia, con edades del Paleozoico para algunos cuerpos, a Triásico-Jurásico, para los batolitos principales. Al sur de la cordillera Oriental se hallan intrusivos plutónicos de composición ácida a intermedia de los que cabe nombrar los batolitos de Suaza y Algeciras; rocas volcánicas de composición félsica a máfica con intercalaciones de sedimentos afloran cerca de San Alonso y Pitalito.

En la Península de La Guajira se presentan rocas intrusivas de composición félsica, como granitos, cuarzomonzonitas a granodioritas (edad del Triásico-Jurásico); rocas volcánicas como riolitas, traquitas y andesitas (edad Jurásica-Cretácica inferior).

En la Cordillera Central está la presencia de rocas ígneas intrusivas de mayor tamaño, de composición ácida a intermedio, van desde granitos a dioritas de edades registradas del Jurásico al Cretácico, de los que se pueden nombrar los siguientes batolitos: Segovia, Santa Bárbara, Antioqueño, Sonsón e Ibagué. También en la zona del sureste de Ibagué afloran rocas volcánicas con intercalaciones de sedimentos y son denominadas Formación Saldaña.

En consecuencia, de todo el desarrollo del vulcanismo intenso ocurrido durante los períodos del Terciario y el Cuaternario, en la Cordillera Central se presentan piroclastos y lavas de composición entre andesitas basálticas y dacitas, con dominio andesítico.

Se presentan afloramientos de rocas ígneas a lo largo de la Cordillera Occidental, de composición básicas de afinidad oceánica, principalmente lavas basálticas, diques diabásicos y en menor proporción brechas volcánicas (edad cretácica). También se presentan cuerpos ultramáficos de dunitas, piroxenitas y gabros, principalmente en el complejo ultramáfico de Bolívar, Valle del Cauca, y algunos en el departamento del Nariño.

En el océano Pacífico, las islas Gorgona y Gorgonilla están conformadas por rocas ígneas intrusivas y extrusivas, básicas, y ultrabásicas de edades entre en Cretácico Superior y el Terciario inferior.

### **2.1.3. Rocas metamórficas.**

En la Cordillera Oriental se pueden distinguir tres regiones metamórficas: el Macizo de Garzón, compuesto por granulitas félsicas y máficas, neis félsico, migmatitas y mármoles; en el macizo de Quetame se presentan esquistos cloríticos, sericíticos, filitas violáceas, pizarras y cuarcitas; en el Macizo de Santander son de alto a bajo metamorfismo, conformado por neis graníticos bandeados a veces migmatíticos, paraneis, esquistos, filitas, cuarcitas y pizarras.

En la Cordillera Central se hallan rocas de alto a bajo grado de metamorfismo, compuestas por granulitas piroxénicas neis cuarzo feldespático granulítico, anfibolitas granatíferas, neisbiotítico, esquistos verdes y negros, cuarcitas y mármoles. En la Guajira, se presentan rocas de tipo neis de hornblenda-plagioclasa y esquistos micáceos de edad paleozoica y denominada formación Macuira. También afloran filitas y esquistos fino granulares.

Por último, en la Cordillera Occidental, rocas de bajo grado de metamorfismo, constituidas por pizarras, filitas, metareniscas, metacalizas y metachert que hacen parte de la Formación Cisneros, su edad es de fines del Cretácico Inferior al Cretácico Superior.



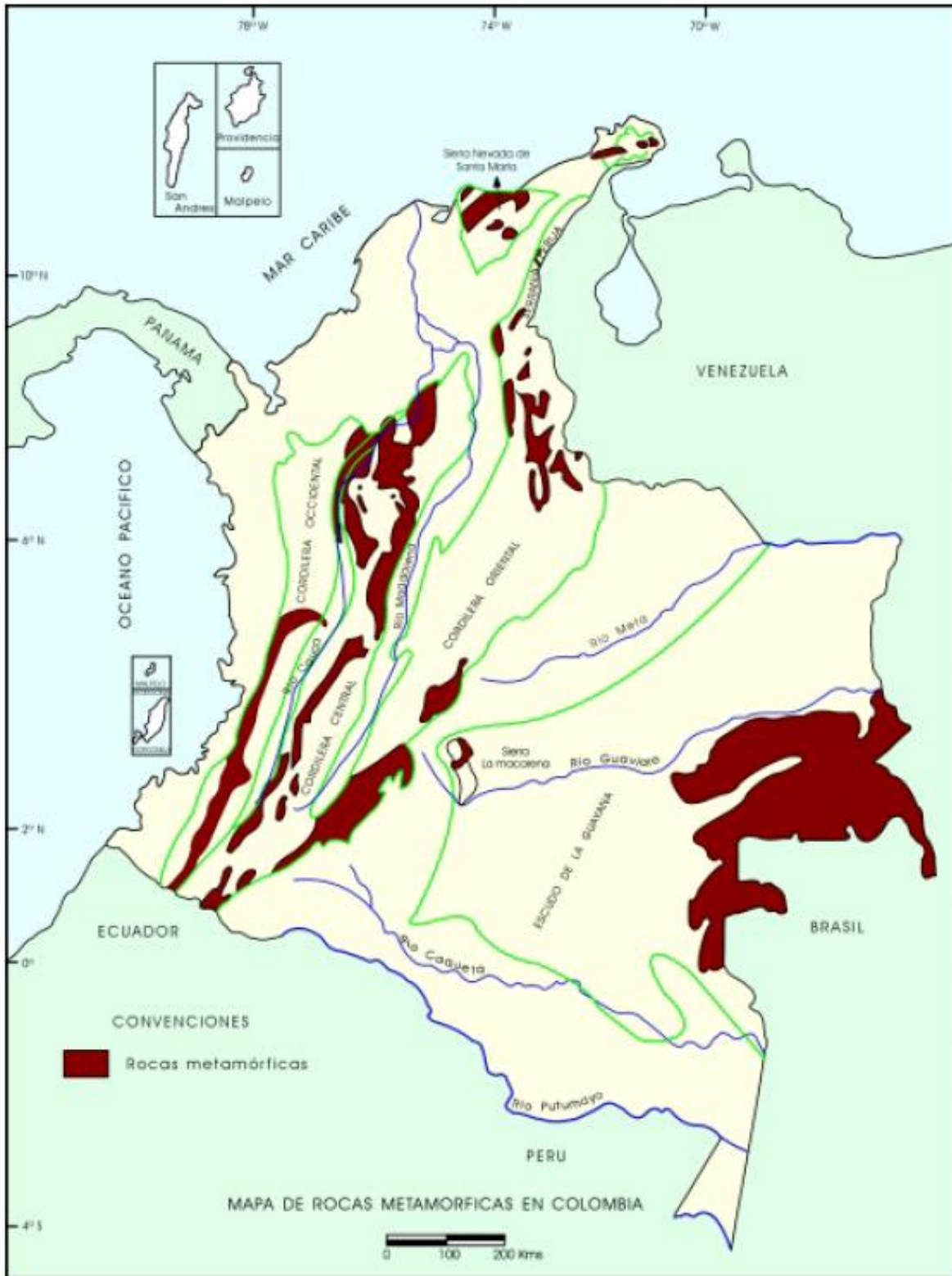


Figura 2-3. Mapa Localización de las Rocas Metamórficas. Fuente: (Ministerio de minas y energía & Mosquera, 2001)

## **2.2. GEOLOGÍA EN LAS REGIONES NATURALES DE COLOMBIA. (Gonzalez I, Paris Q., & Nuñez T., 1988)**

### **2.2.1. Región Andina.**

La geología de la región andina se caracteriza por comprender las tres cordilleras Oriental, Central y Occidental que existen actualmente en el país. Toda la información perteneciente a estas cordilleras, se describirá de acuerdo con unidades morfoestructurales, las cuales coinciden con las morfologías actuales y poseen, en general, características litológicas y tectónicas diferentes.

#### **2.2.1.1. Cordillera Oriental.**

En términos morfológicos, esta cordillera tiene su falda más empinada hacia el occidente, que da frente a la hoya del río Magdalena; a diferencia de la falda oriental que tiene una pendiente más suave la que desciende gradualmente hasta los valles de los ríos tributarios del Orinoco y del Amazonas. Así mismo, en su extremidad norte, en la vecindad de la ciudad de Pamplona, se divide en dos nuevos ramales; uno continúa hacia el norte y se llama la Sierra de Perijá, y que topográficamente se une con el grupo de montañas de la costa Atlántica o Sierra Nevada de Santa Marta; y el otro ramal tuerce al oeste y penetra en Venezuela para formar la Sierra de Mérida.

- **Precámbrico**

En el Macizo de Garzón está constituido por metamorfitas de alto grado, facies granulita y anfibolita, neises félsicos, migmatitas y mármoles, caracterizadas por alternancia aparentemente sedimentaria de las rocas cuarzo-feldespáticas con rocas máficas, pelíticas y clacáreas.

En el Macizo de Santander constituido por néises graníticos bandeados, a veces

migmatíticos, denominado Neis de Bucaramanga, y algunas zonas de esquistos.

- **Paleozoico Inferior**

En el Macizo de Quetame se evidencia un metamorfismo regional de bajo grado (Grupo de Quetame), constituido por esquistos cloríticos sericíticos y filitas violáceas, pizarras y cuarcitas verdosas.

En el Macizo de Santander, sobre el Neis de Bucaramanga se encuentra la Formación Silgará constituida por esquistos, filitas y pizarras con metamorfismo de bajo a medio grado.

En la Serranía de Perijá, flanco occidental, se han encontrado también algunos afloramientos de rocas metamórficas de bajo grado.

- **Paleozoico Superior**

- Devónico: corresponde a un período de sedimentación marina poco profunda.

Formación La Floresta y de Mogotes (Santander), están constituidos por esquistos y neises e infrayace la Formación Cucho. A diferencia de la formación Gutiérrez (Cundinamarca), que está constituido por un conglomerado basal.

En el Macizo de Santander, cerca de Ocaña, afloramientos de conglomerados y areniscas cuarzosas (Formación Las Mercedes).

- Carbonífero – Pérmico: se han encontrado afloramientos aislados y pequeños en las siguientes localidades: La Jagua (Huila), Páramo de Sumapaz, Gachalá (Cundinamarca), Río Nevado (Santander), Serranía de la Macarena, en Bucaramanga sobre el Macizo de Santander, en la zona de Pamplona y Labateca (Norte de Santander) y en calcáreos de El Cerrejón (Guajira). Todas se caracterizan por la alternancia de sedimentos rojos con calizas claras y biógenas.

- **Triásico - Jurásico**

El registro litológico está representado por sedimentación marina y continental, constituidos

por areniscas, conglomerados, limolitas, arcillolitas y localmente shales oscuros con alguna fauna fósil marina del Jurásico inferior en la Formación Batá y continental del Jurásico inferior en la Formación Bocas.

Aparecen afloramientos de las secuencias vulcano-sedimentarias en la Serranía de Perijá, Macizos de Santander y Floresta y al oriente de Huila y Tolima.

- **Cretáceo**

Se evidenció un ambiente tropical principalmente por la presencia de flora tropical y gran cantidad de sedimentos clásticos. De igual forma, se presentó un desarrollo contemporáneo de sedimentación marina y continental, resultando una litología de conglomerados, areniscas y limolitas fluviales, principalmente, luego areniscas, calizas y limolitas marinas; la sedimentación continuó con lutitas, calizas, areniscas e intercalaciones locales de limolitas silíceas, mantos de carbón, evaporitas y roca fosfórica.

- **Terciario**

En este período la sedimentación estaba regida por la frecuente depositación de secuencias conglomeráticas y arenáceas, y que proporcionan movimientos tectónicos y orogénicos.

- **Cuaternario**

Principalmente en la edad entre el Pleistoceno y el Holoceno, en la Sabana de Bogotá fue donde se presentaron acumulaciones de arcillas, arenas y gravas (parte superior de la Formación Tilatá) de ambiente fluvial y arcillas y arenas con niveles de materia orgánica (Formación de la Sabana) de ambiente lagunar.

### ***2.2.1.2. Cordillera Central.***

Se extiende en medio de los valles del Magdalena y del Cauca, y va decreciendo en elevación hacia el norte. Se pueden destacar picos como el nevado del Tolima con 14000 pies de elevación. Se encuentra constituido principalmente por neises, anfibolitas,

metasedimentitas y metavulcanitas de un complejo polimetamórfico. Al occidente afloran rocas básicas y ultrabásicas y rocas metamórficas de presión media a alta, desarrolladas en el cretáceo.

- **Precámbrico**

*Norte:* se destaca el Complejo de Puquí, compuesto por granitoides, neises y migmatitas.

*Oriental:* afloran bloques de neises cuarzo-feldespáticos granulíticos con presencia de secciones delgadas de anfibolitas y mármol.

*Central:* se presentan afloramientos pequeños denominados como Neises y Anfibolitas de Tierradentro, Neises Biotíticos del Davis y Complejo Icarcó.

- **Paleozoico**

El núcleo de esta cordillera está constituido por metamorfitas de bajo a medio grado, facies esquisto verde a anfibolita y que fueron sometidas a más de un evento metamórfico.

*Norte:* sobresalen los Grupos Valdivia, Ayurá-Montebello. En esta zona las rocas metamórficas se dividen en fajas pareadas: una oriental constituida por neises feldespáticos y alumínicos, esquistos micáceos, cuarcitas y mármoles. Y una occidental constituida por esquistos cuarzo-sericíticos-grafíticos y metavulcanitas de texturas esquistosa con delgadas intercalaciones de neises feldespáticos. Ambas fajas se caracterizan por presentar un metamorfismo de alta temperatura, baja presión tipo Abukuma.

*Occidental:* constituido por una secuencia marina premetamórfica gradando al oriente a lutitas, arenitas y calizas de ambiente transicional.

*Sur:* las rocas metamórficas se dividen en dos grupos: grupo de esquistos orientales y que sería correlacionable con el Grupo Cajamarca, constituido por rocas metasedimentarias alumínicas y localmente metavolcánicas. Y un grupo occidental conformado por el Grupo Bugalagrande y los Complejos de Rosario y Bolo Azul, constituidos por rocas de tipos esquistos anfibólicos básicos y rocas meta-ígneas.

En ambos flancos de la cordillera se presentan intrusivos con textura néisica, de composición granítica o granodiorítica.

- **Triásico – Jurásico**

En el borde oriental está constituido por algunas secuencias marinas litorales con intercalaciones de rocas volcánicas. Al occidente del Valle del río Magdalena aparece el único remanente de la sedimentación marina de esta edad.

En el extremo norte desde la Laguna Morrocoyal se desarrolla hacia el sur una zona larga de sedimentos constituida por arcillas negras, lutitas y calizas con fósiles del Liásico que subyacen sedimentarias clásticas rojas, intercaladas con material volcánico efusivo y piroclástico de composición ácida e intermedia instruidas por rocas graníticas del Batolito de Segovia.

En el sector central en la formación Valle Alto, se encuentra constituido por sedimentitas arcillosas y carbonáceas, areniscas y conglomerados, no presentan intercalaciones volcánicas.

- **Cretáceo**

A continuación, se presentan algunas secuencias de esta edad según sus unidades litológicas:

- *Secuencias sedimentarias:* las formaciones de La Soledad, Amalfi, Abejorral y Berlín están constituidas por sedimentos areno-arcillosos con conglomerados de cuarzo oligomícticos basales. La Formación San Pablo está constituidos por basaltos toleíticos. Al norte de Segovia se encuentra una secuencia volcánica de composición intermedia, con intercalaciones de sedimentitas carbonosas con macrofósiles del Cretáceo temprano, arenitas, conglomerados y algunos bancos de caliza y chert. La Formación Quebradagrande constituida por rocas sedimentarias marinas y rocas volcánicas. En general, el miembro sedimentario está constituido por grauvacas, limolitas carbonosas, lutitas, conglomerados y lentes de chert.
- *Secuencias volcánicas:* la Formación Quebradagrande está constituido por lavas

basálticas con cantidades menores de andesitas y piroclastitas y que presentan intercalaciones sedimentitas marinas de ambiente poco profundo con aporte volcánogénico.

La Formación Amaime está constituido por basaltos toleíticos con horizontes extensos de lavas almohadilladas y locamente basaltos komatiíticos.

- *Rocas máficas – ultramáficas:* forman un cinturón que sigue la zona tectónica de Romeral. La asociación predominante es peridotita (serpentinita-gabro) con o sin lavas básicas, con un metamorfismo de bajo grado; los gabros son bandeados a macizos formando cuerpos alargados e irregulares metamorfizados a la facies esquisto verde. La secuencia ofiolítica más completa es la de Los Azules en el sur del país.

Los diferentes grupos ofiolíticos y que se ubican a lo largo del sistema Cauca-Romeral y el miembro volcánico de la Formación Quebradagrande, está constituido por la asociación de rocas ultramáficas-máficas. dioritas y basaltos espilíticos con intercalaciones de sedimentos marinos, muy delgadas (Complejo Ofiolítico del Cauca).

- *Rocas metamórficas:* en el flanco occidental de la cordillera, se insinúa un cinturón metamórfico en el cual el tipo bórico varía desde media presión al norte, en el Grupo Arquía y Esquistos Anfibólicos del río Cauca, hasta alta presión en el sur.

- **Vulcanismo Terciario - Cuaternario**

Algunos de los volcanes como El Ruiz, Puracé y Doña Juana han tenido fuertes erupciones durante los últimos 100 años, siendo el volcán del Nevado del Ruiz que aún continúa su actividad eruptiva. Estos sistemas volcánicos se desarrollan a lo largos de los sistemas de fallas principalmente los del Cauca (Azufra – Chiles), de Romeral (Galeras, Doña Juana, Sotará – Cerro Negro y Puracé – Coconucos), de Suaza (Volcá, Sibundoy) y de Palestina (Complejo Ruiz – Tolima), debido a la convergencia entre las placas Nazca y Suramérica. Las rocas constituyentes a partir de las erupciones volcánicas son piroclastos y lavas de composición entre andesitas basálticas y dacitas, con dominio andesítico de series calco-alcalinas. Y con relación a la actividad volcánica en el plio-cuaternaria se presentan depósitos de aglomerados y tobas, y por abundante material glacio-volcánico transportado por flujos de lodo o fluvialmente, formado los valles de los ríos Patía, Cauca y Magdalena.

- **Plutonismo Mesozoico - Cenozoico**

El 40% de la cordillera está cubierta por rocas plutónicas y subvolcánicas de composición intermedia, los cuales forman batolitos. A continuación, se describen:

- Batolito de Santa Bárbara, al sur de la cordillera ocupando un área de 375 km<sup>2</sup>, de composición tonalítica e instruye las rocas metamórficas de los grupos Bugalagrande, Cajamarca y el Complejo Bolo Azul.
- Batolito de Segovia, localizado en el sector septentrional, presenta una longitud de 270 km y un ancho máximo de 50 km, constituido por dioritas y dioritas con cuarzo de grano medio y textura hipidiomórfica granular.
- Batolito de Sonsón, situado en la parte septentrional y de extensión de 950 km<sup>2</sup>, de composición entre tonalita y granodiorita, de textura hipidiomórfica medio a grueso granular.
- Batolito de Ibagué, ubicado al sur con una extensión de 250 km y una amplitud promedio entre 20 y 40 km. Constituido por amplias variaciones petrográficas y sus contactos son tectónicos presentando en muchas zonas efectos metasomáticos y de metamorfismo de contacto sobre las calizas del Payandé dando lugar a depósitos de tipo skarn.
- Al sur del Macizo Colombiano se encuentra el Complejo Ígneo de Mocoa, constituido por tobas, brechas volcánicas y lavas de composición ácida a intermedia.
- Batolito de Buga, localizado sobre el flanco occidental en el Departamento del Valle; de composición tonalítica con variación a diorita hornbléndica hacia los bordes.
- Batolito de Sabanalarga, ubicado en una posición marginal occidental respecto al cinturón metamórfico paleozoico. Al sur se encuentra la Diorita de Pueblito de composición diorita-gabro.
- Batolito Antioqueño, ubicado en la zona septentrional de la cordillera con una extensión de 7000 km<sup>2</sup>; se caracteriza por su homogeneidad petrográfica y poca variabilidad petroquímica.

### **2.2.1.3. Cordillera Occidental.**



Constituida principalmente por rocas mesozoicas de afinidad oceánica y que corresponden a los grupos Dagua, metasedimentario de bajo grado, y al Grupo Diabásico, predominantemente volcánico básico.

- **Secuencias Volcánicas**

Constituido principalmente por lavas basálticas, diques diabásicos y en menor proporción brechas volcánicas y lentes delgadas de rocas sedimentarias. Los horizontes sedimentarios de la Formación Volcánica, consisten en areniscas finamente intercaladas con lodolitas y limolitas, pizarras, filitas y chert; algunas bandas de calizas contienen lutitas carbonáceas.

La Formación Barroso como parte basal del Grupo Cañasgordas, constituida por un complejo volcánico lávico y piroclástico, y que está compuesto por diabasas, basaltos y en menor proporción espilitas con intercalaciones de lavas almohadilladas, tobas, brechas y aglomerados.

- **Secuencias Sedimentarias**

La Formación de Cisneros comprende rocas metamórficas de bajo grado mostrando horizontes marcadores de pizarras de color rojo y verde.

La Formación Espinal está constituido por lutitas, chert y areniscas, limolitas y lutitas, e intercalaciones menores de chert y caliza.

La Formación Río Piedras, consiste en areniscas, compactadas de color azulado, además limolitas y lodolitas carbonáceas y piritosas.

La Formación Ampudia, cosiste en chert, lodolitas, limolitas, areniscas y localmente lutitas; algunos conglomerados brechosos, en menor escala.

El Miembro Nutibara constituido por bancos de calizas pelágicas y chert negro interestratificado hacia el tope con lutitas, limolitas y grauvacas.

El Miembro Urrao constituido por sedimentos plegados y fallados; compuesta por grauvacas, arcillolitas y limolitas, localmente con bancos de conglomerados polimícticos

con cantos de rocas volcánicas y chert.

- **Plutonitas Básicas**

Al noroeste de Cali (El Tambor), se encuentran afloramientos de tonalita y gabro, también en la parte norte de la cordillera se presentan cuerpos similares (Gabro de Altamira).

- **Ultramafitas**

El Complejo Ultramáfico de Bolívar (Valle) está constituido por dinitas, piroxenita y gabros cúmulos, cruzados por diques pegmatíticos, microgabros y metabasaltos con diques de plagiogranito.

- **Rocas Intrusivas del Terciario**

El Batolito de Anchicayá intruye la Formación Cisneros constituido por tonalitas y dioritas con cuarzo.

El Stock de Pance está compuesto por tonalita y gabro; se localiza al sur-occidente de Cali.

El Batolito de Piedrancha ubicado al occidente del departamento de Nariño, está constituido por tonalítica.

El Batolito de Mandé es el cuerpo plutónico de mayor tamaño, hacia la zona norte está compuesto por tonalítica y hacia al sur de monzodiorítica con facies subvolcánicas, indicando en emplazamiento post-tectónico, como una de sus características estructurales.

El Batolito de Farallones, en los límites de Antioquia y Chocó, es de composición monzonítica a tonalítica.

### **2.2.2. Región del Pacífico.**

A continuación, se indican las formaciones del Geosinclinal Bolívar o Cuenca del Pacífico:

- Suruco (Eoceno): constituido por caliza, chert, arenisca calcárea, lutita silíceas y conglomerado en la base.
- Buenaventura (Oligoceno): constituido por areniscas y arcillolitas calcáreas.
- Tumaco (Mioceno): constituido por lutita calcárea, arenisca y calizas fosilíferas.
- La Pato (Plioceno): constituido por conglomerados, limolitas y areniscas, lentes carbonosos, tobas y cenizas.

Las Formaciones Raposos y Mayorquín, ubicados al borde occidental de la cordillera (cerca de Buenaventura), la primera está formada por conglomerados brechosos, areniscas, limolitas y lodolitas. Los conglomerados presentan clastos de diabasas, chert y tonalita. Para la segunda (Formación Mayorquín), constituido por areniscas, limolitas y lodolitas pobremente sorteadas y litificadas, con conglomerados locales.

#### **2.2.2.1. Serranía de Baudó.**

Se encuentra limitada por el océano Pacífico y el valle de los ríos Atrato-San Juan.

De acuerdo a las sedimentitas terciarias se agrupan de la siguiente manera:

- Formación Barrial (Eoceno): compuesto por arenisca, caliza, lutita y conglomerado.
- Formación Truandó (Oligoceno medio): compuesto por arenisca, toba y lutita.
- Formación Salto (Oligoceno superior): compuesto por basaltos.
- Formación Río Salado (Mioceno): compuesto por lodolita, arenisca y lutita.

Litológicamente el sector está constituido por tobas, grauvacas, lutita negra, basalto, andesita, gabro, por diorita, tonalita y basalto.

La Serranía del Darién está compuesta por andesita basáltica, gabro, diorita, gabrodiorita, cornubianas calcáreas, cuarcitas, basaltos toleíticos, diabasas, y tobas, aglomerados intercalados.

#### **2.2.2.2. Cuenca del Atrato.**

Parte del terreno Atrato – San Juan – Tumaco está conformado por estructuras sinclinales alargadas.

A continuación, se indican las formaciones correspondientes a las rocas sedimentarias de la cuenca del Atrato:

- Formaciones Uva (Oligoceno – Mioceno): constituida por calizas grises.
- Formación Napipí (Mioceno medio): constituido por lodolitas nodulares y capas de caliza concrecionaria.
- Formación Sierra (Mioceno superior): constituido por limolitas calcáreas grises y lodolitas que incluyen areniscas de grano fino arcillosas.
- Formación Munguidó (Plioceno): predominando las lodolitas calcáreas que incluyen areniscas azulosas de grano medio, capas de moluscos y algunos conglomerados y zonas carbonáceas.

### **2.2.3. Región Caribe.**

Se destacan tres subprovincias: la Sierra Nevada de Santa Marta, en donde predominan rocas ígneas y metamórficas; la Península de la Guajira, predominan rocas cristalinas y sedimentos cretáceos; las llanuras del Caribe, constituido por rocas del Terciario con amplio relleno del Cuaternario (tierras planas).

#### **2.2.3.1. Sierra nevada de Santa Marta.**

Está constituido por tres provincias geotectónicas indicadas a continuación:

- Provincia de la Sierra Nevada: compuesto por un basamento de granulitas, separado del Escudo de Guayana por una franja de esquistos y neises en facies anfíbolita.
- Provincia de Sevilla: compuesto por un basamento simático, de posible corteza oceánica, constituido por el Neis de Buriticá (anfíbolitas), esquistos y neises.

- Provincia de Santa Marta: constituida por dos franjas de rocas metamórficas, la franja exterior de esquistos verdes, Grupo Taganga, y el Grupo Gaira por esquistos en facies anfibolita, intruidos longitudinalmente por el Batolito de Santa Marta y por cuerpos pequeños de pegmatita y granito moscovítico.

### **2.2.3.2. Península de la Guajira.**

Las rocas más antiguas formado por dos secuencias metamórficas: la Formación Macuira por esquistos micáceos y neises de hornblenda-plagioclasa y la Formación Jarara constituida por filitas y esquistos. Las rocas no metamórficas más antiguas son areniscas, conglomerados, calizas y margas.

Las formaciones La Caliza de Sillimana y Uitpa, están constituidas por lutitas arcillosas, desarrolladas durante el Terciario medio y superior, el cual indica un ciclo marino transgresivo-regresivo. La Cuenca de Cocinetas, la Formación Jimal y la Formación Castilletes, la primera está compuesta por bancos de arenisca y caliza arenosa y la segunda por secuencias de calizas y lutitas arcillosas. En la parte suroccidental de la Guajira afloran estratos de calizas arenosas y lutitas arcillosas.

Durante el Pleistoceno ocurrió la última invasión marina en donde se depositaron algunas margas arcillosas y calizas arenosas con algunos moluscos de aguas poco profundas. En el post-Pleistoceno se ha originado la denudación de los sedimentos antiguos y si depositación en terrazas y aluviones.

### **2.2.3.3. Llanuras del Caribe.**

Se caracteriza principalmente por los siguientes elementos topográficos:

- Un sistema montañoso. Incluye las serranías costeras de Abibe – Las Palomas, y las serranías interiores de San Jacinto, San Jerónimo y Luruaco.
- Plataforma y Talud Continentales. Constituido por un prisma sedimentario de gran

espesor y que va hacia el mar desde la línea de costa.

- Tierras planas Intramontañosas. Ocupadas por terrenos cenagosos y por sistemas fluviales tales como los ríos Magdalena, San Jorge y Sinú, además del Canal del Dique.

#### **2.2.4. Región Insular.**

Los territorios del caribe de los cuales se destacan la isla de San Andrés conformado por calizas arrecifales y depósitos sedimentarios. Providencia y Santa Catalina poseen basaltos, andesitas y riolitas ignimbríticas rodeadas por calizas arrecifales y conglomerados. Los Cayos, islotes y bancos de Roncador, Serrana, Serranilla constituidos por arrecifes coralinos y depósitos sedimentarios marinos sobre basaltos. Los territorios insulares del pacífico sobresalen las islas de Gorgona, Gorgonilla y Malpelo. Las dos primeras están constituidas principalmente por rocas ígneas intrusivas, extrusivas, básicas y ultrabásicas (Complejo Ígneo de Gorgona), y hacia la costa se encuentran conglomerados, limolitas y calizas. Y la isla de Malpelo constituido por lavas, brechas volcánicas, hialoclastitas y diques basálticos.

#### **2.2.5. Región Amazónica.**

Está constituido por rocas sedimentarias e ígneas, donde afloran rocas cristalinas que constituyen el núcleo continental primitivo del norte de Suramérica (Escudo de la Guayana).

Durante el Terciario se desarrollaron las cuencas del Putumayo y del Amazonas, de los cuales, las rocas sedimentarias existentes en la cuenca del Putumayo son arcillolitas, conglomerados, limolitas, areniscas y, localmente, mantos de carbón. Y en la cuenca del Amazonas compuesto por lodolitas, areniscas, arcillolitas y mantos de carbón.

Durante el Cuaternario se destacan acumulaciones detríticas, terrazas y aluviones a lo largo de los ríos de mayor caudal.

### **2.2.6. Región de la Orinoquía.**

Durante el Precámbrico se desarrollaron las unidades precámbricas compuestas por rocas graníticas y metamórficas, con protolito predominantemente sedimentario. Dentro de las rocas metamórficas están los neises cuarzo-feldespáticos, neises micáceos y migmatitas.

Ya en el Paleozoico se desarrollaron rocas sedimentarias, ocasionalmente con metamorfismo de bajo grado y durante el Cretáceo existieron afloramientos sedimentarios constituidos por secuencias de areniscas, lutitas oscuras y, localmente, capas de calizas.

La litología registrada durante el Terciario se compone de areniscas, arcillolitas y lutitas, así como mantos de carbón.

La zona central y occidental se encuentra dominado por depósitos sedimentarios continentales, como terrazas y aluviones, cubriendo todas las rocas y las estructuras del subsuelo, lo anterior desarrollado durante el Cuaternario.

## Capítulo III. Mecanismos de Falla en Túneles

### 3.1. Cuñas de roca y desprendimientos

Al momento de realizar la excavación Terzaghi (1956), observó que excesiva sobre-excavación y desprendimientos de roca eran atribuibles principalmente a los sistemas de discontinuidades asociados con problemas de agua, lo que concluyó que a este fenómeno se le debería dar una especial consideración en la definición de los terrenos.

Es por esto, que, al excavar un macizo rocoso, existe una gran posibilidad de que ocurran tres tipos de aspectos importantes y que dan lugar a una disminución de la resistencia del macizo y por tanto a problemas de estabilidad. Estos efectos son:

- Desplazamiento de rocas hacia el interior de la excavación como, por ejemplo: bloques, cuñas o extracción de roca.
- Orientación desfavorable de las tensiones naturales con respecto al eje de la excavación subterránea.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación.

La causa de estos efectos está relacionada generalmente por los siguientes factores geológicos:

- Estructura geológica: Este factor influye más directamente en la estabilidad de la excavación subterránea y viene determinada por la disposición geométrica de los distintos niveles estratigráficos con respecto al eje del túnel con relación a los siguientes modelos:
  - Intersecciones de la estructura con la sección del túnel (véase Figura 3-1).
  - Orientación de la dirección de la estratificación con el eje del túnel (véase Figura 3-2).
  - Intersección de rocas plegadas con respecto al eje del túnel (véase Figura 3-3).
  - Influencias de la orientación de la estratificación sobre la sobre-excavación y estabilidad.



- Influencias del plegamiento en la estabilidad, filtraciones y presiones sobre el túnel.

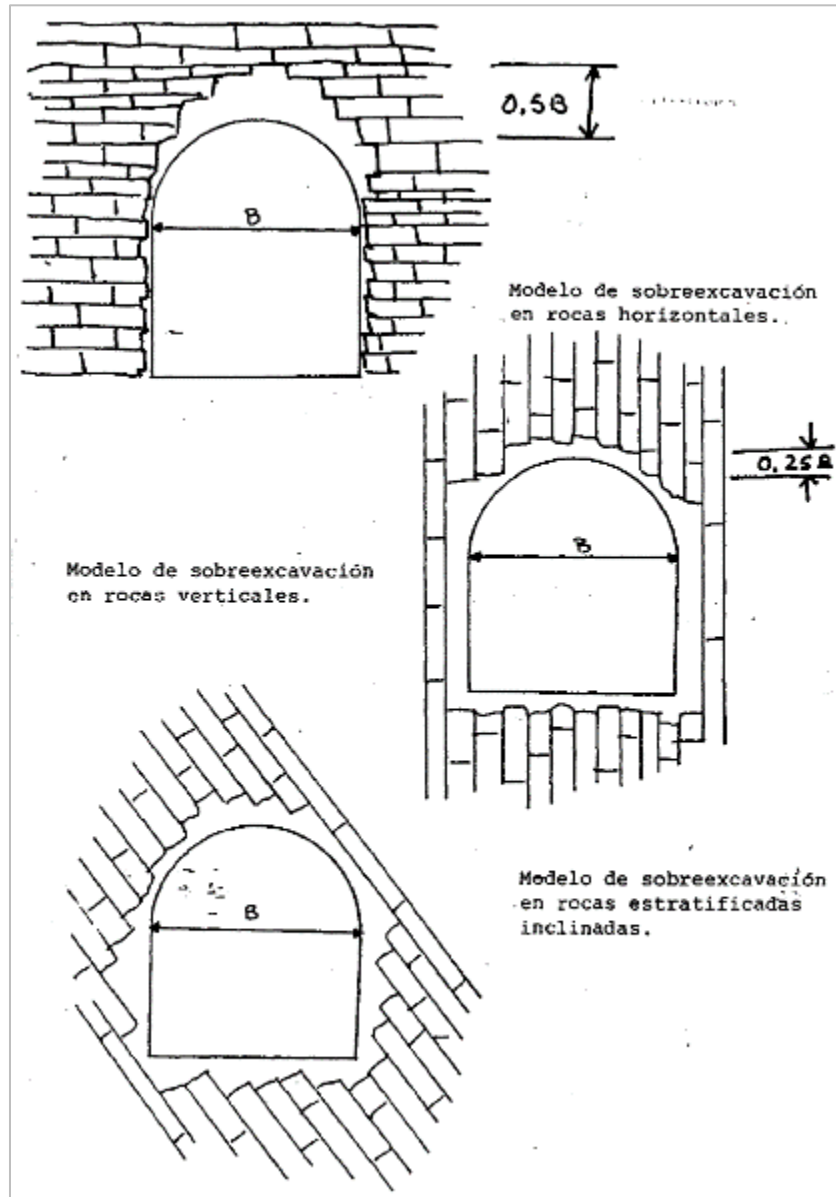


Figura 3-1. Modelo de intersección de rocas estratificadas en la sección de un túnel.  
Fuente: (Rodríguez Ortiz, González de Vallejo, & others, s. f.)

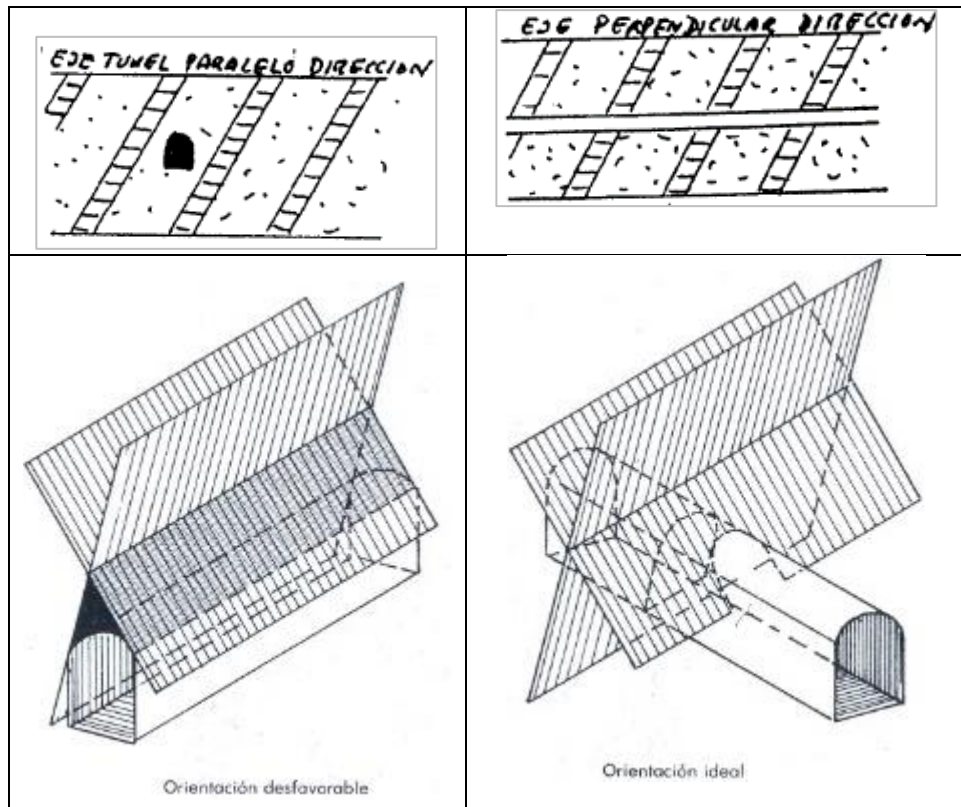


Figura 3-2. Orientación de la dirección de una excavación con respecto a las principales discontinuidades. Fuente: (Rodríguez Ortiz et al., s. f.) y (Evert Hoek & Brown, 1985a)

En la figura anterior (Figura 3-2) se ve claramente cómo la orientación de las discontinuidades afecta o no a la estabilidad del túnel, por ello, se requiere de un estudio especial al momento de construir una obra subterránea. Se parte del hecho, que, al presentar orientaciones y formas favorables a la excavación del túnel, éstas producen el menor volumen posible de cuñas potencialmente inestables. Por tal razón, en esta figura se muestra un ejemplo sencillo de dos alternativas de azimut en relación con el rumbo de dos discontinuidades importantes. En este caso, el azimut más desfavorable es aquel que el eje de la excavación queda paralelo al rumbo de la línea de intersección de las discontinuidades, el cual conduce a la generación de una cuña larga, que se orienta paralela al eje de la excavación. En el caso contrario, donde la orientación de las discontinuidades es favorable al eje del túnel, ocurre cuando la orientación del túnel se presenta en ángulo recto al rumbo de la línea de intersección de las dos discontinuidades, produciendo un volumen mínimo de material inestable en el techo de la excavación. (Evert Hoek & Brown, 1985a)

En el caso donde se presenten varias discontinuidades que se intersectan, en macizos rocosos muy fracturados, las cuales presentan características similares de resistencia, la elección de un azimut ideal se dificulta más.

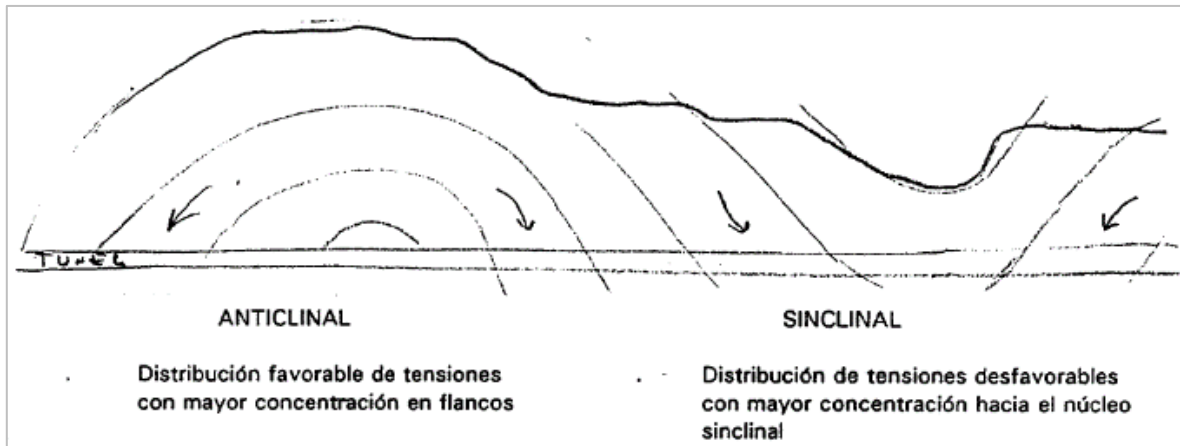


Figura 3-3. Influencia del plegamiento con respecto a la dirección de un túnel. Fuente: (Rodríguez Ortiz et al., s. f.)

- **Discontinuidades:** La orientación y características de las discontinuidades constituyen junto con la estructura geológica, los factores que determinan la geometría de la intersección del túnel con el macizo rocoso circundante. Esto influye de manera directa, en el tipo de roturas, y, por consiguiente, en los problemas de estabilidad, que por lo general están relacionados con caída de bloques y cuñas generados en la bóveda (techo) y en hastiales (paredes). Además, estos problemas también se relacionan con la intersección de discontinuidades, principalmente fallas y cabalgamientos. (Rodríguez Ortiz et al., s. f.)

Por consiguiente, en zonas donde se presenta fallamiento y de gran fracturación, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Tipo de rellenos y milonitos
- Espesor del relleno
- Transmisibilidad hidráulica
- Características de plasticidad y expansividad del relleno si se trata de materiales arcillosos.

El debilitamiento estructuralmente controlado se puede analizar mediante la técnica de la

proyección estereográfica. En las Figura 3-5 y se muestran ejemplos de la incidencia de las discontinuidades en relación con los túneles.

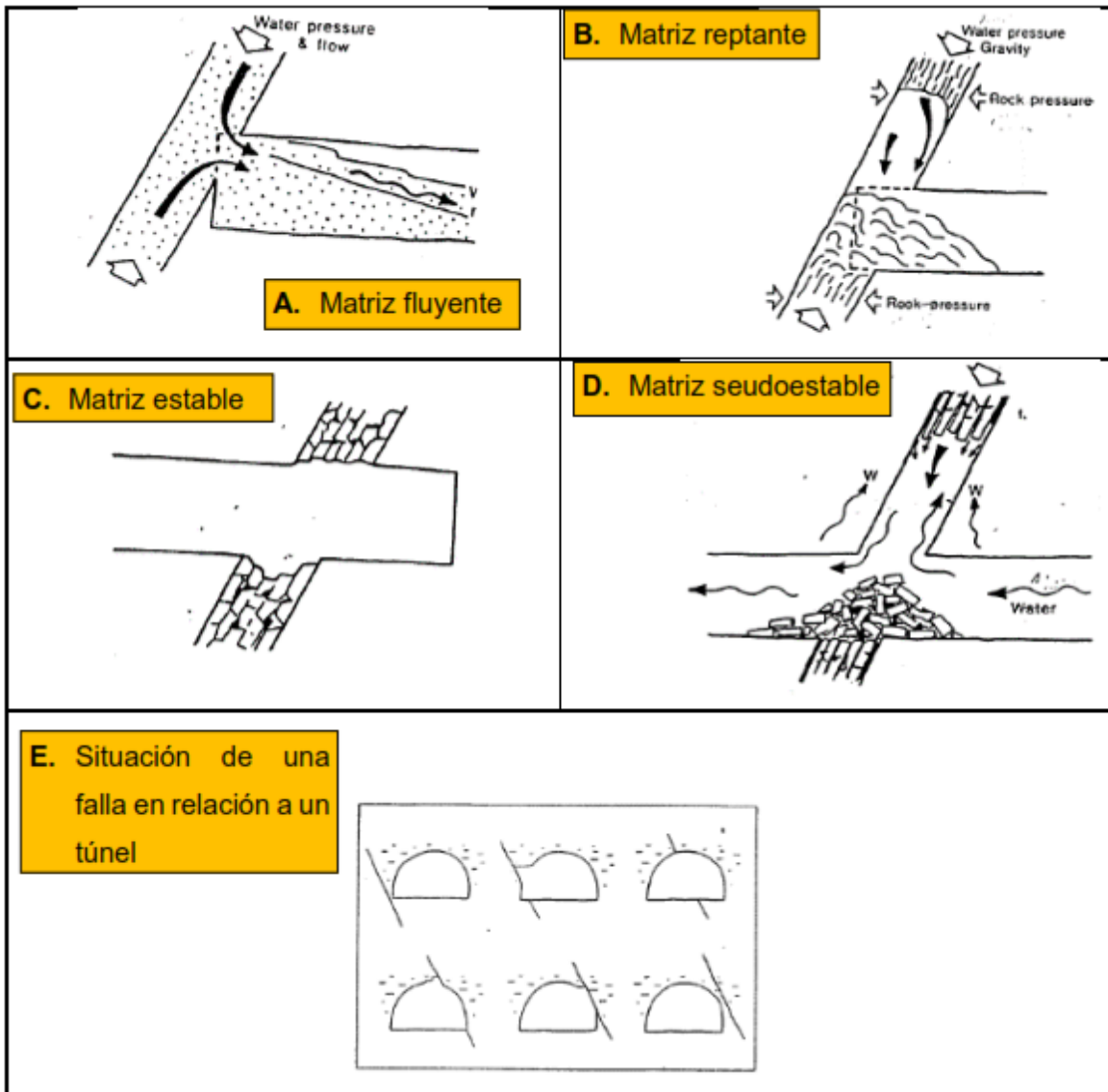


Figura 3-4. Influencia de las fallas en la estabilidad de un túnel

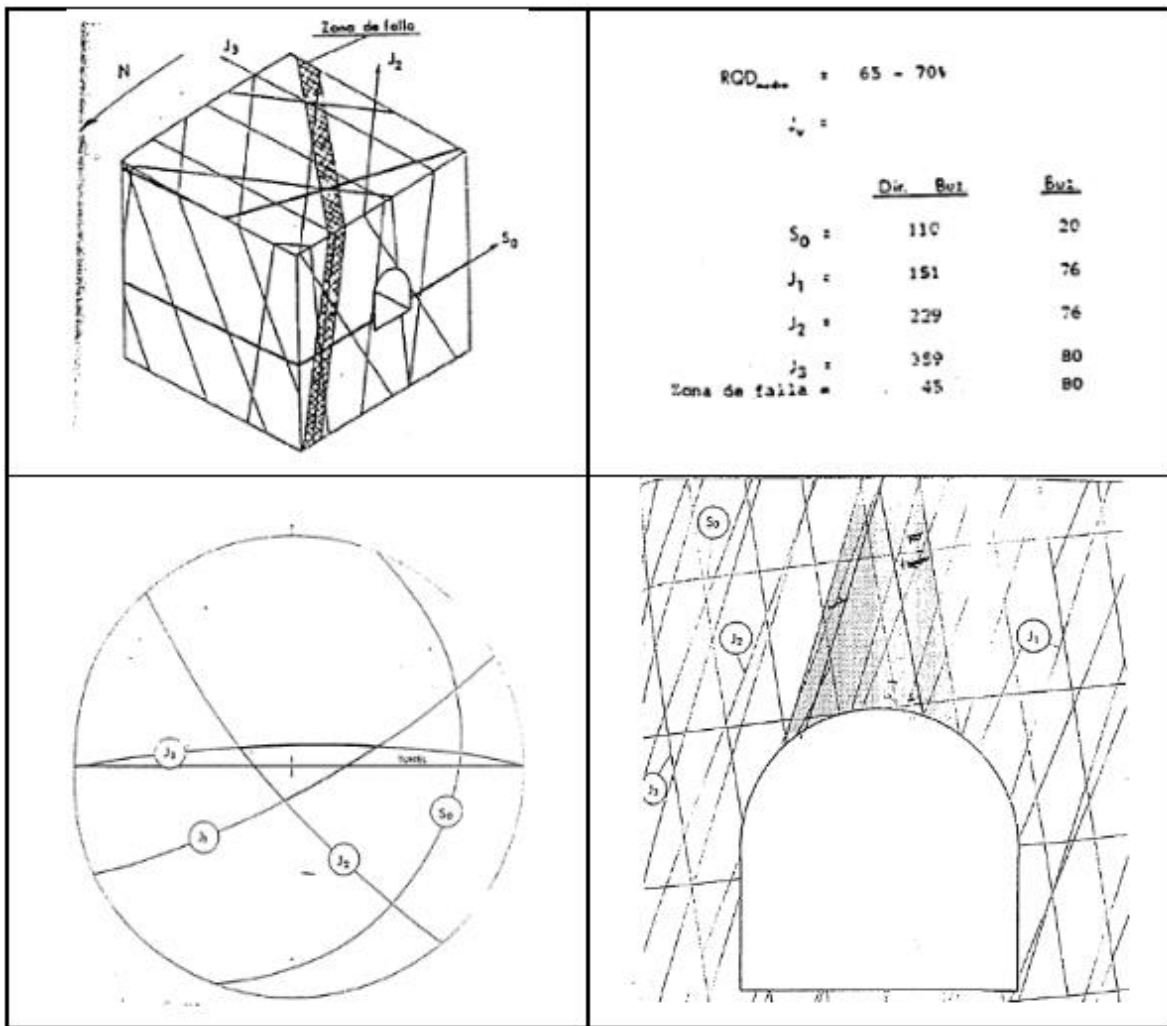


Figura 3-5. Influencia de las discontinuidades en la estabilidad de una excavación. Fuente: (Rodríguez Ortiz et al., s. f.)

Como parte complementaria a la figura anterior, a continuación, se ilustra un ejemplo sencillo de la técnica del método gráfico, en el cual se observa una cuña de roca que cae del techo de una excavación en roca fisurada. La línea vertical que se observa debe atravesar el vértice de la cuña y además debe caer dentro de la base de la misma para que pueda ocurrir el debilitamiento sin fricción cuando menos sobre uno de los planos de fisuras. Además, en el caso donde se intersectan tres fisuras formando una cuña en el techo de una excavación subterránea, pero la línea vertical que pasa por el vértice de la misma no cae dentro de la base de la cuña, el debilitamiento sólo puede ocurrir con fricción sobre uno de los planos de fisura o sobre una de las líneas de intersección. Como aspecto importante a tener en cuenta para que se desarrolle el deslizamiento de la cuña, es que el plano o línea

de intersección sobre la cual se deslice tenga una inclinación mayor que al del ángulo de fricción  $\phi$  (véase Figura 3-6). (Evert Hoek & Brown, 1985a)

El punto central observado en el dibujo estereográfico, representa la línea recta ya definida en el párrafo anterior. De esta manera, si los círculos que representan los planos de las juntas forman un dibujo cerrado que rodee el centro de la red, la condición de la caída de la cuña se cumplirá.

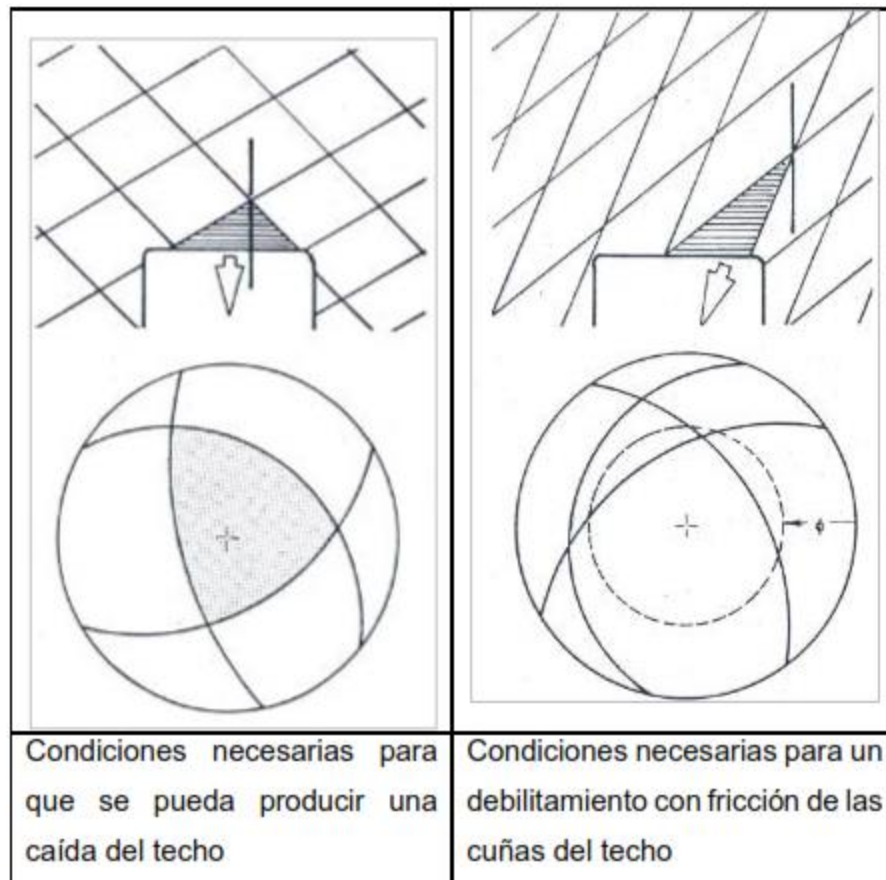


Figura 3-6. Método gráfico para representar la incidencia de las discontinuidades ocurridas en una excavación. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

- Resistencia de la matriz rocosa: La influencia de la resistencia de la matriz rocosa, se puede definir con un factor denominado “factor de competencia ( $F_c$ )” y está en función entre la relación de dicha resistencia y el esfuerzo vertical in-situ ( $P_z$ ). Se obtiene con la siguiente expresión:

$$Fc = \frac{\sigma_c}{P_z}$$

Donde:

$F_c$ : Factor de competencia

$\sigma_c$ : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca

$P_z$ : se define como  $\gamma \times H$ ;  $\gamma$  como la densidad natural del material y  $H$  como la profundidad o la cobertura

Con los resultados obtenidos, este factor se define por las siguientes condiciones:

- $F_c > 10$ : no se requiere soporte, aunque se debe considerar la influencia de las discontinuidades.
- $10 > F_c > 2$ : la estabilidad está condicionada por el tiempo y las propiedades del material rocoso, pudiéndose establecer tres tipos de deformaciones: elástica, plástica y rotura frágil con riesgo de explosión de roca (Rockburst).
- $F_c < 2$ : requiere de soporte permanente al generarse un alto esfuerzo, inmediatamente después de excavar.
- Condiciones hidrogeológicas: En una obra subterránea por lo general hay que considerar los efectos del agua, ya que, con su presencia, el túnel o cualquier obra subterránea padece de problemas todo el tiempo. Por esta razón, se debe controlar sus efectos para la estabilidad del túnel. A continuación, se listan algunos de los efectos producidos por las filtraciones sobre el comportamiento del terreno:
  - Disminuye la resistencia del material
  - Aumentan las presiones sobre el revestimiento
  - Producen hinchamientos y reblandecimientos
  - Pueden ocasionar graves problemas de avance en la excavación
  - La combinación del agua y discontinuidades desfavorables es la causa principal a los problemas de estabilidad.

Como recomendaciones durante el diseño de estas obras, es importante realizar un estudio hidrogeológico bien definido donde se estudie los niveles piezométricos, los parámetros hidráulicos de la formación (permeabilidad y transmisibilidad), y se

determine la red de flujo. Por tanto, de debe tener en cuenta los siguientes aspectos: 1) identificación de las zonas de mayor riesgo de filtraciones; 2) Identificación de zonas con problemas de karsticidad, fracturas o fallas en rocas muy permeables (areniscas, arenas, zonas muy meteorizadas, tubos y oquedades en rocas volcánicas, etc.) y, 3) Estimación de los caudales previsibles, la presión hidrostática, la velocidad y dirección de flujo, la temperatura y la agresividad del agua. (Rodríguez Ortiz et al., s. f.)

- Influencia del tamaño de la excavación: Este es uno de los factores que se debe tener en cuenta al momento de estudiar la estabilidad de una excavación subterránea, ya que el aumento en volumen de material inestable producido por el aumento en tamaño de la excavación, es aproximadamente proporcional al aumento del área de la sección transversal de la misma. Sin embargo, el problema se agrava aún más cuando no se tiene un control en el proceso de voladura para la excavación de las obras subterráneas, las cuales van a producir en principio sobre-excavaciones y un deterioro más serio todavía en la estabilidad.

Para observar la influencia del tamaño, en la siguiente figura () se ilustra este fenómeno:

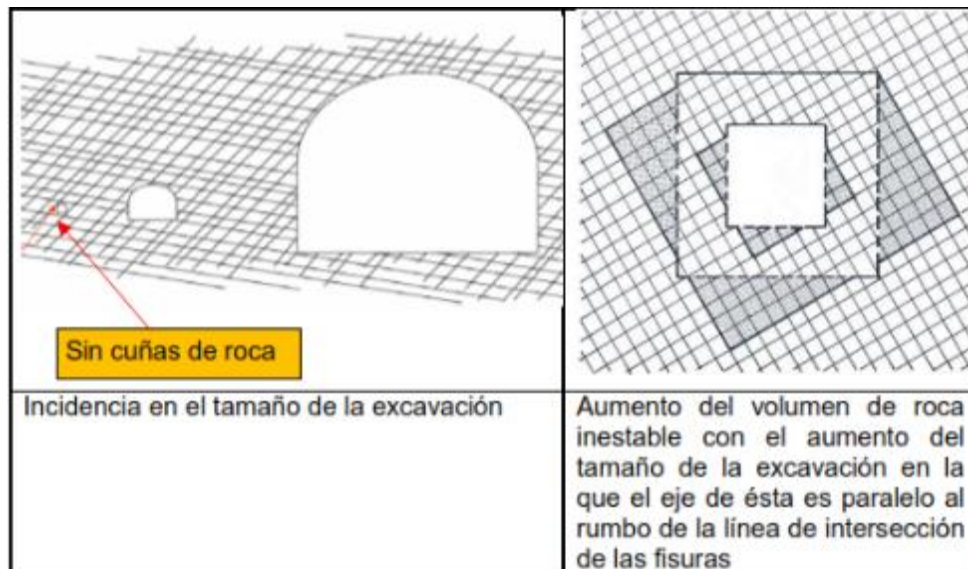


Figura 3-7. Incidencia en la estabilidad del túnel con respecto al tamaño de la excavación. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e) y (Evert Hoek & Brown, 1985a)



### 3.2. Carsticidad

Los ambientes cársticos están compuestos por montañas muy suaves o también de montañas muy altas (escarpadas), pero con huecos (zonas cársticas), generalmente son rocas porosas y muy permeables. Son ambientes donde predominan rocas solubles “karst”, por lo general rocas calizas. Las rocas calizas reaccionan con la presencia de agua, lo cual después de un tiempo se forman cavernas (cavidades), depresiones y otras formas en el macizo rocoso, por disolución parcial de la roca. Esta disolución ocurre en mayor proporción en zonas de estructuras como fallas y fracturas, el cual produce que el drenaje superficial sea alterado. (Véase Figura 3-8)

Uno de los efectos de este fenómeno es la generación de subsidencia progresiva, que consisten en grandes depresiones o cavidades denominadas “dolinas o sinkholes”. Además, este fenómeno es causante de colapsos y deslizamientos, cambios en aguas subterráneas y disolución. Además, en estos ambientes de tipo cársticos, se producen 3 fenómenos importantes a considerar al momento de diseñar y consisten en los siguientes:

- Módulos de deformación bajos: por ejemplo, en el caso donde se tienen túneles a presión (túneles hidráulicos), y la roca presente alrededor del revestimiento (concreto convencional + acero mínimo de refuerzo), contiene bajo módulo de deformación, esto puede ocasionar que el túnel se hinche y se reviente.
- Fracturamiento hidráulico: este fenómeno ocurre cuando la presión interna supera el esfuerzo menor de confinamiento que presenta el macizo ( $\sigma_3$ ). En el caso donde se tiene la presencia de zonas cársticas y ocurre el fenómeno de fracturamiento hidráulico, esto produce que las fracturas se abran llegando a ocasionar el colapso.
- Permeabilidad: Algunas de estas zonas cársticas son muy permeables, inclusive no tienen rellenos de material, lo cual se presentan abiertos totalmente, siendo un problema de permeabilidad infinito.

En muchos casos, los ambientes cársticos presentan rellenos de material, por consecuencia de caída de bloques que se han ido derrumbando dentro de la cavidad, lo que ocasiona una permeabilidad menor con respecto al caso anterior.

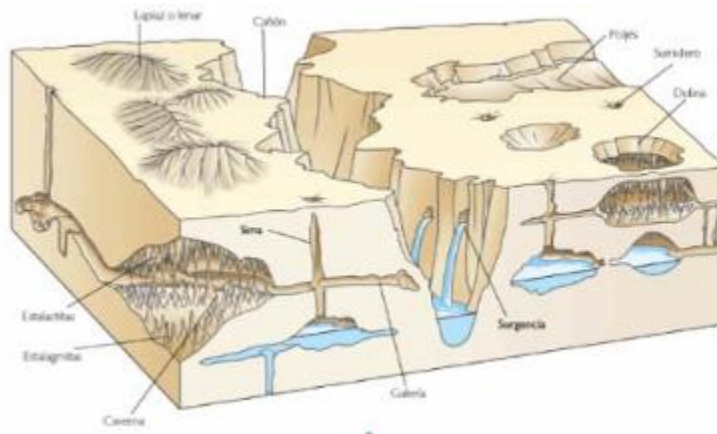


Figura 3-8. Zona característica de un ambiente cárstico. Fuente:(Gutiérrez R., 2015a)

Como mecanismo para detectar estos ambientes cársticos, se recomienda la exploración de tipo geofísica, siendo un método útil cerca de la superficie.

### 3.2.1. Medidas para controlar el fenómeno de carsticidad.

A continuación, se presentan algunas de las alternativas para contrarrestar los fenómenos ocasionados por la presencia de ambientes cársticos:

- Una de las alternativas es, aislar la presión del agua con respecto a la roca, para ello se recomienda la colocación de una lámina de acero que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión.
- O también, se puede optar por la instalación de una membrana impermeable que impida que el agua pase al macizo que se encuentra alrededor del túnel, siempre y cuando haya un módulo de respaldo, si no hay módulo de respaldo, se opta por instalar acero de refuerzo, el cual se debe diseñar como si el túnel estuviera en el aire.
- Y como última opción se recomienda blindar toda la sección del túnel longitudinalmente, garantizando también su espesor.

### 3.3. Terreno que Fluye o Rueda

Este fenómeno ocurre generalmente en rocas de tipo sedimentarias, aunque también en algunas rocas metamórfica y meta-sedimentarias. Algunas de las condiciones del terreno en las que se puede presentar este mecanismo de falla son principalmente: 1) en terreno que fluye, se presenta agua a presión; 2) niveles altos de agua (gradiente hidráulico); 3) material permeable, no cohesivos y suelto; 4) depende del tamaño del túnel y, 5) en terrenos que rueda, puede haber presencia de agua.

Existen dos efectos al ocurrir este fenómeno: terreno que fluye y terreno que rueda. El primero ocurre en un ambiente donde existe un estrato poco permeable y uno permeable con presencia de un nivel freático alto. Al momento de avanzar en el proceso de excavación del túnel, y se llega al manto poco permeable compuesto, p.e. por rocas de lutitas, argilitas, etc., el cual se encuentra soportando un estrato permeable, es decir un acuífero confinado compuesto por areniscas, conglomerados, etc., el manto poco permeable no tiene la capacidad de soportar toda la presión hidráulica que tiene al frente del túnel, lo que ocasiona el rompimiento del manto poco permeable y por consiguiente, se genera el flujo de todo el material compuesto por agua, bloques y todo lo que conlleva un acuífero. Este efecto se muestra en la Figura 3-9.

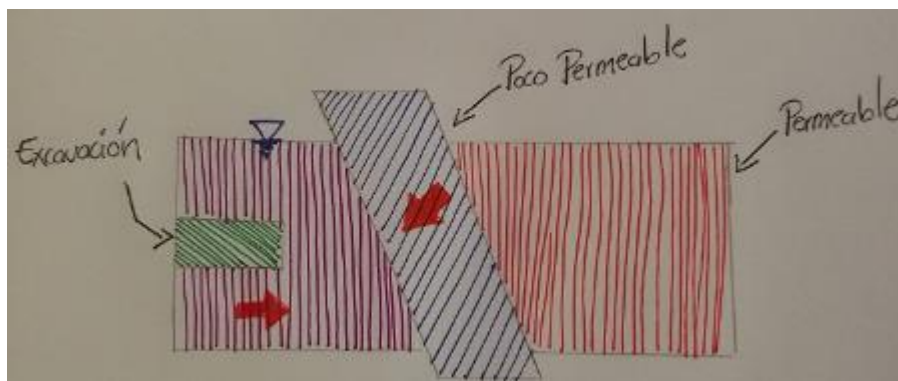


Figura 3-9. Lustración del terreno que fluye. Fuente: (Gutiérrez R., 2015a)

El segundo efecto (terreno que rueda o corre) ocurre en algunos casos, en ambientes cársticos, que por lo general se caracterizan por presentar cavidades que se encuentran rellenas de material como piedras, fragmentos de rocas, etc. En un terreno con estas condiciones y en donde se esté realizando la excavación de un túnel, el fenómeno se origina al momento en que el avance de la excavación se encuentra con esta cavidad, ocasionado el rompimiento de la cavidad y por ende todo el material, allí contenido, va a rodar por la

cavidad. Este fenómeno se puede demostrar en la siguiente figura (Figura 3-10).

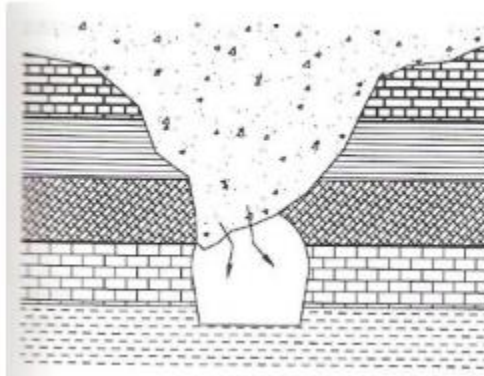


Figura 3-10. Ilustración del terreno que corre o rueda. Fuente: (Gutiérrez R., 2015a)

### **3.3.1. Medidas para controlar el fenómeno del terreno que fluye o rueda.**

Existen medidas correctivas o de estabilización para atacar y disminuir el efecto ocurrido por este fenómeno, de los cuales se mencionan los siguientes:

- Una de las recomendaciones para aliviar la presión de agua subterránea previo al avance de la excavación, consiste en la construcción de perforaciones o un hueco piloto. Este método se emplea también para medir las presiones y caudales de agua.
- Instalación de sistemas de drenaje, con el objeto de disminuir, en menor medida, las presiones de agua subterránea.
- Construcción de un sistema de bypass con el fin de producir la desviación de flujos de agua.
- Instalación de un sistema de inyecciones de consolidación del terreno de tipo químicas (silicatos), en especial para materiales muy finos, ya que presenta mayor penetrabilidad. Lo anterior lo hicieron por medio de un tubo machete, el cual permite hacer la inyección, perforar y además drenar.
- Instalación de un sistema de inyecciones de consolidación con lechada (cemento), para materiales no finos.
- Otra medida utilizada es la del congelamiento del terreno.

### **3.4. Swelling (Rocas Expansivas)**

Este fenómeno de expansibilidad por causa del hinchamiento (Swelling) se define como el incremento de volumen que experimentan ciertas rocas al humedecerse y es asociado típicamente a dos procesos diferentes: la hidratación de compuestos cristalinos y la absorción de agua en los vacíos presentes, dentro o entre las partículas de las arcillas y de algunos otros minerales que poseen estructuras cristalinas peculiares. (Delgado Rodríguez, 2001)

A manera detallada, el fenómeno de Swelling es causado por alguno de los siguientes factores o la combinación de estos, los cuales tienen como principal factor, los minerales que lo contienen: 1) Absorción de películas de agua atraídas por esfuerzos de superficie de partículas minerales muy pequeñas; 2) Absorción de agua libre por silicatos laminares como son la montmorillonita; 3) Hidratación de la roca; 4) Ligera expansión de agua de poros como consecuencia del alivio en la presión confinante. (Marulanda Posada, Marulanda Escobar, & Gutiérrez Rodríguez, 2008)

Un aspecto importante como causa de este fenómeno, tiene que ver con niveles freáticos altos presentes antes de realizar la excavación. Por tal razón, cuando se excava el terreno en estas condiciones, el flujo del nivel freático desciende de manera que se va concentrando en la solera del túnel (piso o zona baja de la excavación), en periodos de tiempo altos, provocando un aumento en la presión del agua, lo que genera que el material se hinche o se expanda y, por consiguiente, el levantamiento del piso (véase Figura 3-11). Lo anterior se traduce, que existe mayor superficie específica de agua en contacto con la roca.

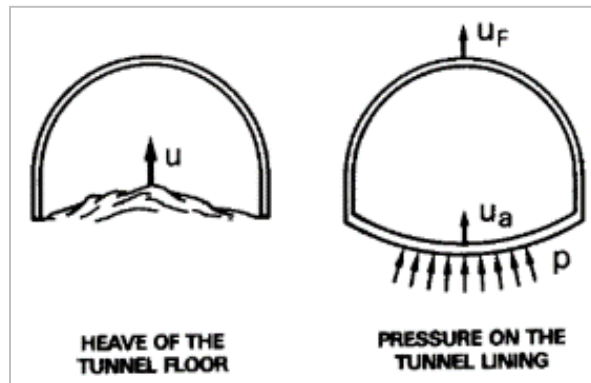


Figura 3-11. Efectos del Swelling en un túnel. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e)

Además, la meteorización o la alteración por procesos físicos es una de las causas principales en la reducción del módulo de deformación, pérdida en la resistencia al corte del material y aumento en la permeabilidad del terreno, ya que su influencia en la superficie del macizo, produce el agrietamiento superficial del mismo. (Marulanda Posada et al., 2008)

Se ha observado que este fenómeno es típico de rocas de tipo sedimentarias con la presencia de minerales arcillosos, como un componente primario, como p.e. las lutitas y arcillolitas, los cuales presentan una mayor expansión en la dirección perpendicular a la estratificación, y en el caso de rocas ígneas y metamórficas, los minerales arcillosos se presentan como un componente secundario. Por lo general, ocurre en rocas relativamente jóvenes. En el caso de rocas con minerales de anhidrita, como es el caso de algunas rocas carbonatadas, no son muy representativas en el fenómeno de Swelling, ya que su proceso se basa en la incorporación química del agua para formar yeso. Por ello, este fenómeno se evidencia en mayor proporción, en rocas con altos contenido de minerales arcillosos de tipo esmectita (montmorillonita, vermiculita, etc.), siendo a su vez, un comportamiento que es directamente proporcional a la cantidad de minerales arcillosos presentes en la roca con potencial expansivo.

En la Figura 3-12 se puede observar que este fenómeno aumenta en función del tiempo, en primera instancia debido a la expansión de los minerales de arcilla por un proceso físico del Swelling (physical Swelling), seguido por un proceso químico del Swelling (chemical Swelling), debido a la transformación de la anhidrita en yeso.

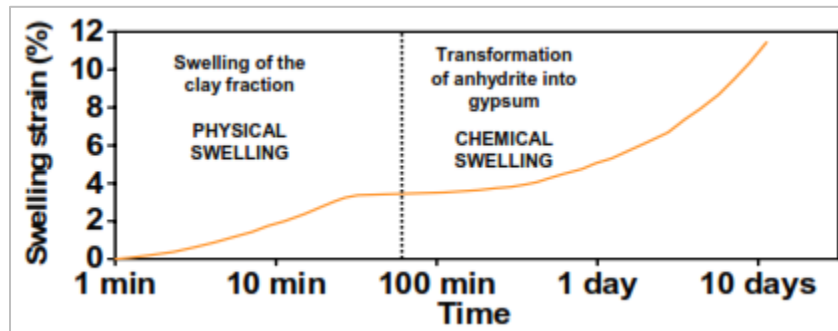


Figura 3-12. Comportamiento expansivo de rocas que contienen sulfato. Fuente: (Gutiérrez R., 2015c)

Según la experiencia en proyectos subterráneos, se ha logrado observar, en un proceso normal, que el fenómeno de Swelling ocurre en un proceso lento, es decir, no sucede inmediatamente se excava, ya que en primera instancia requiere de la absorción de agua para expandirse, y muchas veces es visible solamente después de un tiempo considerable, lo que puede llegar a ocasionar el colapso del túnel y con ello sobrecostos y retrasos adicionales para el proyecto. (Marulanda Posada et al., 2008)

### 3.4.1. Aparatos para medir hinchamiento.

Esta propiedad del terreno puede ser determinada con la realización de ensayos de laboratorio, los cuales por medio de un oedómetro (véase Figura 3-13) se logra obtener la presión de expansión basado en la norma ASTM D-4546, la cual considera tres métodos, donde considera inicialmente que el material no se encuentra saturado. A continuación, se describen estos métodos:

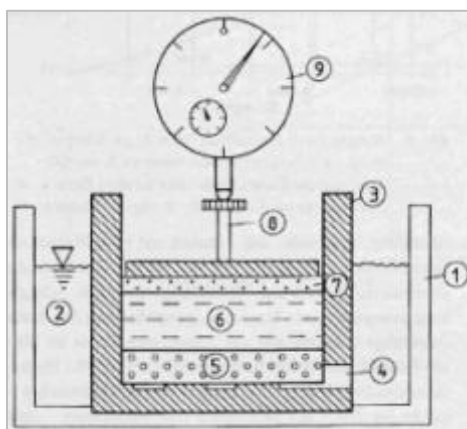


Figura 3-13. Ilustración del montaje del ensayo de expansión en el oedometro. 1) bandeja de agua, 2) agua, 3) celda de expansión, 4) agujero de drenaje, 5) disco poroso inferior, 6) muestra, 7) disco poroso superior, 8) tapa, 9) manómetro. Fuente: (Gutiérrez R., 2015c)

- *Método A:* Se inunda el espécimen y luego se permite la expansión vertical, bajo una presión de al menos 1 KPa, considerando el peso de la piedra porosa y la placa de carga. Así se ha de llegar a completar la expansión primaria. Posteriormente se aplica carga a la muestra hasta llevarla a su relación de vacíos inicial. (Ayala Ibarra, 2008)
- *Método B:* Se aplica una carga vertical al espécimen, la cual puede ser sobre carga vertical "in situ" o una carga mayor, de acuerdo al esfuerzo que se estime podrá transmitir una estructura dada. Posteriormente se permite el acceso de agua. Las consecuencias pueden ser varias: expansión; contracción; expansión y luego contracción; contracción y luego expansión. La cantidad de expansión o asentamiento se mide hasta que resulta despreciable la variación del volumen el suelo bajo la carga aplicada. (Ayala Ibarra, 2008)

*Método C:* En el transcurso del ensayo, se evite la expansión del suelo al generarse su hidratación. Se realizan los ajustes necesarios hasta que se llega a una presión máxima (a causa de la restricción a la expansión, esta presión viene a ser la presión de expansión), la cual se ha obtenido a volumen constante. Posteriormente se lleva a cabo una prueba de consolidación, como correspondería a la metodología tradicional. Si se desea conocer la expansión después de haberse definido la presión de expansión se puede descargar al suelo, en esta forma se conocerá el potencial de expansión. (Ayala Ibarra, 2008)



El índice de presión de expansión se calcula con la siguiente expresión:

$$\text{índice de presión de expansión} = \frac{F}{A}$$

Donde:

$F$ : Fuerza máxima de expansión presentada en el ensayo

$A$ : Área de la sección transversal del espécimen

$$\text{índice de deformación de expansión} = \frac{d}{L} \times 100\%$$

Donde:

$F$ : Desplazamiento máximo de hinchamiento presentado en el ensayo

$A$ : Espesor inicial del espécimen

De acuerdo a los ensayos anteriormente descritos, se pueden obtener las curvas donde relacionan la presión contra porcentaje de incremento del volumen (véase Figura 3-14)

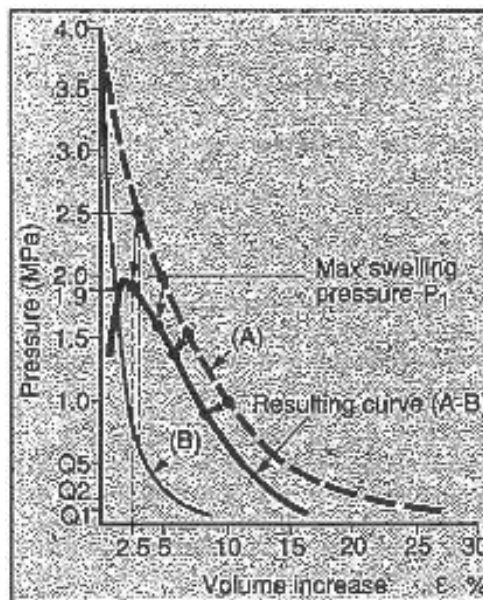


Figura 3-14. Curvas de hinchamiento medidas para muestras de (a) arcillas expansivas y (b) materiales no expansivos. La curva de hinchamiento representativa utilizada en los cálculos de soporte, resulta de la diferencia entre las dos curvas. Fuente: (Selmer-Olsen & Palmstrom, 1990)

### **3.4.2. Procedimiento para análisis de un túnel en rocas expansivas.**

Según Einstein y Bischof (1975) propusieron un método de diseño para análisis de túneles en rocas expansivas. El procedimiento consiste en los siguientes pasos: (Singh & Goel, 2006a)

1. Determinación del estado inicial de esfuerzos,
2. Determinación de zonas expandidas alrededor de la excavación basado en el estado inicial de esfuerzos y en el cambio de los esfuerzos causados por la excavación,
3. Ensayos de laboratorio en el edómetro para determinar la expansión de las muestras tomadas en las zonas con aumento de volumen,
4. Determinación de las propiedades de tiempo-hinchamiento con ensayos edométricos mediante la medición de las relaciones de tiempo-desplazamiento para varios incrementos de esfuerzos,
5. Derivación del hinchamiento-desplazamientos para diferentes esfuerzos entre el estado inicial de esfuerzos y el estado de esfuerzos después de la excavación,
6. Realizar cálculos de hinchamiento-tiempo y,
7. Mediciones in-situ de hinchamiento-desplazamientos y presiones de hinchamiento.

### **3.4.3. Técnicas constructivas para estabilizar el fenómeno de Swelling.**

A continuación, se indican algunas recomendaciones a tener en cuenta al momento de diseñar la construcción de un túnel con presencia del fenómeno de Swelling:

1. El uso de la contrabóveda en lugar de puntales horizontales (véase Figura 3-15 **a**),
2. Instalación de pernos largos en la solera del túnel bajo el terreno, donde superen la influencia del efecto de la expansión (Figura 3-15 **b**),
3. Utilizar un relleno compresible entre el soporte rígido (piso) y el terreno con hinchamiento (véase Figura 3-15 **c**),
4. Excavación del terreno donde hay presencia de hinchamiento,
5. Utilización de lechada para sellar el paso del agua en zonas propensas al

hinchamiento,

6. Construcción de una solera curva, la cual reemplaza parte del material (sostenimiento flexible) (véase Figura 3-15 d),
7. Evitar la exposición del terreno con hinchamiento de la humedad atmosférica mediante la aplicación de concreto lanzado y,
8. Proporcionar un buen sistema de drenaje en el interior del túnel.

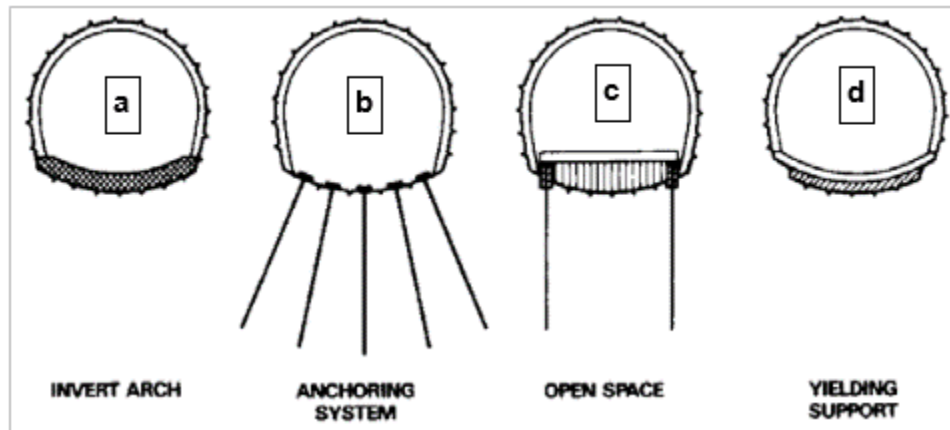


Figura 3-15. Medidas de diseño utilizadas en rocas expansivas. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e)

### 3.5. Rockburst o Popping (golpe de montaña o estallido de roca)

Este fenómeno ocurre cuando el macizo rocoso no puede deformarse lo suficiente, que comienza paulatinamente a generar acumulación de energía deformacional en las masas rocosas y estructuras geológicas, ya sea, por altos niveles tensionales (grandes coberturas) y por las características, principalmente rígidas del macizo rocoso, lo que genera la rotura o falla incontrolada de la roca asociada con una liberación repentina y violenta de energía (Véase Figura 3-16). Este mecanismo de falla ocurre en excavaciones subterráneas en macizos rocosos masivos de resistencia alta a poco fracturados, presentando un comportamiento frágil, donde los esfuerzos in-situ son marcadamente anisotrópicos. Este fenómeno ocurre inmediatamente se excava el túnel, y se relaciona principalmente con las tensiones generadas alrededor de la excavación, siendo los esfuerzos de tensión presentes en los hastiales y los de compresión en la bóveda (techo del túnel), por lo que, al no existir suficiente campo para disipar estos esfuerzos, lo anterior da origen a la rotura de la roca y

consecuentemente, se generan disparos en la roca. Estos disparos se clasifican dependiendo de la magnitud de afectación en el sitio de obra. Por tanto, si se presenta la expulsión de pequeños fragmentos de roca de la superficie de paredes de las excavaciones, se habla del fenómeno de Popping, el cual viene afectando la seguridad del frente (personal y equipos). Y en el caso donde el fenómeno es severo involucrando vidas, instalaciones y equipos ocurriendo el colapso súbito de áreas que cubren varios metros tanto en longitud como a profundidad, este se califica como “Rockburst”. Frecuentemente, estos fenómenos son la principal causa de fatalidades en las minas subterráneas, lo que progresivamente se agudiza a medida que se incrementa la profundidad y a extensión de la mina; al igual que con los cambios adversos en las propiedades geomecánicas del macizo rocoso. lo anterior, puede ocurrir conjuntamente y de esta manera contribuir a la ocurrencia de los estallidos de rocas. Así mismo, por ser rocas del tipo masivas, estas, además afectan directamente la excavabilidad del túnel (mayor abrasividad).

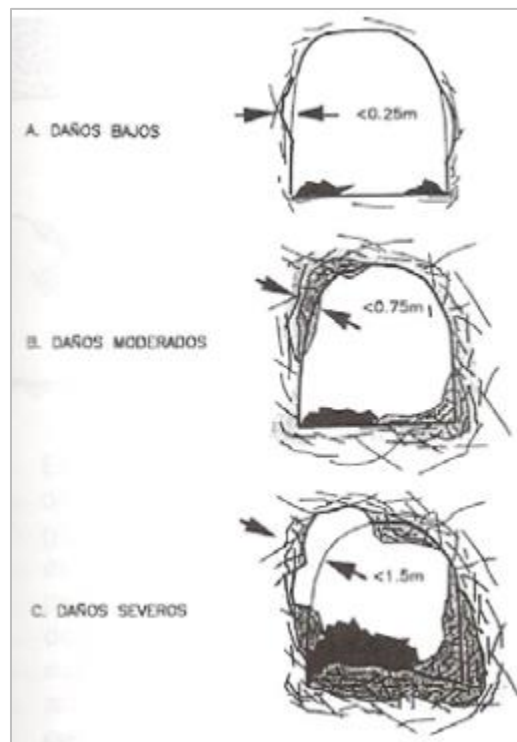


Figura 3-16. Niveles de daños por estallido de rocas. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e)

### 3.5.1. Factores que influyen para producirse los estallidos de rocas.

A continuación, se describen los factores que favorecen la ocurrencia de los eventos del estallido de rocas antes del minado:

- *El medio geológico:* por lo general, la presencia de plegamientos en minas de tipo metalíferas y en mayor afectación en minas carboníferas, crean zonas susceptibles a la ocurrencia de los estallidos. Así también, en sistemas estructurales (sub-verticales y formadores de cuñas y bloques).
- *Propiedades del comportamiento mecánico del medio geológico:* por lo general ocurre en rocas duras con una resistencia compresiva entre 100 a 400 MPa y en términos del módulo de elasticidad, son más propensas las rocas que presentan valores entre 40 a 100 GPa.
- *Campo de esfuerzos original:* por causa de la excavación realizada, generando perturbación del medio, se generan de inmediato desprendimientos del macizo y, además, se genera un aumento de la presión litostática debido a la profundidad de las excavaciones.

Los factores que influyen después del minado, generalmente son:

- Los esfuerzos inducidos por el minado provocan, el almacenamiento de la energía de deformación, lo cual constituye una fuente de energía sísmica que puede llegar a generar un estallido de rocas.
- La energía de deformación generado por las concentraciones de energía debido a las excavaciones, a los fenómenos geológicos como es el caso de fallamiento, y a las características inconsistentes de la masa rocosa.

### 3.5.2. Medidas para estabilizar el fenómeno de Rockburst o Popping.

Como medida de estabilización o como método para resolver el problema, se pueden mencionar las siguientes alternativas:

- Para el caso de minas profundas: Instalación de mallas de cables o de acero con pernos para dar seguridad.
- Para el caso de un túnel civil: 1) Instalación en el frente de excavación de soporte sistemático y a tiempo, también colocar pernos inyectados y un espesor considerable de concreto lanzado con fibra metálica, esto con el fin de controlar cualquier movimiento de la masa rocosa: 2) o colocar concreto lanzado con malla de gallinero y algunos pernos enfocados sólo hacia el concepto de seguridad y protección de los trabajadores. (Marulanda Posada et al., 2008)

### **3.6. Squeezing (Empujes de Montaña)**

Como base esencial para el desarrollo de este trabajo de grado, este numeral hace referencia principalmente, en sintetizar lo relacionado al fenómeno de squeezing, abordando desde su definición, las condiciones del terreno, procesos del fenómeno y algunos métodos o medidas prácticas para su estabilización. Además, en el capítulo VIII (Squeezing en Macizos Rocosos Blandos), se presenta de manera más completa y detallada, lo referente a este estudio.

#### **3.6.1. Definición.**

Squeezing es un fenómeno que ocurre cuando los esfuerzos tangenciales de compresión en un túnel, superan la resistencia del material de la roca o del macizo, por consiguiente, en rocas que presentan bajo módulo de deformación. Lo anterior se representa por la fluencia del macizo, con una tendencia a deformarse hacia el interior de la excavación y a producir este fenómeno. Además, este comportamiento depende principalmente del K de esfuerzos, el cual se relaciona con la orientación de los esfuerzos in-situ presentes en el terreno, donde el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) es el esfuerzo de mayor influencia en el efecto del squeezing. En otras palabras, este fenómeno se produce cuando la redistribución de los esfuerzos que se forman alrededor de la excavación del túnel superan la resistencia del macizo rocoso.

A manera de ilustración de este mecanismo de falla, en la Figura 3-17 se observa el desarrollo de los movimientos hacia el interior de la excavación del túnel, que corresponde a un túnel minero, mostrando el progreso del fenómeno de squeezing hasta llegar en algunos casos al cierre total del túnel. De igual manera, en la Figura 3-18 se puede observar un túnel de acceso a una mina de carbón en donde se generaron grandes desplazamientos y desprendimientos del material, ocasionando el derrumbe del túnel.



Figura 3-17. Desarrollo del squeezing en un túnel minero en la India. Fuente: (Gutiérrez R., 2015e)

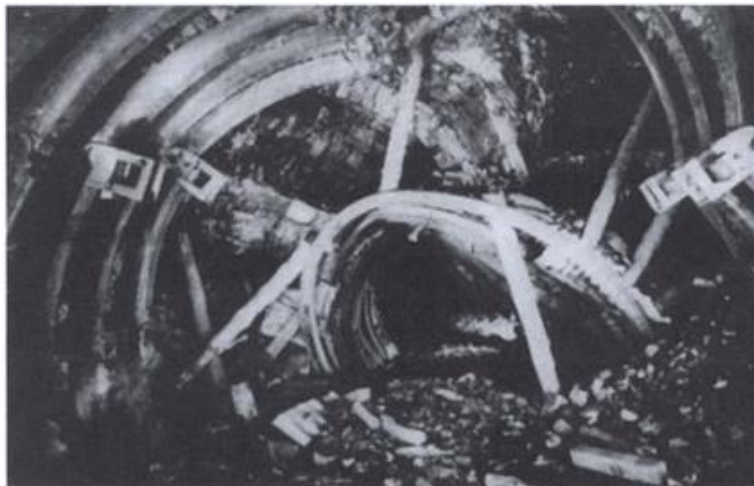


Figura 3-18. Grandes desplazamientos alrededor de un túnel de acceso a una mina de carbón originalmente en forma de arco. Fuente: (John A. Hudson & Harrison, 2000)

En la siguiente tabla se resumen algunas de las características y requerimientos de sostenimientos relacionadas con este mecanismo de falla:

Tabla 3-1. Mecanismo de falla en túneles profundos - Squeezing

| <b>Mecanismo de Deformación y Rotura</b> | <b>Características</b>   | <b>Requerimientos de Sostenimiento</b>  |
|--|--|---|
| Mecanismo dúctil                         | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Dependiente del tiempo</li> <li>• Fuertes empujes</li> <li>• Grandes deformaciones</li> <li>• Daños potenciales al túnel</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Alta capacidad resistente</li> <li>• Flexibles</li> <li>• Capaces de absorber deformaciones sin perder capacidad de soporte</li> </ul> |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 3.6.2. Presiones del terreno.

Cuando se trata de presiones en el terreno, en muchos casos es difícil distinguir entre el fenómeno de expansión (swelling) y el fenómeno de empujes a causa de los esfuerzos (squeezing) en el propio lugar de trabajo, ya que el fenómeno de squeezing se refiere a procesos que se presentan a menudo con el fenómeno de expansión. Sin embargo, es importante aclarar que la diferencia principal de estos dos fenómenos se relaciona con que el swelling se presenta por la presencia de agua produciendo un cambio de volumen y el squeezing ocurre por la presencia de altos esfuerzos a causa de la excavación del túnel y que se traduce en deformaciones hacia el interior de la cavidad.

El proceso del squeezing también implica fenómenos tenso-deformacionales que ocurren en rocas plásticas y semi-plásticas, milonitas, rocas micáceas y piroclásticas que están altamente alteradas. Algunas de las condiciones geológicamente más favorables para que se desarrolle este fenómeno son: (López Jimeno, 1997) (véase Figura 3-19)

- Grietas amplias en granitos.



- Fallas en esquistos altamente fracturados.
- Capas de cenizas volcánicas alteradas (bentonita).
- Capas de arcilla esquistosa escasamente compactadas.
- Zonas de gneises.
- Pórfidos de grano fino altamente alterados.

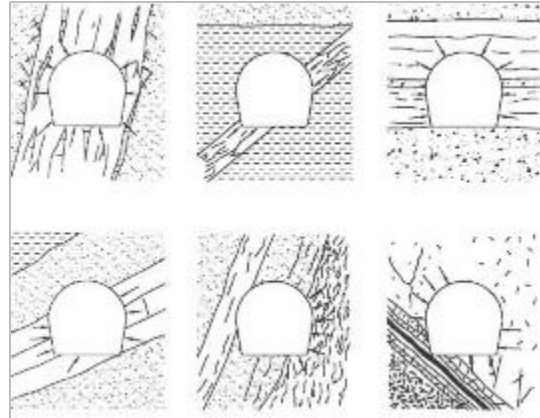


Figura 3-19. Condiciones de desarrollo de proceso de convergencia en túneles. Fuente: (López Jimeno, 1997)

Como ya fue mencionado en el numeral anterior, al momento de realizar una excavación para un proyecto subterráneo, el estado de esfuerzo in-situ presentes en la masa de roca, se ven modificados, lo que genera una redistribución de los esfuerzos lo que se traduce en nuevos esfuerzos alrededor de la cavidad que se está creando (López Jimeno, 1997).

Esta redistribución de esfuerzos depende por lo general de la geometría del túnel, pero no del tamaño del túnel, señalando que el tamaño va a influir de manera directa en la estabilidad, aunque la distribución en los esfuerzos aún no se haya modificado.

Teóricamente, una de las secciones más favorables que se deben recomendar en un proyecto subterráneo cuando se sospecha de la presencia de altos esfuerzos, es la sección circular o mejor elíptica, ya que el factor de sobre esfuerzo aumenta a medida que el radio de curvatura del perímetro disminuye, de esta manera conviene evitar secciones angulosas.

Este comportamiento de empujes en el terreno no solo depende del tipo de roca, sino incluso de la profundidad, siendo el caso en que esta profundidad es tal que los esfuerzos en los hastiales del túnel superan la resistencia a la compresión de la roca.

### **3.6.3. Aspectos que influyen en el fenómeno de Squeezing.**

Según (Shrestha, 2006), las condiciones de squeezing del terreno están influenciadas por muchos factores que contribuyen en diferentes grados. Basados en muchos análisis y estudios de casos históricos, muchos autores han identificado y reconocido estos factores de maneras diferentes. A continuación, se describen estos factores:

- Condición de esfuerzos
- Resistencia y deformabilidad del macizo rocoso
- Tipo de roca
- Presión del agua y porosidad del macizo rocoso
- Orientación de las estructuras geológicas
- Procedimientos constructivos y sistemas de soporte

La resistencia del macizo rocoso y el esfuerzo in-situ juegan un papel importante en el comportamiento del fenómeno de squeezing. Por lo tanto, la roca débil o fuertemente foliada o triturada puede conducir a squeezing, incluso para bajas coberturas. La baja resistencia del macizo rocoso conlleva a obtener valores bajos entre la relación de la resistencia del macizo rocoso y el esfuerzo in-situ causando la condición de sobretensión. De igual manera, un alta deformabilidad provoca una gran deformación. Por tanto, la resistencia del macizo rocoso y la deformabilidad podrían tener una contribución directa al fenómeno de squeezing. (Basnet, 2013a)

Por otra parte, la orientación de las estructuras geológicas con respecto a la cavidad de una obra subterránea, va a tener una importante influencia en el efecto de squeezing. Si la foliación o falla cercana, se encuentra orientada paralelamente al eje del túnel, el comportamiento en el efecto de squeezing puede ser de un orden de magnitud mayor que para el caso en que la foliación o falla se encuentre orientada perpendicular al eje del túnel (Shrestha, 2006). Esto sucede también para el caso de fracturas o discontinuidades presentes alrededor del túnel y que se encuentren orientadas paralelas al eje del túnel, lo que se traduce en problemas para el efecto del fenómeno de squeezing.

En resumen, las condiciones del terreno por lo general se relacionan con altas coberturas

(profundidades > 300m aproximadamente), por tanto, el terreno se somete a grandes presiones. Además, el fenómeno se relaciona con rocas blandas dúctiles, es decir, rocas plásticas y semiplásticas, milonitas y rocas micáceas, así mismo, rocas con módulos de deformación bajos, donde el fenómeno de redistribución de esfuerzos se traduce en empujes que aumentan con el tiempo a medida que se involucra una masa de roca mayor.

#### **3.6.4. Procesos del squeezing.**

Como parte interesante en este estudio y poder entender los mecanismos relacionados a los movimientos del terreno, que son un poco complejos, a continuación, el proceso del fenómeno de squeezing se puede describir como sigue:

##### ***3.6.4.1. Movimiento inicial elástico.***

A medida que el túnel se va excavando, se genera alivio en los esfuerzos tanto en el frente como alrededor de la excavación, permitiendo el rebote elástico del terreno previamente en compresión para aliviar el esfuerzo. En el caso de rocas finamente laminadas como son el esquisto y la filita, es probable que el valor del módulo de elasticidad sea mucho mayor en dirección paralela a la foliación que en la dirección perpendicular. Por tanto, el movimiento elástico distorsiona o modifica inmediatamente la geometría de la excavación a medida que la roca se deforma una mayor distancia perpendicular a la foliación que paralela a ella. Además, dado que la roca puede moverse más fácilmente a lo largo de planos de foliación que perpendiculares a ellos, más que un factor está determinando la distorsión real de la geometría del túnel. El rebote elástico tiene lugar en todas las excavaciones de túneles y no es propiamente una parte del squeezing, si no que se asocia con cambios en la estructura de la roca. Sin embargo, el aumento asociado al esfuerzo tangencial en la roca, inicia la fase siguiente al movimiento (squeezing) cuando la roca falla. A medida que la roca se mueve hacia el interior de la cavidad del túnel, la circunferencia del túnel se acorta. Esto no significa que la roca pierda por completo su resistencia (a menos que sea lo suficientemente frágil), sino más bien que su resistencia residual se reduce

considerablemente. A medida que se acumula el esfuerzo de corte tangencial, vendrá un momento en que el esfuerzo diferencial es tal que provoca una falla de corte interno. (Hung, Monsees, Munfah, & Wisniewski, 2009)

#### **3.6.4.2. Reducción de la resistencia.**

Para el caso de rocas duras y de comportamiento frágil, la falla puede resultar con la liberación explosiva de fragmentos de roca en el frente de excavación en un fenómeno conocido como “Rockburst”, y en un sentido más suave al mismo fenómeno se conoce como “Popping”, aunque sigue siendo muy peligroso. Debido a que estos sucesos realmente eliminan el material rocoso de la superficie del túnel, claramente no existe capacidad de carga residual de la roca fallada. En rocas más débiles y de un comportamiento dúctil, el material ya fallado permanece en su lugar y entra en el régimen plástico o elastoplástico. En cuanto al módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión inconfiada pueden llegar a reducirse en dos órdenes de magnitud, pero aún pueden soportar cierta carga. (Hung et al., 2009)

#### **3.6.4.3. Creep.**

Como consecuencia de la reducción del módulo de elasticidad y la resistencia de la roca, se produce un movimiento radial adicional de las paredes del túnel. En la zona fuera del túnel, las propiedades de la roca se cambian sustancialmente. En particular, tanto el módulo de elasticidad como la resistencia a la compresión inconfiada disminuyen continuamente (pero no de forma lineal) a partir de sus valores originales que aún existen en la roca no perturbada hacia la pared del túnel. Asimismo, la velocidad del movimiento es aproximadamente proporcional a la carga aplicada, siendo así, el movimiento dependiente del tiempo (después del alivio del esfuerzo elástico inicial, que puede considerarse instantáneo). Una vez, que se deja deformar el terreno, se reduce la resistencia del soporte requerido para restringir el movimiento. Sin embargo, dependiendo de la cantidad de squeezing, las fallas de corte y acompañado a la dilatación de la falla, pueden dar lugar a

condiciones inestables en las paredes del túnel y en la bóveda (techo). Dado que en el momento no se conoce ni la ubicación ni el número de fallas de manera precisa, el soporte normalmente se instala mucho antes de que se produzca la totalidad del movimiento potencial. (Hung et al., 2009)

#### **3.6.4.4. Modelación del comportamiento de la roca.**

De acuerdo a la naturaleza del modo de falla, se han desarrollado modelos matemáticos elasto-plásticos y visco-elasto-plásticos para indicar los movimientos resultantes y evaluar los regímenes de esfuerzos para túneles en roca. Estos modelos no son tan exactos, pero se comportan de manera aceptable siendo muy útiles.

Según el trabajo experimental, la carga neta que actúa sobre la superficie del túnel, depende de dos factores que son, el diámetro y la velocidad de avance del túnel. Por ello, se debe tener claro que cuando se presentan tales condiciones, se debe seleccionar el diámetro del túnel más pequeño adecuado para tal fin. Así como también, la experiencia ha mostrado que la sección circular adoptada en los túneles es más fácil de soportar que cualquier otra geometría. (Hung et al., 2009)

#### **3.6.4.5. Auscultación.**

La tasa de squeezing y las cargas de roca son factores que dependen de cierta manera del tamaño y la velocidad de avance del túnel. Es de vital importancia, que en condiciones de squeezing (o swelling), establecer un programa de instalación de argollas o puntos de convergencia con el fin de que sean monitoreadas rutinariamente para determinar la cantidad y la velocidad del movimiento o deformación de las paredes, techo y piso del túnel. Esta información que con el tiempo es recopilada, proporciona información fundamental tanto para predecir como para saber la cantidad adecuada de soporte que se debe instalar a medida que avanza el túnel. (Hung et al., 2009)

### **3.6.5. Medidas o procedimientos para estabilizar el fenómeno de Squeezing.**

Con la finalidad de controlar las deformaciones producidas por el fenómeno de Squeezing, se introduce la filosofía del NATM, lo cual se refiere a la utilización de un soporte con características de flexibilidad, para que las cargas aplicadas sobre éste, sean lo más uniformes posibles en todo el perímetro de la excavación reduciendo así momentos flectores y asimilando una acción compresible uniforme. Como mecanismos de soporte se pueden recomendar los siguientes: (Marulanda Posada et al., 2008)

- Aplicación de concreto lanzado.
- Instalación de pernos de anclajes.
- Instalación de arcos metálicos flexibles (tipo TH).
- Con el fin de facilitar la deformación controlada sin necesidad de que se recargue el arco o el concreto lanzado, se recomienda la utilización de ventanas que coincidan con el traslapo de los arcos deslizantes.

Y como procedimientos de excavación para terrenos con Squeezing se recomienda lo siguiente:

- Excavación a sección parcializada o por etapas, en casos donde el diámetro del túnel sea grande.
- Cierre del anillo de soporte.
- Solera curva.

## Capítulo IV. Resistencia de la Roca Matriz y Macizos Rocosos

El contenido de este capítulo se contextualiza de manera breve y tiene como principal objetivo, determinar qué tensiones o esfuerzos son capaces de resistir tanto la roca matriz como el macizo rocoso empleando criterios de rotura o de resistencia. (Navarro Carrasco, Ortiz Gómez, & Ruiz Marín, s. f.-a)

Estos criterios son expresiones matemáticas que representan modelos que permiten estimar la resistencia del material en base a los esfuerzos aplicados, en sus propiedades de resistencia y de otras condiciones extrínsecas al propio material rocoso y predecir cuando ocurre la rotura. (Morales Amaya, 2007)

La resistencia se define como el esfuerzo que la roca puede soportar para unas ciertas condiciones de deformación. Por tanto, el esfuerzo máximo que se puede alcanzar, se denomina como la resistencia de pico. Y cuando en algunas rocas el valor del esfuerzo cae para deformaciones elevadas, se denomina como la resistencia residual; se produce después de sobrepasar la resistencia pico. En condición natural, la resistencia depende de las propiedades intrínsecas de la roca, cohesión y ángulo de fricción, y de otros factores externos como la magnitud de los esfuerzos que se ejercen, los ciclos de carga y descarga o la presencia de agua. Es por esto, que el valor de la resistencia no es dato único intrínseco de la roca, por tal motivo, surge el interés de conocer su valor y sus rangos de variación para determinadas condiciones de los materiales rocosos. (González de Vallejo, 2002a)

El fenómeno de rotura va acompañado de la generación de planos de fractura a través de la roca, cuya dirección depende de:

- La dirección de aplicación de las fuerzas.
- Las anisotropías presentes en el material rocoso a nivel microscópico (orientación preferente de minerales, presencia de microfisuras orientadas) o macroscópico (superficies de esquistosidad o laminación).

A escala de macizo rocoso fracturado, la rotura puede ocurrir a través de la matriz rocosa o a favor de discontinuidades preexistentes, siendo también posible la creación de planos

de rotura mixtos.

## 4.1. Criterios de Resistencia

A continuación, se describen los criterios que rigen el comportamiento, la resistencia y la rotura de los materiales rocosos (tanto en la roca matriz como en el macizo rocoso), y que son debidamente obtenidos a través de ensayos de laboratorio, pruebas de campo y de experiencias.

### 4.1.1. Criterio de Mohr-Coulomb.

Este es uno de los criterios lineales más extendidos en el área de rocas, el cual fue propuesto por Coulomb a finales del siglo XVIII, y que además consideran la resistencia de pico del material (véase Figura 4-1) y se define con la siguiente expresión:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

Donde:

$c'$ : Cohesión del material

$\phi'$ : Ángulo de resistencia interna del material

$\tau$ : Esfuerzo tangencial sobre el plano de rotura

$\sigma'_n$ : Esfuerzo normal sobre el plano de falla

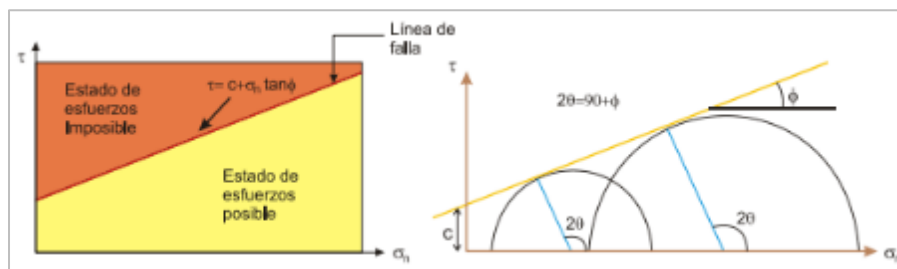


Figura 4-1. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Fuente: (Morales Amaya, 2007)

El criterio puede expresarse en función de los esfuerzos principales menor y mayor, pudiendo obtener la resistencia en cualquier plano definido por el ángulo  $\theta$ , mediante la



siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' + \sigma'_3[\sin 2\theta + \tan \phi'(1 - 2 \cos \theta)]}{\sin 2\theta - \tan \phi'(1 + 2 \cos \theta)}$$

Para el caso del plano crítico de rotura cuando  $\theta = 45^\circ + \phi/2$ , la expresión anterior quedará de la siguiente manera:

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

Si no se tiene confinamiento ( $\sigma'_3 = 0$ ), entonces  $\sigma'_1$  será la resistencia a compresión simple de la roca, definida en la siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma_c = 2c' \frac{\cos \phi'}{(1 - \sin \phi')}$$

El criterio también proporciona el valor de la resistencia a tensión de la roca:

$$\sigma_t = \frac{2c' \cdot \cos \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Sin embargo, el comportamiento mecánico de las rocas es no lineal, por lo que este criterio no es muy adecuado, ya que no se ajusta al comportamiento real de los materiales rocosos, por lo que puede llegar a proporcionar datos erróneos al momento de evaluar el estado de deformaciones de la roca, sobre todo para estados tensionales bajos.

#### **4.1.2. Criterio de Hoek y Brown.**

##### **4.1.2.1. Criterio de rotura para roca intacta.**

A diferencia del anterior, este criterio de rotura es no lineal y empírico, propuesto por Hoek y Brown (1980), válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa (roca intacta)

isotrópica en condiciones triaxiales, definida con la siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{1/2}$$

Donde:

$\sigma'_1$ : Esfuerzo efectivo principal mayor

$\sigma'_3$ : Esfuerzo efectivo principal menor

$\sigma_{ci}$ : Resistencia a compresión simple de la roca intacta

$m_i$ : Constante que depende de las propiedades de la roca intacta

Aplicando la ecuación anterior, en la Figura 4-2 se obtiene la envolvente de falla para la roca intacta y con diferentes condiciones de esfuerzos.

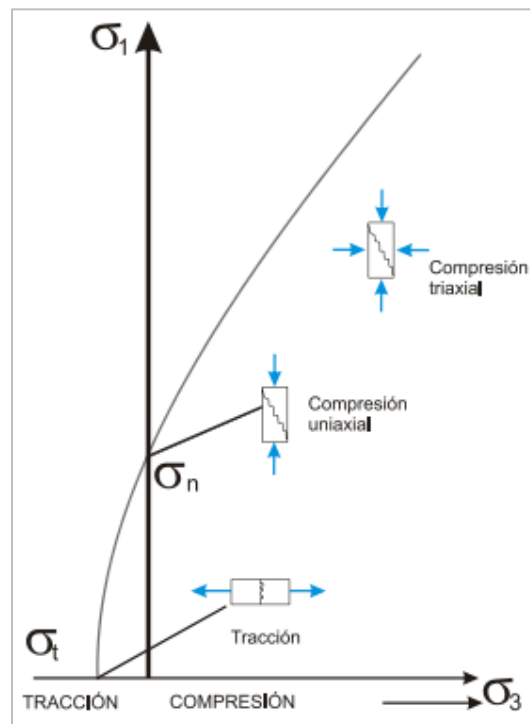


Figura 4-2. Envolvente de falla del criterio de Hoek-Brown en función de los esfuerzos principales (Hoek y Brown, 1997). Fuente: (Morales Amaya, 2007)

Mediante ensayos de laboratorio se puede obtener el valor de la resistencia a la compresión simple para roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ). Aunque también existen valores estimados del  $\sigma_{ci}$  (véase Figura 4-3 y Figura 4-4). Si no se cuenta con ensayos triaxiales para obtener el valor de la

constante  $m_i$ , este valor puede estimarse según la Figura 4-5. Se ha encontrado que la constante  $m_i$  depende principalmente de la mineralogía, composición y tamaño del grano de la roca intacta, relacionando los valores altos a rocas ígneas y metamórficas, las cuales presentan una estructura cristalina bien entrelazada, presentan mineralogía de silicatos y el tamaño del grano es grueso. Los valores bajos del  $m_i$ , se relacionan a rocas sedimentarias de grano fino, y las que presentan mineralogía de carbonato.

Cuando no se cuenta con ensayos de laboratorio para determinar el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, este se puede determinar mediante la ecuación anterior, sustituyendo así el valor del confinamiento en cero ( $\sigma_3 = 0$ ), quedando de la siguiente manera:  $\sigma'_1 = \sigma_{ci}$

Y para el caso de la resistencia a la tensión, se obtiene resolviendo para  $\sigma'_1 = 0$  y  $\sigma'_3 = \sigma_t$ , quedando:  $\sigma_t = \frac{1}{2}\sigma_{ci}(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4})$

| Roca sana  | Resistencia a compresión simple (kp/cm <sup>2</sup> ) |                  | Resistencia a la tracción (kp/cm <sup>2</sup> ) |
|------------|---|------------------|---|
|            | Valores medios  | Rango de valores |   |
| Andesita   | 2.100-3.200   | 1.000-5.000      | 70  |
| Anfibolita | 2.800   | 2.100-5.300      | 230   |
| Anhidrita  | 900   | 800-1.300        | 60-120  |
| Arenisca   | 550-1.400   | 300-2.350        | 50-200  |
| Basalto    | 800-2.000   | 600-3.500        | 50-250  |
| Caliza     | 600-1.400   | 500-2.000        | 40-300  |
| Cuarcita   | 2.000-3.200   | 1.000-5.000      | 100-300   |
| Diabasa    | 2.400-3.500   | 1.300-3.650      | 550   |
| Diorita    | 1.800-2.450   | 1.200-3.350      | 80-300  |
| Dolomita   | 2.000-3.000   | 1.000-3.500      | 150-350   |
| Dolomía    | 600-2.000   | 500-3.500        | 50-250  |
| Esquistos  | 300-600   | 200-1.600        | 20-55   |
| Gabro      | 2.100-2.800   | 1.800-3.000      | 140-300   |
| Gneiss     | 600-2.000   | 500-2.500        | 50-200  |
| Granito    | 700-2.000   | 500-3.000        | 70-250  |
| Grauvaca   | 1.000-1.500   | 800-2.200        | 55-150  |
| Limolita   |   | 350-2.500        | 27  |
| Lutita     | 200-400   | 100-900          | 15-100  |
| Marga      | 300-700   | 200-900          | 5-10*   |
| Mármol     | 1.200-2.000   | 600-2.500        | 65-200  |
| Pizarra    | 400-1.500   | 300-2.000        | 70-200  |
| Sal        | 120   | 50-300           |   |
| Toba       |   | 100-460          | 10-40   |
| Yeso       | 250   | 100-400          | 10-25   |

(\*) A favor de superficies de laminación.  
 Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Walton (1999), Obert y Duvall (1967), Farmer (1968).

Figura 4-3. Valores de resistencia de la roca intacta. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

| Grade* | Term             | Comp. Strength (MPa) | Load Index (MPa) | Field estimate of strength   | Examples   |
|--------|------------------|----------------------|------------------|--|--|
| R6     | Extremely Strong | > 250                | >10              | Specimen can only be chipped with a geological hammer  | Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite                                 |
| R5     | Very strong      | 100 - 250            | 4 - 10           | Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it   | Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite, rhyolite, tuff |
| R4     | Strong           | 50 - 100             | 2 - 4            | Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it   | Limestone, marble, sandstone, schist   |
| R3     | Medium strong    | 25 - 50              | 1 - 2            | Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer     | Concrete, phyllite, schist, siltstone  |
| R2     | Weak             | 5 - 25               | **               | Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer | Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt                               |
| R1     | Very weak        | 1 - 5                | **               | Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife                               | Highly weathered or altered rock, shale  |
| R0     | Extremely weak   | 0.25 - 1             | **               | Indented by thumbnail  | Stiff fault gouge  |

\* Grade according to Brown (1981).

\*\* Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Figura 4-4. Valores estimado de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2000a)

| Tipo de roca y valor de la constante $m_i$ |                  |       |                  |      |
|--|------------------|-------|------------------|------|
| Sedimentarias clásticas                    | Conglomerado     | (22)  | Lutita           | 4    |
|  | Arenisca         | 19    | Gravaca          | (18) |
|  | Limolita         | 9     |                  |      |
| Sedimentarias no clásticas                 | Caliza margosa   | 7     | Caliza micrítica | 8    |
|  | Brecha caliza    | (20)  | Yeso             | 16   |
|  | Caliza espartica | (10)  | Anhidrita        | 13   |
| Metamórficas                               | Mármol           | 9     | Gneiss (*)       | 33   |
|  | Cuarcita         | 24    | Esquistó (*)     | 4-8  |
|  | Migmatita        | (30)  | Filita (*)       | (10) |
|  | Anfibolita       | 25-31 | Pizarra (*)      | 9    |
|  | Milonita         | (6)   |                  |      |
| Ígneas                                     | Granito          | 33    | Diorita          | (28) |
|  | Riolita          | (16)  | Andesita         | 19   |
|  | Granodiorita     | (30)  | Gabro            | 27   |
|  | Dacita           | (17)  | Basalto          | (17) |
| Ígneas extrusivas piroclásticas            | Agglomerado      | (20)  | Toba             | (15) |
|  | Brecha           | (18)  |                  |      |

Hoek y Brown, 1997. Los valores entre paréntesis son estimados.

(\*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor de  $m_i$  será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

Figura 4-5. Valores de la constante  $m_i$  roca intacta. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

| Rock type   | Class        | Group             | Texture                                |   |  |   |
|-------------|--------------|-------------------|--|---|--|---|
|             |              |                   | Coarse                                 | Medium  | Fine   | Very fine                                 |
| SEDIMENTARY | Clastic      |                   | Conglomerates<br>( 21 ± 3 )            | Sandstones<br>17 ± 4                                  | Siltstones<br>7 ± 2                          | Claystones<br>4 ± 2                       |
|             |              |                   | Breccias<br>( 19 ± 5 )                 |   | Greywackes<br>( 18 ± 3 )                     | Shales<br>( 6 ± 2 )<br>Marls<br>( 7 ± 2 ) |
|             | Non-Clastic  | Carbonates        | Crystalline<br>Limestone<br>( 12 ± 3 ) | Sparitic<br>Limestones<br>( 10 ± 2 )                  | Micritic<br>Limestones<br>( 9 ± 2 )          | Dolomites<br>( 9 ± 3 )                    |
|             |              | Evaporites        |  | Gypsum<br>8 ± 2                                       | Anhydrite<br>12 ± 2                          |   |
| Organic     |              |                   |  |   | Chalk<br>7 ± 2                               |   |
| METAMORPHIC | Non Foliated |                   | Marble<br>9 ± 3                        | Hornfels<br>( 19 ± 4 )<br>Metasandstone<br>( 19 ± 3 ) | Quartzites<br>20 ± 3                         |   |
|             |              | Slightly foliated | Migmatite<br>( 29 ± 3 )                | Amphibolites<br>26 ± 6                                | Gneiss<br>28 ± 5                             |   |
|             | Foliated*    |                   |  | Schists<br>12 ± 3                                     | Phyllites<br>( 7 ± 3 )                       | Slates<br>7 ± 4                           |
| IGNEOUS     | Plutonic     | Light             | Granite<br>32 ± 3                      | Diorite<br>25 ± 5                                     | Granodiorite<br>( 29 ± 3 )                   |   |
|             |              | Dark              | Gabbro<br>27 ± 3                       | Norite<br>20 ± 5                                      | Dolerite<br>( 16 ± 5 )                       |   |
|             | Hypabyssal   |                   | Porphyries<br>( 20 ± 5 )               |   | Diabase<br>( 15 ± 5 )                        | Peridotite<br>( 25 ± 5 )                  |
|             | Volcanic     | Lava              |  | Rhyolite<br>( 25 ± 5 )<br>Andesite<br>25 ± 5          | Dacite<br>( 25 ± 3 )<br>Basalt<br>( 25 ± 5 ) |   |
|             |              | Pyroclastic       | Agglomerate<br>( 19 ± 3 )              | Breccia<br>( 19 ± 5 )                                 | Tuff<br>( 13 ± 5 )                           |   |

Figura 4-6. Valores de la constante  $m_i$  para la roca intacta, por grupo de rocas. Tener en cuenta que los valores entre paréntesis son estimaciones. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2000b)

#### 4.1.2.2. Criterio de rotura del macizo rocoso.

Inicialmente se introdujo un criterio de falla en un intento de proporcionar datos de entrada para los análisis de diseño de excavaciones subterráneas en roca dura. Este criterio se

basó en resultados de investigación sobre la rotura frágil de la roca intacta por Hoek y en estudios de modelos de comportamiento del macizo rocoso por Brown. Principalmente el criterio se presenta para determinar la rotura del macizo rocoso (Hoek y Brown, 1980) y comenzó a partir de las propiedades de la roca intacta y luego factores para reducir estas propiedades, a escala del macizo rocoso diaclasado, que determinan la rotura del mismo, como es el caso del nivel de esfuerzo al que se encuentra sometido, la no linealidad, la influencia del tipo de roca y el estado de alteración del macizo. La siguiente expresión define este criterio:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5}$$

Donde:

$\sigma'_1$ : Esfuerzo efectivo principal mayor

$\sigma'_3$ : Esfuerzo efectivo principal menor

$\sigma_{ci}$ : Resistencia a compresión Uniaxial de roca intacta

$m$  y  $s$ : Constantes del material adimensionales que depende de las propiedades del material, del tipo de roca, del grado de fracturación de la roca antes de someterla a los esfuerzos de rotura y características de las discontinuidades.

El parámetro  $s$  es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de la roca debido a la fracturación, donde  $s = 1$  para roca intacta. Por su parte,  $m$  influye en la resistencia al corte del material.

A continuación, se presentan las ecuaciones para determinar las constantes  $m$  y  $s$ , también se pueden obtener de la Tabla 4-1 de Hoek (1997). En estas expresiones, los autores intentaron relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, tomando como base el RMR propuesto por Bieniawski.

**SISTEMA RMR (BIENIAWSKI, 1989)**

| DESCRIPCIÓN  | CONSTANTE → <i>m</i>                            | CONSTANTE → <i>s</i>                       |
|--|---|--|
| Para macizos poco alterados (perforados con máquina tuneladora): | $m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right)$ | $s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right)$ |
| Para macizos más alterados (excavados mediante explosivos)       | $m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right)$ | $s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right)$ |

Tabla 4-1. Relaciones aproximadas entre la calidad de la masa rocosa y los valores de las constantes *m* y *s* (Hoek-Brown, 1997)

| <p align="center"><b>Criterio de rotura empírico</b></p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2}$ <p><math>\sigma_1</math> y <math>\sigma_3</math>: esfuerzos principales mayor y menor<br/> <math>\sigma_c</math>: esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa<br/> <i>m</i> y <i>s</i>: constantes empíricas del macizo rocoso</p> | Constantes del material: <i>m</i> y <i>s</i> | Rocas carbonatadas: dolomitas, calizas y mármol. | Rocas arcillosas: argilitas, limolitas, lutitas y pizarras. | Rocas areniscosas: arenizas y cuarcitas | Rocas ígneas cristalinas de grano fino: andesitas, diabasas, diabásos y rollins. | Rocas cristalinas ígneas de grano grueso y metamórficas: anfibolitas, gneiss, granitos, mármol y metacóncitas. |
|---|--|--|---|---|--|--|
| Valores para el macizo rocoso alterado o afectado por voladuras ( <i>disturbed</i> )<br>Valores para el macizo rocoso sin alterar ( <i>undisturbed</i> )  |  |  |   |   |  |  |
| <b>Muestras de roca intacta</b>   | <i>m</i>                                     | 7,0  | 10,0  | 15,0                                    | 17,0   | 25,0   |
| Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades, RMR = 100  | <i>s</i>                                     | 1,0  | 1,0   | 1,0                                     | 1,0  | 1,0  |
| Q = 500   | <i>m</i>                                     | 7,0  | 10,0  | 15,0                                    | 17,0   | 25,0   |
|   | <i>s</i>                                     | 1,0  | 1,0   | 1,0                                     | 1,0  | 1,0  |
| <b>Macizo rocoso de muy buena calidad</b>   | <i>m</i>                                     | 2,40   | 3,43  | 5,14                                    | 5,82   | 8,56   |
| Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m. RMR = 85   | <i>s</i>                                     | 0,082  | 0,082   | 0,082                                   | 0,082  | 0,082  |
| Q = 100   | <i>m</i>                                     | 4,10   | 5,85  | 8,78                                    | 9,95   | 14,63  |
|   | <i>s</i>                                     | 0,189  | 0,189   | 0,189                                   | 0,189  | 0,189  |
| <b>Macizo rocoso de calidad buena</b>   | <i>m</i>                                     | 0,575  | 0,821   | 1,231                                   | 1,395  | 2,052  |
| Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas espaciadas de 1 a 3 m. RMR = 65  | <i>s</i>                                     | 0,00293  | 0,00293   | 0,00293                                 | 0,00293  | 0,00293  |
| Q = 10  | <i>m</i>                                     | 2,006  | 2,865   | 4,298                                   | 4,871  | 7,163  |
|   | <i>s</i>                                     | 0,0205   | 0,0205  | 0,0205                                  | 0,0205   | 0,0205   |
| <b>Macizo rocoso de calidad media</b>   | <i>m</i>                                     | 0,128  | 0,183   | 0,275                                   | 0,311  | 0,458  |
| Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0,3 a 1 m. RMR = 44  | <i>s</i>                                     | 0,00009  | 0,00009   | 0,00009                                 | 0,00009  | 0,00009  |
| Q = 1   | <i>m</i>                                     | 0,947  | 1,353   | 2,030                                   | 2,301  | 3,383  |
|   | <i>s</i>                                     | 0,00198  | 0,00198   | 0,00198                                 | 0,00198  | 0,00198  |
| <b>Macizo rocoso de calidad mala</b>  | <i>m</i>                                     | 0,029  | 0,041   | 0,061                                   | 0,069  | 0,102  |
| Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin rellenos. Espaciado de 0,03 a 0,5 m. RMR = 23  | <i>s</i>                                     | 0,000003   | 0,000003  | 0,000003                                | 0,000003   | 0,000003   |
| Q = 0,1   | <i>m</i>                                     | 0,447  | 0,639   | 0,959                                   | 1,087  | 1,598  |
|   | <i>s</i>                                     | 0,00019  | 0,00019   | 0,00019                                 | 0,00019  | 0,00019  |
| <b>Macizo rocoso de calidad muy mala</b>  | <i>m</i>                                     | 0,007  | 0,010   | 0,015                                   | 0,017  | 0,025  |
| Numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos. Espaciado < 0,05 m. Brechas con rellenos arcillosos. RMR = 3   | <i>s</i>                                     | 0,0000001  | 0,0000001   | 0,0000001                               | 0,0000001  | 0,0000001  |
| Q = 0,01  | <i>m</i>                                     | 0,219  | 0,313   | 0,469                                   | 0,532  | 0,782  |
|   | <i>s</i>                                     | 0,00002  | 0,00002   | 0,00002                                 | 0,00002  | 0,00002  |

Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

En los últimos años este criterio inicial de Hoek-Brown (1980) ha estado expuesto a una serie de modificaciones en sus ecuaciones, esto a causa de algunas incertidumbres e

inexactitudes, los cuales han creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. Como resultado de estas modificaciones, se implementó la introducción de la idea de macizos rocosos “inalterados” y “alterados” por Hoek y Brown (1988), y la introducción de un criterio modificado para obligar a la resistencia a tracción del macizo rocoso a tender a cero para macizos de calidad muy mala (J. A. Hudson, Hoek, Wood, & Shah, 1992).

Además de estas modificaciones, se indicó que el RMR de Bieniawski ya no era adecuado para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas en campo, en especial para macizos rocosos muy débiles (Evert Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002). Por tanto, esto dio lugar al índice de Resistencia Geológica (GSI) (Geological Strength Index) por (J. A. Hudson et al., 1992), (Evert Hoek, 1994) y (Evert Hoek, Kaiser, & Bawden, 2000a).

En el siguiente numeral no se explicará la aplicación del GSI (se tratará en el siguiente capítulo), por el contrario, el texto se centra en los cálculos según la aplicación del criterio de Hoek y Brown Generalizado a macizos rocosos diaclasados.

#### **4.1.2.3. Criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado del macizo rocoso.**

El criterio de Hoek-Brown Generalizado en términos de la envolvente de Mohr, introduce un coeficiente variable,  $a$ , el cual es implementado para el ajuste de esta envolvente. La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [1]$$

Donde,

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

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

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



| CONSTANTE $\rightarrow s$                       | CONSTANTE $\rightarrow a$                                |
|---|--|
| $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$ | $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$ |

Donde:

$D$ : es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in-situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. En la sección de clasificación geomecánica del GSI (Geological Strength Index) documentada en el siguiente capítulo, se dan las pautas para la selección del parámetro  $D$ .

De acuerdo a la ecuación [1] de esta sección, se puede obtener la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso haciendo que  $\sigma'_3 = 0$ , obteniendo la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

Siendo la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$$

Donde Hoek demostró que, para materiales frágiles, la resistencia a tracción uniaxial es igual a la resistencia a tracción biaxial, por tanto, se tiene que  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$  (condición de tensión biaxial), obteniendo la resistencia a tracción del macizo, como se expresa anteriormente.

- **Parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb**

Para la determinación de los parámetros de resistencia (ángulos de fricción y las resistencias cohesivas) para cada macizo rocoso, se realiza ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación [1] para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$  (véase Figura 4-7). El proceso de ajuste asume equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb, dando lugar a

las siguientes expresiones de  $\phi'$  y  $c'$ :

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

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

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

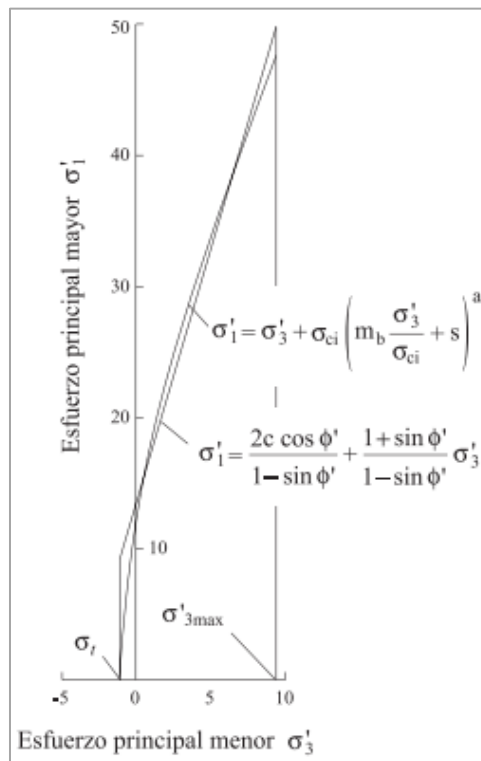


Figura 4-7. Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek-Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb. Fuente: (Evert Hoek et al., 2002)

- **Resistencia del macizo rocoso**

En esta sesión se introduce el término de resistencia del macizo rocoso, en donde se considera el comportamiento global del macizo rocoso, siendo en muchas ocasiones útil para los análisis. Por tanto, Hoek y Brown (1997) propusieron que ésta se podría estimar a partir de la relación de Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Con  $\phi'$  y  $c'$  determinada para el intervalo de esfuerzos  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ , resultando en:

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

- **Determinación de  $\sigma'_{3max}$**

Para el caso de túneles profundos se han utilizado soluciones elasto-plásticas que involucran los criterios de Hoek-Brown Generalizado y Mohr-Coulomb para generar cientos de resultados y para encontrar el valor de  $\sigma'_{3max}$  que da curvas características similares (equivalentes). Y en el caso de túneles superficiales resultando perfiles de subsidencia equivalentes, solo sí la profundidad por debajo de la superficie es menor a tres veces el diámetro del túnel, resultando muy parecida a la obtenida para los túneles profundos (esto es cuando el hundimiento sobre el túnel superficial no alcanza la superficie). Como resultado se tiene que la relación para ambos casos es la siguiente ecuación (véase Figura 4-8):

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

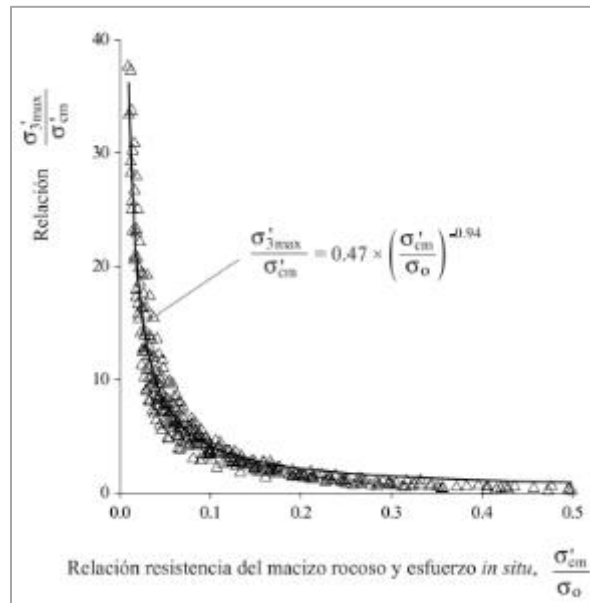


Figura 4-8. Relación para el cálculo de  $\sigma'_{3max}$  en los parámetros de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb para el caso de túneles. Fuente: (Evert Hoek et al., 2002)

En casos donde el esfuerzo horizontal sea mayor que el esfuerzo vertical, se debe emplear el valor del esfuerzo horizontal en lugar de dentro de  $\gamma H$  en la expresión anterior.

- **Módulo de deformación del macizo rocoso según mediciones in-situ de China y Taiwán (E. Hoek & Diederichs, 2006)**

Así como la resistencia al macizo rocoso es, habitualmente, inferior a la resistencia de la roca intacta, el módulo de deformación elástico del macizo rocoso también es inferior que el de la roca intacta. Hoek y Diederichs (2006) propusieron una nueva relación empírica para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso, los cuales se basan en datos correspondientes a un gran número de mediciones in-situ de China y Taiwán a partir de una función sigmoide propuesta. Usando el módulo relativo propuesto por Deere, MR (véase Figura 4-10), es posible estimar el valor del módulo de deformabilidad de la roca intacta,  $E_i$ . Además, estos datos tienen en cuenta la geología, así como la resistencia a la compresión simple de la roca intacta,  $\sigma_{ci}$ . Por tanto, en un análisis detallado de los datos para estimar el valor de  $E_{rm}$  dio como resultado la siguiente ecuación (E. Hoek & Diederichs, 2006):

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

En la siguiente figura (Figura 4-9) se representa gráficamente los datos medidos in-situ del módulo de deformación del macizo rocoso en China y Taiwán comparados con la ecuación de Hoek y Diederichs, en donde cada uno de los puntos representa el promedio de varias pruebas realizadas en el mismo lugar y en mismo macizo rocoso.

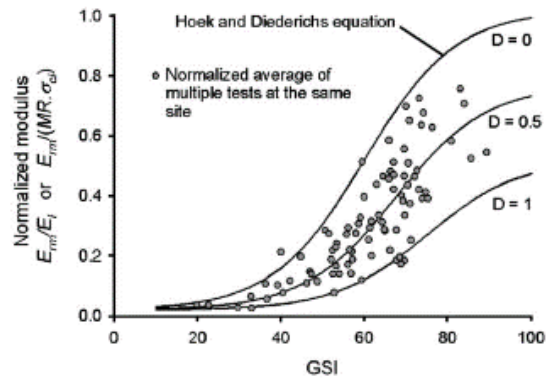


Figura 4-9. Gráfica de módulos de deformación del macizo in-situ de China y Taiwán contra la ecuación de Hoek y Diederichs 2006. Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006)

| Rock type   | Class                 | Group       | Texture   |   |   |   |
|-------------|-----------------------|-------------|---|---|---|---|
|             |                       |             | Coarse  | Medium  | Fine  | Very fine   |
| Sedimentary | Clastic               |             | Conglomerates<br>300-400<br>Breccias<br>230-350                         | Sandstones<br>200-350                           | Siltstones<br>350-400<br>Greywackes<br>350    | Claystones<br>200-300<br>Shales<br>150-250 <sup>a</sup><br>Marls<br>150-200 |
|             |                       | Non-clastic | Carbonates  | Crystalline limestones<br>400-600               | Sparitic limestones<br>600-800                | Micritic Limestones<br>800-1000   |
|             | Evaporites            |             |   | Gypsum<br>(350) <sup>b</sup>                    | Anhydrite<br>(350) <sup>b</sup>               |   |
|             | Organic               |             |   |   |   | Chalk<br>1000+  |
| Metamorphic | Non-foliated          |             | Marble<br>700-1000  | Hornfels<br>400-700<br>Metasandstone<br>200-300 | Quartzites<br>300-450                         |   |
|             | Slightly foliated     |             | Migmatite<br>350-400  | Amphibolites<br>400-500                         | Gneiss<br>300-750 <sup>a</sup>                |   |
|             | Foliated <sup>a</sup> |             |   | Schists<br>250-1100 <sup>a</sup>                | Phyllites/Mica Schist<br>300-800 <sup>a</sup> | Slates<br>400-600 <sup>a</sup>  |
| Igneous     | Plutonic              | Light       | Granite <sup>c</sup><br>300-550<br>Granodiorite <sup>c</sup><br>400-450 | Diorite <sup>c</sup><br>300-350                 |   |   |
|             |                       | Dark        | Gabbro<br>400-500<br>Norite<br>350-400                                  | Dolerite<br>300-400                             |   |   |
|             | Hypabyssal            |             |   | Porphyries<br>(400) <sup>b</sup>                | Diabase<br>300-350                            | Peridotite<br>250-300   |
|             | Volcanic              | Lava        |   | Rhyolite<br>300-500<br>Andesite<br>300-500      | Dacite<br>350-450<br>Basalt<br>250-450        |   |
|             |                       | Pyroclastic | Agglomerate<br>400-600  | Volcanic breccia<br>(500) <sup>b</sup>          | Tuff<br>200-400                               |   |

<sup>a</sup>Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.

<sup>b</sup>No data available, estimated on the basis of geological logic.

<sup>c</sup>Felsic Granitoids: coarse grained or altered (high MR), fined grained (low MR).

Figura 4-10. Directrices para la selección del módulo relativo (MR), basado en Deere (1968) y Palmström y Singh (2001). Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006)

- **Estimación del factor de alteración D**

Para la estimación del grado de alteración del macizo circundante al momento de realizar la excavación, se puede afirmar, que para su determinación influyen muchos factores y que son casi imposible de cuantificarlos de manera precisa. Por tanto, muchos autores basados en experiencias reales han propuesto unas guías para la estimación del factor de alteración D, que son resumidas en la Figura 4-11.



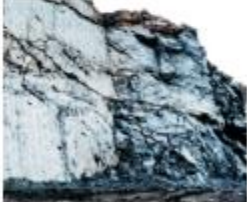

| Apariencia del macizo rocoso  | Descripción del macizo rocoso   | valor <i>D</i> sugerido  |
|---|---|--|
|    | Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel   | $D = 0$  |
|    | Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.<br><br>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.  | $D = 0$<br><br>$D = 0.5$<br>No invert                                      |
|    | Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.   | $D = 0.8$  |
|   | Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.   | $D = 0.7$<br>Good blasting<br><br>$D = 1.0$<br>Poor blasting               |
|  | Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.<br><br>En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor. | $D = 1.0$<br>Production blasting<br><br>$D = 0.7$<br>Mechanical excavation |

Figura 4-11. Guías para estimar el factor de alteración *D*. Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006)

Estos valores se pueden considerar como el punto de partida realista para cualquier diseño inicial de túneles, sin embargo, al momento del proceso de excavación y construcción del proyecto, se puede tener registros reales, y que en muchos casos han logrado ser medidos en cuanto a su comportamiento, resultando condiciones mejores en la excavación, estos valores de alteración podrían ser ajustados a la baja. (E. Hoek & Diederichs, 2006)

**4.1.2.4. Una breve historia del desarrollo del Criterio de falla de Hoek-Brown. (Evert Hoek & Marinos, 2007)**

A finales de los 70' fue desarrollado el criterio de falla de Hoek-Brown con el objeto de proporcionar información para el diseño en excavaciones subterráneas. En un principio fue utilizado el parámetro RMR de Bieniawski para vincular el criterio de la ingeniería geológica como aporte en campo, pero se introdujo un sistema de clasificación más específico denominado Índice de Resistencia Geológica (GSI) desarrollado en 1995. De esta manera, tanto el criterio de Hoek-Brown como la clasificación GSI han estado en continuo desarrollo con el fin de satisfacer nuevas aplicaciones y hacer frente a las condiciones inusuales.

A continuación, se muestra un breve historial de las ecuaciones del criterio de Hoek-Brown por medio de publicaciones:

| <i>Publication</i> | <i>Coverage</i>  | <i>Equations</i>   |
|--------------------|--|--|
| Hoek & Brown 1980  | Original criterion for jointed hard rock masses tightly interbedded with no fines. Mohr envelope was obtained by statistical curve fitting to a number of $(\sigma_n', \tau)$ pairs calculated by the method published by Balmer<br>$\sigma_1', \sigma_3'$ are major and minor effective principal stresses at failure, respectively<br>$\sigma_{ci}$ is the uniaxial compressive strength of the intact rock<br>$\sigma_t'$ is the tensile strength of the rock mass<br>$m$ and $s$ are material constants ( $s=1$ for intact rock)<br>$\sigma_n', \tau$ are effective normal and shear stresses, respectively. | $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \sqrt{m \sigma_3' / \sigma_{ci} + s}$ $\sigma_t' = \frac{\sigma_{ci}}{2} (m - \sqrt{m^2 + 4s})$ $\tau = A \sigma_{ci} \left( (\sigma_n' - \sigma_t') / \sigma_{ci} \right)^B$ $\sigma_n' = \sigma_3' + \left( (\sigma_1' - \sigma_3') / (1 + \partial \sigma_1' / \partial \sigma_3') \right)$ $\tau = (\sigma_n' - \sigma_3') \sqrt{\partial \sigma_1' / \partial \sigma_3'}$ $\partial \sigma_1' / \partial \sigma_3' = m \sigma_{ci} / 2(\sigma_1' - \sigma_3')$ |

Figura 4-12. Publicación de Hoek-Brown, 1980. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007)



|              |   |   |
|--------------|---|---|
| Hoek<br>1983 | Original criterion for jointed hard rock masses tightly interlocked with no fines with a discussion on anisotropic failure and an exact solution for the Mohr envelope by Dr J.W. Bray. | $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \sqrt{m\sigma_3'/\sigma_{ci} + s}$ $\tau = (Cot \phi_i' - Cos \phi_i') m \sigma_{ci} / 8$ $\phi_i' = \arctan\left(1/\sqrt{4h \cos^2 \theta - 1}\right)$ $\theta = \left(90 + \arctan(1/\sqrt{h^3 - 1})\right) / 3$ $h = 1 + \left(16(m\sigma_n' + s\sigma_{ci}) / (3m^2 \sigma_{ci})\right)$ |
|--------------|---|---|

Figura 4-13. Publicación de Hoek, 1983. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007)

|                      |   |   |
|----------------------|---|---|
| Hoek & Brown<br>1988 | As for Hoek 1983 but with the addition of relationships between constants $m$ and $s$ and $a$ modified form of $RMR$ in which the Groundwater rating was assigned a fixed value of 10 and the Adjustment for Joint Orientation was set at 0. Also a distinction between <i>disturbed</i> and <i>undisturbed</i> rock masses was introduced together with means of estimating deformation modulus $E$ (after Serafim and Pereira). Note that the ground water rating assigned a final value of 15 in the RMR 1989 version. | <p><i>Disturbed rock masses:</i></p> $m_b/m_i = \exp((RMR - 100)/14)$ $s = \exp((RMR - 100)/6)$ <p><i>Undisturbed or interlocking rock masses</i></p> $m_b/m_i = \exp((RMR - 100)/28)$ $s = \exp((RMR - 100)/9)$ $E = 10^{((RMR - 10)/40)}$ <p><math>m_b, m_i</math> are petrographic constants for broken and intact rock, respectively.</p> |
|----------------------|---|---|

Figura 4-14. Publicación de Hoek & Brown, 1988. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007)

|                           |   |  |
|---------------------------|---|--|
| Hoek, Wood & Shah<br>1992 | Modified criterion to account for the fact the heavily jointed rock masses have zero tensile strength. Balmer's technique for calculating shear and normal stress pairs was utilised. Material parameter $a$ is introduced. | $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \sigma_3' / \sigma_{ci}\right)^a$ $\sigma_n' = \sigma_3' + \left(\sigma_1' - \sigma_3'\right) / \left(1 + \partial \sigma_1' / \partial \sigma_3'\right)$ $\tau = \left(\sigma_n' - \sigma_3'\right) \sqrt{\partial \sigma_1' / \partial \sigma_3'}$ $\partial \sigma_1' / \partial \sigma_3' = 1 + a m_b^a \left(\sigma_3' / \sigma_{ci}\right)^{a-1}$ |
|---------------------------|---|--|

Figura 4-15. Publicación de Hoek, Wood & Shah, 1992. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007)

|  |  |   |
|--|--|---|
| Hoek<br>1994<br>Hoek, Kaiser &<br>Bawden 1995  | Introduction of the Generalised Hoek-Brown criterion, incorporating both the original criterion for excellent to fair quality rock masses and the modified criterion for poor to very poor quality rock masses | $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s \right)^a$ for $GSI > 25$<br>$m_b / m_i = \exp((GSI - 100) / 28)$ |
| with increasing fines content. The Geological Strength Index $GSI$ was introduced to overcome the deficiencies in Bieniawski's $RMR$ for very poor quality rock masses. The distinction between disturbed and undisturbed rock masses was dropped on the basis that disturbance is generally induced by engineering activities and should be allowed for by downgrading the value of $GSI$ . |  | $s = \exp((GSI - 100) / 9)$<br>$a = 0.5$<br>for $GSI < 25$<br>$s = 0$<br>$a = 0.65 - GSI / 200$   |

Figura 4-16. Publicación de Hoek 1994 y Hoek, Kaiser & Bawden 1995. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007)

|   |  |   |
|---|--|---|
| Hoek, Carranza-Torres and<br>Corkum, 2002 | <p>A new set of relationships between <math>GSI</math>, <math>m_b</math>, <math>s</math> and <math>a</math> is introduced to give a smoother transition between very poor quality rock masses (<math>GSI &lt; 25</math>) and stronger rocks. A disturbance factor <math>D</math> to account for stress relaxation and blast damage is also introduced. Equations for the calculation of Mohr Coulomb parameters <math>c</math> and <math>\phi</math> are introduced for specific ranges of the confining stress <math>\sigma'_{3max}</math> for tunnels and slopes.</p> <p>All of these equations are incorporated into the Windows program RocLab that can be downloaded from the Internet site <a href="http://www.roscience.com">www.roscience.com</a>. A copy of the full paper is included with the download.</p> | $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s \right)^a$ $m_b = m_i \exp(GSI - 100 / 28 - 14D)$ $s = \exp(GSI - 100 / 9 - 3D)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$ $E_m(GPa) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI - 10) / 40)}$ $\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$ $c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n} \right] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})} / ((1+a)(2+a))}$ <p>where, for tunnels</p> $\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad - H \text{ is the depth below surface}$ <p>for slopes</p> $\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad - H \text{ is the slope height}$ <p><math>\gamma</math> is the unit weight of the rock mass</p> |
|---|--|---|

Figura 4-17. Publicación de Hoek, Carranza-Torres and Corkum 2002. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007)

|                           |  |  |
|---------------------------|--|--|
| Hoek and Diederichs, 2006 | <p>Based on an analysis of a data set from China and Taiwan, a new relationship between the rock mass deformation modulus <math>E_{rm}</math> and GSI is proposed. This is based on a sigmoid function and two forms of the relationship are presented. The simplified equation depends on GSI and D only and it should be used with caution, only when no information in the intact rock properties are available. The more comprehensive equation includes the intact rock modulus. When laboratory data for the modulus are not available a means of estimating this modulus from the intact rock strength <math>\sigma_{ci}</math> is given, based on a modulus reduction factor MR.</p> | <p>Sigmoid function: <math>y = c + \frac{a}{1 + e^{-((x-x_0)/b)}}</math></p> <p>Simplified Hoek and Diederichs equation:</p> $E_{rm} (MPa) = 100000 \left( \frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right)$ <p>Hoek and Diederichs equation:</p> $E_{rm} = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$ <p>Estimated intact rock modulus:</p> $E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$ |
|---------------------------|--|--|

Figura 4-18. Publicación de Hoek and Diederichs 2006. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2007)

## **Capítulo V. Clasificaciones Geomecánicas**

Las clasificaciones geomecánicas nacieron básicamente con el concepto de construcción de túneles u obras subterráneas y fueron establecidas a partir de precedentes con el fin de obtener recetas de soporte de túneles, siendo Terzaghi (1946), experto en esta materia, quien propuso la primera clasificación del terreno orientada a la construcción de túneles, creando una clasificación muy observacional enfocada en la experiencia práctica del comportamiento de los túneles en los mecanismos de falla. Con la aparición de esta clasificación, nacieron las demás clasificaciones geomecánicas propuestas por diferentes autores.

### **5.1. Propósito ingenieril de las clasificaciones geomecánicas**

Principalmente, estas clasificaciones buscan agrupar varios conceptos que nos permiten darle una calificación al macizo rocoso y de esta manera, lograr una comunicación efectiva entre ingenieros y geólogos para así expresarnos en un mismo lenguaje geotécnico a través de estos sistemas. Estos métodos pretenden:

- Agrupar y ponderar racionalmente características de la roca intacta; físicas y mecánicas y características del macizo rocoso como p.e. discontinuidades, agua, esfuerzos, entre otros.
- Facilitar la planeación y el diseño de estructuras en roca, mediante datos cuantitativos y cualitativos.
- Establecer mecanismos para poder deducir geoparámetros indirectamente del macizo.
- Desde el punto de vista netamente empírico, resolver problemas de fallas en túneles mediante métodos empíricos de diseño de soporte.
- Definir el comportamiento del macizo rocoso teniendo en cuenta ciertas variables o parámetros específicos.
- Resolver de manera aproximada, cómo clasifica un terreno a lo largo de un perfil de meteorización.

Es importante aclarar que, dentro de las clasificaciones existentes, el Dr. Hoek propuso una clasificación que se diferenciaba de las demás, ya que fue enfocada a la parte netamente geológica, es decir, a definir el comportamiento del macizo geológicamente sin involucrarse en resolver problemas de estabilidad o de soporte de un túnel; únicamente a definir la clase del macizo rocoso presente en la obra.

## **5.2. Componentes de las clasificaciones geomecánicas**

Las clasificaciones geomecánicas contienen datos básicos de la roca; tipo de roca y su origen (ígneas, sedimentarias o metamórficas), y se basan muchas de ellas, en la resistencia a la compresión inconfiada, siendo un punto de partida para las clasificaciones.

Dentro de un macizo rocoso, las clasificaciones se componen principalmente de las características de las discontinuidades, los esfuerzos in-situ, el grado de fracturamiento del macizo (RQD) y las condiciones de agua subterránea; estos factores en conjunto son los que se evalúan en las diferentes clasificaciones.

## **5.3. Aplicaciones de los métodos empíricos**

Las clasificaciones geomecánicas pueden ser aplicadas tanto en la parte de pre-factibilidad o factibilidad (etapas tempranas de proyectos) en el diseño inicial de un túnel, mediante la aplicación de métodos empíricos para resolver el soporte del túnel, obteniendo resultados aceptables siempre y cuando se utilicen adecuadamente.

Por otra parte, cuando se pasa a la etapa de diseño definitivo, ya de construcción, licitación o fase III p.e. en túneles viales, la clasificación es apenas una primera aproximación en el método empírico para resolver el problema del túnel; se toma como un primer marco de referencia, es decir, después de realizar todas las investigaciones, en cuanto a perforaciones, ensayos, observación de las discontinuidades, entre otros, se procede a la realización de las clasificaciones ya sea el RMR, Q de Barton o RSR, las cuales nos permiten obtener el soporte y avance en la excavación de manera empírica, dándonos un

marco de referencia del diseño de un túnel en la etapa inicial. Por tanto, en esta etapa de diseño definitivo se requiere, después de las clasificaciones geomecánicas, de realizar ensayos de rigor de la roca intacta de laboratorio y adicionalmente ensayo de campo como son, el martillo de Schmidt (resistencia), fractura hidráulica (túnel hidráulico), overcoring (esfuerzos), ensayo Lugeon (permeabilidad), entre otros. Por lo cual, esto nos permite entrar en las clasificaciones geomecánicas para luego calcular parámetros del macizo rocoso para poder después realizar métodos analíticos o numéricos de análisis. Lo anterior, tiene como finalidad el de verificar el soporte empírico y ajustar el sostenimiento o revestimiento del túnel.

#### **5.4. Limitaciones**

A continuación, se describen algunas de las limitaciones o debilidades que presentan las clasificaciones geomecánicas:

- Las clasificaciones se fundamentan en métodos netamente empíricos, que tienen un alto grado de subjetividad, lo que los hace poco confiables al momento de su aplicabilidad en diseño de túneles. Según la experiencia en clasificación de terrenos, donde al usarlas para un sector específico, los resultados obtenidos fueron completamente diferentes, demostrando el alto grado de subjetividad que éstas presentan.
- Las clasificaciones geomecánicas no son muy efectivas y empiezan a fallar en las medidas de sostenimiento en rocas de tipo blandas, materiales muy alterados, en perfiles de meteorización del IIA, entre otros.
- Estos sistemas no aplican para resolver problemas de macizos rocosos anisotrópicos o de comportamiento tiempo-dependiente, es decir, casos de geología compleja.
- Las clasificaciones geomecánicas son una ayuda en las primeras etapas de diseño y nos permiten tener un enfoque, pero teóricamente las clasificaciones no predicen ni resuelven efectivamente el fenómeno de squeezing ground. Por ello, estos métodos no son válidos para resolver este efecto de empujes y su aplicabilidad es muy limitada.

- Los sistemas de clasificación geomecánica deben complementarse con modelos numéricos, geotécnicos, juicio ingenieril y experiencia en el sector, ya que estos sistemas no pueden reemplazar totalmente los procedimientos de diseño más elaborados.
- Las recetas de soporte dadas por estos métodos empíricos, no tienen en cuenta la secuencia de excavación y colocación del soporte para cada obra subterránea específica, siendo este aspecto importante para la estabilización adecuada de los túneles. Tampoco, tiene en cuenta todos los mecanismos de falla, deformaciones e interacción del soporte y la roca, a su vez, desconocen aspectos relativos a relaciones entre esfuerzos máximos y mínimos in-situ y la relación con el tipo de roca, la geometría de la excavación, entre otros.

## **5.5. Tipos de clasificaciones geomecánicas**

Este numeral se presenta de manera conceptual y enfocado principalmente al diseño inicial en la construcción de túneles, exponiendo así los diferentes tipos de clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso.

Como primera parte se concentrará en la teoría de arqueo propuesta por Terzaghi (1946), quien fue el que propuso la primera clasificación basada en túneles sostenidos con cerchas metálicas, en donde se evalúan las presiones actuantes sobre la clave de un túnel. Finalmente, se llega a exponer como una clasificación, el Nuevo Método Austriaco (NATM) propuesto por Rabcewicz (1964), en donde introduce por primera vez al terreno como material constructivo, por medio del uso de nuevas tecnologías de confinamiento activo simple de la excavación, como el concreto lanzado y los pernos en el techo, y el introducir la necesidad de monitorear (medir e interpretar) las deformaciones en el comportamiento del macizo de manera sistemática.

A continuación, se listan las clasificaciones que van a ser expuestas en este documento:

- Clasificación de Terzaghi (1946)
- Tiempos de autosoporte propuesta por Lauffer (1958)

- Valoración de la Estructura Rocosa (RSR) según Wickham (1972)
- Índice de Designación de la Calidad de la Roca (RQD) desarrollado por Deere (1967)
- Valoración de la Masa Rocosa (RMR - Rock Mass Rating) publicado por Bieniawski (1976 - 1989)
- Índice de Calidad Tunelera de la Roca (Q) propuesta por Barton (1974)
- RMI propuesta por Palmstron (1995)
- Índice de calidad del macizo, GSI (Geotechnical strength Index) desarrollada por Hoek (1994)
- Método del NATM propuesto Rabcewicz (1964)

En la Tabla 5-1, se presentan todas las clasificaciones existentes para diferentes fines, tales como los túneles, la minería, la estabilidad de taludes y las cimentaciones de presas.



Tabla 5-1. Principales clasificaciones geomecánicas en la ingeniería.

| NOMBRE  | CREADOR Y FECHA                        | PAÍS DE ORIGEN             | APLICACIONES                            |
|---|--|----------------------------|---|
| 1. Carga en rocas   | Terzaghi, 1946                         | Estados Unidos             | Túneles con sostenimiento de acero      |
| 2. Tiempo de autoestabilidad                                | Lauffer, 1958                          | Austria                    | Túneles                                 |
| 3. Nuevo método austriaco de construcción de túneles (NATM) | Pacher, Rabcewicz, 1964                | Austria                    | Túneles                                 |
| 4. Rock Quality Designation (RQD)                           | Deere et al., 1967                     | Estados Unidos             | Testigos de sondeos, túneles            |
| 5. Rock Structure Rating (RSR) concepto                     | Wickham et al., 1972                   | Estados Unidos             | Túneles                                 |
| 6. Rock Mass Rating (RMR) sistema                           | Bieniawski, 1973<br>Modificado en 1989 | Sudáfrica y Estados Unidos | Túneles, minas, taludes y cimentaciones |
| Extensiones al sistema RMR                                  | Weaver, 1975                           | Sudáfrica                  | Ripabilidad                             |
|   | Laubscher, 1976                        | Sudáfrica                  | Minería en rocas duras                  |
|   | Olivier, 1979                          | Sudáfrica                  | Resistencia a la meteorización          |
|   | Ghose y Raju, 1981                     | India                      | Minería del carbón                      |
|   | Moreno Tallon, 1982                    | España                     | Túneles                                 |
|   | Kendorski y Cummings, 1983             | Estados Unidos             | Minería en rocas duras                  |
|   | Nakao et al., 1983                     | Japón                      | Túneles                                 |
|   | Serafim y Pereira, 1983                | Brasil                     | Cimentaciones                           |
|   | Gonzalez de Vallejo, 1983              | España                     | Túneles                                 |
|   | Únal, 1983                             | Estados Unidos             | Minería del carbón con claves bulonadas |
|   | Romana, 1985                           | España                     | Estabilidad de taludes                  |
|   | Newman, 1985                           | Estados Unidos             | Minas de carbon                         |
|   | Sandbak, 1985                          | Estados Unidos             | Perforabilidad                          |
|   | Smith, 1986                            | Estados Unidos             | Facilidad para el dragado               |
|   | Venkateswarlu, 1986                    | India                      | Minería del carbón (CMRS)               |
|   | Robertson, 1988                        | Canadá                     | Estabilidad de taludes                  |
| Thiel, 1985   | Polonia                                | Flysch de los Cárpatos     |   |
| Únal, 1996  | Turquía                                | Rocas blandas, carbón      |   |
| Pakalnis et al., 2007                                       | Canadá                                 | Minería en rocas blandas   |   |
| 7. Sistema Q  | Barton et al., 1974                    | Noruega                    | Túneles, cavernas                       |
| Extensiones al sistema Q                                    | Kirsten, 1982                          | Sudáfrica                  | Excavabilidad                           |
|   | Kirsten, 1983                          | Sudáfrica                  | Túneles                                 |
|   | Barton, 2000                           | Noruega, Brasil            | Túneles con TBM                         |
| 8. Resistencia-tamaño                                       | Franklin, 1975                         | Canadá                     | Túneles                                 |
| 9. Clasificación unificada                                  | Williamson, 1984                       | Estados Unidos             | General, comunicaciones                 |
| 10. Coal Mine Roof Rating (CMRR)                            | Molinda y Mark, 1994                   | Estados Unidos             | Minas de Carbón                         |
| 11. Geological Strength Index (GSI)                         | Hoek et al., 1995                      | Canadá                     | Caracterización de macizos rocosos      |
| 12. Rock Mass index (RMi)                                   | Palmström, 1995                        | Noruega                    | Ingeniería de rocas                     |
| 13. Deutsche Steinkohle                                     | Witthaus, 2006                         | Alemania                   | Minas de carbón                         |
| 14. Rock Mass Excavability (RME)                            | Bieniawski et al., 2007                | España                     | Túneles con TBM                         |

Fuente: (von Preinl, 2011)

### **5.5.1. Clasificación de Terzaghi (1946)**

Las publicaciones realizadas por Terzaghi hacia los años 40's, resultaron ser el punto de referencia en cuanto se refiere a las clasificaciones del macizo rocoso, con el fin de obtener empíricamente el diseño de soporte de los túneles. Esta teoría se enfocó en aquellas características que rigen el comportamiento de la masa rocosa, en la cual las cargas de roca que se aflojaban sobre el techo del túnel, por efecto de la excavación y del peso de la carga suprayacente, y que deben soportar los marcos de acero (cimbra o cerchas), son estimadas en base a una clasificación descriptiva del terreno y, donde la gravedad constituye la fuerza dominante del sistema.

#### **5.5.1.1. Clases de roca.**

Terzaghi definió cualitativamente diferentes comportamientos del terreno para el diseño y construcción de túneles, clasificando el macizo en nueve categorías atendiendo esencialmente a las condiciones de fracturación en las rocas y a la cohesión o expansividad en los suelos, descritos en la Tabla 5-2. Además, la teoría presenta algunas consideraciones en cuanto se refiere a la disposición u orientación de la estratificación del macizo con respecto al túnel, desde el punto de vista de desprendimientos que se resumen en tres normas específicas:

- Si la orientación en la estratificación está en sentido vertical, se presenta estabilidad en la bóveda (techo) en general, aunque, no se descarta el riesgo de caídas de bloques en una altura de  $0,25 B$  (B es el ancho del túnel).
- Si la estratificación es horizontal y de alta resistencia (pocas juntas), la excavación será estable sin roturas.
- Si la estratificación es horizontal, y el macizo es de baja resistencia, el túnel es inestable, por tanto, se formarán desprendimientos en el techo, generando un efecto de arqueado sobre el túnel, presentando un ancho igual a la del túnel y una altura equivalente a la mitad del ancho. Este proceso es progresivo y se detendrá si se coloca rápidamente un sostenimiento.

Tabla 5-2. Definiciones de clases de rocas propuesta por la teoría de cargas de roca de Terzaghi (Sinha, 1989).

| CLASE | TIPO DE ROCA  | DEFINICIÓN   |
|-------|---|--|
| I     | Dura y sana   | La roca es inalterada. No contiene juntas ni pequeñas fracturas. Por lo tanto si esta se fractura, lo hace a través de roca intacta. Después de la excavación y por causa de las voladuras, la roca puede presentar muchas fracturas ocasionando desprendimientos en el techo durante muchas horas o días después de la excavación. también en este tipo de roca puede ocurrir estallidos de roca (popping o rockburst). La resistencia a la Compresión Inconfinada es igual o superior a 100 MPa. |
| II    | Dura y estratificada o esquistosa                     | La roca es dura y en capas, por lo que estos estratos individuales pueden presentar poca o nula resistencia de separación entre las superficies de contacto entre estas. pueden o no presentar diaclasas transversales a las estratificaciones. En estas rocas, la condición de caída de fragmentos rocosos es muy frecuente.  |
| III   | Masiva, moderadamente diaclasada                      | Contiene juntas y pequeñas fracturas, pero los bloques existentes entre juntas están ensamblados de tal forma que las paredes verticales no requieren de sostenimiento lateral. Puede aparecer caída de fragmentos rocosos y pequeños "estallidos de rocas".   |
| IV    | Moderadamente fracturada y agrietada. Bloques y capas | Consiste en roca inalterada químicamente con fragmentos que están completamente separados unos de otros e imperfectamente entrelazados. En estos casos las paredes laterales pueden necesitar un soporte.  |
| V     | Muy fracturada  | Se compone de roca inalterada químicamente pero triturada (tamaño bloques < 1 m). Si la mayoría de los fragmentos son del tamaño de arena de grano fino y no ha existido una cementación posterior, la roca fracturada bajo el nivel freático exhibe las propiedades de una arena saturada (portadora de agua) y asentada.   |
| VI    | Completamente fracturada pero sin meteorizar          | Comprende roca químicamente intacta (tamaño bloque $\leq$ 30 cm). No están entrelazados. La roca va cediendo lentamente hacia el interior del túnel sin aumento perceptible de volumen. Considerable presión lateral se espera sobre los soportes del túnel.   |
| VII   | Rocas deformables, profundidad moderada               | Son rocas muy deformables donde se puede producir fuertes presiones laterales. Son rocas muy deformables Su deformabilidad depende del alto porcentaje de partículas microscópicas y submicroscópicas de minerales micáceos o minerales arcillosos con baja capacidad de expansión. Profundidad moderada es un término relativo y podría ser 150 a 1000 m.   |
| VIII  | Rocas deformables, gran profundidad                   | La profundidad puede ser mayor de 150 m. La profundidad máxima recomendada del túnel es de 1000 m.   |
| IX    | Rocas Expansivas                                      | Avanza hacia el interior del túnel principalmente debido a la expansión. Fenómeno asociado al cambio de volumen debido a las propiedades químicas de la roca, por lo general en presencia de humedad o agua. Esta capacidad de expansión queda limitada a los estratos que contienen minerales de arcilla tales como la montmorillonita, con gran capacidad de expansión.  |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

### 5.5.1.2. Factor carga de roca.

Basados en los experimentos realizados por Terzaghi (1946) en túneles ferroviarios con refuerzo de acero en los Alpes, para determinar básicamente el factor de carga de roca ( $H_p$ ) en términos del ancho  $B$  y la altura  $H_t$  del túnel que corresponde a la masa rocosa suelta que se encuentra en el techo del túnel soportada principalmente por los marcos de acero. Para obtener la presión de soporte vertical, a partir del factor de carga  $H_p$ , cuyo valor depende de las condiciones y el tipo de terreno que actúa sobre el soporte y se estima con el uso de la Tabla 5-3, Terzaghi sugirió la siguiente ecuación:

$$P_v = \gamma \times H_p$$

Donde:

$P_v$  = Presión en el techo que recibe el soporte

$\gamma$  = Peso unitario del material encima del soporte

$H_p$  = Altura de la sobrecarga suelta que está por encima del techo del túnel

A continuación, se represente gráficamente el diagrama de carga de roca sobre un túnel según Terzaghi (1946):

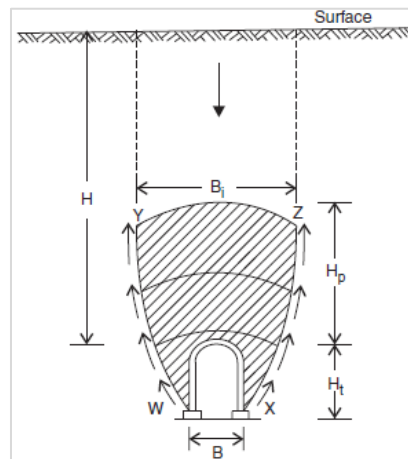


Figura 5-1. Concepto carga de roca en los túneles, Terzaghi (1946). Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

De acuerdo a la Figura 5-1 y explicando el concepto utilizado por Terzaghi, el cual

representa el movimiento de roca suelta hacia el túnel generado durante la excavación por efecto del relajamiento en la cohesión del macizo rocoso en la parte superior y lateral del túnel. Por tanto, la zona que se encuentra suelta dentro del área enmarcada por los puntos **w x y z**, actuará de manera interrumpida en el comportamiento normal del túnel. Sin embargo, para contrarrestar estas presiones, se originan fuerzas de fricción actuando a lo largo de los límites laterales w y – x z, transfiriendo de forma inmediata la parte más representativa del peso de la carga de roca W al material de los lados del túnel. Por consiguiente, el techo y los lados del túnel solo deberán soportar el resto de la carga equivalente a una altura  $H_p$ . Y la zona en donde actúa el movimiento, que se relaciona directamente con las características del macizo y las dimensiones del túnel  $H_t$  y B, está representado por el ancho  $B_i$ .

Tabla 5-3. Factor carga de roca dentro de las diversas clases de roca (Terzaghi, 1946).

| CLASE       | CONDICIÓN DE LA ROCA   | CARGA DE ROCA $H_p$   | OBSERVACIONES   |
|-------------|--|---|---|
| <b>I</b>    | <b>Dura y sana</b>   | Cero  | Sólo requiere revestimiento ligero si ocurre desprendimiento de fragmentos rocosos o estallidos.  |
| <b>II</b>   | <b>Dura y estratificada o esquistosa</b>                     | 0 a 0.5B  | Sostenimiento ligero principalmente como protección contra caída de fragmentos rocosos de las paredes.  |
| <b>III</b>  | <b>Masiva, moderadamente diaclasada</b>                      | 0 a 0.25B   | La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro.  |
| <b>IV</b>   | <b>Moderadamente fracturada y agrietada. Bloques y capas</b> | 0.25B a 0.35 (B + $H_t$ )                                     | No hay presión lateral.   |
| <b>V</b>    | <b>Muy fracturada</b>  | (0.35 a 1.10) (B + $H_t$ )                                    | Poca o ninguna presión lateral.   |
| <b>VI</b>   | <b>Completamente fracturada pero sin meteorizar</b>          | 1.10 (B + $H_t$ )   | Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos o bien marcos circulares. |
| <b>VII</b>  | <b>Rocas deformables, profundidad moderada</b>               | (1.10 a 2.10) (B + $H_t$ )                                    | Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible emplear marcos circulares.  |
| <b>VIII</b> | <b>Rocas deformables, gran profundidad</b>                   | (2.10 a 4.50) (B + $H_t$ )                                    |   |
| <b>IX</b>   | <b>Rocas Expansivas</b>                                      | Hasta 250 ft (80m), independientemente del valor (B + $H_t$ ) | Marcos circulares indispensables. En casos extremos, utilizar refuerzo elástico.  |

**Donde:** B = Distancia entre hastiales del túnel en metros;  $H_t$  = Altura de la excavación en metros y  $H_p$  = Altura de la masa de roca suelta por encima del techo del túnel de carga en desarrollo.

**Nota:** Los valores dados para las clases de roca IV a VI, cuando el techo del túnel se encuentra permanentemente por encima del nivel freático, la carga debe ser reducida en un 50%.

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

De acuerdo a la tabla anterior (Tabla 5-3), se supone que el techo del túnel se encuentra bajo del nivel freático, si en el caso donde se encuentre permanentemente por encima del nivel freático, los valores dados para las clases IV a VI deben ser reducidos en un 50%.

A continuación, se muestra el sistema de clasificación de Terzaghi modificado por Deere et al. (1970), en donde es incluido el RQD como medida de calidad de la roca (Tabla 5-4):

Tabla 5-4. Factor carga de roca, clasificación modificada por Deere et al (1970) sobre la de Terzaghi

| CLASE       | CONDICIÓN DE LA ROCA   | RQD %  | CARGA DE ROCA $H_p$                                 | OBSERVACIONES   |
|-------------|--|--------|---|---|
| <b>I</b>    | <b>Dura y sana</b>   | 95–100 | Cero  | Igual a la Tabla 3.2  |
| <b>II</b>   | <b>Dura y estratificada o esquistosa</b>                     | 90–99  | 0–0.5B  | Igual a la Tabla 3.2  |
| <b>III</b>  | <b>Masiva, moderadamente diaclasada</b>                      | 85–95  | 0–0.25B   | Igual a la Tabla 3.2  |
| <b>IV</b>   | <b>Moderadamente fracturada y agrietada. Bloques y capas</b> | 75–85  | 0.25B–0.35 (B + $H_t$ )                             | Clases IV, V y VI se reducen en un 50% de los valores de Terzaghi, porque el nivel freático tiene poco efecto sobre la carga de roca (Terzaghi, 1946) |
| <b>v</b>    | <b>Muy fracturada</b>  | 30–75  | (0.2–0.6) (B + $H_t$ )                              |   |
| <b>VI</b>   | <b>Completamente fracturada pero sin meteorizar</b>          | 3–30   | (0.6–1.10) (B + $H_t$ )                             |   |
| <b>VIa</b>  | <b>Arena y grava</b>   | 0–3    | (1.1–1.4) (B + $H_t$ )                              |   |
| <b>VII</b>  | <b>Squeezing en rocas, profundidad moderada</b>              | NA     | (1.10–2.10) (B+ $H_t$ )                             | Igual a la Tabla 3.2  |
| <b>VIII</b> | <b>Squeezing en rocas, gran profundidad</b>                  | NA     | (2.10–4.50) (B + $H_t$ )                            | Igual a la Tabla 3.2  |
| <b>IX</b>   | <b>Rocas Expansivas</b>                                      | NA     | Hasta 80 m independientemente del valor (B+ $H_t$ ) | Igual a la Tabla 3.2  |

Donde: **B** = Distancia entre hastiales del túnel en metros;  $H_t$  = Altura de la  $H_p$  = Altura de la masa de roca suelta por encima del techo del túnel de carga en desarrollo.

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

Además, se han identificado entre explosivos y máquinas para la excavación de túneles en roca y directrices para la selección de arcos de acero, pernos de anclaje y concreto lanzado para soportar túneles en roca de 6 y 12 m de diámetro, lo cuales son presentados en la Tabla 5-5. Deere et al. (1970), también considera que el macizo rocoso hace parte integral del sistema de soporte, por lo tanto, la Tabla 5-5 únicamente es aplicable si el macizo rocoso no permite aflojar y desintegrar extensivamente. Asimismo, Deere et al. (1970) supone que la máquina para excavación tuvo un efecto beneficioso de reducir cargas de roca en aproximadamente 20 a 25 %.

Tabla 5-5. Directrices para la selección de conjunto de arcos de acero para túneles de 6 a 12 metros de diámetro (Deere et al., 1970).

| RQD %                                 | Método de construcción | Arcos de acero          |                             | Pernos de anclajes             |  | Concreto lanzado convencional    |             | Soporte adicional   |
|---------------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------------|--------------------------------|--|----------------------------------|-------------|---|
|                                       |                        | Peso de arcos de acero  | Espaciado                   | Espaciamiento del perno patrón | Requerimientos adicionales   | Espesor total (cm)               |             |   |
|                                       |                        |                         |                             |                                |  | Bóveda                           | Hastiales   |   |
| Excelente<br>RQD > 90                 | Tuneladora             | Ligero                  | Ninguno de vez en cuando    | Ninguno de vez en cuando       | Nada frecuente   | Ninguno de vez en cuando         | Nada        | Nada  |
|                                       | Perforación y voladura | Ligero                  | Ninguno de vez en cuando    | Ninguno de vez en cuando       | Nada frecuente   | Ninguno de vez en cuando         | Nada        | Nada  |
| Bueno<br>RQD 75 a 90                  | Máquina de perforación | Ligero                  | Ocasional entre 1.5 a 1.8 m | Ocasional entre 1.5 a 1.8 m    | Ocasional malla y correas  | Aplicación localizada 5 a 7.5 cm | Nada        | Nada  |
|                                       | Perforación y voladura | Ligero                  | 1.5 a 1.8 m                 | 1.5 a 1.8 m                    | Ocasional malla y correas  | Aplicación localizada 5 a 7.5 cm | Nada        | Nada  |
| Intermedio<br>RQD 50 a 75             | Máquina de perforación | Ligero a medio          | 1.5 a 1.8 m                 | 1.2 a 1.8 m                    | Malla y correas son requeridos   | 5 a 10 cm                        | Nada        | Pernos de anclaje   |
|                                       | Perforación y voladura | Ligero a medio          | 1.2 a 1.5 m                 | 0.9 a 1.5 m                    | Malla y correas son requeridos   | 10 cm o más                      | 10 cm o más | Pernos de anclaje   |
| Pobre<br>RQD 25 a 50                  | Máquina de perforación | Medio Circular          | 0.6 a 1.2 m                 | 0.9 a 1.5 m                    | Anclaje puede ser difícil de obtener. Se requiere considerable malla y correas | 10 a 15 cm                       | 10 a 15 cm  | Perno de anclaje según sea necesario (1.2 a 1.8 m de centro a centro) |
|                                       | Perforación y voladura | Medio a pesado Circular | 0.2 a 1.2 m                 | 0.6 a 1.2 m                    | Anclaje puede ser difícil de obtener. Se requiere considerable malla y correas | 15 cm o más                      | 15 cm o más | Perno de anclaje según sea necesario (1.2 a 1.8 m de centro a centro) |
| Muy pobre<br>RQD < 25                 | Máquina de perforación | Medio a pesado Circular | 0.6 m                       | 0.6 a 1.2 m                    | Anclaje puede ser imposible. Se requiere 100% de malla y correas               | 15 cm o más en la sección entera |             | Conjunto de arcos medio son requeridos                                |
|                                       | Perforación y voladura | Pesado Circular         | 0.6 m                       | 0.9 m                          | Anclaje puede ser imposible. Se requiere 100% de malla y correas               | 15 cm o más en la sección entera |             | Conjunto de arcos medio a pesado son requeridos                       |
| Muy pobre squeezing y swelling ground | Ambos métodos          | Muy pesado Circular     | 0.6 m                       | 0.6 a 0.9 m                    | Anclaje puede ser imposible. Se requiere 100% de malla y correas               | 15 cm o más en la sección entera |             | Conjunto de arcos pesados son requeridos                              |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

Teniendo en cuenta algunas de las limitaciones de utilizar esta clasificación, se puede mencionar que los valores resultado de aplicar esta metodología son únicamente para sostenimientos clásicos (cercha y hormigón), que no requieran de dimensiones superiores a los 6 metros del túnel, considerando conservador la utilización de estos soportes en rocas de buena calidad.



### **5.5.2. Clasificación de Lauffer (1958).**

Esta clasificación se relaciona principalmente con el tiempo de auto-soporte en la excavación de un túnel, es por esta razón, que la clasificación propuesta por Lauffer está soportada por una serie de estudios que fueron desarrollados a excavaciones en diferentes tipos de roca, y en donde se analizó el tiempo en que estas excavaciones permanecían estables. De esta manera, Lauffer introdujo el concepto de tiempo de estabilidad de la excavación para una luz o dimensión libre sin sostener. En un túnel, la luz libre sin sostenimiento es definida como el ancho del túnel o la distancia entre el frente y el soporte más cercano, si esta distancia es mayor que el ancho del túnel.

Este concepto del tiempo de auto-soporte radica en que un aumento en la abertura del túnel, nos resulta una disminución importante del tiempo necesario para la instalación del soporte, dicho en otras palabras, cuanto mayor sea el diámetro del túnel, mayores son los problemas y el macizo rocoso puede ser inestable sin la inmediata instalación de un sostenimiento sustancial.

Según esta clasificación, la roca se divide en 7 categorías, en donde se debe relacionar las siguientes dos variables (Véase Tabla 5-6 y Figura 5-2). Aunque, determinar estos parámetros son de gran dificultad, ya que es casi imposible disponer de excavaciones de distintas longitudes libres durante sus tiempos de estabilidad, es por esto que se considera una clasificación muy subjetiva y la razón por la cual se emplea esta clasificación, es su relación con el “Nuevo Método Austriaco” para la perforación de túneles.

- La longitud libre sin sostenimiento siendo la menor de las dos dimensiones, diámetro o longitud.
- Tiempo de estabilidad, donde no ocurre disminución en la longitud de la luz libre.

Tabla 5-6. Clasificación según Lauffer de los diferentes tipos de terrenos

| TIPO     | LONGITUD LIBRE | TIEMPO ESTABILIDAD | DESCRIPCIÓN                | SOSTENIMIENTO      | OBSERVACIONES   |
|----------|----------------|--------------------|----------------------------|--------------------|---|
| <b>A</b> | 4 m            | 20 años            | Sana                       | -                  | Terreno muy bueno<br>Una excavación no revestida, con luz libre de 12 m permanece estable durante varios años.                                      |
| <b>B</b> | 4 m            | 6 meses            | Algo fracturada            | De techo           | Terreno bueno   |
| <b>C</b> | 3 m            | 1 semana           | Fracturada                 | De techo           | Terreno medio   |
| <b>D</b> | 1.5 m          | 5 horas            | Friable                    | Cerchas ligeras    | Terrenos mediocre<br>Rocas blandas  |
| <b>E</b> | 0.8 m          | 20 minutos         | Muy friable                | Cerchas pesadas    | Terreno malo<br>Roca blanda de débil cohesión<br>Terrenos arcillosos con fuertes empujes  |
| <b>F</b> | 0.4 m          | 5 minutos          | De empuje inmediato        | Pesado y de frente | Se consideran muy difíciles y requieren de métodos especiales para ser atravesados por un túnel como inyecciones, congelación, uso de escudos, etc. |
| <b>G</b> | 0.15 m         | 10 segundos        | De empuje inmediato fuerte | Pesado y de frente |   |

Fuente: (Oyangüren, de la Cuadra e Irizar, Huerta, & Obeso, 1991)

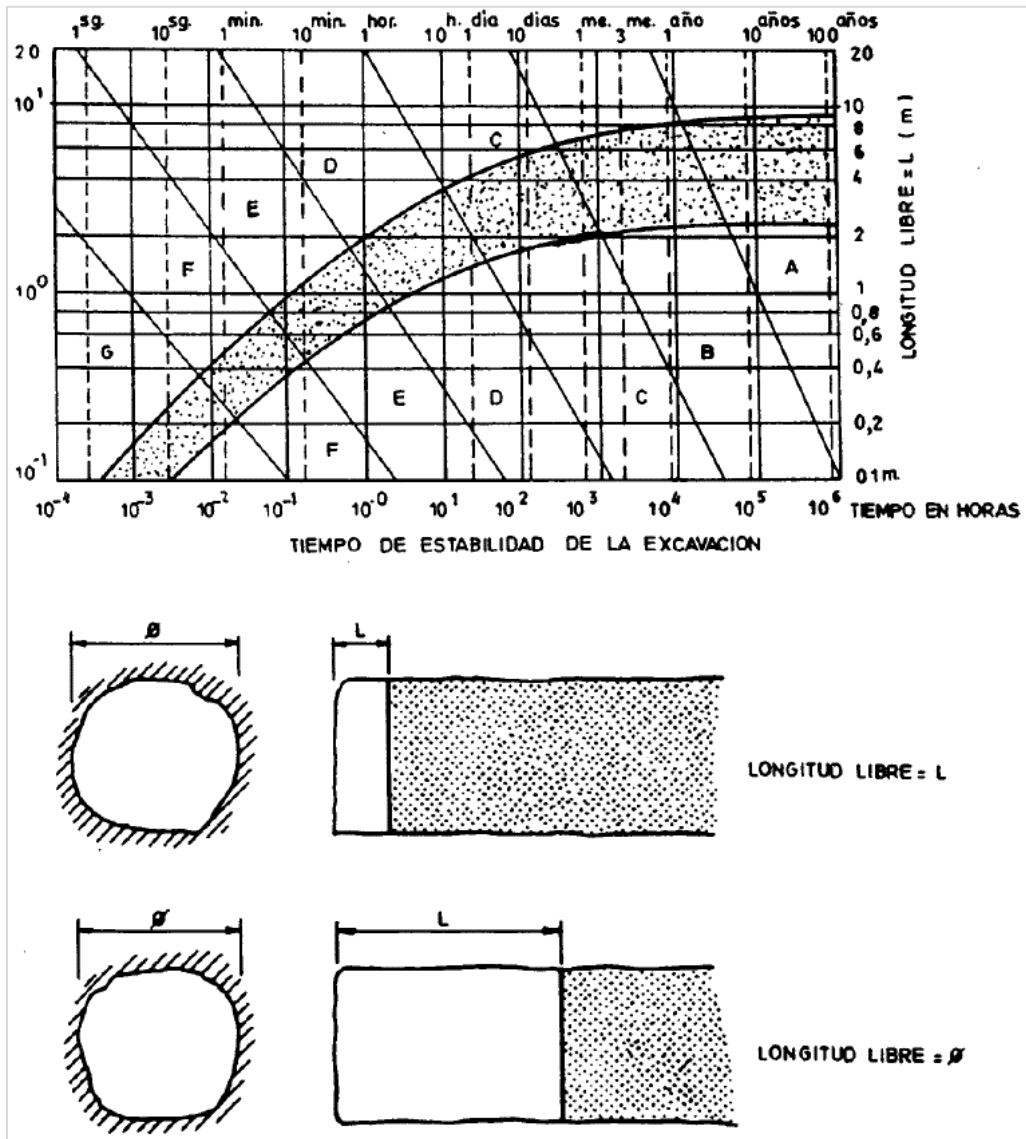


Figura 5-2. Tiempo de estabilidad de la excavación vs Longitud libre. Fuente: (Oyangüren et al., 1991)

De acuerdo a la Tabla 5-6, según Lauffer señala que el tipo A no requiere de sostenimiento, los tipos B y C necesitan sostenimiento en el techo, el tipo D requiere cerchas ligeras, el tipo E requiere de cerchas pesadas, y los tipos F y G requieren soporte pesado de forma inmediata en el frente.

### 5.5.3. Clasificación de Deere a partir del RQD (1967).

El RQD o rock quality designation index (índice de calidad de la roca), es un índice que tiene en cuenta el porcentaje de núcleos de testigos recuperados (núcleo mayor de 2.0m), en trozos mayores de 10 cm (4 in) en la longitud total del núcleo, además se sugiere que los testigos deben ser como mínimo de 50 mm de diámetro y sea perforado con un cilindro de doble tubo de perforación. Esta clasificación desarrollada por Deere en 1967, fue implementada para proveer un estimado cuantitativo de la calidad de la masa rocosa, a partir de los testigos de perforación diamantina. Aunque se debe tener precaución cuando se utiliza este tipo de perforación, garantizando que las fracturas causadas por el proceso de perforación sean identificadas e ignoradas cuando se determine el parámetro del RQD. Para este caso, el dato del RQD se determina con la siguiente fórmula:

$$RQD [\%] = \frac{\sum \text{Longitudes de pieza de testigos} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total de la perforación}} \times 100 \quad (\text{cada 2.0 metros})$$

A continuación, se ilustra el procedimiento correcto para medir las longitudes de los testigos y el cálculo del RQD (Véase Figura 5-3):

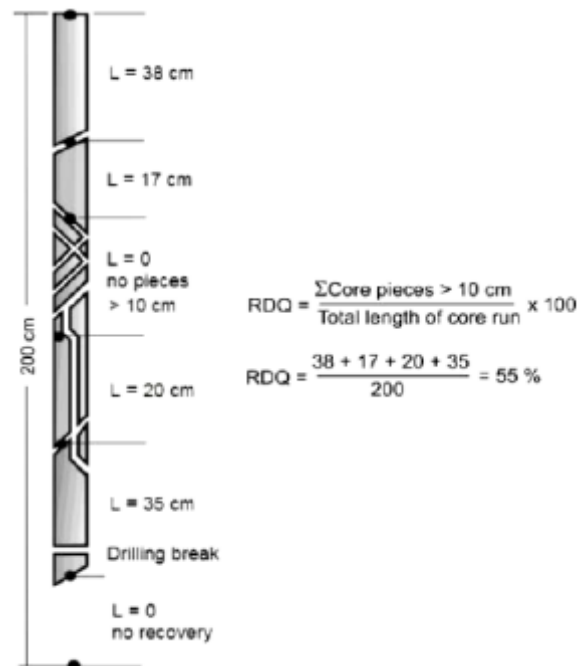


Figura 5-3. Procedimiento de medición y cálculo del RQD (Deere, 1989). Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

Con base a la definición dada por Deere en 1964 del índice de calidad de la roca RQD, se

propone una simple clasificación de la calidad de la roca en 5 categorías descritas Tabla 5-7. Adicionalmente, se muestra la relación entre el “Factor de Carga” de Terzaghi y el RQD (propuesta por Cording et al, 1972) y la propuesta de Merrit (1972) para definir el tipo de soporte en función del RQD. (Véase Figura 5-4 y Figura 5-5).

Tabla 5-7. Valores de RQD y su calidad correspondiente

| RQD |       | CALIDAD DE LA ROCA |
|-----|-------|--------------------|
| %   |       |                    |
| 90  | – 100 | Excelente          |
| 75  | – 90  | Buena              |
| 50  | – 75  | Media              |
| 25  | – 50  | Mala               |
| 0   | – 25  | Muy mala           |

Fuente: (Oyangüren et al., 1991)

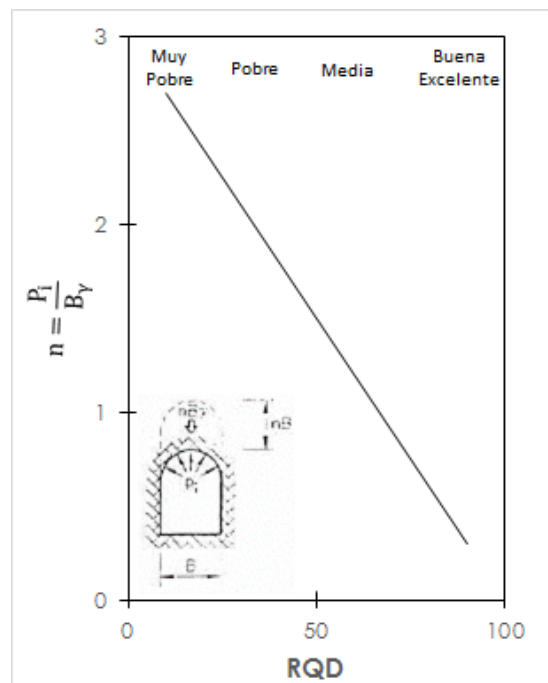


Figura 5-4. Relación factor de carga de Terzaghi vs RQD (Cording et al, 1972). Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.)

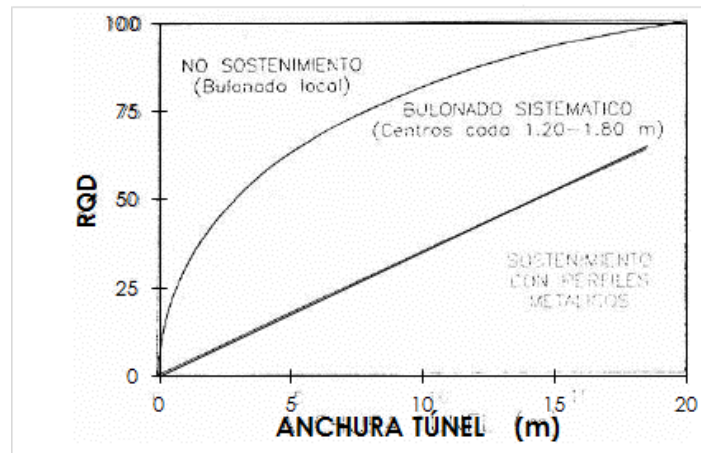


Figura 5-5. Relación RQD-Luz túnel-Tipo de sostenimiento (Merrit, 1972). Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.)

También existen dos maneras más, a parte de la anterior, para determinar la calidad de la roca (RQD) cuando es el caso, en el que no se cuenta con testigos de perforación:

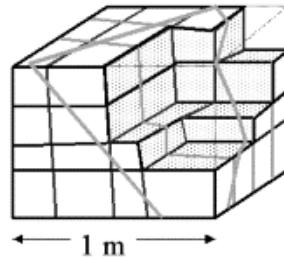
- Según Palmstrom (1982), cuando en afloramientos superficiales o en socavones exploratorios son visibles las trazas de las discontinuidades, el RQD puede ser estimado a partir del número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen ( $1\text{m}^3$ ) del macizo rocoso, y se define a través del parámetro  $J_v$  con la siguiente fórmula:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad J_v > 4.5$$

$$\text{Para valores de } J_v < 4.5 \quad \rightarrow RQD = 100\%$$

Donde  $J_v$  es la suma del número de discontinuidades por unidad de longitud de todas las familias de discontinuidades, conocido como el conteo volumétrico de discontinuidades. Se debe tener en cuenta para el cartografiado superficial, que las fracturas inducidas por voladura no deberían ser incluidas en la estimación de  $J_v$ .

Índice volumétrico de juntas ( $J_v$ ): Es el número de juntas que interseca 1  $m^3$  de macizo rocoso.



$$J_v = 3 + 3 + 3 + 1 = 10$$

Los términos descriptivos de la tabla dan una idea del tamaño del bloque en función de  $J_v$ .

| Tamaño de bloque     | Valor de $J_v$ |
|----------------------|----------------|
| Bloque muy grandes   | < 1.0          |
| Bloques grandes      | 1-3            |
| Bloques medios       | 3-10           |
| Bloques pequeños     | 10 – 30        |
| Bloques muy pequeños | > 30           |

Figura 3 7. Estimación del  $J_v$  y clasificación del tamaño de bloque en función de espaciado de juntas y número de familias observadas en campo. Fuente: (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

- Teóricamente a partir de la densidad de las discontinuidades o frecuencia de las discontinuidades ( $\lambda$ ) por Hudson, 1989. Utilizando formulas empíricas tenemos la siguiente:

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

Donde  $\lambda$  es el número de discontinuidades por metro lineal

Una de la propuesta entregada por Deere et al. (1970) para el sostenimiento en excavaciones subterráneas con base en el índice de calidad de la roca, fue realizar una serie de alternativas y recomendaciones en cuanto a cerchas metálicas, pernos de anclaje y concreto lanzado, como soporte básico. Asimismo, se implementó como nuevo método de excavación, la utilización de máquinas tuneladoras o topes (TBM). (Véase Tabla 5-8).

Tabla 5-8. Recomendaciones de sostenimiento con relación al RQD

| Calidad de la roca                                  | Método de excavación | Alternativas para el sistema de soporte   |   |  |
|---|----------------------|---|---|--|
|   |                      | Cerchas metálicas   | Pernos  | Concreto lanzado   |
| Excelente<br>RQD>90                                 | Máquina perforadora  | No requiere o requiere ocasionalmente soportes ligeros. La carga de la roca presenta un rango de (0.00 - 0.20)*B                                | No requiere o requiere ocasionalmente                         | No requiere o requiere ocasionalmente para aplicaciones locales  |
|   | Convencional         | No requiere o requiere ocasionalmente soportes ligeros. La carga de la roca presenta un rango de (0.00 - 0.30)*B                                | No requiere o requiere ocasionalmente                         | No requiere o requiere ocasionalmente para aplicaciones locales de 2.00 a 3.00 in                                  |
| Buena<br>75<RQD<90                                  | Máquina perforadora  | Requiere ocasionalmente soportes ligeros en un patrón de 5 a 6 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.00 - 0.40)*B       | Requiere ocasionalmente en patrones de 5 a 6 ft entre pernos. | No requiere o requiere ocasionalmente para aplicaciones locales de 2.00 a 3.00 in                                  |
|   | Convencional         | Requiere soportes ligeros en un patrón de 5 a 6 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.30 - 0.60)*B                      | Requiere en patrones de 5 a 6 ft entre pernos.                | Requiere ocasionalmente para aplicaciones locales de 2.00 a 3.00 in  |
| Regular<br>50<RQD<75                                | Máquina perforadora  | Requiere soportes ligeros a medios en un patrón de 5 a 6 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.40 - 1.00)*B             | Requiere en patrones de 4 a 6 ft entre pernos.                | Requiere para la corona del túnel con espesores de 2.00 a 4.00 in  |
|   | Convencional         | Requiere soportes ligeros a medios en un patrón de 4 a 5 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.60 - 1.30)*B             | Requiere en patrones de 3 a 5 ft entre pernos.                | Requiere un espesor de 4.00 in o más, para la corona y las paredes del túnel.                                      |
| Pobre<br>50<RQD<75                                  | Máquina perforadora  | Requiere soportes medios y circulares en un patrón de 3 a 4 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.00 - 1.60)*B          | Requiere en patrones de 3 a 5 ft entre pernos.                | Requiere un espesor de 4.00 a 6.00 in, para la corona y las paredes del túnel. Además se debe combinar con pernos. |
|   | Convencional         | Requiere soportes medios a robustos en un patrón de 2 a 4 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.30 - 2.00)*B            | Requiere en patrones de 2 a 4 ft entre pernos.                | Requiere un espesor de 6.00 in o más, para la corona y las paredes del túnel. Además se debe combinar con pernos.  |
| Muy pobre<br>RQD<25<br>Sin squeezing<br>ni swelling | Máquina perforadora  | Requiere soportes medios a robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.60 - 2.20)*B     | Requiere en patrones de 2 a 4 ft entre pernos.                | Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas medias o robustas.       |
|   | Convencional         | Requiere soportes robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.60 - 2.20)*B              | Requiere en patrones de 3 ft entre pernos.                    | Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas medias o robustas.       |
| Muy pobre<br>RQD<25<br>Con squeezing<br>o swelling  | Máquina perforadora  | Requiere soportes muy robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca corresponden a una cobertura superior a 250ft | Requiere en patrones de 2 a 3 ft entre pernos.                | Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas robustas.                |
|   | Convencional         | Requiere soportes muy robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca corresponden a una cobertura superior a 250ft | Requiere en patrones de 2 a 3 ft entre pernos.                | Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas robustas.                |

Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.)



Este parámetro presenta una serie de limitantes dentro del proceso de clasificación del macizo rocoso, ya que no considera propiedades relevantes del macizo, como, por ejemplo, el tamaño de las discontinuidades, su rugosidad, el material de relleno de las discontinuidades y la orientación de los planos de las juntas, siendo estos parámetros muy influyentes en cuanto al comportamiento general del macizo rocoso alrededor de una excavación subterránea.

Esta clasificación que bien se basa en el parámetro del RQD solamente tiene confiabilidad en macizos rocosos regularmente fracturados y sin arcilla en sus discontinuidades, ya que esta propiedad le da inestabilidad al macizo a pesar de que las juntas estén muy espaciadas y el RQD sea alto. El uso más significativo del parámetro de RQD dentro de la práctica de clasificación del macizo rocoso, es ser un componente importante en las clasificaciones del RMR y Q de Barton, sistemas que serán tratados más adelante.

#### **5.5.4. Clasificación de Wickham – RSR (1972).**

A diferencia de las clasificaciones anteriormente expuestas, que clasificaban el macizo rocoso por medio de datos cualitativos, en esta propuesta dada por Wickham et al. 1972, desarrolló una nueva y avanzada forma de determinar un índice a partir de datos cuantitativos de la roca. La valoración de la estructura rocosa RSR (Rock Structure Rating), es un índice que determina la calidad de la masa de roca, partiendo de la observación “in situ” y también para seleccionar el sostenimiento adecuado. Es por esto, que este sistema presentaba una alternativa más completa y con menos influencia en aspectos subjetivos. Por tanto, muchos de los casos históricos, utilizados en el desarrollo de este sistema, fueron túneles relativamente pequeños soportados por medio de arcos metálicos (cerchas).

Conceptualmente esta clasificación expone tres componentes significativos en el comportamiento del macizo rocoso, los cuales se suman entre si relacionados con aspectos geológicos generales (A), fracturación y dirección del avance (B) y condiciones de agua y de las juntas (C). En las siguientes tablas se presenta un resumen de los parámetros para la obtención de un valor numérico (Wickham et al. 1972)

$$RSR = A + B + C.$$

- **Parámetro A, Geología:** Apreciación general de la estructura geológica y de la litología del macizo rocoso en base a:
  - ✓ Origen del tipo de roca (ígnea, metamórfica, sedimentaria)
  - ✓ Dureza de la roca (dura, mediana, suave, descompuesta)
  - ✓ Estructura geológica (masiva, ligeramente fallada/plegada, moderadamente fallada/plegada, intensamente fallada/plegada)

Tabla 5-9. Parámetro A: Geología de la zona

|              | TIPO DE ROCA |       |        |              | ESTRUCTURA GEOLÓGICA |                               |                                 |                                |
|--------------|--------------|-------|--------|--------------|----------------------|-------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
|              | DURA         | MEDIA | BLANDA | DESCOMPUESTA | Masiva               | Ligeramente plegada o fallada | Moderadamente plegada o fallada | Intensamente plegada o fallada |
| Ígnea        | 1            | 2     | 3      | 4            |                      |                               |                                 |                                |
| Metamórfica  | 1            | 2     | 3      | 4            |                      |                               |                                 |                                |
| Sedimentaria | 2            | 3     | 4      | 4            |                      |                               |                                 |                                |
| Tipo 1       |              |       |        |              | 30                   | 22                            | 15                              | 9                              |
| Tipo 2       |              |       |        |              | 27                   | 20                            | 13                              | 8                              |
| Tipo 3       |              |       |        |              | 24                   | 18                            | 12                              | 7                              |
| Tipo 4       |              |       |        |              | 19                   | 15                            | 10                              | 6                              |

Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.)

- **Parámetro B: Geometría:** Relaciona la orientación de las fracturas y la dirección de perforación del túnel con la separación de las fracturas. Es el parámetro más importante en el RSR, en base a:
  - ✓ Espaciamiento de las discontinuidades.
  - ✓ Orientación de las discontinuidades (rumbo y buzamiento)
  - ✓ Dirección de avance del túnel

Tabla 5-10. Parámetro B: Influencia del diaclasado

| SEPARACIÓN MEDIA ENTRE DIACLASAS | RUMBO PERPENDICULAR AL EJE |  |    |                      |    | RUMBO PARALELO AL EJE |    |    |
|----------------------------------|----------------------------|--|----|----------------------|----|-----------------------|----|----|
|                                  | DIRECCIÓN DE AVANCE        |  |    |                      |    | DIRECCIÓN DE AVANCE   |    |    |
|                                  | AMBOS                      | CON EL BUZAMIENTO                        |    | CONTRA EL BUZAMIENTO |    | CUALQUIER DIRECCIÓN   |    |    |
|                                  |                            | BUZAMIENTO DE LAS DIACLASAS PRINCIPALES* |    |                      |    |                       |    |    |
|                                  | 1                          | 2  | 3  | 2                    | 3  | 1                     | 2  | 3  |
| Diaclasado muy cercano, <2 in    | 9                          | 11                                       | 13 | 10                   | 12 | 9                     | 9  | 7  |
| Diaclasado cercano, 2 - 6 in     | 13                         | 16                                       | 19 | 15                   | 17 | 14                    | 14 | 11 |
| Diaclasado moderado, 6 - 12 in   | 23                         | 24                                       | 28 | 19                   | 22 | 23                    | 23 | 19 |
| Moderado a bloqueado 1 - 2 ft    | 30                         | 32                                       | 36 | 25                   | 28 | 30                    | 28 | 24 |
| Bloqueado a masivo, 2 - 4 ft     | 36                         | 38                                       | 40 | 33                   | 35 | 36                    | 24 | 28 |
| Masivo > 4 ft                    | 40                         | 43                                       | 45 | 37                   | 40 | 40                    | 38 | 34 |

\* BUZAMIENTO:  
 1 = 0 - 20°  
 2 = 20° - 50°  
 3 = 50° - 90°

Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.)

- **Parámetro C:** Relaciona las condiciones hidrogeológicas con el estado de las diaclasas. Su valor depende de A y B, en base a:
  - ✓ Calidad de la masa rocosa en base de A y B combinados.
  - ✓ Condición de discontinuidades (bueno, regular, pobre).
  - ✓ Cantidad de flujo de agua (en galones por minuto por 1000 pies de túnel).

Tabla 5-11. Parámetro C: Efecto del agua

| FLUJO ESPERADO<br>gpm/1000 ft DE TÚNEL                           | SUMA DE LOS PARÁMETROS<br>A + B   |         |   |         |         |      |
|--|-----------------------------------|---------|---|---------|---------|------|
|  | 13 - 44                           |         |   | 45 - 75 |         |      |
|  | CONDICIÓN DE DISCONTINUIDADES (b) |         |   |         |         |      |
|  | Buena                             | Regular | Mala  | Buena   | Regular | Mala |
| <b>No hay</b>  | 22                                | 18      | 12  | 25      | 22      | 18   |
| <b>Ligero &lt;200 gpm</b>  | 19                                | 15      | 9   | 23      | 19      | 14   |
| <b>Moderado, 200-1000 gpm</b>                                    | 15                                | 22      | 7   | 21      | 16      | 12   |
| <b>Pesado, &gt;1000 gpm</b>                                      | 10                                | 8       | 6   | 18      | 14      | 10   |
| <b>(b) Condición de las discontinuidades</b>                     |                                   |         |   |         |         |      |
| <u>Buena</u> = firme o cementada                                 |                                   |         | <u>Regular</u> = Ligeramente intemperizada o alterada |         |         |      |
| <u>Mala</u> = Severamente intemperizado o muy alterada o abierta |                                   |         |   |         |         |      |

Fuente: («El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas», s. f.)

Dentro de las consideraciones básicas para obtener estos valores, es de gran importancia considerar los intervalos correspondientes a los parámetros en estudio, ya que con esto se facilita el desarrollo de esta clasificación. Tenemos los siguientes intervalos:

Parámetro A: entre  $8 < A < 30$

Parámetro B: entre  $12 < B < 50$

Parámetro C: entre  $5 < C < 20$

Por lo tanto, el valor de RSR se encuentra en un intervalo comprendido entre 25 y 100 aproximadamente. Entendiendo que este valor será mayor cuanto mejor sea la calidad de la roca y más favorable la disposición de las diaclasas respecto a la excavación, ya que es uno de los parámetros más significativos en el comportamiento del macizo.

#### **5.5.4.1. Diseño de soporte de túneles planteado por Wickham RSR (1972).**

Wickham et al. 1972, estableció que para un determinado diámetro de túnel y fijadas las características de la sección transversal del arco de acero por una simple relación de cálculo se puede obtener el espaciamiento entre arcos necesarias para soportar la carga referencial normalizada. La relación corresponde a comparar el espaciamiento actual fijado, con el

espaciamiento fijado por la norma referencial, indicado a continuación:

$$RR = \frac{\text{Espaciamiento Teórico o SDS}}{\text{Espaciamiento Real fijado}}$$

Donde SDS (Estándar Datum Support), se identifica por un arco de acero, cuyas dimensiones en su sección transversal y longitud del espaciamiento entre ejes en su instalación, presentan la capacidad de soportar una carga patrón, igual al peso de una columna de arena suelta y saturada (bajo el nivel freático). Esta columna ocupa un área, la cual se localiza en la proyección superior del ancho del túnel hasta la superficie y esta se obtiene a partir de la ecuación empírica de Terzaghi:

$$H_p = 1.38 (B + H)$$

Donde:

Hp = Carga (m)

B = Ancho del túnel (m)

H = Altura del túnel (m)

Con lo anterior se estableció que la carga de soporte está definida acorde a los valores de la siguiente tabla (Véase Tabla 5-12):

Tabla 5-12. Cargas de roca según Wickham-RSR

| Diámetro del túnel D (ft) | Carga de soporte del arco (kN/ft <sup>2</sup> ) |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---------------------------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                           | 0,5   | 1,0  | 1,5  | 2,0  | 3,0  | 4,0  | 5,0  | 6,0  | 7,0  | 8,0  | 9,0  | 10,0 |
|                           | RSR   |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| 10                        | 62,5  | 49,9 | 40,2 | 32,7 | 21,6 | 13,8 |      |      |      |      |      |      |
| 12                        | 65,0  | 53,7 | 44,7 | 37,5 | 26,6 | 18,7 |      |      |      |      |      |      |
| 14                        | 66,9  | 56,6 | 48,3 | 41,4 | 30,8 | 22,9 | 16,8 |      |      |      |      |      |
| 16                        | 68,3  | 59,0 | 51,2 | 44,7 | 34,4 | 26,6 | 20,4 | 15,5 |      |      |      |      |
| 18                        | 69,5  | 61,0 | 53,7 | 47,6 | 37,6 | 29,9 | 23,8 | 18,8 |      |      |      |      |
| 20                        | 70,4  | 62,5 | 55,7 | 49,9 | 40,2 | 32,7 | 26,6 | 21,6 | 17,4 |      |      |      |
| 22                        | 71,3  | 63,9 | 57,5 | 51,9 | 42,7 | 35,3 | 29,3 | 24,3 | 20,1 | 16,4 |      |      |
| 24                        | 72,0  | 65,0 | 59,0 | 53,7 | 44,7 | 37,5 | 31,5 | 26,6 | 22,3 | 18,7 |      |      |
| 26                        | 76,6  | 66,1 | 60,3 | 55,3 | 46,7 | 39,6 | 33,8 | 28,8 | 24,6 | 20,9 | 17,7 |      |
| 28                        | 73,0  | 66,9 | 61,5 | 56,6 | 48,3 | 41,4 | 35,7 | 30,8 | 26,6 | 22,9 | 19,7 | 16,8 |
| 30                        | 73,4  | 67,7 | 62,4 | 57,8 | 49,8 | 43,1 | 37,4 | 32,6 | 28,4 | 24,7 | 21,5 | 18,6 |

Fuente: (Cataño Miranda, 2015)

Conociendo el valor de RSR determinado de acuerdo con los parámetros anteriormente dichos, Wickham generó gráficos correspondientes a diferentes diámetros del túnel, el sostenimiento necesario para cada valor de RSR (Véase Figura 5-6 a la Figura 5-8). Este sistema se basó fundamentalmente en túneles sostenidos mediante cerchas.

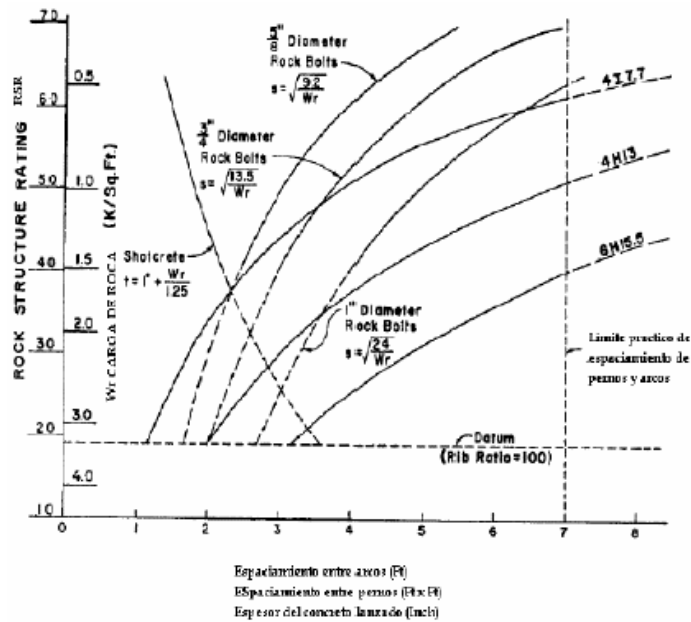


Figura 5-6. Diseño de soporte para un túnel de D=10 ft (D=3,0 m). Fuente: (Cataño Miranda, 2015)

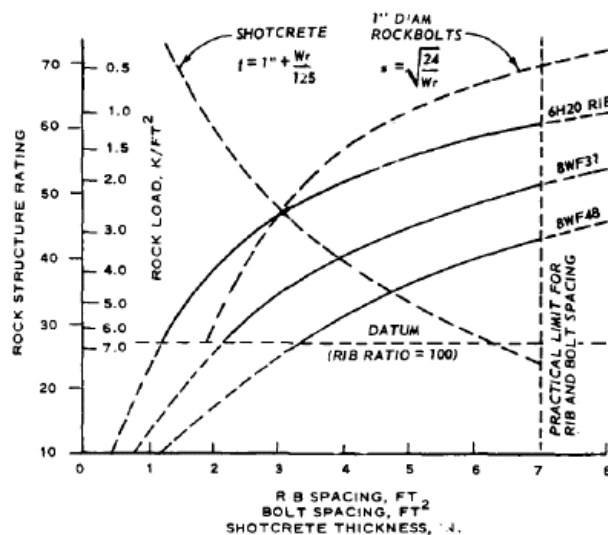


Figura 5-7. Diseño de soporte para un túnel de D=20 ft. Fuente: (Cataño Miranda, 2015)

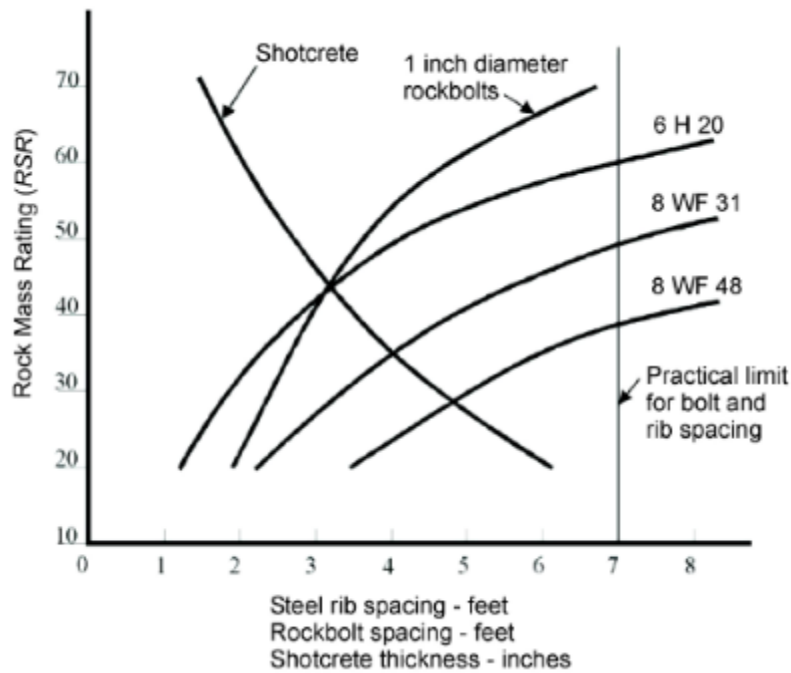


Figura 5-8. Diseño de soporte para un túnel de  $D=24$  ft ( $D=7,3$  m). Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

### 5.5.5. Sistema RMR (Bieniawski, 1989).

Para la aplicación esta clasificación geomecánica definida por el índice RMR (Rock Mass Rating) hay que dividir el macizo rocoso en dominios estructurales, es decir en unidades en las cuales cada tipo de roca es limitada por unidades estructurales (discontinuidades). Al considerar el índice RMR hay que hacer referencia así se utiliza la modificación del año 1976 ( $RMR_{76}$ ) o la del año 1989 ( $RMR_{89}$ ), ya que varían los valores y el tiempo sin sostenimiento en función de la calidad del macizo rocoso. Con el uso de esta clasificación se obtienen distintos parámetros como el tiempo de mantenimiento, el tramo sin sostenimiento y la presión de sostenimiento para una excavación subterránea. También se puede usar para seleccionar el método de excavación y el sistema de sostenimiento permanente. Aunque la aplicación de este índice, en rocas expansivas y fluyentes, no es muy aconsejable. Las predicciones del RMR suelen ser acertadas en terrenos de calidad media, ya que se tiende a no utilizar valores extremos en los parámetros.

La clasificación que a continuación se va a presentar, está basada en la versión de 1989,

ya que, a través de los años, el sistema Bieniawski (1976), ha sido modificado sucesivamente conforme se han ido examinando más casos registrados y se han agregado otras condiciones de rocas más débiles y distintas condiciones de túneles, en los cuales se han realizado cambios en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros. Esta clasificación se desarrolla por medio de la cuantificación de algunos factores, los cuales están definidos mediante una valoración a una serie de parámetros, cuya suma, nos da una estimación de la calidad del macizo rocoso, en este caso el índice RMR, que varía entre 0 y 100 inicialmente, ya que este se ajusta en función de la orientación del túnel y de las discontinuidades. A continuación, se listan estos factores:

- Resistencia a compresión simple de la roca matriz.
- Designación de la calidad de la roca (RQD).
- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Efecto del agua.
- Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación.

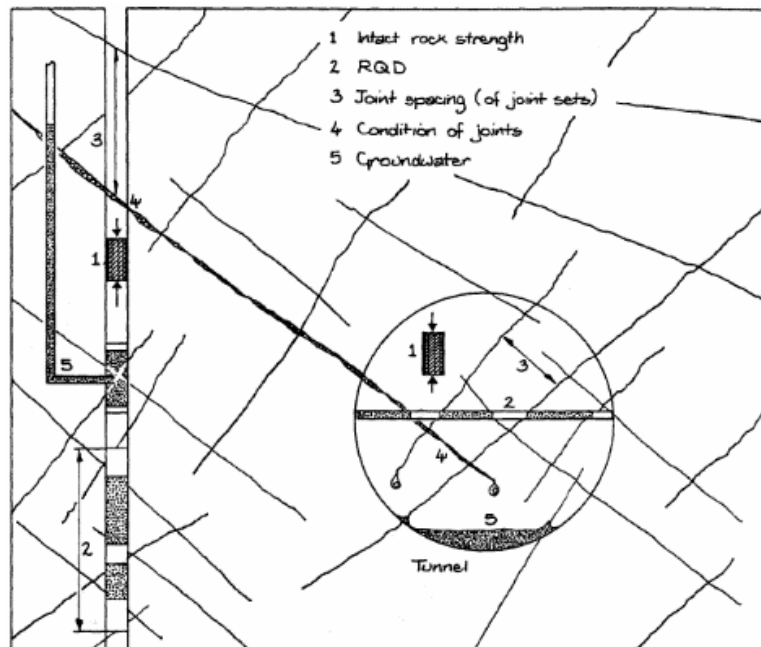


Figura 5-9. Parámetros base para la clasificación – Rock Mass Rating (RMR) (Bieniawski 1976). Fuente: (Suárez, 2012)



Otra limitación radica en que, por ser una suma de parámetros, el índice no es muy sensible a variaciones grandes en cada uno de ellos. Por otro lado, esta clasificación no considera el estado tensional de la roca, es decir la profundidad a la que se realiza la excavación.

#### 5.5.5.1. Obtención de datos en campo.

Para determinar la calidad del macizo rocoso, se divide en zonas delimitadas por discontinuidades geológicas, considerando la estructura prácticamente homogénea. Esta estructura comprende el conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas propias de una determinada región. Por tanto, para obtener este índice (RMR), se deben tener en cuenta los siguientes parámetros:

##### 5.5.5.1.1. Resistencia a compresión simple de la roca intacta ( $q_c$ ).

Se refiere a la resistencia del material rocoso que no presenta discontinuidades estructurales. En la Tabla 5-13 se presentan los puntajes que corresponden al valor obtenido a partir de ensayos, ya sea bajo carga puntual o a compresión simple del material rocoso.

Tabla 5-13. Valoración - Resistencia de la Roca Intacta

| 1 | RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA                                      |                           |         |
|---|---|---------------------------|---------|
|   | Bajo Carga Puntual (MPa)  | A Compresión Simple (MPa) | PUNTAJE |
|   | > 10  | > 250                     | 15      |
|   | 4 - 10  | 100 - 250                 | 12      |
|   | 2 - 4   | 50 - 100                  | 7       |
|   | 1 - 2   | 25 - 50                   | 4       |
|   | Para estos valores es preferible la resistencia a compresión simple | 5 - 25                    | 2       |
|   |   | 1 - 5                     | 1       |
|   |   | < 1                       | 0       |

Fuente: (Suárez, 2012)

Según Bieniawski (1973), presenta una estimación de las resistencias medias de ciertas

rocas (Véase Figura 5-10).

| Tipo de roca | Resistencia a compresión simple (MPa) |        |       |
|--------------|---------------------------------------|--------|-------|
|              | Minima                                | Máxima | Media |
| Creta        | 1                                     | 2      | 1,5   |
| Sal          | 15                                    | 29     | 22    |
| Carbón       | 13                                    | 41     | 31    |
| Limolita     | 25                                    | 38     | 32    |
| Esquisto     | 31                                    | 70     | 43    |
| Pizarra      | 33                                    | 150    | 70    |
| Lutita       | 36                                    | 172    | 95    |
| Arenisca     | 40                                    | 179    | 95    |
| Marga        | 52                                    | 152    | 99    |
| Mármol       | 60                                    | 140    | 112   |
| Caliza       | 69                                    | 180    | 121   |
| Dolomia      | 83                                    | 165    | 127   |
| Andesita     | 127                                   | 138    | 128   |
| Granito      | 153                                   | 233    | 188   |
| Gneis        | 159                                   | 256    | 195   |
| Basalto      | 168                                   | 359    | 252   |
| Cuarcita     | 200                                   | 304    | 252   |
| Dolerita     | 227                                   | 319    | 280   |
| Gabro        | 290                                   | 326    | 298   |
| Taconita     | 425                                   | 475    | 450   |
| Silice       | 587                                   | 683    | 635   |

Figura 5-10. Valores estimados de resistencias medias de ciertas rocas (Bieniawski, 1973). Fuente: (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

#### 5.5.5.1.2. Rock quality designation (RQD).

Este parámetro, que se considera de interés para seleccionar el revestimiento de los túneles, es determinado con base a la Clasificación de Deere, definido anteriormente en el numeral “**3.1.4 Clasificación de Deere a partir del RQD (1967)**”, y que en general, se obtiene a partir del porcentaje de trozos de testigo de sondeo mayores de 10 cm, el cual permite estimar el grado de fracturación del macizo rocoso. En la Tabla 5-14 se presentan los puntajes con respecto al valor obtenido del RQD.

Tabla 5-14. Valoración - RQD

| 2 | RQD        |           |
|---|------------|-----------|
|   | R.Q.D. (%) | PUNTAJE   |
|   | 90 - 100   | <b>20</b> |
|   | 75 - 90    | <b>17</b> |
|   | 50 - 75    | <b>13</b> |
|   | 25 - 50    | <b>8</b>  |
|   | < 25       | <b>3</b>  |

Fuente: (Suárez, 2012)

### 5.5.5.1.3. Espaciado de discontinuidades.

Se ha comprobado que el espaciado tiene gran influencia sobre la estructura del macizo rocoso. Este parámetro se refiere a la distancia media entre planos de discontinuidad de cada familia, es decir, de cada conjunto con las mismas características geomecánicas. La resistencia del macizo rocoso va disminuyendo según va aumentando el número de juntas, o sea, cuando disminuyen los espaciados de cada familia, siendo el espaciado de las juntas el factor más influyente en esta disminución de resistencia. En la Figura 5-11 se ilustra gráficamente la influencia del espaciado de las juntas sobre la resistencia del macizo rocoso, referido a la resistencia del material rocoso intacto:

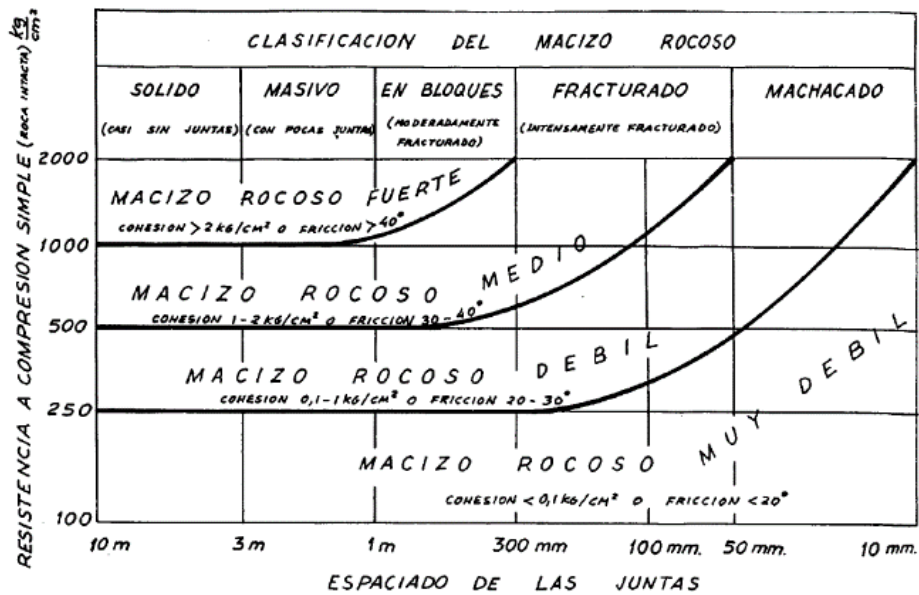


Figura 5-11. Variación de la resistencia del macizo rocoso en función del espaciado de las juntas y de la resistencia del material rocoso intacto (Bieniawski, 1976). Fuente: (Oyangüren et al., 1991)

En la Tabla 5-15 se presentan los puntajes asignados a los valores referentes al espaciamiento de las juntas.

Tabla 5-15. Valoración – Espaciamento de discontinuidades

| 3 | ESPACIADO DE LAS JUNTAS |         |
|---|-------------------------|---------|
|   | ESPACIAMIENTO (m)       | PUNTAJE |
|   | > 2                     | 20      |
|   | 0.6 - 2.0               | 15      |
|   | 0.2 - 0.6               | 10      |
|   | 0.06 - 0.2              | 8       |
|   | < 0.06                  | 5       |

Fuente: (Suárez, 2012)

#### 5.5.5.1.4. Condición de discontinuidades.

Para la determinación de este parámetro, el cual se refiere al estado de las juntas, se debe tener en cuenta una serie de parámetros que hay que definir previamente (

Tabla 5-17).

- Longitud de la discontinuidad (persistencia)
- Abertura entre las paredes de la discontinuidad
- Rugosidad de las paredes
- Tipo de relleno de la discontinuidad
- Intemperización (alteración)

En la Tabla 5-16, se presentan los puntajes con relación a las condiciones de las discontinuidades, las cuales fueron identificadas a partir de los parámetros descritos anteriormente.

Tabla 5-16. Valoración – Condiciones de las discontinuidades

| 4 | CONDICIONES DE DISCONTINUIDADES   |         |
|---|---|---------|
|   | DESCRIPCIÓN   | PUNTAJE |
|   | Superficies muy rugosas, de poca extensión, paredes de roca resistentes.  | 30      |
|   | Superficies poco rugosas, apertura menor a 1 mm, paredes de roca resistente.  | 25      |
|   | Superficies poco rugosas, apertura menor a 1 mm, paredes de roca blanda.  | 20      |
|   | Superficies suaves ó relleno de falla de 1 a 5 mm de espesor ó apertura de 1 a 5 mm, las discontinuidades se extienden por varios metros.                 | 10      |
|   | Discontinuidades abiertas, con relleno de falla de más de 5 mm de espesor ó apertura de más de 5 mm, las discontinuidades se extienden por varios metros. | 0       |

Fuente: (Suárez, 2012)

Tabla 5-17. Consideraciones para tener en cuenta en la Tabla 5-16 (N°4)

| 4b | ⇒ Para considerar en la Tabla 3.15 (N°4) |            |                    |                        |              |              |
|----|--|------------|--------------------|------------------------|--------------|--------------|
|    | LONGITUD DISCONTINUIDAD (Persistencia)   | < 1m       | 1 - 3 m            | 3 - 10 m               | 10 - 20 m    | > 20 m       |
|    |  | 6          | 4                  | 2                      | 1            | 0            |
|    | ABERTURA (mm)                            | Nada       | < 0.1 mm           | 0.1 - 1.0 mm           | 1 - 5 mm     | > 5 mm       |
|    |  | 6          | 5                  | 4                      | 1            | 0            |
|    | RUGOSIDAD                                | Muy rugosa | Rugosa             | Levemente rugosa       | Lisa         | "Pulida"     |
|    |  | 6          | 5                  | 3                      | 1            | 0            |
|    | TIPO DE RELLENO                          | Nada       | Resistente < 5mm   | Resistente > 5mm       | Blando < 5mm | Blando > 5mm |
|    |  | 6          | 4                  | 2                      | 2            | 0            |
|    | INTEMPERIZACIÓN (Alteración)             | Inalterada | Levemente alterada | Moderadamente alterada | Muy alterada | Descompuesta |
|    |  | 6          | 5                  | 3                      | 1            | 0            |

Fuente: (Suárez, 2012)

#### 5.5.5.1.5. Condición de las aguas subterráneas.

El estado natural del agua subterránea es que se atraviesa macizos rocosos fracturado o diaclasado, por tanto, su presencia hace que el comportamiento del macizo sea variable, el cual se estima el flujo en litros/min cada 10 m de túnel. Este parámetro se clasifica de la siguiente manera de acuerdo a la Tabla 5-18.

Tabla 5-18. Valoración – Presencia del agua en el macizo

| 5 | AGUA SUBTERRÁNEA                                      |  |                       |         |
|---|---|--|-----------------------|---------|
|   | FILTRACIÓN POR CADA 10m DE LONGITUD DEL TÚNEL (L/min) | RELACIÓN ENTRE LA PRESIÓN DEL AGUA EN LA DISCONTINUIDAD/ TENSIÓN PRINCIPAL MAYOR | CONDICIONES GENERALES | PUNTAJE |
|   | Nada  | 0  | Completamente seco    | 15      |
|   | < 10  | 0.0 - 0.1  | Apenas húmedo         | 12      |
|   | 10 - 25   | 0.1 - 0.2  | Húmedo                | 7       |
|   | 25 - 125  | 0.2 - 0.5  | Goteo                 | 4       |
|   | > 125   | > 0.5  | Flujo continuo        | 0       |

Fuente: (Suárez, 2012)

5.5.5.1.6. Orientación de las discontinuidades.

Este parámetro es determinante al momento de definir el sostenimiento a utilizar, ya que al tener claro la orientación de las discontinuidades con respecto al eje del túnel u obra subterránea, esto puede llegar a descender claramente las necesidades de entibación.

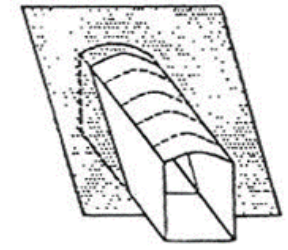
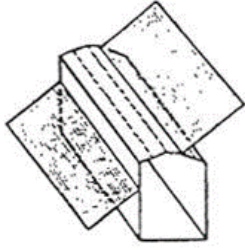
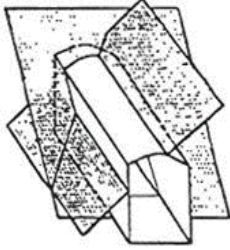
La Tabla 5-19 presenta las puntuaciones para el respectivo ajuste teniendo en cuenta la orientación de las discontinuidades con respecto al eje de la cavidad y la Tabla 5-20 indica las orientaciones relativas a tener en cuenta para determinar el valor de corrección.

Tabla 5-19. Valoración – Corrección por orientación de discontinuidades

| 6                | CORRECCIÓN POR ORIENTACIÓN DE DISCONTINUIDADES             |                 |               |
|------------------|--|-----------------|---------------|
|                  | EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LA ORIENTACIÓN PARA LA OBRA | PUNTAJES        |               |
|                  |  | TÚNELES Y MINAS | CIMENTACIONES |
| Muy favorable    | 0  | 0               | 0             |
| Favorable        | -2   | -2              | -5            |
| Regular          | -5   | -7              | -25           |
| Desfavorable     | -10  | -15             | -50           |
| Muy desfavorable | -12  | -25             | -60           |

Fuente: (Suárez, 2012)

Tabla 5-20. Orientaciones relativas entre las juntas y el eje del túnel

| 6b ORIENTACIONES RELATIVAS ENTRE LAS JUNTAS Y EL EJE DE LA CAVIDAD  |                         |   |                         |   |                         |   |
|---|-------------------------|---|-------------------------|---|-------------------------|---|
| <b>PERPENDICULAR</b><br> |                         | <b>PARALELO</b><br> |                         | <b>CUALQUIER RUMBO</b><br> |                         |   |
| RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DEL TÚNEL  |                         |   |                         | RUMBO PARALELO AL EJE DEL TÚNEL   |                         | BUZAMIENTO<br>0° - 20°<br>(Independiente del rumbo) |
| DIRECCIÓN SEGÚN BUZAMIENTO  |                         | DIRECCIÓN CONTRA BUZAMIENTO   |                         |   |                         |   |
| Buzamiento<br>45° - 90°   | Buzamiento<br>20° - 45° | Buzamiento<br>45° - 90°   | Buzamiento<br>20° - 45° | Buzamiento<br>45° - 90°   | Buzamiento<br>20° - 45° |   |
| <b>Muy favorable</b>  | <b>Favorable</b>        | <b>Regular</b>  | <b>Desfavorable</b>     | <b>Muy desfavorable</b>   | <b>Regular</b>          | <b>Regular</b>                                      |

Fuente: (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

### 5.5.5.2. Estimación del RMR.

Luego de haber definido los 6 parámetros de la clasificación de Bieniawski, se procede a categorizar el macizo rocoso según esta clasificación. Como primera parte se obtiene un valor de calidad que resulta de los sumandos de los primeros 5 parámetros [(1) Resistencia a compresión simple de la roca intacta; (2) R.Q.D.; (3) Espaciado de discontinuidades; (4) Condición de discontinuidades y, (5) Condición de las aguas subterráneas]. Por tanto, para el diseño del sostenimiento de un túnel, este valor primario se ajusta en función del último parámetro descrito [(6) Orientación de las discontinuidades]. De esta manera, se obtiene finalmente el índice de RMR del macizo rocoso y entrando a la Tabla 5-21 se procede a clasificar el macizo rocoso el cual se define en cinco categorías; la calidad mejora al aumentar el RMR.

$$RMR = \sum (\text{Parámetros de clasificación}) + \text{ajuste por orientación de discontinuidades}$$

Tabla 5-21. Determinación de la clase del macizo rocoso

| VALOR TOTAL DEL R.M.R         | 81 - 100  | 61 - 80 | 41 - 60 | 21 - 40 | 0 - 20   |
|-------------------------------|-----------|---------|---------|---------|----------|
| CLASE                         | I         | II      | III     | IV      | V        |
| DESCRIPCIÓN DEL MACIZO ROCOSO | Muy bueno | Bueno   | Medio   | Malo    | Muy malo |

Fuente: (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

Adicionalmente, con la definición de este valor, se puede tener una idea del tiempo de estabilidad de la excavación sin soporte y estimaciones en las características resistentes del macizo rocoso en cada una de las 5 clases (Véase Tabla 5-22).

Tabla 5-22. Significado de las clases de macizos rocosos

| CLASE                  | I                 | II              | III               | IV                  | V                   |
|------------------------|-------------------|-----------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| TIEMPO SIN SOPORTE     | 20 años para 15 m | 1 año para 10 m | 1 semana para 5 m | 10 horas para 2.5 m | 30 minutos para 1 m |
| COHESIÓN (KPa)         | > 400             | 300 - 400       | 200 - 300         | 100 - 200           | < 100               |
| ÁNGULO DE FRICCIÓN (°) | > 45°             | 35° - 45°       | 25° - 35°         | 15° - 25°           | < 15°               |

Fuente: (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

### 5.5.5.3. Aplicaciones del RMR.

Con el RMR es posible obtener:

1. Tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte (Véase Figura 5-14).
2. Unas recomendaciones para el sostenimiento en túneles de forma de arco de herradura de 10m de ancho, construidos por el sistema convencional (voladura), siempre que la presión vertical sea inferior a 25 MPa, equivalente a un recubrimiento de 100 m y asumiendo un  $\gamma = 2.7 \text{ T/m}^3$ ;  $\sigma_v = 27 \text{ kg/cm}^2$  (Véase Figura 5-15)
3. Estimar la carga de roca o presión de soporte, aunque se debe utilizar con precaución pues algunas veces da resultados poco representativos:

$$P_{roof} = \frac{(100 - RMR)}{100} * \gamma B$$



Donde:

$B$  = ancho del túnel

$\gamma$  = peso específico de la roca

4. Propiedades del macizo rocoso mediante correlaciones como:

• Módulo de deformabilidad “in situ”:

➤  $E_d(\text{GPa}) = 2 \text{ RMR} - 100$  (Bieniawski, 1978)

→ (si  $\text{RMR} > 50$ ); ( $q_c > 100 \text{ MPa}$ )

➤  $E_d(\text{GPa}) = 10^{(\text{RMR}-10)/40}$  (Serafim y Pereira, 1983)

→ (si  $\text{RMR} < 50$ )

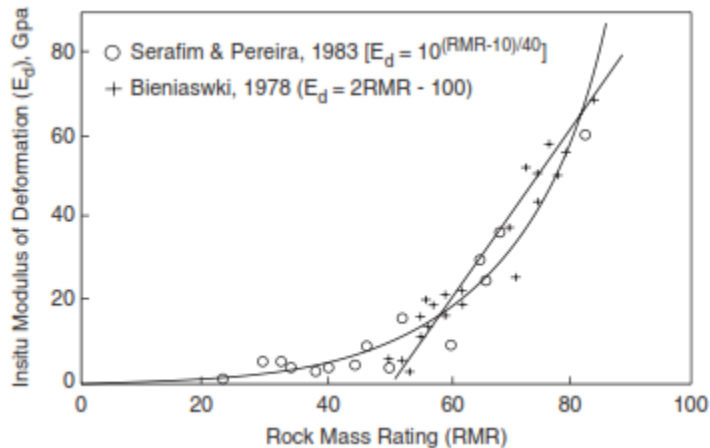


Figura 5-12. Correlación entre el módulo de deformación del macizo rocoso y el RMR (Bieniawski, 1984). Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

➤  $E_d(\text{GPa}) = 0.3H^\alpha * 10^{(\text{RMR}-20)/38}$  (Verman, 1993)

→ ( $q_c < 100 \text{ MPa}$ ); (*Profundidad*  $\geq 50 \text{ m}$ )

Donde:

$\alpha = 0.16$  a  $0.30$  (se estima un valor mayor, para rocas pobres)

$H$  = profundidad de la excavación subterránea en metros.  $\geq 50 \text{ m}$

• Parámetros de resistencia del criterio de rotura de Hoek-Brown:

Se tiene:  $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$

Donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ : esfuerzos principales mayor y menor en rotura.

$\sigma_c$ : resistencia a compresión simple de la roca intacta.

$m, s$ : parámetros relacionados con el grado de imbricación y fracturación del macizo rocoso.

Hoek y Brown (1988) propusieron:

- Para macizos poco alterados (perforados con máquina tuneladora):

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \quad s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right)$$

- Para macizos más alterados (excavados mediante explosivos):

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right) \quad s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right)$$

Donde  $m_i$  es el valor de  $m$  para la roca matriz. La Figura 5-13 incluye los valores máximos de  $m_i$  para distintas litologías.

| Tipo de roca y valor de la constante $m_i$ |                  |       |                  |      |
|--|------------------|-------|------------------|------|
| Sedimentarias<br>clásticas                 | Conglomerado     | (22)  | Lutita           | 4    |
|  | Arenisca         | 19    | Grauvaca         | (18) |
|  | Limolita         | 9     |                  |      |
| Sedimentarias<br>no clásticas              | Caliza margosa   | 7     | Caliza micrítica | 8    |
|  | Brecha caliza    | (20)  | Yeso             | 16   |
|  | Caliza espartica | (10)  | Anhidrita        | 13   |
| Metamórficas                               | Mármol           | 9     | Gneiss (*)       | 33   |
|  | Cuarcita         | 24    | Esquisto (*)     | 4-8  |
|  | Migmatita        | (30)  | Filita (*)       | (10) |
|  | Anfibolita       | 25-31 | Pizarra (*)      | 9    |
|  | Milonita         | (6)   |                  |      |
| Ígneas                                     | Granito          | 33    | Diorita          | (28) |
|  | Riolita          | (16)  | Andesita         | 19   |
|  | Granodiorita     | (30)  | Gabro            | 27   |
|  | Dacita           | (17)  | Basalto          | (17) |
| Ígneas extrusivas<br>piroclásticas         | Aglomerado       | (20)  | Toba             | (15) |
|  | Brecha           | (18)  |                  |      |

Figura 5-13. Valores de la constante  $m_i$  para la matriz rocosa. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

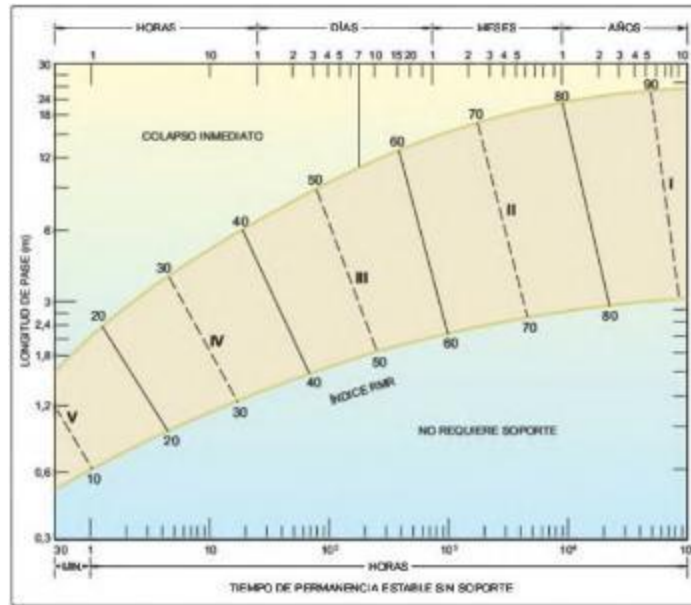


Figura 5-14. Longitudes de pase y tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte (Bieniawski, 1989). Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

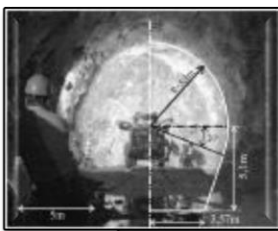
| Clase RMR    | Excavación  | Sostenimiento   |  |   |
|--------------|---|---|--|---|
|              |   | Bulones   | Gunita   | Cerchas   |
| I<br>100-81  | Sección completa.<br>Avances de 3 m.  | Innecesario, salvo algún bulón ocasional.   | No.  | No.   |
| II<br>80-61  | Sección completa.<br>Avances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

Figura 5-15. Recomendaciones para el sostenimiento en túneles de sección en herradura, (10 m de  $\phi$ ,  $\sigma_v < 25$  MPa) (Bieniawski, 1989). Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

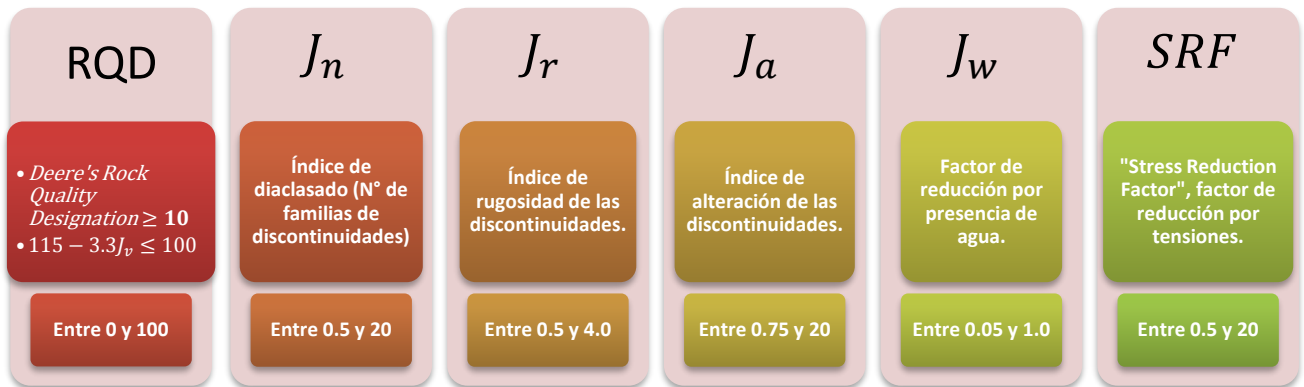
### 5.5.6. Sistema Q (Barton, 1974).

Del Instituto Geotécnico Noruego (NGI), Barton, Lien y Lunde en 1974 propusieron el índice de Calidad Tunelera (Q) de clasificación de macizos rocosos. Fue establecido a partir del estudio de 212 casos históricos de túneles en Escandinavia, lo cual le otorga un alto grado de confiabilidad. Esta clasificación comprende en su estudio diversos tamaños de excavación, profundidades y calidades de macizos rocosos, con el fin de determinar las características de la masa rocosa y los requerimientos para el sostenimiento de los túneles. El parámetro original Q no ha cambiado, pero Grisman y Barton (1993) cambiaron algunos de los valores del SRF ya que la antigua clasificación recomienda un sostenimiento menor del requerido para rocas duras masivas sometidas a esfuerzos elevados. Esta clasificación está diseñada para túneles y cavernas con el techo en arco. Además, tiene en cuenta el estado tensional del macizo por medio del parámetro SRF, pero su evaluación es muy subjetiva y no considera la historia tectónica ni otros factores geomorfológicos.

Este índice de calidad "Q" es obtenido a partir de 6 parámetros los cuales tienen en cuenta una serie de características del macizo rocoso, para la predicción, correlación y extrapolación de datos investigados in-situ y para la obtención de una primera estimación de datos de juntas y del macizo continuo. A continuación, se definen estos parámetros de la siguiente manera:



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



**Nota:** El valor de los parámetros  $J_r$  y  $J_a$  depende también de la presencia de relleno y del tamaño de las juntas.

Según Barton et al. (1974), la relación de los tres parámetros permite dar un sentido físico, y son medidas aproximadas de:

- **$RQD/J_n$  (Tamaño de bloques):** Representa la estructura general del macizo rocoso.
- **$J_r/J_a$  (Resistencia al corte entre los bloques):** Representa la rugosidad y características friccionantes de las paredes de la junta o los materiales del relleno.
- **$J_w/SRF$  (Tensiones activas):** Consiste en dos parámetros de esfuerzos. Presión de agua y estado tensional para distintos tipos de macizos encontrados durante la excavación.

**Nota:** No se incluye orientación de discontinuidades.

### 5.5.6.1. Obtención de parámetros.

#### 5.5.6.1.1. Rock quality designation (RQD).

El porcentaje del RQD fue anteriormente discutida en detalle en el numeral 5.5.3-Clasificación de Deere a partir del RQD (1967). Si se tiene un macizo rocoso de mala calidad, con un RQD menor del 10%, este valor inferior a 10 se debe utilizar para evaluar Q de acuerdo a la Tabla 5-23. Asimismo, si no disponemos de núcleos de roca, el valor del RQD debe ser estimado por medio del número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen ( $J_v$ ).

Tabla 5-23. Valor del RQD (Barton, 2002)

| CONDICIÓN DE LA ROCA | RQD %    | NOTAS   |
|----------------------|----------|---|
| A. Muy Mala          | 0 - 25   | 1. Donde RQD es $\leq 10$ (incluyendo 0) se usa un valor nominal de 10  |
| B. Mala              | 25 - 50  |   |
| C. Regular           | 50 - 75  |   |
| D. Buena             | 75 - 90  | 2. Intervalos de RQD de 5, p.e. 100,95,90. son por lo general acertados |
| E. Excelente         | 90 - 100 |   |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

#### 5.5.6.1.2. Índice de diaclasado ( $J_n$ ).

El factor  $J_n$  corresponde al número de familias de discontinuidades y se obtiene a partir de los levantamientos estructurales de campo, vaciados en plantas y con el manejo de proyecciones estereográficas (Véase Figura 5-16), y en general se ve afectado por características propias de la masa rocosa, tales como: foliación, esquistosidad, clivaje o laminaciones. Si las discontinuidades paralelas tienen suficiente desarrollo, deben contabilizarse como una familia completa. Si se presentan discontinuidades poco visibles o roturas ocasionales en los testigos debido a estos planos, se contabilizan como discontinuidades ocasionales al considerar el  $J_n$  en la Tabla 5-24.

Tabla 5-24. Número de familias de discontinuidades ( $J_n$ )

| DESCRIPCIÓN<br>N° POR CANTIDAD DE DISCONTINUIDADES  | VALOR<br>$J_n$ | NOTAS                               |
|---|----------------|-------------------------------------|
| A. Roca masiva. (sin discontinuidades)  | 0.5 - 1.0      |                                     |
| B. Una familia de discontinuidades  | 2              |                                     |
| C. Una familia de discontinuidades y algunas juntas ocasionales                               | 3              |                                     |
| D. Dos familias de discontinuidades   | 4              |                                     |
| E. Dos familias de discontinuidades y algunas juntas ocasionales                              | 6              | 1. Para intersecciones use (3.0xJn) |
| F. Tres familias de discontinuidades  | 9              |                                     |
| G. Tres familias de discontinuidades y algunas juntas ocasionales                             | 12             | 2. Para portales use (2.0xJn)       |
| H. Cuatro o más familias de discontinuidades, roca muy fracturada, "terrones de azúcar", etc. | 15             |                                     |
| I. Roca triturada, terrosa  | 20             |                                     |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

| # de jgos. de fracturas           | Valor del $J_n$ | # de jgos. de fracturas          |
|-----------------------------------|-----------------|----------------------------------|
| Roca intacta, no fracturamiento   | 0.5    1        | Sólo algunas fracturas al azar   |
| 1 Jgo.                            | 2    3          | 1 Jgo. + fracturas al azar       |
| 2 Jgos.                           | 4    6          | 2 Jgos. + fracturas al azar      |
| 3 Jgos.                           | 9    12         | 3 Jgos. + fracturas al azar      |
| > 4 Jgos. Intensamente fracturada | 15    20        | Apariencia de suelo. Roca molida |

Figura 5-16. Ilustración del número de set de discontinuidades y los valores de  $J_n$ . Fuente: (Suárez, 2012)

### 5.5.6.1.3. Índice de rugosidad de las discontinuidades ( $J_r$ ).

El parámetro  $J_r$  se define como el índice de rugosidad de los planos de contacto en las fracturas, el cual relaciona para las fracturas, la textura superficial de las paredes en contacto a pequeña y gran escala (Véase Figura 5-17). En la Tabla 5-25 se indican los valores del parámetro  $J_r$ , teniendo en cuenta el tipo de rugosidad presentes en las paredes de discontinuidades.

Tabla 5-25. Rugosidad de las discontinuidades ( $J_r$ )

| DESCRIPCIÓN<br>ÍNDICE DE RUGOSIDAD DE DISCONTINUIDADES  | VALOR<br>$J_r$   | NOTAS   |
|---|------------------|---|
| <i>a. Contacto entre las dos paredes de la discontinuidad</i><br><i>b. Contacto entre las dos paredes de la discontinuidad mediante un desplazamiento lateral de menos de 10 cm</i> |                  |   |
| A. Discontinuidades discontinuas  | 4                | 1. Si el espaciado de la familia de discontinuidad es mayor de 3 m, hay que aumentar el $J_r$ en una unidad<br><br>2. para discontinuidades planas con superficies deslizantes provisto de lineaciones, si éstas están orientadas favorablemente, se puede usar $J_r = 0.5$ . |
| B. Rugosas o irregulares onduladas  | 3                |   |
| C. Suave ondulada   | 2                |   |
| D. Superficie deslizante y ondulada   | 1.5              |   |
| E. Rugosa o irregular, plana  | 1.5              |   |
| F. Suave y plana  | 1                |   |
| G. Superficie deslizante y plana  | 0.5              |   |
| <i>c. No hay contacto entre las dos paredes de la discontinuidad cuando ambas se desplazan lateralmente</i>   |                  |   |
| H. Zonas que contienen minerales arcillosos con espesores suficientes para no permitir el contacto entre paredes de la discontinuidad   | 1.0<br>(nominal) |   |
| I. Arena, grava o zona fallada con espesor suficientemente gruesa para no permitir el contacto entre las paredes de la discontinuidad   | 1.0<br>(nominal) |   |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)




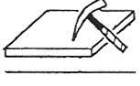


|  |  | Escala Mayor:   | Planas   | Onduladas   | Discontinuas   |
|--|--|---|--|---|--|
| A escala menor:<br>Superficie deslizante | id   | $J_r$<br>(Jgo. crítico)   |  |  |  |
|  |  |   | 0.5  | 1.5   | 2.0  |
|  | Suave  |  | 1.0  | 2.0   | 3.0  |
|  | Aspero                                       |  | 1.5  | 3.0   | 4.0  |
|  | Relleno, material de arrastre<br>No contacto |  | 1.0  | 1.0   | 1.5  |

Figura 5-17. Ilustración del índice de rugosidad de los planos de contacto. Fuente: (Suárez, 2012)

#### 5.5.6.1.4. Índice de alteración de las discontinuidades ( $J_a$ ).

El parámetro  $J_a$  se define como el grado de alteración en las paredes de las discontinuidades o material de relleno. Por tanto, cuando estas discontinuidades presentan



una cubierta delgada de mineral arcilloso y relleno, la resistencia se reduce significativamente. No obstante, cuando ha ocurrido el contacto de las paredes rocosas después de un pequeño desplazamiento de corte, puede haber un factor muy importante para preservar a la excavación de la falla final. En el caso donde no exista contacto de las paredes de la discontinuidad, las condiciones son muy desfavorables para la estabilidad del túnel. En la Tabla 5-26 se presentan los valores del factor  $J_a$  con respecto a la descripción en cuanto a la meteorización (alteración) en las paredes de discontinuidades. Adicionalmente, se indican los ángulos de fricción residual aproximados de la mayoría de las arcillas o rellenos, estos valores pueden en algunos casos ser inferiores, ya que tienden a consolidarse durante el corte o si llega a ocurrir el aflojamiento e hinchamiento.

Tabla 5-26. Meteorización de las discontinuidades ( $J_a$ )

| DESCRIPCIÓN<br>ÍNDICE DE ALTERACIÓN DE DISCONTINUIDADES  | VALOR<br>$J_a$       | $\Phi_r$<br>aprox.<br>(°) |
|--|----------------------|---------------------------|
| <i>a. Contacto entre las dos paredes de la discontinuidad</i>  |                      |                           |
| A. Discontinuidad sellada, dura, sin reblandecimiento, impermeable   | <b>0.75</b>          | -                         |
| B. Paredes inalteradas, superficies manchadas  | <b>1</b>             | 25 - 35                   |
| C. Paredes ligeramente alteradas, partículas arenosas, sin presencia de arcilla, roca desintegrada, etc.   | <b>2</b>             | 25 - 30                   |
| D. Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pocas cantidades de arcilla no reblandecible   | <b>3</b>             | 20 - 25                   |
| E. Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción. P.e. caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Las capas son discontinuas con espesores máximos de 1 ó 2 mm | <b>4</b>             | 8 - 16                    |
| <i>b. Contacto entre las dos paredes de la discontinuidad con menos de 10 cm de desplazamiento cortante</i>  |                      |                           |
| F. Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla   | <b>4</b>             | 25 - 30                   |
| G. Fuertemente sobreconsolidados, rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos, los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor  | <b>6</b>             | 16 - 24                   |
| H. Sobreconsolidación media o baja, reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor   | <b>8</b>             | 12 - 16                   |
| I. Rellenos de arcillas expansivas, p.e. montmorillonita, de espesor continuos de 5 mm. El valor de $J_a$ depende del porcentaje del tamaño de la arcilla expansiva y acceso al agua, etc.   | <b>8 - 12</b>        | 6 - 12                    |
| <i>c. No hay contacto entre las dos paredes de la discontinuidad cuando ésta ha sufrido un desplazamiento cortante</i>   |                      |                           |
| J. Zonas o bandas de roca desintegrada o roca machacada y arcilla  | <b>6-8 ó 8-12</b>    | 6 - 24                    |
| K. Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fracción de arcilla sin reblandecimiento  | <b>5</b>             | -                         |
| L. Milonitos arcillosos gruesos  | <b>10-13 ó 13-20</b> | 6 - 24                    |

**Nota:** Valores de  $\Phi_r$ , ángulo de fricción residual, son aproximaciones a partir de las propiedades mineralógicas de las alteraciones, si están presentes.

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

#### 5.5.6.1.5. Observaciones para el uso del cociente $J_r/J_a$ .

Para este cociente que representa la resistencia al esfuerzo cortante, se debe considerar los de las familias de discontinuidades (o discontinuidad rellena de arcilla) más débil que exista en la zona. Además, hay que tener en cuenta la orientación de las familias de discontinuidades, de tal forma que puede ser más representativa una familia, con un  $J_r/J_a$  mayor que el de otra familia de discontinuidades, cuya orientación sea menos favorable que esta última.

Adicionalmente, se presentan los valores de  $\tan^{-1}(J_r/J_a)$  (véase Tabla 5-27), para las tres clases de contacto, y el cual representa la resistencia media del corte. De acuerdo a esta tabla se observa que los ángulos de fricción aumentan cuando las discontinuidades están inalteradas y existe un contacto directo entre las paredes de las discontinuidades; esto quiere decir que estas superficies tienen gran dilatancia cuando se someten a esfuerzos cortantes, lo cual se traduce en una gran estabilidad en el caso de una excavación subterránea. En el caso en que se presenten discontinuidades sin contacto ni relleno, son las más desfavorables para la estabilidad del túnel.

Tabla 5-27. Resistencia aparente al corte a partir de los parámetros  $J_r$  y  $J_a$

| (a) Contacto entre las dos caras de la Junta  | $J_r$ | arc tg ( $J_r/J_a$ ) |      |      |      |      |
|---|-------|----------------------|------|------|------|------|
|   |       | $J_a = 0,75$         | 1    | 2    | 3    | 4    |
| A. Juntas discontinuas  | 4     | 79°                  | 76°  | 63°  | 53°  | 45°  |
| E. Rugosa, ondulada   | 3     | 76°                  | 72°  | 56°  | 45°  | 37°  |
| C. Suave, ondulada  | 2     | 69°                  | 63°  | 45°  | 34°  | 27°  |
| D. Espejo de falla ondulada   | 1,5   | 63°                  | 56°  | 37°  | 27°  | 21°  |
| E. Rugosa o irregular, plana  | 1,5   | 63°                  | 56°  | 37°  | 27°  | 21°  |
| F. Suave, plana   | 1     | 53°                  | 45°  | 27°  | 18°  | 14°  |
| G. Espejo de falla, plana   | 0,5   | 34°                  | 27°  | 14°  | 9,5° | 7,1° |
| (b) Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento lateral | $J_r$ | arc tg ( $J_r/J_a$ ) |      |      |      |      |
|   |       | $J_a = 4$            | 6    | 8    | 12   |      |
| A. Juntas discontinuas  | 4     | 45°                  | 34°  | 27°  | 18°  |      |
| B. Rugosa, ondulada   | 3     | 37°                  | 27°  | 21°  | 14°  |      |
| C. Suave, ondulada  | 2     | 27°                  | 18°  | 14°  | 9,5° |      |
| D. Espejo de falla, ondulada.   | 1,5   | 21°                  | 14°  | 11°  | 7,1° |      |
| E. Rugosa o irregular, plana.   | 1,5   | 21°                  | 14°  | 11°  | 7,1° |      |
| F. Suave, plana   | 1     | 14°                  | 9,5° | 7,1° | 4,7° |      |
| G. Espejo de falla, plana   | 0,5   | 7°                   | 4,7° | 3,6° | 2,4° |      |
| (c) No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta es cizallada           | $J_r$ | arc tg ( $J_r/J_a$ ) |      |      |      |      |
|   |       | $J_a = 6$            | 8    | 12   |      |      |
| Zonas de roca machacada o desintegrada y arcilla  | 1     | 9,5°                 | 7,1° | 4,7° |      |      |
| Bandas de arcilla limosa o arenosa  | 1     | $J_a = 5$            |      |      |      |      |
|   |       | 11°                  |      |      |      |      |
| Bandas continuas y espesas de arcilla   | 1     | $J_a = 10$           |      |      |      |      |
|   |       | 5,7°                 | 4,4° | 2,9° |      |      |

Fuente: (Oyangüren et al., 1991)

#### 5.5.6.1.6. Factor de reducción por presencia de agua ( $J_w$ ).

Este parámetro se refiere a una medida de presión de agua indicativa e influye negativamente en la resistencia al corte de las discontinuidades. Lo anterior se debe principalmente por la reducción en el esfuerzo normal efectivo a través de las discontinuidades. Además, el efecto del agua puede ocasionar el ablandamiento y lavado en el caso donde las discontinuidades están llenas de arcilla. En el futuro, el parámetro  $J_w$ , debe relacionarse a las condiciones del agua subterránea, donde la erosión o lixiviación de la filtración química pueden alterar la permeabilidad de la roca masiva significativamente. En la Tabla 5-28 se presentan los valores del parámetro  $J_w$  y la presión del agua en MPa, con respecto a las condiciones a través de las discontinuidades.

Tabla 5-28. Índice de presencia de agua ( $J_w$ )

| DESCRIPCIÓN<br>FACTOR DE REDUCCIÓN POR PRESENCIA DE<br>AGUA                              | VALOR<br>$J_w$ | Presión<br>del agua<br>(aprox)<br>Mpa | NOTAS  |
|--|----------------|---------------------------------------|--|
| A. Excavación seca o o de influencia poco importante, p.e. < 5 l/m localmente            | 1              | < 0.1                                 | 1. Los factores indicados con el signo * son valores estimados. Si se instalan elementos de drenaje, se debe aumentar el $J_w$<br><br>2. Los problemas causados por la formación de hielo no se consideran |
| B. Flujo o presiones medias, lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades    | 0.66           | 0.1 - 0.25                            |  |
| C. Presiones o flujos altos en rocas competentes sin rellenos en las discontinuidades    | 0.5*           | 0.25 - 1.0                            |  |
| D. Presiones o flujos altos, considerable lavado de los rellenos de las discontinuidades | 0.33*          | 0.25 - 1.0                            |  |
| E. Excepcionalmente altas presiones o flujos, decayendo con el tiempo                    | 0.1 - 0.2*     | > 1.0                                 |  |
| F. Excepcionalmente altos y continuos flujos y presiones, sin disminución en el tiempo   | 0.05 - 0.1*    | > 1.0                                 |  |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

#### 5.5.6.1.7. Factor de reducción por tensiones (*SRF*).

El parámetro SRF (Véase Tabla 5-29) es un parámetro de presión total, y tiene en cuenta lo siguiente:

- La carga de la roca debida a la expansión del macizo rocoso cuando las excavaciones atraviesan zonas cizalladas y rocas con arcilla.
- La tensión de la roca en rocas competentes.
- La carga de fluencia en rocas incompetentes.

Para obtener de manera gráfica el valor del SRF, siendo el factor reductor por tipo de esfuerzos actuantes, en la gráfica de la Figura 5-18, se pueden presentar 5 condiciones de esfuerzo teniendo en cuenta la relación entre el  $\sigma_c$ , es la resistencia a compresión uniaxial de roca intacta y el  $\sigma_1$ , es el esfuerzo principal mayor.

Tabla 5-29. Tensiones en la excavación (SRF)

| DESCRIPCIÓN<br>TENSIONES EN LA EXCAVACIÓN, REDUCCIÓN POR ESTADO DE ESFUERZOS  | VALOR<br>SRF               |                            |           |
|---|----------------------------|----------------------------|-----------|
| <b>a. Zonas débiles que intersectan la excavación y pueden causar caída de bloques, según avanza la misma</b>   |                            |                            |           |
| <b>A.</b> Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)  | 10                         |                            |           |
| <b>B.</b> Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación ≤ 50 m)   | 5                          |                            |           |
| <b>C.</b> Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación > 50 m)   | 2.5                        |                            |           |
| <b>D.</b> Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcilla), roca suelta alrededor de la excavación (a cualquier profundidad)   | 7.5                        |                            |           |
| <b>E.</b> Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50 m)  | 5                          |                            |           |
| <b>F.</b> Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación > 50 m)  | 2.5                        |                            |           |
| <b>G.</b> Terreno suelto, discontinuidades abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)  | 5                          |                            |           |
| <b>Nota:</b><br>1. Se reducen los valores expresados de SRF entre un 20-50 % si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación.  |                            |                            |           |
| <b>b. Rocas competentes, problemas de tensiones en las rocas</b>  |                            |                            |           |
|   | $\sigma_c / \sigma_1$      | $\sigma_\theta / \sigma_c$ | SRF       |
| <b>H.</b> Esfuerzos pequeños cerca de la superficie, discontinuidades abiertas  | > 200                      | < 0.01                     | 2.5       |
| <b>J.</b> Esfuerzos medios, condición de esfuerzos favorables   | 200 - 10                   | 0.01 - 0.3                 | 1         |
| <b>K.</b> Esfuerzos altos, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales  | 10 - 5                     | 0.3 - 0.4                  | 0.5 - 2.0 |
| <b>L.</b> Desprendimiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas  | 5 - 3                      | 0.5 - 0.65                 | 5 - 50    |
| <b>M.</b> Desprendimiento de roca y estallido de la roca (popping) después de algunos minutos en rocas masivas  | 3 - 2                      | 0.65 - 1.0                 | 50 - 200  |
| <b>N.</b> Estallidos violentos de la roca (rockburst fuerte, deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas   | < 2                        | > 1                        | 200 - 400 |
| <b>Notas:</b><br>1. Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ , se disminuye el parámetro $\sigma_c$ hasta $0.75\sigma_c$ ; si $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$ , se tomará el valor $0.5\sigma_c$ . Donde $\sigma_c$ es resistencia a compresión simple, $\sigma_1$ y $\sigma_3$ son las tensiones principales mayor y menor y $\sigma_\theta$ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad.<br>2. En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2.5 y 5.0 unidades (véase clase H) |                            |                            |           |
| <b>c. Rocas deformables (squeezing): flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones de roca</b>  |                            |                            |           |
|   | $\sigma_\theta / \sigma_c$ | SRF                        |           |
| <b>O.</b> Presión de deformación baja (squeezing leve)  | 1 - 5                      | 5 - 10                     |           |
| <b>P.</b> Presión de deformación alta (squeezing alto)  | > 5                        | 10 - 20                    |           |
| <b>Nota:</b><br>1. Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{Mpa}) = 7\gamma Q^{1/3}$ , donde $\gamma$ es la densidad de la roca en $\text{g/cm}^2$ (Singh, 1993)  |                            |                            |           |
| <b>d. Rocas expansivas (swelling): actividad química dependiendo de la presencia del agua</b>   |                            |                            |           |
|   |                            |                            | SRF       |
| <b>R.</b> Presión de expansión baja (swelling leve)   |                            |                            | 5 - 10    |
| <b>S.</b> Presión de expansión alta (swelling alto)   |                            |                            | 10 - 15   |

Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

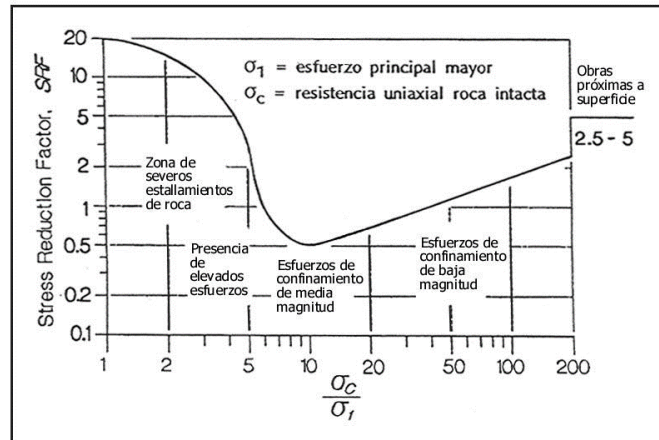


Figura 5-18. Gráfica para encontrar el valor de SRF en función de  $\sigma_c/\sigma_1$ . Fuente: (Suárez, 2012)

### 5.5.6.2. Estimación del tipo de macizo rocoso según Q (Barton, 1974).

Considerando los intervalos de variación de los parámetros que definen el índice de calidad, **Q**, éste toma unos valores entre 0.001 y 1000. Según estos valores, los macizos rocosos se clasifican en 9 categorías (véase Tabla 5-30). En caso de que la calidad del macizo rocoso varía de  $Q_{\min}$  a  $Q_{\max}$ , la calidad media del macizo sería  $(Q_{\max} \times Q_{\min})^{1/2}$ , y se puede suponer en el diseño.

Tabla 5-30. Clasificación del macizo rocoso basado en los valores de Q

| TIPO DE ROCA<br>CLASIFICACIÓN | VALOR DE (Q) |
|-------------------------------|--------------|
| Excepcionalmente mala         | 0.001 - 0.01 |
| Extremadamente mala           | 0.01 - 0.1   |
| Muy mala                      | 0.1 - 1      |
| Mala                          | 1 - 4        |
| Media                         | 4 - 10       |
| Buena                         | 10 - 40      |
| Muy buena                     | 40 - 100     |
| Extremadamente buena          | 100 - 400    |
| Excepcionalmente buena        | 400 - 1000   |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

### 5.5.6.3. Estimación de presión de soporte.

Barton et al. (1974, 1975) dibujan las presiones de soporte de 200 excavaciones subterráneas vs la calidad del macizo rocoso (Q) tal como se muestra en la Figura 5-19. A continuación, se indica la correlación empírica como apoyo a las presiones máximas de soporte.

- Máxima distancia de autosoporte del terreno según Barton (máximo vano sin sostener o longitud de pase):

$$Span = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4} \quad (m)$$

- Carga de roca sobre bóveda ( $P_v$ ) o presión de soporte máxima en la bóveda ( $kg/cm^2$ ):

$$P_v = \frac{2 \cdot \sqrt{J_n}}{3 \cdot J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad \rightarrow \text{Para macizos con menos de tres familias de discontinuidades}$$

$$P_v = \frac{2}{J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad \rightarrow \text{Para macizos con tres o más familias de discontinuidades}$$

- Carga de roca en hastiales ( $P_h$ ) o presión de soporte máxima en hastiales ( $kg/cm^2$ ):

$$P_h = \frac{2 \cdot \sqrt{J_n}}{3 \cdot J_r} \cdot Q_w^{1/3} \quad \rightarrow \text{Para macizos con menos de tres familias de discontinuidades}$$

$$P_h = \frac{2}{J_r} \cdot Q_w^{-1/3} \quad \rightarrow \text{Para macizos con tres o más familias de discontinuidades}$$

Donde  $Q_w$  = factor de hastial

Este factor se obtiene después de multiplicar por un factor que depende de la magnitud de Q como se indica a continuación:

Tabla 5-31. Wall Factor (Qw) con relación al índice Q

| Range of Q | Wall Factor Q <sub>w</sub> |
|------------|----------------------------|
| > 10       | 5.0Q                       |
| 0.1 - 10   | 2.5Q                       |
| < 0.1      | 1.0Q                       |

Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

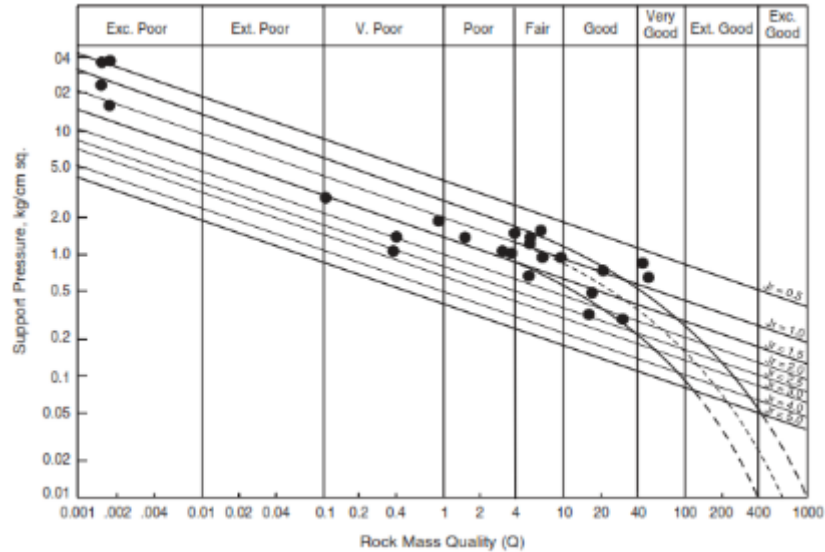


Figura 5-19. Correlación entre la presión de soporte y el índice de calidad Q (Barton, 1974). Fuente: (Singh & Goel, 2006b)

- Presión de soporte en túneles a través de macizos rocosos de calidad pobre (p.e.  $Q < 4$ ). A continuación, se indica la correlación sugerida por Bhasin y Grimstad (1996):

$$P_v = \frac{40B}{J_r} \cdot Q^{-1/3} \quad [kPa]$$

Donde B es el diámetro o distancia no soportada al frente de la excavación en metros. Esta expresión indica que la presión de soporte aumenta con el tamaño del túnel B en macizos rocosos de calidad pobre.

#### 5.5.6.4. Estimación del sostenimiento a partir del índice de calidad Q.



Para la estimación de los sostenimientos de las obras subterráneas a partir del índice de calidad (Q), se definen los siguientes parámetros:

- Se selecciona el tipo de excavación definido por el índice ESR (Excavation Support Ratio), y representa la relación de sostenimiento de la excavación y se relaciona con el uso que se le dará a la excavación y al grado de seguridad que esta demande del sistema de sostenimiento instalados para mantener la estabilidad de la excavación, cuyos valores de indican en la Tabla 5-32.

Tabla 5-32. Valores del índice ESR de la Clasificación Q

| TIPO DE EXACACIÓN   | ESR       |
|---|-----------|
| A. Labores mineras de carácter temporal, etc.   | 2 - 5     |
| B. Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendolas galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica. | 1.6 - 2   |
| C. Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamientos de agua, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.  | 1.2 - 1.3 |
| D. Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneas para defensa civil, portales e intersecciones de túneles.   | 0.9 - 1.1 |
| E. Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.  | 0.5 - 0.8 |

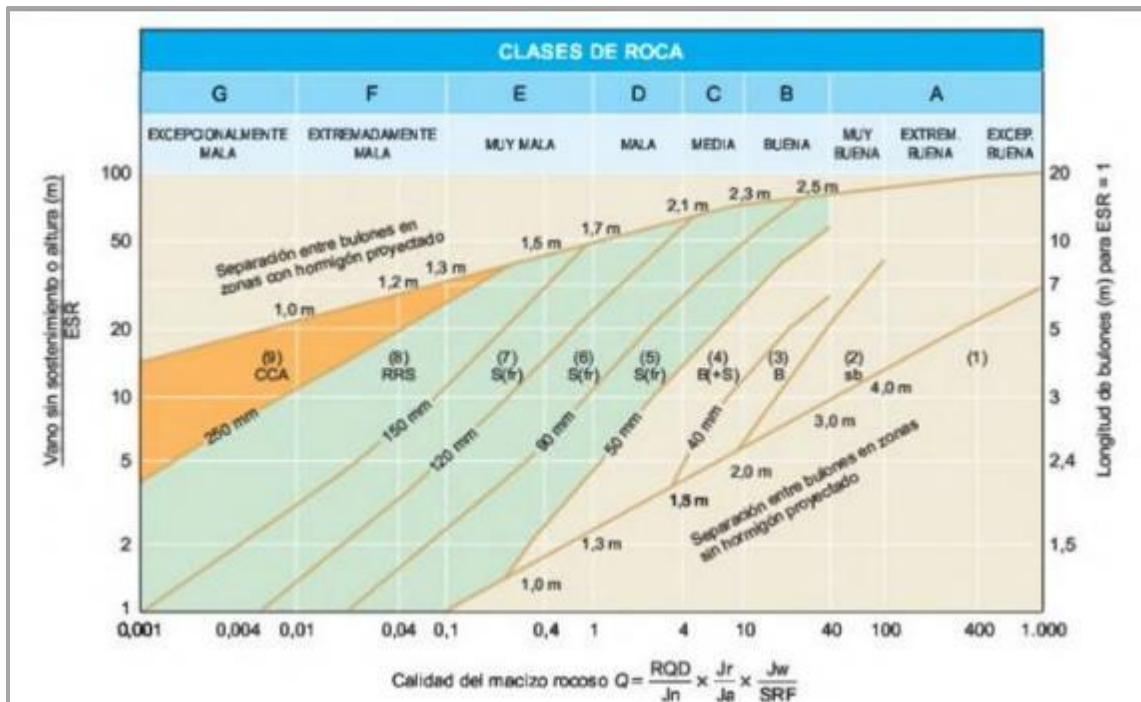
Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

- Relacionando el índice **Q** a la estabilidad y a los requerimientos de sostenimiento de excavaciones subterráneas, Barton Lien y Lunde, definieron un parámetro adicional al que denominaron Dimensión Equivalente **De** de la excavación. Este término es obtenido a partir del ancho, diámetro o altura de la pared de la excavación dividido por el valor de ESR:

$$D_e = \frac{\text{anchura, diámetro o altura (m)}}{ESR}$$

- Se estima el tipo de sostenimiento relacionando el índice de calidad (Q) y el diámetro o luz libre de la excavación (véase Figura 5-20). En general, los casos de excavaciones no sostenidas de forma permanente se dan cuando:

$$J_n < 9, \quad J_r > 1.0, \quad J_a < 1.0, \quad J_w = 1.0, \quad SRF < 2.5$$



**CATEGORIAS DE REFUERZO**

1) SIN SOPORTE

2) PERNOS PUNTUALES

3) PERNOS SISTEMÁTICOS

4) PERNOS SISTEMÁTICOS CON 40-100 mm DE CONCRETO LANZADO SIN REFUERZO

5) CONCRETO LANZADO REFORZADO CON FIBRA DE ACERO, 50-90 mm Y PERNOS

6) CONCRETO LANZADO REFORZADO CON FIBRA DE ACERO, 90-120 mm Y PERNOS

7) CONCRETO LANZADO REFORZADO CON FIBRA DE ACERO, 120-150 mm Y PERNOS

8) CONCRETO LANZADO REFORZADO CON FIBRA DE ACERO, > 150 mm, CONCRETO LANZADO REFORZADO CON ARCOS

9) LANZAMIENTO DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO

Figura 5-20. Sostenimientos según el índice de calidad Q (Barton, 2000). Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

**5.5.6.5. Otras aplicaciones del parámetro Q.**

- Donde el valor de Q y el espesor de la sobrecarga (cobertura) H, en metros, se utilizan para identificar el fenómeno de Squeezing con la siguiente expresión:

$$H = 350Q^{1/3}$$

Se presentan condiciones de Squeezing cuando se cumple que el valor de H es mayor a  $350Q^{1/3}$ .

- El índice Q se utiliza para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_{mr}$ ) de buena calidad (generalmente rocas duras) con la siguiente expresión:

$$E_{mr} = 25 \log Q, \quad \text{donde } Q > 1$$

- La determinación de los parámetros de resistencia se basan en numerosos ensayos de laboratorio en rocas con discontinuidades, lo cual se han propuesto algunas ecuaciones empíricas teniendo en cuenta los parámetros del método de clasificación Q de Barton (Barton, 2002).

$$\phi = \tan^{-1} \frac{J_r}{J_a}$$

Donde:

$J_r$ : índice de rugosidad de las juntas

$J_a$ : índice de alteración de las juntas

Para la componente de fricción se toman los parámetros  $J_r$  y  $J_a$  debido a que reflejan la dilatación o contracción del coeficiente de fricción para las diaclasas y discontinuidades con relleno. Además, para la componente de fricción, se incluye el parámetro  $J_w$ , donde se tiene en cuenta los esfuerzos efectivos. A continuación, se indica su expresión para obtener este parámetro:

$$FC = \tan^{-1} \left( \frac{J_r}{J_a} \times J_w \right)$$

La componente de cohesión (CC) se determina con la siguiente expresión:

$$CC = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{1}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100}$$

Donde:

RQD/ $J_n$ : representa el tamaño relativo de los bloques,

SRF: tiene en cuenta los efectos de los esfuerzos y en algunos casos la fragmentación,

$\sigma_c/100$ : medida de normalización.

En el caso de rocas con gran anisotropía su relación  $\sigma_c/I_{50}$  es grande, por tanto, se puede reemplazar  $\sigma_c/100$  por  $I_{50}/4$  para tener resultados más precisos. Para mejorar la precisión en el cálculo de la componente de cohesión, se puede emplear el RQD en la dirección de la carga.

En la Figura 5-21 se puede observar el comportamiento friccional entre bloques para tres tipos de contactos.

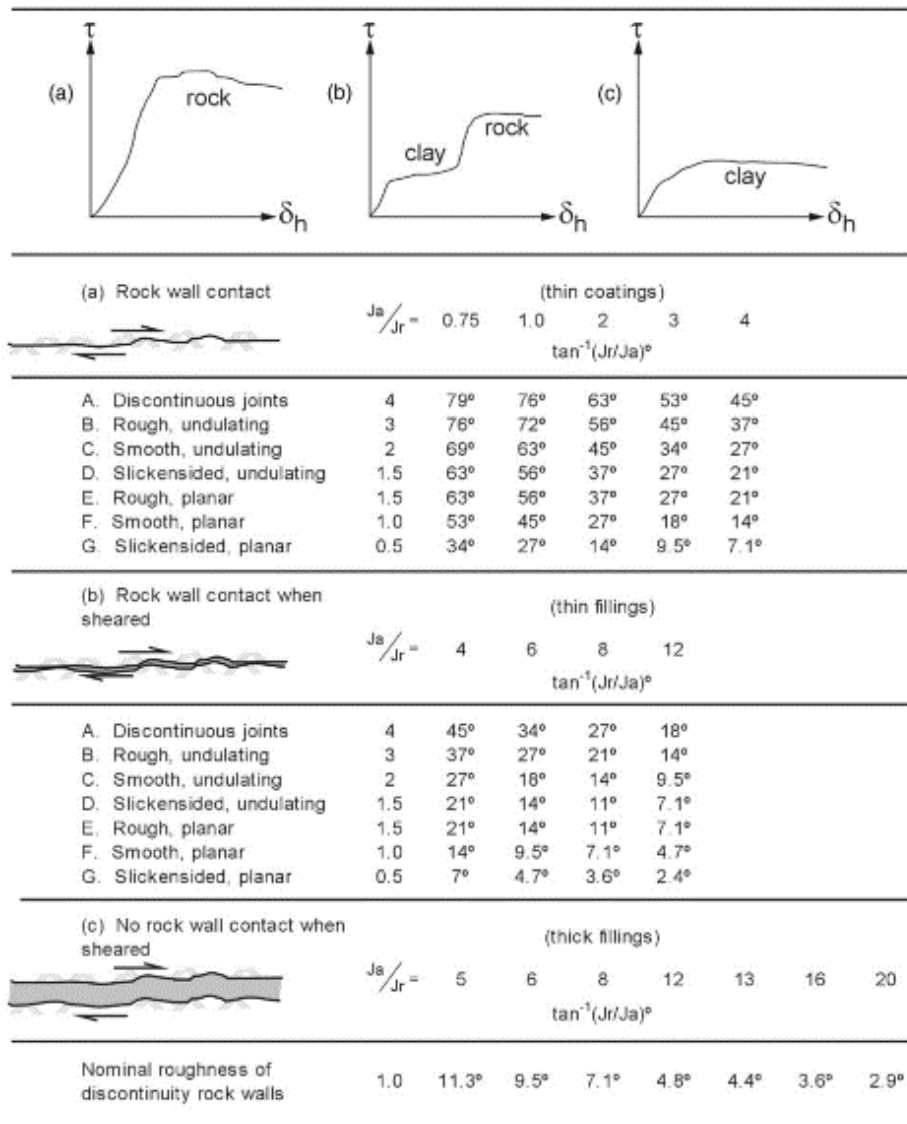


Figura 5-21. Comportamiento friccional entre bloques. Fuente: (Barton, 2002)

#### **5.5.6.6. Limitaciones del sistema Q de Barton.**

La determinación del valor SRF es compleja junto a algunos valores de los esfuerzos in situ, haciendo que esta clasificación no sea eficaz para diseño en ingeniería de rocas, sumado a que el valor de Q está en escala logarítmica. Esta clasificación no es adecuada para rocas blandas. Palmstrom and Broch (2006) referenciaron algunas limitaciones, en donde esta clasificación trabaja mejor para valores de Q entre 0,1 y 40 en túneles con distancia no soportada al frente de la excavación entre 2,5 y 30 m.

Esta clasificación geomecánica debe usarse con precaución en rocas con desprendimientos del frente y en aquellas que hayan sufrido el fenómeno de Squeezing; lo mismo en el caso de zonas débiles o donde se hayan presentado expansiones.

#### **5.5.7. Índice de calidad del macizo - GSI (Hoek, 1994).**







El GSI (índice de calidad geomecánica de los macizos rocosos), recientemente propuesto por el Dr. Evert Hoek en 1994 en su artículo titulado "*Strength of Rock and Rock Masses*", se expresa mediante un rango numérico comprendido entre 0 y 100 y se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físico-mecánicas de un macizo rocoso: la macroestructura y la condición de las superficies de las discontinuidades. Es importante aclarar que esta clasificación es referente de tipo geológico y no direcciona a diseño de soportes para obras subterráneas.

Una de las ventajas del GSI, además de su sencillez y agudeza, es su carácter intrínseco a la geomecánica de los macizos rocosos, ya que el mismo no depende de factores extrínsecos tales como son la orientación, la pretensión, la humedad, entre otros. Ni tampoco se reduce a la caracterización casi únicamente geométrica del macizo. Por tal razón, Hoek lo propuso con el objetivo de que fuese utilizado esencialmente para estimar y cuantificar numéricamente las principales características geomecánicas de los macizos rocosos.

El cálculo del GSI implica hacer uso de las siguientes tablas según sea el caso: en la Tabla









5-33 se presenta la versión del GSI publicada por Hoek y Marinos, 2000) y en la Tabla 5-34, se presenta la estimación del GSI para macizos heterogéneos, basado en un modelo publicado por Marinos y Hoek (2002) a partir de la experiencia del proyecto Yacambú-Quibor de Venezuela que comprendía rocas de tipo filitas deformadas tectónicamente.

Tabla 5-33. Índice de resistencia geológica (GSI) del macizo rocoso.

| GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)<br>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis. |  | SURFACE CONDITIONS                                  |  |   |  |  |
|---|--|---|--|---|--|--|
| STRUCTURE   |  | DECREASING SURFACE QUALITY →                        |  |   |  |  |
|   |  | VERY GOOD<br>Very rough, fresh unweathered surfaces | GOOD<br>Rough, slightly weathered, iron stained surfaces | FAIR<br>Smooth, moderately weathered and altered surfaces | POOR<br>Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments | VERY POOR<br>Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings |
|    | INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities   | 90  |  |   | N/A  | N/A  |
|    | BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets                     | 80  | 70   |   |  |  |
|    | VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets                             |   | 60   | 50  |  |  |
|    | BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity |   |  | 40  | 30   |  |
|    | DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces                                     |   |  |   | 20   |  |
|    | LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes  | N/A   | N/A  |   |  | 10   |

Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2000b)

Tabla 5-34. GSI para macizos rocosos heterogéneos como filitas de Hoek y Marinos,2000.

| GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH<br>(Marinos, P and Hoek, E, 2000)<br>From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis. |  | SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes) |   |  |   |   |
|---|--|--|---|--|---|---|
| COMPOSITION AND STRUCTURE   |  | VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces                   | GOOD - Rough, slightly weathered surfaces | FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces | POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments | VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings |
|    | <b>A. Thick bedded, very blocky sandstone</b><br>The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability. | 70   |   |  |   |   |
|    | <b>B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone</b>  |  | 60  |  |   |   |
|    | <b>C. Sandstone and siltstone in similar amounts</b>   |  |   | 50   |   |   |
|    | <b>D. Siltstone or silty shale with sandstone layers</b>   |  |   |  | 40  |   |
|    | <b>E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers</b>   |  |   |  |   | 30  |
| C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.   |  |  |   |  |   |   |
|    | <b>F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</b>   |  |   |  |   | 20  |
|    | <b>G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers</b>   |  |   |  |   |   |
|    | <b>H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.</b>   |  |   |  |   | 10  |
| → : Means deformation after tectonic disturbance  |  |  |   |  |   |   |

Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

La tabla se lee horizontalmente para el tamaño y entramamiento de los bloques, composición y estructura; verticalmente para las condiciones de las discontinuidades, escogiendo el cruce de la matriz que más de ajuste a la realidad del macizo; el valor de GSI será la convergencia horizontal y vertical que se realice en la tabla.



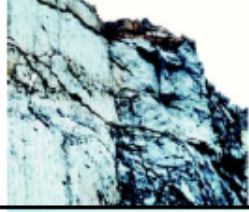

Valores cercanos a 1 se atribuyen a macizos rocosos de menor calidad, con superficie muy erosionadas, con arcilla blanda en las juntas y una estructura poco resistente a causa de las formas redondas y la fragmentación del macizo. Por su parte, valores de GSI cercanos a 100 se atribuyen a macizos de gran calidad con pequeñas fragmentaciones en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

Hoek se refiere a la posibilidad de cuando no se tiene una apreciación directa en campo y solo para macizos rocosos cuyos valores de GSI han sido estimados mayores a 25, se debe estimar este valor a partir del RMR de Bieniawski, depurándolo del factor orientación de las discontinuidades y asignando un factor de 10 al factor agua.

Por su parte, Russo (1998) sugiere estimar el valor de GSI también a partir del Q de Barton, depurándolo del factor de reducción de esfuerzos (SRF) y asignarle un valor de 1 al parámetro de reducción por presencia de agua en las juntas ( $J_w$ ), donde se llega a la siguiente expresión de acuerdo con la preexistente correlación entre Q y RMR:

$$GSI = 9 \log Q' + 44$$

Tabla 5-35. Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown,  $D$ .

| Apariencia del macizo rocoso  | Descripción del macizo rocoso   | Valor D sugerido   |
|---|---|--|
|    | Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.  | D=0  |
|   | Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante.<br><br>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.  | D=0<br><br>D=0.5<br>No invert                                      |
|  | Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.  | D=0.8  |
|  | Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.   | D=0.7<br>Good blasting<br><br>D=1.0<br>Poor blasting               |
|  | Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.<br><br>En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor. | D=1.0<br>Production blasting<br><br>D=0.7<br>Mechanical excavation |

Fuente: (Evert Hoek, 2007b)



Asimismo, dentro de sus análisis, Hoek incluyó el parámetro “D”, definido como el factor de alteración o factor de perturbación, y depende principalmente del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo, al considerar la relajación de esfuerzos, ocasionados al macizo rocoso por excavaciones por voladura, mecánicas o por otras causas. Este parámetro fue introducido en la última versión del criterio de rotura de Hoek & Brown (Hoek et al., 2002), debido a que se detectó que en macizos de rocas no alteradas (D=0), el criterio arrojaba parámetros de resistencia demasiado optimistas. El factor adopta valores desde 0 para la roca no alterada en condiciones in situ, hasta un valor de 1,0 para la roca muy alterada. En la figura anterior (Tabla 5-35) se presentan los valores del factor de alteración para las diversas situaciones de excavación.

#### **5.5.7.1. Aplicaciones.**

Al determinar el valor de GSI, este provee un sistema para estimar la reducción de la resistencia y aumento de la deformabilidad de las rocas que se producen al pasar de los materiales a los macizos, es decir, de caracterización de laboratorio sobre muestras de dimensiones necesariamente muy limitadas a pasar a formaciones naturales en donde son realizadas las obras de ingeniería que requieran ser numéricamente analizadas, diseñadas o verificadas.

El criterio de Hoek-Brown introdujo parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso y de roca intacta, en donde se propusieron fórmulas empíricas para estimar las constantes  $s$  y  $a$ ;  $m_b$  (constante Hoek del macizo rocoso); la resistencia del macizo rocoso ( $\sigma'_{cm}$ ); y el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_m$ ). A continuación, se exponen la obtención de estos parámetros:

##### **5.5.7.1.1. Obtención de los parámetros de la roca intacta.**

La resistencia a la compresión simple  $\sigma_{ci}$  y la constante del material  $m_i$  se determinan mediante ensayos de laboratorio o se estiman a partir de las tablas publicadas, reproducidas en el presente documento (Figura 4-3, Figura 4-4, Figura 4-5 y Figura 4-6).

Es recomendable en lo posible obtener los valores de estas constantes mediante el análisis estadístico de los resultados de un conjunto de pruebas triaxiales en núcleos de roca debidamente preparadas (Evert Hoek, Marinos, & Benissi, 1998). A continuación, se presenta un ejemplo de un análisis estadístico:

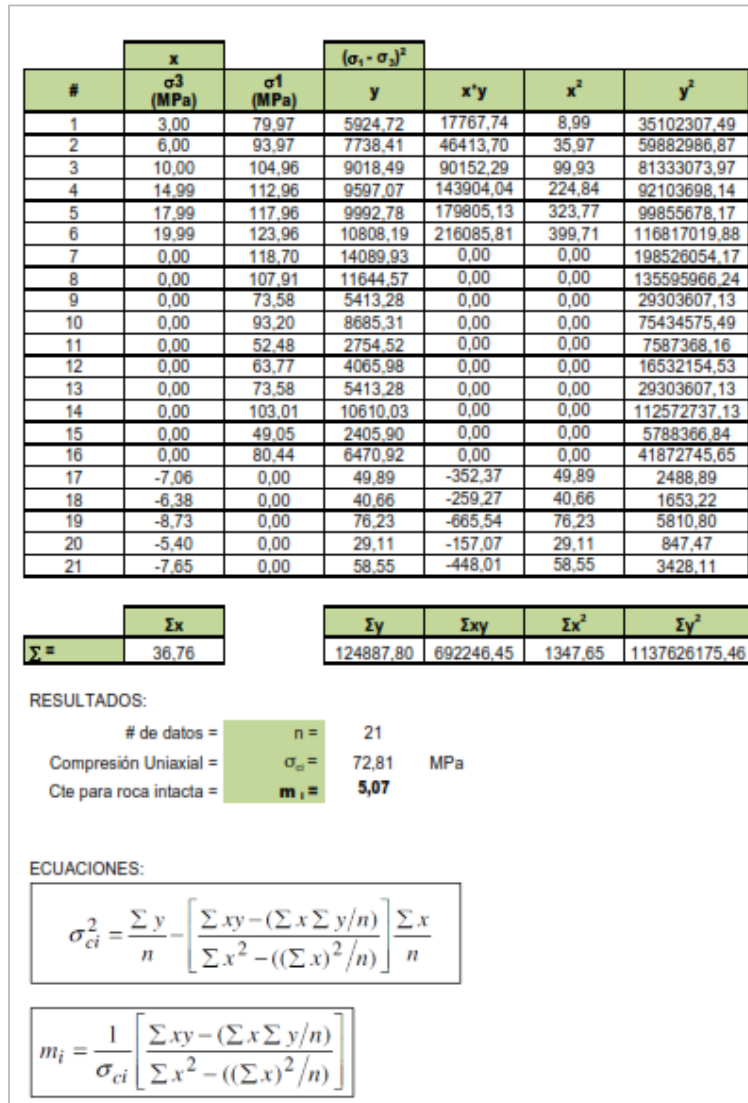


Figura 5-22. Ejemplo de un análisis estadístico para determinar valores promedio de  $\sigma_{ci}$  y  $m_i$ . Fuente: Elaboración de la autora.

La resistencia al corte del macizo rocoso, definida por el ángulo de fricción interno  $\phi$  y cohesión  $c$ , se calcula a partir de las curvas trazadas: Figura 5-23 y Figura 5-24.

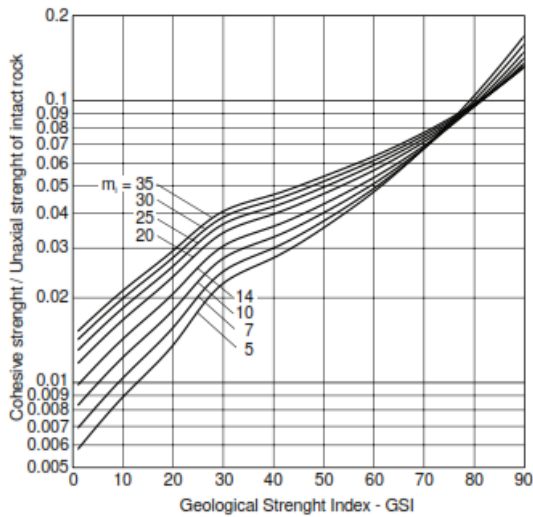


Figura 5-23. Relación entre la cohesión y el GSI. Fuente: (Evert Hoek et al., 1998)

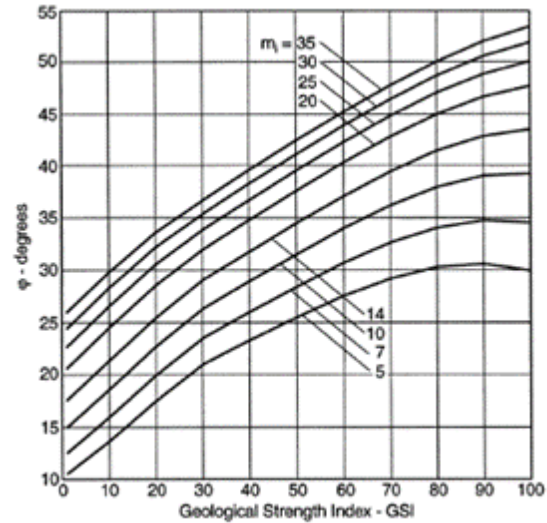


Figura 5-24. Relación entre el ángulo de fricción y el GSI. Fuente: (Evert Hoek et al., 1998)

#### 5.5.7.1.2. Obtención de las características del macizo rocoso.

Una vez conocido el estado en que se encuentra el macizo rocoso, mediante la obtención del GSI, se puede encontrar la constantes **s** y **a**, la constante Hoek del macizo (**m<sub>b</sub>**), la resistencia del macizo rocoso (**σ'<sub>cm</sub>**) y, por último, obtener el módulo de deformación del macizo rocoso (**E<sub>m</sub>**).

#### 1. Constantes **s** y **a**, que dependen de las características del material (macizo rocoso).

➤ Según Hoek y otros (1995) – criterio de rotura original de Hoek-Brown generalizado, los valores de **s** y **a** dados se obtienen de:

❖ para un  $GSI \geq 25$  (macizos rocosos de calidad relativamente buena):

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

$$a = 0.5$$

- ❖ para un  $GSI < 25$  (macizos de mala-muy mala calidad):

$$s = 0$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

- Según Hoek y otros (2002) proponen una modificación del criterio de Hoek-Brown en función del parámetro D que recoge el grado de alteración del macizo rocoso debido a las voladuras y a la relajación de tensiones, los valores de las constantes s y a del macizo se obtienen de las siguientes expresiones:

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

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

- 2. Constante  $m_b$  del macizo rocoso**, el cual es un valor reducido de la constante del material  $m_i$ :

- Según Hoek y otros (1995) – criterio de rotura original de Hoek-Brown generalizado, la constante  $m_b$  se obtiene a partir de la siguiente expresión:

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

- Según Hoek y otros (2002), realizan una modificación al criterio de Hoek-Brown en función del parámetro D:

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

- 3. Resistencia a la compresión del macizo rocoso:** Hoek et al. (2002) definieron la resistencia global de la siguiente forma:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cdot \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Se debe cumplir la siguiente condición  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ , para:

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

#### 4. Módulo de deformación del macizo rocoso:

- *Hoek* (1995), ha propuesto afectar a la expresión de *Serafim y Pereira*, por la resistencia a la compresión simple de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ) que sin duda es un parámetro muy relacionado con el módulo de elasticidad de la roca intacta ( $E_i$ ) y a su vez al del macizo rocoso ( $E_m$ ), así *Hoek et al.* (1995) propone la relación. En la Figura 5-25 se presenta esta aproximación:

$$E_m [GPa] = \sqrt{\frac{\sigma_{ci} [MPa]}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

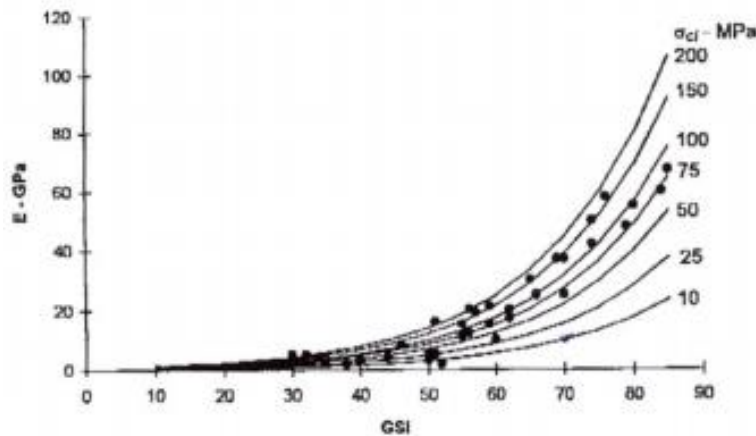


Figura 5-25. Relación propuesta por *Hoek et al.* (1995) entre el GSI,  $\sigma_{ci}$  y el  $E_m$ . Fuente: (Galera, Álvarez, & Bieniawski, 2005)

- *Hoek et al.* (2002) proponen una relación entre el módulo de deformación ( $E_m$ ), el GSI y el parámetro  $D$ :

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

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

- *Hoek y Diederichs (2006)* propusieron una nueva relación empírica para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso, los cuales se basan en datos correspondientes a un gran número de mediciones in-situ de China y Taiwán a partir de una función sigmoide propuesta. Por tanto, en un análisis detallado de los datos para estimar el valor de  $E_{rm}$  dio como resultado la siguiente ecuación (E. Hoek & Diederichs, 2006):

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

En la siguiente figura (Figura 4-9) se representa gráficamente los datos medidos in-situ del módulo de deformación del macizo rocoso en China y Taiwán comparados con la ecuación de Hoek y Diederichs, en donde cada uno de los puntos representa el promedio de varias pruebas realizadas en el mismo lugar y en mismo macizo rocoso.

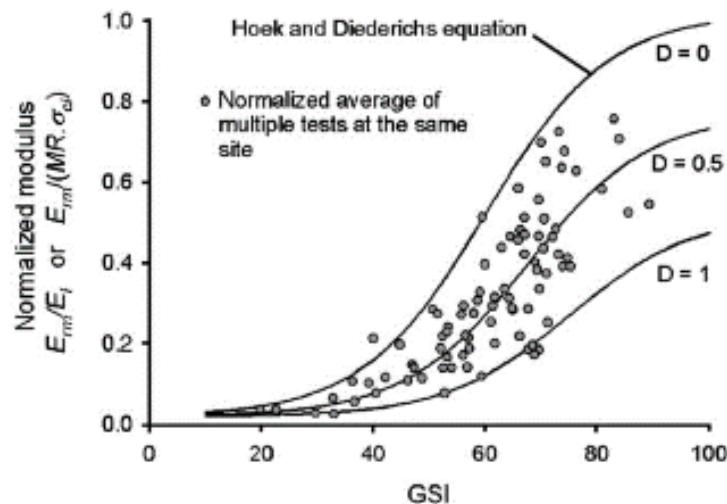


Figura 5-26. Gráfica de módulos de deformación del macizo in-situ de China y Taiwán contra la ecuación de Hoek y Diederichs 2006. Fuente: (E. Hoek & Diederichs, 2006)

### 5.5.7.2. Consideraciones y limitaciones en la clasificación del GSI.

- Se recomienda escoger un rango de GSI, en vez de fijar un único valor de GSI.
- Es importante tener claro que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado solamente a macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Ya que, si el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente superior a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no sería el apropiado.
- Se debe entender que la clasificación GSI se basa en un comportamiento isotrópico del macizo rocoso, es decir, independiente de la dirección de aplicación de las cargas. Por consiguiente, no es utilizable en aquellos macizos rocosos en los que, como en el caso de las pizarras, existe una dirección estructural dominante que controla, por su debilidad, la rotura del macizo rocoso.
- En el caso de coberturas de 1000 m o superiores; las estructuras tienden a la masa de roca intacta y el GSI no es aplicable, pues presenta valores cercanos a 100, cuando en la práctica se producen fallas quebradizas que ocasionan desprendimientos de roca.
- Si se sospecha de cambios en la humedad por causa de la presencia de agua en las discontinuidades, lo cual afectaría la resistencia al corte, este aspecto debe ser atribuido a la calidad de las superficies de las discontinuidades un grado inmediatamente inferior al que aparentemente poseen.
- Cuando el macizo es afectado intensamente por las voladuras, ya que el GSI se determina a partir de las observaciones realizadas en el frente, se debe tener en cuenta que para compensar este efecto se debe aplicar un GSI inmediatamente superior (subir una fila). Por esta razón, es de vital importancia contar con testigos de sondeos en donde se observe realmente la meteorización in-situ del macizo.

#### **5.5.8. Correlaciones entre el RMR, Sistema-Q y el GSI.**

Estos sistemas han sido aplicados y desarrollados a diversos tipos de proyectos bajo condiciones variadas como la litología, calidad de roca, tamaño de excavación, profundidad, etc., y se fundamentan en las propiedades cuantitativas del macizo rocoso, y en cuanto se

refiere al diseño en los túneles, estas clasificaciones se utilizan como aproximaciones empíricas.

Varias correlaciones empíricas se han propuesto entre la clasificación de Bieniawski (RMR) y el sistema de Barton (Q) (Bieniawski, 1976); entre el GSI y RMR (Hoek, et al., 1995); GSI y Q (Hoek, et al., 1995) como se indican en la Tabla 5-36.

Tabla 5-36. Correlaciones entre los sistemas de clasificación

| AUTOR              | ECUACIÓN EMPÍRICA   |
|--------------------|---|
| Bieniawski (1976)  | $RMR = 9 \ln(Q) + 44$   |
| Hoek et al. (1995) | uso de la versión 1976 del RMR<br>$GSI = RMR_{76} \rightarrow$ para $RMR < 18$ No puede ser usada               |
|                    | uso de la versión 1989 del RMR<br>$GSI = RMR_{89} - 5 \rightarrow$ para $RMR > 23$                              |
| Hoek et al. (1995) | $GSI = 9 \ln(Q') + 44 \quad \left( Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \right); J_w \text{ y } SRF = 1$ |

Fuente: (Coşar, 2004)

### 5.5.9. Clasificación según Rabcewicz (NATM, 1964).

Europa Central se ha caracterizado por su larga tradición en la construcción de grandes proyectos de túneles y que a mediados del siglo XIX habían sido completados, p.e. túneles ferroviarios tales como: St. Gotthard, Arlberg y Simplon. A partir de estos proyectos y otros proyectos de túneles varias características adversas de túneles, muchos de ellos inesperados, fueron encontrados en los proyectos. En muchas situaciones causaron enormes retos y problemas de construcción. Entre ellos el fenómeno de Squeezing en terrenos débiles, a menudo fue un problema importante en la construcción de los túneles alpinos. La Figura 5-27, representa un ejemplo del “viejo método austriaco de túneles” donde el soporte de roca era instalado sucesivamente en varias secciones y a la deriva; un método que era muy lento y costoso.



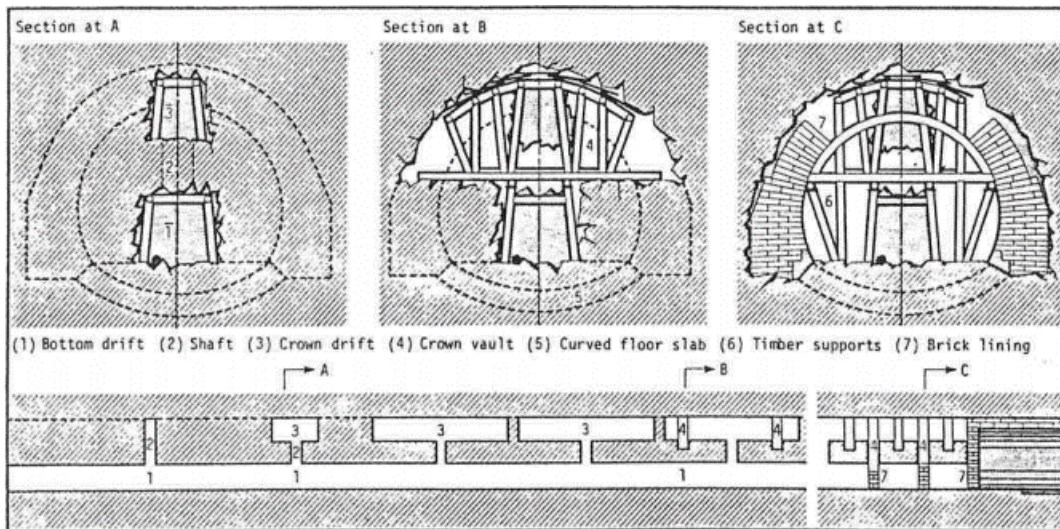


Figura 5-27. Ejemplo del antiguo método austriaco de túneles, donde es instalado el soporte rígido en el túnel paso a paso en varios tramos del perfil del túnel. (After Braun, 1980). Fuente: (Palmström, 1993)

Surgió la necesidad de mejorar las técnicas de excavación de túneles y de soporte en rocas. Por tanto, fue desarrollada una nueva práctica para la construcción de túneles denominada el “Nuevo Método Austriaco de Túneles” (NATM). Esta clasificación fue patentada por el profesor von Rabcewicz en colaboración con Müller y Pacher entre 1957 y 1964 en Austria.

Este método se originó como método empírico-observacional durante los años 50 y al principio de los años 60. De igual manera, esta clasificación surgió tras la ejecución de los grandes túneles de los Alpes y aprovechando las nuevas tecnologías en el desarrollo de las técnicas de bulonado y hormigón proyectado (gunita), así como de un mejor entendimiento de las relaciones presión-deformación entorno a las excavaciones. De igual manera, esta clasificación recogió las experiencias en construcción de túneles en donde el macizo rocoso presentó diversos grados de oposición al avance de excavación del túnel, y por esta razón, se hizo necesario efectuar su correspondiente sostenimiento en terrenos muy difíciles, ejecutar métodos de sostenimiento parcial, con el consiguiente tipo de sostenimiento

En esencia, el NATM fue desarrollado para túneles construidos en terreno débil. Un terreno débil, en este contexto, se define como un material que, en un túnel, requiere del uso de soportes estructurales, ya sea por reestablecer el equilibrio o para limitar los desplazamientos de todo el túnel. El material de roca en sí puede ser blanda o dura. Según

Rabcewicz (1975) el objetivo principal del NATM fue:

*“Proporcionar un soporte seguro y económico en los túneles excavados en materiales incapaces de mantenerse por sí solos (p.e. roca triturada). El soporte se logra mediante la movilización de toda la resistencia que posee la roca o el suelo”. “utiliza una superficie de estabilización mediante un revestimiento delgado de hormigón proyectado, convenientemente reforzado por un sistema de bulonado y el cierre de la solera tan pronto como sea posible”*

Adicionalmente, el NATM no es un conjunto de técnicas de excavación y soporte específicos. Se trata de una combinación de diversas alternativas de excavación y construcción de túneles, pero la diferencia está en el monitoreo continuo del movimiento de la roca y la revisión del soporte para obtener el revestimiento más estable y económico.

Müller (1978) considera que el NATM está regido por ciertos principios, de los cuales se presentan 7 como los más importantes:

#### *1. Movilización de las Tensiones de Resistencia del Macizo Rocoso*

El método se basa en que la resistencia inherente que rodea el macizo rocoso, representa el componente de soporte principal del túnel. Es el principio de la estabilización por el alivio de tensiones por deformaciones controladas. De ello se deduce que el soporte debe tener características de deformación de carga adecuados y ser instalado en el momento correcto.

#### *2. Protección con Hormigón Proyectado*

Para aumentar la función portante del macizo, debe proveerse a éste un confinamiento radial, el cual consiste en aplicar una capa delgada semirrígida de hormigón proyectado que puede ir armado con una malla metálica o fibra y si es necesario reforzado con pernos de roca, inyección o incluso ayudado por cerchas metálicas cuando el cierre de la cavidad se produce tan rápidamente que no da tiempo a que el hormigón proyectado se haya endurecido, colocado inmediatamente, antes de que la roca se vea afectada por el proceso de descompresión, y diseñado para alcanzar el equilibrio permanente, alcanzándose un estado secundario de tensiones en el macizo que es “estable”. Por tanto, este sostenimiento

primario o inmediato, impide que el macizo pierda su capacidad de auto-soporte y pase a ejercer un esfuerzo sobre la estructura, causado por la acomodación excesiva del terreno. Además, proporciona cierta protección a la roca ante la meteorización, descomposición y desprendimientos, y logra minimizar las deformaciones excesivas. Esta aplicación de hormigón posibilita que el soporte actúe en toda la superficie excavada, mejorando la interacción con el macizo.

### 3. Mediciones

Para garantizar la seguridad de la cavidad y el buen funcionamiento de los elementos de sostenimiento, el NATM requiere la instalación sistemática de instrumentación geotécnica al momento de realizar el revestimiento de hormigón proyectado primario, con el fin de monitorear constantemente el comportamiento de la roca y el soporte y, además controlar las deformaciones o convergencias producidas durante y después de la excavación en el macizo rocoso. Con base en la instrumentación, se logra obtener información de interés sobre la estabilidad del túnel y permite la optimización en la formación del anillo de soporte de carga de los estratos de roca. Es importante saber cuál es el momento adecuado para la colocación del soporte.

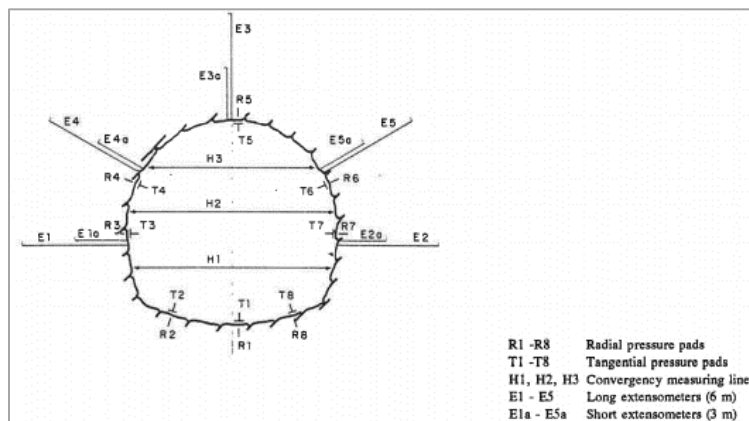


Figura 5-28. Ejemplo de instrumentación instalada en un túnel. Fuente: (Palmström, 1993)

### 4. Soporte Flexible

El NATM se caracteriza por la versatilidad y adaptabilidad que lleva a soporte del túnel flexible y no rígido. Por tanto, se recomienda el soporte activo en lugar del pasivo, y en términos del refuerzo, no es un revestimiento de concreto grueso, sino por una combinación

flexible de pernos, malla de alambre o fibra, y cerchas metálicas. El sostenimiento primario o inicial representa en parte o totalmente el sostenimiento total requerido y el dimensionamiento del soporte secundario dependerá de la información suministrada por las mediciones.

El dimensionamiento del soporte final se basa en los resultados obtenidos a partir de las mediciones sistemáticas del esfuerzo en el soporte primario y/o deformaciones de la superficie alrededor del túnel. Por esta razón, el soporte se diseña para que absorba movimientos grandes de la masa rocosa como se muestra en la Figura 5-29.

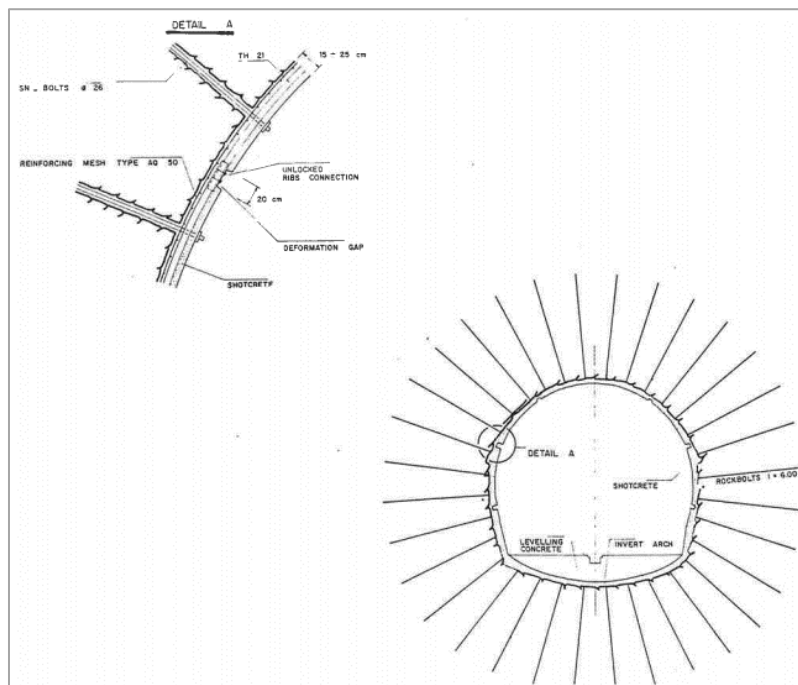


Figura 5-29. Donde se producen grandes deformaciones en las paredes del túnel, es importante tener un revestimiento flexible. Ejemplo del túnel Taurin donde el revestimiento inicial (hormigón proyectado + pernos de roca). Fuente: (Palmström, 1993)

### 5. Cierre de la solera

Especialmente crucial en la construcción de túneles con empujes en rocas blandas. Por tanto, es importante que se realice rápidamente el cierre de la solera, asimismo, todas las partes que constituyen la excavación del túnel no deben quedar sin soporte ni siquiera temporalmente, ya que se crea un anillo de soporte de carga, y tiene la ventaja de acoplar la resistencia inherente del macizo rocoso presente alrededor del túnel. Sin embargo, para

el buen funcionamiento del soporte instalado, éste no debe ser aplicado muy temprano ya que la capacidad portante del macizo rocoso no se ha movilizado por completo. Para los túneles en roca, se debe permitir que el macizo rocoso se haya deformado lo suficiente antes de que el soporte entre en actividad.

#### **6. *Acuerdos contractuales***

Puesto que el NATM está fundamentado principalmente en el monitoreo de las mediciones, y que son obtenidas a partir de la instrumentación instalada, por tanto, son posibles las modificaciones en el soporte y en los métodos de avance de la excavación, pero sólo si el sistema lo permite.

#### **7. *La Clasificación del Macizo Rocosos Determina las Medidas de Soporte***

La clasificación del macizo rocoso se utiliza con el fin de determinar las medidas mínimas de soporte necesarios y así evitar el derroche económico que innecesariamente proviene de fuertes medidas de soporte. El pago del soporte se basa principalmente en las medidas obtenidas a partir de las clasificaciones del macizo, conseguidas después de terminado cada ciclo de perforación y voladura. Aunque, en algunos países esto no es aceptado contractualmente, ya que el método ha tenido una atención limitada en los Estado Unidos. En la Figura 5-30 se muestra un ejemplo de las principales clases de terreno para túneles en roca y el soporte correspondiente; estos sirven como las directrices para el refuerzo del túnel, así como para fines de pago.

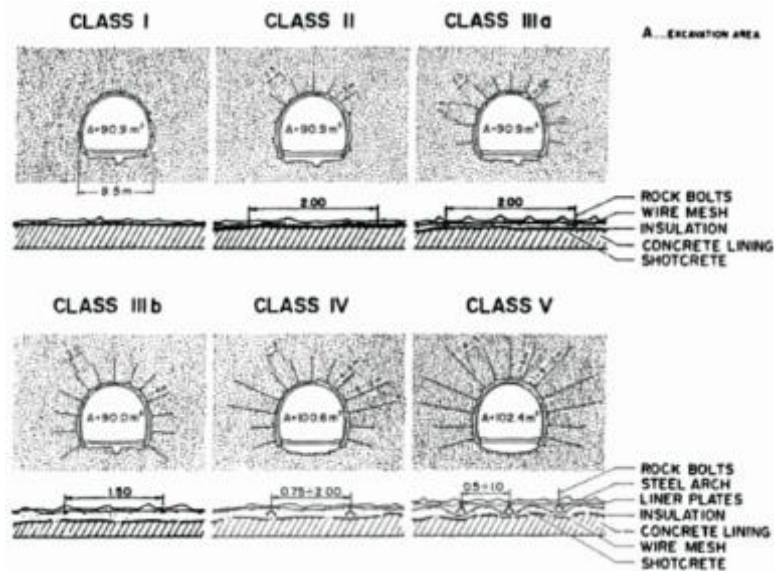

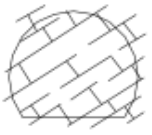
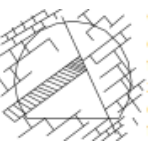
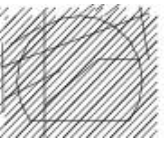
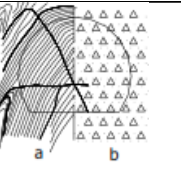


Figura 5-30. Medidas de soporte según el NATM para el Túnel de Arlberg. (After John, 1980). Fuente: (Bieniawski, 1989)

Dentro de la práctica, la clasificación del NATM relaciona las condiciones del terreno, el procedimiento de excavación, y los requerimientos de soporte del túnel. La clasificación, que hace parte del contrato, se adapta a un nuevo proyecto basado en la experiencia previa y a una investigación geotécnica detallada. Por lo cual, es aplicable solamente a un caso para el que fue desarrollado y modificado. Sin embargo, el sistema es altamente adaptable y su desarrollo se remonta a Lauffer (1958).

De acuerdo con la clasificación del NATM, las condiciones del terreno se describen cualitativamente con relación a cada clase de macizo rocoso, las cuales se presentan en la Tabla 5-37 según la Norma Austriaca ÖNORM B 2203 (Austrian Standard ÖNORM B 2203) (octubre, 1994), basada en las sugerencias de Rabcewicz et al. (1964). Además, en la Figura 5-31, se describen las principales clases de macizo rocoso y el comportamiento, para cada grupo de masa rocosa según la Austrian Standard ÖNORM B 2203.

Tabla 5-37. Clases del macizo rocoso del NATM

| CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO EN TÚNELES |   |   |  |  |   |
|--|---|---|--|--|---|
| CLASES                                     |   | TIPO DE TERRENO EXCAVADO  | COMPORTAMIENTO GEOMECÁNICO   | EFECTO DEL AGUA  |   |
| No.  | NOMBRE  |   |  |  |   |
| I  | DURA<br>Puede llegar a ser ligeramente frágil con el tiempo |    | Densos, trazas de discontinuidad inciertas.  | Resistencia a la compresión uniaxial de la roca es mayor que el esfuerzo tangencial en la pared de la excavación del túnel.  | Nada  |
|  | II  | FRÁGIL<br>Puede llegar a ser muy frágil con el tiempo                               |                             | Ciertas discontinuidades debido a la estratificación y juntas, relleno arcilloso en la zona de juntas.   | <b>No. I:</b> Continua estable [precaución con desprendimiento de rocas en el frente (Rockburst)].<br><b>No. II:</b> Continua estable con el soporte en la berma. |
| III  | FRIABLE   |    | Trituración extensa y efectiva, fracturación, zonas milonitas en todas las direcciones, rellenos arcillosos. | El esfuerzo tangencial en la pared de la excavación es mayor igual a la resistencia de la roca. Abrir o cerrar el arco portante es necesario.  | Muy eficaz en el relleno de juntas.   |
| IV   | SQUEEZING   |   | Triturado, zonas gruesas dobladas de milonitas, muy bien deformado, suelo cohesivo.                          | Debido a que el esfuerzo tangencial en la pared de la excavación es mayor que la capacidad portante de la roca, la roca se comporta plásticamente. Deformando hacia la cavidad:<br><b>N° IV:</b> tasa lenta y menor<br><b>N° V:</b> tasa rápida y eficaz | Sumamente efectivo en relleno de juntas y la calidad del macizo rocoso  |
| V  | a<br>MUCHO POTENCIAL DE SQUEEZING a swelling                |  | Completamente triturado, roca milonitizadas.   | Se espera esfuerzos horizontales y levantamiento del piso. El arco portante debe ser instalado inmediatamente después de la excavación es necesario.   | Muy alto, ablandamiento   |
|  | b<br>SQUEEZING bajo suelo cohesivo                          |   | Baja cohesión suelo alterado.  |  |   |
| VI   | Tipo Especial (Fluye)                                       |   | No cohesivo, el suelo fluye  | Similar a la clase V y especiales precauciones son necesarias.   | Muchísimo   |

**Nota:** Esta tabla fue preparada de acuerdo a estudios de Pacher y Rabcewicz.

Fuente: (Coşar, 2004)

| Rock Mass Class | Behavior of Rock Mass        |                               | Explanations   |
|-----------------|------------------------------|-------------------------------|--|
|                 | ONORM B 2203 After Oct. 1994 | ONORM B 2203 Before Oct. 1994 |  |
| A               | A1 Stable                    | A1 Stable                     | The rock mass behaves elastically. Deformations are small and decrease rapidly. There is no tendency of overbreaking after scaling of the rock portions disturbed by blasting. The rock mass is permanently stable without support.  |
|                 | A2 Slightly Overbreaking     | A2 Slightly Overbreaking      | The rock mass behaves elastically. Deformations are small and decrease rapidly. A slight tendency of shallow overbreaks in the tunnel roof and in the upper portions of the sidewalls caused by discontinuities and the dead weight of the rock mass exists.   |
| B               | B1 Friable                   | B1 Friable                    | Major parts of the rock mass behave elastically. Deformations are small and decrease rapidly. Low rock mass strength and limited stand-up times related to the prevailing discontinuity pattern yield overbreaks and loosening of the rock strata in tunnel roof and upper sidewalls if no support is installed in time.   |
|                 | B2 Very Friable              | B2 Very Friable               | This type of rock mass is characterised by large areas of non-elastic zones extending far into the surrounding rock mass. Immediate installation of the tunnel support, will ensure deformations can be kept small and cease rapidly. In case of a delayed installation or an insufficient quantity of support elements, the low strength of the rock mass yields deep loosening and loading of the initial support. Stand-up time and unsupported span are short. The potential of deep and sudden failure from roof, sidewalls and face is high. |
|                 | B3 Rolling                   |                               |  |

Figura 5-31. Clases del macizo rocoso NATM (Geoconsult, 1993 y ÖNORM B 2203, 1994). Fuente: (Coşar, 2004)



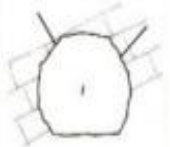

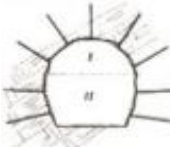
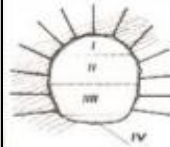


| Rock Mass Class | Behavior of Rock Mass        |   | Explanations   |
|-----------------|------------------------------|---|--|
|                 | ONORM B 2203 After Oct. 1994 | ONORM B 2203 Before Oct. 1994           |  |
| C               | C1 Rock Burstling            | C1 Squeezing                            | C1 is characterized by plastic zones extending far into the surrounding rock mass and failure mechanisms such as spalling, buckling, shearing and rupture of the rock structure, by squeezing behaviour or by tendency rock burst. Subject rock mass shows a moderate, but distinct time depending squeezing behaviour; deformations calm down slowly except in case of rock bursts. Magnitude and velocity of deformations at the cavity boundary are moderate. |
|                 | C2 Squeezing                 |   |  |
|                 | C3 Heavily Squeezing         | C2 Heavily Squeezing                    | C2 is characterized by the development of deep failure zones and a rapid and significant movement of the rock mass into the cavity and deformations which decrease very slowly. Support elements may frequently be overstressed..  |
|                 | C4 Flowing                   | L1 Short-term-stable with high cohesion | By limitation of the unsupported spans at arch and face, the rock mass remain stable for a limited time.   |
|                 | C5 Swelling                  | L2 Short-term-stable with low cohesion  | No stand up time without support by prior installation of forepolling or forepiling and shotcrete sealing of faces simultaneously with excavation. The low cohesion requires a number of subdivisions.   |

Figura 3.8. (Continuado).

### 5.5.9.1. Tipo de sostenimiento – Clasificación de la roca según Rabcewicz.

En la Tabla 5-38 se indican los tipos de macizo rocoso con su respectivo sostenimiento y fases en su ejecución.

Tabla 5-38. Clasificación de la roca según Rabcewicz<sup>1</sup>

| CLASIFICACIÓN DE LA ROCA SEGÚN RABCEWICZ |   |  |  |   |   |   |
|--|---|--|--|---|---|---|
| TIPO DE MACIZO ROCOSO                    | TIPO I  | TIPO II  | TIPO III   | TIPO IV   | TIPO V-a  | TIPO V-b  |
| CLASE DE TERRENO EXCAVADO                | Roca estable poco fracturada  | Roca lago fracturada   | Roca friable a muy friable   | Roca de empuje inmediato  | Roca de empuje inmediato fuerte   | Roca sin cohesión alguna  |
| FASES DE EJECUCIÓN ESQUEMA               |  |                                       |  |  |    |  |
| TIPO DE SOSTENIMIENTO                    | Pernos aislados donde lo requiera el terreno                                      | Concreto lanzado, pernos, sostenimientos sistemático en bóveda, y cuando lo requiera concreto lanzado en los hastiales | Sostenimiento sistemático en bóveda y hastiales. Concreto lanzado, pernos y mallas | Sostenimiento sistemático en toda la sección. Concreto lanzado + pernos + mallas    | Sostenimiento sistemático en toda la sección en dos alternativas:<br>* Concreto lanzado + pernos + mallas.<br>* Concreto lanzado + cerchas metálicas + arcos invertidos (proporciona soporte lateral) metálico o concreto |   |

<sup>1</sup> <http://es.slideshare.net/freddyramirofloresvega/3aplicacion-mecanica-de-rocas-en-tuneles>

Tabla 5-39. Excavación y soporte según las categorías del terreno (NATM)

| EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LA ROCA SEGÚN EL NATM |  |  |  |   |  |   |
|---|--|--|--|---|--|---|
| DESCRIPCIÓN DE CATEGORÍA                      | Roca Intacta   | Roca Estratificada   | Roca Fracturada  | Terreno Blando - cubierta superficial   | Terreno Blando - nivel profundo  | Terreno Blando - nivel profundo   |
| SECCIÓN TRANSVERSAL                           |  |  |  |   |  |   |
| TIPO DE SOSTENIMIENTO                         | <ul style="list-style-type: none"> <li>* Bulonado puntual</li> <li>* Sellado ocasional de hormigón proyectado</li> <li>* Excavación a sección completa o parte superior de la galería de avance/berma</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>* Enclavamiento sistemático en la roca</li> <li>* Revestimiento inicial de hormigón proyectado sistemático</li> <li>* Excavación en la parte superior hacia galería de avance</li> <li>* Excavación en los bancos resulta distante</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>* Enclavamiento sistemático en la roca</li> <li>* Revestimiento inicial sistemático de hormigón proyectado</li> <li>* Excavación en la parte superior hacia galería de avance</li> <li>* Excavación en el banco resulta en cualquier momento</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>* Pre-soporte sistemático</li> <li>* Revestimiento inicial sistemático de hormigón proyectado con el soporte temprano al cierre del anillo</li> <li>* Excavación en la parte superior hacia galería de avance (con solera temporal), excavación de banco y solera</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>* Revestimiento inicial sistemático de hormigón proyectado con el soporte inmediato al cierre del anillo</li> <li>* Excavación en la parte superior hacia galería de avance, seguidamente excavación de banco/solera</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>* Soporte sistemático de hormigón proyectado con el cierre del anillo inmediato</li> <li>* Sub-división por secciones en la pared lateral</li> <li>* Excavación en la parte superior hacia galería de avance, seguidamente excavación de banco y solera</li> </ul> |

Fuente: (ŞEKER, 2012)

## Capítulo VI. Esfuerzos en el Entorno de Excavaciones

Para introducir en el estudio de los esfuerzos o tensiones de un macizo rocoso, es importante un conocimiento previo de la definición de los conceptos básicos teóricos que se van a tratar en este capítulo. Por ello, a continuación, se hace un breve resumen de algunos términos utilizados para mejor conocimiento del tema.

- **Fuerza:** es un vector definido por una magnitud y una dirección. Sus unidades son Newton.  $1\text{N} = 1\text{Kg}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$

Si se considera un plano sobre el que se aplica una fuerza, esta puede tener cualquier dirección con respecto al plano, pero si es perpendicular al mismo, recibe el nombre de fuerza normal, y si es paralela es fuerza tangencial, de corte o de cizalla.

- **Esfuerzo:** si una fuerza es referida al área A del plano sobre el que actúa se expresa como esfuerzo, que es un parámetro independiente del área de aplicación. Es un vector definido por:

$$\vec{\sigma} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} = \frac{d\vec{F}}{dA}$$

Las unidades de esfuerzo son  $\text{Kp}/\text{cm}^2$ ,  $\text{KN}/\text{m}^2$ ,  $\text{MPa}$ ...

Un tensor es un operador vectorial lineal de N componentes. El número de componentes viene definido por la expresión:  $N = n^m$

Donde n es el número de dimensiones en el espacio y m es el orden del tensor.

El esfuerzo como cualquier otro vector, puede ser descompuesto en sus componentes normal y tangencial,  $\sigma_n$  y  $\tau$ . El estado de esfuerzos en un macizo rocoso está definido por un tensor de segundo orden y su tensor de esfuerzos en un espacio 3D (Figura 6-1) está definido por 9 componentes.

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix}$$

En cualquier punto se pueden encontrar 3 planos ortogonales entre sí en los cuales los esfuerzos tangenciales  $\tau$  son nulos, y a estos planos se les denomina planos principales y los esfuerzos normales que actúan sobre ellos se denominan esfuerzos principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ . Donde  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ .

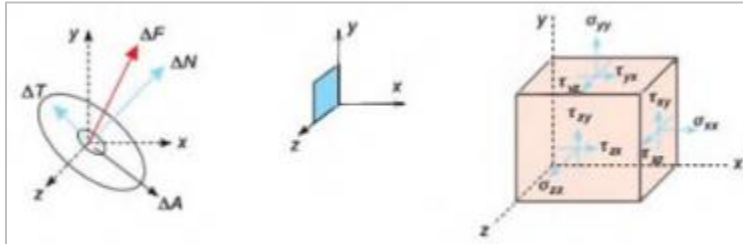


Figura 6-1. Esfuerzos en tres dimensiones. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

Si el cuerpo está en equilibrio, entonces no puede rotar y por tanto  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ ,  $\tau_{yz} = \tau_{zy}$  y  $\tau_{xz} = \tau_{zx}$  y se dice que el tensor es simétrico.

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{pmatrix}$$

Además, el cuerpo se representa sobre los planos principales entonces  $\tau = 0$  y el tensor resultaría de la siguiente manera:

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix}$$

La suma de los 3 esfuerzos principales se denomina como 1ª invariante del tensor de esfuerzos. Se le llama invariante porque el valor es independiente de la elección del sistema de coordenadas:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

Otras 2 invariantes del tensor de esfuerzos son:

$$I_2 = -(\sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1 + \sigma_1 \cdot \sigma_2)$$

$$I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$$

El estado tridimensional de esfuerzos en un punto queda representado por un elipsoide (Véase Figura 6-2 y Tabla 6-1):

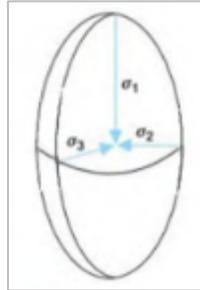


Figura 6-2. Elipsoide de esfuerzos. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

Tabla 6-1. Diferentes estados de esfuerzos, por la forma del elipsoide o por los valores relativos.

| FORMA DEL ELIPSOIDE   | VALOR RELATIVO DE ESFUERZOS                           |
|---|---|
| Uniaxial: $\sigma_1 \neq 0; \sigma_2 = \sigma_3 = 0$          | Axial: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$               |
| Biaxial: $\sigma_1 \neq 0; \sigma_3 \neq 0; \sigma_2 = 0$     | Poliaxial: $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$     |
| Triaxial: $\sigma_1 \neq 0; \sigma_2 \neq 0; \sigma_3 \neq 0$ | Hidrostático: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$ |

Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

En la Figura 6-3 se representan los estados indicados anteriormente, mediante ensayos laboratorio.

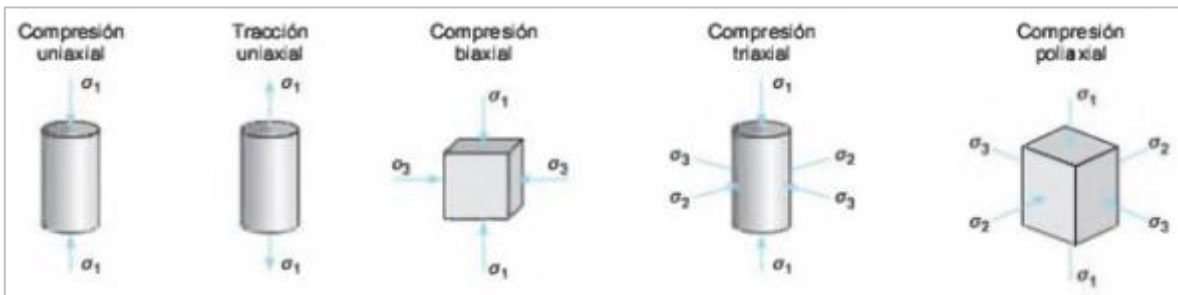


Figura 6-3. Diferentes estados de esfuerzos aplicados a probetas de laboratorio. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

➤ *Cálculo de  $\sigma_n$  y  $\tau$  sobre un plano*

Para determinar los esfuerzos que actúan sobre una falla o un plano de rotura en una

probeta de laboratorio, en primera medida, se debe conocer el valor del esfuerzo normal y el tangencial. En la Figura 6-4 se ilustra las componentes de estos esfuerzos actuando sobre un plano.

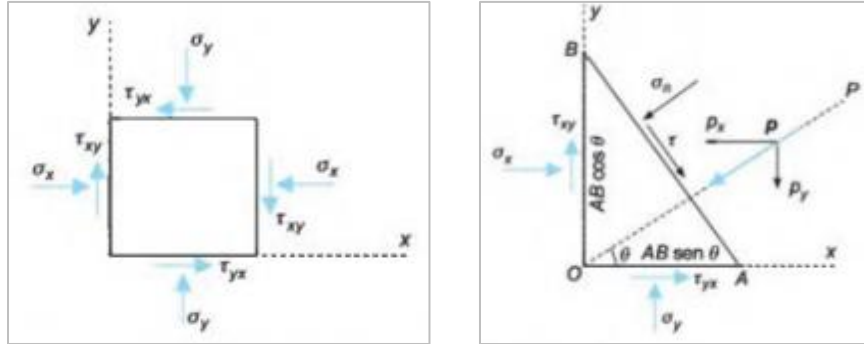


Figura 6-4. Fig. Izq.: componentes del estado de esfuerzos en dos dimensiones; Fig. Der.: esfuerzo normal y tangencial sobre un plano. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

Considerando equilibrio de fuerzas, las componentes  $\sigma_n$  y  $\tau$  para cualquier plano quedan definidas por:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2\theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta$$

$$\tau = -\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta + \tau_{xy} \cdot \cos 2\theta$$

En términos de esfuerzos principales y actuando sobre planos principales tenemos:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\theta$$

Según esta fórmula el  $\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ , es cuando  $\sin 2\theta = 1$  y por tanto  $\theta = 45^\circ$ . Tanto el esfuerzo normal como el tangencial se pueden obtener por medio del círculo de Mohr (véase Figura 6-5).

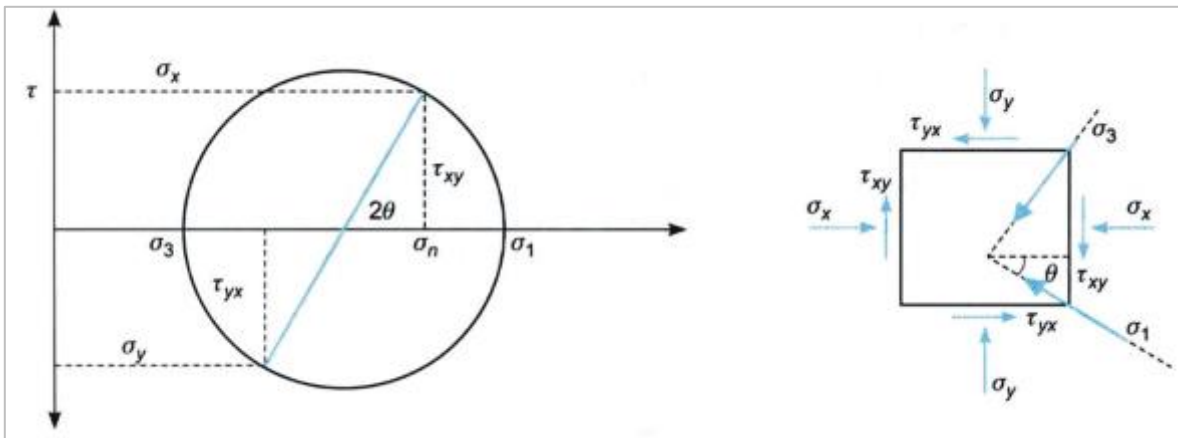


Figura 6-5. Representación gráfica mediante el círculo de Mohr de los esfuerzos actuando sobre el plano vertical de la derecha. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

➤ *Conceptos de los esfuerzos in-situ e inducidos en macizos rocosos*

Como esfuerzos actuantes en una excavación subterránea son de dos tipos: naturales e inducidos (Véase Figura 6-6 ). Las primeras corresponden al estado de esfuerzos naturales como consecuencia de los procesos tectónicos, gravitacionales, etc., y el segundo tipo dependen de la redistribución de esfuerzos consecuentemente por la excavación.

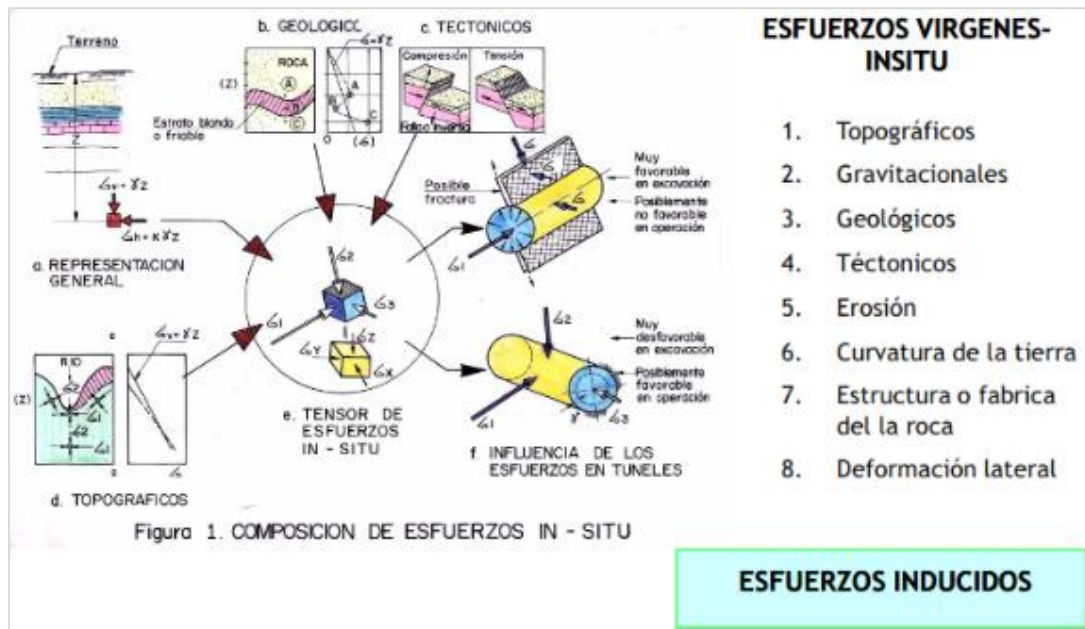


Figura 6-6. Geo-mapa de esfuerzos. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b)



Para complementar la parte conceptual de este capítulo, a continuación, se presenta de manera general los diferentes tipos de esfuerzos in-situ y esfuerzos actuantes en macizos rocosos:

**Esfuerzos naturales o in-situ:** Estado de esfuerzos existentes en la roca previa a una acción antrópica. El estado de esfuerzos es resultado de varios procesos en la historia geológica del macizo rocoso.

**Esfuerzos residuales o remanentes:** Estado de esfuerzos permanente en el macizo rocoso incluso después de que la fuerza generadora haya cesado (fuerzas por actividad tectónica o cambios en la sobrecarga).

**Esfuerzos tectónicos:** Estado de esfuerzos debido al desplazamiento relativo de las placas litosféricas, dicho en otras palabras, causado por las fuerzas generadas por movimiento de las placas tectónicas.

**Esfuerzos gravitacionales:** Estado de esfuerzos debido a la carga litostática, es decir, causado por el peso de la sobrecarga de roca.

**Esfuerzos térmicos:** Estado de esfuerzos debido a los cambios de temperatura.

**Esfuerzos inducidos:** Es el estado de esfuerzos in-situ originado como respuesta a las acciones constructivas donde el campo de esfuerzos se modifica y se refleja en deformaciones según su comportamiento elástico o plástico (esfuerzo natural perturbado por ingeniería).

**Esfuerzos regionales:** Estado de esfuerzos en el entorno de un extenso dominio geológico.

**Esfuerzos locales:** Estado de esfuerzos en el entorno de un macizo rocoso localizado dentro de un dominio geológico pequeño.

## 6.1. Estado de Esfuerzos in-situ

Las tensiones naturales o in-situ son las que existen en una determinada zona de la corteza terrestre, previamente a que ésta haya sido sometida a la realización de cualquier tipo de excavación. El campo tensional en un punto de la corteza terrestre en un momento dado depende de una serie de fuerzas de distinto origen y carácter a las que se ve sometido en ese momento y se ha visto sometido a lo largo de toda su historia geológica el macizo rocoso. entre estas fuerzas las que tienen mayor significación son las gravitacionales.

El primer paso que se debe tener en cuenta al momento de plantear la construcción de un túnel u obra subterránea, es el pleno conocimiento del estado natural de esfuerzos al que se encuentra sometida la masa rocosa por consecuencia de su historia geológica, los esfuerzos en el interior están producidos por las fuerzas exteriores aplicadas y por el peso propio del material. También se debe tener en cuenta que las obras de ingeniería influyen en el estado de las tensiones in-situ, ya sea con el aporte de nuevas fuerzas o modificando la distribución de las existentes, p.e. cuando se realizan excavaciones subterráneas, este proceso genera un desequilibrio, por lo que dicho desequilibrio puede llegar a ocasionar que el terreno colapse entorno al túnel. El estado o sistema de esfuerzos resulta en ocasiones complejo y en muchas ocasiones estas mediciones no son comunes y menos en proyectos lineales de ingeniería dado el alto costo en la ejecución de las pruebas. Por tanto, es fundamental el conocimiento del estado tensional in-situ, ya que la estabilidad de un túnel y las obras subterráneas en general, dependen esencialmente, de la magnitud y orientación de estos esfuerzos.

### **6.1.1. Orientación de los esfuerzos principales in-situ**

El esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ), se orienta de manera perpendicular a las fallas inversas, siendo este esfuerzo el de mayor influencia sobre el efecto de squeezing. Por otra parte, el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ), se orienta perpendicular a la cobertura y al valle, lo anterior, comprobado con mediciones en la cordillera tanto en Colombia como en otros lugares del mundo. Así mismo, existen algunos casos de proyectos en túneles donde el efecto de la cobertura influye también en el fenómeno de squeezing, así como los esfuerzos horizontales.

El esfuerzo con mayor influencia en la corteza terrestre, son los esfuerzos tectónicos cuyos efectos se manifiestan en los movimientos de las placas tectónicas, principalmente generados en las deformaciones de las masas rocosas o en la liberación brusca de energía en forma de sismos. Estos esfuerzos pueden ser liberados de distintas formas, desde terremotos y desplazamientos en fallas hasta explosiones de la roca, fracturas y deformaciones excesivas como fallas y plegamientos en excavaciones subterráneas.

En algunos casos, el estado de esfuerzos iniciales es tan alto que producen la falla del material rocoso debido a que los esfuerzos son superiores a la resistencia de la roca. Según Goodman (1989) si el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) es 25% superior a la resistencia a la compresión inconfina de la roca, pueden aparecer agrietamientos o procesos de inestabilidad durante la ejecución de la excavación. Las lutitas o rocas de naturaleza arcillosa con bajos niveles de resistencia, las condiciones de falla de roca se deben a la concentración de esfuerzos que pueden producir el fenómeno denominado “Squeezing Ground” que se manifiesta en severas deformaciones del material rocoso como si fuera “extruido” dentro de la excavación.

### **6.1.2. Esfuerzos geostáticos.**

Este tipo de esfuerzos naturales se producen como consecuencia del peso propio de los materiales geológicos. Si en un punto determinado no actúan otro tipo de esfuerzos, el estado natural de esfuerzos es el correspondiente a las fuerzas gravitacionales que ejercen los materiales suprayacentes y confinantes, y primarían los esfuerzos en vertical y en horizontal (esfuerzos principales):

$$\sigma_1 = \sigma_v ; \quad \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_H$$

En el caso donde las formaciones geológicas de roca son relativamente uniformes, tales como extensiones de topografía regular, los esfuerzos verticales pueden determinarse por el peso de la roca a cierta profundidad, mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Donde:

$\gamma$  = Peso específico de la roca

$z$  = La profundidad desde la superficie o espesor de materiales

De acuerdo con los datos obtenidos por Hoek y Brown (1980), en la Figura 6-7 se puede observar valores que presentan gran dispersión a poca profundidad, lo cual se asocia a los rangos de precisión de las técnicas utilizadas para determinar los estados de esfuerzos in-situ además de alguna variación que produzca la geología lito-estratigráfica y estructural. Por consiguiente, la magnitud del esfuerzo vertical que aproximadamente es del orden de 0,027 MPa/metro (1 MPa  $\approx$  40 metros) siendo válido, en cierta medida, para zonas con topografía llanas o poco accidentada, donde tanto en superficie como en profundidad las direcciones de los esfuerzos principales son la vertical y la horizontal. Además, se observa que, a profundidades menores de 500 m, los esfuerzos horizontales son notablemente mayores a los verticales.

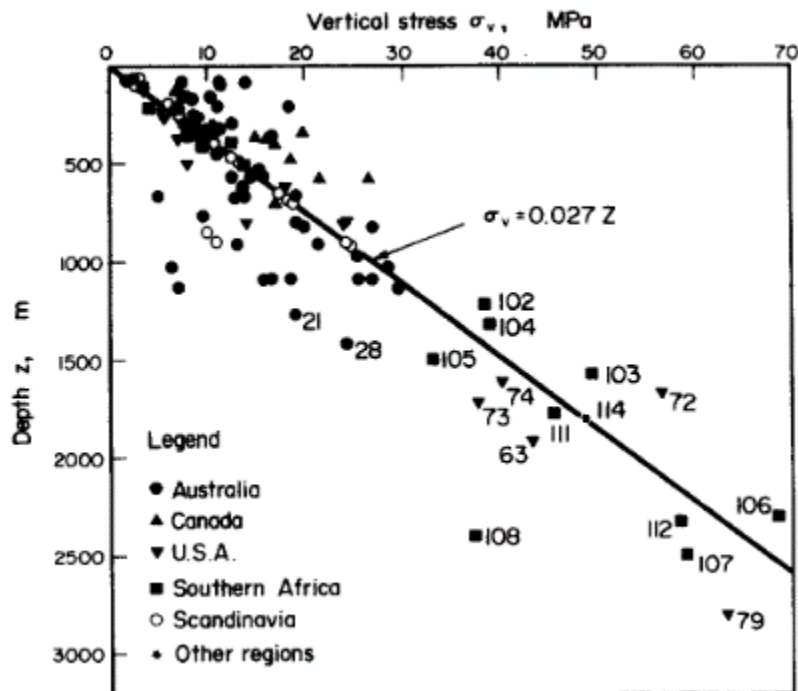


Figura 6-7. Variación del esfuerzo vertical con la profundidad (Hoek y Brown, 1980).  
Fuente: (Brown & Hoek, 1978)

Por tanto, el esfuerzo horizontal es más difícil de estimar y está condicionado por el

coeficiente **k**. la relación en un punto entre el esfuerzo horizontal y el vertical recibe el nombre de **k**, y se expresa de la siguiente manera:

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\text{esfuerzo horizontal}}{\text{esfuerzo vertical}}$$

de este modo, el esfuerzo horizontal sería:

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

La constante **k** se define principalmente, dentro del comportamiento del macizo rocoso, como la relación existente entre los esfuerzos principales horizontal y vertical, donde los esfuerzos horizontales se ven afectados por la tectónica existente en la corteza terrestre, y en el caso de los esfuerzos verticales, en algunas situaciones puede ser afectado por las tensiones tectónicas horizontales y en esencia por la topografía irregular en la corteza terrestre.

Por otra parte, los esfuerzos compresivos verticales ocasionan en las rocas, esfuerzos laterales horizontales, tendiendo a expandir la roca en direcciones transversales con respecto a las cargas verticales, el campo gravitacional de esfuerzos induce un campo de esfuerzos horizontales con el cual se relaciona a través del coeficiente de Poisson cuando la expansión lateral está impedida en el interior de la masa rocosa.

Para el caso de un estado de esfuerzos debido al peso propio del material sin deformaciones horizontales, llamado estado de reposo y solo debe ser usada para macizos homogéneos con propiedades isotrópicas, se hace uso de la teoría de elasticidad y se propone el uso de:

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

Donde  $\nu$  es el coeficiente de Poisson y teóricamente varía de 0 a 0.5; aunque frecuentemente se encuentra entre 0.15 y 0.35. En cuerpos elásticos sometidos a compresión simple, la expresión transversal puede expresarse por la relación de Poisson, considerando a las expansiones con signo (-) y a las compresiones con signo (+) se tiene:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Donde:

$\varepsilon_t$  = deformación transversal

$\varepsilon_l$  = deformación longitudinal

En el caso donde la roca no es libre de expandirse transversalmente tenemos que  $\varepsilon_t = 0$ , se origina un esfuerzo transversal cuyo valor se puede determinar de la siguiente manera:

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

En el caso de rocas blandas las cuales presentan módulos de elasticidad bajos, son de baja resistencia, en su defecto, este tipo de rocas presentan coeficientes de Poisson altos cercanos a 0.5 y por consiguiente se obtienen valores del esfuerzo horizontal ( $\sigma_h$ ) altos, a diferencia de las rocas de resistencia alta. Sin embargo, las rocas blandas se ven afectadas por la aparición de grietas generadas por estos esfuerzos horizontales, siendo mayor en las partes cercanas a las superficies excavadas en materiales blandos.

Considerando un valor medio del coeficiente de Poisson de 0.25, la relación  $k$  vale aproximadamente  $k \approx 1/3$  ó  $\sigma_h = 0.33 \cdot \sigma_v$ , se tiene materiales de comportamiento elástico.

En la Figura 6-8, se presenta, como parte de su recopilación de datos, un estudio realizado por el Dr. Evert Hoek donde se comparan diferentes estados de tensiones, obtenidos para túneles en roca de diversos proyectos realizados a escala global, con respecto a la profundidad en que se encuentra la excavación. De acuerdo a esta gráfica, se observa que para profundidades importantes se dan condiciones hidrostáticas donde el valor de la constante  $k = 1$  o se mueve estrechamente en un rango entre 0.5 y 1; sin embargo, esta relación no sería correcta si se trata de obras subterráneas en zonas someras o que han sido diseñadas y ejecutadas a menos de 500 m de profundidad, donde el valor de  $k$  puede ser mayor de 1. De acuerdo a la gráfica se observa que, en las primeras profundidades, el valor de  $k$  puede oscilar desde algo menos de la unidad hasta 3 o 3.5 veces (situación no

muy acertada para rocas). Aunque, no se puede decir que siga un criterio definido. Consecuentemente, los valores de las tensiones pueden ser significativamente diferentes.

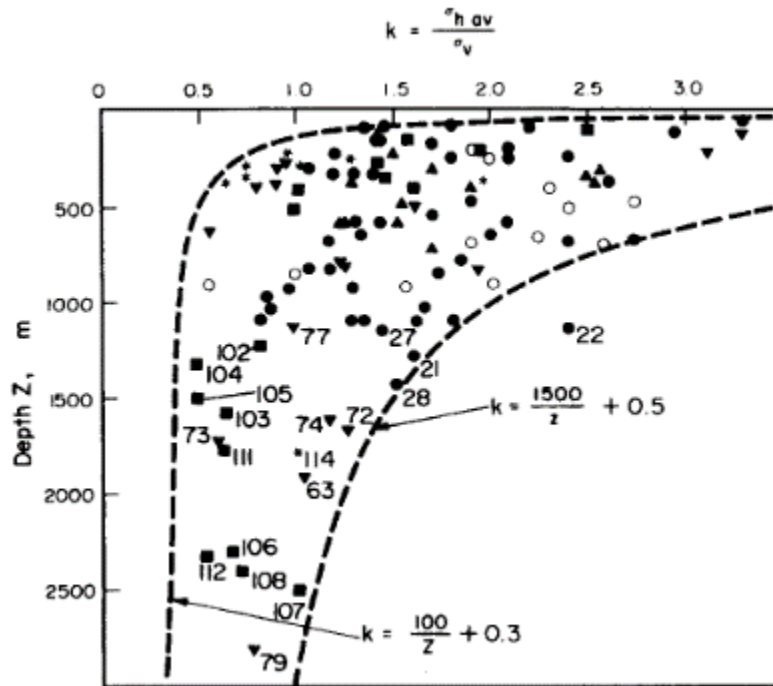


Figura 6-8. Variación de la relación  $k = \sigma_H / \sigma_V$  con la profundidad (Hoek y Brown, 1980).  
Fuente: (Brown & Hoek, 1978)

Asimismo, y con respecto a estas mediciones realizadas por Hoek y Brown (1980), en zonas de gran plegamiento o de gran actividad tectónica, el esfuerzo vertical mantiene la sencilla relación de  $\sigma_v = \gamma \cdot z$ ; sin embargo, el valor de  $k$  viene comprendido entre:

$$\frac{100}{z} + 0.3 \leq k \leq \frac{1500}{z} + 0.5$$

Estas mediciones del valor de  $k$  fueron realizadas en los siguientes países: Australia, USA, Canadá, Escandinavia, Sudáfrica, y otras regiones.

En un caso contrario donde las rocas no presentan comportamiento elástico, puede llegar a ocurrir *creep* o deformación plástica, lo que significa, en términos de esfuerzos cortantes, que el material no logra soportar estos esfuerzos a lo largo de tiempos geológicos, y la componente horizontal se igualará al cabo del tiempo a la vertical, produciéndose un campo de tensiones hidrostático en donde  $\sigma_H = \sigma_V$  y  $k = 1$ . Esta situación se da a grandes

profundidades.

Existen también otros factores que afectan las cargas gravitacionales dentro de los que se tienen: las variaciones laterales de densidad en los materiales; los efectos topográficos, comúnmente en zonas superficiales, p.e. diferencias en las elevaciones topográficas, los cuales dan origen a una distribución no uniforme de las fuerzas: los procesos de erosión, los cuales se encargan de liberar cargas a los materiales infrayacentes generando descompresión que pueden llegar a ocasionar rompimiento en la roca, p.e. las fracturas horizontales en las rocas ígneas, o las fracturas subverticales paralelas a las laderas de los valles creados por erosión.

#### ***6.1.2.1. Efectos que separan el campo tensional natural del gravitacional elástico.***

Como fue mencionado en algunas partes de este numeral, existen varios efectos que separan el campo tensional natural del elástico, y que deben ser tenidos en cuenta al momento de realizar un modelo de comportamiento de una excavación, entre los que son importantes de mencionar:

##### ***6.1.2.1.1. Topografía.***

Normalmente se asume en un terreno horizontal que las direcciones de los esfuerzos principales son verticales y horizontales, la orientación se mantiene en profundidad. Sin embargo, según observaciones hechas por Anderson (citado por Goodman, 1989), las fallas normales e inversas tienen inclinación de 60° y 30°, respectivamente. Por ello, es frecuente ver que los esfuerzos horizontales son mayores a los verticales, aunque en profundidad, ambos tienden a ser iguales, como una condición hidrostática (véase Figura 6-9 lado izq.); conocida como la “Regla de Heim”, 1878 (citado por Hoek y Brown, 1985).

En zonas escarpadas o terrenos inclinados como p.e. valles profundos, cañones, fiordos, o ríos encajados, los esfuerzos normales al terreno tienden a ser nulos superficialmente y



aumentar en profundidad; por el contrario, los otros esfuerzos principales, presentan valores diferentes de cero cerca de la superficie. Además, la concentración de esfuerzos en la base del valle en forma de "V" podría ser tal, que los empujes de los materiales situados en los laterales harán que aumente de manera significativa la tensión horizontal perpendicular a la estructura ( $\sigma_H > \sigma_V$ ) en el fondo de la depresión, siendo estos esfuerzos similares o mayores a la resistencia de la roca (véase Figura 6-9, lado der.). De esta manera, se observa que los esfuerzos en superficies convexas son menores que en superficies cóncavas.

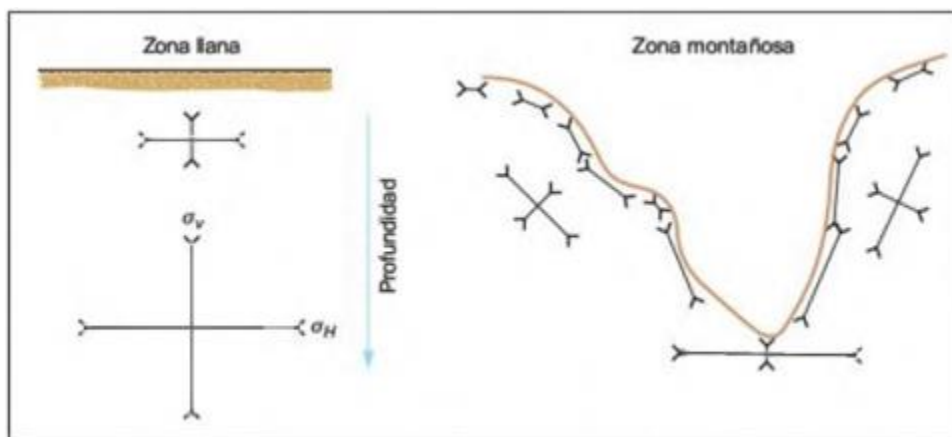


Figura 6-9. Influencia de la topografía en los estados de esfuerzos iniciales. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

#### 6.1.2.1.2. Erosión.

En un estado de equilibrio elástico inicial se genera un proceso de erosión importante y los esfuerzos horizontales se mantienen, entonces éstas tenderán a ser relativamente mayores de lo que inicialmente eran. Por tanto, este efecto es el principal responsable de que no se cumplan las condiciones elásticas e hidrostáticas, dando lugar a valores de  $k$  superiores a 1, haciendo que el  $\sigma_V$  (esfuerzo vertical) disminuya, manteniéndose  $\sigma_H$  (esfuerzo horizontal) constante, pudiendo llegar a ser  $\sigma_H > \sigma_V$ .

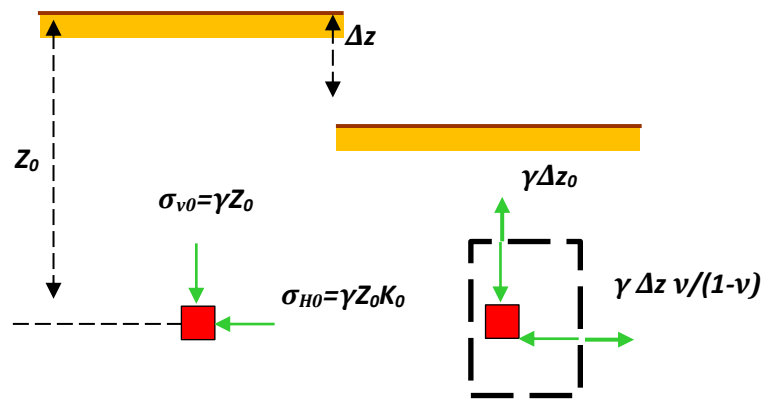
A continuación, se explica brevemente como es la variación de la relación de esfuerzos  $k$  por causa del proceso de erosión:

1. Se tiene que los esfuerzos originales vertical y horizontal son:

$$\sigma_{v0} = \gamma \cdot z_0$$

$$\sigma_{H0} = \sigma_{v0} \cdot k = \gamma z_0 K_0$$

2. Después de no contar con un espesor de recubrimiento  $\Delta z$  por erosión, los nuevos valores de los esfuerzos,  $\sigma_H$  y  $\sigma_V$ , serán:



$$\sigma_V = \gamma z_0 - \gamma \Delta z$$

$$\sigma_H = \gamma z_0 K_0 - \gamma \Delta z v / (1 - v)$$

3. Por tanto, el nuevo valor de  $k$  para  $z = z_0 - \Delta z$  será:

$$K(z) = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = \frac{\gamma z_0 K_0 - (\gamma \Delta z v / (1 - v))}{\gamma z_0 - \gamma \Delta z}$$

$$K(z) = K_0 + \left[ \left( K_0 - \frac{v}{1 - v} \right) \Delta z \right] \frac{1}{z}$$

Donde:

$K_0$ : relación inicial de esfuerzos, antes de la pérdida de carga;

$z = z_0 - \Delta z$ : profundidad que corresponde a la profundidad inicial menos la disminución en la columna del terreno.

#### *6.1.2.1.3. Esfuerzos residuales.*

Los esfuerzos residuales son inducidos en la roca consecuentemente, por los procesos de su formación y pueden generarse por presiones debidas a la cristalización y por gradientes térmicos elevados. Por consiguiente, estos esfuerzos son los que permanecen almacenados o acumulados en las rocas aun cuando han dejado de actuar sobre ellas fuerzas externas como las tectónicas, en otras palabras, estos esfuerzos son lo que las rocas logran conservar después de que haya cesado la causa que los produjo, p.e. causas tectónicas o gravitacionales. La desaparición súbita del confinamiento trae consigo la aparición de grietas o bien su propagación si ya existían, así como caída de cuñas, fragmentos de roca, etc.

En el caso de rocas ígneas donde el enfriamiento del magma produce la cristalización de los minerales a distintas condiciones tanto de presión como de temperatura, esto genera, según la zona del magma, diferentes niveles de tensiones, que se irán disipando lentamente, y por consiguiente dan lugar a los esfuerzos residuales. También, en algunas ocasiones, ocurren en rocas de tipo sedimentarias que hayan sido afectadas en el pasado por procesos de tectonismo.

En el caso de afloramientos de las rocas metamórficas, estas reaccionan de una manera distinta debido a que tanto el estado de tensión como la temperatura son distintas a su formación inicial. Esto da como resultado una relajación parcial de tensiones y otras confinadas (esfuerzos residuales).

#### *6.1.2.1.4. Efecto de las inclusiones o diques.*

En una serie sedimentaria donde predomina la heterogeneidad tensional (materiales con diferentes módulos de Young), se llegase a generar una intrusión de un dique y posteriormente tiene lugar un gran efecto de compresión, el dique al presentar un comportamiento rígido, este tenderá a concentrar las tensiones horizontales (véase Figura 6-10).

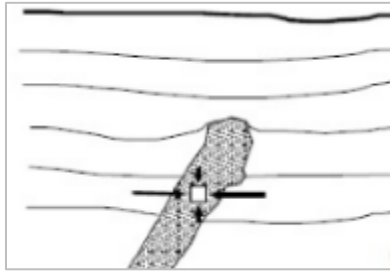


Figura 6-10. Efecto de las inclusiones-diques. Fuente: (Jacinto Juárez, 2016)

#### 6.1.2.1.5. Efecto de las discontinuidades.

Este tipo de efecto se presentan generalmente en zonas falladas, éstas tienden a convertir toda la energía en deformación. Como, por ejemplo, en una zona muy comprimida tectónicamente ( $\sigma_H > \sigma_V$ ) al producirse la rotura, se liberan las tensiones concentradas dando origen a la deformación de la corteza, por lo que las tensiones horizontales y verticales variarán de manera importante tendiendo a ser mínimas en dirección normal a la falla. Estos fenómenos suelen repetirse, originando sismos de mayor o menor escala. (Véase Figura 6-11).

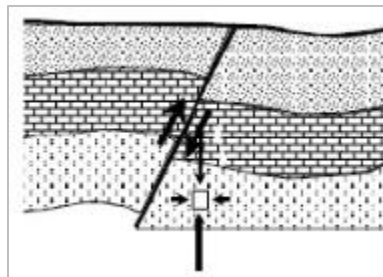


Figura 6-11. Efectos de las discontinuidades. Fuente: (Jacinto Juárez, 2016)

#### 6.1.3. Esfuerzos de origen tectónico.

Estos esfuerzos son originados a partir del movimiento de placas tectónicas siendo la base fundamental de los esfuerzos presentes en las rocas. Por consiguiente, los movimientos causados por estos esfuerzos, dan lugar a esfuerzos de compresión horizontales que por lo general exceden en magnitud a los esfuerzos verticales, ocasionando teóricamente que

la relación de esfuerzos  $k$  sea mayor a la unidad.

Además, cuando se trata de estructuras tectónicas, estas son las principales causantes de los estados tensionales dentro de los macizos rocosos, en algunos casos las estructuras producen elevados esfuerzos, anisotropías o anomalías locales, también modifican las direcciones de los esfuerzos. Por tanto, en regiones determinadas o específicas, se lleva un seguimiento muy riguroso del campo tensional en cuanto se refiere a las direcciones de los esfuerzos tectónicos principales y de las estructuras tectónicas regionales. Sin embargo, puede ocurrir, que las estructuras de menor alcance pueden modificar localmente la dirección de los esfuerzos regionales (diques, cuerpos intrusivos, fallas locales, diapiros, volcanes, etc.).

Como se explicó al inicio de este numeral (Esfuerzos de Origen Tectónico), los cuales son consecuencia de las fuerzas que actúan en las placas litosféricas y, además, de manera muy significativa e importante, son los causantes de que ocurran los diferentes mecanismos de subducción y colisión a lo largo de las fallas transformantes. Como dato importante, las influencias de estas fuerzas provocan en la litosfera tensiones del orden de 25 MPa, siendo este valor relativamente bajo, debido a las propiedades viscoelásticas de la litosfera sufren un efecto amplificador al actuar de manera constante a lo largo de periodos de tiempo muy largos (millones de años). Lo anterior, causa efectos sobre la resistencia de las rocas, en este caso superando significativamente su resistencia dando origen a las deformaciones tectónicas.

A partir de las características tectónicas observadas regionalmente en la zona a estudiar, en la Figura 6-12, se puede tener una idea aproximada de cómo es el campo tensional.

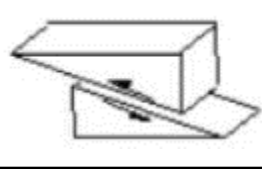
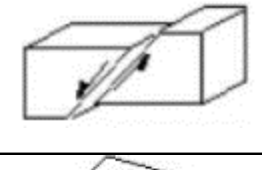
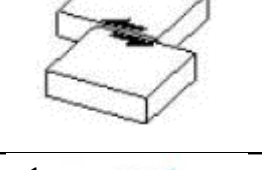

| EFECTOS DE LA TECTÓNICA  |   |  |   |
|--|---|--|---|
|   | $\sigma_3 = \sigma_v$<br>$\sigma_1 = \sigma_{hmax}$<br>$\sigma_2 = \sigma_{hmin}$ | CABALGAMIENTO O FALLA INVERSA<br><i>Fuerzas compresivas</i><br>$\sigma_1 > \sigma_2 \geq \sigma_3$ | $\sigma_3$ vertical, predominantemente en zonas orogénicas, zonas de subducción |
|   | $\sigma_1 = \sigma_v$<br>$\sigma_2 = \sigma_{hmax}$<br>$\sigma_3 = \sigma_{hmin}$ | FALLA NORMAL<br><i>Fuerzas distensivas</i><br>$\sigma_1 > \sigma_2 \geq \sigma_3$                  | $\sigma_1$ vertical, dominante en dorsales y rifts                              |
|   | $\sigma_2 = \sigma_v$<br>$\sigma_1 = \sigma_{hmax}$<br>$\sigma_3 = \sigma_{hmin}$ | FALLA EN DIRECCIÓN<br><i>Fuerzas de cizalladura</i><br>$\sigma_1 \geq \sigma_2 > \sigma_3$         | $\sigma_2$ vertical, dominante en zonas de falla transformante                  |
|  | $\sigma_v$<br>$\sigma_{h1}$<br>$\sigma_{h2}$                                      | PLIEGUE<br>$\sigma_{H2} < \sigma_{H1}$<br>$\sigma_{H1} > \sigma_v$                                 | Ver *Nota 1   |

Figura 6-12. Estimación de las relaciones tensionales en función de las características tectónicas observadas en superficie. Fuente: (Jacinto Juárez, 2016)

**\*Nota 1:** a continuación, se ilustra las variaciones del esfuerzo vertical a lo largo de dos secciones transversales. En el primer caso se atraviesa una intercalación de rocas blandas (arcillolita) y en el segundo caso una de rocas duras (areniscas) en un pliegue sinclinal y anticlinal. (Véase Figura 6-13)

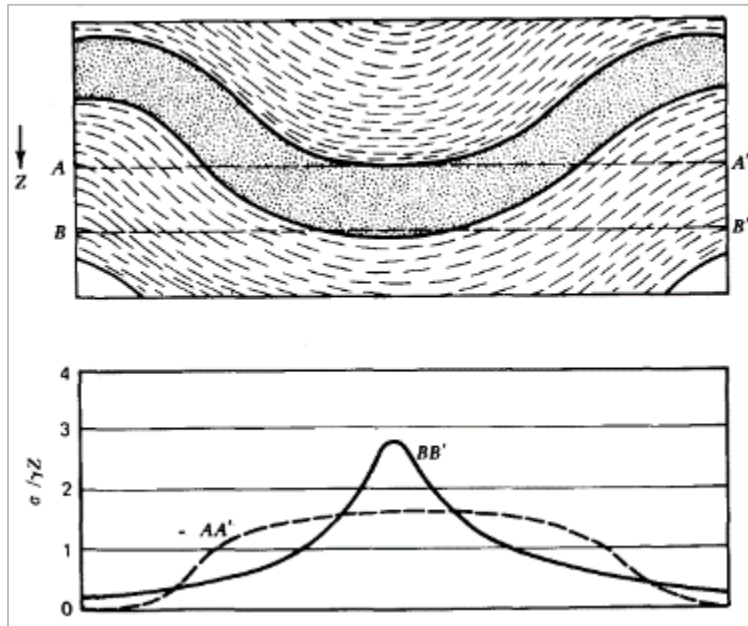


Figura 6-13. Efectos de los pliegues en la heterogeneidad, roca estratificada en los esfuerzos verticales. Fuente: (Goodman, 1989)

- **A – A'**: En el punto más bajo del límite superior del sinclinal, el  $\sigma_v$  puede aumentar en un 60%; por el contrario, debajo del anticlinal la relación  $k$  es cero.
- **B – B'**: En el punto más bajo del sinclinal la concentración de esfuerzos es muy alta, por tanto, el  $\sigma_v$  experimenta una alteración en aumento por la concentración de esfuerzos en el contacto.

De acuerdo a la figura anterior (Figura 6-13), en todos los casos explicados, la orientación tensional indicada es la existente en el momento en el que se formaron las estructuras en cuestión, pero el campo tensional pudo haber sido modificado con el paso del tiempo. No obstante, en muchos casos y particularmente en el de grandes estructuras regionales las orientaciones tensionales pueden ser conservadas.

#### 6.1.4. Esfuerzos de origen térmico.

Por lo general, estos esfuerzos se producen cuando existen fuerzas internas que contrarrestan de manera parcial o totalmente, las deformaciones por causa de la contracción o expansión de la roca homogénea ya sea por el calentamiento y enfriamiento

muy lentamente. La magnitud del campo de temperatura depende del flujo térmico que se manifiesta en la zona, el cual es generado por la existencia de cuerpos magmáticos a poca profundidad (rocas jóvenes), por la radioactividad de algunas rocas con presencia de uranio, potasio, por la disipación de calor almacenado en el núcleo del planeta o por combinación de ellas. La relación entre la deformación  $\varepsilon$  y el cambio de temperatura  $\Delta t$  es:

$$\varepsilon = \alpha \Delta t$$

Donde:

$\alpha$  = coeficiente de dilatación térmica en la dirección que se considere, expresada en  $^{\circ}\text{C}^{-1}$ .

Los esfuerzos cortantes ( $\tau$ ) generados en el interior del macizo rocoso por causa de la deformación impedida, y sin contar con la presencia de otras fuerzas, este se puede relacionar con el cambio de temperatura ( $\Delta t$ ) de la siguiente manera:

$$\alpha \cdot (\Delta t) = \frac{\sigma_t(1 - \nu)}{E}$$

Donde:

$E$ : Módulo de elasticidad del material

$\nu$ : Relación de Poisson

$\Delta t$ : cambio de temperatura

$\sigma_t$ : Esfuerzo de tensión por cambio de temperatura

De igual manera, los efectos ocasionados en la masa rocosa a partir de estos esfuerzos son principalmente la generación de fracturas y de zonas con estados de esfuerzos anisótopos en diques, lavas o materiales inyectados entre otros de diversas propiedades térmicas. En términos de cristalización o mineralogía en las rocas, también pueden llegar a generarse tensiones si éstos presentar diferentes constantes elásticas o coeficientes térmicos.

#### **6.1.5. Modelo de sheorey (1994).**



Este modelo busca estimar las tensiones presentes en la corteza terrestre, teniendo en cuenta la curvatura de la corteza terrestre, la variación de las constantes elásticas, las densidades medias y los coeficientes de expansión térmica en la corteza y manto terrestre. Desarrollado como un modelo de distribución termo-elasto-estático a escala terrestre. Su principal función es obtener el esfuerzo horizontal en formaciones blandas, fracturadas y generalmente débiles, el cual depende del módulo de elasticidad, por lo que fue corroborado con 46 datos de estados de esfuerzos medidos in-situ.

El modelo Sheorey (1994) tiene en cuenta los siguientes factores:

1. Gradiente térmico dentro de la corteza y manto terrestre (esfuerzos de origen térmico),
2. Variación no lineal del coeficiente de expansión térmica en profundidad,
3. Cambio de peso unitario en profundidad,
4. Variación de la constante elástica en profundidad y,
5. Desplazamiento dentro del manto.

Con relación a este modelo, se obtuvo una expresión general, con el fin de encontrar una estimación inicial de la relación  $k$  de esfuerzos.

$$k = 0.25 + 7 \cdot E_h \cdot \left[ 0.001 + \frac{1}{z} \right]$$

Donde:

$z$ : Profundidad (m).

$E_h$ : Promedio del Módulo de Deformación Horizontal de la corteza (GPa).

La expresión anterior es una simplificación con asignación de valores medios de la expresión más teórica (Sheorey *et al.*, 2002):

$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} + \frac{\alpha \cdot E_h \cdot G}{\gamma \cdot (1 - \nu)} \cdot \left( 1 + \frac{1000}{z} \right)$$

Donde:

$\nu$ : Coeficiente de Poisson,

$\alpha$ : Coeficiente de expansión térmica lineal de las rocas,  
 $G$ : Gradiente geotérmico en la zona de análisis y,  
 $\gamma$ : Peso específico de las rocas.

En la Figura 6-14 se observa gráficamente la relación entre los valores del coeficiente de  $k$  vs la profundidad para distintos valores normales del módulo elástico horizontal de los materiales. Esta relación es válida para macizos rocosos y dan el orden de magnitud de los esfuerzos horizontales, de esta forma se determinan valores frontera en la evaluación de los esfuerzos horizontales para cada profundidad. Como se puede observar, las curvas obtenidas en esta gráfica son similares a las presentadas en la Figura 6-8 [Variación de la relación  $k = \sigma_H / \sigma_V$  con la profundidad (Hoek y Brown, 1980)], es decir, los resultados obtenidos son en general bastante coherentes con los datos reales presentados por Hoek y Brown (1980). Por ello algunos autores como el señor Hoek et al. (1994), han aceptado esta formulación como punto de partida para la estimación del coeficiente  $k$ .

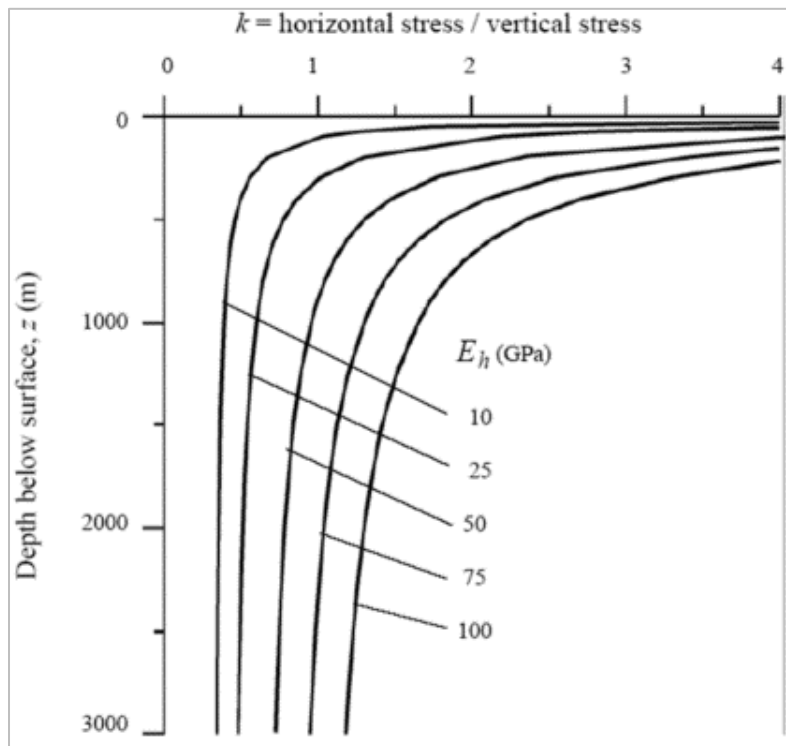


Figura 6-14. Relación entre el  $k$  de esfuerzos en función de la profundidad según la formulación de Sheorey para varios valores del módulo elástico horizontal según Hoek et al., (1995). Fuente: (Gutiérrez R., 2010)

### 6.1.6. Mapa de orientación de los esfuerzos principales.

Uno de los recursos vigentes y de mayor conocimiento para obtener información relacionada con la orientación de los esfuerzos, es el recurso de Mapa Mundial de Esfuerzos – “World Stress Map” (WSM). Este recurso es la recopilación global actualizada de la información de los campos de esfuerzos medidos en la corteza terrestre y los análisis de más de 40 científicos de 30 países diferentes. El WSM utiliza diferentes tipos de indicadores de esfuerzos y están agrupados en 4 categorías (Zoback, 1992; Reinecker, 204):

1. Mecanismos localizados de temblores
2. “Breakouts” y fracturas inducidas de pozos
3. Medidas de esfuerzos in situ (muestras de cores, Fracturamiento hidráulico, etc.)
4. Datos geológicos actuales (de análisis de fallas-desplazamientos y alineamientos)

de grietas volcánicas)

Los mapas de la Figura 6-15 y Figura 6-16, muestran la dirección del esfuerzo horizontal máximo ( $\sigma_{Hmáx}$ ) para Sudamérica y Centroamérica respectivamente.

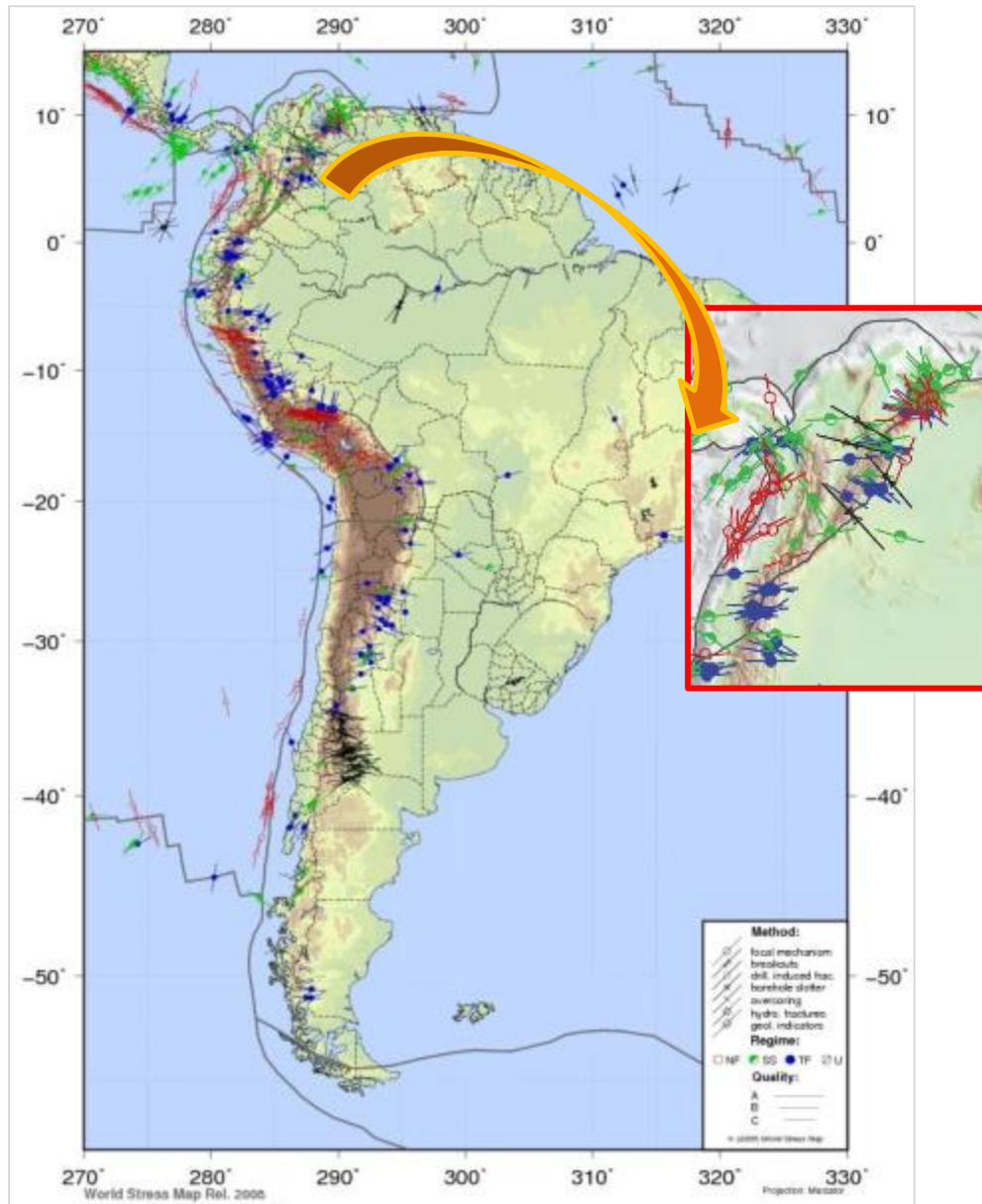


Figura 6-15. Mapa de orientación del esfuerzo horizontal máximo – Sudamérica. Fuente: “World Stress Map” (WSM). Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., and Müller, B. (2008): The 2008 release of the World Stress Map (available online at [www.world-stress-map.org](http://www.world-stress-map.org))

En regiones intraplacas donde los esfuerzos tectónicos se dan por simple interacción de las

fuerzas de atracción de la placa que subduce y las fuerzas de empuje de la dorsal oceánica o bien, por variaciones laterales de densidad en la litósfera. Estos empujes por lo general se concentran en sus bordes, siendo estas regiones esencialmente más estables en su interior. Aunque, existe actividad tectónica en su interior debida a movimientos verticales (distribución de terremotos dentro de la placa). Son estos movimientos verticales los causantes de los sistemas de cuencas y elevaciones intermedias que conforman la estructura característica de las regiones de intraplaca continental.

La gran región de Sudamérica, hace parte de las regiones intraplaca existentes y que responden a modelos de esfuerzos intraplaca. Por tanto, el esfuerzo horizontal máximo de compresión es muy uniforme, y la dirección del esfuerzo es E-W excepto en la cuenca amazónica y en los Andes. Un indicador importante para definir la dirección de los esfuerzos horizontales máximos, son las fuerzas de empuje de dorsales. En resumen, la orientación actual del campo de esfuerzos en regiones intraplaca depende del equilibrio de las fuerzas actuantes en la placa y de la geometría de la misma.

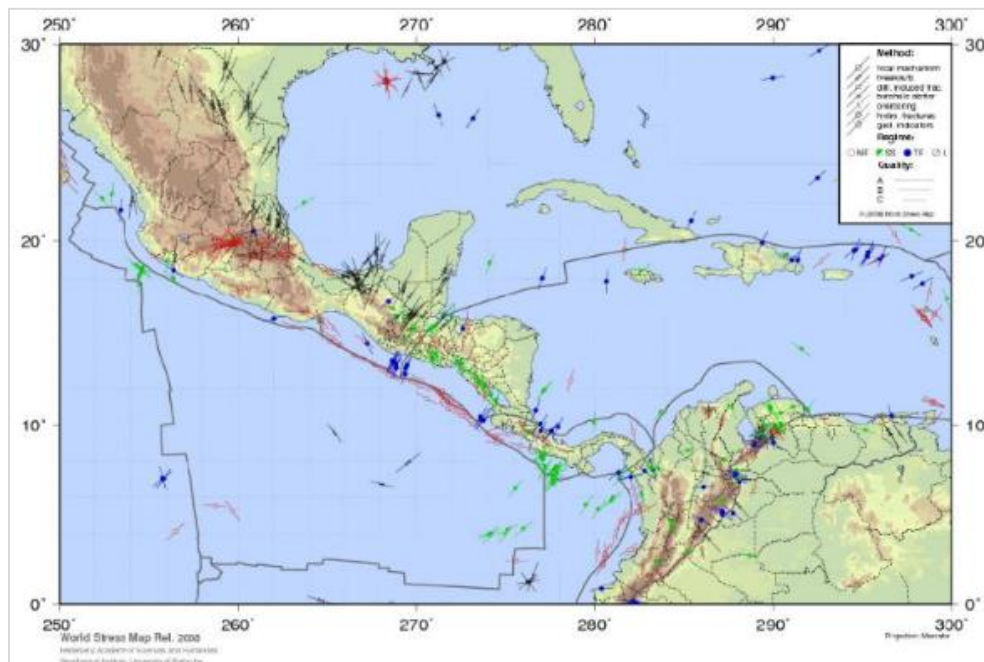


Figura 6-16. Mapa de orientación del esfuerzo horizontal máximo – Centroamérica.  
Fuente: “World Stress Map” (WSM). Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., and Müller, B. (2008): The 2008 release of the World Stress Map (available online at [www.world-stress-map.org](http://www.world-stress-map.org))

En la Figura 6-17 se representa la leyenda del WSM empleada para indicar la orientación del esfuerzo compresional horizontal máximo en cuanto se refiere al:

Método de medición: 1) mecanismo focal; 2) “breakouts”; 3) fracturas inducidas; 4) cores; 5) Fracturamiento hidráulico; 6) indicadores geológicos.

Calidad:

- 1) A ----- SH dentro de  $\pm 15^\circ$
- 2) B ----- SH dentro de  $\pm 20^\circ$
- 3) C --- SH dentro de  $\pm 25^\circ$

Régimen de esfuerzos:

- 1) ○ Régimen de falla normal
- 2) ● Régimen de falla de rumbo
- 3) ● Régimen de falla inversa
- 4) ∅ Régimen desconocido

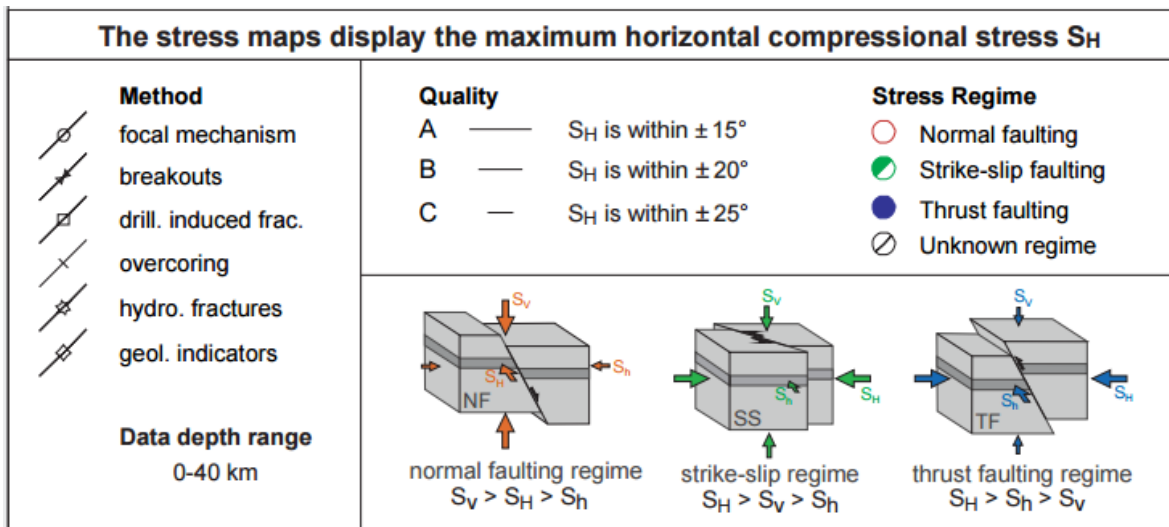


Figura 6-17. Leyenda del WSM. Fuente: “World Stress Map” (WSM). Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., and Müller, B. (2008): The 2008 release of the World Stress Map (available online at [www.world-stress-map.org](http://www.world-stress-map.org))

### 6.1.7. Métodos de medida de las tensiones naturales.

Los esfuerzos principales en un punto del macizo rocoso se definen por su orientación y magnitud, y debido a su compleja determinación, estos únicamente pueden ser determinados in-situ. Existen varios métodos para obtener estos esfuerzos, siendo tres técnicas las que han tenido mayor aceptación y aplicación en la práctica de la ingeniería. Estos métodos ofrecen ventajas y desventajas respecto a una particular aplicación, a continuación, se conceptualizan estos métodos.

### 6.1.7.1. Overcoring (sobreperforación).

- Medida de esfuerzos al reperforar un sondeo mediante registro de deformaciones.
- Se supone que el material es elástico e isotrópico.
- Se aplica la teoría elástica para convertir esfuerzos mediante deformaciones medidas, conociendo módulo de elasticidad y relación de Poisson.

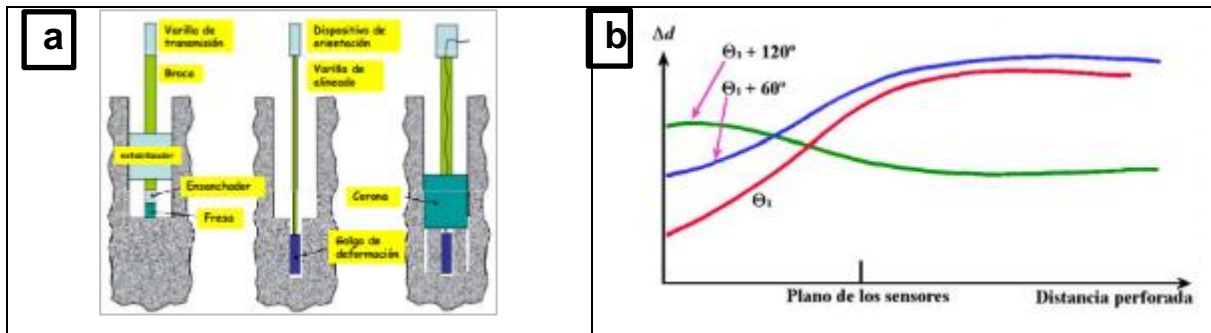
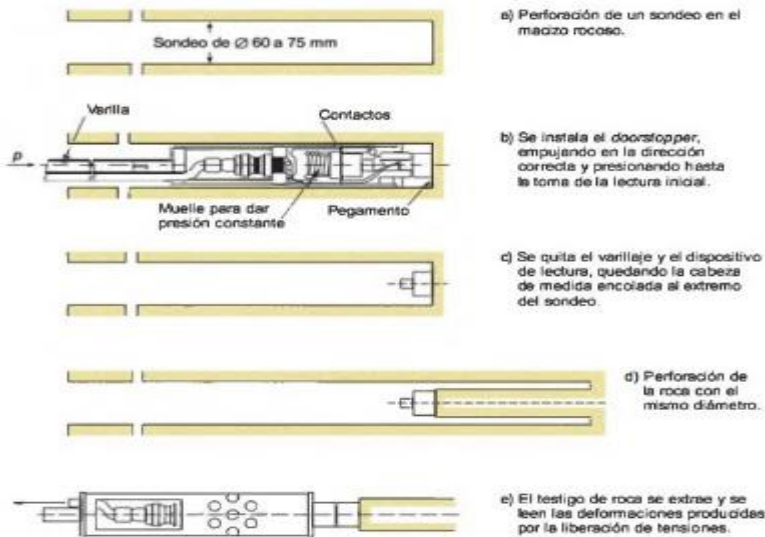


Figura 6-18. a) Método overcoring. b) Curva típica de un ensayo de overcoring. Fuente: (Delgado Martín, s. f.)

Los diferentes métodos de medición se describen a continuación:

## MÉTODO DEL DOORSTOPPER

### PROCEDIMIENTO



Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

Método pionero en la determinación de esfuerzos in-situ.

Presenta rapidez de ejecución y menor tamaño requerido para el taladro de sobreperforación (diámetro y longitud).

Adecuado para rocas fracturadas, sometida a grandes esfuerzos, ya que se necesita recuperar un testigo más corto.

Por trabajar con galgas extensométricas, no es recomendable su uso en ambientes muy húmedos o sumergido.

## MÉTODOS USBM Y CÉLULA TRIAXIAL CSIR

### PROCEDIMIENTO

#### USBM

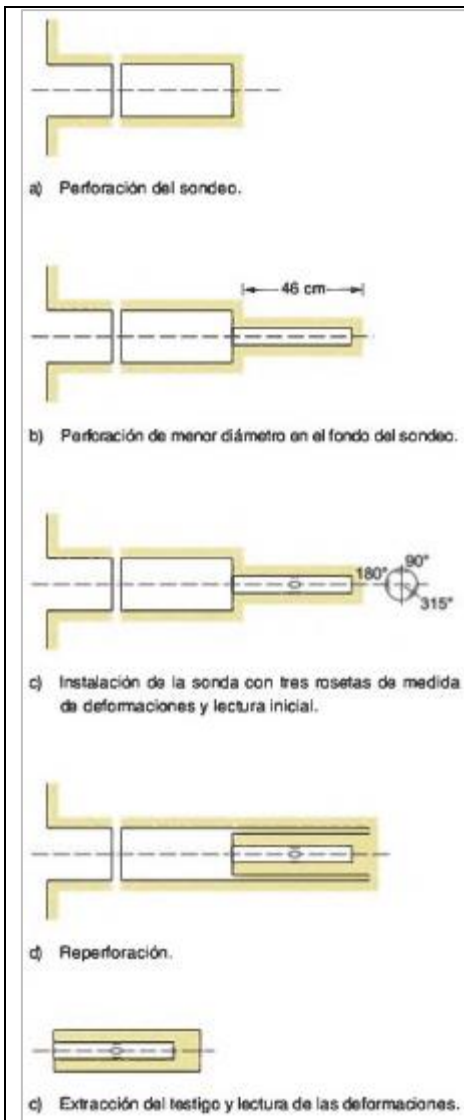
**Ventajas:**

- Permiten estimar las tensiones en dos dimensiones (célula biaxial).
- La celda es recobable y reutilizable.
- No requiere de cementante o pegante.
- La celda no se afecta por los esfuerzos en la roca.
- Es menos afectada por cambios de °T en la roca o por el agua durante perforación, ya que consiste en un puente completo instrumental.
- Mayor éxito en roca muy buena a dura en medición de esfuerzos, del orden del 80%.
- Se recomienda en medios isotrópicos, homogéneos y continuos.
- No se recomienda en rocas con bandeamientos o estratos intercalados blandos (afectan los pines de la celda).

**Desventajas:**

- Presenta limitaciones en rocas fracturadas.
- La celda puede ser afectada si el núcleo de roca se fractura en el proceso.
- Se requiere 3





Fuente: (González de Vallejo, 2002a)

sondeos paralelos y preferible ortogonales para obtener el tensor completo de esfuerzos. •Se pueden llegar a presentar afectaciones en las mediciones y en el contacto (celda-roca), siendo el caso en el que la roca es de grano grueso, presencia de discontinuidades, etc. •Se requiere calibración antes y después de su instalación.

### **CSIR**

**Ventajas:** •Permiten estimar, en una sola perforación, el campo completo de esfuerzos in-situ, es decir, los esfuerzos en tres dimensiones. •Ha mostrado tener una tasa alta de éxito en campo, por lo general, en rocas isotrópicas y con temperaturas entre 15 a 40 °C. •Se puede usar con tamaño de granos por encima de 4 a 5 mm. •El pegante de la celda tiende a mantener unido el núcleo de roca del tramo sobreperforado.

**Desventajas:** •La celda es costosa y se pierde. •No es recomendable en rocas fracturadas, débiles o blandas o rocas estratificadas y altos esfuerzos. •Su éxito depende mucho del proceso de instalación de la celda y de la adherencia del epóxico (tiempo curamiento epóxico entre 10 a 20 hr, mayores en ambientes húmedos y fríos). •No es posible el monitoreo de los extensómetros durante el proceso de medida.



### **6.1.7.2. Fracturamiento hidráulico.**

- Se puede realizar desde perforaciones en superficie o desde galerías (con

perforaciones).

- Se miden las presiones de agua inyectadas, así como los caudales registrados en tiempo real.
- Se debe orientar la perforación al menos con la dirección del esfuerzo principal menor in-situ.
- Se deben extraer los testigos para inspección de discontinuidades.
- Para túneles en hidroeléctricas se busca solo la magnitud del esfuerzo principal menor.

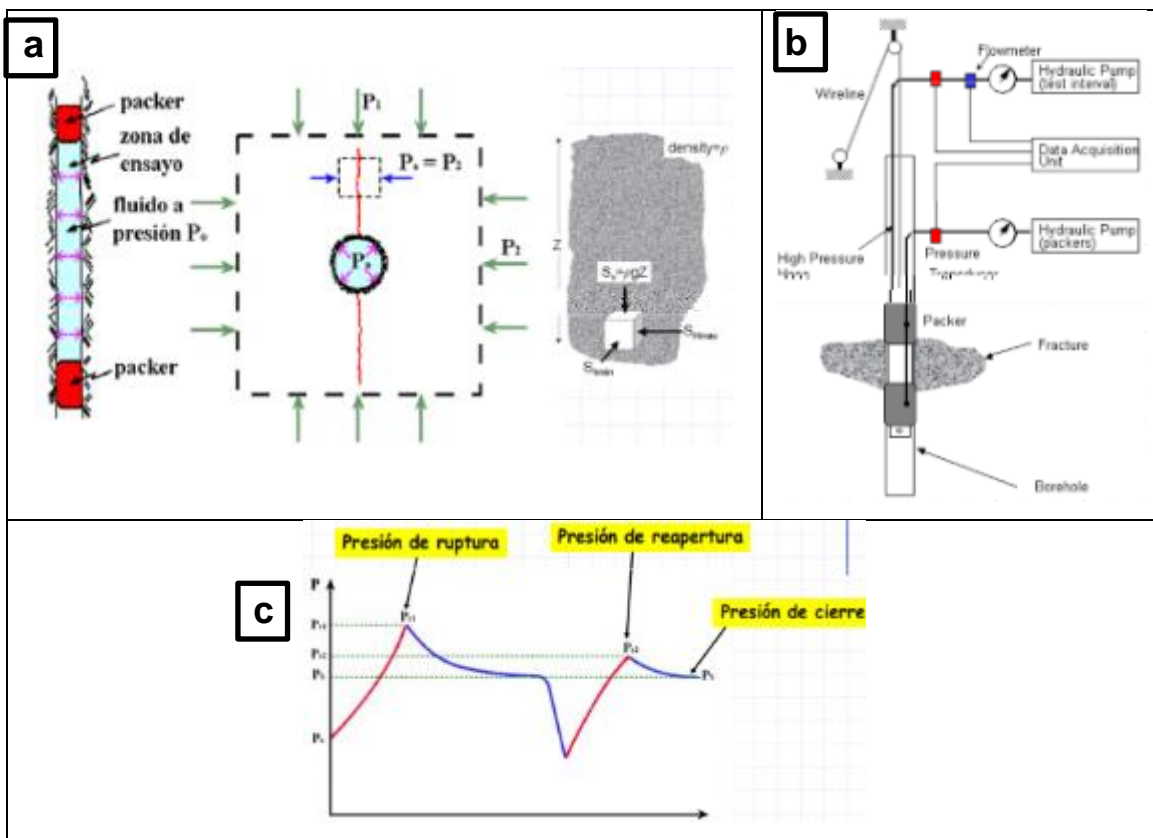


Figura 6-19. a y b) Fractura hidráulica. c) Curva teórica de un ensayo de hidrofracturación. Fuente: (Delgado Martín, s. f.)

### 6.1.7.3. Gato plano (flat jack).

- Se realiza sobre la pared del macizo rocoso por medio de un corte plano en donde

se introduce un gato hidráulico.

- Se puede conocer el esfuerzo tangencial o perpendicular al gato plano.
- Se debe realizar varias hendiduras en distintas orientaciones para conocer el estado tensional.
- Se logra medir el módulo de deformación del macizo directamente.
- Se miden presiones y deformaciones en el tiempo.
- Para validar los resultados del estado de esfuerzos in-situ debe conocerse la distribución probable de tensiones en la zona.

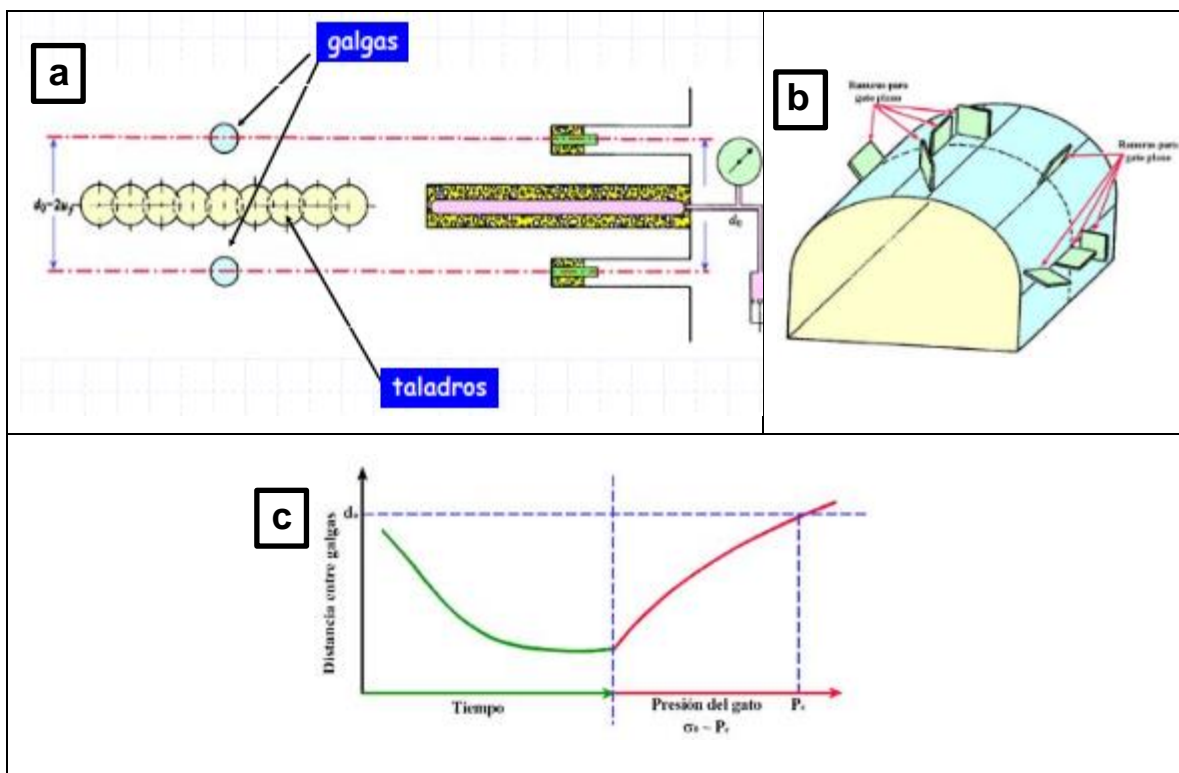


Figura 6-20. a) Método del gato plano. b) Orientación. c) Curva teórica de un ensayo con "gato plano". Fuente: (Delgado Martín, s. f.)

## 6.2. Esfuerzos Inducidos por la Excavación Subterránea

Dentro del estudio de la mecánica de rocas, y más específicamente en la excavación subterránea de una masa rocosa, se debe entender que al momento de abrir un orificio en el terreno (excavación subterránea), los materiales que anteriormente se encontraban en

un estado confinante, se ven de repente liberados siguiendo trayectorias convergentes hacia el centroide del área transversal de la zona excavada (Széchy, 1970), impulsados por el estado inicial de esfuerzos que los rodea.

Este comportamiento convergente adoptado por la sección, hace que el techo de la excavación trata de asumir un mecanismo natural de estabilidad, el cual se asemeja a la configuración de arco; situación que ocurre esencialmente cuando la masa rocosa es uniforme (presenta el mismo número de fisuras y fracturas por unidad de volumen).

Las modificaciones en el comportamiento del macizo alrededor de una excavación, ocasionadas principalmente por la acción del hombre en el proceso de construcción de diferentes obras subterráneas, como p.e. los túneles, genera inmediatamente una redistribución de esfuerzos principales. Para la predicción y análisis de esta redistribución de esfuerzos, se requiere la aplicación de la teoría de la elasticidad alrededor de una abertura formada en un sólido sujeto a la acción de un campo de esfuerzos unidireccionales. Debido a este nuevo campo de esfuerzos adoptado por la roca (estado parcialmente desconfinado), no es posible de soportar los incrementos de esfuerzos generados por la excavación, considerando estos esfuerzos como de mayor interés para el diseño de elementos de soporte. Este nuevo campo de tensiones se puede representar mediante las trayectorias de los esfuerzos principales, que son las líneas imaginarias de un cuerpo elástico sometido a tensión, a lo largo de las cuales actúan los esfuerzos principales.

En la Figura 6-21 se observan los esfuerzos principales (mayor  $\sigma_1$  y menor  $\sigma_3$ ) que se generan alrededor de un orificio de material sometido a un campo tensional Uniaxial; y la zona del campo tensional que se ve afectada por el orificio excavado ( $r=3D$ ).

Por lo general, la función principal de los métodos que existen para el diseño de una excavación subterránea, es la de obtener el valor de una “presión” para ser aplicada al sistema de soporte que debe ser utilizado.

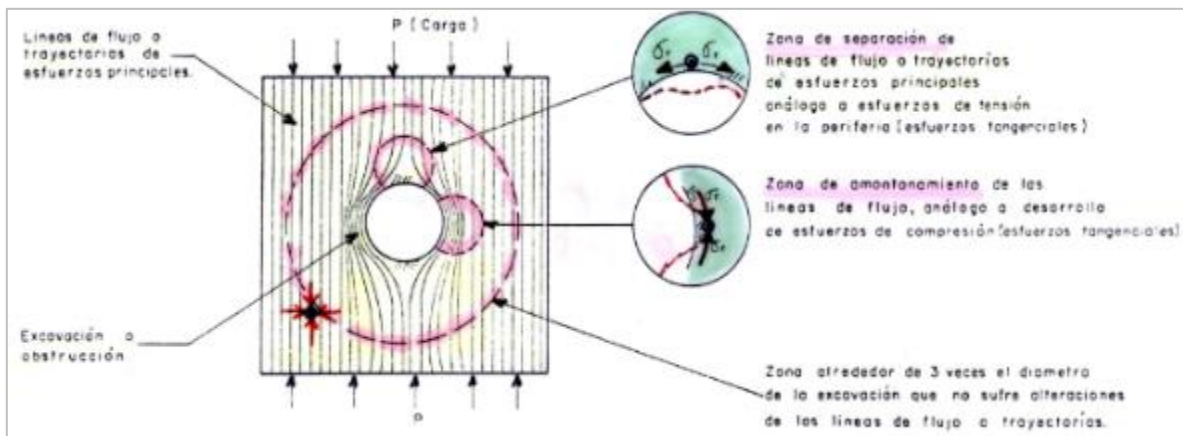


Figura 6-21. Zonas de tensión y/o compresión alrededor del orificio excavado. Fuente: (Gutiérrez R., 2015f)

### 6.3. Variación de Esfuerzos en la Periferia de una Excavación

Al momento de determinar el estado de esfuerzos producidos alrededor de una cavidad abierta, es de una atención especial, ya que es el punto de partida para el diseño de cualquier tipo de obra subterránea. Lo anterior, es con el fin de obtener las mejores condiciones y, por tanto, reducir los problemas consecuencia de las altas tensiones dentro de una excavación subterránea. Por ello, se presenta una manera sencilla y que además simplifica los cálculos, es la de resolver este problema analíticamente suponiendo medio elástico e isotrópico, túnel profundo, de sección circular y en deformación plana. Así, asumiendo dichas condiciones se obtiene la siguiente representación mediante una distribución bidimensional de los esfuerzos alrededor de un orificio en un cuerpo elástico comprimido (véase Figura 6-23). Por tanto, su distribución elástica en sección circular con relación al  $k$  de esfuerzos in-situ, se presenta en la Figura 6-22 según Kirsch.

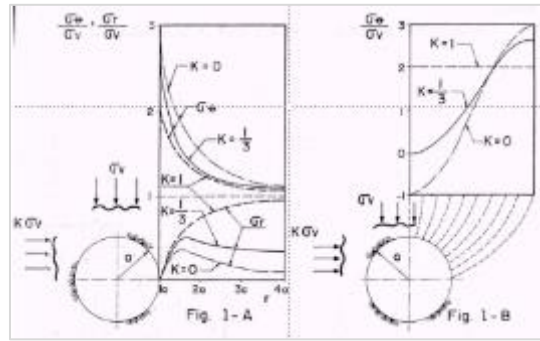


Figura 6-22. Distribución elástica en sección circular según Kirsch. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b)

Según las ecuaciones propuesta por Kirsch (1898), siendo probablemente las más utilizadas en la mecánica de rocas para la teoría de la elasticidad, se fundamentan principalmente en considerar un medio continuo, homogéneo, isotrópico, lineal y elástico, desarrollado para una excavación circular que se realiza en un plano infinito y que recibe esfuerzos no solamente hidrostáticos, sino verticales y horizontales. Aunque, sabiendo que la caracterización del macizo rocoso real incluye roca intacta y discontinuidades como fisuras, diaclasas, agua, etc.

Esta solución propuesta por Kirsch, se desarrolla mediante un sistema de coordenadas polares determinando así, los esfuerzos radiales y tangenciales, en función de los esfuerzos que actúan sobre las caras del elemento diferencial  $i$ , localizado a una distancia  $r$ , y un ángulo  $\theta_i$ . Asimismo, esta teoría es válida si el eje de la excavación es paralelo a una dirección principal del tensor de esfuerzos; para estos esfuerzos se presentan las siguientes expresiones:

Radial:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} P_z \left[ (1+k) \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left( 1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

Tangencial:

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} P_z \left[ (1+k) \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

Cortante:

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} P_z \left[ -(1-k) \left( 1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right]$$

Donde:

$k$ : relación de esfuerzos vírgenes in-situ

$a$ : radio de excavación

$r$ : radio al punto de análisis

$\theta$ : ángulo en sentido contrario a las manecillas del reloj

$P_z$ : esfuerzo vertical =  $\gamma \cdot z$

En términos de los esfuerzos principales ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ), a continuación, se expresan las ecuaciones definidas en el punto ( $r, \theta$ ):

Máximo:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) + \left[ \frac{1}{4}(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{1/2}$$

Mínimo:

$$\sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) - \left[ \frac{1}{4}(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{1/2}$$

Dirección:

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{r\theta}}{(\sigma_\theta - \sigma_r)}$$

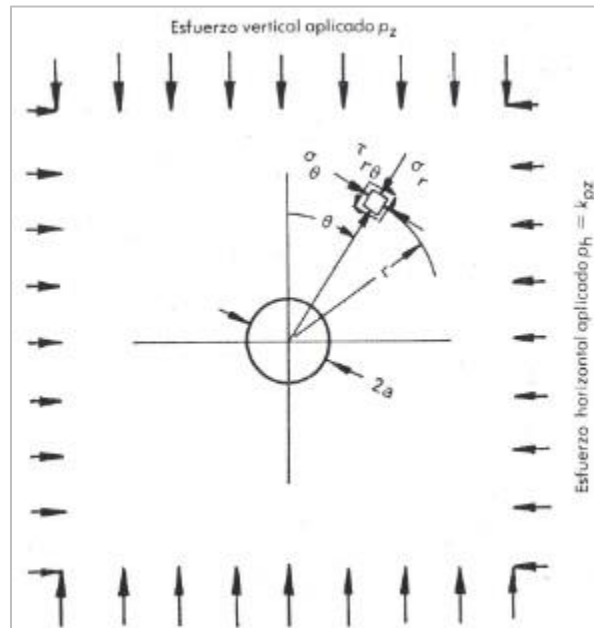


Figura 6-23. Modelo bidimensional elástico de un orificio circular sometido a compresión.  
Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

Como se puede observar en estas ecuaciones, las constantes elásticas,  $E$  (módulo de Young) y  $\nu$  (relación de Poisson), no se presentan en estas ecuaciones lo que indica que el modelo de esfuerzos es independiente del material que se usa, con la condición que se trate de un material elástico lineal. Sin embargo, estas ecuaciones también nos indican que los esfuerzos alrededor de un orificio circular dependen de la magnitud de los esfuerzos aplicados y de la geometría y forma del cuerpo comprimido. Por tanto, esto conlleva a entender que los esfuerzos no están controlados por las características del material sino por la geometría del túnel, convirtiéndose en un aspecto muy útil al momento de proyectar un soporte (véase Figura 6-24) (Evert Hoek & Brown, 1985a).

También, el tamaño de la excavación subterránea va a incidir en el tema de estabilidad, ya que, a mayor tamaño del túnel, los problemas de estabilidad se incrementan (véase Figura 6-25).



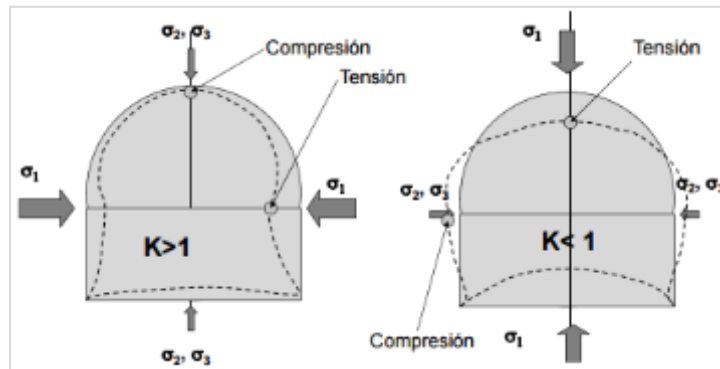


Figura 6-24. Efecto de la geometría e influencia de los esfuerzos en la orientación.  
Fuente: (Gutiérrez R., 2015b)

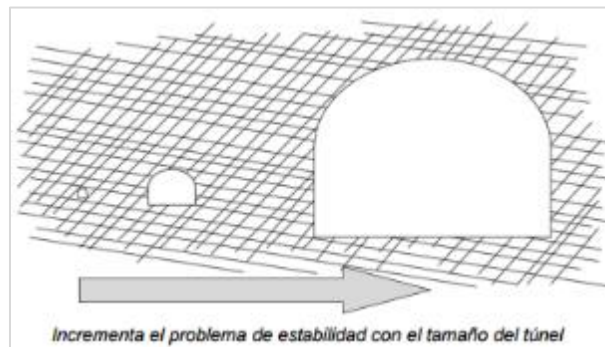


Figura 6-25. Incidencia en el tamaño de la excavación. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b)

Es importante notar, que las ecuaciones para los esfuerzos alrededor de una excavación circular, en un macizo de roca infinito, no aparecen términos con el radio del túnel,  $a$ , sino que incluyen más bien términos con el parámetro sin dimensión,  $a/r$ , lo que nos indica que los esfuerzos en los límites de la excavación, por ejemplo, no dependen del valor absoluto del radio. Se evaluó el siguiente caso: los niveles de esfuerzos generados en las paredes de un túnel circular de 1 metro, fueron los mismos generados en un túnel de 10 metros, en la misma roca elástica. Lo anterior generó confusión en los diseños del pasado, por lo que algunos especialistas en el tema han concluido que, en vista de este análisis, en donde los esfuerzos inducidos en la roca alrededor de una excavación son independientes del tamaño de la excavación, la estabilidad de la excavación también era independiente de su tamaño. Esto sería aplicado para macizos que fueran perfectamente elástico y libre de defectos, pero se puede evidenciar que esta conclusión no es aceptable cuando se trata de macizos ya fracturados de por sí. Aunque los esfuerzos son idénticos, la estabilidad de una

excavación en un macizo fracturado y fisurado, estará controlado principalmente por la relación entre el tamaño de la excavación y el tamaño de los bloques del macizo. En consecuencia, al aumentarse el tamaño de la excavación en un macizo fracturado o típicamente fisurado no aumentarán los esfuerzos, aunque seguramente ocasionará una disminución en la estabilidad del túnel. (Evert Hoek & Brown, 1985a)

### 6.3.1. Cálculo de los esfuerzos redistribuidos en la periferia.

Si tenemos el caso límite donde  $r = a$ , es decir, en la periferia de la excavación, el esfuerzo radial y el cortante son cero ( $\sigma_r = 0$  y  $\tau_{r\theta} = 0$ ), a diferencia del esfuerzo tangencial  $\sigma_\theta$  que se define a continuación:

$$\sigma_\theta = P_Z[(1 + k) - 2(1 - k) \cos 2\theta]$$

Para el piso y clave de la excavación  $\theta = 0^\circ$  y  $180^\circ$ , respectivamente:

$$\sigma_\theta = P_Z(3k - 1)$$

En las paredes, cuando  $\theta = 90^\circ$  y  $270^\circ$ :

$$\sigma_\theta = P_Z(3 - k)$$

Para interpretar las ecuaciones anteriormente descritas, se presenta gráficamente la relación  $\sigma_\theta/P_Z$  vs  $k$ , (véase Figura 6-26). Donde se aprecia que para un  $k = 0$ , los esfuerzos en piso y clave son de tensión, mientras que para los valores mayores de  $1/3$ , los esfuerzos de toda la periferia son de compresión.

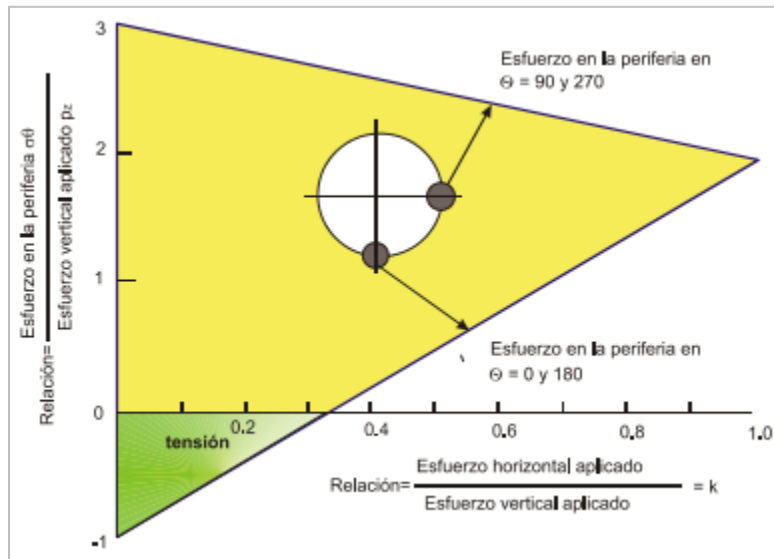


Figura 6-26. Variación en los esfuerzos de la periferia, en la clave, piso y paredes de una excavación circular con la variación en la relación  $k$  de los esfuerzos aplicados. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

De acuerdo a la Figura 6-26, gráficamente se observa que cuando tenemos un  $k = 1$ , se puede reflejar que los esfuerzos en el piso, clave y paredes presentan un valor de  $2P_z$  a compresión, ya que a medida que aumente el valor de  $k$ , el comportamiento en el piso y clave tiende a aumentar (compresiones altas), lo contrario ocurre para las paredes, ya que los esfuerzos van de compresión a tensión.

Cuando se modifica el campo tensional, se puede obtener que aproximadamente a 3 veces  $a$  del borde (siendo  $a$  el radio de la excavación) se anula el efecto de la excavación, lo anterior se puede observar en la siguiente figura (Véase Figura 6-27):

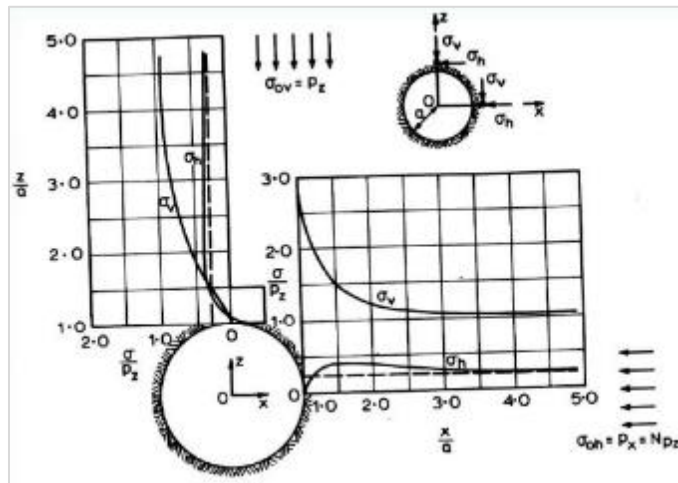


Figura 6-27. Modificación del campo tensional. Fuente: (Flores, 2008)

En los ejemplos que se exponen a continuación, se puede observar para el caso elástico cómo mejoran o empeoran los estados de tensiones al adaptar la geometría del túnel:

**Caso 1.** Configuración de los esfuerzos principales y trayectorias del esfuerzo principal en el material que circunda un orificio circular en un cuerpo elástico comprimido. Como se puede observar en el siguiente diagrama, la relación de los esfuerzos aplicados es para  $k = 0.5$ . Las líneas de trazo continuo representan los esfuerzos principales mayores y las líneas puntuadas, representan los esfuerzos principales menores. Los valores mostrados de las curvas representan la relación entre los esfuerzos principales y el más grande de los dos esfuerzos aplicados (Evert Hoek & Brown, 1985a).

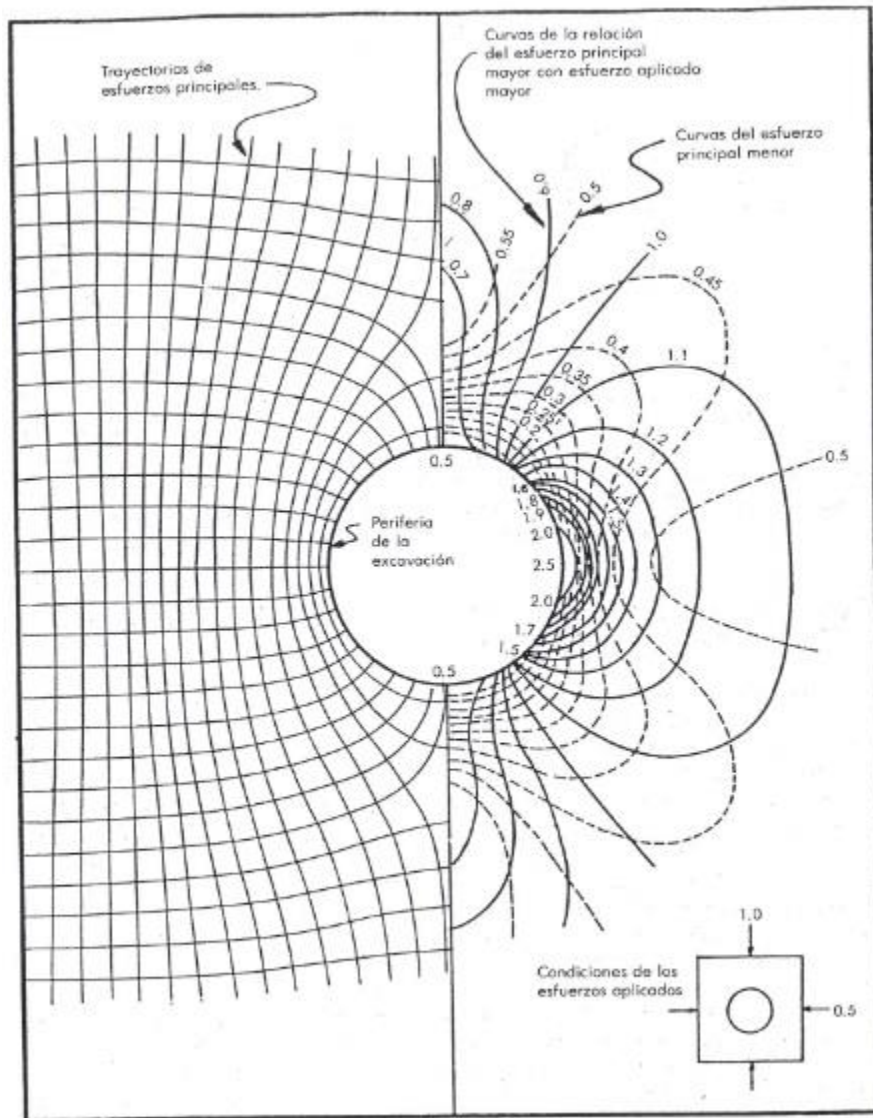
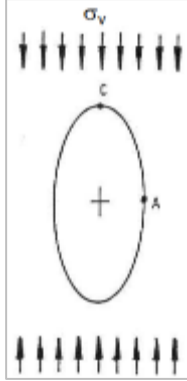
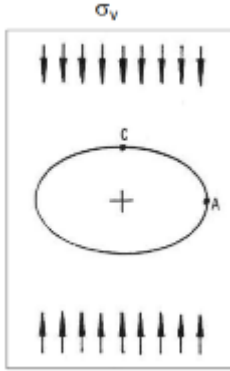


Figura 6-28. Estado de esfuerzos para una cavidad circular (Hoek y Brown). Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

En la Figura 6-28 se puede apreciar que la zona de mayor soporte de esfuerzos, son los hastiales del túnel. Además, se identifica que el túnel actúa como un concentrador de esfuerzos (ver líneas de corriente). (Navarro Carrasco, Ortiz Gómez, & Ruiz Marín, s. f.-b)

|  |   |
|--|---|
| <p><b>Caso 2. <u>Geometría elipse eje principal mayor en el eje vertical:</u></b></p> <p>Para <math>K=0</math>;</p> $\sigma_c = \sigma_{\theta(\text{clave})} = -P_Z$ $\sigma_A = \sigma_{\theta(\text{hastiales})} = 2P_Z$ <p><u>Para geometría circular:</u></p> <p>Para <math>K=0</math>;</p> $\sigma_{\theta(\text{clave})} = -P_Z$ $\sigma_{\theta(\text{hastiales})} = 3P_Z$                         |    |
| <p><b>Caso 3. <u>Geometría elipse eje principal mayor en el eje horizontal:</u></b></p> <p>Para <math>K=0</math>;</p> $\sigma_c = \sigma_{\theta(\text{clave})} = -P_Z$ $\sigma_A = \sigma_{\theta(\text{hastiales})} = 5P_Z$ <p><u>Para geometría circular:</u></p> <p>Para <math>K=0</math>;</p> $\sigma_c = \sigma_{\theta(\text{clave})} = -P_Z$ $\sigma_A = \sigma_{\theta(\text{hastiales})} = 3P_Z$ |  |

Para el caso 3 (elipse con semieje mayor dispuesto horizontalmente) los estados de esfuerzos inducidos son pésimos ya que en clave se incrementa la tensión en dos unidades con referencia al caso circular, generando un importante gradiente entre clave y hastiales. Lo que se concluye, que evidentemente la elipse horizontal deberá evitarse para ese campo de esfuerzos.

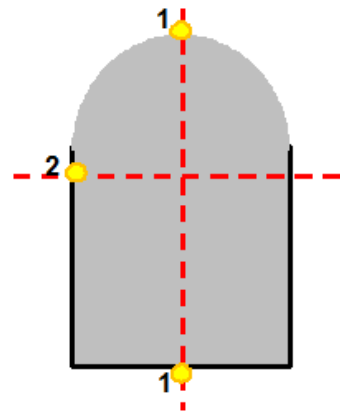
### 6.3.2. Influencia de la geometría (forma) del túnel en los esfuerzos redistribuidos.

La geometría del túnel como se dijo anteriormente, es de vital importancia en el diseño del sostenimiento de las excavaciones subterráneas. Dentro de lo usual, existen varios tipos de secciones de excavación, como, por ejemplo, una sección de tipo alcantarillado (herradura paredes rectas largas) y la otra de sección en forma de herradura, más común y actual. La primera por lo general, existe mayor concentración de esfuerzos en los vértices inferiores y la bóveda (techo). Y en la segunda sección, principalmente es utilizada en obras lineales sobretodo carreteras y ferrocarril, también en este tipo de sección las mayores concentraciones de esfuerzos se presentan en la confluencia de los hastiales (paredes) con la contrabóveda.

Hoek y Brown propusieron las siguientes ecuaciones para determinar los esfuerzos redistribuidos en la periferia (techo y paredes) de la excavación subterránea, los cuales varían con respecto a la geometría del túnel designadas con las constantes A y B, siendo la geometría un aspecto importante a la hora de escoger la sección transversal del proyecto subterráneo y con ello diseñar adecuadamente el soporte. Estas expresiones se describen a continuación:

$$1. \sigma_{\theta} = P_z(A \cdot k - 1) \rightarrow \text{Techo y piso}$$

$$2. \sigma_{\theta} = P_z(B - k) \rightarrow \text{Paredes}$$



Donde:

$k$ : relación de esfuerzos vírgenes in-situ =  $\sigma_H/\sigma_V$

$P_z$ : esfuerzo vertical =  $\gamma \cdot z$

A y B: constantes adimensionales según geometría del túnel.










| Valores de las constantes A y B |   |   |   |   |   |   |  |   |   |
|---------------------------------|---|---|---|---|---|---|--|---|---|
|                                 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| A                               | 5.0   | 4.0   | 3.9   | 3.2   | 3.1   | 3.0   | 2.0  | 1.9   | 1.8   |
| B                               | 2.0   | 1.5   | 1.8   | 2.3   | 2.7   | 3.0   | 5.0  | 1.9   | 3.9   |

Figura 6-29. Constantes A y B para los esfuerzos redistribuidos en la periferia de la excavación. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

A continuación, se presentan las siguientes figuras (Figura 6-30 y Figura 6-31), en las cuales se observa la influencia de la forma de la excavación sobre los esfuerzos inducidos en la roca circundante. Estas ilustraciones muestran los valores de los esfuerzos máximos en los límites del techo y de las paredes de excavaciones para diferentes relaciones de esfuerzos ( $k$ ). (Evert Hoek & Brown, 1985a)

Existe una manera sencilla y rápida de obtener aproximadamente la forma de excavación ideal a un campo determinado de esfuerzos, la cual consiste en interponer o encimar estas dos gráficas, mostradas en las figuras (Figura 6-30 y Figura 6-31), y que da como resultado la gráfica ilustrada en la Figura 6-32. Para saber cuál sería la forma ideal de excavación para un determinado campo de esfuerzos, ocurre cuando la forma de excavación que dé los mismos esfuerzos de compresión para el techo y para las paredes. En todo caso lo ideal para escoger la mejor forma de una excavación, uno de los principios importantes debería ser el de tratar de lograr una distribución uniforme del campo de esfuerzos de compresión alrededor de la excavación. Por tanto, la forma que proporciona el mejor comportamiento en una excavación generalmente se presenta en un ovaloide o una elipse con la misma relación de ejes que la de los esfuerzos principales in-situ.



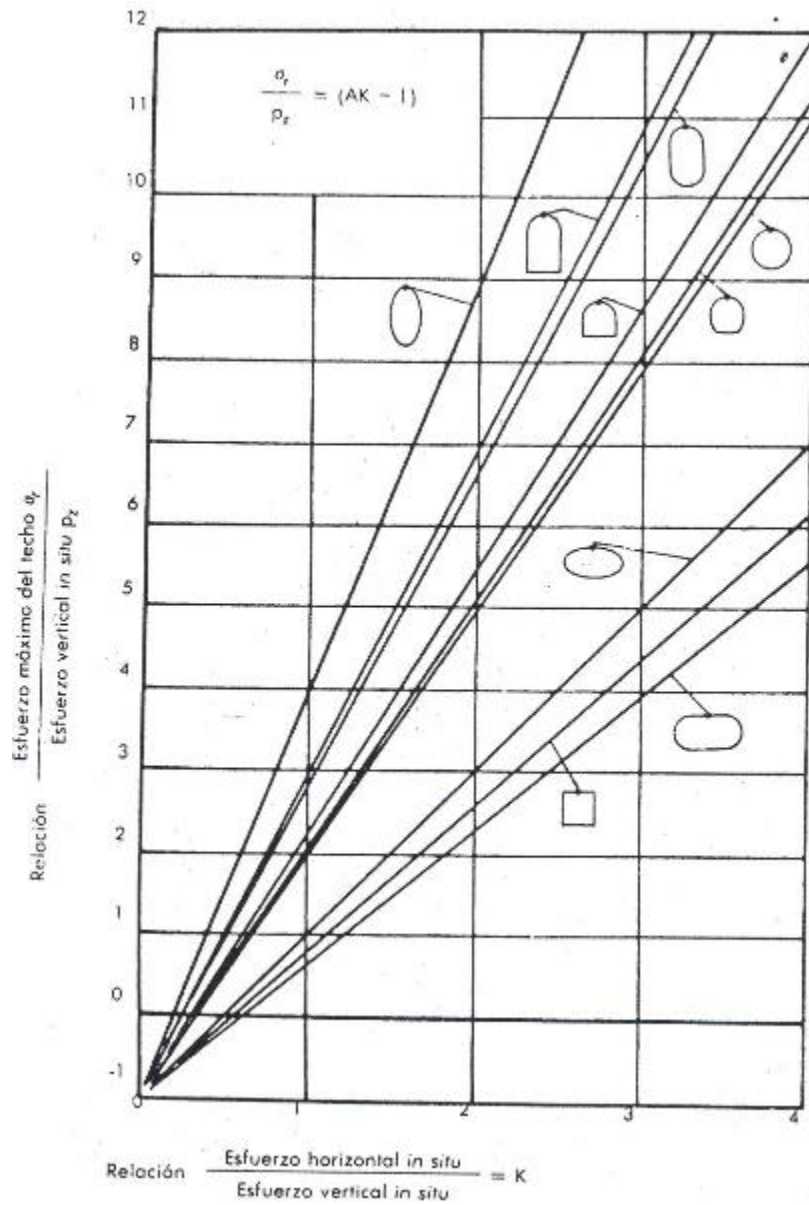


Figura 6-30. Influencia de la forma de la excavación y de la relación de esfuerzos aplicados sobre el esfuerzo máximo de la periferia de la excavación en el techo. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

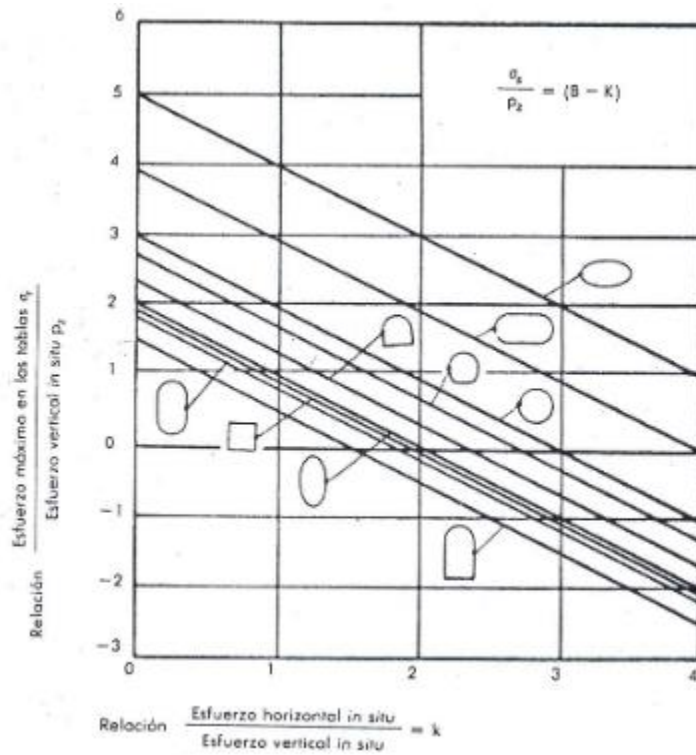


Figura 6-31. Influencia de la forma de la excavación y de la relación de esfuerzos aplicados sobre el esfuerzo máximo de la periferia de la excavación en el techo. Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

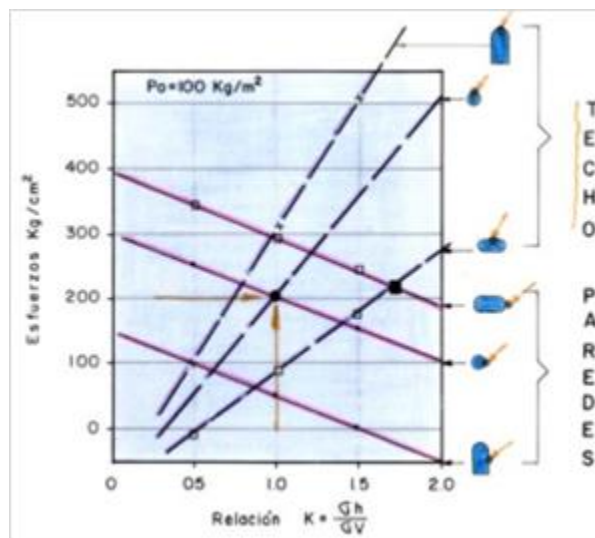


Figura 6-32. Influencia de la geometría del túnel en los esfuerzos redistribuidos. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b)

En resumen, se puede verificar que los esfuerzos que afectan la resistencia de la roca alrededor de una excavación subterránea de cualquier tipo de sección, son los esfuerzos tangenciales, siempre y cuando no se tengan fuerzas internas de la excavación hacia la roca. De esta manera se tiene mayor conocimiento de cómo es la influencia de las líneas de corriente para con ello, poder obtener el reforzamiento para dichas zonas al momento de diseñar el sostenimiento.

### **6.3.3. Algunos principios básicos de diseño en la distribución de los esfuerzos elásticos alrededor de excavaciones.**

Con la información sustentada acerca de los esfuerzos redistribuidos alrededor de una excavación, a continuación, se describen algunos de los principios más relevantes de diseño a tener en cuenta: (Evert Hoek & Brown, 1985a)

- A medida que el radio de la curvatura del límite del perímetro disminuye, las concentraciones críticas de los esfuerzos aumentan. Dicho esto, se deben evitar secciones con esquinas agudas.
- En un campo hidrostático de esfuerzos donde  $k = 1$ , la forma óptima para una excavación es el círculo. Ya que, al tener radios de curvatura variables en la excavación, los esfuerzos en la periferia van a ser diferentes, es decir, los esfuerzos más bajos se van a presentar en el radio de curvatura más grande.
- Para campos de esfuerzos no hidrostáticos donde  $k \neq 1$ , los esfuerzos más bajos en la periferia estarán asociados con una excavación de forma ovaloide.
- Los esfuerzos mínimos en la periferia de una excavación ocurren cuando la relación de los ejes de las excavaciones elípticas u ovaloides corresponden a la relación de los esfuerzos in-situ.
- Los esfuerzos de tensión en la periferia de una excavación, en cualquier forma, ocurren cuando la relación de esfuerzos  $k$  es muy bajo. Estas fuerzas de tensión se modifican a fuerzas de compresión cuando el valor de  $k$  aumenta arriba de un valor aproximado de  $1/3$ , para una sección de excavación circular, como se ilustra en la Figura 6-26.

## **Capítulo VII. Métodos Analíticos para Analizar Influencia de los Esfuerzos y Deformaciones en Túneles**

Los métodos analíticos implican la formulación y aplicación de modelos para los propósitos de diseño. Estos métodos parten principalmente de soluciones analíticas cerradas para túneles de sección circular en ciertas condiciones, donde el terreno pueda ser modelado con un comportamiento elástico o elastoplástico y con un estado tensional hidrostático. Su objetivo es reproducir el comportamiento de un tipo de macizo rocoso, logrando ayudar a dilucidar problemas, aunque cabe resaltar que estos métodos son aproximados. Además, requieren de un previo conocimiento y experiencia en el comportamiento de obras subterráneas ante el estado de esfuerzos in-situ y redistribuidos para su adecuada aplicación. En el medio existen diferentes metodologías, de las cuales son mencionadas las siguientes:

- Aiyer y Hendron
- Rabcewicz
- Hoek & Brown
- Otros

A continuación, se trata el Método de Convergencia-Confinamiento o Método de las Curvas Características.

### **7.1. Curva Característica**

Este método analítico parte de dos conceptos básicos: convergencia y confinamiento, el primero se refiere a los movimientos relativos producidos entre dos puntos, causada por la redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación y depende de la distancia entre la sección no soportada y el frente de excavación, también del tiempo transcurrido desde la excavación de la sección, y por último de la rigidez del soporte dispuesto. El segundo término se define como el estado natural del macizo rocoso antes de ser excavado o intervenido por el hombre, al instante en que se realiza la excavación, se presenta

relajamiento de las tensiones, por tanto, causa el desconfinamiento del terreno de manera inmediata, así mismo, se procede a controlar este fenómeno, con la instalación de un sistema de bulonado alrededor de la sección excavada, entre otros métodos.

Al excavar un túnel, este experimenta una redistribución de esfuerzos lo que puede llegar a generar deformaciones en la sección. La curva característica del terreno es una gráfica que permite analizar el comportamiento tenso-deformacional de la superficie excavada (para secciones circulares) así como del sostenimiento aplicado a la misma. Si consideramos unas tensiones y una geometría de manera simplificada, se puede realizar analíticamente la relación entre la deformación y la presión interna de una cavidad circular en el terreno (curva característica de la cavidad). Al mismo tiempo, se lograría determinar analíticamente, para un determinado tipo de sostenimiento, la misma relación entre la presión interna y la deformación radial (curva característica del sostenimiento). El punto de intersección entre las dos curvas, se define como el punto de equilibrio (presión y deformación) para una determinada combinación de cavidad y elemento de sostenimiento. Dicho en otras palabras, esta curva también permite evaluar la interacción del sostenimiento en la masa rocosa, para de esta manera, tener una herramienta que permite optimizar el sostenimiento y encontrar la mejor combinación para la excavación a ejecutar.

El punto de partida de este método se fundamenta en una serie de hipótesis, descritas a continuación, las cuales se deben tener en cuenta al momento de su aplicación para el diseño del tipo de sostenimiento en la excavación.

- Se considera una sección plana, supuesto un comportamiento con simetría cilíndrica, en deformación plana.
- Se asume un túnel de sección circular y con un sostenimiento instalado en todo su contorno.
- El terreno es indefinido, homogéneo e isotrópico. El estado de tensiones inicial es también isótropo, en condición hidrostática.
- Para el terreno es válido alguno de los siguientes criterios de rotura: elástico, elastoplástico perfecto, elastoplástico frágil.
- Para el sostenimiento son válidos todos o algunos de los siguientes elementos: anillo de hormigón proyectado o colocado, anclajes o bulones y cerchas.

Un sostenimiento debe cumplir tres reglas:

- Estabilizar la excavación a corto plazo a medida que se va avanzando.
- Soportar las presiones del terreno que pueden desarrollarse a largo plazo y que están vinculadas al comportamiento diferido del macizo.
- Limitar las deformaciones resultantes de la excavación para que sean compatibles con el fin último de la obra y la de otras obras tanto subterráneas como superficiales situadas en las proximidades.

En la se presenta gráficamente los fundamentos de este método, el cual consiste en dibujar dos curvas: la curva de convergencia o del terreno y la curva de confinamiento o del sostenimiento. Ambas curvas se ilustran en el mismo diagrama de la siguiente manera:

Eje horizontal: corresponde a la deformación alrededor de la excavación hacia su interior.

Eje vertical: representa la tensión radial del elemento de terreno situado en el contorno de la superficie excavada del túnel.

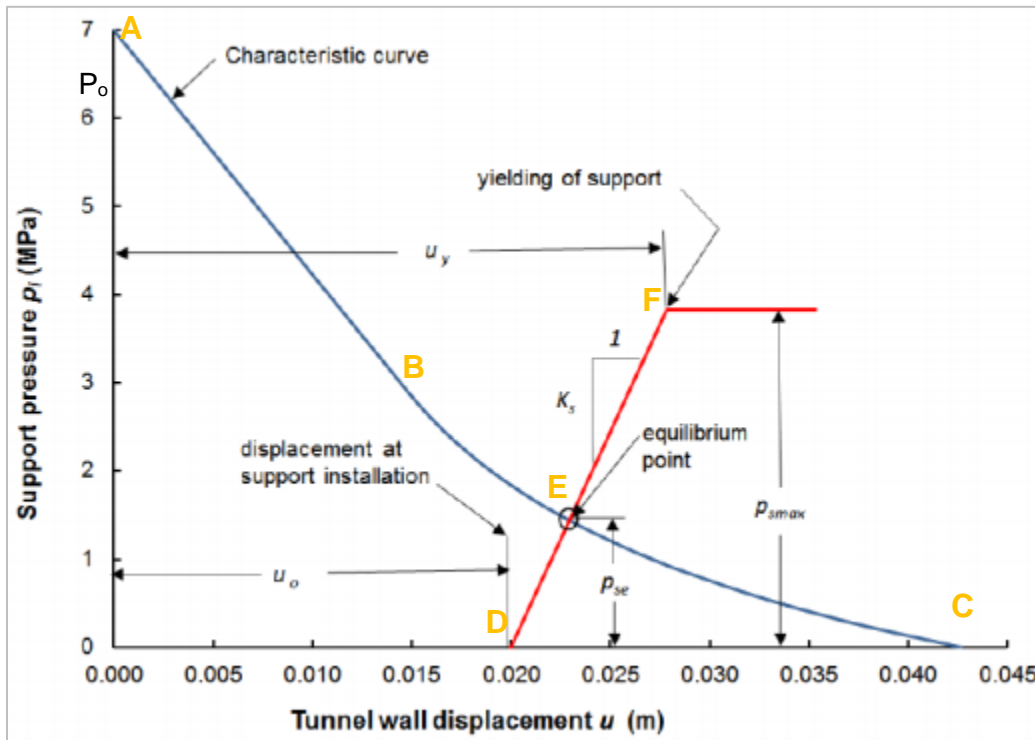


Figura 7-1. Curva característica del terreno (esquema de interacción entre el soporte y el terreno excavado). Fuente: (González, 2015)

Donde:

$P_o$ : presión interna inicial en la cavidad (in-situ).

$u_o$ : Deformación inicial (convergencia previa a la instalación del soporte).

$u_y = u_o + \frac{P_{smax}}{K_s}$ : Deformación que alcanza el terreno antes que el soporte empiece actuar.

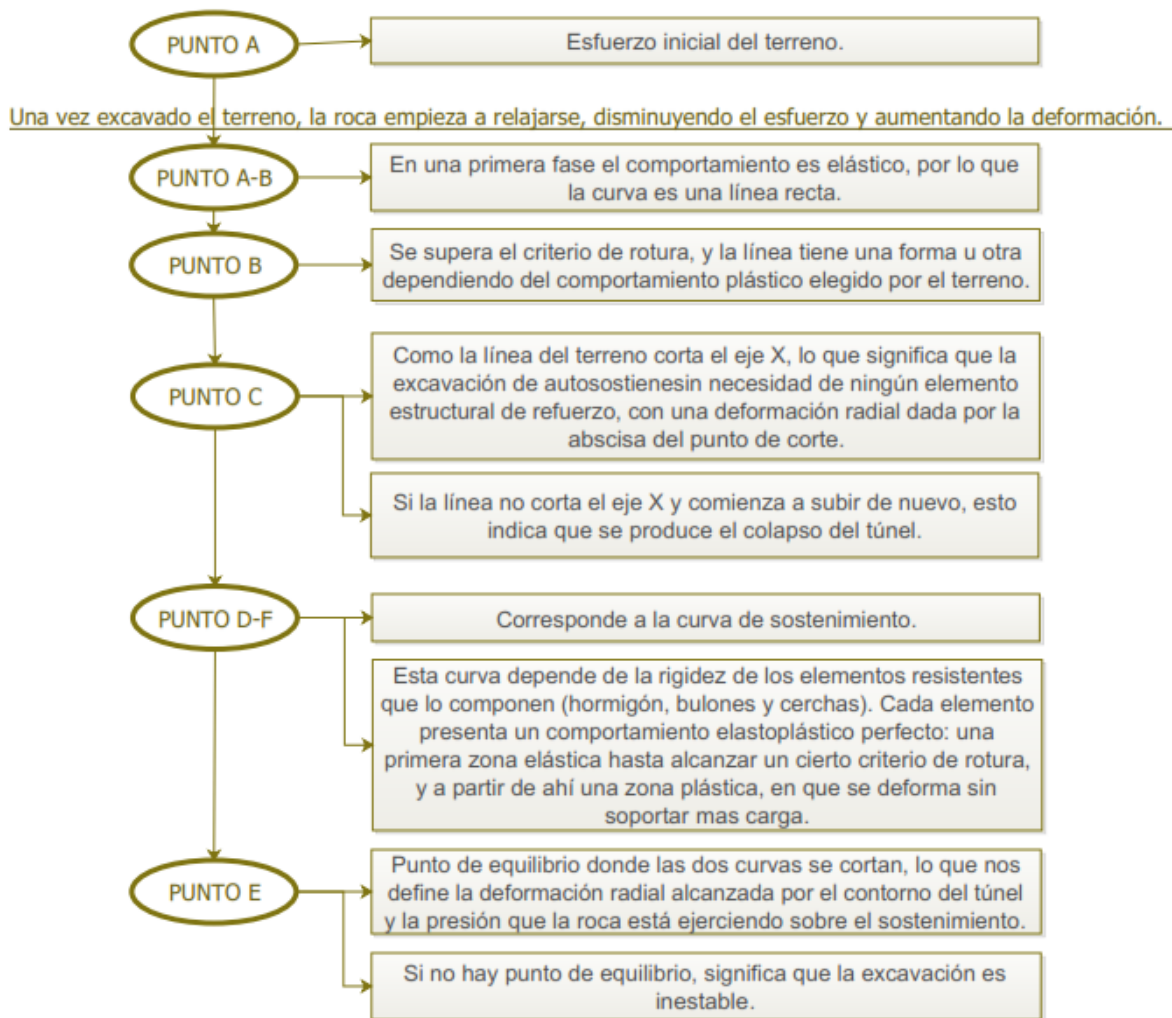
$P_{se}$ : Presión de equilibrio del soporte (donde la cavidad deja de converger).

$u_{se}$ : Desplazamiento en equilibrio.

$P_{smax}$ : Presión máxima resistente del soporte (induce la rotura plástica del macizo).

$k_s$ : Rigidez equivalente del soporte.

En el siguiente esquema se explican los fundamentos principales de este método, de acuerdo con la curva característica del terreno mostrada en la .



A partir de la colocación del soporte primario, el mismo presenta su propia línea de comportamiento denominado curva de confinamiento (siguiente ecuación) en concordancia a los desplazamientos observados ( $u - u_o$ ) y a la rigidez equivalente del soporte ( $K_s$ ).

$$P_i = K_s(u - u_o)$$

Donde:

$P_i$ : Presión interna en la cavidad de la excavación.

$u$ : Convergencia del túnel.

Si es el caso donde varios mecanismos de soporte actúan al mismo tiempo, sus rigideces



equivalentes se suman para obtener la rigidez equivalente total ( $K_{s,total}$ ). Si es el caso contrario, donde los soportes son instalados a destiempo, lo que se suma es la presión de los mecanismos de los soportes.

$$K_{s,total} = \sum K_{s,i}$$

Con base en el análisis del punto de equilibrio, donde la cavidad deja de converger, se puede determinar el factor de seguridad del soporte ( $FS$ ) según la siguiente expresión:

$$FS = \frac{P_{smáx}}{P_{se}}$$

### 7.1.1. Metodología de Hoek-Brown.

Esta metodología según Hoek, 2001, define que la curva característica del terreno se puede obtener mediante el cálculo de las deformaciones para ciertas presiones, diferenciando las deformaciones plásticas de las elásticas, permitiendo asimismo obtener la zona plástica (véase Figura 7-2). En este caso particular de un túnel circular sujeto a comportamientos elastoplásticos, existen expresiones que permiten calcular las curvas de convergencia, teniendo en cuenta lo siguiente: i) Medio continuo infinito; ii) Incrementos volumétricos despreciables; iii) Presiones geo-estáticas isotrópicas

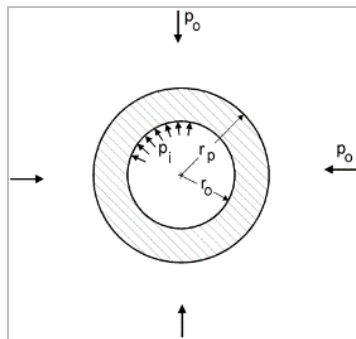



Figura 7-2. Zona plástica en un túnel circular sujeto a esfuerzos geoestáticos isotrópicos.  
Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

|  |   |
|--|---|
| 1. Inicialmente la zona de estudio se encuentra sobre el frente de excavación, una vez se empieza con la excavación del túnel.   |   |
| 2. Se determina la presión interna inicial en la cavidad (in-situ) ( $P_o$ ).  | $P_o = \gamma Z$  |
| 3. A partir de este punto, la cavidad ha cedido aproximadamente un 30% de la deformación a una distancia aprox. de dos veces el diámetro de la excavación.                     |   |
| 4. Una vez avanza la excavación, el tramo en estudio se deforma elásticamente ( $u_{ie}$ ). Donde el valor de $P_i$ corresponde a un porcentaje de $P_o$ .                     | $u_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E_m} \cdot (P_o - P_i)$   |
| 5. Entre más alejado se este del frente de excavación, la presión de soporte se reduce ( $P_{cr}$ ), y se define como el punto donde se inicia la falla plástica del material. |  $P_{cr} = \frac{2P_o - \sigma_{cm}}{1+k} \quad \text{Donde:}$ $\sigma_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad k = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$ |
| 6. Seguido en el proceso de excavación, se producen deformaciones dentro del rango plástico ( $u_{ip}$ ).  | $u_{ip} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E_m} \left[ 2(1 - \nu)(P_o - P_{cr}) \left( \frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\nu)(P_o - P_i) \right]$  |
| 7. Con las deformaciones plásticas, se empieza a definir una zona plastificada ( $r_p - r_o$ ).  | $r_p = r_o \left[ \frac{2(P_o(k - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + k)((k - 1)P_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$  |

Donde:

$u_{ie}$ : Deformaciones elásticas

$u_{ip}$ : Deformaciones plásticas

$E_m$ : Módulo de elasticidad del macizo rocoso

$P_{cr}$ : Presión crítica

$P_i$ : Presión interna de la cavidad

$P_o$ : Presión interna inicial de la cavidad (in-situ)

$r_o$ : Radio inicial del túnel

$r_p$ : Radio plástico

$\nu$ : Relación de Poisson del macizo rocoso

A continuación, se ilustra la curva típica de reacción del terreno (Figura 7-3) y la línea de respuesta del sistema de soporte (Figura 7-4).

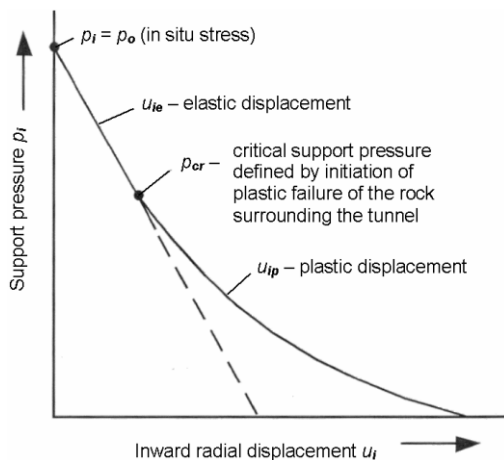


Figura 7-3. Curva de reacción del terreno que muestra la relación entre la presión de soporte y convergencia de la pared del túnel. Fuente: (Evert Hoek, Kaiser, & Bawden, 2000b)

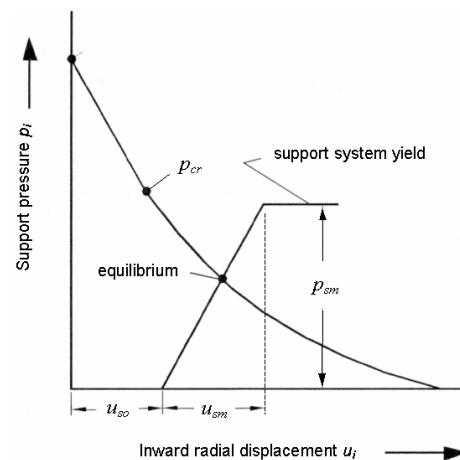


Figura 7-4. Respuesta del sistema de soporte al desplazamiento de la pared del túnel, resultando en el establecimiento del equilibrio. Fuente: (Evert Hoek et al., 2000b)

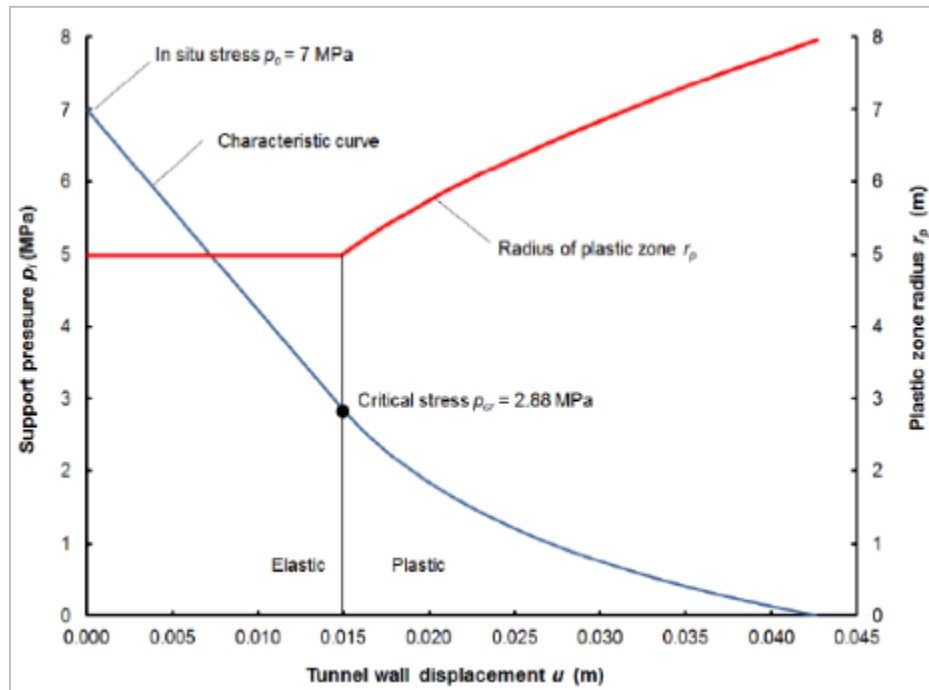


Figura 7-5. Incremento del radio plástico con la excavación. Fuente: (González, 2015)

Con relación al proceso en la creación de la curva característica, y con base en la información dada en el recuadro anterior, se indica que, para cada porcentaje de  $P_0$  propuesto, se tienen dos valores de deformación. Por tanto, la deformación definitiva dependerá del comportamiento del terreno durante la redistribución de esfuerzos (comportamiento plástico o elástico). Para determinar esto, se deben comparar los valores de  $P_i$  y  $P_{cr}$ .

Si  $P_i < P_{cr} \rightarrow$  comportamiento plástico ( $u_{ip}$ )

Si  $P_i > P_{cr} \rightarrow$  comportamiento elástico ( $u_{ie}$ )

A continuación, se presenta un ejemplo de una curva característica con el objeto de definir cuál es el valor correspondiente al radio de la zona plástica. Se determina, para cada valor de  $p_i$ , un valor del radio de zona plástica, por tanto, el radio de la zona plástica definitivo será el correspondiente al último  $P_i$  para el cual se presenta un comportamiento plástico. Para el caso del ejemplo (véase Figura 7-6 y Tabla 7-1), se observa que el radio de la zona plástica es de 4,503 m, y con una deformación de 2,585 mm.

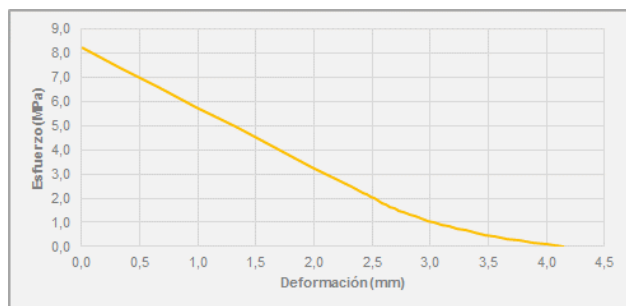


Figura 7-6. Ejemplo de una curva característica. Fuente: Elaboración de la autora.

Tabla 7-1. Cálculo de la zona plástica

| %Po  | Pi (MPa) | Comportamiento | Ui (mm) | rp (m) |
|------|----------|----------------|---------|--------|
| 100% | 8,24     | Elástico       | 0       | 0      |
| 90%  | 7,41     | Elástico       | 0,331   | 0      |
| 80%  | 6,59     | Elástico       | 0,663   | 0      |
| 70%  | 5,76     | Elástico       | 0,994   | 0      |
| 60%  | 4,94     | Elástico       | 1,326   | 0      |
| 50%  | 4,12     | Elástico       | 1,657   | 0      |
| 40%  | 3,29     | Elástico       | 1,989   | 0      |
| 30%  | 2,47     | Elástico       | 2,320   | 0      |
| 27%  | 2,22     | Elástico       | 2,419   | 0      |
| 26%  | 2,14     | Elástico       | 2,453   | 0      |
| 25%  | 2,06     | Elástico       | 2,486   | 0      |
| 24%  | 1,98     | Elástico       | 2,519   | 0      |
| 23%  | 1,89     | Elástico       | 2,552   | 0      |
| 22%  | 1,81     | Plástico       | 2,585   | 4,503  |
| 21%  | 1,73     | Plástico       | 2,620   | 4,533  |
| 20%  | 1,65     | Plástico       | 2,656   | 4,563  |
| 19%  | 1,56     | Plástico       | 2,694   | 4,595  |
| 18%  | 1,48     | Plástico       | 2,735   | 4,627  |
| 17%  | 1,40     | Plástico       | 2,778   | 4,661  |
| 16%  | 1,32     | Plástico       | 2,823   | 4,695  |
| 15%  | 1,24     | Plástico       | 2,872   | 4,731  |
| 14%  | 1,15     | Plástico       | 2,923   | 4,769  |
| 13%  | 1,07     | Plástico       | 2,977   | 4,807  |
| 12%  | 0,99     | Plástico       | 3,035   | 4,848  |
| 11%  | 0,91     | Plástico       | 3,097   | 4,890  |
| 10%  | 0,82     | Plástico       | 3,163   | 4,934  |
| 9%   | 0,74     | Plástico       | 3,233   | 4,979  |
| 8%   | 0,66     | Plástico       | 3,308   | 5,027  |
| 7%   | 0,58     | Plástico       | 3,388   | 5,077  |
| 6%   | 0,49     | Plástico       | 3,474   | 5,130  |
| 5%   | 0,41     | Plástico       | 3,566   | 5,185  |
| 4%   | 0,33     | Plástico       | 3,666   | 5,243  |
| 3%   | 0,25     | Plástico       | 3,773   | 5,305  |
| 2%   | 0,16     | Plástico       | 3,889   | 5,370  |
| 1%   | 0,08     | Plástico       | 4,015   | 5,439  |
| 0%   | 0,00     | Plástico       | 4,152   | 5,512  |

Fuente: Elaboración de la autora.

En la Figura 7-7 se observa la forma característica del perfil de túnel deformado con los vectores de desplazamiento de un macizo rocoso de baja resistencia, y que se encuentra

sometido a tensiones iguales en todas las direcciones alrededor de la excavación de un túnel circular; se basa a partir de un análisis de elementos finitos tridimensional. La Figura 7-8 muestra gráficamente un resumen de las características más importantes de este análisis.

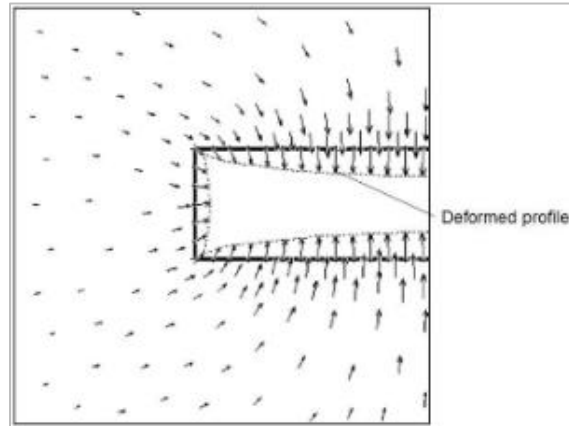


Figura 7-7. Sección vertical de un túnel circular – perfil de deformación. Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

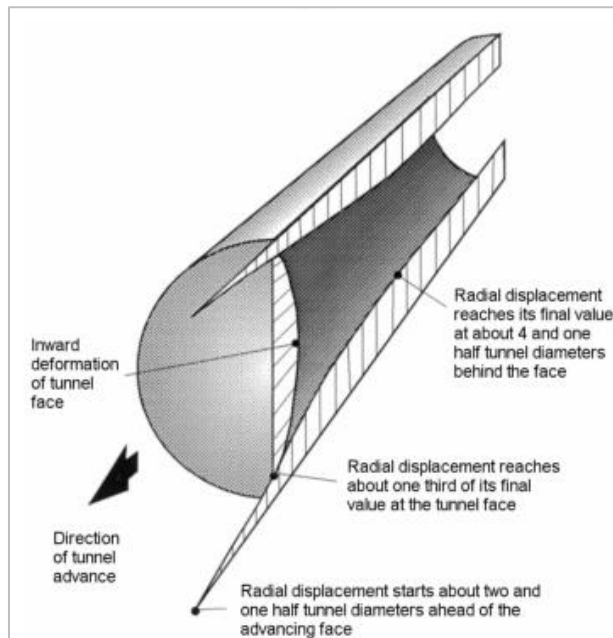


Figura 7-8. Perfil longitudinal de deformación. Fuente: («RocSupport: Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock», 2000)

De acuerdo a la Figura 7-8 se puede observar que el desplazamiento radial del macizo rocoso:

- Comienza una cierta distancia por delante del frente del túnel (aproximadamente 2,0 y 1,5 veces el diámetro del túnel)
- Alcanza aproximadamente un tercio de su valor final en el frente del túnel
- Alcanza su valor máximo a unos cuatro y un medio del diámetro detrás del frente de excavación.

Es por ello, que estas deformaciones inducen problemas de estabilidad en el túnel. También es importante notar que incluso para un túnel no soportado, el frente del túnel proporciona una “presión de soporte aparente”. Es esta presión de soporte aparente la que proporciona estabilidad para dar suficiente tiempo de autoaporte para que el soporte real se instale.

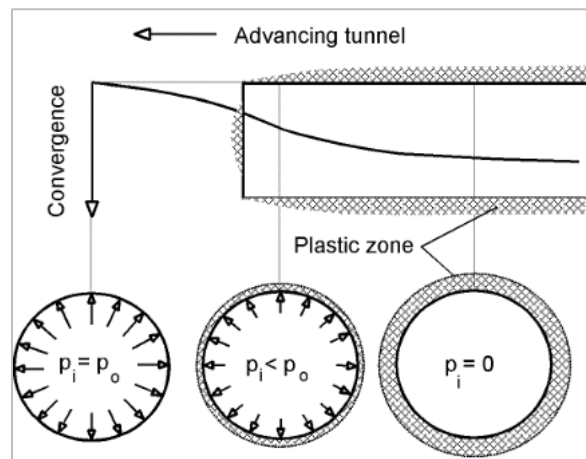


Figura 7-9. Presión de soporte  $p_i$  en diferentes posiciones con respecto al avance del frente de túnel (no a escala). Fuente: (Evert Hoek, 1999)

En la figura anterior se observa que la presión de soporte aparente:

- Es igual al esfuerzo in-situ (es decir  $p_i = p_o$ ) a una cierta distancia (aproximadamente 2,0 y 1,5 diámetros del túnel) dentro del macizo rocoso, por delante del frente de avance
- Es igual a aproximadamente una cuarta parte del esfuerzo in-situ, en el frente de excavación del túnel
- Se reduce gradualmente a cero a cierta distancia detrás del frente de excavación del túnel.

### 7.1.1.1. Gráficas adimensionales de la deformación del túnel.

En la Figura 7-10 se presenta gráficamente la relación entre la deformación de la pared del túnel y el radio del túnel vs la relación entre la resistencia del macizo rocoso y la presión in-situ. Una vez se presente la reducción de la resistencia del macizo ( $\sigma_{cm}$ ) en un 20% de la presión in-situ, las deformaciones aumentan sustancialmente y, a menos que se controlan estas deformaciones, es probable que ocurra el colapso del túnel. La condición de presión de soporte es cero ( $P_i = 0$ ) para el caso de la Figura 7-10. Y en la Figura 7-11, se realizaron, para diferentes presiones de soporte, las curvas de deformaciones del túnel, donde se analizaron en un rango de relación de presiones de soporte vs presión in-situ ( $P_i/P_o$ ) y un proceso de ajuste de la curva estadística, para determinar las mejores curvas de ajuste para los datos generados para cada valor de  $P_i/P_o$ .

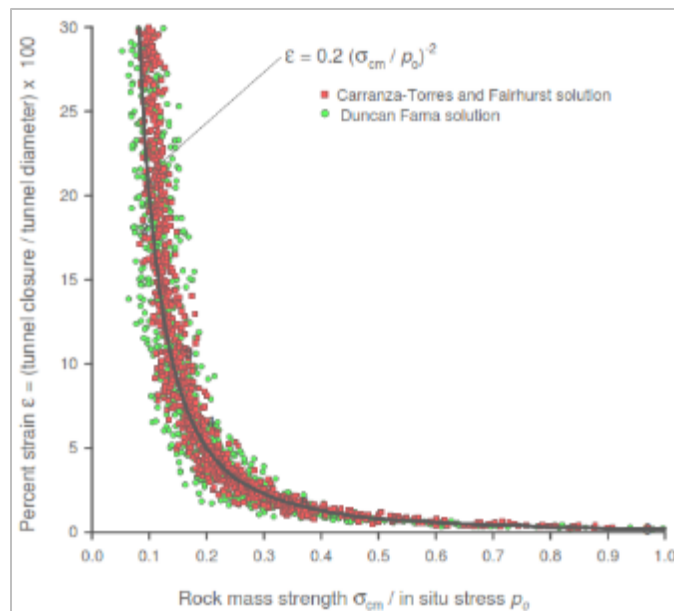


Figura 7-10. Deformación del túnel vs la relación entre la resistencia del macizo rocoso y la presión in-situ basados en un análisis de Monte-Carlo. Fuente: (Evert Hoek, 2007a)



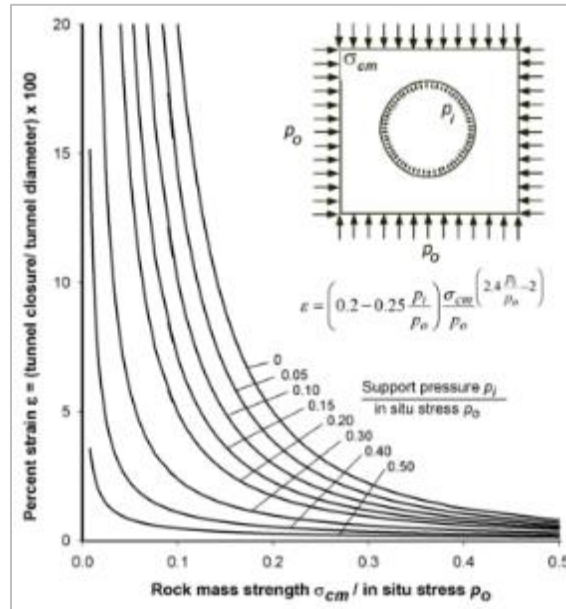


Figura 7-11. Relación entre la deformación del túnel y el radio del túnel vs la relación entre la resistencia del macizo rocoso y la presión in-situ para diferentes presiones de soporte.  
Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

Las curvas mostradas en la Figura 7-11 se definen por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon\% = \frac{u_i}{r_o} \times 100 = \left(0,2 - 0,25 \frac{P_i}{P_o}\right) \times \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \left(2,4 \times \frac{P_i}{P_o} - 2\right)$$

Y un análisis similar se realizó para determinar el tamaño de la zona plástica que rodea el túnel y esto se define en la siguiente expresión y con las curvas mostradas en la Figura 7-12:

$$\frac{r_p}{r_o} = \left(1,25 - 0,625 \frac{P_i}{P_o}\right) \times \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \left(\frac{P_i}{P_o} - 0,57\right)$$

Donde:

$r_p$ : Radio de la zona plástica

$u_i$ : Deformación de la parte lateral del túnel

$r_o$ : Radio original del túnel (m)

$P_i$ : Presión de soporte interno de la cavidad

$P_o$ : Presión interna inicial de la cavidad (in-situ) =  $\gamma \times Z$

$\sigma_{cm}$ : Resistencia del macizo rocoso =  $2c' \cos \phi' / (1 - \sin \phi')$

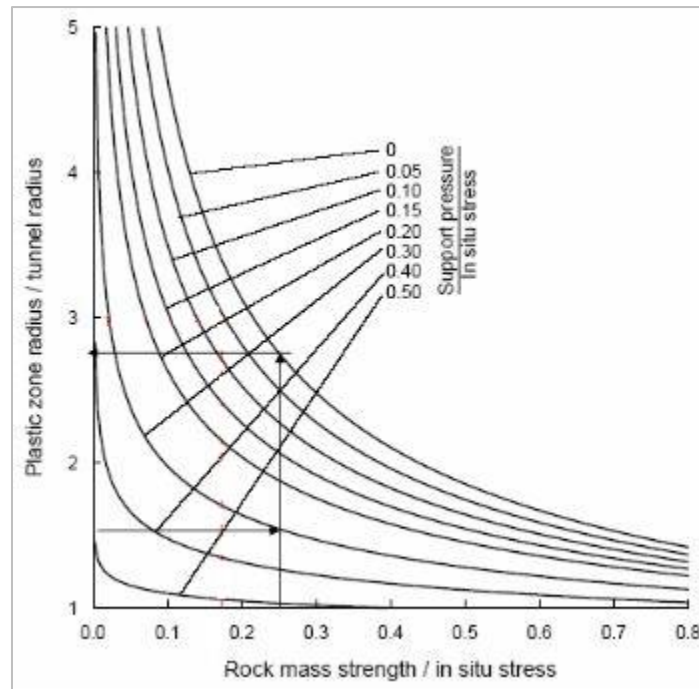


Figura 7-12. Relación entre el radio plástico y el radio del túnel vs la relación entre la resistencia del macizo rocoso y la presión in-situ. Fuente: (Gutiérrez R., 2015b)

### **7.1.1.2. Formulación para determinar la presión de soporte y rigidez de los elementos de soporte.**

A continuación, se exponen las ecuaciones a utilizar para el cálculo analítico de los elementos de sostenimiento según Hoek-Brown, de los cuales se encuentran: Concreto lanzado, pernos de anclaje y cerchas metálicas (arcos).

- **Formulación de Confinamiento para el Concreto Lanzado**

$$P_{sc\text{ máx}} = \frac{\sigma_{concreto}}{2} * \left( 1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right)$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 + \nu_c) * r_i} * \frac{r_i^2 - (r_i - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c) * r_i^2 + (r_i - t_c)^2}$$

$$U_{ic\text{ máx}} = \frac{r_i * P_{sp\text{ máx}}}{K_c}$$

Donde:

$t_c$ : Espesor del cascarón de concreto lanzado

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto

$P_{sc\text{ máx}}$ : Presión máxima resistente del cascarón de concreto lanzado

$\sigma_{concreto}$ : Resistencia a la compresión del concreto

$K_c$ : Rigidez del cascarón de concreto lanzado

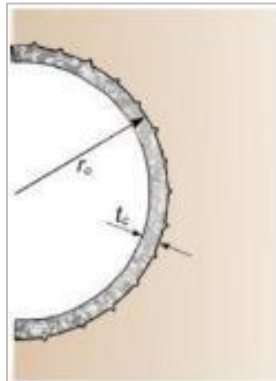


Figura 7-13. Hormigón lanzado en una excavación de sección circular. Fuente: (González, 2015)

En la Figura 7-14 se presentan los resultados de ensayos de flexión, según Kompen (1989), aplicados a losas de concreto lanzado no reforzado y reforzado con fibra metálica de tipo “Dramix”. La resistencia a la compresión confinada del concreto utilizado para estas pruebas fue de 50 MPa. Como se observa en estas curvas, el valor de la resistencia a flexión pico presenta incrementos de aproximadamente 85% y 185% para los 1,0 y 1,5 % en volumen de fibras, respectivamente. De igual manera, unas de las propiedades principales del concreto lanzado, es la ductilidad, por lo que se observa un incremento en las losas reforzadas con fibra en aproximadamente 20 y 30 veces para el 1,0 y 1,5 % en

volumen de fibras respectivamente. (Evert Hoek, 2007a)

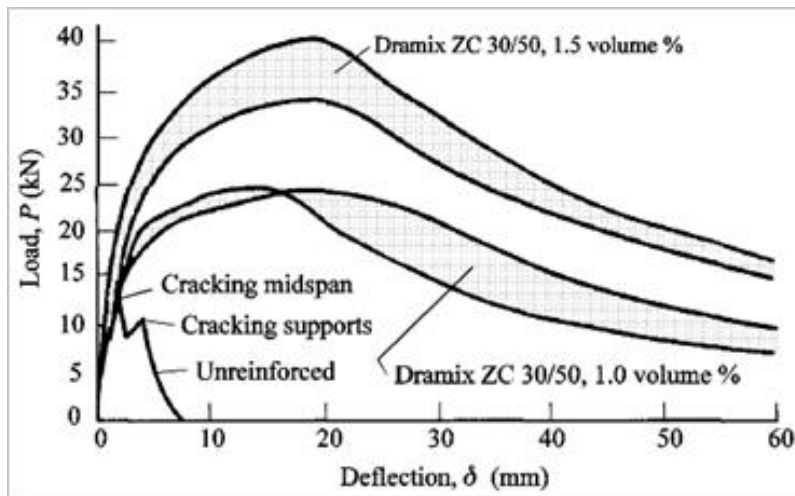


Figura 7-14. Resultados de carga de deflexión obtenidos por Kompen (1989) para concreto lanzado no reforzado y reforzado con fibras metálicas. Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

- **Formulación de Confinamiento de Pernos de Anclaje**

$$P_{sp\ máx} = \frac{T_b}{S_L S_T}$$

$$T_{bf} = a_s * f_y * 0,6$$

$$\frac{1}{K_p} = \frac{S_L \times S_T}{r_i} \left( \frac{4L}{\pi (db)^2 * E_s} + Q \right)$$

$$U_{ip\ máx} = \frac{r_i * P_{sp\ máx}}{K_p}$$

Donde:

$r_i$ : Radio de Excavación

$d_b$ : Diámetro del Perno

$F_y$ : Esfuerzo de Fluencia del Perno

$a_s$ : Área Transversal del Perno

$E_s$ : Módulo de Young del Acero del Perno

$T_{bf}$ : Tensión Máx. que Soporta el Perno de Roca

$Q$ : Constante de Carga - Deformación para Perno y Rigidez del perno, Cabeza  $Q$  (m/ton)  
(véase Figura 7-16)

$L_p$ : Longitud del Perno

$S_T$ : Espaciamiento Transversal

$S_L$ : Espaciamiento Longitudinal

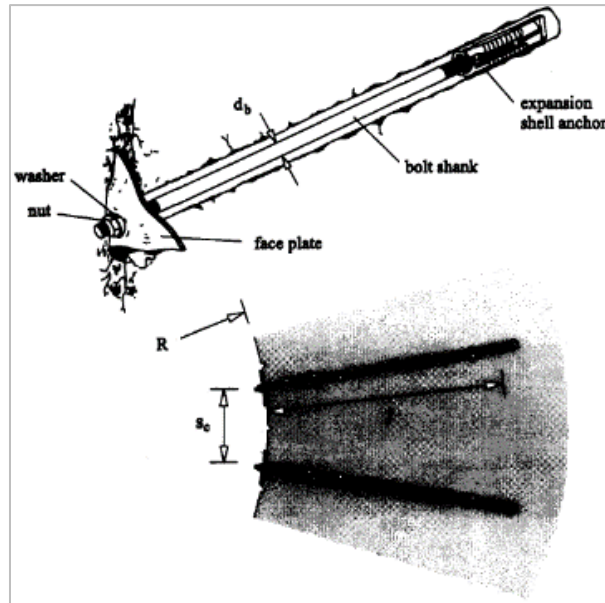


Figura 7-15. Representación de un perno anclado mecánicamente (adaptado de Stillborg 1994 y Hoek-Brown 1980). Fuente: (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000)

| $D_b$ (mm) | $l$ (m) | $T_{bf}$ (MN) | $Q$ (m/MN) |
|------------|---------|---------------|------------|
| 16         | 1.83    | 0.058         | 0.241      |
| 19         | 1.83    | 0.089         | 0.024      |
| 22         | 3.00    | 0.196         | 0.042      |
| 25         | 1.83    | 0.254         | 0.143      |

*Values determined for expansion shell bolts in field tests. The rock types are: i) shale for the 16 mm bolt; ii) sandstone for the 22 mm bolt; iii) granite for the 25 mm bolt.*

Figura 7-16. Valores de la carga final  $T_{bf}$  y de la constante de carga de deformación  $Q$  para pernos de diferentes diámetros  $d_b$  y longitudes  $L$ . Fuente: (Evert Hoek & Brown, 1985b)

En la Figura 7-17 presenta los resultados de diversos ensayos de resistencia a la tracción

(carga-deformación) en distintos tipos de anclajes, desarrollados por Stillborg (1994) en la Universidad de Luleå en Suecia. En esta figura se puede observar claramente que los elementos de fibra de vidrio presentan mayor resistencia a la tracción, pero con menor módulo de deformación con respecto al elemento de acero. Además, se logra identificar en estas curvas, que el sistema de anclaje compuesto por lechada presenta una resistencia similar al sistema mediante resina, logrando de esta manera una mayor deformación “creep” el sistema de anclaje compuesto por lechada. El anclaje tipo “Swellex” presenta mayor resistencia respecto al anclaje de tipo “Split Set”. También se observa que el anclaje de expansión mecánica, es el que presenta una menor resistencia a bajas deformaciones.

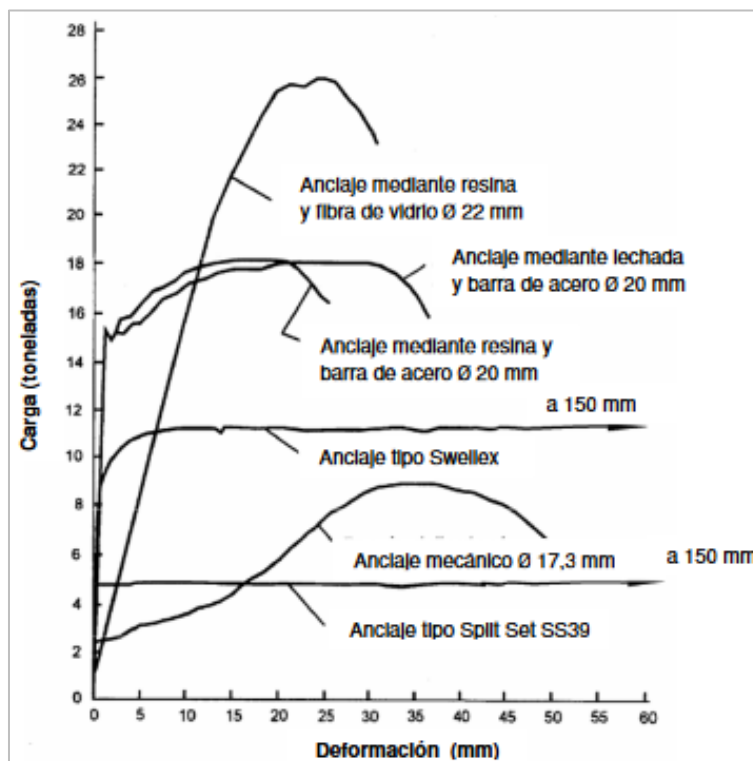


Figura 7-17. Resultados obtenidos por Stillborg para diversos anclajes. Fuente: (Evert Hoek, 2007a)

Se aclara que para problemas de Squeezing o altos esfuerzos, los pernos tipo Split Set y los Swellex, no son muy eficientes para este tipo de efectos (fenómeno de Squeezing). Según como se observa en la gráfica anterior (Figura 7-17), los pernos tipo Split Set y Swellex presenta aproximadamente el 30% y el 50% respectivamente, de la capacidad de carga de los pernos mediante resina y lechada. Además, en rocas blandas, este tipo de pernos salen como “mantequilla”, y también la generación del efecto de arco de roca, es

mínimo. Por tanto, los pernos que se recomiendan para sostenimiento en terrenos con Squeezing son los pernos que son inyectados con lechada y resina, siendo más recomendados los de lechada. A continuación, se ilustran estos tipos de pernos de anclaje (véase Figura 7-18 y Figura 7-19).

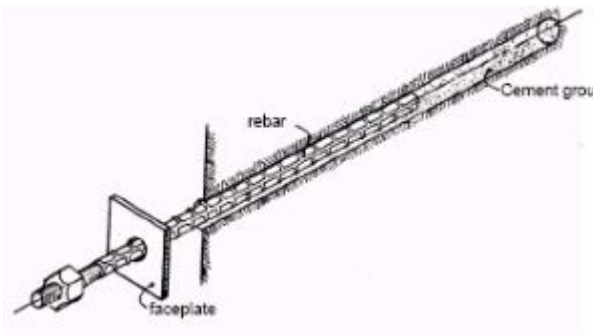


Figura 7-18. Pernos de anclaje inyectados con lechada. Fuente: (Gutiérrez R., 2015)

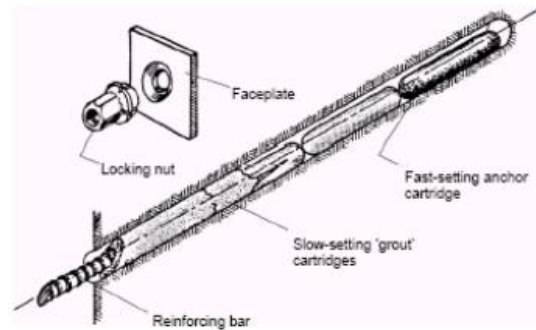


Figura 7-19. Pernos de anclaje inyectados con resina. Fuente: (Gutiérrez R., 2015)

- **Formulación de Confinamiento para Arcos Metálicos**

Para el diseño analítico de los arcos metálicos, existen los siguientes métodos estructurales:

- Protor & White (1946)
- Biron et al., (1980)
- Hoek et al., (1980)

1. Metodología de Hoek & Brown (1980)

$$P_{sAm\acute{a}x} = \frac{3}{2} \times \frac{\sigma_{ys}}{S \cdot r_i \cdot \theta} \times \frac{A_s \cdot I_s}{3I_s + DA_s[r_i - (t_b + 0,5D)](1 - \cos \theta)}$$

$$\frac{1}{K_A} = \frac{S r_i^2}{E_s A_s} + \frac{S r_i^4}{E_s I_s} \left[ \frac{\theta(\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2 S \theta t_b r_i}{E_b B^2}$$

Donde:

$P_{sAm\acute{a}x}$ : Presión máxima de soporte que aportan las cerchas circulares (MPa)

$K_A$ : Rigidez del sistema de cerchas

$r_i$ : Radio del túnel (m)

$I_s$ : Momento de inercia de la sección (cercha) ( $m^4$ )

$\sigma_{ys}$ : Resistencia a tracción del acero (MPa)

S: Espaciamiento entre cerchas en dirección longitudinal (m)

$A_s$ : Área sección de la cercha ( $m^2$ )

$E_s$ : Módulo de Young del Acero (MPa)

$E_b$ : Módulo de Young del material de bloques (MPa), en este caso del concreto neumático

$t_b$ : Espesor de bloque de apoyo madera = espesor capa primaria de concreto lanzado (m)

B: Anchura de cada bloque (m)

$\theta$ : Mitad del ángulo entre bloques de madera (radianes) (para concreto lanzado de asume un valor bajo = 0,05)

D: Ancho del perfil metálico (m)

*Nota:* La rigidez de un sistema de arcos (o cerchas) depende mucho de las características del material de acuñado (madera todavía en muchos casos o acero en general).

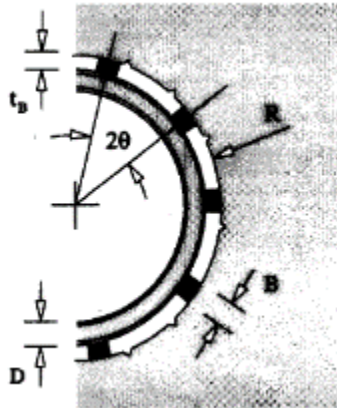


Figura 7-20. Cerchas metálicas (-- Geometría circular – Retaques de madera). Fuente: (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000)

**Observaciones:** El método utilizado por Hoek para los arcos metálicos como sistema de soporte, ya no es aplicado actualmente en la ingeniería subterránea, ya que este método se refiere a secciones circulares y utiliza tacos de madera como apoyo, por tanto, no es recomendable. Para el caso de los tacos de madera, actualmente, se emplea es concreto lanzado.



- Arcos de acero embebidos en concreto lanzado según Brady y Hoek

Presión máxima proporcionada por el soporte:

$$P_{sAm\acute{a}x} = \frac{A_s \cdot \sigma_{ys}}{r_i \cdot S}$$

La rigidez elástica es:

$$\frac{1}{K_A} = \frac{S \cdot r_i}{E_s \cdot A_s} + \frac{d}{E_c \cdot r_i}$$

Donde:

$A_s$  = área de acero (m<sup>2</sup>)

$\sigma_{ys}$  = Esfuerzo máximo de fluencia del acero (t/m<sup>2</sup>)

$r_i$  = Radio de excavación (m)

$S$  = Espaciamiento entre marcos (m)

$d$  = Espacio del relleno con concreto lanzado (m) (p.e. concreto lanzado)

$E_c$  = Módulo de deformación del concreto (t/m<sup>2</sup>)

$E_s$  = Módulo de deformación del acero (t/m<sup>2</sup>)

#### Ecuaciones simplificadas para las presiones máximas del sistema de soporte

Según Hoek y Brown (1980) y Brady y Brown (1985), la presión de soporte proporcionada por el sistema de soporte depende principalmente de la rigidez del soporte, su capacidad máxima de carga y la longitud de avance. Por tanto, estos autores publicaron ecuaciones para calcular la rigidez y la capacidad de los diferentes sistemas de soporte y se han utilizado para estimar las características de soporte que se muestran en las siguientes figuras (Figura 7-21, Figura 7-22 y Figura 7-23). Aunque, se debe indicar que estas características se basan en el supuesto que el sistema de soporte es simétrico alrededor del túnel, es decir, se supone que los arcos de acero y los revestimientos de concreto o de concreto lanzado son completamente circulares y que los pernos de roca se instalan en el techo, las paredes laterales y piso del túnel. Estas suposiciones no reflejan las instalaciones de soporte típicas en campo.

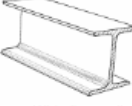
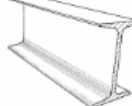



| Support type   | Flange width - mm | Section depth - mm | Weight - kg/m | Curve number | Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres) and a set spacing of $s$ (metres) |
|--|-------------------|--------------------|---------------|--------------|--|
| <br>Wide flange rib       | 305               | 305                | 97            | 1            | $p_{i\max} = 19.9D^{-1.23}/s$  |
|  | 203               | 203                | 67            | 2            | $p_{i\max} = 13.2D^{-1.3}/s$   |
|  | 150               | 150                | 32            | 3            | $p_{i\max} = 7.0D^{-1.4}/s$  |
| <br>I section rib         | 203               | 254                | 82            | 4            | $p_{i\max} = 17.6D^{-1.29}/s$  |
|  | 152               | 203                | 52            | 5            | $p_{i\max} = 11.1D^{-1.33}/s$  |
| <br>TH section rib        | 171               | 138                | 38            | 6            | $p_{i\max} = 15.5D^{-1.24}/s$  |
|  | 124               | 108                | 21            | 7            | $p_{i\max} = 8.8D^{-1.27}/s$   |
| <br>3 bar lattice girder  | 220               | 190                | 19            | 8            | $p_{i\max} = 8.6D^{-1.03}/s$   |
|  | 140               | 130                | 18            |              |  |
| <br>4 bar lattice girder | 220               | 280                | 29            | 9            | $p_{i\max} = 18.3D^{-1.02}/s$  |
|  | 140               | 200                | 26            |              |  |

Figura 7-21. Capacidades máximas aproximadas para diferentes arcos de acero instalados en túneles circulares. Fuente: (Evert Hoek, 1999)


|  |                 |    |                         |
|--|-----------------|----|-------------------------|
| <br>Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres | 34 mm rockbolt  | 10 | $p_{i\max} = 0.354/s^2$ |
|  | 25 mm rockbolt  | 11 | $p_{i\max} = 0.267/s^2$ |
|  | 19 mm rockbolt  | 12 | $p_{i\max} = 0.184/s^2$ |
|  | 17 mm rockbolt  | 13 | $p_{i\max} = 0.10/s^2$  |
|  | SS39 Split set  | 14 | $p_{i\max} = 0.05/s^2$  |
|  | EXX Swellex     | 15 | $p_{i\max} = 0.11/s^2$  |
|  | 20mm rebar      | 16 | $p_{i\max} = 0.17/s^2$  |
|  | 22mm fibreglass | 17 | $p_{i\max} = 0.26/s^2$  |
|  | Plain cable     | 18 | $p_{i\max} = 0.15/s^2$  |
|  | Birdcage cable  | 19 | $p_{i\max} = 0.30/s^2$  |

Figura 7-22. Capacidades máximas aproximadas para diferentes pernos de roca instalados en túneles circulares. Fuente: (Evert Hoek, 1999)


| Support type   | Thickness - mm | Age - days | LCS - MPa | Curve number | Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres) |
|--|----------------|------------|-----------|--------------|--|
| <br>Concrete or shotcrete lining | 1m             | 28         | 35        | 20           | $p_{i\max} = 57.8D^{-0.92}$  |
|  | 300            | 28         | 35        | 21           | $p_{i\max} = 19.1D^{-0.92}$  |
|  | 150            | 28         | 35        | 22           | $p_{i\max} = 10.6D^{-0.97}$  |
|  | 100            | 28         | 35        | 23           | $p_{i\max} = 7.3D^{-0.98}$   |
|  | 50             | 28         | 35        | 24           | $p_{i\max} = 3.8D^{-0.99}$   |
|  | 50             | 3          | 11        | 25           | $p_{i\max} = 1.1D^{-0.97}$   |
|  | 50             | 0.5        | 6         | 26           | $p_{i\max} = 0.6D^{-1.0}$  |

Figura 7-23. Capacidades máximas aproximadas para diferentes concretos lanzados instalados en túneles circulares. Fuente: (Evert Hoek, 1999)

- Metodología de Protor & White (1946), Biron et al., (1980)

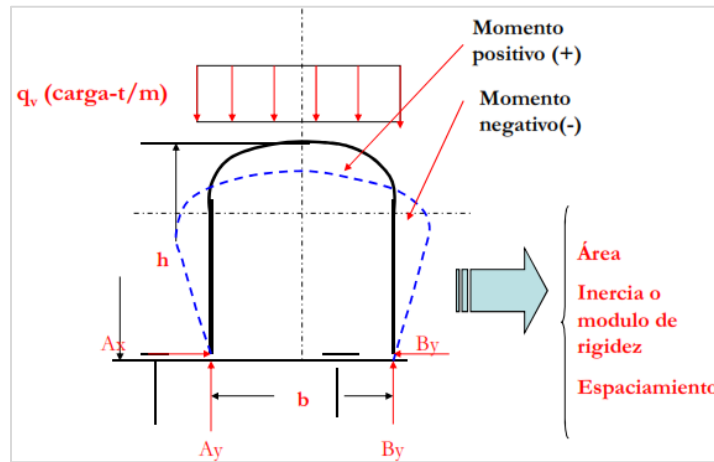


Figura 7-24. Análisis estructural del arco según Protor & White, Biron y otros. Fuente: (Gutiérrez R., 2015)

Otra de las metodologías para diseño y estimación de las cargas que pueden llegar a soportar los marcos metálicos se menciona la propuesta por Proctor & White, Biron y otros, en donde, su principal objetivo es el de modelar la estructura o pórtico mediante el programa SAP 2000, ya que en algunas situaciones las cargas gravitacionales actúan de manera importante. Asimismo, con esta metodología se consigue eliminar aproximaciones por geometría y se tiene en cuenta el efecto de confinamiento que puede generar la roca al apoyarse el arco sobre ésta, reduciendo de esta manera momentos flectores y esfuerzos cortantes.

A continuación, se presentan las ecuaciones correspondientes a su análisis:

$$A_y = B_y = \frac{(0,785h' + 0,666r)q_t r^3}{0,666h'^3 + \pi r h'^2 + 4h' r^2 + 1,57r^3}$$

$$M = 0,5q_t r^2 \sin^2 \alpha - A_y (h' + r \sin \alpha) \dots \dots \dots 0 \leq \alpha \leq \pi$$

$$M = -A_y x \dots \dots \dots 0 \leq x \leq h'$$

$$N = -q_t r \cos^2 \alpha - A_y \sin \alpha$$

Donde:

$A_y = B_y$ : reacción de los apoyos (t)

$h'$ : altura del arco metálico (m)

$r$ : radio de la excavación (m)

$\alpha$ : ángulo con la horizontal en grados

$q_t$ : carga uniforme en el techo (t/m)

$M$ : momento (t/m)

$N$ : fuerza axial en el perfil (t)

La carga de roca sobre el arco se calcula como función del tamaño de la obra subterránea y de acuerdo con el tipo de material. Para ello, se presenta la expresión propuesta por Biron:

$$q_t = \alpha L \gamma S$$

Donde:

$q_t$ : carga de roca en (t/m)

$\alpha$ : factor de carga (dependiendo del tipo de material); depende de la formación rocosa, varía de 0,25 a 0,5 en condiciones normales y de 1 a 2 en techos muy malos con muchas fracturas.

$S$ : espaciamiento entre arcos

$L$ : ancho o diámetro del túnel (m)

$\gamma$ : Peso unitario del material (t/m<sup>3</sup>)

Obteniendo el valor de la carga vertical sobre la cavidad subterránea, seguido de realiza un análisis hiper-estático suponiendo que el tipo de arco con perfil en H, I o TH, se simula como un elemento rígido como una viga en forma de arco, tal como se muestra en la siguiente figura (Figura 7-25):

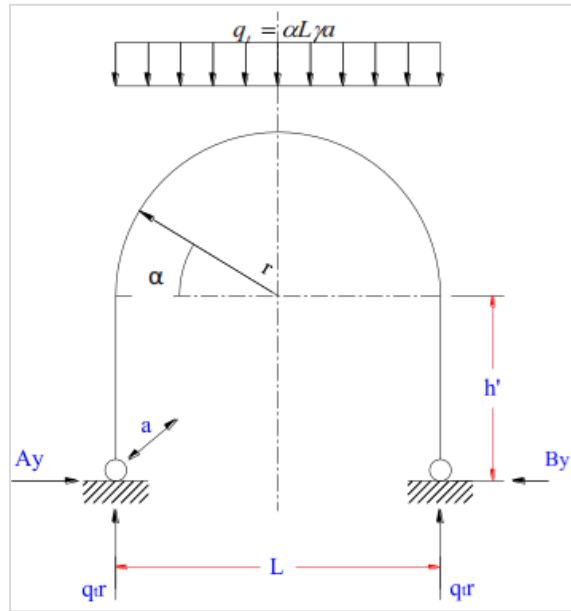


Figura 7-25. Modelo estático de un arco rígido idealizado de acero. Fuente: (Carhuamaca Guerrero, 2009)

El paso seguido, conociendo los valores de momento y fuerza axial máximos a través de la sección del arco, se procede a calcular el esfuerzo a flexo compresión:

$$|\sigma| = \frac{\text{Carga Normal}}{\text{Área de la sección}} + \frac{\text{momento máximo}}{\text{módulo de la sección}}$$

$$|\sigma| = \frac{q_t r}{F} + \frac{A_y (h' + 0,5 A_y / q_t)}{W} \leq \sigma_{sf}$$

Donde:

$|\sigma|$ : Valor absoluto del esfuerzo (t/m<sup>2</sup>)

$F$ : Área de la sección del perfil (m<sup>2</sup>)

$W$ : Módulo de sección del perfil (m<sup>3</sup>)

$\sigma_{sf}$ : Esfuerzo permisible del acero (t/m<sup>2</sup>)

### 7.1.1.3. Deficiencias de los métodos analíticos de diseño.

Las siguientes son algunas consideraciones que se deben tener en cuenta al momento de

aplicar esta metodología:

- La metodología se basa en geometrías circulares.
- No tiene en cuenta el confinamiento, lo que puede reducir el efecto de momentos y esfuerzos cortantes.
- No tienen en cuenta esfuerzos horizontales debidas a otros fenómenos (Squeezing o swelling).
- Deficiencias en la capacidad de trabajo del arco al no utilizarse juntas especiales que permiten la asimilación de deformaciones radiales controladamente.
- Baja capacidad en la resistencia de arcos al no tener en cuenta una mayor absorción de energía cuando se utiliza los elementos combinados con concreto lanzado reforzado con fibra.
- Condiciones particulares de los sistemas de apoyo o retaque del arco para apoyarlo contra la roca.
- Se asume que las deformaciones en la cara del túnel se producen inmediatamente se excava.

## Capítulo VIII. Squeezing en Macizos Rocosos Blandos

### 8.1. Generalidades

La estabilidad en todas las obras geotécnicas, tanto en la parte inicial, como en su ejecución y operación, son de gran importancia dentro de la práctica ingenieril, ya que nos garantiza una mayor vida útil del proyecto y seguridad en todos los aspectos de la obra. En el caso de perforaciones subterráneas en macizos rocosos de baja calidad geomecánica, la estabilidad constructiva y geotécnica es el principal requisito a tener en cuenta dentro del proyecto. Sin embargo, en la realidad existen una serie de aspectos y condiciones que son desfavorables para el buen desarrollo del proyecto de los que se mencionan: altos esfuerzos in-situ, presencia de discontinuidades, etc.

Dentro de los problemas geotécnicos más frecuentes que ocurren en las minas (o construcción de túneles) y que provocan problemas de estabilidad inducidas por los esfuerzos, se mencionan los siguientes:

1. Presencia de flujos importantes de agua.
2. Presencia de fallas "Faulting".
3. Ocurrencia de estallidos de rocas "Rockburst".
4. Plastificaciones intensas "**Squeezing**" en las paredes alrededor del túnel.
5. "Spalling" o lajamiento en túneles con fuerte asimetría tensional.
6. Fenómenos de expansividad o hinchamiento (swelling).

Es importante diferenciar entre "Squeezing" y "Swelling" ya que estos dos fenómenos o mecanismos de falla, tratan de problemas de empujes en el terreno y se consideran uno de los problemas más graves dentro del desarrollo de las excavaciones subterráneas. En términos técnicos el concepto de Squeezing ground se refiere al material débil y plástico que se mueve en dirección al cierre de la cavidad de un túnel, esto debido al peso de la roca suprayacente, y el término de Swelling ground se refiere al material desplazado hacia una cavidad, debido al incremento en volumen por absorción de agua. Lo anterior expresa teóricamente la diferencia entre estos dos fenómenos, sin embargo, bajo muchos aspectos

no es posible una absoluta diferenciación, ya que la presencia de pequeñas cantidades de agua causa un aumento a tender hacia un comportamiento plástico del material en condiciones de Squeezing ground. («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.)

En términos generales, el fenómeno de Squeezing ground se aprecia apenas se desconfina el macizo, es decir, en el momento en que se excava, ya que se origina un estado de desequilibrio de los esfuerzos. Por otra parte, el Swelling ground requiere originalmente de la absorción de agua para generar su respectiva expansión, lo que lleva a un proceso más lento, en muchos casos visible solamente después de un tiempo considerable. Así mismo, algunas de las presiones causadas por Swelling normalmente se transforman en presiones de Squeezing, es decir, a medida que el Swelling se expande, este tiende a ser más plástico deformándose bajo esfuerzos en desequilibrio. («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.)

## **8.2. Identificación de las Condiciones de Squeezing**

### **8.2.1. Definiciones.**

#### Squeezing

El término Squeezing se utilizó por primera vez durante la construcción de túneles ferroviarios en los Alpes entre los años 1860 y 1910, y ha logrado su estudio e investigación por varios autores de la geotecnia y en especial por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), ya que ha sido un término de interés principalmente en el estudio de mecanismos de falla en los proyectos subterráneos (túneles viales, galerías, túneles de conducción, etc.), pero antes de comentar estas definiciones, es esencial dar un concepto básico para entender este tipo de fenómeno. Squeezing se refiere a la reducción de la sección del túnel cuando el túnel se está avanzando (Véase Figura 8-1). Asimismo, este término se refiere a las grandes convergencias alrededor del túnel en función del tiempo durante la excavación, aunque, la deformación puede terminar durante la construcción o



continuar durante un largo período de tiempo para tal situación, es importante realizar mediciones de convergencia. Este fenómeno sucede principalmente cuando el terreno es de mala calidad, unido a la aparición de determinada mineralogía en las rocas (arcillas, micas, grafito, etc.), desarrollando mecanismos de rotura dúctil, acompañado con fuertes deformaciones y empujes.

Como se había indicado en el párrafo anterior, enseguida se dan las definiciones por algunos autores, más técnicas y científicas:

*Terzaghi (1946)*, describió el término Squeezing como: “la roca deformable que avanza lentamente en el túnel afectado por la excavación sin un aumento perceptible del volumen. Requisito previo al asentamiento en el techo, es el alto porcentaje de partículas microscópicas y sub-microscópicas de minerales micáceos o de minerales de arcillas con una baja capacidad de hinchamiento (Swelling)”. (Barla, 2001) (Quispe Aronés, 2012)

Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), la comisión sobre *Squeezing Rocks in Tunnels* define el fenómeno como: “*gran deformación que ocurre alrededor de un túnel o excavación subterránea, asociada básicamente a la fluencia (creep) causada por tensiones que superan la resistencia a esfuerzo cortante. La deformación puede producirse durante la construcción o continuar durante un tiempo*”. (Yu, Kao, & Chern, 1998)



Figura 8-1. Fenómeno de Squeezing. Fuente: (Quispe Aronés, 2012)

En resumen, el fenómeno de Squeezing se produce cuando la redistribución de los esfuerzos que se forman alrededor de la excavación del túnel superan la resistencia del macizo rocoso. por tanto, se producen deformaciones radiales importantes en el techo, paredes y piso del túnel en el tiempo. (Gutiérrez R., 2015)

De tal forma, es definido como un comportamiento plástico donde el material se desplaza hacia la cavidad subterránea cuando se realiza la excavación, principalmente por las presiones ejercidas por la columna de roca suprayacente, asimismo se relaciona con rocas blandas dúctiles, con módulos de deformación bajos, momento en que el fenómeno de redistribución de esfuerzos se traduce en empujes que aumentan con el tiempo a medida que se involucra una masa de roca mayor. La magnitud de las deformaciones que se producen por el fenómeno de redistribución de esfuerzos está directamente relacionada con el espesor de la zona plástica; se considera que esta zona plástica no se extiende más allá de cinco radios del túnel y dependerá no solo de las características del material y de las presiones actuantes, sino del tiempo y por consiguiente de la magnitud de las deformaciones radiales que se le permitan a la periferia de la excavación. (Marulanda Posada et al., 2008).

Estas presiones de Squeezing en algunos casos de aproxima a presiones de “carga muerta”

de la columna de roca, y pueden llegar a inducir falla en marcos pesados de acero y revestimiento en concreto. («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.)

## Fluencia

El término “fluencia” según Cristescu (1998), la define como la deformación irreversible que se produce a lo largo del tiempo, e indica que se produce en todos los tipos de rocas, pero principalmente, en las rocas blandas. Según Lama y Vutukuri (1978) la definen, sin embargo, como la deformación a lo largo del tiempo, la que, dependiendo del nivel de tensiones con respecto a la tensión de rotura a corto plazo y del tiempo transcurrido, puede ser reversible o irreversible. De acuerdo con Cristescu (1998), el cambio de forma irreversible que se produce en la fluencia está “casi” libre de agrietamiento. Según este autor, la fluencia ocurre principalmente debido al movimiento de dislocación transcristalino (entre cristales). Como consecuencia de estos movimientos entre cristales siempre se produce la formación de grietas dentro de los mismos. Según Goodman (1980) alude a dos mecanismos para explicar la fluencia en las rocas: al flujo de la masa y al agrietamiento. Algunas rocas, p.e., la sal, las rocas bituminosas o las rocas esquistosas compactas, presentan fluencia sometidas a tensiones desviadoras relativamente bajas, incluso aunque no tengan fisuras. En el caso de la roca de sal y rocas de potasio, el proceso de la fluencia involucra el movimiento de las dislocaciones y el movimiento lento intracristalino. Sin embargo, la fluencia en las rocas arcillosas no cementadas involucra la migración del agua que está dentro de los poros y el movimiento de las partículas de la arcilla. Las rocas duras como el granito y la caliza también pueden presentar fluencia cuando están sometidas a tensiones desviadoras suficientemente altas como para que les produzcan la aparición de nuevas fracturas, p.e., cuando esta tensión es superior a la mitad de la resistencia a compresión no confinada. El incremento de la tensión aplicada provocará el cambio en la red de grietas a través del crecimiento de las antiguas y de la aparición de nuevas. (Sandoval Ocaña, 2008)

Por tanto, la fluencia está relacionada únicamente a deformaciones de tipo plástica y/o viscosa en los túneles, que suelen producirse en rocas que tengan un comportamiento dúctil y deformación lenta sin apreciarse ninguna fractura ni pérdida de continuidad del macizo.

Sin embargo, el fenómeno de Squeezing también puede ocurrir en zonas con presencia de discontinuidades en el macizo mediante mecanismos de cizalla cuando existan discontinuidades ampliamente espaciadas, pandeo de las capas delgadas de rocas sedimentarias y deslizamiento a favor de la estratificación (Aydan, Akagi, & Kawamoto, 1996). Algunas de las rocas más propensas a desarrollar grandes presiones y sufrir importantes deformaciones, generando el fenómeno de Squeezing son: los gneises, esquistos, filitas, arcillas, pizarras, calizas mudstone y las tobas (especialmente con alto contenido de minerales tales como micas, clorita, serpentina y arcilla).

### Convergencia

La excavación de un macizo rocoso provoca inevitablemente un desequilibrio de su estado tensional, provocando una tendencia del propio terreno para recuperar su estabilidad inicial y generando en ese proceso unos desplazamientos convergentes que se deben controlar sistemáticamente.

El término convergencia se refiere a la deformación diametral, aplicado a túneles corresponde al acortamiento del diámetro. Por tanto, esta medida es equivalente a los movimientos relativos producidos entre dos puntos fijos colocados en la superficie de un espacio subterráneo (túnel, caverna, lumbrera, etc.). su cuantificación permite graficar en función del tiempo los decrementos o incrementos de la distancia inicial medida (determinada como medición cero) con las mediciones subsecuentes. Este método de medición cuantifica como la sección original del espacio subterráneo se comporta al estar influenciada por factores geológicos, geotécnicos, propiedades del macizo rocoso, esfuerzos inherentes de la montaña (estado de las tensiones in-situ), ritmo y ciclo de excavación, sistema de refuerzo primario seleccionado, momento en su colocación, y por la presencia de agua subterránea y presión de poros, especialmente importante en el caso donde los materiales que conforman el entorno del túnel sean susceptibles de cambiar sus propiedades físicas y mecánicas al entrar en contacto con el agua. Mediante el monitoreo continuo de una o más secciones la construcción de proyecto subterráneo se ejecuta de manera más segura y eficiente, pues generalmente nos permite comprender y evaluar oportunamente la tendencia estática o dinámica del túnel vs el sistema de refuerzo primario colocado, y el momento idóneo para realizar el revestimiento definitivo.

## Deformación

De modo general, este término se emplea, en el área de rocas, para referirse a cambios en la forma y/o volumen que pueden experimentar las rocas como respuesta a la actuación de fuerzas. Como resultados del esfuerzo aplicado, una roca puede fracturarse o deformarse arrugándose. La deformación se produce cuando la intensidad del esfuerzo es mayor que la resistencia interna de la roca. En otras palabras, el terreno se deforma cuando se carga. Existen dos tipos de deformación: elástica y plástica.

*Deformación elástica:* esta deformación se presenta cuando, tras cesar el esfuerzo, la roca deformada recupera su forma original, es decir, su deformación es proporcional a la carga, y recuperan prácticamente la deformación al descargarse. En general, las rocas son poco elásticas en niveles muy superficiales de la corteza terrestre, pero sí pueden serlo cuando se encuentran sometidas a una gran presión litostática y niveles más profundos.

*Deformación plástica:* cuando una roca que se encuentra sometida a una deformación elástica supera su límite elástico, sufre una deformación plástica (permanente). Si se supera el límite de plasticidad, las rocas se fracturan y pasan a comportarse como cuerpos frágiles. Por tanto, esta deformación no es lineal, y según se van cargando la capacidad portante disminuye.

Los principales factores que influyen en el tipo de deformación son:

*Naturaleza de la roca:* la resistencia interna cambia, por lo que su respuesta al esfuerzo es diferente. En superficie y condiciones ambientales, algunas rocas tienen un comportamiento dúctil (se deforman plegándose) y otras un comportamiento frágil (cuando se fracturan).

*Presión y temperatura:* a mayor presión y temperatura, la roca sufre un comportamiento más dúctil y, por tanto, la deformación es mayor.

*Tipo de esfuerzo aplicado:* 1) Compresión: provoca acortamiento en los estratos, bien por pliegues o por fallas. 2) Distensivos: por tensión estiran y adelgazan los estratos, creando fallas a partir de un límite. 3) Cizalla: se produce deformación por desplazamiento a lo largo de planos poco espaciados.

*Tiempo de aplicación del esfuerzo (influye el tiempo de aplicación y la intensidad):* un esfuerzo aplicado durante un largo periodo de tiempo favorece la deformación plástica. Si el esfuerzo es muy grande pero aplicado puntualmente, se favorece el comportamiento frágil y, por tanto, la fracturación de la roca.

Si se habla de un macizo rocoso, la deformabilidad viene dada por las relaciones entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, y queda definida por su módulo de deformación, que relaciona la tensión o esfuerzo con la deformación correspondiente. Este parámetro presenta un carácter anisótropo y discontinuo (al igual que las demás propiedades de los macizos), por lo que su determinación resulta compleja dentro de la mecánica de rocas. Para determinar los módulos de deformación, se debe tener en cuenta la deformabilidad tanto de la roca matriz (Módulo de Young  $E_i = \sigma/\varepsilon$ ) como de las discontinuidades (Rigidez  $k = \sigma/\mu$ ), quedando la expresión siguiente:

$$1/E = (1/E_i) + (1/k_n S)$$

Donde:

$E$ : Módulo de deformación del macizo

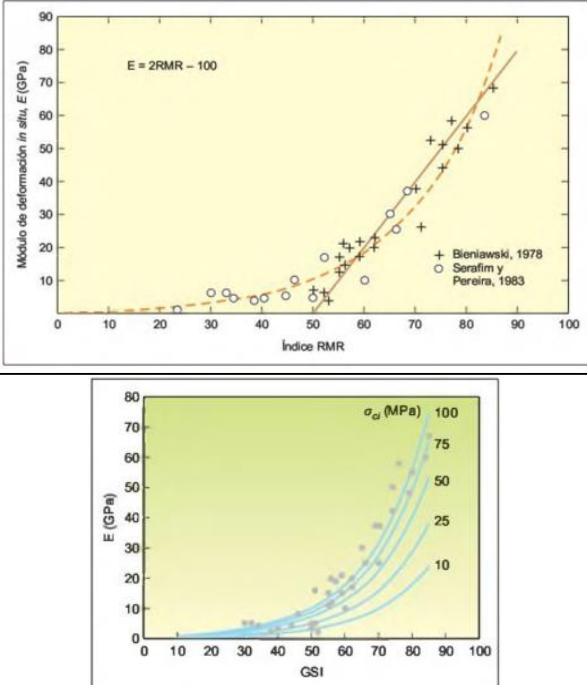
$E_i$ : Módulo de Young

$k_n$ : Rigidez normal

$S$ : Espaciado de las discontinuidades

La dificultad de realizar ensayos de compresión a escala real en macizos rocosos y de ensayar volúmenes representativos en laboratorio, normalmente hacen que sea imposible estudiar los macizos rocosos en el laboratorio, sino por medio de ensayos in-situ (p.e. dilatómetro, placa de carga) y empíricamente (retroanálisis, correlaciones); salvo que sea muy homogéneo y las muestras sean representativas del macizo.

A continuación, se incluyen algunas correlaciones propuestas por diferentes autores:

| AUTOR                   | EXPRESIÓN   | APLICACIÓN  | GRÁFICA  |
|-------------------------|---|---|--|
| Bieniawski, 1978        | $E = 2 RMR - 100$<br>(GPa)  | - Macizos rocosos de buena calidad, RMR > 50-55.<br>- No válido para macizos de baja calidad.   | <p>- No tienen en cuenta los datos de laboratorio.</p> <p>- E no es función del valor de <math>\sigma_{ci}</math> ni de <math>E_i</math></p> |
| Serafim y Pereira, 1983 | $E = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}$   | - Macizos rocosos de calidad media-baja, $10 < RMR < 50$ .<br>- Especialmente válido para valores $1 < E < 10$ Gpa.<br>- Para macizos rocosos de calidad baka-muy baja se obtienen valores demasiado altos. |  |
| Hoek, 1995              | $E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$<br><br>$\sigma_{ci}$ en MPa; E en GPa | - Indicado para macizos rocosos débiles o blandos, con calidad baja-muy baja y matriz rocosa con:<br><br>$\sigma_{ci} < 100$ MPa  | <p>- E es función del <math>\sigma_{ci}</math></p>        |

Donde:

E = Módulo de deformación empírico del macizo rocoso.

$E_i$  = Módulo de deformación de laboratorio de la matriz rocosa.

GSI = Índice geológico de resistencia.

$\sigma_{ci}$  = Resistencia a compresión simple de la roca intacta.

Figura 8-2. Criterios empíricos para la estimación del módulo de deformación en macizos rocosos. Fuente: (González de Vallejo, 2002b)

### **8.2.2. Observaciones acerca del Squeezing por algunos expertos.**

El fenómeno de Squeezing durante la excavación del túnel ha intrigado a los expertos durante años, y con frecuencia ha provocado grandes dificultades para completar las obras de gran envergadura. Hay numerosos casos históricos en Europa y en todo el mundo donde han ocurrido el fenómeno de Squeezing, los cuales se mencionan las siguientes observaciones de expertos que fueron testigos de este fenómeno:

- El fenómeno de Squeezing está asociado a macizos rocosos débiles o blandos, en cuanto se refiere a su deformabilidad y sus propiedades de resistencia, sin embargo, este fenómeno se relaciona a esfuerzos medios a altos, por lo que la experiencia en diversas obras subterráneas, a su vez ha facilitado identificar cuáles son algunas de las rocas de mayor complejidad, en donde el fenómeno de Squeezing puede llegar a ocurrir. Estos macizos de roca blanda están constituidos por materiales generalmente sedimentarios de grano fino, como arcillolitas, lodolitas, limolitas, tobas y margas, y también areniscas o conglomerados, pobremente cementadas, o por rocas metamórficas con orientación esquistosa desfavorable (filitas, esquistos, pizarras), cuyo comportamiento geomecánico está controlado por la roca intacta y también por fracturas, diaclasas y fallas. (Barla, 2001)
- Al presentarse el fenómeno de Squeezing, en primer lugar, implicaría la generación de una zona plástica alrededor de la excavación del túnel, lo que conlleva a generar un aumento significativo de convergencias alrededor del túnel y además, se producirán desplazamientos en el frente de excavación (extrusión); estas convergencias son generalmente grandes aumentando en muchos casos con el tiempo y hacen parte de los aspectos más significativos en el comportamiento de Squeezing. (Barla, 2001)
- Las orientaciones de las discontinuidades, tales como los planos de estratificación, esquistosidad presenten en la zona de trabajo, influyen de manera importante en el comportamiento del macizo rocoso, ya que dan origen a la aparición y desarrollo de



grandes deformaciones entorno a los túneles y a su vez ayudan a la generación del fenómeno de Squeezing. En esencia, si la orientación de las discontinuidades es paralela al eje del túnel, la deformación se mejora de manera significativa, lo que se refleja en términos de convergencias durante el frente de avance. (Barla, 2001)

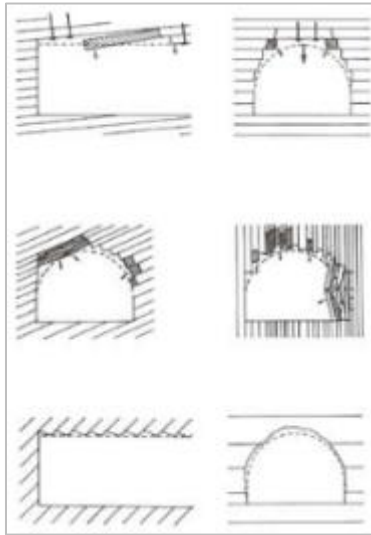


Figura 8-3. Influencia de las juntas o discontinuidades principales sobre la estabilidad de los túneles. Fuente: (López Jimeno, 1997)

- La distribución de la presión de poros y la cabeza piezométrica en la roca pueden llegar a influir en la resistencia del macizo rocoso generando deformaciones. La instalación de sistemas de drenaje ayuda a disminuir la altura piezométrica y además, controla las deformaciones tanto alrededor del túnel como en el frente de excavación. (Barla, 2001)
- Las técnicas de excavación y soporte implementadas para la construcción de los túneles (es decir, las secuencias de la excavación y el número de etapas de excavación que se adopten, incluidos los métodos de estabilización utilizadas), pueden influir en las condiciones de estabilidad global de la excavación. El factor más importante para el control de las deformaciones del terreno, está principalmente relacionado con la capacidad de proporcionar confinamiento temprano alrededor del túnel y cerca de la cara del túnel. (Barla, 2001)
- Un fenómeno también definido como el aumento en las deformaciones y que ocurre

en rocas susceptibles a la expansión, es el Swelling, por tal razón, en muchas ocasiones es difícil identificar entre compresión (Squeezing) y la expansión (Swelling), ya que los dos fenómenos pueden ocurrir al mismo tiempo y tener efectos similares en el comportamiento del macizo. P.e. en arcillas sobreconsolidadas, la rápida relación de esfuerzos por motivo de la excavación del túnel, provoca un aumento en los esfuerzos desviadores y de manera simultánea, de la presión de poros negativa. Sin embargo, debido a la presión de poros negativa, el Swelling puede ocurrir con un inicio más brusco de las deformaciones bajo carga constante. En el caso donde el Swelling esté restringido por medio de la instalación temprana de la solera, un incremento de esfuerzos puede tener lugar con la aparición probable de Squeezing. (Barla, 2001)

- El rendimiento en las excavaciones subterráneas, se puede ver afectadas de manera significativa, ya que un incremento en las convergencias del túnel puede generar contracciones generando así, retrasos en la construcción y, por consiguiente, una modificación o rehabilitación sería costosa.

### **8.2.3. Condiciones geológicas locales - fenómeno de Squeezing.**

En primer lugar, se habla de las clases de rocas que son más propensas a causar el fenómeno de Squeezing, primando el hecho de que la mayoría de estas rocas contienen porcentajes importantes de minerales arcillosos y en presencia de agua también tienden a expandirse. Con respecto a la profundidad, a continuación, se describen los siguientes casos: a poca profundidad (hasta 200 m), a profundidades > 200 m, y a profundidades moderadas y considerables.

- Poca profundidad (hasta 200 m): en este caso las presiones hidrostáticas son leves y los materiales propensos a generar Squeezing por lo general, contienen agua de poros en abundancia y además, presentan bajas resistencias iniciales, precisamente por el bajo confinamiento a que se han visto sometidas (poco consolidados). Ejemplos de este caso se mencionan los siguientes: material de brecha, depósitos piroclásticos altamente alterados conteniendo arcilla expansiva,

rocas micáceas alteradas y finamente laminadas, y arcillolitas poco consolidadas. («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.)

- Profundidades > 200 m: en este caso las clases de rocas predominantes a general el fenómeno de Squeezing estaría entre, material de brecha (fallas locales), rocas trituradas y finamente laminadas, debido al plegamientos locales y especialmente aquellas que contengan abundante material arcilloso.
- Profundidades moderadas y considerables: las clases de rocas comunes en este caso son, las lutitas sedimentarias no perturbadas, lutitas silíceas (que contienen alto porcentaje de partículas cuarcíticas en su composición) y limolitas, generalmente han sido suficientemente compactadas por el peso de la roca suprayacente para haber logrado suficiente resistencia y no deformarse en magnitudes importantes. De igual manera, el confinamiento de materiales semiplásticos bajo altas presiones tiende a aumentar más allá de la periferia de un túnel, de manera tal que el nivel inicial de deformación permanente es más alto que a profundidades menores, donde el confinamiento es menor.

Limitar las clases de rocas que generan el fenómeno de Squeezing, es un poco complejo, ya que son diferentes factores los causantes de que se genere este problema, por tanto, las clases de rocas mencionadas, son algunas o las más comunes para estos casos.

El tiempo de ocurrencia del fenómeno puede ser de meses e inclusive varios años, a menos que la roca se encuentre con un soporte capaz de parar las deformaciones, lapso en el cual se logra el acomodamiento de las partículas hasta que se llegue a una configuración más estable. Lo anterior consiste en que el material se deformará hasta un punto dado en que, si no recibe soporte interno equivalente a la presión de empuje, éste eventualmente ocasionará el colapso del túnel. («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.)

La Figura 8-4, se establecen algunas de las condiciones geológicas locales en donde se puede llegar a generar el fenómeno de Squeezing en túneles.

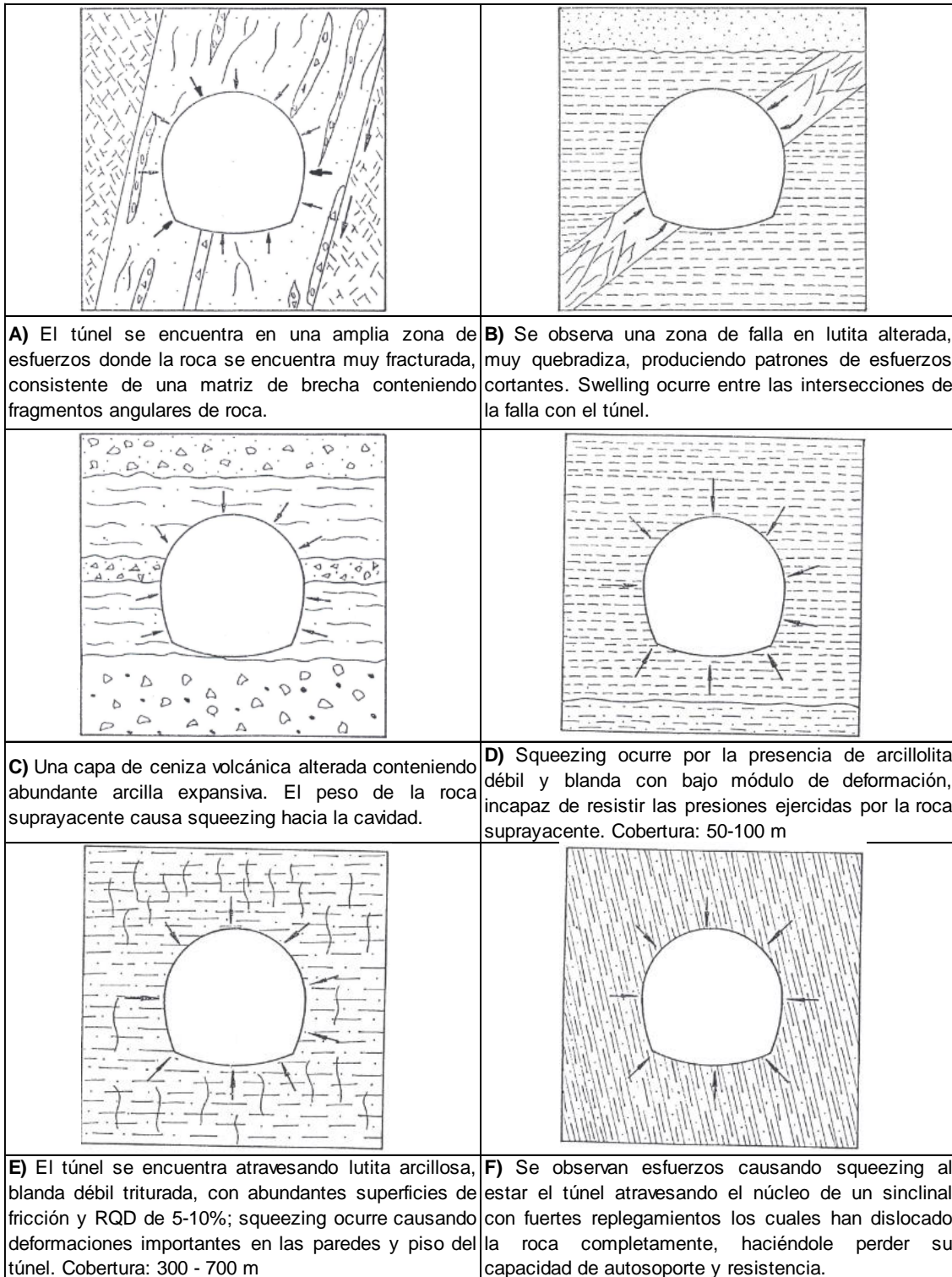


Figura 8-4. Algunas condiciones geológicas donde se presenta squeezing. Fuente: («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.)

### 8.3. Métodos de Predicción y Valoración

El termino de predecir comportamientos en el campo de la geotecnia y específicamente en las obras subterráneas es de gran importancia, debido a que es posible reconocer e identificar fenómenos o mecanismos de falla por diversas condiciones en el entorno, con anterioridad.

Predecir el fenómeno de Squeezing por medio de un análisis previo a la construcción de un túnel, permite elaborar un diseño adecuado en donde se establecen las obras necesarias de sostenimiento y se crea un plan de medidas de mitigación que permite actividades de construcción seguras y rendimientos de ejecución aceptables.

De acuerdo a la descripción realizada por Terzaghi en la definición del fenómeno de Squeezing y teniendo en cuenta el análisis de la clasificación geomecánica de Terzaghi (1946) (Capítulo V. Clasificaciones Geomecánicas del numeral 5.5.1, de este documento), es quizás la primera aproximación e intento, dentro del estudio de la mecánica de rocas en la construcción de un túnel, de “cuantificar” el potencial de Squeezing en las rocas en función de la carga del soporte inicial. El cual se basa esencialmente, en identificar la condición de la roca de acuerdo al comportamiento de Squeezing tanto en la fase de diseño como en el proceso de excavación. Por tanto, esta identificación se realiza dentro de un rango de valores de “factor de carga”, la cual vienen dada por Terzaghi para las clases de macizos rocosos 7 y 8, que relacionan el fenómeno de Squeezing (no aplica para túneles con un diámetro mayor de 9 m): (Barla, 2001)

| “Rock Condition”                        | “Rock Load $H_p$ in m of rock on roof of support for m of tunnel length” |
|---|--|
| Class 7: squeezing rock, moderate depth | (1.10 to 2.10) $(B+H_t)$   |
| Class 8: squeezing rock, great depth    | (2.10 to 4.50) $(B+H_t)$   |

Donde:

B y  $H_t$  en metros son el ancho y la altura del túnel a una profundidad de más de  $1.5*(B+H_t)$ .

Existen varias metodologías basadas en criterios y experiencias de varios autores a nivel

internacional. Los criterios establecidos permiten la predicción y valoración del Squeezing, estas metodologías tienen en cuenta las clasificaciones geomecánicas y los parámetros de resistencia de compresión de los macizos rocosos.

### **8.3.1. Métodos empíricos.**

Comúnmente son conocidos como métodos empíricos aquellos que se basan principalmente en esquemas de clasificación del macizo rocoso, el diámetro del túnel, y la cobertura. Además, los métodos empíricos se basan en experiencias y comparación de diferentes casos históricos. A pesar de que existe alto grado de incertidumbre en los resultados obtenidos son metodologías de uso frecuente en la fase inicial de proyectos de obras subterráneas. A continuación, se muestran los métodos empíricos empleados en este trabajo de grado para calificar y predecir el fenómeno de Squeezing.

#### **8.3.1.1. Singh et al. (1992).**

Singh et al. (1992) propuso una relación empírica a partir de un gráfico log-log entre la profundidad del túnel (H) y la media logarítmica de la calidad del macizo rocoso (Q de Barton) (véase Figura 8-5). Para la elaboración de esta gráfica, los autores se basaron en 41 datos de secciones de túnel. De los 41 datos, 17 datos fueron tomados de los casos históricos del sistema Q de Barton et al. (1974) y 24 datos se basaron en secciones de túneles en la región de Himalaya (Basnet, 2013b).

Este método pretende definir comportamientos de squeezing ground a partir del valor de clasificación geomecánica del Q de Barton versus la cobertura de roca. Con base en este criterio el autor calificó varios casos para establecer una línea donde separa comportamientos con empujes y comportamientos sin empujes. La ecuación de esta línea se da como:

$$H = 350Q^{1/3}$$

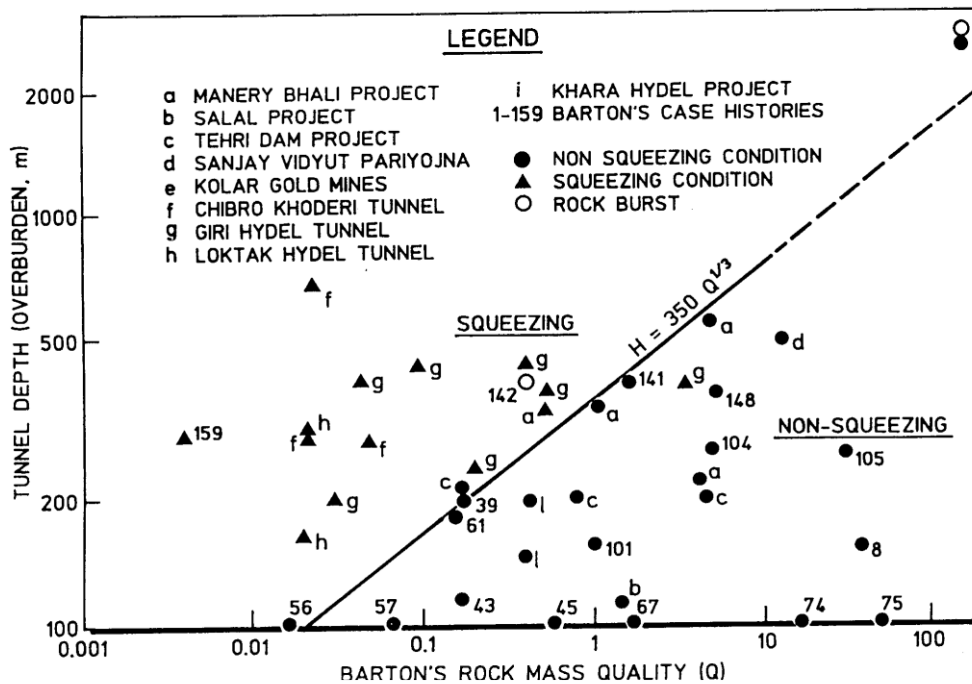


Figura 8-5. Predicción del Squeezing según Singh et al 1992. Fuente: (Barla, 2001)

De igual manera este método se puede resumir de la siguiente manera:

- **Condiciones de Squeezing**

$$H \gg 350Q^{1/3} (m)$$

- **Condiciones No Squeezing**

$$H \ll 350Q^{1/3} (m)$$

Donde H es la sobrecarga o cobertura del túnel

Una de las dificultades que se presenta en algunos casos es la estimación correcta del valor de SRF denominado como el factor de reducción por esfuerzos (uno de los términos en la clasificación del Q). La selección del valor SRF es muy sensible para la correcta estimación del valor.

### 8.3.1.2. Goel et al. (1995).

La metodología propuesta por Goel se basó en la clasificación geomecánica de 99 túneles de Escandinavia, El Reino Unido y La India. Este método se basa en el análisis del Q de

Barton y además considera seis (6) grados de Squeezing que se conocen como; Autosoportante, No Squeezing, Squeezing leve, Squeezing Moderado, Squeezing alto y Rockburst, para definir estos grados es necesario conocer la cobertura (H), el diámetro del túnel (B) y el índice de Barton (Q) del macizo rocoso, además, Goel utiliza una aproximación empírica sencilla basada en el número de roca N.  $N = (Q)_{SRF=1}$

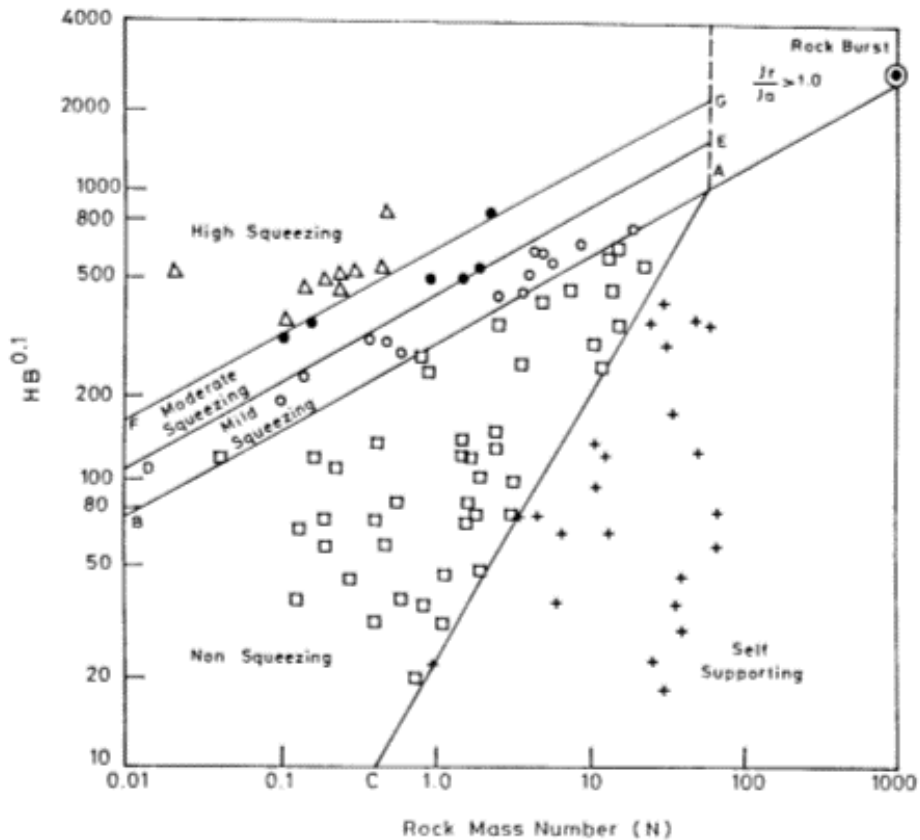


Figura 8-6. Predicción del fenómeno de Squeezing según Goel et al. 1995, 2000. Fuente: (Barla, 2001)

De igual manera este método se puede resumir de la siguiente manera:

- **Condiciones de Squeezing**

$$H \gg (275 N^{0.33})B^{-0.1} (m)$$

- **Condiciones No Squeezing**

$$H \ll (275 N^{0.33})B^{-0.1} (m)$$

Tanto para la metodología propuesta por Singh como la propuesta por Goel, se pueden



representar los grados de Squeezing teniendo en cuenta la convergencia de los túneles de la siguiente manera:

Tabla 8-1. Grados de Squeezing en función de la convergencia (Singh y Goel, 1999)

| <b>Grado de Squeezing</b> | <b>Convergencia</b>       |
|---------------------------|---------------------------|
| Bajo                      | 1-3 % Diámetro del túnel  |
| Moderado                  | 3 -5 % Diámetro del túnel |
| Alto                      | > 5 % Diámetro del túnel  |

Fuente: (Barla, 2001)

### **8.3.1. Métodos semi - empíricos.**

Las metodologías semi-empíricas además de predecir el grado de Squeezing permiten obtener la estimación de la deformación que se espera alrededor del túnel y/o la presión de soporte necesaria, teniendo en cuenta soluciones analíticas. Estas metodologías se basan en la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso y los esfuerzos inducidos por la cobertura principalmente. A continuación, se muestran los métodos semi-empíricos empleados en esta tesis para calificar el fenómeno de Squeezing ground.

#### **8.3.1.1. Aydan et al. (1996)**

El método semi-empírico de Aydan y otros 1996, se encuentra fundamentado en la experiencia de construcción de túneles en Japón y las soluciones propuestas, se han obtenido del estudio estadístico de mediciones de campo y de ensayos de laboratorio, correlacionando el comportamiento en ambos medios.

El concepto fundamental de este método está basado en la analogía entre la relación esfuerzo axial-deformación axial de la roca en las pruebas de compresión de laboratorio y la relación esfuerzo tangencial-deformación tangencial del macizo rocoso alrededor del

túnel. (Sandoval Ocaña, 2008)

Dicho método relaciona la resistencia a la compresión simple de la roca ( $\sigma_{ci}$ ) intacta y la presión de sobrecarga ( $\gamma H$ ), asumiendo que la resistencia a la compresión de la roca intacta es igual a la del macizo rocoso.

En la Figura 8-7 se muestran los datos recopilados de túneles construidos en Japón, donde los autores consideran que, para la ocurrencia de grandes deformaciones alrededor del túnel a lo largo del tiempo, son importantes los siguientes factores físicos y mecánicos del medio circundante: (Aydan et al., 1996)

1. El factor de competencia, que se define como la relación de la resistencia uniaxial de la roca intacta  $\sigma_c = \sigma_{ci}$  y la presión de la cobertura sobre el túnel  $\gamma H$ , debe ser generalmente menor que 2,0, excepto en caso de falla por pandeo, donde puede que tenga lugar factores de competencia altos. La falla por pandeo (véase Figura 8-8) se observa generalmente en rocas metamórficas (es decir, filitas, micaesquistos) o en rocas sedimentarias dúctiles con variedad de capas delgadas (es decir, lodolitas, lutitas, limolitas, areniscas, rocas evaporíticas).
2. La deformación tangencial de la pared del túnel, definida como  $\varepsilon_\theta = u_r/R$ , debe ser superior al 1%. Siendo  $u_r$  la deformación radial de la pared y  $R$  el radio del túnel.
3. Se cree que la porosidad de las rocas es un parámetro mucho más relevante que su contenido de agua con respecto al potencial de Squeezing de las rocas. A medida que aumenta la porosidad, las rocas se debilitan en su resistencia mecánica. La porosidad debería ser alta para que ocurra la fluencia.
4. La geología de los túneles generalmente consistía en rocas sedimentarias en capas o zonas de fractura que contenían por lo general minerales de arcilla con características de Swelling.
5. El tiempo en reconocimiento del fenómeno de Squeezing varía con el factor de competencia de la roca, es decir, cuanto más pequeña sea la relación, más rápido será la falla por Squeezing.

Los autores de esta metodología dedujeron que la resistencia a compresión simple de la roca  $\sigma_c$  es el parámetro básico para este método. Consideraron que la pérdida de la

resistencia de la roca depende de la deformación y del transcurso del tiempo.

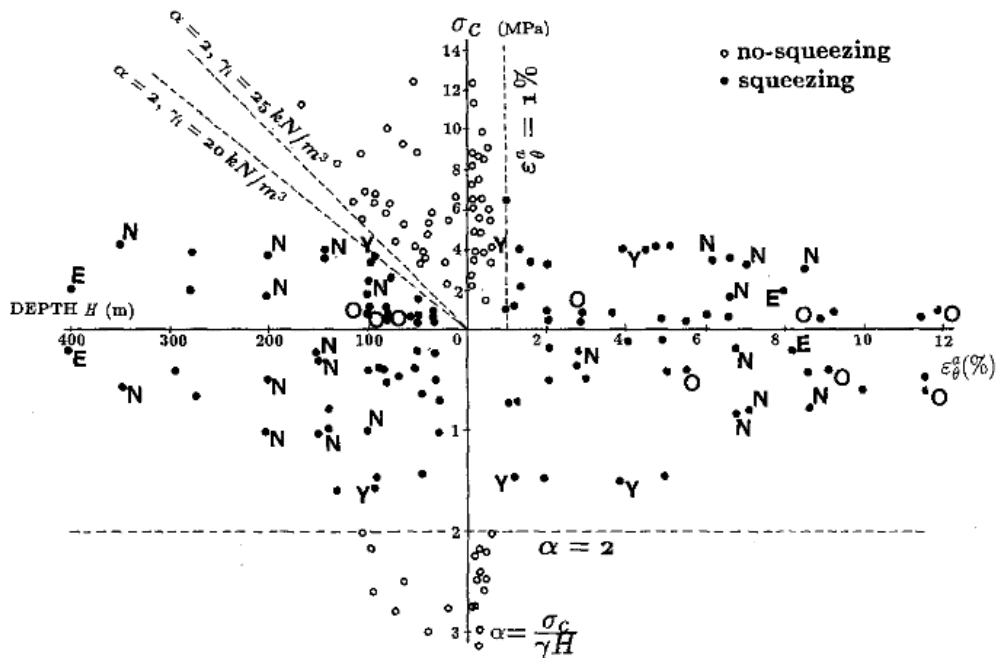


Figura 8-7. Predicción del fenómeno de Squeezing según Ayda et al 1996. Fuente: (Aydan et al., 1996)

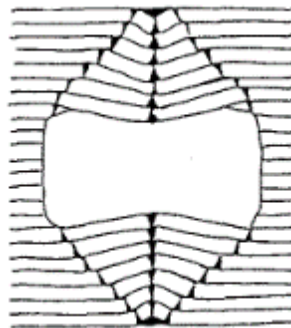


Figura 8-8. Falla por pandeo. Fuente: (Aydan et al., 1996)

En este método, las curvas de esfuerzo-deformación total de las rocas corresponden al modelo con ablandamiento por deformación. Por tanto, estas curvas han sido obtenidas a partir de ensayos uniaxiales y triaxiales de laboratorio con presiones de confinamiento  $\sigma_3$  bajas, menores que el 10% de la resistencia a compresión simple y la respuesta tangencial de esfuerzo-deformación alrededor de los túneles. En las curvas completas de esfuerzo-

deformación estos autores han propuesto los niveles de deformación mostrados en la Figura 8-9. Así mismo, en esta figura se observa el tipo de agrietamiento de la muestra durante la prueba de compresión completa. A continuación, se indican los 5 estados mostrados en esta figura.

- Estado elástico: en el que el comportamiento de la roca es linealmente elástico y sin agrietamiento visible.
- Estado de endurecimiento: inicia el micro agrietamiento de la roca y la orientación de este generalmente coincide con la dirección del esfuerzo principal mayor.
- Estado de plastificación: después de exceder el pico de la curva esfuerzo-deformación, las micro grietas tienden a coalescer dando inicio a las macro grietas.
- Estado de debilitamiento: en el que las macro grietas crecen y se alinean en la dirección más crítica.
- Estado de flujo: en el que las grietas coalescen completamente a lo largo de la orientación más crítica y forman planos de deslizamiento, o bandas, a través de los cuales la roca completamente fracturada fluye.

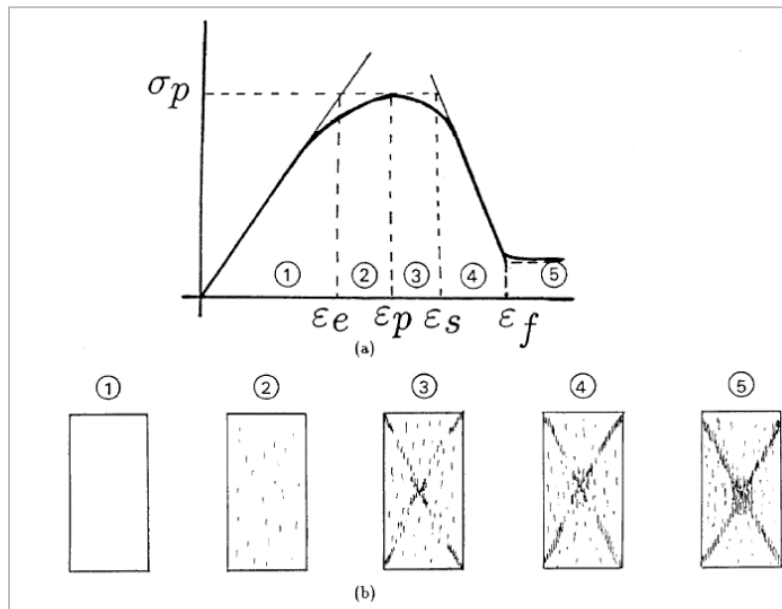


Figura 8-9. (a) Curva idealizada de esfuerzo-deformación total en el ensayo de compresión de la roca, (b) Estados asociados de Squeezing en rocas. Fuente: (Barla, 2001)

Según este método, estos cinco estados de la muestra de roca durante el ensayo completo

en el laboratorio, en condiciones uniaxiales o triaxiales, o en ensayo de campo, se presentan en la roca alrededor del túnel durante ocurrencia de la fluencia, tal y como se ilustra en la Figura 8-10.

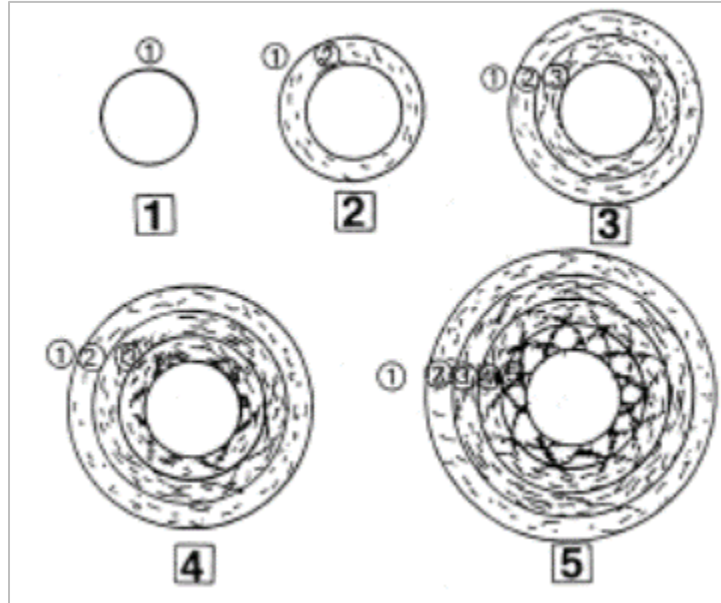


Figura 8-10. Estados de la roca alrededor del túnel durante el “squeezing” según Aydan et al. 1996. Fuente: (Sandoval Ocaña, 2008)

Los límites de deformación, entre estos estados, normalizados con los límites de deformación elásticos ( $\eta_p, \eta_s, \eta_f$ ), dependen principalmente de la resistencia a compresión simple y se sirven para establecer los estados de la roca alrededor del túnel. Las funciones correspondientes se muestran a continuación: (Sandoval Ocaña, 2008)

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2\sigma_{ci}^{-0.17}, \quad \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3\sigma_{ci}^{-0.25}, \quad \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5\sigma_{ci}^{-0.32}$$

Donde  $\sigma_{ci}$ , es la resistencia a la compresión simple en  $\text{kg/cm}^2$ .

Teniendo en cuenta una solución analítica en forma cerrada, el nivel de Squeezing alrededor de un túnel circular en un ambiente de esfuerzos hidrostáticos se define como se muestra en la Tabla 8-2, también se muestran algunas observaciones sobre el comportamiento esperado del túnel.

Tabla 8-2. Clasificación del grado de Squeezing según Ayda et al (1996)

| Clase | Grado del "Squeezing" | Símbolo | Expresión teórica  | Comentario   |
|-------|-----------------------|---------|--|--|
| 1     | Sin ocurrencia        | NS      | $\varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq 1$               | La roca se comporta elásticamente y la pared del túnel se estabilizará cuando el efecto del frente sea despreciable.   |
| 2     | Ligero                | LS      | $1 < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_p$      | Endurecimiento de la roca conforme se deforma. La pared del túnel se estabilizará con el tiempo cuando el efecto del frente sea despreciable.                                      |
| 3     | Medio                 | FS      | $\eta_p < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_s$ | Ablandamiento de la roca conforme sufre deformaciones grandes. Sin embargo, la deformación cesará con el tiempo cuando el efecto del frente sea despreciable.                      |
| 4     | Severo                | HS      | $\eta_s < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_f$ | Ablandamiento muy fuerte de la roca conforme se deforma. La deformación será cada vez mayor con el transcurso del tiempo y no cesará cuando el efecto del frente sea despreciable. |
| 5     | Muy severo            | VHS     | $\eta_f < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e$             | Colapso de la sección debido al flujo continuo de la roca. Será necesario reexcavar la sección y colocar un sostenimiento muy fuerte.  |

Fuente: (Barla, 2001)

### 8.3.1.1. Hoek and Marinos (2000)

Según Hoek y Marinos (2000), la relación entre la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) y el esfuerzo in-situ vertical ( $P_0$ ), se podía utilizar como un indicador de los posibles problemas de squeezing ground. Este criterio semi-empírico, se basó principalmente en soluciones analíticas cerradas para un túnel circular en un campo de esfuerzos hidrostático y suponiendo que el soporte actúa uniformemente en todo el perímetro del túnel, lo cual fue presentado por Duncan Fama (1993) y Carranza-Torres y Fairhurst (1999) como se muestra en la Figura 8-11. Sin embargo, estas condiciones rara vez se cumplen en campo con respecto al método de excavación, la geometría del túnel y las condiciones de esfuerzos in-situ. Por lo tanto, cuando se han identificado comportamientos con empujes, es importante que este tipo de obras se sometan a un análisis numérico.

Dentro de sus estudios, Hoek y Marinos (2000) emplearon simulaciones de Monte Carlo a partir de 2000 iteraciones suponiendo una distribución uniforme con el fin de determinar la deformación en los túneles para una amplia gama de condiciones con los siguientes rangos

de parámetros:

- Esfuerzo in-situ vertical ( $P_0$ ): 2 a 20 MPa (80 a 800 m de profundidad),
- Diámetro del túnel: 4 a 16 m,
- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ): 1 a 30 MPa,
- Constante  $m_i$  de Hoek y Brown: 5 a 12,
- GSI: 10 a 35 y,
- Ángulo de dilatación: 0 a 10.

Con respecto a esta simulación, la Figura 8-11 indica claramente una tendencia definida de todos los túneles estudiados, que se predice bien por medio de la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = 0.2 (\sigma_{cm} / P_0)^{-2}$$

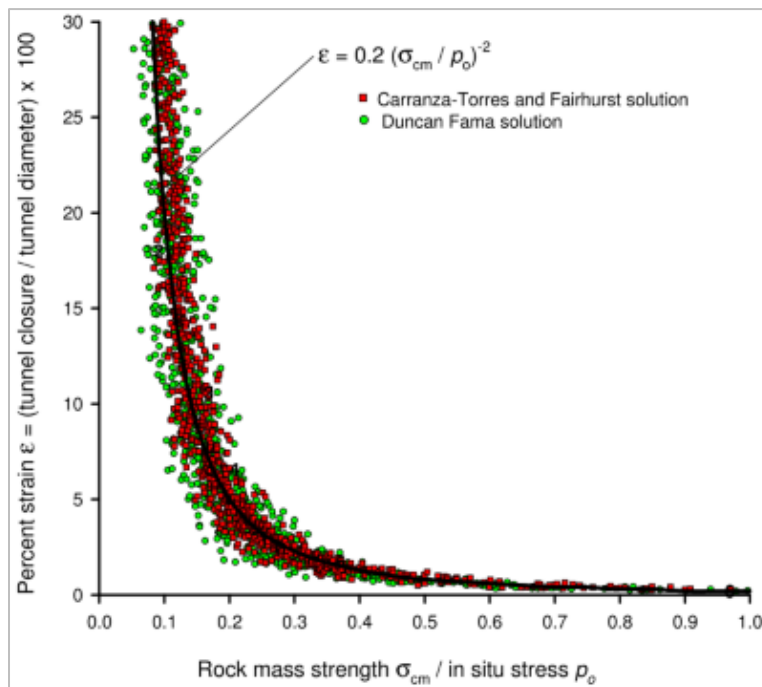


Figura 8-11. Convergencia versus relación de la resistencia del macizo entre el esfuerzo in-situ, para el caso de un túnel no soportado. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2000b)

Los criterios de falla de Hoek y Brown propuesto por Hoek et al. (2002), utilizado para estimar las características de resistencia y deformación de macizos rocosos suponen que la masa de roca se comporta isotrópicamente. Sin embargo, (Shrestha, 2006) explicó que incluso si el macizo rocoso se encuentra fuertemente fracturado, la continuidad de las

superficies estratificadas se habrá interrumpido y la roca puede comportarse como una masa isotrópica. Por lo tanto, este criterio puede adaptarse también a macizos rocosos heterogéneos débiles.

En la Figura 8-13, Hoek y Marinos mostraron que un diagrama de la deformación del túnel ( $\varepsilon$ ) versus la relación de la resistencia de la masa de roca entre el esfuerzo in-situ vertical ( $\sigma_{cm}/P_0$ ) podría ser usado de manera efectiva para evaluar los problemas de túneles bajo condiciones de empujes (squeezing). Además, una de las ventajas de este método frente a los anteriores criterios es que este método semi-empírico permite la valoración del fenómeno en la fase de estudio previa a la excavación del túnel y durante la ejecución de este, ya que en ambos casos simplemente se necesita el parámetro de porcentaje de la convergencia.

Los análisis anteriormente discutidos, se pueden ampliar para cubrir obras subterráneas en los que se emplea una presión interna para simular los efectos del soporte. Utilizando un proceso de ajuste de curvas, Hoek y Marinos (2000) propusieron expresiones para determinar el tamaño de la zona plástica y la deformación de un túnel en terrenos con problemas de squeezing, estas expresiones se indican a continuación:

$$\frac{d_p}{d_o} = \left(1,25 - 0,625 \frac{P_i}{P_o}\right) \frac{\sigma_{cm} \left(\frac{P_i}{P_o}\right)^{-0,57}}{P_o}$$

$$\varepsilon = \frac{\delta_i}{d_o} = \left(0,002 - 0,0025 \frac{P_i}{P_o}\right) \frac{\sigma_{cm} \left(2,4 \frac{P_i}{P_o} - 2\right)}{P_o}$$

Donde:

$d_p$ : Diámetro de la zona plástica,

$d_o$ : Diámetro del túnel en metros,

$\delta_i$ : deformación en la pared del túnel,

$P_i$ : Presión de soporte interna

$P_o$ : esfuerzo in-situ = Profundidad x peso unitario y,

$\sigma_{cm}$ : Resistencia del macizo rocoso

Hoek (2000), en su reciente artículo titulado “*Big tunnels in bad rock*”, mediante un análisis



de elementos finitos en 2 dimensiones y para diferentes tipos de macizos rocosos, esfuerzos in-situ y presiones internas de soporte, dieron como resultado la siguiente relación aproximada para la deformación del túnel ( $\varepsilon_t$ ).

$$\varepsilon_t \% = 0.15 \left(1 - \frac{p_i}{p_o}\right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o}^{-\left(\frac{3p_i}{p_o} + 1\right) / \left(\frac{3.8p_i}{p_o} + 0.54\right)}$$

Asimismo, y teniendo en cuenta la importancia de controlar el comportamiento en el frente de excavación del túnel que avanza en condiciones de squeezing, Hoek (2000) dio la siguiente aproximación para estimar la deformación del frente de excavación del túnel ( $\varepsilon_f$ ), definida como el porcentaje entre la relación del desplazamiento axial de la cara sobre el radio del túnel.

$$\varepsilon_f (\%) = 0.1 \left(1 - \frac{p_i}{p_o}\right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o}^{-\left(\frac{3p_i}{p_o} + 1\right) / \left(\frac{3.8p_i}{p_o} + 0.54\right)}$$

Con el fin de obtener una mejor comprensión de la tendencia del comportamiento deformacional alrededor del túnel como es sugerido por las ecuaciones anteriores ( $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_f$ ). Hoek (2000) estableció dos diagramas en los que es posible obtener las deformaciones  $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_f$  para un rango de valores de  $\sigma_m/P_o$  y valores de presión de soporte interno  $P_i$ . (Véase Figura 8-12)

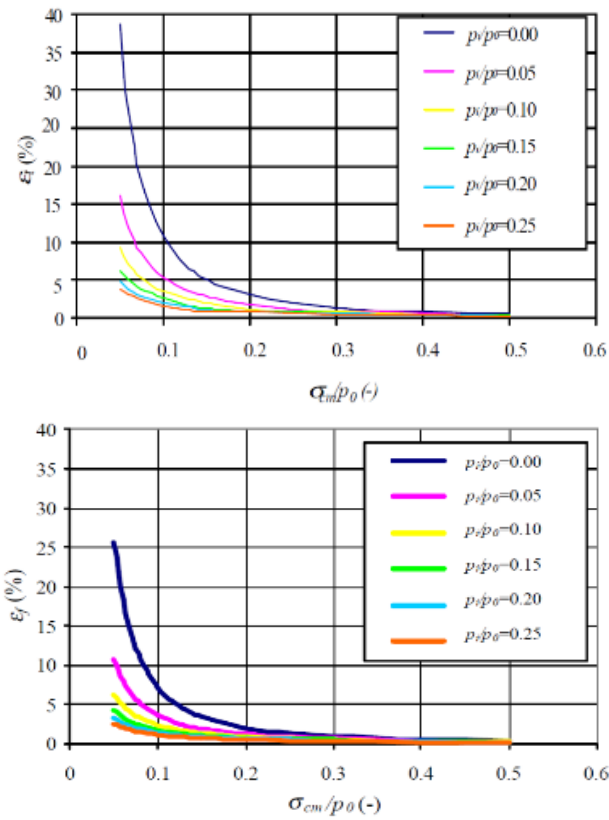


Figura 8-12. Valores de la deformación del túnel y la deformación en la cara del túnel con rangos de valores  $\sigma_m/P_o$  y presión de soporté interno  $P_i$  según Hoek (2000). Fuente: (Barla, 2001)

Sobre la base de lo anterior, Hoek (2000) consideró varios casos de túneles en Venezuela, Taiwán y la India, para lo cual, propuso la siguiente tabla (Tabla 8-3), como una primera aproximación para medir el rango de squeezing en túneles.

Tabla 8-3. Clasificación del comportamiento de Squeezing según Hoek (2000).

| Hoek (2000)           |                                 |
|-----------------------|---------------------------------|
| squeezing level       | tunnel strain (%)               |
| few support problems  | $\varepsilon_t \leq 1$          |
| minor squeezing       | $1 < \varepsilon_t \leq 2.5$    |
| severe squeezing      | $2.5 < \varepsilon_t \leq 5.0$  |
| very severe squeezing | $5.0 < \varepsilon_t \leq 10.0$ |
| extreme squeezing     | $\varepsilon_t > 10.0$          |

Fuente: (Barla, 2001)

Hoek y Marinos (2000) también propusieron las calificaciones de severidad del squeezing basadas en el porcentaje de deformación hacia el interior del túnel (convergencia). Se presentan cinco clases de problemas de squeezing que van desde: pocos problemas de soporte a problemas severos de squeezing, es decir, de la clase “A” hasta la “E”. Los rangos de estas clases y su descripción se muestran en la Figura 8-13 y Tabla 8-4.

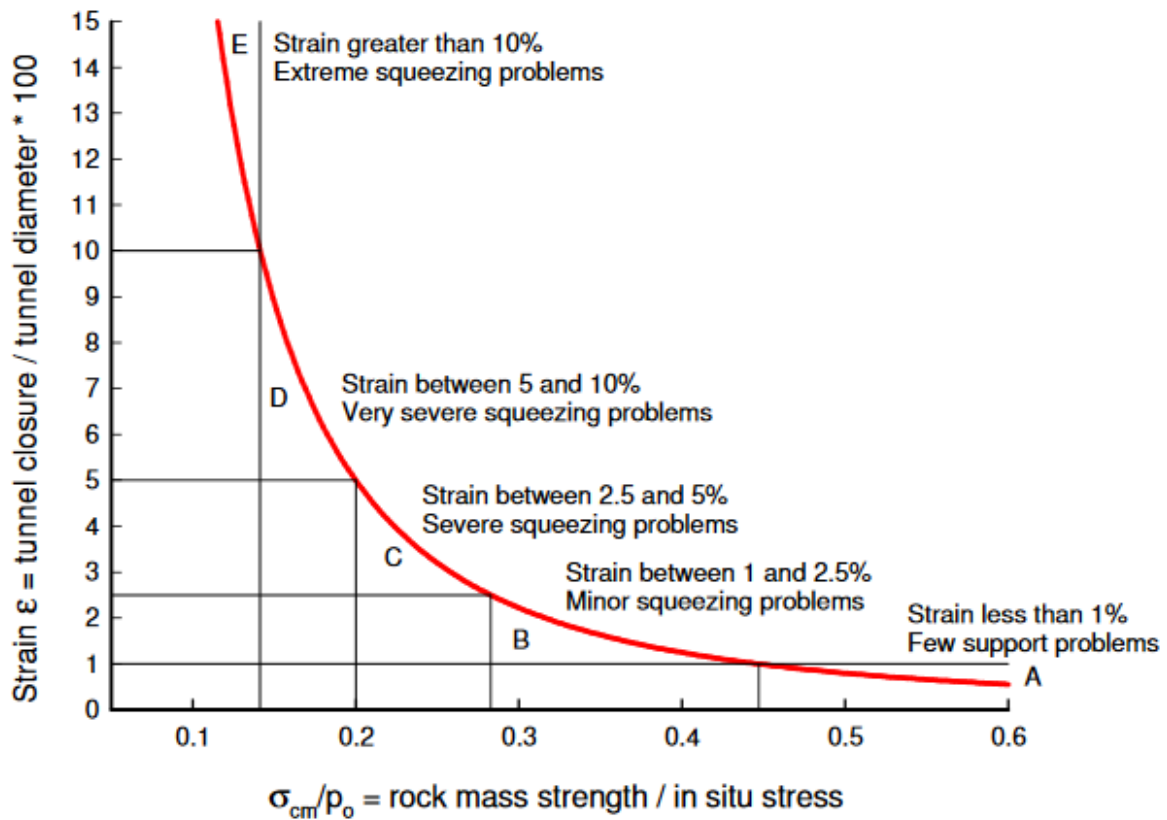


Figura 8-13. Clasificación del comportamiento de Squeezing según Hoek (2000); Nota: tener en cuenta que esta curva es para túneles sin soporte. Fuente: (Evert Hoek & Marinos, 2000b)

Tabla 8-4. Relación aproximada entre la convergencia y el grado de dificultad asociado con el túnel através de rocas con Squeezing

|   | Strain $\epsilon$ % | Geotechnical issues   | Support types   |
|---|---------------------|---|---|
| A | Less than 1         | Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.   | Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.   |
| B | 1 to 2.5            | Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support. | Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.     |
| C | 2.5 to 5            | Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.                                       | Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required. |
| D | 5 to 10             | The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.               | Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.                             |
| E | More than 10        | Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.        | Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.                                      |

Fuente:(Evert Hoek & Marinos, 2000b)

## **Capítulo IX. Métodos de Estabilización y/o Procedimientos Constructivos en Túneles**

### **9.1. Generalidades**

Cuando se está realizando la construcción de un túnel se deben implementar sistemas de soporte o procedimientos constructivos adecuados con el fin de garantizar su funcionalidad y seguridad durante y después del proceso de excavación/construcción.

La selección de los sistemas de contención al igual que los procedimientos de excavación se realizan teniendo en cuenta distintas variables como los son:

- Estabilidad a corto y a largo plazo
- Estado de esfuerzos
- Tectónica regional
- Entorno geológico local y regional
- Aguas subterráneas
- Presencia de gases tóxicos
- Condiciones generales del proyecto entre otros.

De acuerdo a lo anterior es indispensable el uso de técnicas de construcción y/o elementos de soporte como lo son:

- Sistemas de excavación a sección parcial
- Concreto Lanzado
- Pernos y anclajes
- Arcos metálicos entre otros

En la Figura 9-1 se muestra un ejemplo típico de construcción con menor exposición en el frente de excavación (excavación por etapas) y en la Figura 9-2 sistemas de soporte usados en estabilización del frente de excavación.

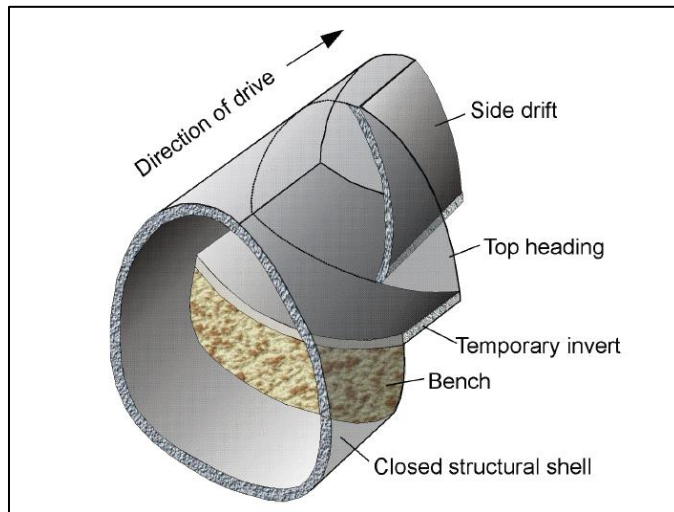


Figura 9-1. Ejemplo de excavación parcial usando sección lateral, superior y berma.  
Fuente: (Evert Hoek, 2004)

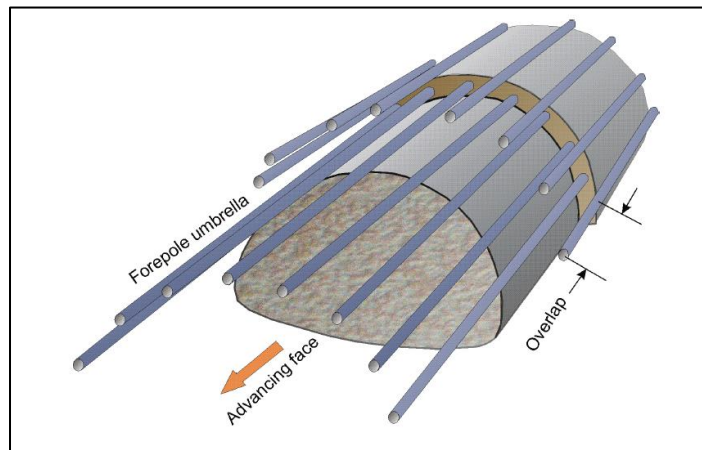


Figura 9-2. Métodos de refuerzo y soporte del frente de excavación . Fuente: (Evert Hoek, 2004)

## 9.2. Sistemas de Soporte

En el cuadro que se muestra a continuación se encuentra un resumen de la condición en la cual es común utilizar las distintas técnicas de soporte en la estabilización del frente de excavación en túneles

Tabla 9-1. Resumen de generalidades de los sistemas de soporte en tuneles

|                                  | CONDICIÓN   |   | GENERALIDADES  |  |
|----------------------------------|---|---|--|--|
|                                  | <b>CONDICIONES ESPECIALES EN LA EXCAVACIÓN DE TUNELES</b> | Excavaciones en zonas de fallas y terrenos débiles  | Macizo rocoso débil  | Cuando la resistencia a la compresión uniaxial es menor que una tercera parte de los esfuerzos in situ   |
| Deformaciones excesivas          |   |   | Son definidas teniendo en cuenta las deformaciones alrededor del túnel (Definidas por el radio de convergencia y el diámetro del túnel). Criticas cuando alcanzan el 2% representando el límite entre estable e inestable        |  |
| Estabilidad y soporte            |   | Cuando se atraviesa zonas débiles o de falla es necesario restringir las deformaciones. Se genera la necesidad de instalar medidas de soporte, este puede estar compuesto por; concreto lanzado o vaciado, pernos (anclajes), arcos de acero, solera (invert), malla electrosoldada, enfilajes, lámina, pernos en fibra de vidrio, inyecciones entre otros. |  |  |
| Estabilidad del frente del túnel |   | Presión de agua y drenaje   | De existir condiciones de presión de agua el drenaje es la solución más adecuada. En algunos casos el drenaje no es la mejor opción y por el contrario se realizan inyecciones hacia adelante a través del frente de excavación. |  |
|                                  |   | Soporte del frente  | Pernos en fibra de vidrio  | Opción más simple de soporte, fácil de volar o minar cuando son excavados. Recomendados para macizos con bajo contenido de arcilla y donde la fricción es mayor que la cohesión.   |
|                                  |   |   | Excavación parcial del frente  | Comúnmente la estabilidad del frente depende del área expuesta, por lo tanto, la excavación parcial es una técnica común. Se caracteriza por que el túnel es dividido en etapas donde el área expuesta es lo suficientemente pequeña y de esta manera mejora la estabilidad del frente |
|                                  |   |   | Construcción de sombrillas de enfilajes  | Esta técnica es usada en condiciones donde el macizo presenta muy mal auto soporte.  |

Fuente: (Perez, 2012)



Las recomendaciones típicas para terrenos con empujes o Squeezing involucran sostenimiento y métodos constructivos. En cuanto al sostenimiento es común utilizar; concreto lanzado, arcos metálicos, ventanas, enfilajes, pernos y pernos de fibra de vidrio entre otros, por otro lado, en los métodos constructivos se utiliza; sección curva y el método del N.A.T.M principalmente.

### **9.2.1. Concreto lanzado.**

El sostenimiento de un túnel mediante la aplicación de concreto lanzado aporta desde el punto de vista estructural la mayor parte de la capacidad de un soporte, por lo tanto, el concreto lanzado debe no sólo alcanzar la resistencia de diseño a los 28 días, sino que debe proporcionar resistencia a corto plazo y seguir un fraguado determinado.

El concreto lanzado ha demostrado ser muy útil en la prevención de cargas de desprendimiento, al aplicarse sellando clave y paredes inmediatamente después de la excavación. En los casos en que se anticipa alteración de las superficies, una pequeña capa tiende a estabilizar la humedad del terreno e impedir los descascaramientos por desecación. Por la rapidez con que puede aplicarse en el frente de excavación, por proveer una presión de soporte en corto tiempo y por su flexibilidad estructural, constituye un componente básico de los sistemas de soporte diseñados.

### **9.2.2. Arcos metálicos.**

Se recurre a este tipo de soporte en casos extremos donde la roca presenta grandes dificultades durante el proceso de excavación: zonas de rocas fuertemente fracturadas, cruces en el núcleo de fallas, contactos con agua o materiales fluyentes (lodos, arena, etc.), cruces de zonas en rocas comprimidas y expansivas, rocas deleznales donde no existe cohesión, tramos colapsados (derrumbes) y toda excavación que requiera sostenimiento previo o simultáneo con el avance de la excavación.

Los arcos metálicos son utilizados generalmente para aumentar la resistencia a la compresión del sostenimiento y contribuyen en la definición de la geometría de la sección del túnel, se debe garantizar que los arcos queden en contacto con el terreno para que funcionen en óptimas condiciones.

Es una estructura fabricada con vigas y perfiles metálicos para soporte rígido cuya función es otorgar inmediata seguridad, ajustándose a la línea de excavación en el frente de avance del túnel.

### **9.2.2.1. Arcos deslizantes de sección TH.**

En caso de presentarse cargas superiores a las que un arco rígido tipo H o I no pueden soportar, esencialmente por las excesivas deformaciones a las que estarían sujetos, se debe recurrir a perfiles del tipo TH (Thoussand – Heinzmann) que están especialmente pensados para permitir deformaciones, lo que se traduce en una disminución de esfuerzos y de esta manera el arco puede soportarlos.

Poseen elevado módulo de elasticidad y ductilidad, facilidad de fabricación, moldeado y curvado, total adaptabilidad a geometrías variadas, y a los requerimientos del túnel. Mantiene sus características sin degradación por el paso del tiempo, ni por las condiciones ambientales, es un material homogéneo, y sometido a controles de aseguramiento de la calidad.

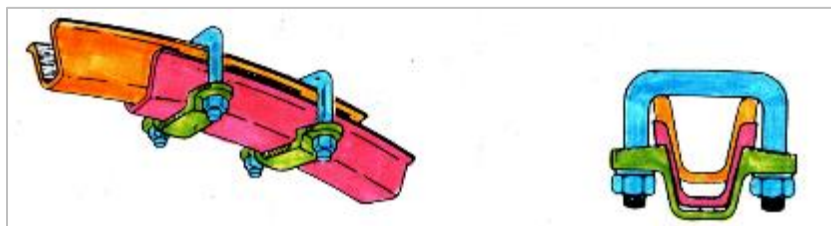


Figura 9-3. Montaje de una junta deslizante en un conjunto de arcos de acero de sección TH. Fuente: (Evert Hoek, 2007)

### **9.2.3. Ventanas.**

Las ventanas hacen parte de los sistemas de estabilización de un túnel, son espacios o juntas que se realizan en el concreto para permitir movimiento del macizo rocoso y por lo tanto del concreto instalado., estas juntas permiten liberar esfuerzos y evitar deformaciones futuras que podrían llegar a fisurar el concreto y de esta manera reducir su resistencia.

### **9.2.4. Instalación de pernos.**

Los pernos son elementos rígidos que se instalan en el terreno en un barreno perforado previamente realizado, en terrenos de mala calidad pueden emplearse pernos de tipo autoperforantes.

Los pernos más empleados son de anclaje repartido y constituyen un soporte pasivo, es decir, sólo entran en carga cuando el terreno lo solicita, en casos excepcionales puede recurrirse a pernos activos en los que se aplica una carga inicial mediante el tensado de los anclajes, en este caso debe preverse una longitud libre.

Constituyen un elemento de soporte que impide, atenúa o neutraliza el fenómeno de descompresión de la roca alrededor del túnel evitando el desprendimiento de rocas al estar ancladas en un estrato competente.

El sistema puede ser combinado con mallas de acero y concreto lanzado cuando el espaciamiento entre diaclasas es menor al factible con los pernos.

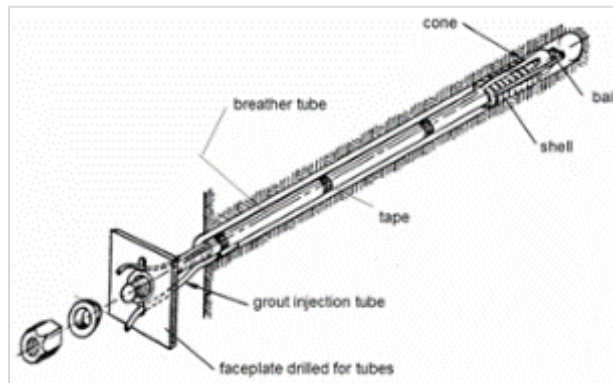


Figura 9-4. Perno de anclaje puntual con lechada. Fuente: (Salazar Bonilla, 2011)

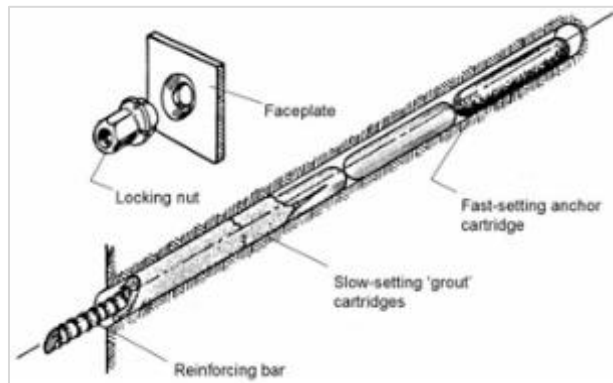


Figura 9-5. Perno de anclaje repartido con cartuchos de lechada o resina. Fuente: (Salazar Bonilla, 2011)

La cantidad optima, longitud y características de los pernos dependen del tipo de terreno y su comportamiento.

#### **9.2.4.1. Pernos de fibra de vidrio.**

Dentro de la familia de pernos están los de fibra de vidrio, conocido por su elevada resistencia a la tracción y su facilidad de cortarlos al momento de avanzar con la excavación final. Se fundamentan principalmente en dar confinamiento en el frente de avance haciendo que el esfuerzo principal menor no disminuya al momento de realizar la excavación, este tipo de pernos poseen alta durabilidad y longitudes de hasta 8 m.

### **9.3. Métodos Constructivos**

En la actualidad es posible identificar diversos métodos constructivos a la hora de construir proyectos subterráneos (túneles). La mayoría de estos métodos se han desarrollado a partir de las experiencias obtenidas en proyectos en donde ha sido posible registrar cada uno de las actividades involucradas antes, durante y después de construcción. Entre los métodos más reconocidos se encuentran; Solera Curva, “Nuevo Método Austriaco N.A.T.M” y el Adeco, los cuales se resumen a continuación.

#### **9.3.1. Solera curva.**

Este método hace parte de una solución geométrica que busca enfrentar problemas asociados principalmente a Squeezing, de esta manera se realiza una redistribución de esfuerzos y se evita la concentración de esfuerzos en el perímetro de excavación del túnel, de la misma manera es posible disminuir las subpresiones que se puedan generar.

El arco invertido se logra conseguir mediante técnicas de excavación a sección completa y de igual manera con métodos de excavación a sección parcial como el N.A.T.M.

El concepto fundamental de emplear la construcción de solera curva en la sección de un túnel con problemas de empujes, principalmente en el piso, es además de mejorar la redistribución de esfuerzos alrededor del túnel causados por la excavación del mismo, es lograr cerrar por completo el anillo de soporte para estabilizar la sección. En la Figura 9-6 y Figura 9-6, se ilustran el modo del uso de la solera curva o contrabóveda en terrenos con problemas de squeezing.

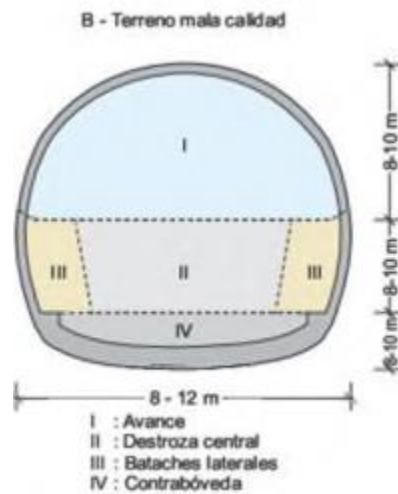


Figura 9-6. Construcción de solera curva o contrabóveda en fases de excavación en terrenos con problemas de empujes. Fuente: (González de Vallejo, 2002a)



Figura 9-7. Detalles de una sección con solera curva – Túnel de Fuga del proyecto hidroeléctrico Guavio. Fuente: (Marulanda Posada et al., 2008)

### 9.3.2. Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M.)

- El Nuevo Método Austriaco (N.A.T.M) hace parte de una filosofía de diseño que integra el terreno que rodea la excavación y el anillo estructural formado entorno a la cavidad. Es considerado como uno de los métodos de diseño y construcción de túneles más extendidos y de mayor éxito a nivel internacional. Se basa

principalmente en relajar el estado de esfuerzos alrededor de la excavación, permitiendo deformaciones hasta el punto en el que el sostenimiento controla dicha deformación. Con el fin de evitar que las deformaciones resulten excesivas se utilizan técnicas de auscultación y medidas de convergencia.

- El NATM involucra no solo diversas técnicas y métodos de excavación y elementos de soporte, sino el continuo monitoreo de los movimientos de la roca y la adaptación del soporte para lograr una excavación estable y económica. En otras palabras, el Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles permite:
- Sostenimiento del túnel inmediatamente después de la excavación.
- Constituye un revestimiento definitivo.
- Puede intervenir en sección total o parcial, incluso de bajas dimensiones, para los terrenos muy difíciles o los túneles de gran sección.
- Es flexible y se adapta por ello al terreno.
- Es perfectamente solidario al terreno y forma con él una bóveda monolítica.
- Mejora las características mecánicas del medio natural.
- Aporta una presión radial de confinamiento estabilizadora en el macizo

#### **9.3.2.1. Principios básicos del N.A.T.M.**

- A manera de breve descripción del método, entre los principios básicos del mismo, según lo establecido originalmente por Rabcewicz y las posteriores revisiones y actualizaciones por otros (Rabcewicz y Golser, Muller, Pacher y Sattler), se destacan:
- Movilización de la resistencia de la masa de roca: La base teórica del método involucra la relación entre los esfuerzos y las deformaciones que se generen alrededor de la excavación, de acuerdo con la teoría de la falla por cortante (Sattler). Se busca promover la resistencia inherente a la masa de roca siendo esta la principal componente del soporte. El soporte primario está dirigido a permitir que la roca se auto soporte, y por lo tanto deberá poseer unas características de resistencia y deformación adecuadas a las condiciones de la roca y deberá ser colocado en el momento oportuno.

- **Protección superficial:** Para preservar la capacidad de soporte de la roca, los desprendimientos y las deformaciones excesivas de la excavación deben ser controladas. Esto se logra mediante una protección superficial como la que aporta una delgada capa de concreto lanzado, el cual está en contacto total con las paredes de la excavación y es lo suficientemente flexible para deformarse simultáneamente con éstas.
- **Instrumentación:** Las deformaciones alrededor de la excavación deben ser monitoreadas de manera continua y sistemática, para confirmar que el soporte elegido se ajusta a las condiciones de la roca. Esto suministra información relacionada con la estabilidad del Túnel y permite la optimización del soporte requerido para lograr la formación del arco de roca autosoportante.
- **Flexibilidad del Soporte:** Este aspecto hace referencia no solo a las propiedades de deformabilidad de los elementos de soporte, sino a la versatilidad y agilidad con que este pueda colocarse y adaptarse a las cambiantes condiciones típicas durante excavación.
- **Cerramiento del arco interior:** Como se infiere de lo expuesto anteriormente, se busca un soporte activo en lugar de pasivo, por lo cual el factor tiempo es fundamental. Por lo tanto, la secuencia de instalación del mismo debe realizarse de tal forma que permita el máximo desarrollo de la resistencia inherente del macizo. Al considerar el proceso de interacción masa de roca – soporte (curva de reacción del terreno), en muchas ocasiones es preferible permitir unas deformaciones controladas, lo que al generar una relajación de esfuerzos reduce la presión que debe resistir el soporte.
- **Manejo contractual:** puesto que el concepto del NATM está estrechamente ligado al comportamiento durante excavación de acuerdo con los resultados del programa de instrumentación, los cambios tanto en secuencia y métodos de excavación, como en los sistemas de soporte predimensionados en la etapa de diseño, son previsibles. Esto solamente será posible si el sistema contractual admite cambios, de tal forma que los riesgos involucrados inherentes a las excavaciones subterráneas, sean compartidos equitativamente entre Contratista y Contratante. Otro aspecto fundamental relacionado con el manejo contractual, es que las secuencias de excavación y sistemas de soporte diseñados, están asociados a unas



características y a un comportamiento específico de la masa de roca que constituyen los tipos de terreno en que se clasificará la roca excavada. En campo, esta clasificación debe hacerse después de cada avance de común acuerdo entre Contratante y Contratista, de manera que el primero pueda llevar un control permanente de los trabajos y una participación activa durante el proceso de construcción, manteniendo el Contratista la responsabilidad de la seguridad de la excavación, para asegurar el empleo de métodos adecuados y la colocación oportuna del soporte.

### ***9.3.2.2. Principios de excavación y métodos de soporte.***

La excavación se realiza en dos fases. Primero se ejecuta la excavación superior y después se retira el terreno que quede debajo hasta la cota del túnel, excavando en el caso de secciones grandes, en primer lugar, una parte más ancha para permitir el paso de maquinaria al frente y después una segunda ejecutándose a su vez los sostenimientos correspondientes.

Por otro lado, el nuevo Método Austriaco se caracteriza básicamente por la utilización del concreto lanzado para el revestimiento definitivo, una vez que la excavación en sección parcial o total es realizada con el fin de bloquear en cierto modo el macizo, es decir, de limitar al máximo el colapso del material y con ello mejorar la resistencia mecánica del terreno y por ende ser capaz de sostenerse por sí mismo.

El concreto lanzado, el armado y el anclado al macizo, contribuyen para el terreno en las proximidades de la excavación con una presión de confinamiento suficiente que aumente considerablemente su resistencia mecánica. El conjunto constituido por el revestimiento y anclajes permite al terreno participe en el sostenimiento del medio, lo cual da como resultado una bóveda monolítica entre el terreno y la estructura del túnel. De allí, el terreno ayuda en cierto modo por el revestimiento exterior y se vuelve auto-portante. Por su propia naturaleza, la bóveda así realizada conserva alguna flexibilidad que le permite adaptarse mucho mejor a las modificaciones del medio debido a la excavación y a la redistribución de las contracciones. Las deformaciones de las secciones iniciales son frecuentemente

asimétricas en los terrenos anisótropos. Tal comportamiento no puede intervenir en el caso de una bóveda rígida, como es el caso del método convencional, que se encuentra a menudo sobre-dimensionada en ciertas zonas y demasiado solicitada, o incluso sub-dimensionada en otras.

Sin embargo, es pertinente aclarar que el uso del concreto lanzado en un túnel no implica, necesariamente, la aplicación del NATM. No obstante, está bien admitir que la aplicación exitosa del NATM implica el uso de concreto lanzado.

### **9.3.2.3. Instrumentación y monitoreo**

Por otro lado, la segunda característica fundamental del método NATM, es el uso de instrumentos para controlar deformaciones de la excavación y la concentración de carga en el soporte. Estos elementos u observaciones se implementan no solamente para verificar el comportamiento de la seguridad del túnel, sino también para dirigir la colocación de soportes adicionales.

Del seguimiento e interpretación de la instrumentación, se tiene en cuenta si la sección de sostenimiento es la adecuada para ese sector o si es necesario reforzarlo. Por ende, lo que suele ser más importante es observar el gradiente de los movimientos inducidos, que dan una mayor idea sobre la evolución y comportamiento del sostenimiento, al igual que las velocidades de deformación del orden de centímetros por día suelen ser señal de alto riesgo. En contraste, si es necesario, puede colocarse un revestimiento definitivo, que suele ser de hormigón en masa. Frecuentemente, este revestimiento es más necesario por condiciones de ventilación, para reducir la rugosidad con que suele quedar el sostenimiento. Si la calidad de la roca es alta puede sobrar el revestimiento y sólo proceder, simplemente, a reforzar los puntos del sostenimiento más débiles e irregulares.

En relación con lo anterior, una tercera característica es el entendimiento y captación del método y asimismo la cooperación en la toma de decisiones con la reducción de controversias que el método requiere por parte de los propietarios, contratistas e ingenieros de proyecto y consigo la supervisión.

#### **9.4. Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos - A.DE.CO.-RS (Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soil)**

Este método fue desarrollado en los años 80' en Italia por el Profesor Lunardi. Como su nombre A.DE.CO.-RS (Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos) dice, es un método de deformación controlada. En 1985 ocurre su introducción en la rama de construcción de túneles, utilizándose por primera en el mundo por el Profesor Lunardi y el Doctor Bindi durante la construcción de los túneles en el tramo Florencia-Arezzo de la nueva línea de alta velocidad entre Roma y Florencia. (Černá Vydrová, 2015)

Este sistema es el resultado de una investigación teórico experimental en el que el comportamiento tenso-deformacional de la zona de avance comparado metódicamente con el de la cavidad se investiga en términos de deformación e inestabilidad, con y sin refuerzos de protección. De estos análisis se logra observar:

- Los fenómenos involucrados en la excavación del túnel se pueden reducir a un proceso de acción-reacción.
- Es pertinente primero identificar claramente la causa para poder controlar de manera eficaz el efecto de este tipo de procesos.
- Para la identificación completa de la causa se debe analizar con profundidad el efecto.

En la Figura 9-8 se muestra el procedimiento general empleado por el Análisis de deformaciones controladas en rocas y suelos.

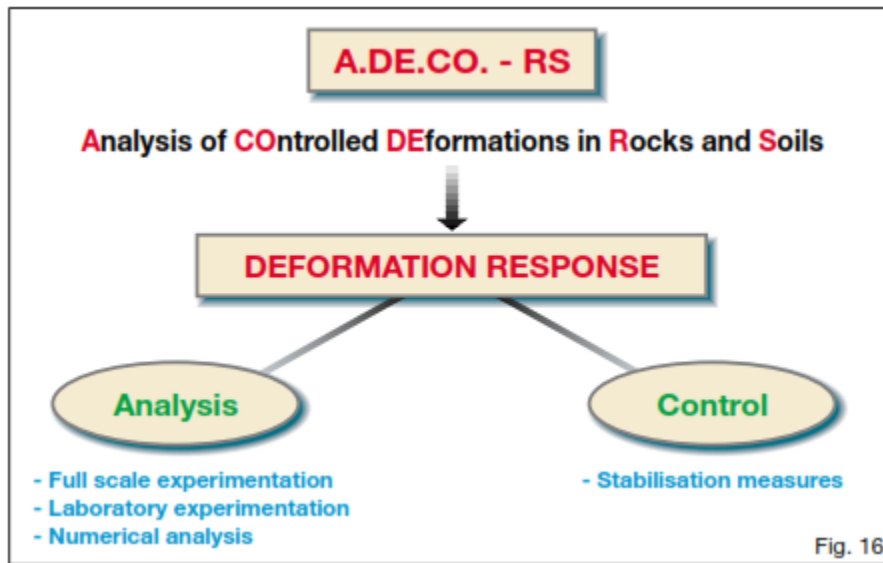


Figura 9-8. Sistema A.DE.CO.-RS. Fuente: (Lunardi, 2000)

De igual manera el enfoque basado en el Análisis de deformación controlada en rocas y suelo (A.DE.CO-RS), sugiere que en el desarrollo lógico del diseño y construcción de un túnel se debe proceder como se muestra a continuación:

| Moment       | Phase                      | Description   |
|--------------|----------------------------|---|
| Design       | – Survey                   | – <u>Analysis of existing natural equilibriums</u>  |
|              | – Diagnosis                | – <u>Analysis and prediction of deformation phenomena (*) in the absence of stabilisation measures</u>  |
|              | – Therapy                  | – <u>Control of deformation phenomena (*) in term of stabilisation systems chosen</u>   |
| Construction | – Operational              | – <u>Application of the stabilisation instruments for controlling deformation phenomena(*)</u>  |
|              | – Monitoring               | – <u>Control and measurement of deformation phenomena(*) as the response of the rock mass during tunnel advance (measurement of extrusion at the face and of convergence at the contour of the cavity and at varying distance from it, inside the mass of the ground)</u> |
|              | – Final design adjustments | – <u>Interpretation of deformation phenomena(*)</u><br>– <u>Balancing of stabilisation systems between the face and the perimeter of the cavity</u>   |

(\*) Deformation phenomena in terms of extrusion at the face and of convergence at varying distance from it, inside the mass of the ground

Figura 9-9. Resumen de etapas para el desarrollo tanto en el diseño como en el proceso constructivo. Fuente: (Lunardi, 2000)

En resumen, el sistema ADECO hace parte de una guía simple con la que se pueden clasificar túneles en distintas categorías de comportamiento. Esto se realiza mediante análisis tensión – deformación con el fin de predecir la estabilidad del sistema frente-zona de avance. En la Figura 9-10 se muestra el procedimiento general al momento de implementar el sistema A.DE.CO.-RS.

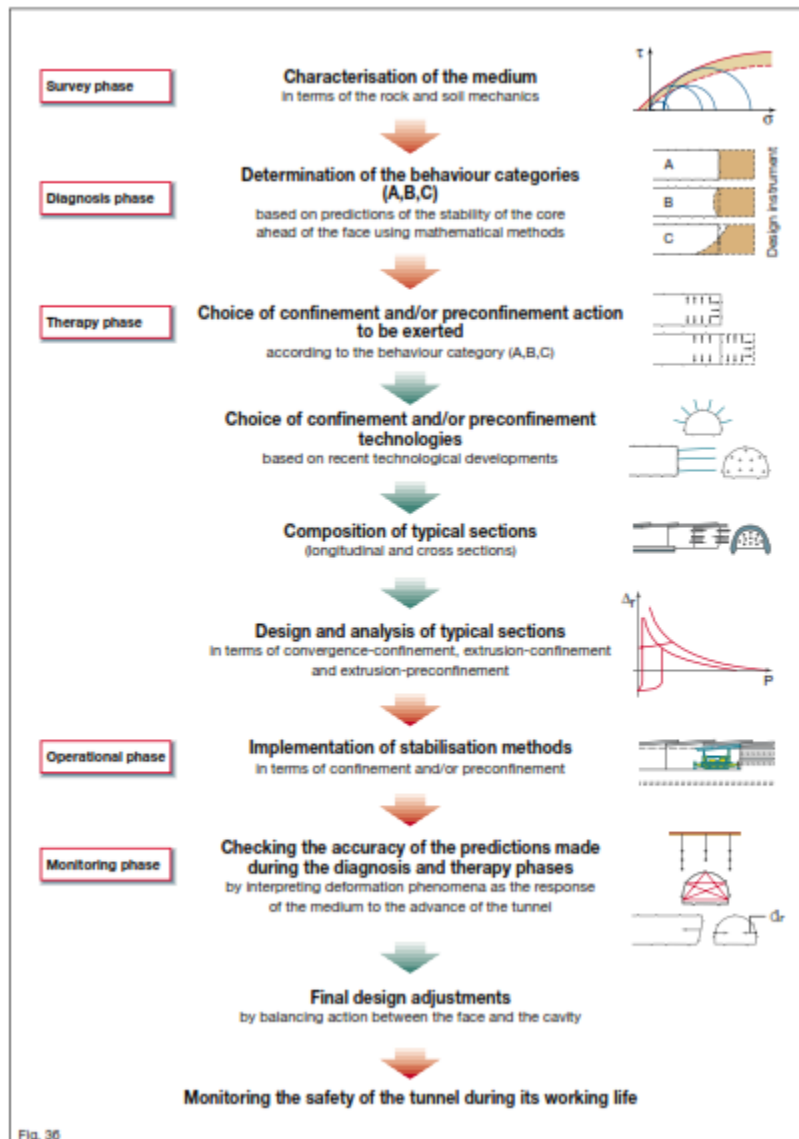


Figura 9-10. Guía sencilla para el diseño constructivo de túneles con el sistema A.DE.CO.-RS. Fuente: (Lunardi, 2000)

En términos del comportamiento de interés (fenómeno de Squeezing), este método de excavación fue introducido en un comienzo para resolver el problema, en cuanto al aumento en la construcción tunelera, ya que con esto se aumentaban de igual forma las profundidades a la que se construían y el tamaño de los túneles, es por esta razón, a la que el profesor Lunardi (2000) introdujo la metodología de controlar el comportamiento del núcleo por delante del frente de excavación del túnel, en condición de fuertes compresiones, era de alguna manera, el secreto para tener éxito en la construcción de túneles en condiciones de Squeezing en el terreno. La siguiente figura ilustra la obstrucción

que se genera en el frente de excavación del túnel.

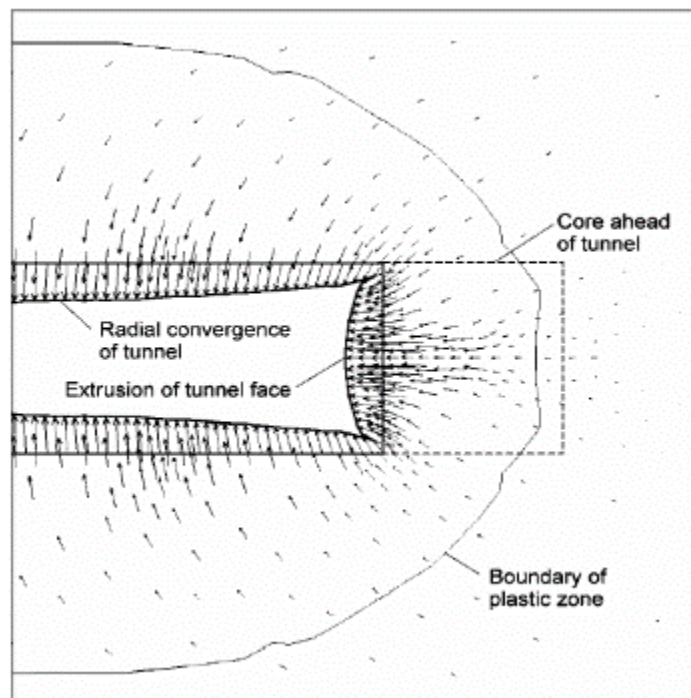


Figura 9-11. Sección a través de un modelo de elementos finitos en 2D, que muestra la extrusión de la cara del túnel como resultado de un fallo del núcleo adelante del túnel.

Fuente: (Evert Hoek, 2001)

En la actualidad esta metodología es usada en muchos casos tuneleros dentro de la etapa de excavación de estas obras subterráneas, ya que cuando se hace necesario, el frente de excavación del túnel debe ser estabilizado con el fin de proporcionar condiciones seguras de trabajo y para garantizar el avance de la excavación. Es importante decir que para el diseñador es de gran ayuda conocer las condiciones que pueden generar la inestabilidad del frente de excavación y del túnel en general, ya que, con esto, se consideraría el costo tentativo dentro de los diseños, para la estabilización de los mismos.

## 9.5. Opciones de sostenimiento representativas de túneles con predicción de Squeezing

Existen diversos métodos, principalmente en Europa a través de los Alpes, para estabilizar el frente de excavación de un túnel con presencia de Squeezing. En la Figura 9-12 se

presenta un breve resumen de las opciones representativas para el control en términos de estabilidad del frente del túnel y posterior instalación del soporte para el túnel. Por ellos, que la elección final del método a utilizar para una situación específica, depende principalmente de la complejidad en la interacción de una serie de factores. Además de las consideraciones de seguridad, costo y tiempo, estos factores también incluyen la experiencia relevante del contratista, el diseñador y de los consultores para apoyar en el proyecto. Es así, que la implementación exitosa de los métodos ilustrados en la Figura 9-12 dependen más del juicio basado en la experiencia que de los cálculos teóricos.

|                     | MULTIPLE HEADINGS  | TOP HEADING AND BENCH   | FULL FACE EXCAVATION  |
|---------------------|--|---|---|
| NO SQUEEZING        | <p>Safely rockbolts in crown with 50 mm thick shotcrete</p>                                    | <p>Safely rockbolts in crown with 50 mm thick shotcrete</p>                                 | <p>Safely rockbolts, 50 mm thick shotcrete and face buttress</p>                                |
| MINOR SQUEEZING     | <p>Rockbolts, 100 mm thick shotcrete and face buttress</p>                                     | <p>Steel sets in shotcrete with elephant foot and invert lining</p>                         | <p>Lattice girders, shotcrete, fiber-glass dowels grouted in face</p>                           |
| SEVERE SQUEEZING    | <p>Partial face excavation, 150 mm thick shotcrete lining and invert</p>                       | <p>Steel sets in shotcrete, grouted fiberglass dowels in face</p>                           | <p>Forepoles, steel sets, grouted fiberglass dowels in face</p>                                 |
| V. SEVERE SQUEEZING | <p>200 mm thick shotcrete linings, self-drilling rockbolts</p>                                 | <p>Forepoles, fiberglass dowels, micropile foundations for sets</p>                         | <p>Dense forepole or jet grout umbrella and face support</p>                                    |
| EXTREME SQUEEZING   | <p>Central pillar, lattice girders embedded in 250 mm thick shotcrete lining, no rockbolts</p> | <p>Forepole umbrella, steel sets with sliding joints, close temporary and final inverts</p> | <p>Soil into two smaller tunnels and use steel sets with sliding joints in 250 mm shotcrete</p> |

Figura 9-12. Frente de excavación y opciones de soporte para túneles largos.  
Fuente:(Evert Hoek, 2001)



Todos los métodos ilustrados en la figura anterior presentan ventajas y desventajas y no hay reglas simples para decidir qué método es mejor para un conjunto particular de circunstancias. Si se tienen condiciones de squeezing relativamente leves, se usan los pernos de roca y el concreto lanzado como elementos primarios en todos estos sistemas de soporte. En el caso del método de galerías de avances múltiples, el frente se divide en un mayor número de galerías de avance a medida que el squeezing se hace más severo. Esto hace que el revestimiento externo de concreto reforzado no se sobrecargue en ninguna etapa del proceso de excavación. La estabilidad de los frentes más pequeños también es fácil de controlar.

Para la galería superior y banqueo y excavación completa del frente, se adicionan arcos de acero autodeslizantes y más estrechamente espaciados a medida que aumenta la severidad del squeezing. Para condiciones de squeezing muy severos, se añaden pernos de fibra de vidrio para el refuerzo del frente y se emplean enfilajes o elementos de refuerzo similares para mejorar previamente el macizo rocoso delante de la cara de avance.

Es importante recalcar que el uso de pernos de roca largos son una medida de soporte efectiva para el control del fenómeno de squeezing ground, generalmente en la mayoría de los niveles de este fenómeno. No obstante, lo anterior se debe emplear como parte de un conjunto de elementos de soporte para suministrar mayor estabilización de la sección del túnel u obra subterránea.

Finalmente, se alcanza un punto en el que es difícil proporcionar soporte de suficiente capacidad, sobre todo si el squeezing es extremadamente severo asociado con macizos rocosos de muy mala calidad en las que los pernos de roca son ineficientes. En tal caso, puede ser necesario el permitir que el soporte ceda de manera controlada de modo que su capacidad sólo se movilice después de un desplazamiento significativo. Como se ilustra en las figuras: Figura 9-13 y Figura 9-14, esto da lugar a una reducción de la presión de soporte necesaria para estabilizar el túnel y el frente.

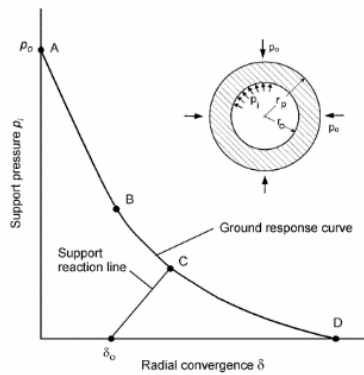


Figura 9-13. Modelo de túnel y curva de interacción terreno-soporte para el macizo rocoso que rodea un túnel.  
Fuente: (Evert Hoek, 2001)

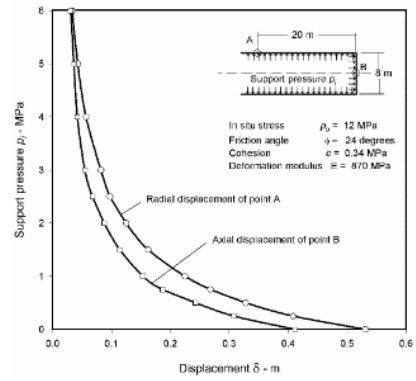


Figura 9-14. Curvas de respuesta del terreno para un túnel de 8m de diámetro en roca con Squeezing. Fuente: (Evert Hoek, 2001)

## **Capítulo X. Casos Históricos de Túneles en Colombia y a Nivel Mundial que Presentaron el Fenómeno de Squeezing**

En la actualidad Colombia se encuentra en un proceso de desarrollo en cuanto a la construcción de muchas obras de infraestructura, principalmente en infraestructura vial y eléctrica, siendo parte de esto, obras tales como túneles viales, hidroeléctricas, acueductos, túneles a presión, presas, puentes, etc. Además, cuenta con una geología muy variable, predominando superficialmente, rocas de tipo sedimentarias, y una geomorfología característica en su estructura. por tal razón, la construcción de obras subterráneas ha sido base de estudio para los diferentes mecanismos de falla dentro de la mecánica e ingeniería de rocas.

En esencia, este capítulo hace referencia al estudio geomecánico del comportamiento de algunos casos históricos de túneles en Colombia y a nivel mundial, que han tenido que enfrentar el fenómeno de Squeezing durante el proceso de construcción tales como: Túnel Palacio-Rioblanco, el túnel Yacambú-Quibor y el túnel de Fuga, siendo estos proyectos los empleados como parte del estudio de este trabajo de grado.

Algunos de los aspectos principales que son causantes del fenómeno de squeezing ground, se mencionan los siguientes: la geología existente, geomorfología estructural, estado de esfuerzos in-situ, los parámetros geotécnicos, las características físicas y mecánicas, entre otros. Por tanto, en esta sección se abordan las características generales del proyecto entre los que se mencionan: la localización geográfica, capacidad, litología principal, geometría del túnel, las zonas donde se presentó mayor convergencia, entre otros.

Además, se recopila información que es determinante en el comportamiento de túneles en zonas de grandes convergencias, siendo los más importantes: tipo de rocas existentes, sobrecarga (cobertura), módulo de deformación, la relación K de esfuerzos, resistencia del material, valor de convergencia y los métodos de estabilización empleados en dichas zonas.

Para una mejor ilustración del fenómeno de squeezing ground, en la Figura 10-1 y Figura 10-2, se muestran algunas de las zonas que presentaron este fenómeno y que corresponden a los casos históricos del túnel Palacio-Rioblanco y el túnel de Yacambú.

- *Túnel Palacio-Rioblanco del proyecto Chingaza (Colombia)*

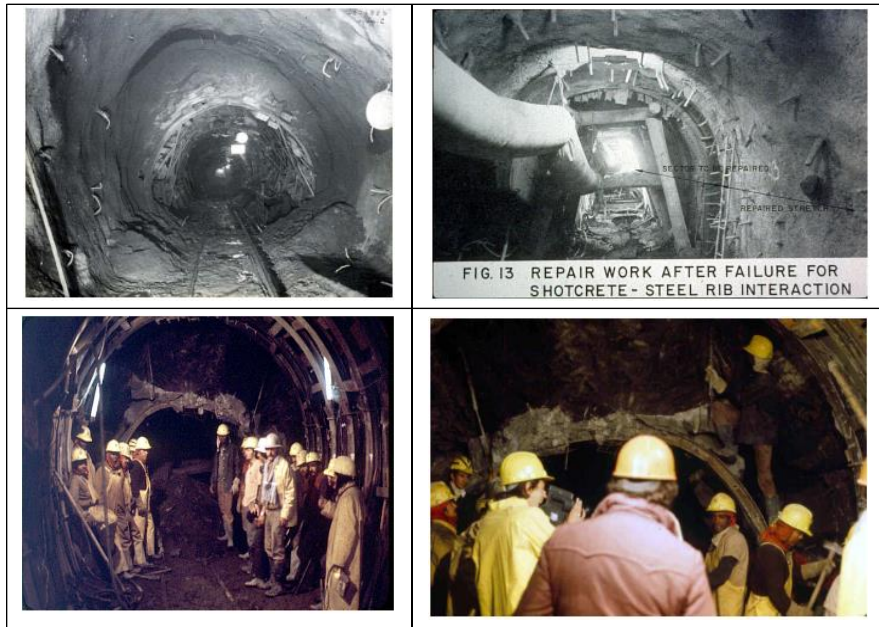


Figura 10-1. Fotografías de algunas zonas que presentaron empujes en la sección del túnel. Fuente: (Marulanda E., 2008)

- *Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)*



Figura 10-2. Zonas afectadas por grandes empujes (squeezing). Fuente: (Gutiérrez R., 2015)

## **10.1. Proyecto Chingaza**

El Proyecto Chingaza está localizado sobre la cordillera Oriental de los Andes Colombianos a 50 km al oriente de Bogotá, en el Parque Nacional Natural Chingaza, fue construido por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá E.A.A.B., y tiene por objeto captar los ríos Guatiquía y Chuza que vierten sus aguas a la cuenca de los Llanos Orientales para desviarlos y conducirlos a la Sabana de Bogotá, en donde, en primera instancia será utilizado para el sistema de abastecimiento de agua potable para la ciudad de Bogotá a través de un sistema combinado de túneles y tuberías y luego, al aumentar el caudal del río Bogotá, se utilizará para mover las turbinas de las diferentes centrales instaladas a lo largo de su cauce.

El proyecto consta de las siguientes obras principales:

- Túnel de desviación del río Guatiquía a la hoya del río Chuza.
- Embalse sobre el río Chuza con capacidad de 250 millones de m<sup>3</sup> de agua captada, formado por la presa de Golillas en gravas y cara de concreto de 129 m de altura.
- Conducción Chuza-Bogotá, mediante un sistema combinado de túneles y tuberías superficial, con una longitud de 39.6 km. La estructura subterránea principal está constituida por el túnel Palacio- Rioblanco de 28,5 km de longitud.
- Planta de tratamiento El Sapo.

### **10.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco.**

El túnel de Palacio-Rioblanco, siendo el túnel en estudio, presenta una longitud de 28,4km, sección transversal en herradura y un diámetro nominal de 3,7 m (véase Figura 10-3). El área que hace parte del túnel, litológicamente está constituida por rocas de tipo sedimentarias pertenecientes a las formaciones Guaduas del Terciario y Guadalupe Superior e Inferior, Chipaque, Une, Fómeque y Cáqueza del Cretáceo; en superficie estas rocas se encuentran cubiertas parcialmente por depósitos del período Cuaternario de origen fluvio-glacial constituidos principalmente por cantos, bloques y gravas en matriz arcillosa.

Además, estructuralmente la zona del túnel se caracteriza por presentar numerosos pliegues (anticlinales y sinclinales) y algunas fallas, las cuales hacen parte del flanco occidental de un anticlinorio cuyo eje tiene dirección NE y se localiza a unos 3 km aguas debajo de sitio de la presa de Golillas.

Las rocas sedimentarias que predominan son: lutitas, limolitas, areniscas y arcillolitas. Principalmente las lutitas de las formaciones Cáqueza, Fómeque, Chipaque y Une.



Figura 10-3. Localización en planta y perfil del túnel Palacio de Rioblanco (Chingaza).  
Fuente: (Marulanda E., 2008)

El túnel Palacio-Rioblanco, fue uno de los principales casos en Colombia en sufrir el fenómeno de squeezing, el túnel fue construido entre los años de 1973 y 1983 aproximadamente y fue puesto en operación en agosto de 1983. Lo anterior fue con el objeto de contextualizar en qué período del tiempo fue la construcción de este proyecto.

#### **10.1.1.1. Problemas de empujes (squeezing) en el túnel.**

Con respecto a las características mencionadas en el numeral anterior, donde se involucra la litología, periodo geológico, su geología estructural, entre otros, por tanto, en este túnel se identificaron esencialmente 11 zonas con problemas de squeezing (empujes de

montaña) según fuente consultada: («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.). Para el presente trabajo de grado, fueron seleccionadas, para su estudio, cinco (5) de estas zonas, el cual se tomó como criterio de selección, las zonas que registraron mayor deformación hacia el interior de la cavidad subterránea (convergencia). A continuación, se listan estas zonas:

1. Zona 1: K5+000 - K5+850; corresponde a la formación Fomeque (Kif)
2. Zona 2: K12+650 - K12+740; corresponde a la formación Une (Kiu)
3. Zona 3: K18+040 - K19+600; corresponde a la formación Guaduas (Tkg)
4. Zona 4: K21+340 - K21+900; corresponde a la formación Chipaque (Ksc)
5. Zona 5: K27+850 - K28+250; corresponde a la formación Bogotá (Tsb)

En la Figura 10-4 se muestra la rehabilitación de una de las zonas afectadas por el fenómeno de squeezing; en la imagen de la izquierda (a) se ilustra la zona afectada a causa de empujes y la imagen de la derecha (b) se muestra esta misma zona después de su rehabilitación. Su proceso de rehabilitación se basó fundamentalmente en emplear la filosofía actual en construcción de túneles, que tiene como finalidad la de emplear elementos de sostenimiento que aprovechara la capacidad de resistencia de la masa de roca, es decir, elementos flexibles, logrando deformaciones de manera controlada en la sección del túnel con la utilización de instrumentación geotécnica, entre otros aspectos importantes.

#### Transición de forma de diseñar y construir túneles



Figura 10-4. Túnel Palacio-Rioblanco, a) Proceso de rehabilitación; b) Después de rehabilitado el túnel. Fuente: (Gutiérrez R., 2015)

#### **10.1.1.2. Parámetros geomecánicos y características litológicas de las zonas de estudio.**

Las características geomecánicas de la roca, y en particular lo referente a la resistencia a la compresión, son parámetros que influyen en el comportamiento del macizo rocoso y en particular, su susceptibilidad a sufrir deformaciones de mayor o menor orden, están directamente relacionadas con la geología misma de cada formación que atraviesa el túnel y, además se relaciona con las condiciones derivadas al proceso formativo de su estructura.

En la siguiente tabla (Tabla 10-1) se presentan las características litológicas de la roca, para cada una de las zonas de estudio:



Tabla 10-1. Litología característica para cada una de las zonas en estudio

| ZONA No. | ABSCISA           | FORMACIÓN      | LITOLOGÍA  |
|----------|-------------------|----------------|--|
| 1        | K5+000 - K5+850   | Fomeque (Kif)  | Constituido por lutita gris oscura, fresca, blanda a moderadamente dura; estratificación delgada a laminar, con algunas intercalaciones de arenisca y caliza.  |
| 2        | K12+650 - K12+740 | Une (Kiu)      | Constituido por lutita gris oscura, de estratificación laminar, con intercalaciones de arenisca y caliza triturada.  |
| 3        | K18+040 - K19+600 | Guaduas (Tkg)  | La roca está constituida por limolita gris oscura, de regular cimentación, compacta, húmeda, con intercalaciones de arenisca blanda, de grano fino. Además, se presenta arcillolita gris, con manchas rojizas, compacta, homogénea, moderadamente dura, seca.                      |
| 4        | K21+340 - K21+900 | Chipaque (Ksc) | Conformado por lutitas gris oscura, en láminas delgadas, principalmente arcillosa, localmente silícea, blanda, bastante plástica, con intercalaciones de arenisca gris clara, grano fino, cuarzosa, moderadamente dura de estratificación media, y de limolita moderadamente dura. |
| 5        | K27+850 - K28+250 | Bogotá (Tsb)   | Conformado por arcillolita gris verdosa, con intercalaciones de arcillolita abigarrada y con láminas de yeso.  |

Fuente: («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.) y (Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, 1985)

En la Tabla 10-2 se relacionan algunos de los parámetros geomecánicos de la roca intacta de acuerdo a la información consultada en la fuente: («Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza», s. f.). Sin embargo, algunas de las variables fueron definidas teniendo en cuenta la base teórica y la experiencia de algunos profesionales que conocían en detalle el proyecto.

Como parámetro importante para el análisis de estas zonas, se requirió estimar la relación K de esfuerzos, el cual, en algunos casos de este túnel, se obtuvo de mediciones realizadas en la Cordillera Oriental (zona de ubicación del proyecto en estudio) por medio de ensayos in-situ de Overcoring y de la experiencia de varios proyectos de túneles construidos en esta cordillera, siendo así un valor calibrado, el cual varía entre 14 y 15 MPa. Este rango se empleó para las dos primeras zonas, las cuales presentaban coberturas mayores a 400 m, siendo este factor importante para emplear estos valores del esfuerzo horizontal.

Así mismo, conociendo el esfuerzo tanto vertical ( $\sigma_v = \gamma H$ ) como el esfuerzo horizontal,

obtenemos el valor del K de esfuerzo con la relación:

$$K = \frac{\sigma_H}{\sigma_V}$$

En la Figura 10-5 se puede observar la dirección de los esfuerzos principales con respecto al eje del túnel Palacio – Rioblanco del proyecto Chingaza.

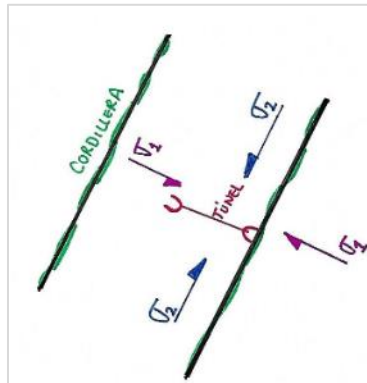


Figura 10-5. Ilustración de la dirección de los esfuerzos principales con respecto a la dirección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.

Para el presente estudio se realizarán modelaciones de elementos finitos utilizando el programa PHASE2 o RS2 (Software de Rocscience). A continuación, se presentan los parámetros geomecánicos que serán utilizados como datos de entrada.

Tabla 10-2. Parámetros geomecánicos de la roca intacta para las zonas de estudio del túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza)

| Zona No.                                       |                    | 1                | 2                  | 3                  | 4                  | 5                  |
|--|--------------------|------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Abscisas                                       |                    | K5+000<br>K5+850 | K12+650<br>K12+740 | K18+040<br>K19+600 | K21+340<br>K21+900 | K27+850<br>K28+250 |
| Convergencia máxima, $f$                       | m                  | 0,37             | 1,0                | 0,45               | 0,6                | 0,45               |
| Sobrecapa (cobertura), $h$                     | m                  | 500              | 600                | 110                | 215                | 100                |
| Peso unitario, $\gamma$                        | t/m <sup>3</sup>   | 2,5              | 2,5                | 2,5                | 2,5                | 2,5                |
| Peso unitario, $\gamma$                        | kN/m <sup>3</sup>  | 24,5             | 24,5               | 24,5               | 24,5               | 24,5               |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$                  | MPa                | 12,3             | 14,7               | 2,7                | 5,3                | 2,5                |
| Resistencia compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ | kg/cm <sup>2</sup> | 180              | 200                | 40                 | 70                 | 30                 |
| Resistencia compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ | MPa                | 17,7             | 19,6               | 3,9                | 6,9                | 2,9                |
| Módulo dedeformación , $E$                     | Gpa                | 2,7              | 2,9                | 1,0                | 1,2                | 0,7                |
| Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$                | MPa                | 14               | 15                 | 3,8                | 6,9                | 3,4                |
| Relación K de esfuerzos, $K$                   | -                  | 1,1              | 1,0                | 1,4                | 1,3                | 1,4                |
| Constante para roca intacta, $mi$              | -                  | 6                | 6                  | 5                  | 6                  | 5                  |
| Geological Strength Index , $GSI$              | -                  | 50               | 45                 | 45                 | 50                 | 55                 |
| Factor de alteración, $D$                      | -                  | 0,2              | 0,2                | 0,2                | 0,2                | 0,2                |
| Relación de Poisson, $\nu$                     | -                  | 0,25             | 0,25               | 0,25               | 0,25               | 0,25               |

Fuente: Elaboración de la autora.

Para la estimación del valor del GSI (Índice de Resistencia Geológica), se hizo uso de la siguiente figura (Figura 10-6) como parte de la base teórica presente en este documento. Para su debida identificación se tuvo en cuenta el conocimiento de profesionales que hicieron parte del proceso de construcción y rehabilitación del túnel con relación a las características geológicas, en cuanto al estado de la roca y condiciones de las discontinuidades.

A continuación, se presenta la interpretación de estas zonas según las características geológicas representativas:

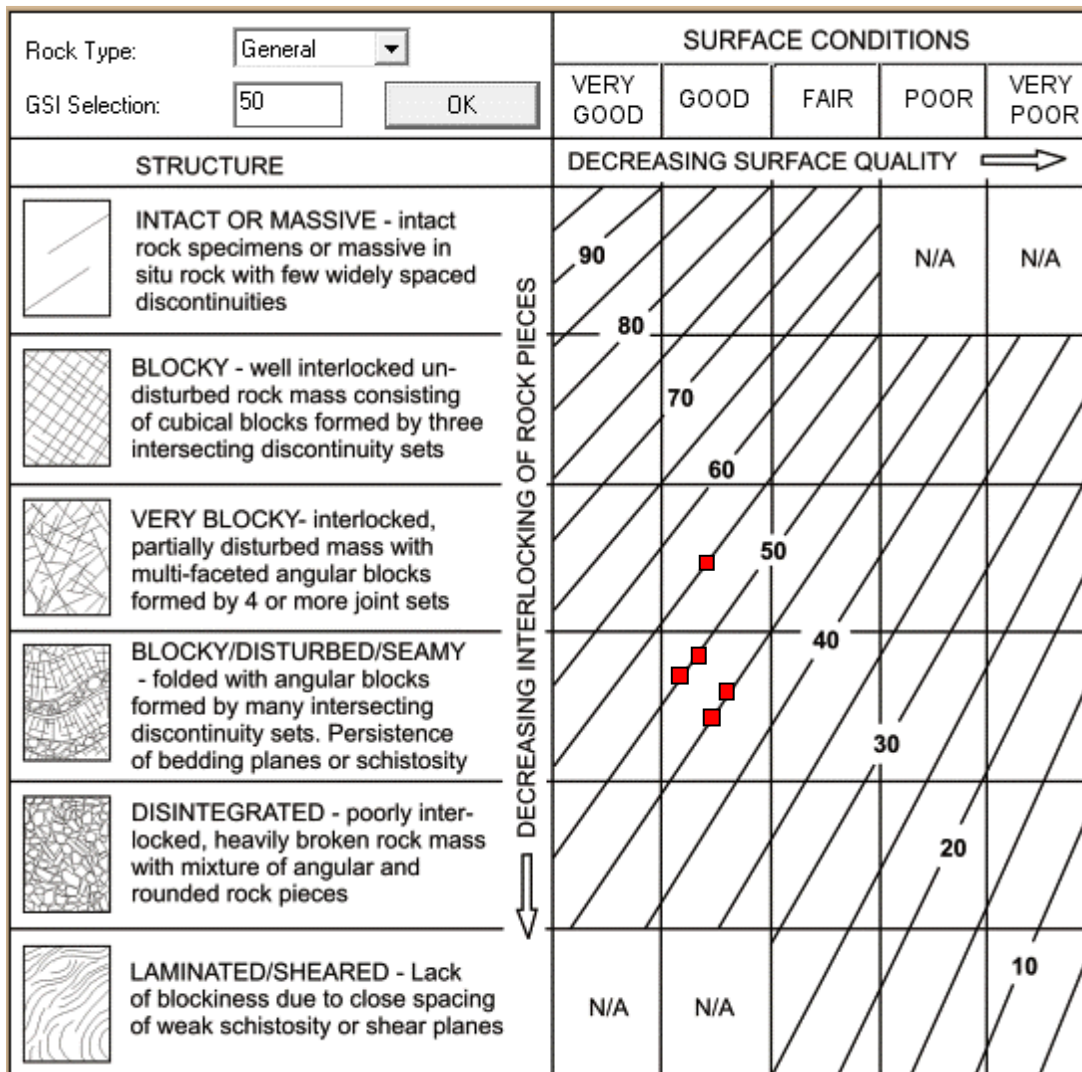


Figura 10-6. Interpretación de las zonas en estudio del túnel Palacio – Rioblanco según el parámetro GSI. Fuente: Elaboración de la autora.

Utilizando el criterio de falla de Hoek-Brown (Evert Hoek et al., 2002), se determinaron los parámetros del macizo rocoso, como también, se obtuvieron los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb. Además, para la estimación del módulo de deformación del macizo rocoso se utilizó una modificación a partir de (E. Hoek & Diederichs, 2006). En la siguiente tabla se presentan los resultados:

Tabla 10-3. Parámetros geomecánicos de macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza)

| PARÁMETROS - MACIZO ROCOSO |       |        |       |                  |                  |                    |                |             |            |                     |                |
|----------------------------|-------|--------|-------|------------------|------------------|--------------------|----------------|-------------|------------|---------------------|----------------|
| ZONA No.                   | mb    | s      | a     | $\sigma_t$ (Mpa) | $\sigma_c$ (Mpa) | $\sigma_{3_{max}}$ | $\sigma_{3_n}$ | $\phi'$ (°) | $c'$ (Mpa) | $\sigma_{cm}$ (MPa) | $E_{rm}$ (MPa) |
| 1                          | 0,825 | 0,0026 | 0,506 | -0,056           | 0,87             | 5,20               | 0,29           | 23,5        | 0,77       | 2,2                 | 624,4          |
| 2                          | 0,677 | 0,0014 | 0,508 | -0,042           | 0,70             | 6,16               | 0,31           | 21,6        | 0,81       | 2,1                 | 483,3          |
| 3                          | 0,564 | 0,0014 | 0,508 | -0,010           | 0,14             | 1,13               | 0,29           | 20,9        | 0,14       | 0,4                 | 163,5          |
| 4                          | 0,825 | 0,0026 | 0,506 | -0,022           | 0,34             | 2,22               | 0,32           | 22,8        | 0,32       | 0,8                 | 277,5          |
| 5                          | 0,838 | 0,0047 | 0,504 | -0,017           | 0,20             | 1,03               | 0,35           | 22,3        | 0,15       | 0,4                 | 230,4          |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a los resultados de la tabla anterior, en resumen, se tiene los siguientes valores de resistencia a la compresión del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) y el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_{rm}$ ):

Tabla 10-4. Tabla resumen del  $\sigma_{cm}$  y  $E_{rm}$  del macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza)

| RESUMEN RESULTADOS |             |            |                     |                |
|--------------------|-------------|------------|---------------------|----------------|
| Zona No.           | $\phi'$ (°) | $c'$ (MPa) | $\sigma_{cm}$ (MPa) | $E_{rm}$ (MPa) |
| 1                  | 23,5        | 0,77       | 2,2                 | 624,4          |
| 2                  | 21,6        | 0,81       | 2,1                 | 483,3          |
| 3                  | 20,9        | 0,14       | 0,4                 | 163,5          |
| 4                  | 22,8        | 0,32       | 0,8                 | 277,5          |
| 5                  | 22,3        | 0,15       | 0,4                 | 230,4          |

Fuente: Elaboración de la autora.

## 10.2. Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

El túnel Yacambú-Quibor fue diseñado para transportar agua, aproximadamente 347 millones de metros cúbicos de agua por año, a través del flanco oriental de los Andes desde la represa de Yacambú en la húmeda cuenca tropical del Orinoco hasta la semi-árida pero fértil cuenca de Quibor en el oeste de Venezuela cerca de la ciudad de Barquisemeto. Por lo anterior, este túnel es de tipo hidráulico (transmisión de agua), y presenta una longitud

aproximada de 23,3 km y un diámetro aproximado de 5,2 m. El túnel fue excavado en un macizo rocoso que abarca desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel a profundidades de hasta 1270 m por debajo de la superficie presentando problemas extremos de Squeezing (véase Figura 10-10).

La construcción del túnel Yacambú - Quibor, considerado por muchos como uno de los casos más difíciles en el mundo, comenzó en 1975 y aproximadamente 9 km se seguía excavando en el año 2000, lo que implicó la realización de 8 contratos logrando que se extendiera aproximadamente por 32 años especialmente por problemas técnicos, financieros, contractuales y políticos, con progreso alcanzado en julio de 2008 (E. Hoek & Guevara, 2009a). Seguido se exponen los años en que se ejecutaron estos contratos: 1er contrato comprendió los años 1976 a 1977; 2do contrato entre los años 1978 a 1979; 3er contrato entre los años 1981 a 1984; 4to contrato entre los años 1984 a 1988; 5to contrato entre los años 1991 a 1997; 6to contrato entre los años 1997 a 2002; 7mo contrato entre los años 2002 a 2005 y el último contrato comprendió los años entre 2005 a 2008, siendo el día 27 de Julio de 2008 en donde finalmente se abrió paso a su funcionamiento. Durante el proceso de construcción, este túnel presentó, en varios sectores, problemas de squeezing debido a las altas coberturas y a las condiciones del macizo rocoso existente, lo cual produjo graves inestabilidades en los frentes de excavación y daños en los equipos de excavación, como fue el caso de una TBM empleada para el proceso de avances en la construcción, resultando no muy eficiente para terreno blando como las filitas gráficas de estas zonas de squeezing. Lo anterior fue con el objeto de contextualizar el problema y en qué período del tiempo fue la construcción de este proyecto.

### **10.2.1. Localización del proyecto y geología.**

El mapa de ubicación del sitio del proyecto se muestra en la Figura 10-7 y se encuentra en Barquisimeto. El esquema de distribución y la sección transversal a lo largo del eje del túnel se muestra en la Figura 10-8. Además, se puede observar la ubicación de la falla de Bocono con un ancho de 750 m a la altura del túnel.



Figura 10-7. Localización del proyecto Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)

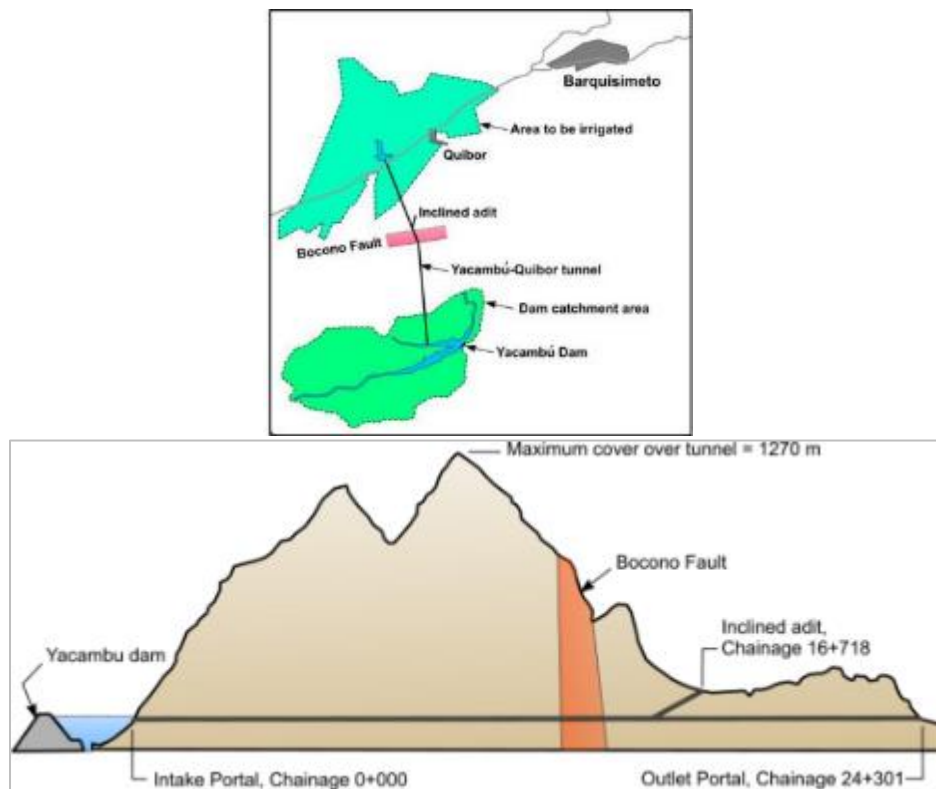


Figura 10-8. Sección transversal del túnel. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)

En términos tectónicos, el sitio del proyecto se encuentra en una zona compleja tectónicamente interactuando cuatro placas principales en esta región. En la Figura 10-9 se

observa que la región del proyecto Yacambú-Quibor (círculo de la parte superior derecha de la figura) es un triángulo de fallas de desplazamiento de rumbo y de transpresión (incluyendo el Bocono) reaccionan para acomodar el desajuste en el movimiento de las placas circundantes, es decir, predomina el desplazamiento horizontal, paralelo a la dirección de la falla con movimientos relativos hacia la derecha (dextral) o hacia la izquierda (sinistral).

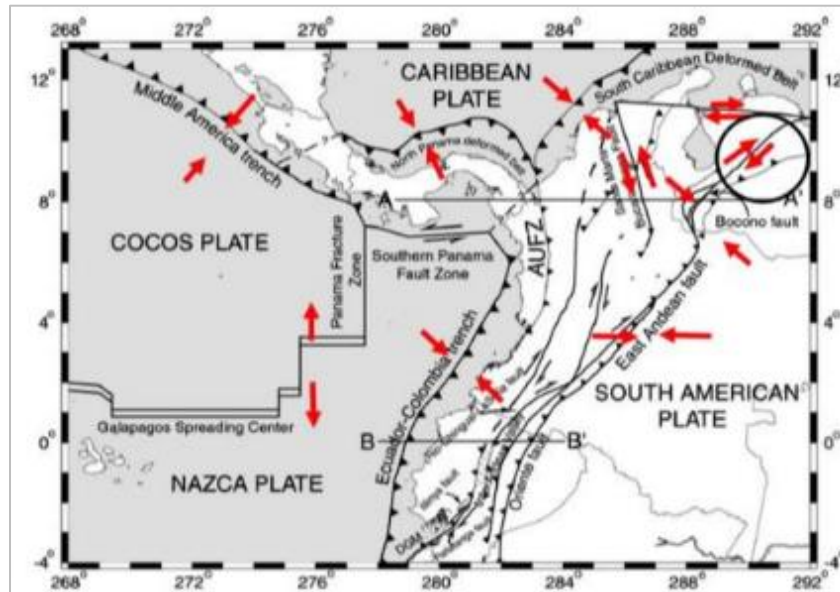


Figura 10-9. Placas tectónicas en la región noroccidental de América del Sur y Panamá. El proyecto Yacambú se ubica en la parte superior derecha de la figura. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)

### 10.2.2. Problemas de estabilidad del túnel.

Los problemas presentados a lo largo de la sección del túnel se centraron principalmente en levantamientos del piso y deformaciones en bóveda y paredes, en secciones del túnel en que se usaron perfiles de herradura, incluso después de introducir soporte flexible. En el 2004 se logró un progreso lento pero constante, con lo cual se decidió utilizar una sección circular haciendo énfasis en el desarrollo de un procedimiento rutinario de construcción, independientemente de las condiciones de roca encontradas en el frente de excavación, esto con el fin de acortar el diámetro de la excavación con capacidad para ceder de modo controlado (véase Figura 10-12). (E. Hoek & Guevara, 2009a)





Figura 10-10. Túnel Yacanmbú-Quibor. Restos de un máquina de perforación de túneles atrapados por altas compresiones del túnel. Fuente: (Evert Hoek, 2001)



Figura 10-11. Levantamiento del suelo a unos 100 m por detrás de la unidad motriz TBM en 1979 a una cobertura de 400 a 425 m . Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)



Figura 10-12. Anillos con diámetros ajustables con tolerancia a deformaciones viscoelásticas - Solución adoptada para el túnel. Fuente: (Grases, 2014)

En las siguientes figuras (Figura 10-13 y Figura 10-14) se muestran las zonas en el túnel en las que se han producido problemas de estabilidad y donde, en algunos casos, ya se han realizado trabajos de rehabilitación, también se observa los valores de porcentaje de convergencia y la relación de la zona plástica y el diámetro del túnel presentados a lo largo del túnel. Además, con la relación  $\sigma_{cm}/P_0$ , o su inversa  $P_0/\sigma_{cm}$ , es un indicar útil de potencial de Squeezing, lo cual contribuyó para la realización de este esquema.

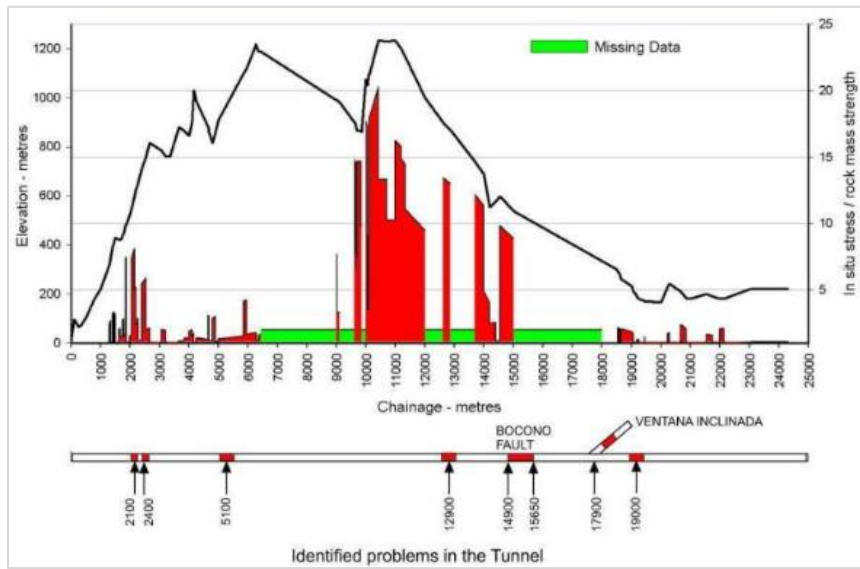


Figura 10-13. Estimación potencial de sobretensión a lo largo del túnel. Fuente: (Evert Hoek, 2008)

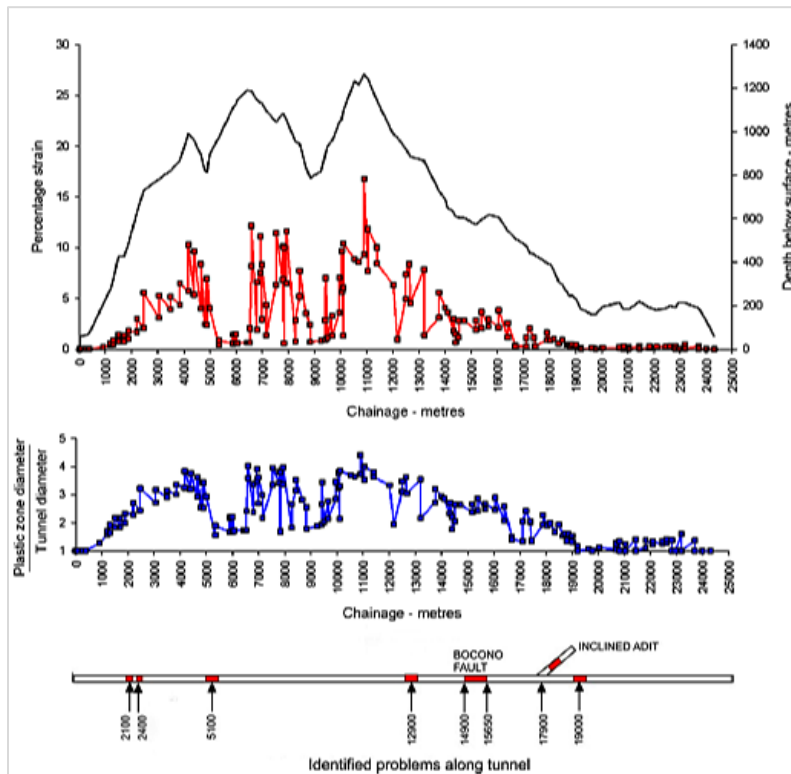


Figura 10-14. Porcentaje de deformación, tamaño de la zona plástica y problemas identificados a lo largo del túnel. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)

### 10.2.3. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso.

La construcción de este túnel durante los 32 años coincidió con grandes desarrollos en el campo de la ingeniería de rocas, en términos del diseño en el soporte que se empleaban en América del Sur en la década de 1970 se basó en su totalidad en el método de Terzaghi para determinar las cargas de roca (Proctor y White, 1946). Apenas dos años antes del inicio de la construcción del túnel, se habían introducido los sistemas de clasificación de macizos rocosos de Barton et al (1974) y Bieniawski (1974) aunque virtualmente desconocidos en las Américas. En el caso de las técnicas europeas para hacer frente a las condiciones de Squeezing (Rabcewicz, 1963) rara vez se usaban en las Américas y se usaban regularmente en el proyecto Yacambú desde aproximadamente 1990 en adelante. A mediados de los 90', se adoptó la clasificación del índice de Resistencia Geológica (GSI) como base de información sobre el criterio de falla de Hoek-Brown, 1997. Así mismo, y con base en la experiencia en este proyecto, para un tipo de macizo conformado principalmente por filitas deformadas tectónicamente, se introdujo una tabla adicional en la clasificación del GSI, el cual fue basado en un modelo publicado por Marinós y Hoek (2002) (véase Figura 10-15). (E. Hoek & Guevara, 2009a)

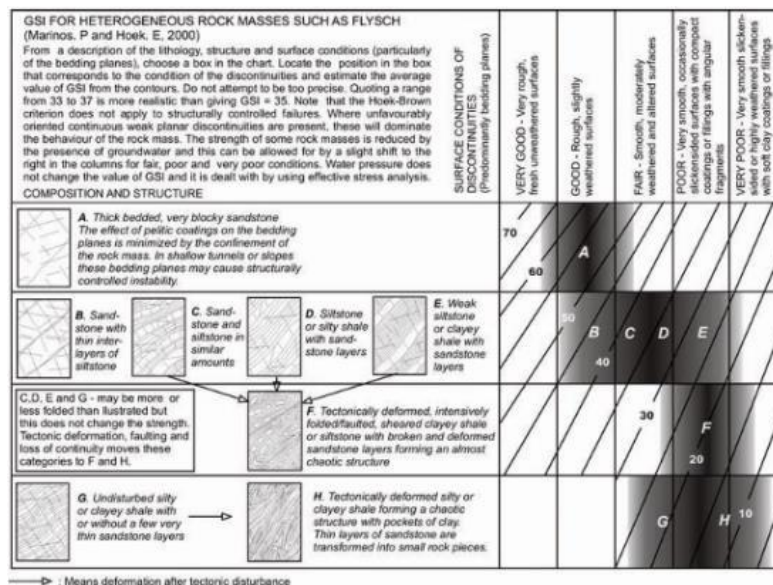


Figura 10-15. GSI para macizos rocosos heterogéneas como las filitas de Marinós y Hoek, 2000. Fuente: (Evert Hoek, 2007)

En la siguiente figura (Figura 10-16) se presentan las características litológicas de los tipos de rocas encontrados a lo largo de este túnel:

| CLASS | TYPE OF ROCK  | CHARACTERISTICS  |
|-------|---|--|
| A     | Predominance of silicified phyllite with small amounts of calcareous and/or graphitic phyllite. | Cemented layers from 5 to 10 cm in thickness with high strength and high deformation modulus.      |
| B     | Predominance of calcareous silicified phyllite with intervals of graphitic phyllite.            | Cemented layers from 2 to 3 cm in thickness with average strength and average deformation modulus. |
| C     | Graphitic phyllite with some intervals of silicified phyllite.                                  | Thin lamination from 0.1 to 1 mm with low strength and highly deformable.                          |
| D1    | Tectonically deformed, folded and sheared in Classes A, B and C.                                | Behaves as homogeneous rock mass with zero volume change during deformation                        |
| D2    | As for D1 with clay gouge in contacts.  | Highly plastic deformation with zero volume change   |

Figura 10-16. Clasificación litológica de las clase de roca del túnel Yacambú-Quibor.  
Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)

En la siguiente figura (Figura 10-17) se indican las propiedades geomecánicas tanto de la roca intacta como del macizo rocoso estimadas basadas en GSI y el criterio de Hoek Brown para las 5 clases de roca identificadas en este túnel. Se presentan los valores de diseño y los valores a largo plazo y se explican a continuación:

Valores de diseño: a corto plazo, rocas expuestas recientemente en el túnel;

Valores a largo plazo: deterioro de la masa rocosa, resultado de la descomposición, fluencia del material, descomposición progresiva de piezas de roca individuales bajo esfuerzo elevado y percolación de aguas subterráneas.

| Class | Condition | $\sigma_{ci}$<br>MPa | GSI | $m_i$ | $m_b$ | s      | a     | $\sigma_{cm}$<br>MPa | E MPa | c<br>MPa | $\phi$<br>deg |
|-------|-----------|----------------------|-----|-------|-------|--------|-------|----------------------|-------|----------|---------------|
| A     | Design    | 100                  | 75  | 10    | 4.095 | 0.0622 | 0.501 | 32.49                | 45000 | 5.76     | 43.2          |
|       | Long term | 100                  | 38  | 10    | 1.092 | 0.010  | 0.513 | 13.34                | 7656  | 2.49     | 33.0          |
| B     | Design    | 75                   | 65  | 10    | 2.865 | 0.0205 | 0.502 | 18.49                | 26000 | 3.73     | 38.6          |
|       | Long term | 75                   | 32  | 10    | 0.882 | 0.0005 | 0.520 | 8.66                 | 3825  | 1.99     | 29.0          |
| C     | Design    | 65                   | 50  | 7     | 1.174 | 0.0039 | 0.506 | 9.59                 | 11000 | 2.36     | 30.3          |
|       | Long term | 65                   | 25  | 7     | 0.481 | 0.0002 | 0.531 | 5.14                 | 2140  | 1.40     | 22.9          |
| D1    | Design    | 50                   | 35  | 7     | 0.687 | 0.0007 | 0.516 | 5.19                 | 3119  | 1.59     | 24.1          |
|       | Long term | 50                   | 17  | 7     | 0.361 | 0.0001 | 0.553 | 2.99                 | 1091  | 0.99     | 18.7          |
| D2    | Design    | 50                   | 25  | 7     | 0.481 | 0.0002 | 0.531 | 3.95                 | 1646  | 1.26     | 21.2          |
|       | Long term | 50                   | 13  | 7     | 0.313 | 0.0001 | 0.570 | 2.51                 | 928   | 0.84     | 17.4          |

Figura 10-17. Características estimadas del macizo rocoso basado en el GSI y el criterio de falla de Hoek-Brown. Fuente: (E. Hoek & Guevara, 2009a)

Donde:

$\sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión Uniaxial de la roca intacta

GSI: índice de resistencia geológica

$m_i$ : Constante del material de la roca intacta

$m_b$ : Constante del material del macizo rocoso

$s$  y  $a$ : constantes del material del macizo rocoso

$\sigma_{cm}$ : Resistencia a la compresión Uniaxial del macizo rocoso

E: Módulo de deformación

$c$ : Cohesión del macizo rocoso

$\Phi$ : Angulo de fricción del macizo rocoso

#### **10.2.4. Parámetros geomecánicos y características litológicas de las zonas de estudio.**

De acuerdo a lo anterior, se escogieron los siguientes sectores para el estudio del presente documento, los cuales partieron del principio básico de ser zonas con problemas de inestabilidad en donde se presentaron los valores máximos de convergencia y también, partiendo del hecho de que la información requerida en términos de parámetros de la roca intacta y del macizo rocoso, estuviera bien documentada:

1. Zona 1: K2+100
2. Zona 2: K10+000 – K12+000
3. Zona 3. K12+750 – K12+940

En la Tabla 10-5 se registra la información correspondiente a la litología de las zonas en estudio para el presente documento.

Tabla 10-5. Litología característica para cada una de las zonas en estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)

| ZONA No. | ABSCISA           | LITOLOGÍA   |
|----------|-------------------|---|
| 1        | K2+100            | Constituido por roca clasificada para el proyecto como D2, compuesta por filita silícea deformada tectónicamente, foliada y cizallada con arcilla en los contactos. Se caracteriza por altas deformaciones plásticas con cero cambio volumétrico. |
| 2        | K10+000 - K12+000 | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel.                                    |
| 3        | K12+750 - K12+940 | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel.                                    |

Fuente: Elaboración de la autora.

En la Tabla 10-6 se relacionan algunos de los parámetros geomecánicos de la roca intacta de acuerdo a la información consultada en las fuentes: (Evert Hoek, 2008), (E. Hoek & Guevara, 2009a) y (E. Hoek & Guevara, 2009b).

La variable del K de esfuerzos fue estimada de acuerdo a los artículos en cuestión, donde parten del supuesto de que los esfuerzos horizontales y verticales in-situ son iguales, obteniendo una relación de esfuerzos de  $K = 1$ . Esta suposición es razonable para rocas muy débiles que no pueden soportar altos esfuerzos de cizallamiento de modo que, durante el tiempo geológico, las tensiones anisotrópicas in-situ tendrán una tendencia a igualarse. Esta suposición ha sido confirmada por observaciones y análisis posterior del comportamiento de los túneles en los macizos rocosos débiles altamente estresados, incluyendo el túnel de Yacambú-Quibor. (E. Hoek & Guevara, 2009a)

Para el presente estudio se utilizarán modelaciones de elementos finitos utilizando el programa PHASE2 o RS2 (Software de Rocscience). A continuación, se presentan los parámetros geomecánicos que serán utilizados como datos de entrada.

Tabla 10-6. Parámetros geomecánicos de la roca intacta para las zonas de estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)

| Zona No.                                       |                   | 1      | 2                  | 3                  |
|--|-------------------|--------|--------------------|--------------------|
| Abscisas                                       |                   | K2+100 | K10+000<br>K12+000 | K12+750<br>K12+940 |
| Diámetro                                       | m                 | 5,0    | 5,2                | 5,2                |
| Porcentaje de convergencia                     | %                 | 5,0    | 18,0               | 8,5                |
| Convergencia máxima, $f$                       | m                 | 0,25   | 0,94               | 0,44               |
| Sobrecapa (cobertura), $h$                     | m                 | 570    | 1100               | 855                |
| Peso unitario, $\gamma$                        | kN/m <sup>3</sup> | 26     | 26                 | 26                 |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$                  | MPa               | 14,8   | 28,6               | 22,2               |
| Resistencia compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ | MPa               | 50     | 50                 | 50                 |
| Modulo relativo, MR                            |                   | 590    | 590                | 580                |
| Módulo dedeformación , $E$                     | Gpa               | 29,5   | 29,5               | 29,0               |
| Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$                | MPa               | 14,8   | 28,6               | 22,2               |
| Relación K de esfuerzos, $K$                   | -                 | 1,0    | 1,0                | 1,0                |
| Constante para roca intacta, $m_i$             | -                 | 7      | 7                  | 7                  |
| Geological Strength Index , $GSI$              | -                 | 31     | 13                 | 20                 |
| Factor de alteración, $D$                      | -                 | 0,05   | 0,05               | 0,05               |
| Relación de Poisson, $\nu$                     | -                 | 0,22   | 0,22               | 0,22               |

Fuente: Elaboración de la autora.

Para la estimación del valor del GSI (índice de resistencia geológica), se hizo uso de la siguiente figura como parte de la base teórica presente en este documento. Para su identificación se tuvo en cuenta la información documentada de este túnel y con base en esta información, se procedió a estimar las condiciones más próximas a la realidad en cuanto a las discontinuidades y el estado de la roca. Para este caso en especial, el análisis del GSI se realizó para un tipo de macizo conformado principalmente por filitas deformadas tectónicamente, lo cual fue publicado para este caso particular por Marinós y Hoek (2002). A continuación, se presenta esta interpretación:

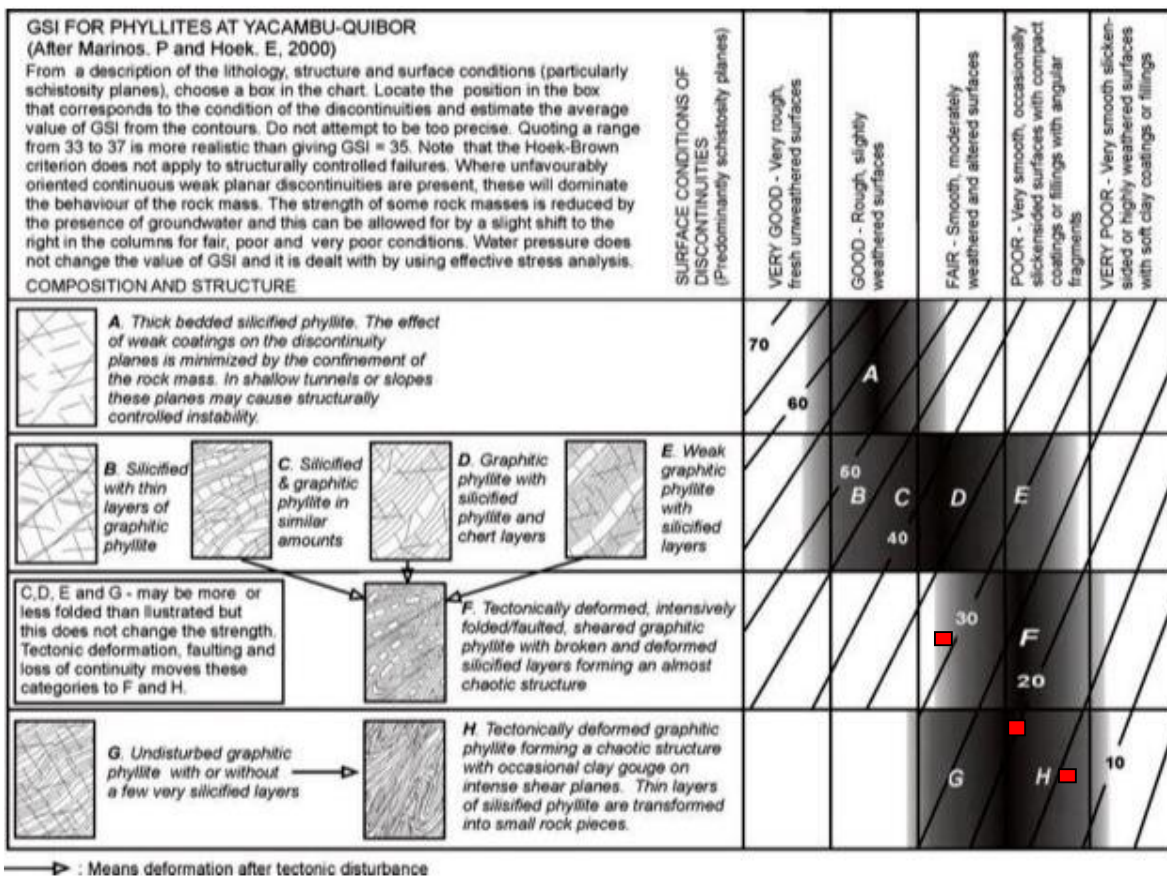


Figura 10-18. Interpretación de las zonas en estudio del túnel Yacambú – Quibor según el GSI. Fuente: Elaboración de la autora.

Empleando el criterio de falla de Hoek-Brown generalizado (Evert Hoek et al., 2002), se determinaron los parámetros del macizo rocoso, como también, se obtuvieron los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb. Además, para la estimación del módulo de deformación del macizo rocoso se utilizó una modificación a partir de (E. Hoek & Diederichs, 2006). En la siguiente tabla se presentan los resultados:



Tabla 10-7. Parámetros geomecánicos de macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)

| PARÁMETROS - MACIZO ROCOSO |       |        |       |                     |                     |                    |                |             |               |                        |                   |
|----------------------------|-------|--------|-------|---------------------|---------------------|--------------------|----------------|-------------|---------------|------------------------|-------------------|
| ZONA No.                   | mb    | s      | a     | $\sigma_t$<br>(Mpa) | $\sigma_c$<br>(Mpa) | $\sigma_{3_{max}}$ | $\sigma_{3_n}$ | $\phi'$ (°) | $c'$<br>(Mpa) | $\sigma_{cm}$<br>(MPa) | $E_{rm}$<br>(MPa) |
| 1                          | 0,559 | 0,0004 | 0,521 | -0,037              | 0,861               | 6,49               | 0,13           | 26,4        | 1,01          | 4,5                    | 2393,6            |
| 2                          | 0,449 | 0,0002 | 0,531 | -0,023              | 0,554               | 11,91              | 0,24           | 20,2        | 1,30          | 3,8                    | 1663,6            |
| 3                          | 0,374 | 0,0001 | 0,544 | -0,016              | 0,367               | 9,30               | 0,19           | 20,1        | 0,96          | 3,2                    | 1259,2            |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a los resultados de la tabla anterior, en resumen, se tiene los siguientes valores de resistencia a la compresión del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) y el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_{rm}$ ):

Tabla 10-8. Tabla resumen del  $\sigma_{cm}$  y  $E_{rm}$  del macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)

| RESUMEN RESULTADOS |             |               |                        |                   |
|--------------------|-------------|---------------|------------------------|-------------------|
| Zona No.           | $\phi'$ (°) | $c'$<br>(MPa) | $\sigma_{cm}$<br>(MPa) | $E_{rm}$<br>(MPa) |
| 1                  | 26,4        | 1,01          | 4,5                    | 2393,6            |
| 2                  | 20,2        | 1,30          | 3,8                    | 1663,6            |
| 3                  | 20,1        | 0,96          | 3,2                    | 1259,2            |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 10.3. Proyecto Hidroeléctrico el Guavio

El Proyecto Hidroeléctrico el Guavio, propiedad de EMGESA S.A. fue construida por la Empresa de Energía de Bogotá (EEB) y se encuentra ubicado en la provincia del Guavio, Departamento de Cundinamarca, aproximadamente a 80 km al oriente de Bogotá, D.C, cerca de las poblaciones de Ubalá, Gachalá y Mámbita. Su capacidad efectiva neta instalada es de 1.150 MW y en diciembre de 1993 fue puesta en servicio.

#### 10.3.1. Túnel de Fuga.

Como parte de la central subterránea, se encuentra el túnel de Fuga, el cual se encarga de tomar las aguas que son utilizadas para la generación, para luego devolverlas al río Guavio, aguas abajo de la desembocadura del río Bata. El túnel de fuga tiene una longitud aproximada de 5,2 km, sección en herradura de 8,9 m de ancho y 7,96 m de alto, para terrenos tipo I, II y III y para los terrenos tipo IV y V una sección de 9,10 m de ancho y 8,36 m de alto. Este túnel atraviesa rocas sedimentarias tipo lutitas, areniscas y limolitas de las formaciones Une, Cáqueza y Batá, de resistencias y características variadas.

El túnel Fuga del proyecto hidroeléctrico del Guavio, fue uno de los casos en Colombia en sufrir el fenómeno de squeezing, el cual hacía parte del sistema de un proyecto hidroeléctrico, el túnel fue construido entre los años de 1983 y 1990 aproximadamente.

#### ***10.3.1.1. Problemas de empujes de montaña (squeezing) en el túnel.***

Con referencia a la información documentada sobre este túnel y a los diferentes mecanismos de falla ocurridos, para este estudio fueron seleccionadas dos zonas afectadas por grandes empujes y por consiguientes altas deformaciones, lo que ocasionó inestabilidad en estos sectores del túnel. Estas zonas están dominadas principalmente por fallamientos fuertes, donde se menciona la falla de Santa María y la falla de San Luis, las cuales dieron origen al fenómeno de Squeezing. En la Figura 10-19 se puede observar una de las zonas afectada por grandes problemas de empujes. A continuación, se listan las dos zonas de estudio del presente trabajo de grado para el caso del túnel de Fuga:

1. Zona 1: K1+000 – K1+300; corresponde a la falla de Santa María.
2. Zona 2: K2+915 – K3+050; corresponde a la falla de San Luis.

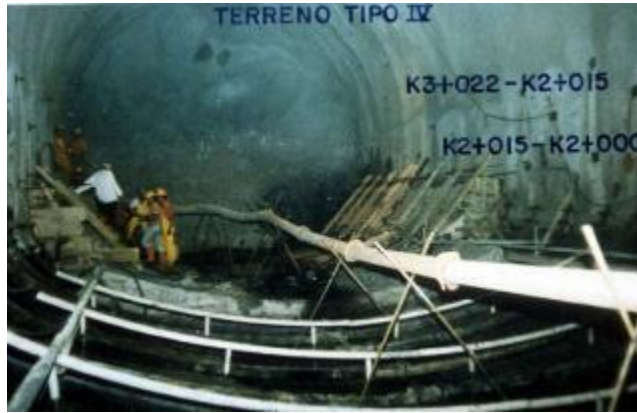


Figura 10-19. Zona de empujes en terreno tipo IV. Túnel de Fuga (Proyecto Guavio).  
Fuente: (Marulanda E., 2008)

En la Figura 10-20 y Figura 10-21 se muestran las dos zonas del túnel de Fuga en las que se generaron problemas de estabilidad en el terreno a causa de grandes empujes. Allí se observa los valores de convergencia en metros versus el abscisado y la cobertura, también se indica su geología de manera general. Gráficamente se observa que en la zona de falla de Santa María se logra identificar una convergencia máxima de 0,25m con una cobertura de 275m predominando lutita plástica triturada, a modo general. Y en el caso de la zona de falla de San Luis se observa un valor de convergencia máximo de 0,67m con una cobertura de 605m y en términos de la geología presente, predominas rocas de tipo lutitas, limolitas y areniscas.

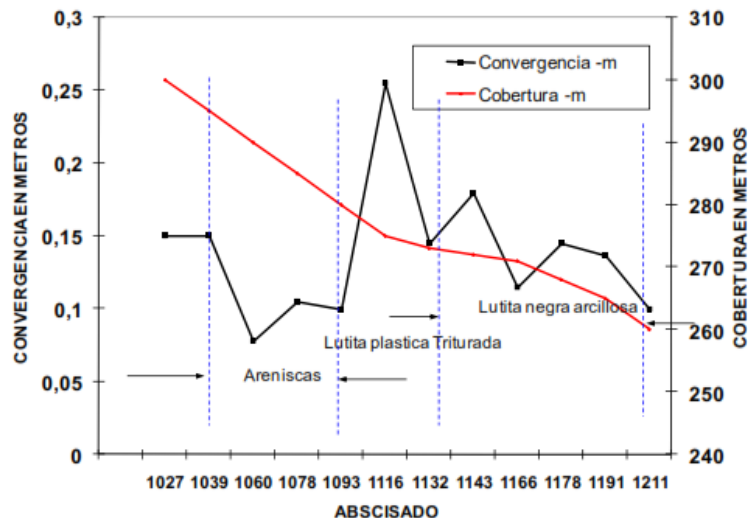


Figura 10-20. Valores de convergencia en la zona de falla de Santa María del túnel de Fuga del proyecto Guavio. Fuente: (Marulanda E., 2008)

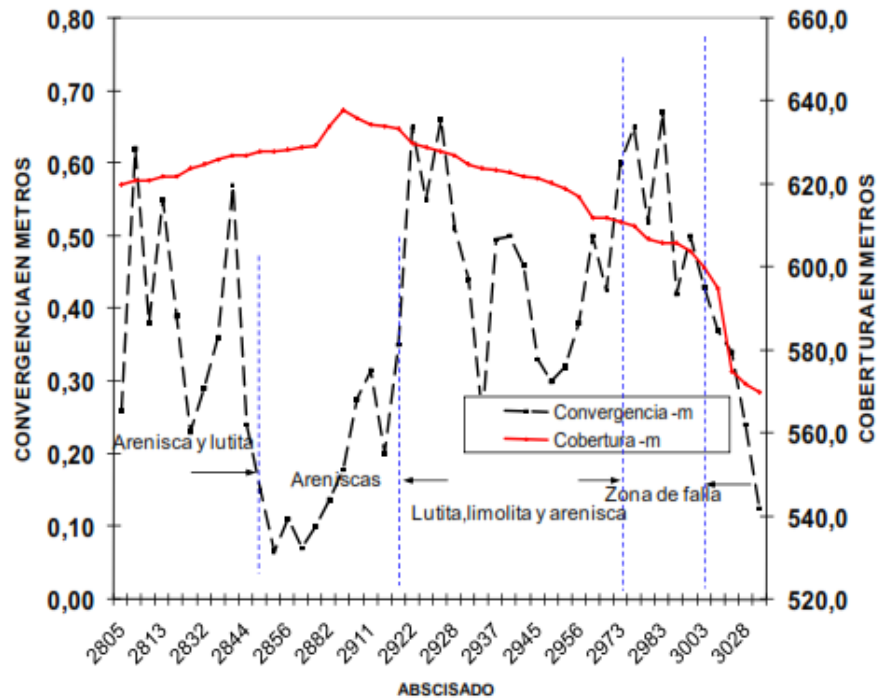


Figura 10-21. Valores de convergencia en la zona de falla de San Luis del túnel de Fuga del proyecto Guavio. Fuente: (Marulanda E., 2008)

### **10.3.1.2. Parámetros geomecánicos y características litológicas de las zonas de estudio.**

A continuación, se indicarán las características en cuanto a la geología, parámetros físicos y mecánicos de las dos zonas en estudio. Estos parámetros influyen directamente en el comportamiento del macizo rocoso y, por consiguiente, su susceptibilidad a sufrir deformaciones de mayor o menor orden, por tanto, las características mecánicas y físicas de la roca varían de acuerdo a la geología misma de cada formación que atraviesa el túnel y, también son regidas por las condiciones derivadas al proceso formativo de su estructura, al grado de tectonismo y a su edad geológica.

En la siguiente tabla se presentan las características litológicas de la roca, para cada una de las zonas de estudio del túnel de Fuga del proyecto hidroeléctrico Guavio:

Tabla 10-9. Litología característica para cada una de las zonas en estudio del túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio)

| ZONA No.               | ABSCISA         | EDAD     | FORMACIÓN                              | LITOLOGÍA  |
|------------------------|-----------------|----------|--|--|
| 1<br>Falla Santa María | K1+000 - K1+300 | Cretáceo | Cáqueza Inferior y Medio (Kici y Kicm) | Constituido por lutita negra gris oscura localmente limosa, con intercalaciones de limolita y areniscas muy alteradas y fracturadas, replegada con estrios de fricción, dureza media, estratificación laminada con intercalaciones de caliza gris oscura.  |
| 2<br>Falla San Luis    | K2+915 - K3+050 | Cretáceo | Cáqueza Superior del nivel 3 (Kics3)   | Constituido por lutitas grises con superficies carbonosas, fósil, blanda, laminadas con lentes de arcilla, con intercalaciones de arenisca friable de dureza media y limolita negra a gris oscura, de dureza media a sana, estratificación delgada a media. En esta zona se presenta la roca muy fracturada y con material arcilloso, blando y alterado. |

Fuente: (Empresa de Energía de Bogotá, 1995)

En la Tabla 10-10 se relacionan algunos de los parámetros geomecánicos de la roca intacta y características físicas de la roca de acuerdo a la información consultada en la fuente: (Empresa de Energía de Bogotá, 1995). Sin embargo, algunas de las variables fueron definidas teniendo en cuenta la base teórica y la experiencia de algunos profesionales que conocían en detalle el proyecto, ya que no se contaba con información fundamental para la base de datos de entrada.

Dentro del estudio de este túnel y como parte de esta tesis, se realizará la predicción y evaluación del fenómeno de Squeezing para estas dos zonas, con el fin de observar el comportamiento particular de estos sectores con relación a los criterios empíricos y semi-empíricos en la evaluación de este tipo de problemas, siendo hoy en día unos de los mecanismos de falla comunes en las obras subterráneas tanto por la existencia de tipo de rocas débiles y deformables como por la geología estructural característica de Colombia. A continuación, se listan las características mecánicas y físicas de la roca existente, los cuales serán datos básicos para el estudio del Squeezing:

Tabla 10-10. Parámetros geomecánicos de la roca intacta para las zonas de estudio del túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio)

| Zona No.                                       |                   | 1                 | 2                |
|--|-------------------|-------------------|------------------|
|  |                   | Falla Santa María | Falla San Luis   |
| Abscisas                                       |                   | K1+000<br>K1+300  | K2+915<br>K3+050 |
| Diámetro                                       | m                 | 9,1               | 9,1              |
| Porcentaje de convergencia                     | %                 | 2,7               | 7,4              |
| Convergencia máxima, $f$                       | m                 | 0,25              | 0,67             |
| Sobrecapa (cobertura), $h$                     | m                 | 275               | 605              |
| Peso unitario, $\gamma$                        | kN/m <sup>3</sup> | 25                | 25               |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$                  | MPa               | 6,9               | 15,1             |
| Resistencia compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ | MPa               | 15                | 15               |
| Módulo dedeformación , $E$                     | Gpa               | 4,0               | 6,0              |
| Constante para roca intacta, $mi$              | -                 | 6                 | 6                |
| Geological Strength Index , $GSI$              | -                 | 24                | 22               |
| Factor de alteración, $D$                      | -                 | 0,2               | 0,2              |
| Relación de Poisson, $\nu$                     | -                 | 0,3               | 0,3              |

Fuente: Elaboración de la autora.

Uno de los parámetros más sensible dentro de este estudio es la estimación correcta y más aproximada del valor del GSI (Índice de Resistencia Geológica), el cual se estimó por medio de la siguiente figura, siendo parte de la base teórica del presente documento. Asimismo, para su identificación se tuvo en cuenta información consultada de la siguiente fuente: (Empresa de Energía de Bogotá, 1995) y como también, del conocimiento de profesionales que hicieron parte del proceso de construcción de este túnel. Lo anterior, se basó principalmente de la geología observada, en cuanto al estado de la roca y condiciones de las discontinuidades. A continuación, se presenta la interpretación de estas zonas según las características geológicas:

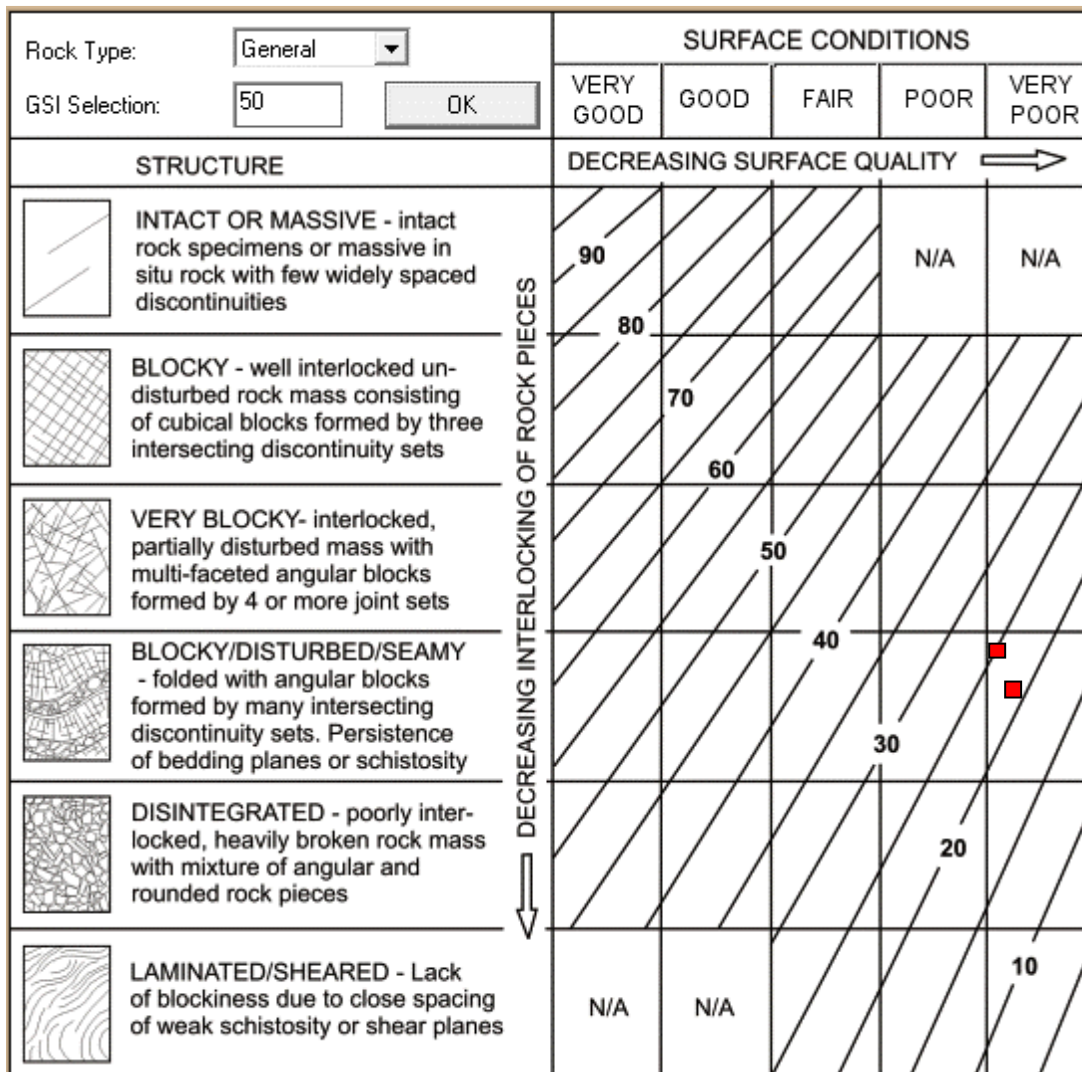


Figura 10-22. Interpretación de las zonas en estudio del túnel de Fuga (Proyecto Guavio) según el GSI. Fuente: Elaboración de la autora.

Como parte complementaria en la estimación del GSI, y para su mejor interpretación con respecto a la realidad, se realizó un análisis empírico con el uso de la clasificación geomecánica propuesta por Bieniawski (1989), donde relacionan diferentes factores geológicos como son la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, el RQD, la separación de las discontinuidades, las condiciones de las discontinuidades, la presencia del agua en estas zonas y por último la influencia de la orientación de las discontinuidades con respecto a la dirección del túnel, para de esta manera obtener una calificación definida por el índice RMR (Rock Mass Rating). Este parámetro es un valor aproximado para poder estimar el índice de resistencia geológica (GSI), ya que dentro de la información consultada

se contaba con datos importantes que fueron ayuda para su estudio. A continuación, se muestra un resumen de este análisis:

Tabla 10-11. Análisis empírico del RMR propuesto por Bieniawski (1989) para las zonas en estudio del túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio).

| PARÁMETROS DE ANÁLISIS |  | Terreno tipo IV - V       |           | Terreno tipo V         |           |
|------------------------|--|---------------------------|-----------|------------------------|-----------|
|                        |  | Zona de falla Santa María |           | Zona de falla San Luis |           |
|                        |  | Valor                     | Puntos    | Valor                  | Puntos    |
| 1                      | Resistencia<br>Compresión inconfiada (Kg/cm <sup>2</sup> ) | 150                       | 3         | 150                    | 3         |
| 2                      | Índice de Calidad de la Roca<br>RQD - %                    | 20                        | 2         | 30                     | 4         |
| 3                      | Espaciamiento de las<br>Discontinuidades                   | 4                         | 8         | 4                      | 8         |
| 4                      | Condiciones de las<br>Discontinuidades                     |                           |           |                        |           |
|                        | - Rugosidad  | 4                         | 1         | 5                      | 0         |
|                        | - Apertura   | 3                         | 4         | 4                      | 1         |
|                        | - Continuidad  | 4                         | 1         | 4                      | 1         |
|                        | - Alteración   | 4                         | 1         | 4                      | 1         |
|                        | - Tipo de Relleno  | 4                         | 2         | 4                      | 2         |
| 5                      | Condiciones de agua<br>Subterránea                         | 3                         | 7         | 3                      | 7         |
| 6                      | Ajuste por orientación de<br>discontinuidades              | 3                         | -5        | 3                      | -5        |
|                        | <b>VALOR</b>   |                           | <b>24</b> |                        | <b>22</b> |

Fuente: Elaboración de la autora.

Como parte importante en el análisis del comportamiento de túneles con Squeezing, se requiere estimar, por medio de criterios teóricos, el valor de la resistencia del macizo rocoso y el módulo de deformación del mismo, ya que son parámetros influyentes en el estudio del Squeezing y, además, del macizo rocoso en general. Una vez definidos se logra identificar, de manera aproximada, el comportamiento del proyecto subterráneo durante su proceso de construcción. Por tanto, se empleó el criterio de falla de Hoek-Brown (Evert Hoek et al., 2002), donde se determinaron estos parámetros, como también, se obtuvieron los



parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb. Para la estimación del módulo de deformación del macizo rocoso se utilizó una modificación a partir de (E. Hoek & Diederichs, 2006). En la siguiente tabla se presentan los resultados:

Tabla 10-12. Parámetros geomecánicos de macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel de Fuga (Proyecto Guavio)

|          |                   | PARÁMETROS - MACIZO ROCOSO |        |       |                     |                     |                    |                |             |               |                        |                   |
|----------|-------------------|----------------------------|--------|-------|---------------------|---------------------|--------------------|----------------|-------------|---------------|------------------------|-------------------|
| ZONA No. |                   | mb                         | s      | a     | $\sigma_t$<br>(Mpa) | $\sigma_c$<br>(Mpa) | $\sigma_{3_{max}}$ | $\sigma_{3_n}$ | $\phi'$ (°) | $c'$<br>(Mpa) | $\sigma_{cm}$<br>(MPa) | $E_{rm}$<br>(MPa) |
| 1        | Falla Santa María | 0,294                      | 0,0001 | 0,533 | -0,006              | 0,120               | 2,86               | 0,19           | 18,5        | 0,28          | 0,9                    | 181,0             |
| 2        | Falla San Luis    | 0,272                      | 0,0001 | 0,538 | -0,005              | 0,101               | 5,98               | 0,40           | 13,8        | 0,42          | 0,84                   | 246,9             |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a los resultados de la tabla anterior, en resumen, se tiene los siguientes valores de resistencia a la compresión del macizo rocoso ( $\sigma_{cm}$ ) y el módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_{rm}$ ), tanto los parámetros de resistencia:

Tabla resumen del  $\sigma_{cm}$  y  $E_{rm}$  del macizo rocoso para las zonas de estudio del túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio)

| RESUMEN RESULTADOS |                   |             |               |                        |                   |
|--------------------|-------------------|-------------|---------------|------------------------|-------------------|
| Zona No.           |                   | $\phi'$ (°) | $c'$<br>(MPa) | $\sigma_{cm}$<br>(MPa) | $E_{rm}$<br>(MPa) |
| 1                  | Falla Santa María | 18,5        | 0,28          | 0,9                    | 181,0             |
| 2                  | Falla San Luis    | 13,8        | 0,42          | 0,84                   | 246,9             |

Fuente: Elaboración de la autora.

#### 10.4. Algunos casos de túneles en el mundo que presentaron el fenómeno de squeezing

Como parte de la documentación referente a casos históricos a nivel mundial que presentaron condiciones de squeezing, a continuación, se muestra una recopilación de esta información con el fin de poner en conocimiento estos casos, de los cuales han surgido diversas investigaciones y también han servido de base para los análisis en los diferentes

criterios propuestos y enfocados principalmente en el fenómeno de squeezing.

En la siguiente figura (véase Figura 10-23) se observan casos por lo general en lugares como Taiwan, en el que predominan rocas de tipo sedimentarias como lo son areniscas y lutitas y algunos túneles predomina este fenómeno en zonas de fallas. También se observan casos en la India, donde se observa una gran variedad en el tipo de roca las cuales se pueden mencionar rocas metamórficas entre pizarras, esquistos, filitas, cuarcitas fracturadas, etc. y algunas rocas sedimentarias como lutitas, lutitas rojas trituradas, etc. y algunas zonas de falla.

| Tunnel name, location and rock type                   | Depth H - m | $\sigma_{vm}$ - MPa | $\sigma_{vm}/\gamma H$ | Tunnel span - m | Closure - m | Strain $\epsilon$ % | Comments  |
|---|-------------|---------------------|------------------------|-----------------|-------------|---------------------|---|
| 1. Yacambu-Quibor, Venezuela (graphitic phyllite)     | 600         | 1.0                 | 0.06                   | 5.5             | 5           | >30                 | Extreme squeezing, stability controlled by yielding steel sets (Sánchez Fernández and Terán Benitez, 1994). |
| 2. Nathpa Jhakri headrace tunnel, India (fault zone)  | 300         | 0.6                 | 0.25                   | 10              | 2           | 20                  | Severe squeezing, stability controlled by forepole umbrella (Hoek, 1999)                                    |
| 3. Maan headrace tunnel, Taiwan (sandstone / shale)   | 200         | 1.6                 | 0.33                   | 6.5             | 0.1         | 1.5                 | Mild squeezing with local shotcrete damage (Chern et al, 1998)  |
| 4. Maan project, Adit A, Taiwan (sandstone / shale)   | 200         | 0.7                 | 0.14                   | 6               | 0.22        | 3.7                 | Large squeezing with severe support damage (Chern et al, 1998)  |
| 5. New Tienlun headrace tunnel, Taiwan (fault zone)   | 400         | 0.7                 | 0.07                   | 6.5             | 0.9         | 14                  | Severe squeezing with local tunnel collapse (Chern et al, 1998)   |
| 6. Mucha tunnel, Taiwan (sandstone / shale)           | 110         | 1.4                 | 0.49                   | 16              | 0.16        | 1                   | Stable tunnel (Chern et al, 1998)   |
| 7. Mucha tunnel, Taiwan (fault zone)                  | 120         | 0.28                | 0.09                   | 16              | 2.4         | 15                  | Severe squeezing with local tunnel collapse (Chern et al, 1998)   |
| 8. Pengshan tunnel, Taiwan (sandstone / shale)        | 140         | 1.9                 | 0.55                   | 12              | 0.01        | 0.11                | Stable tunnel (Chern et al, 1998)   |
| 9. Maneri-Uttarkashi power tunnel, India (metabasics) | 800         | 2*                  | 0.1                    | 4.75            | 0.43        | 9                   | Severe squeezing, damage to sets and concrete lining (Goel et al, 1995)                                     |
| 10. Chibro-Khodri tunnel, India (crushed red shale)   | 280         | 0.7*                | 0.1                    | 3               | 0.01        | 2.8                 | Moderate squeezing, stabilized by circular steel sets (Singh et al, 1992)                                   |
| 11. Giri-Bata tunnel, India (slates)                  | 380         | 0.8*                | 0.08                   | 4.2             | 0.3         | 7.6                 | Large squeezing with deformation of steel sets (Singh et al, 1992)  |
| 12. Giri-Bate tunnel, India (phyllites)               | 240         | 0.7*                | 0.1                    | 4.2             | 0.38        | 9                   | Severe squeezing with buckling of steel sets (Singh et al, 1992)  |
| 13. Loktak tunnel, India (shale)                      | 300         | 0.7*                | 0.1                    | 4.8             | 0.34        | 7                   | Large squeezing, supported by rock bolts, shotcrete and sets (Singh et al, 1992)                            |
| 14. Maneri Bhali Stage I, India (fractured quartzite) | 350         | 1*                  | 0.1                    | 4.8             | 0.38        | 7.9                 | Large squeezing with buckling of steel sets (Singh et al, 1992)   |
| 15. Maneri Bhali Stage II, India (sheared metabasics) | 410         | 3*                  | 0.28                   | 7               | 0.2         | 3                   | Mild squeezing (Singh et al, 1992)  |
| 16. Maneri Bhali Stage II, India (Metabasic rocks)    | 480         | 3*                  | 0.24                   | 2.5             | 0.06        | 2.5                 | Mild squeezing (Singh et al, 1992)  |

\* Estimated from descriptions provided by authors and from personal experience of Indian rock types.

Figura 10-23. Casos históricos de túneles con Squeezing. Fuente: (Evert Hoek, 2001)

## Capítulo XI. Valoración del fenómeno de Squeezing

Una vez recopilada la información de los túneles que se tomaron como ejemplos por la ocurrencia del fenómeno de squeezing durante su proceso de construcción, en el presente capítulo se pretende comparar lo que ocurrió realmente con métodos empíricos y semi-empíricos para predecir y calificar el squeezing; estas metodologías fueron mencionadas en el numeral 8.3 “Métodos de Predicción y Valoración”. Para el desarrollo de estos métodos se tuvieron en cuenta parámetros tanto de la roca intacta como del macizo rocoso y en algunos casos características físicas propias del proyecto subterráneo a analizar, entre los que se mencionan: cobertura (profundidad del túnel), peso unitario de la roca, el valor de Q de Barton (clasificación geomecánica), resistencia a la compresión simple de la roca intacta y del macizo rocoso, factor de competencia ( $\sigma_{ci}/\gamma H$ ), el valor de convergencia del túnel, entre otros.

A continuación, se muestra la matriz de valoración de acuerdo a lo mencionado anteriormente.

Tabla 11-1. Matriz de valoración de Squeezing para los proyectos analizados

| <b>MATRIZ DE EVALUACIÓN PARA PREDECIR EL FENÓMENO DE SQUEEZING</b> |                   |                        |                    |                            |                                |
|--|-------------------|------------------------|--------------------|----------------------------|--------------------------------|
| <b>Proyecto</b>  | <b>Zona No.</b>   | <b>Método Empírico</b> |                    | <b>Método Semiempírico</b> |                                |
|  |                   | <b>Singh (1992)</b>    | <b>Goel (1995)</b> | <b>Aydan (1996)</b>        | <b>Hoek and Marinos (2000)</b> |
| Tunel Palacio - Rioblanco (Chingaza)                               | 1                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
|  | 2                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
|  | 3                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
|  | 4                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
|  | 5                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
| Tunel de fuga (Guavio)   | Falla Santa María | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
|  | Falla San Luis    | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
| Tunel Yacambú-Quibor (Venezuela)                                   | 1                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
|  | 2                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |
|  | 3                 | ✓                      | ✓                  | ✓                          | ✓                              |

Fuente: Elaboración de la autora.

En total se analizaron 3 túneles y entre las zonas identificadas con presencia de squeezing

se estudiaron en total 10 zonas críticas que sufrieron este fenómeno. Teniendo en cuenta la matriz anterior, a continuación, se presenta el consolidado de todas las zonas como resultado de la calificación y predicción del squeezing según la metodología empleada. En el Anexo 2 se presentan de igual forma los resultados de cada una de las zonas de los túneles estudiadas y aspectos relevantes como son: nombre de la zona, proyecto, túnel, abscisado, parámetros geomecánicos de roca intacta y del macizo rocoso, deformación máxima de convergencia al interior del túnel, cobertura, litología, etc.

### **11.1. Método empírico propuesto por Singh et al, 1992**

De acuerdo al criterio propuesto por Singh y otros (1992), en esta sesión se busca de manera empírica calificar el fenómeno de squeezing a partir de las variables empleadas por estos autores en las que se identifican, el valor de la cobertura en metros versus el valor obtenido a partir de la clasificación geomecánica del Q de Barton. Partiendo de estos valores, se procede con el análisis de manera gráfica, en donde se observa una línea (propuesta por los mismos autores basados en un estudio de 39 casos históricos donde fue evaluado la calidad del macizo con base en el Q de Barton), que divide condiciones de empujes y sin presencia de empujes (squeezing).

#### **11.1.1. Proyectos en estudio**

A continuación, se presentan los 3 proyectos en estudio y a los cuales se aplicó este criterio empírico propuesto por Singh et al. (1992) para su correspondiente calificación a cada una de las zonas seleccionadas con problemas de squeezing:

##### **11.1.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).**

A continuación, se presentará el consolidado de todas las zonas en estudio de acuerdo a la calificación del fenómeno de squeezing ocurrido en las mismas.

En la Figura 11-1 muestra gráficamente el comportamiento de cada una de las zonas en estudio, en donde son empleados los parámetros correspondientes según este criterio.

Según los resultados se puede observar que las zonas 1 y 2, califican efectivamente una condición de squeezing ground, lo que significa que estas dos zonas validaron la siguiente condición:  $H > 350 \cdot Q^{1/3}$ , en donde se cumple que la cobertura en estas dos zonas es superior a la expresión:  $350 \cdot Q^{1/3}$ .

Situación contraria ocurrió en las zonas 3, 4 y 5, en donde las coberturas no superan los 300m, lo que llevó a la obtención de no calificar en una condición de squeezing (empujes de montaña). Esto se puede deber, a que esta metodología solo tiene en cuenta la cobertura del túnel y el valor de Q de Barton, parámetros que por lo general no son tan determinantes en el comportamiento de este fenómeno, ya que en el caso de la clasificación del Q de Barton, una de las limitantes es que no se debería emplear para terrenos de mala calidad o rocas blandas, lo que genera incertidumbres en su aplicación y por tanto se traduce a la poca credibilidad de este criterio.

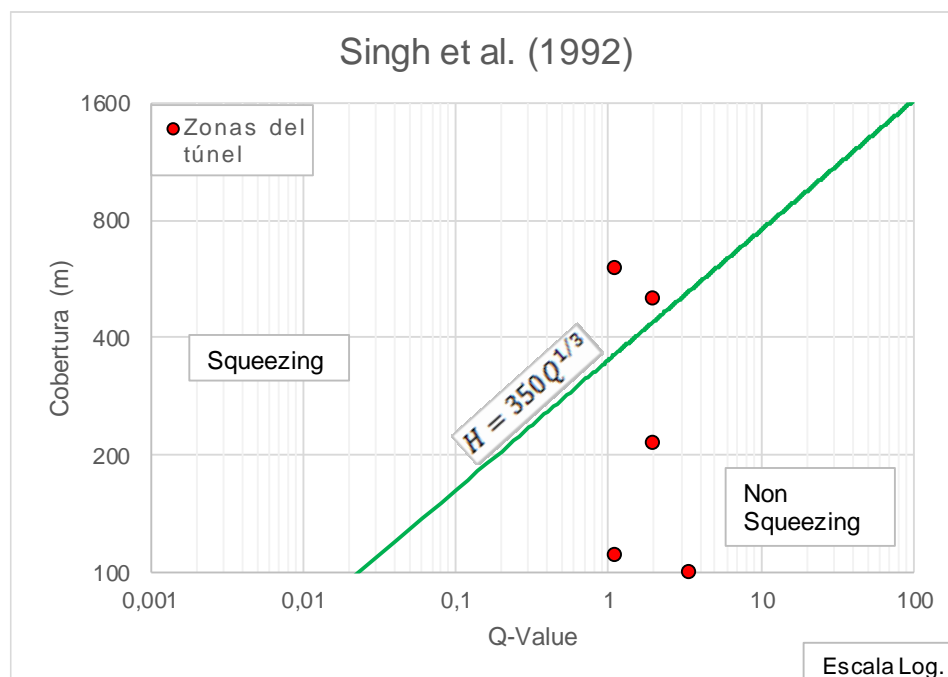


Figura 11-1. Criterio de Singh et al, 1992 para la predicción del Squeezing – Túnel Palacio-Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.

En la siguiente tabla (Tabla 11-2), fueron introducidos los parámetros necesarios para este

análisis y también el resultado de la calificación del squeezing según el criterio propuesto por Singh y otros (1992), correspondiente a cada una de las zonas en estudio del presente trabajo de grado.

Tabla 11-2. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según el criterio de Singh et al. (1992) – Túnel Palacio-Rioblanco.

| Zona No.                      | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | Cobertura, H<br>(m) |
|-------------------------------|-------------------------------|---------------------|
|                               | Q (Barton et al. 1974)        |                     |
| 1                             | 1,948                         | 500                 |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | SI                  |
| 2                             | 1,118                         | 600                 |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | SI                  |
| 3                             | 1,118                         | 110                 |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | NO                  |
| 4                             | 1,948                         | 215                 |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | NO                  |
| 5                             | 3,395                         | 100                 |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | NO                  |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 11.1.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).

De acuerdo a la Figura 11-2 y aplicando esta metodología de calificación del squeezing de manera empírica, se puede observar claramente que las tres (3) zonas en estudio calificaron condición de squeezing, por lo tanto, validan la condición de  $H > 350 \cdot Q^{1/3}$ , en donde se cumple que la cobertura en estas tres zonas es superior a la expresión:  $350 \cdot Q^{1/3}$ .

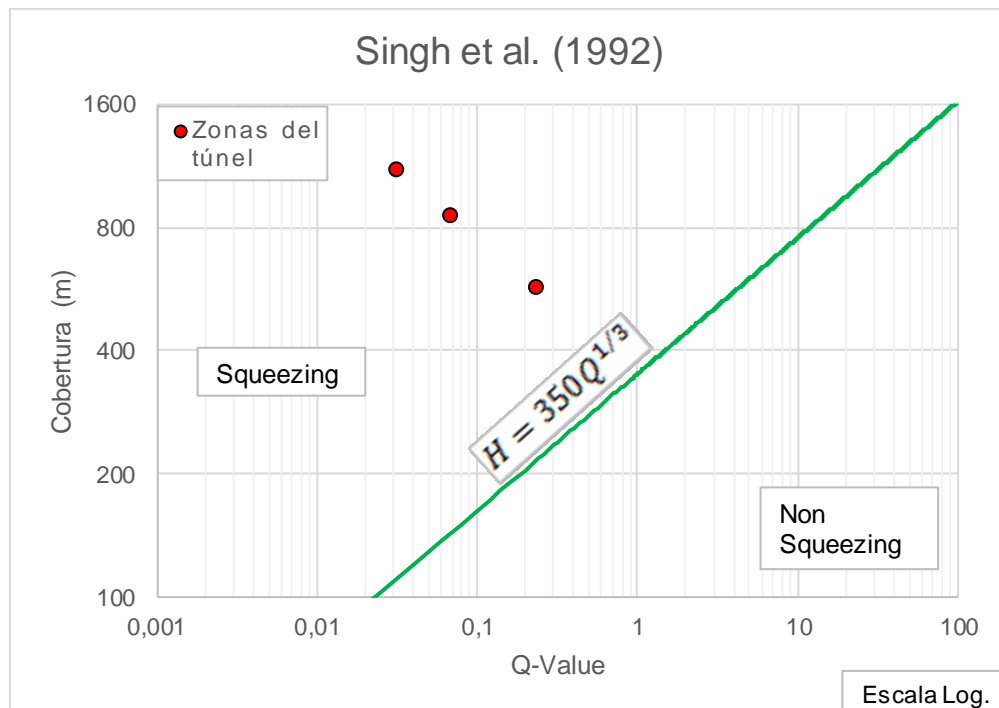


Figura 11-2. Criterio de Singh et al, 1992 para la predicción del Squeezing – Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

Los datos de entrada para ingresar al gráfico anterior se resumen en la tabla siguiente (Tabla 11-3), así como también se indica la condición de squeezing y el valor obtenido de la expresión propuesta por Singh y otros (1992).

Tabla 11-3. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según el criterio de Singh et al. (1992) – Túnel Yacambú - Quibor.

| Zona No.                      | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | Cobertura, H (m) | $H > 350 \cdot Q^{1/3}$ |
|-------------------------------|-------------------------------|------------------|-------------------------|
|                               | Q (Barton et al. 1974)        |                  |                         |
| 1                             | 0,236                         | 570              | 216,25                  |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | SI               |                         |
| 2                             | 0,032                         | 1100             | 111,03                  |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | SI               |                         |
| 3                             | 0,069                         | 855              | 143,89                  |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | SI               |                         |

Fuente: Elaboración de la autora.

Estos resultados que calificaron en una condición de problemas de squeezing, dando un resultado coherente con lo que realmente ocurrió, no deja de ser una forma rápida de

comprobar si puede o no existir la posibilidad de squeezing en un túnel, por ello, existe cierta incertidumbre con su aplicación ya que no exige parámetros más influyentes en este tipo de comportamiento, lo que lleva a tener cuidado en su uso y a que sea complementada con criterios tanto analíticos como numéricos.

### 11.1.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico del Guavio).

Aplicando el criterio empírico de Singh et al. (1992) y de acuerdo a lo observado en la Figura 11-3, se califica la condición de squeezing en las dos zonas en estudio para este túnel, las cuales validan la siguiente condición propuesta por estos autores:  $H > 350 \cdot Q^{1/3}$ .

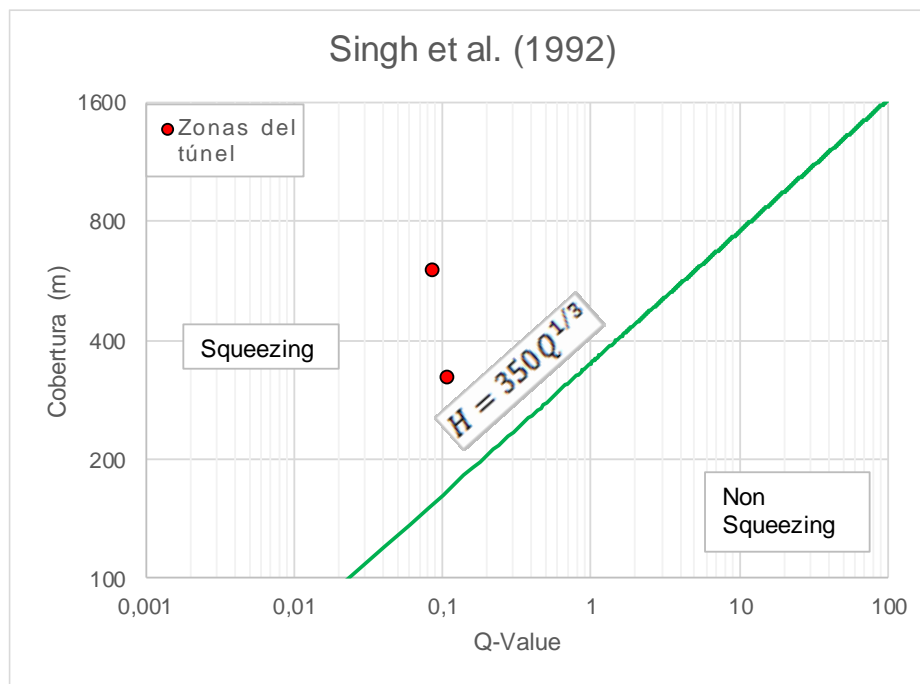


Figura 11-3. Criterio de Singh et al, 1992 para la predicción del Squeezing – Túnel de Fuga. Fuente: Elaboración de la autora.



Tabla 11-4. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según el criterio de Singh et al. (1992) – Túnel de Fuga.

| Zona No.                      | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | Cobertura, H (m) | $H > 350 \cdot Q^{1/3}$ |
|-------------------------------|-------------------------------|------------------|-------------------------|
|                               | Q (Barton et al. 1974)        |                  |                         |
| 1                             | 0,108                         | 320              | 166,87                  |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | SI               |                         |
| 2                             | 0,087                         | 600              | 154,95                  |
| <b>Condición de Squeezing</b> |                               | SI               |                         |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 11.1.2. Resumen de resultados.

En conclusión, lo que pretende este método es la evaluación o calificación del squeezing de manera empírica, el cual evalúa la posibilidad de ocurrencia de squeezing en el terreno. La incertidumbre en la aplicación de este método empírico en algunos casos radica principalmente en la estimación correcta del SRF (una de las variables de Q de Barton), ya que este es muy sensible en la estimación del valor del Q. De igual manera, esta metodología no considera la resistencia a la compresión del macizo rocoso, parámetro importante en la predicción del squeezing. Por lo cual, para los proyectos analizados en esta investigación se asumió un valor de SRF igual a 1 y el GSI se obtuvo a partir de la información geológica de entrada, con estos valores y aplicando correlaciones fue posible obtener el Q de Barton. A continuación, resultados de la calificación del squeezing por el método de Singh et al. (1992):

Tabla 11-5. Resultados según el método empírico de Singh et al. (1992) para todas las zonas en estudio.

| Proyecto                                    | Zona No. | Cobertura, H (m) | Q    | Singh et al. (1992)   |                        |
|---|----------|------------------|------|-----------------------|------------------------|
|   |          |                  |      | Valor límite de H (m) | Condición de Squeezing |
| <b>Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza)</b> | 1        | 500              | 1,95 | 437,1                 | <b><u>SI</u></b>       |
|   | 2        | 600              | 1,12 | 363,2                 | <b><u>SI</u></b>       |
|   | 3        | 110              | 1,12 | 363,2                 | <b><u>NO</u></b>       |
|   | 4        | 215              | 1,95 | 437,1                 | <b><u>NO</u></b>       |
|   | 5        | 100              | 3,39 | 526,0                 | <b><u>NO</u></b>       |
| <b>Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)</b>   | 1        | 570              | 0,24 | 216,3                 | <b><u>SI</u></b>       |
|   | 2        | 1100             | 0,03 | 111,0                 | <b><u>SI</u></b>       |
|   | 3        | 855              | 0,07 | 143,9                 | <b><u>SI</u></b>       |
| <b>Túnel de Fuga (Guavio)</b>               | 1        | 320              | 0,11 | 166,9                 | <b><u>SI</u></b>       |
|   | 2        | 600              | 0,09 | 155,0                 | <b><u>SI</u></b>       |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a los resultados de la tabla anterior y empleando esta metodología empírica propuesta por Singh et al. (1992), se puede observar que para los 3 últimos casos del túnel Palacio-Rioblanco (zona 3, 4 y 5), no se presenta condición de squeezing, situación que se aleja de la realidad, ya que estas zonas al igual que la zona 1 y 2, se generaron grandes deformaciones debido a las condiciones del macizo; siendo macizos de baja calidad. También se logra identificar que en estos casos en especial, la cobertura se encontraba entre 100 a 215 m, rango que es inferior en comparación con las demás zonas, por lo que este resultado pudo estar relacionado con la profundidad de estas zonas. Para concluir y como parte de lo observado, se puede decir que para profundidades inferiores a 300 m aproximadamente, este criterio empírico no es muy confiable, ya que puede llegar a indicar resultados atípicos con respecto al comportamiento real de las obras subterráneas.

De hecho, otro de los parámetros que presente un efecto significativo en esta metodología,

es el valor del Q de Barton, ya que al estar directamente correlacionado con el parámetro GSI para su determinación, tiende a presentar cierta incertidumbre al momento de sus análisis. Así, pequeños errores en la estimación del GSI puede conducir a una diferencia significativa en los resultados. Por ello, se debe prestar cierto cuidado al momento de estimar el GSI, ya que su estimación se fundamenta en observación visual en campo (netamente geológico), lo que origina ciertas variaciones.

## **11.2. Método empírico propuesto por Goel et al, 1995.**

Este análisis empírico generalmente se usa para estimar la profundidad de sobrecarga (cobertura) máxima admisible para la cual no se producirá condición de squeezing, y, además calificar y evaluar este comportamiento de empujes en comparación con lo ocurrido en la realidad. Este criterio se considera válido para comprobar de manera rápida la posibilidad de condición de squeezing. Sin embargo, este criterio es ligeramente conservador para definir secciones de squeezing, ya que se basa a partir de un valor N definido como el “número de masa de roca”, que es equivalente al valor obtenido de la clasificación geomecánica del sistema Q de Barton a partir de los siguientes cinco parámetros:  $RQD$ ,  $J_n$ ,  $J_r$ ,  $J_a$ ,  $J_w$  (ecuación del Q en el numeral 5.5.6 - Sistema Q (Barton, 1974).). Debido a la ambigüedad y dificultad en la estimación del valor de SRF, este método empírico no lo utiliza en su análisis, por ello, solo se basa en estos cinco parámetros.

### **11.2.1. Proyectos en estudio.**

A continuación, se presentan los 3 proyectos en estudio y a los cuales se aplicó este criterio empírico propuesto por Goel et al. (1995) para su correspondiente calificación a cada una de las zonas seleccionadas con problemas de squeezing ground:

#### **11.2.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).**

La Figura 11-4 muestra gráficamente los parámetros según el criterio empírico de Goel et al. (1995), lo cual se obtiene como resultado que se califica efectivamente la condición de squeezing para las zonas 1 y 2. Siendo así, estas dos zonas cumplen con la siguiente condición:  $H \gg (275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$ . Teóricamente esta condición fue propuesta por sus autores basados en casos históricos, en donde propusieron una línea que separa comportamiento de squeezing y comportamientos sin squeezing, así como también, propusieron una evaluación del grado de squeezing. Para el caso de las zonas 1 y 2, su calificación obtenida fue de un squeezing moderado para la zona 1 y de un squeezing alto para la zona 2. Esta ligera diferencia del nivel de squeezing se debe a la cobertura, ya que en la zona 2 se encuentra a una profundidad de 600m y la zona 1 a una profundidad de 500m, siendo mayor el de la zona 2, lo que se ubica dentro de la gráfica a un nivel por encima de la ubicación de la zona 1. En términos de deformación, efectivamente la zona 2 presenta un mayor valor en la convergencia siendo de 1,0m y la zona 1 con un valor cercano a los 40cm, lo que puede llegar a explicar el porqué de esta diferencia en cuanto al grado de squeezing. Aunque este factor no es tenido en cuenta en este método empírico, si es muy relevante para calificar este tipo de comportamiento geotécnico.

Caso contrario ocurrió en las zonas 3, 4 y 5, donde las coberturas no superan los 300 m, obteniendo como resultado que en estas zonas no se cumple con la condición de squeezing, ya que H (Cobertura) es menor a la siguiente expresión:  $(275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$ . Lo anterior se muestra gráficamente en la Figura 11-4.

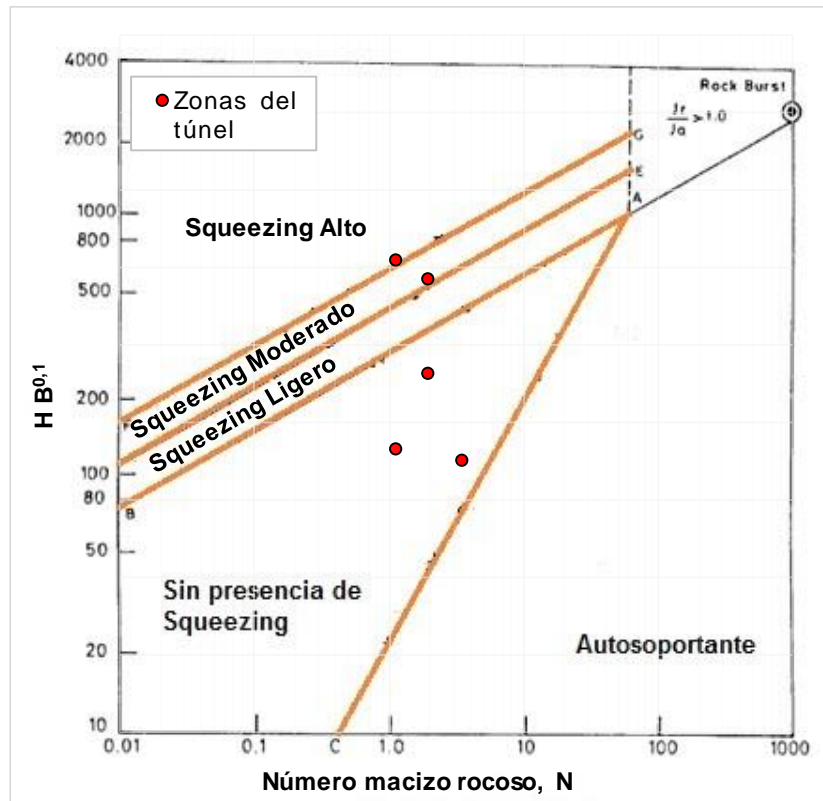


Figura 11-4. Criterio de Goel et al, 1995 para la predicción del Squeezing – Túnel Palacio-Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.

En la siguiente tabla (Tabla 11-6) se presenta el consolidado de los parámetros utilizados para el correspondiente análisis de cada una de las zonas estudiadas y su respectiva calificación del fenómeno de squeezing según el criterio de Goel y otros (1995).

Tabla 11-6. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según Goel et al. 1995 – Túnel Palacio-Rioblanco (Proyecto Chingaza)

| Zona No.               | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | N = (Q) <sub>SRF=1</sub> | Cobertura, H (m) | $H \cdot B^{0.1}$          |
|------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------|----------------------------|
|                        | Q (Barton et al. 1974)        |                          |                  |                            |
| 1                      | 1,948                         | 1,948                    | 500              | 569,89                     |
| Condición de Squeezing | SI                            | Grado de Squeezing       |                  | Moderado                   |
| 2                      | 1,118                         | 1,118                    | 600              | 683,87                     |
| Condición de Squeezing | SI                            | Grado de Squeezing       |                  | Alto                       |
| 3                      | 1,118                         | 1,118                    | 110              | 125,38                     |
| Condición de Squeezing | NO                            | Grado de Squeezing       |                  | Sin presencia de Squeezing |
| 4                      | 1,948                         | 1,948                    | 215              | 245,05                     |
| Condición de Squeezing | NO                            | Grado de Squeezing       |                  | Sin presencia de Squeezing |
| 5                      | 3,395                         | 3,395                    | 100              | 113,98                     |
| Condición de Squeezing | NO                            | Grado de Squeezing       |                  | Sin presencia de Squeezing |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 11.2.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).

En la siguiente tabla (Tabla 11-7), se relacionan los valores de N, que es equivalente al valor obtenido mediante la clasificación geomecánica del sistema Q de Barton, siendo este valor obtenido por medio de una correlación con el índice GSI (parámetro netamente geológico), además se indican los valores correspondientes a la cobertura de cada una de las zonas aquí estudiadas. Asimismo, en esta tabla se muestra el grado de squeezing obtenido por medio de la gráfica mostrada en la Figura 11-5.

Tabla 11-7. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según Goel et al. 1995 – Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

| Zona No.               | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | $N = (Q)_{SRF=1}$  | Cobertura, H (m) | $H \cdot B^{0.1}$ |
|------------------------|-------------------------------|--------------------|------------------|-------------------|
|                        | Q (Barton et al. 1974)        |                    |                  |                   |
| 1                      | 0,236                         | 0,236              | 570              | 669,53            |
| Condición de Squeezing | SI                            | Grado de Squeezing |                  | Alto              |
| 2                      | 0,032                         | 0,032              | 1100             | 1297,16           |
| Condición de Squeezing | SI                            | Grado de Squeezing |                  | Alto              |
| 3                      | 0,069                         | 0,069              | 855              | 1008,25           |
| Condición de Squeezing | SI                            | Grado de Squeezing |                  | Alto              |

Fuente: Elaboración de la autora.

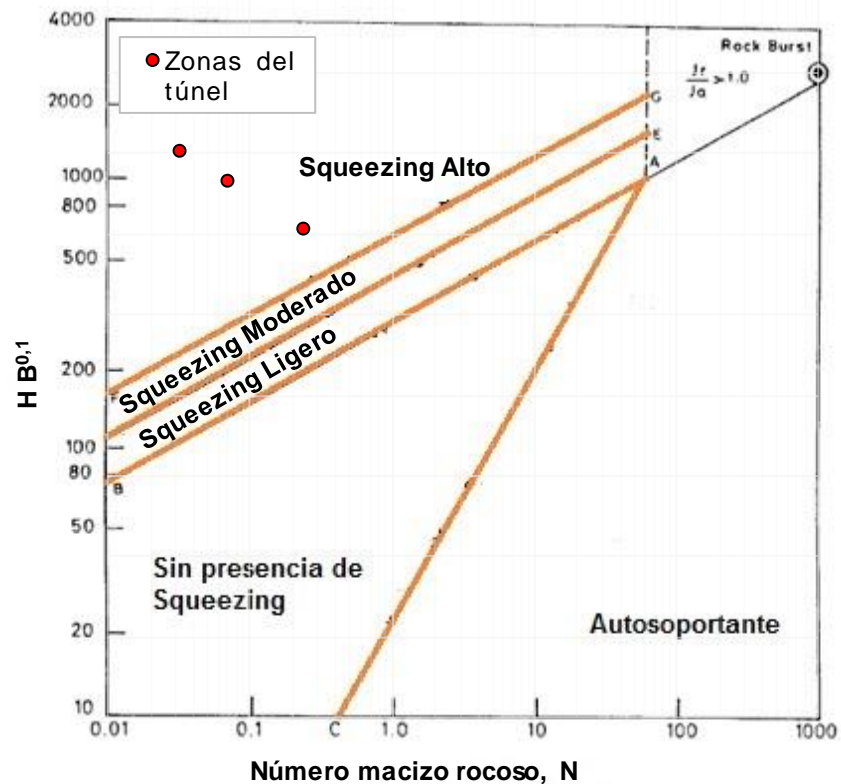


Figura 11-5. Criterio de Goel et al, 1995 para la predicción del Squeezing – Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a lo observado en la figura anterior (Figura 11-5) y evaluando el grado de

squeezing según el criterio empírico de Goel et al. (1995), se puede observar que se califica efectivamente la condición de squeezing en las tres zonas en estudio y presentando un grado alto de squeezing, validando de esta manera la condición de  $H \gg (275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$ , en donde se cumple que la cobertura en estas zonas es superior a la expresión:  $(275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$ . Estos resultados indican cierta coherencia con la información publicada sobre este caso, en donde se presentaron muchos problemas de estabilidad a causa de diversos factores que apuntaron de cierta manera al fenómeno de squeezing. Por ello, se establece que este método empírico fue válido en la calificación del squeezing para este túnel en estudio, teniendo en cuenta que en las tres zonas la cobertura estuvo por encima de los 300m, aspecto de gran influencia en esta metodología empírica.

### 11.2.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio).

Para el túnel de Fuga del proyecto de Guavio se analizaron dos zonas y se obtuvo como resultado un grado alto de Squeezing. Goel y otros analiza la condición de squeezing teniendo en cuenta el Q de Barton y la cobertura, en la Tabla 11-8 se muestran los parámetros utilizados para la evaluación del Túnel de Fuga.

Tabla 11-8. Datos y calificación del fenómeno de squeezing según Goel et al. 1995 – Túnel de Fuga (Proyecto Chingaza)

| Zona No.               | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | N = (Q) <sub>SRF=1</sub> | Cobertura, H (m) | $H \cdot B^{0,1}$ |
|------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------|-------------------|
|                        | Q (Barton et al. 1974)        |                          |                  |                   |
| 1                      | 0,108                         | 0,108                    | 275              | 342,95            |
| Condición de Squeezing | SI                            | Grado de Squeezing       |                  | Alto              |
| 2                      | 0,087                         | 0,087                    | 605              | 754,50            |
| Condición de Squeezing | SI                            | Grado de Squeezing       |                  | Alto              |

Fuente: Elaboración de la autora.

En la Figura 11-6 se muestran los resultados de la valoración realizada. En las dos zonas de estudio arrojo como resultado Squeezing alto, estos resultados validan la condición de  $H \gg (275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$ , en donde se cumple que la cobertura en estas dos zonas es superior a la expresión:  $(275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$ . Por otro lado, los resultados obtenidos con esta



metodología concuerdan con las condiciones geomecánicas de la zona de estudio para las condiciones de cobertura establecidas.

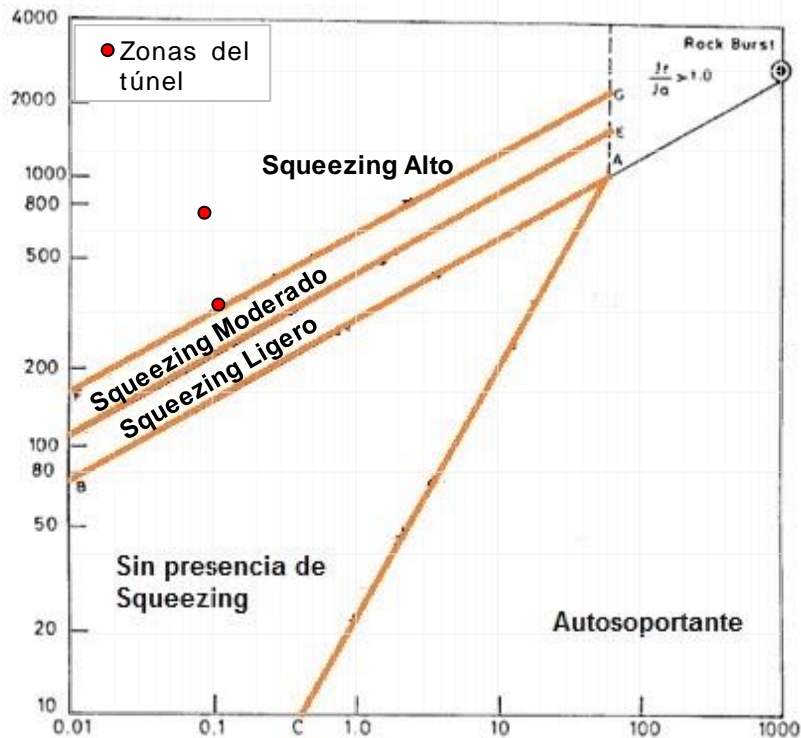


Figura 11-6. Criterio de Goel et al, 1995 para la predicción del Squeezing – Túnel de Fuga. Fuente: Elaboración de la autora.

### 11.2.2. Resumen de resultados

De acuerdo, a esta metodología empírica propuesta por Goel et al. (1995), la cual se empleó para la evaluación del squeezing en la que se presentaron cinco categorías que van desde “Autosoportante” hasta “Squeezing alto”. La evaluación de este método se basó en la cobertura, el diámetro del túnel y el Q de Barton. La incertidumbre en su aplicación se encuentra en la estimación correcta del valor de Q. De igual manera, esta metodología no considera la resistencia a la compresión del macizo rocoso, parámetro importante en la predicción del squeezing. Por lo tanto, para los proyectos analizados en esta investigación el GSI se obtuvo a partir de la información geológica de entrada, y mediante correlaciones empíricas se obtuvo el valor del Q de Barton. A continuación, resultados de la valoración del squeezing por el método de Goel et al. (1995):

Tabla 11-9. Resultados según el método empírico de Goel et al. (1995) para todas las zonas en estudio

| Proyecto                             | Zona No. | Cobertura, H (m) | Q    | Goel et al. (1995)    |                        |                            |
|--------------------------------------|----------|------------------|------|-----------------------|------------------------|----------------------------|
|                                      |          |                  |      | Valor límite de H (m) | Condición de Squeezing | Grado de Squeezing         |
| Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza) | 1        | 500              | 1,95 | 300,6                 | <b><u>SI</u></b>       | Moderado                   |
|                                      | 2        | 600              | 1,12 | 250,3                 | <b><u>SI</u></b>       | Alto                       |
|                                      | 3        | 110              | 1,12 | 250,3                 | <b><u>NO</u></b>       | Sin presencia de Squeezing |
|                                      | 4        | 215              | 1,95 | 300,6                 | <b><u>NO</u></b>       | Sin presencia de Squeezing |
|                                      | 5        | 100              | 3,39 | 361,1                 | <b><u>NO</u></b>       | Sin presencia de Squeezing |
| Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)   | 1        | 570              | 0,24 | 145,4                 | <b><u>SI</u></b>       | Alto                       |
|                                      | 2        | 1100             | 0,03 | 74,8                  | <b><u>SI</u></b>       | Alto                       |
|                                      | 3        | 855              | 0,07 | 96,7                  | <b><u>SI</u></b>       | Alto                       |
| Túnel de Fuga (Guavio)               | 1        | 320              | 0,11 | 105,9                 | <b><u>SI</u></b>       | Alto                       |
|                                      | 2        | 600              | 0,09 | 98,4                  | <b><u>SI</u></b>       | Alto                       |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a los análisis realizados por el método empírico propuesto por Goel et al. (1995) se concluye lo siguiente para los casos en estudio. Según los resultados, se observa que en las tres últimas zonas estudiadas (3, 4 y 5) no calificaron squeezing, en donde es posible que para este túnel el efecto del K de esfuerzos fue más representativo, dicho en otras palabras, la relación K de esfuerzos en el proyecto Chingaza fue muy alta lo que generó mucho squeezing independientemente de la cobertura del túnel. Por tanto, para estas tres zonas donde la cobertura no era muy alta menores a 300 m, el esfuerzo horizontal tuvo mayor influencia logrando así grandes deformaciones y, por consiguiente, presencia de squeezing alto. Esta situación tuvo cierta similitud con lo obtenido en la metodología empírica de Singh, en donde estas tres zonas tampoco evidenciaron presencia de squeezing.

Dentro de los parámetros empleados están el Q de Barton, el diámetro del túnel y la cobertura, lo que da indicios de la alta sensibilidad en la aplicación de estos parámetros, en

especial, del Q de Barton. La estimación del Q de Barton presenta limitaciones para macizos rocosos muy blandos, por lo que su valor puede que presente incertidumbre al momento de aplicarlo para las diferentes zonas en estudio de esta investigación, ya que como base fundamental de este trabajo de grado es el de analizar el fenómeno de squeezing el cual ocurre en macizos rocosos débiles.

Caso contrario ocurrió para los casos de Yacambú y Guavio (túnel de Fuga), en donde se obtuvo para todas las zonas en estudio, una calificación de squeezing alto, lo que se concluye que el efecto tanto de la cobertura como del K de esfuerzos fue representativo para estos casos, siendo la cobertura superior a los 300 m y el K de esfuerzos siendo aproximadamente 1,0.

### 11.3. Grado de calificación del Squeezing según Singh y Goel (1999)

Además de las calificaciones anteriores, estos autores (Singh y Goel, 1999) propusieron la siguiente calificación (véase Tabla 11-10) con el fin de determinar el grado de este comportamiento a partir del valor de la convergencia ocurrida alrededor del túnel. Por ello, se tomaron los datos de cada una de las zonas en estudio y así determinar su grado de calificación.

Tabla 11-10. Grado de squeezing según Singh y Goel, 1999.

| <b>Grado de Squeezing</b> | <b>Convergencia</b> |
|---------------------------|---------------------|
| Bajo                      | 1-3 %               |
| Moderado                  | 3-5 %               |
| Alto                      | > 5 %               |

Fuente: (Barla, 2001)

#### 11.3.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza).

Los resultados del túnel Palacio – Rioblanco de las cinco zonas en estudio se muestran en la Tabla 11-11, obteniendo como resultado un grado de calificación alto de squeezing, tanto

en los valores reales como los valores obtenidos mediante la modelación numérica; situación más ajustada a la realidad.

Tabla 11-11. Resultados de la calificación del grado de squeezing según Singh y Goel, 1999 – Túnel Palacio – Rioblanco (Proyecto Chingaza).

| Zona No.                  | Covergencia Real (%) | Convergencia Modelación (%) |
|---------------------------|----------------------|-----------------------------|
| 1                         | 10                   | 9,7                         |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Alto                 | Alto                        |
| 2                         | 27,0                 | 33,9                        |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Alto                 | Alto                        |
| 3                         | 12,2                 | 15,0                        |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Alto                 | Alto                        |
| 4                         | 16,2                 | 21,1                        |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Alto                 | Alto                        |
| 5                         | 12,2                 | 13,1                        |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Alto                 | Alto                        |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 11.3.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).

Como fue introducido anteriormente, estos autores (Singh y Goel, 1999) propusieron la presente calificación para el fenómeno de squeezing (véase Tabla 11-10), esto con el objeto de determinar el grado de este comportamiento a partir del valor de la convergencia ocurrida alrededor del túnel.

En la Tabla 11-12 se observa la calificación correspondiente al grado de squeezing según cada zona estudiada. Como resultado se obtuvo que la zona uno (1) se califica como squeezing moderado y las zonas 2 y 3 calificaron un grado de squeezing alto. Observando los valores de convergencia, se ve claramente que ocurrió menor deformación de la sección hacia el interior de la cavidad en la zona 1 de este túnel en comparación con las otras dos zonas.

Tabla 11-12. Resultados de la calificación del grado de squeezing según Singh y Goel, 1999 – Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)

| Zona No.                  | Covergencia Real (%) | Convergencia Modelación (%) |
|---------------------------|----------------------|-----------------------------|
| 1                         | 5                    | 4,2                         |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Moderado             | Moderado                    |
| 2                         | 18,0                 | 18,1                        |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Alto                 | Alto                        |
| 3                         | 8,5                  | 8,5                         |
| <b>Grado de Squeezing</b> | Alto                 | Alto                        |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo con estos resultados y aplicando la calificación del squeezing según los autores Singh y Goel (1999), se puede concluir que la diferencia en los valores de convergencia entre las zonas en estudio de este túnel, se pudo relacionar con la profundidad a la que se encontraba cada zona, es decir, que a mayor cobertura de masa rocosa mayor puede resultar el valor de la deformación alrededor del túnel; situación que es coherente con respecto a este tipo de comportamiento, ya que el valor de la cobertura en las zonas 2 y 3 fue en promedio de 1000 m, siendo superior este valor en aproximadamente el doble a la cobertura de la zona 1.

### 11.3.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)

Igualmente, se analiza para el caso del túnel de Fuga, el grado de Squeezing según Singh y Goel (1999), en donde se obtiene como resultado un grado moderado de squeezing para la primera zona y un grado alto de squeezing para la segunda zona, según lo observado en la siguiente tabla.

Tabla 11-13. Resultados de la calificación del grado de squeezing según Singh y Goel, 1999 – Túnel de Fuga.

| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b> |                             |
|--|-----------------------------|
| <b>Zona No.</b>  | <b>Covergencia Real (%)</b> |
| <b>1 (Falla Santa María)</b>                           | 3,3                         |
| <b>Grado de Squeezing</b>                              | Moderado                    |
| <b>2 (Falla San Luis)</b>                              | 5,5                         |
| <b>Grado de Squeezing</b>                              | Alto                        |

Fuente: Elaboración de la autora.

Para este caso, a diferencia de los anteriores, solo se tienen los valores reales de convergencia, debido a que no se realizaron modelaciones numéricas. Observando la calificación obtenida a partir de estos valores, el squeezing en la zona dos (2) fue alto, situación que se pudo deber a las condiciones geológicas desfavorables de este sector, en donde se encontraba influenciado por la falla San Luis con presencia de lutitas muy fracturadas, material arcilloso, blando y alterado, siendo estos factores los causantes principales para un comportamiento alto de squeezing. Otro factor importante de mencionar, es la cobertura, siendo dos veces mayor el valor de la cobertura en la zona 2 comparado con el de la zona 1, aspecto que puede sumar para favorecer un comportamiento de empujes en el terreno.

#### **11.4. Método semi-empírico propuesto por Aydan et al, 1996**

Según esta metodología, los autores establecieron una serie de gráficas en donde relacionan diversos parámetros físicos y mecánicos de la roca con el fin de calificar condición de squeezing. En su análisis tienen en cuenta un factor de competencia, el valor de convergencia del túnel, la porosidad de la roca a lo largo del tiempo, la profundidad del túnel, entre otros. A continuación, se explican muy brevemente estos cuatro análisis:

En un primer análisis se relaciona la cobertura a la que se encuentra el túnel versus la resistencia de la roca intacta, lo cual está definida por una línea que separa un estado de condición de squeezing y la otra sin presencia de squeezing; regida por la siguiente

expresión:

$$\sigma_{ci} = \alpha * \gamma * H$$

Donde se limita a las siguientes condiciones:

$\alpha$ : Factor de competencia  $\rightarrow \alpha = 2$ ,

$\gamma$ : Peso unitario de la roca  $\rightarrow \gamma = 25 \text{ KN/m}^3$  y, por último

H: Profundidad en metros.

Por tanto, la ecuación anterior quedaría expresada así:  $\sigma_{ci} = 0,05 * H \text{ (MPa)}$ , lo que significa que la condición de squeezing ocurre, cuando el valor de la resistencia a la compresión de la roca intacta obtenida por medio de ensayos de laboratorio, es un valor inferior con respecto al valor obtenido por medio de la ecuación indicada.

En un segundo análisis, se relaciona la cobertura del túnel versus la relación entre la resistencia a la compresión de la roca intacta y el esfuerzo in-situ vertical (H vs  $\alpha = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma H}$ ), señalando que cuando exista un valor de  $\alpha < 2$ , se califica en condiciones de squeezing.

Para un tercer y cuarto análisis, se relaciona el valor del porcentaje de convergencia alrededor del túnel versus la resistencia a la compresión de la roca intacta y también, se grafica con respecto a la relación  $\alpha = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma H}$ , donde se debe cumplir, para condiciones de squeezing, que el porcentaje de convergencia supere el 1% y para el caso de la relación  $\alpha$ , los valores sean menores a 2,0.

En esta sesión se pretende estimar condición de squeezing teniendo en cuenta los parámetros anteriormente mencionados para determinar qué tan acertados estuvieron a lo que realmente sucedió en las zonas seleccionadas con problemas de estabilidad durante construcción (problemas de empujes).

### **11.4.1. Proyectos en estudio.**

A continuación, se presentan los análisis y resultados de cada uno de los proyectos en estudio mediante la aplicación del criterio semi-empírico propuesto por Aydan et al. (1996) para su correspondiente calificación del fenómeno de squeezing:

#### **11.4.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Proyecto Chingaza).**

Las gráficas de la Figura 11-7, muestran los resultados obtenidos por medio de la aplicación de este método para el caso del túnel Palacio-Rioblanco, en donde se tienen en cuenta los parámetros ya mencionados y que son fundamentales para su estudio según sus autores: Aydan y otros (1996).

Para el primer análisis, se obtiene que para las cinco zonas en estudio correspondientes al túnel Palacio–Rioblanco, efectivamente se califica con condición de squeezing alrededor de la cavidad subterránea. Este resultado indica que los valores de resistencia a la compresión de la roca en todas las zonas de este túnel no superan la línea propuesta por Aydan y otros, siendo estos valores ligeramente inferiores a los valores obtenidos según este método.

Por otra parte, y aplicando el segundo análisis, donde se relaciona la cobertura del túnel versus la relación entre la resistencia a la compresión de la roca intacta y el esfuerzo in-situ vertical ( $H$  vs  $\alpha = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma H}$ ), se obtiene que para las cinco zonas analizadas efectivamente califican con condiciones de squeezing, lo que indica que en todas las zonas se presentó un valor, en cuanto al factor de competencia menor de 2,0 independientemente de la profundidad. Por tanto, estos resultados se ajustan a lo ocurrido en la realidad.

En cuanto al tercer y cuarto análisis según esta metodología, se obtiene como resultado en los dos casos analizados, una calificación en condición de squeezing, ya que se cumplen con los requerimientos para estos análisis.

En la Tabla 11-14 se muestra en resumen las características y parámetros



correspondientes a cada una de las zonas estudiadas de acuerdo a las relaciones propuestas por Aydan y otros autores (1996) y que fueron graficadas en la Figura 11-7.

Tabla 11-14. Datos para los análisis de calificación del squeezing según Aydan et al. (1996) - Túnel Palacio-Rioblanco

| <b>Zona No.</b>                                   | 1     | 2     | 3    | 4    | 5    |
|---|-------|-------|------|------|------|
| <b>Cobertura, H (m)</b>                           | 500   | 600   | 110  | 215  | 100  |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>             | 17,66 | 19,62 | 3,92 | 6,87 | 2,94 |
| <b>Convergencia, <math>\varepsilon</math> [%]</b> | 10    | 27,0  | 12,2 | 16,2 | 12,2 |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b> | 1,44  | 1,33  | 1,45 | 1,30 | 1,2  |
| <b><math>\sigma_{ci} = 0,05 \cdot H</math></b>    | 25    | 30    | 5,5  | 10,8 | 5    |

Fuente: Elaboración de la autora.

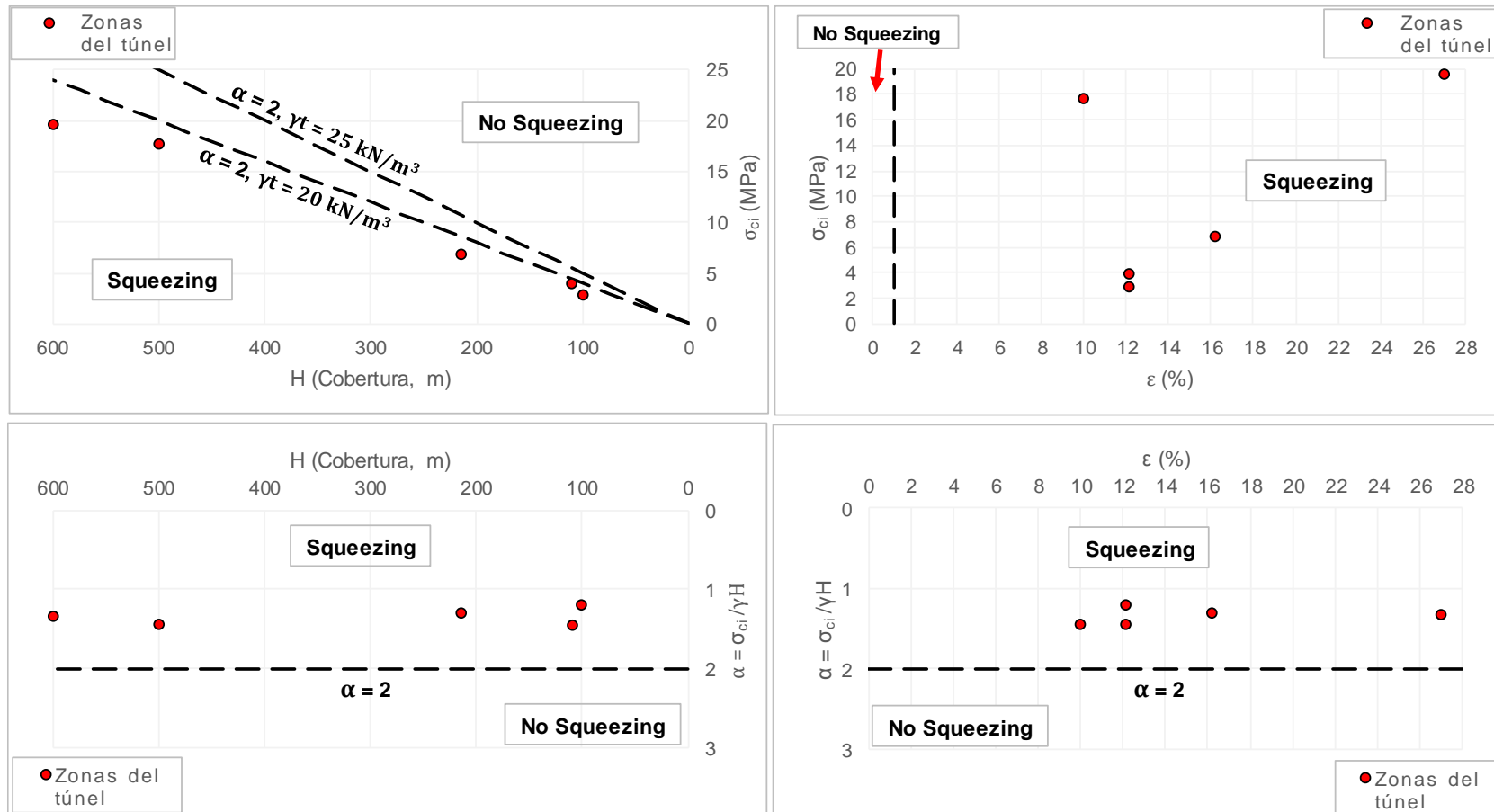


Figura 11-7. Criterio semi-empírico de Aydan et al, 1996 para la predicción del Squeezing – Túnel Palacio-Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora

En términos generales, las 5 zonas analizadas por este criterio semi-empírico son calificadas con condiciones de squeezing; situación que se ajusta a la realidad.

#### **11.4.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).**

La gráfica mostrada en la Figura 11-8, y observando los resultados para el primer análisis, en donde se relaciona el parámetro de resistencia de la roca intacta versus la cobertura, se obtuvo como resultado que en las zonas 1 y 3 no se presentó condición de squeezing. Situación contraria se presentó en la zona 2, donde el resultado obtenido mostró una condición mínima de squeezing, lo que explica que el dato de resistencia a la compresión de la matriz rocosa fue ligeramente menor al valor obtenido según esta metodología.

Por otra parte, para un segundo análisis donde se califica el factor de competencia  $\alpha = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma H}$ , los resultados obtenidos indican que las zonas 1 y 3 no califican en condición de squeezing, ya que su valor de competencia resultó superior a 2,0. Esta condición se debe en un principio al valor de la resistencia a la compresión de la roca, con un valor de 50 MPa para estas zonas, siendo este valor no muy bajo teniendo en cuenta las condiciones de la roca en estos sectores y de tratarse de filitas de tipo gráficas. Por ello, esta metodología indica que pueden existir casos en donde por la presencia de este tipo de rocas, se pueden obtener factores de competencia altos. Sin embargo, la zona 2 califica en condición de squeezing. Este resultado se debe a la cobertura presente en esta zona, con un valor superior a los 1000m, lo que hace que, para un mismo valor de resistencia, y teniendo un valor de cobertura mayor, se logra que la expresión del factor de competencia se reduzca y llegue a resultar ligeramente inferior del valor límite.

En términos generales, los resultados no presentan una similitud con la realidad, por lo que se genera cierta incertidumbre en el hecho de que sus autores indicaron en esta metodología que el valor de la resistencia tanto de la roca intacta como del macizo rocoso se asumían como iguales, condición que no es del todo válida, ya que la resistencia del macizo rocoso generalmente es inferior debido a las deformaciones que tiene el macizo p.e. discontinuidades o grado de fracturamiento entre otros.

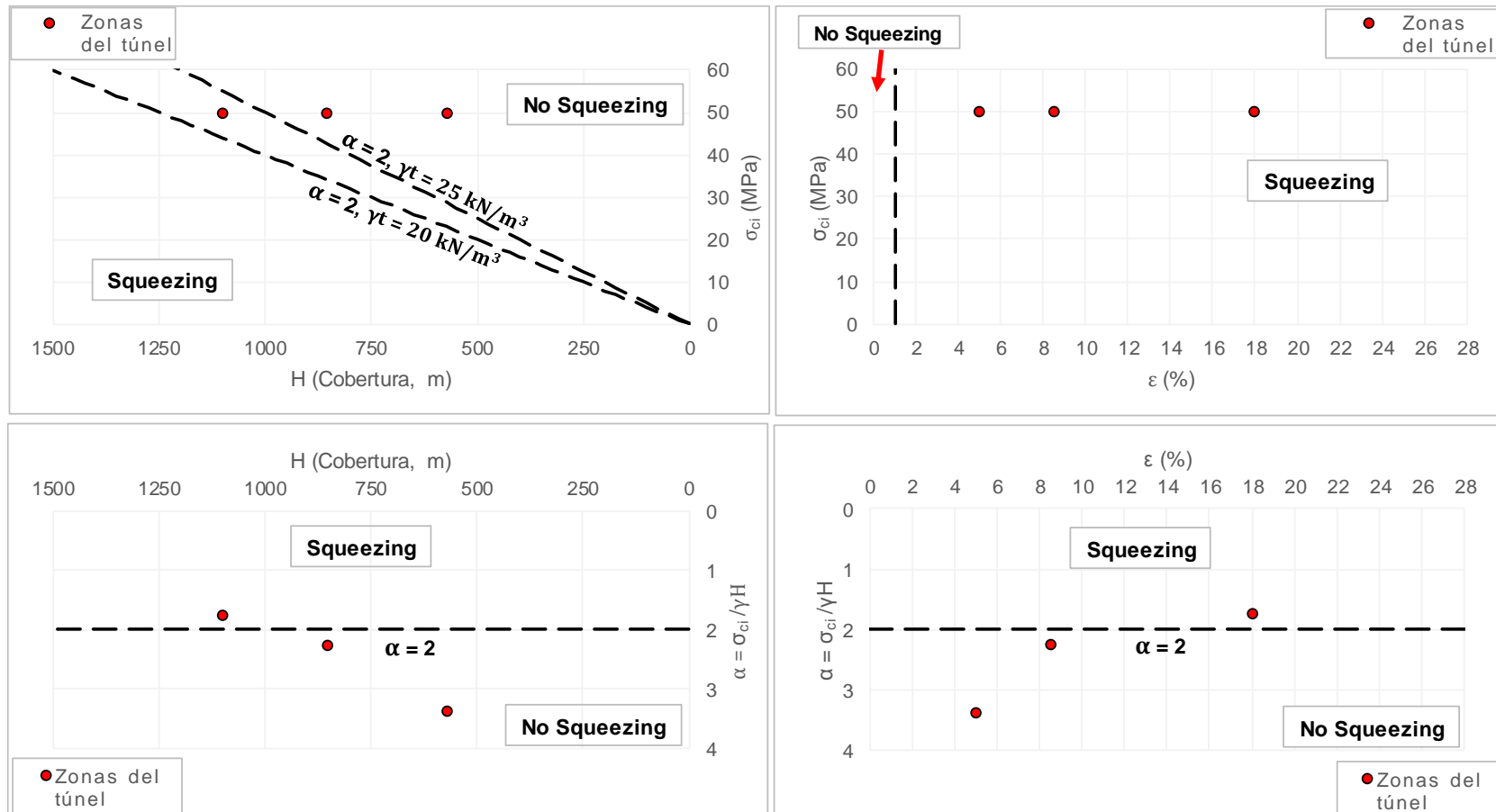


Figura 11-8. Criterio semi-empírico de Aydan et al, 1996 para la predicción del Squeezing – Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: Elaboración de la autora

A continuación, en la Tabla 11-15 se muestra en resumen las características y parámetros correspondientes a cada una de las zonas estudiadas de acuerdo a las relaciones propuestas por Aydan et al. (1996). Por otra parte, en la Tabla 11-16 se indican los resultados en cuanto a esta calificación del squeezing. Estos resultados se ilustraron en la gráfica anterior (Figura 11-8).

Tabla 11-15. Datos para los análisis de calificación del squeezing según Aydan et al. (1996) - Túnel Yacambú-Quibor

| Zona No.                        | 1    | 2    | 3    |
|---------------------------------|------|------|------|
| Cobertura, H (m)                | 570  | 1100 | 855  |
| $\sigma_{ci}$ [MPa]             | 50   | 50   | 50   |
| Convergencia, $\varepsilon$ [%] | 5    | 18,0 | 8,5  |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H$ | 3,38 | 1,75 | 2,25 |
| $\sigma_{ci} = 0,05 \cdot H$    | 29   | 55   | 42,8 |

Fuente: Elaboración de la autora.

Tabla 11-16. Resumen de los resultados aplicando el método semi-empírico de Aydan et al. (1996) – Túnel Yacambú-Quibor.

| Zona No. 1                          |           | Zona No. 2                          |           |
|-------------------------------------|-----------|-------------------------------------|-----------|
| Condiciones de presentar Squeezing  | Squeezing | Condiciones de presentar Squeezing  | Squeezing |
| $\varepsilon$ [%] > 1%              | SI        | $\varepsilon$ [%] > 1%              | SI        |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$ | NO        | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$ | SI        |
| $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$        | NO        | $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$        | SI        |
| Zona No. 3                          |           |                                     |           |
| Condiciones de presentar Squeezing  | Squeezing |                                     |           |
| $\varepsilon$ [%] > 1%              | SI        |                                     |           |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$ | NO        |                                     |           |
| $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$        | NO        |                                     |           |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 11.4.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio).

A continuación, se indican los parámetros y características geomecánicas de la roca presentes a cada una de las zonas analizadas para este túnel (véase Tabla 11-17). Estos datos hacen parte fundamental para la aplicación de este criterio y parten de la base de información consultada para este proyecto.

Tabla 11-17. Datos para los análisis de calificación del squeezing según Aydan et al. (1996) - Túnel de Fuga (Proyecto Guavio)

| Zona No.                        | 1    | 2    |
|---------------------------------|------|------|
| Cobertura, H (m)                | 275  | 605  |
| $\sigma_{ci}$ [MPa]             | 15   | 15   |
| Convergencia, $\varepsilon$ [%] | 2,7  | 7,4  |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H$ | 1,88 | 1,00 |
| $\sigma_{ci} = 0,05 \cdot H$    | 14   | 30   |

A partir de estos datos, se procede con la realización gráfica propuesta por sus autores, con el objeto de estimar si califica una condición de squeezing o no. Para ello, se relacionan de manera directa diversos parámetros físicos y mecánicos de la roca.

En la Figura 11-9, se muestran los resultados de calificación del fenómeno de squeezing, en donde se observa coherencia en los resultados con respecto a la realidad, calificando para la mayoría de los casos una condición de squeezing excepto para el caso de la zona 1, donde no se validó la condición de squeezing correspondiente al análisis entre la resistencia de la roca intacta versus la cobertura del túnel. Para este sector el valor de la resistencia a la compresión de la roca intacta estuvo ligeramente por encima de la línea límite que define este comportamiento propuesta por este método. De igual forma, este resultado se le puede atribuir al hecho de que la profundidad en esta zona es inferior a 300m, siendo en algunos casos este aspecto importante en la ocurrencia del squeezing, ya que generalmente este tipo de comportamiento se presenta a profundidades mayores a 300m. Aunque, esta condición muchas veces no es válida, ya que este comportamiento está influenciado por otros factores como son la geología, el estado de esfuerzos in-situ, el módulo de deformación del macizo rocoso, entre otros.

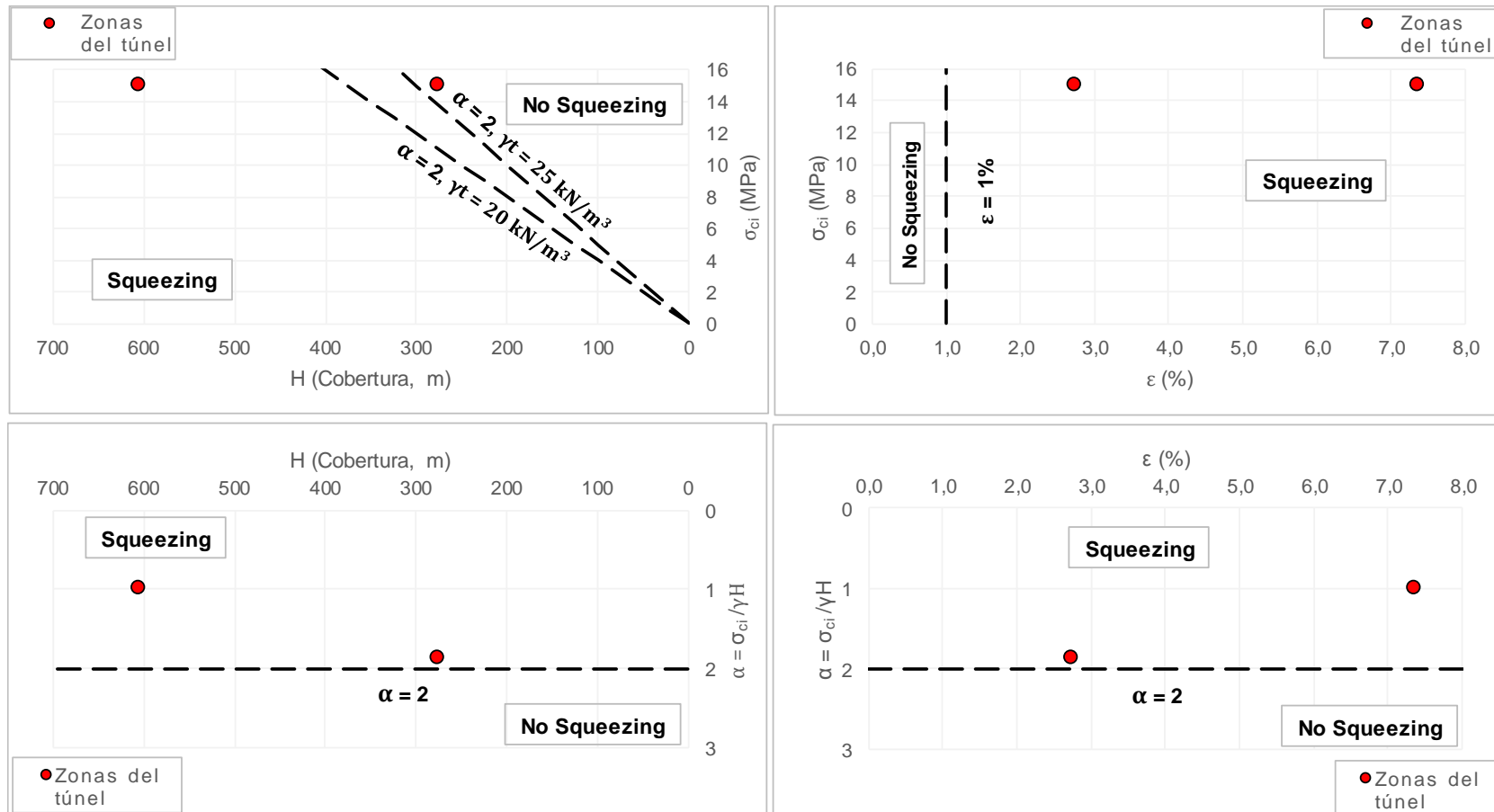


Figura 11-9. Criterio semi-empírico de Aydan et al, 1996 para la predicción del Squeezing – Túnel de Fuga. Fuente: Elaboración de la autora

En términos generales, las dos zonas analizadas para el túnel de Fuga por medio de este criterio semi-empírico, están cumpliendo las condiciones de squeezing; resultado que se denomina aceptable para las condiciones propias de las zonas en estudio.

### 11.4.2. Resumen de resultados

Además de la aplicación de los métodos empíricos para los problemas de squeezing, en esta sesión se evaluó la ocurrencia de squeezing teniendo en cuenta la metodología semi-empírica propuesta por Aydan et al. (1996), en la cual se relacionaron parámetros como son la cobertura, la resistencia a la compresión de la roca intacta, el valor de convergencia y el peso unitario de la roca. Estos parámetros presentan un grado más alto de influencia en el comportamiento del macizo alrededor de un túnel comparado con los empleados en los criterios empíricos. Sin embargo, existe incertidumbre en asumir que la resistencia tanto de la roca intacta como del macizo rocoso son lo mismo, según Aydan y otros. Por ello, esta metodología se debe emplear con cierta precaución y utilizar parámetros confiables. A continuación, resultados de la valoración de squeezing por el método de Aydan et al. (1996):

Tabla 11-18. Resultados según metodología de Aydan et al. (1996) para los casos.

| Proyecto                             | Zona No. | Cobertura, H (m) | $\sigma_{ci}$ (MPa) | Aydan et al. (1993)             |                   |                                       |                        |
|--------------------------------------|----------|------------------|---------------------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------------|------------------------|
|                                      |          |                  |                     | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H$ | $\varepsilon$ (%) | Valor Límite de $\sigma_{ci}$ , (MPa) | Condición de Squeezing |
| Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza) | 1        | 500              | 17,66               | 1,4                             | 10                | 25                                    | <u>SI</u>              |
|                                      | 2        | 600              | 19,62               | 1,3                             | 27                | 30                                    | <u>SI</u>              |
|                                      | 3        | 110              | 3,92                | 1,5                             | 12,2              | 5,5                                   | <u>SI</u>              |
|                                      | 4        | 215              | 6,87                | 1,3                             | 16,2              | 10,8                                  | <u>SI</u>              |
|                                      | 5        | 100              | 2,94                | 1,2                             | 12,2              | 5                                     | <u>SI</u>              |
| Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)   | 1        | 570              | 50                  | 3,4                             | 5                 | 29                                    | <u>NO</u>              |
|                                      | 2        | 1100             | 50                  | 1,7                             | 18                | 55                                    | <u>SI</u>              |
|                                      | 3        | 855              | 50                  | 2,3                             | 8,5               | 42,8                                  | <u>NO</u>              |
| Túnel de Fuga (Guavio)               | 1        | 320              | 15                  | 1,9                             | 3,3               | 16                                    | <u>SI</u>              |
|                                      | 2        | 600              | 15                  | 1,0                             | 5,5               | 30                                    | <u>SI</u>              |

Fuente: Elaboración de la autora.

Según la tabla de resultados y empleando la metodología de Aydan et al. (1996), se identifican dos zonas (zona 1 y 3) que corresponden al túnel Yacambú – Quibor donde no



califican una condición de squeezing, situación muy atípica ya que fue este túnel uno de los más problemático a causa de grandes esfuerzos in-situ y por las condiciones geológicas no muy favorables. Viendo que estos resultados no son los esperados para el túnel Yacambú, se puede decir que esta situación se debió a la sensibilidad en el valor de la resistencia a la compresión de la roca intacta, ya que, de acuerdo a la información consultada sobre este túnel, este valor lo asumieron de 50 MPa, comparándolo con los demás proyectos, este dato es muy superior. Sin embargo, por la presencia de rocas de tipo metamórficas como son en este caso rocas filitas gráficas, puede ocurrir que se presenten valores de competencia altos; según esta metodología.

Por otra parte, para el caso de la zona 2 de este mismo túnel (Túnel Yacambú-Quibor) donde la condición es efectiva de squeezing, se dio porque esta zona estaba a 1100 m de profundidad lo que hizo que disminuyera la relación  $\alpha$  ( $\alpha = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma H}$ ) para así cumplir la condición esperada de squeezing.

Para esta metodología se puede concluir, que existe un grado de incertidumbre en asumir, según Aydan y otros, que la resistencia a la compresión de la roca intacta era igual a la resistencia del macizo rocoso, condición no real. Por tanto, este análisis se debe emplear cuando se tiene certeza del valor de la resistencia a la compresión de la roca intacta obtenida por ensayos de laboratorio y que se trate de macizos de resistencia blanda para el adecuado análisis del fenómeno de squeezing.

### **11.5. Método semi-empírico propuesto por Hoek y Marinos, 2000**

Esta metodología es una de las más aplicadas a nivel de ingeniería subterránea para la calificación del fenómeno de squeezing, ya que involucra parámetros determinantes en el comportamiento y estado del macizo alrededor de una excavación subterránea. Además, este criterio se basa en un análisis de elementos finitos en 2D para diferentes macizos rocosos, variando valores de esfuerzos in-situ y presiones de soporte del túnel.

Un factor importante en el comportamiento de una obra subterránea y que hace parte fundamental para la calificación en este método, es la resistencia a la compresión del

macizo rocoso. La relación entre este parámetro y el esfuerzo in-situ hidrostático ( $\gamma \cdot H$ ) versus el valor de convergencia del túnel, son aspectos que se relacionan para calificar el fenómeno de squeezing, en donde incluyen 5 niveles considerados para diferentes rangos del porcentaje en la deformación del cierre del túnel con el fin de evaluar o calificar este comportamiento.

### **11.5.1. Proyectos en estudio.**

A continuación, se presentan los análisis y resultados de cada uno de los proyectos en estudio mediante la aplicación del criterio semi-empírico propuesto por Hoek y Marinos (2000) para su correspondiente calificación y evaluación del fenómeno de squeezing:

#### ***11.5.1.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Proyecto Chingaza).***

Graficando los parámetros para cada una de las zonas estudiadas y de acuerdo a la Figura 11-10, se puede observar que estas varían entre un nivel severo a muy severo de squeezing, situación muy similar a lo ocurrido realmente en términos de calificación.

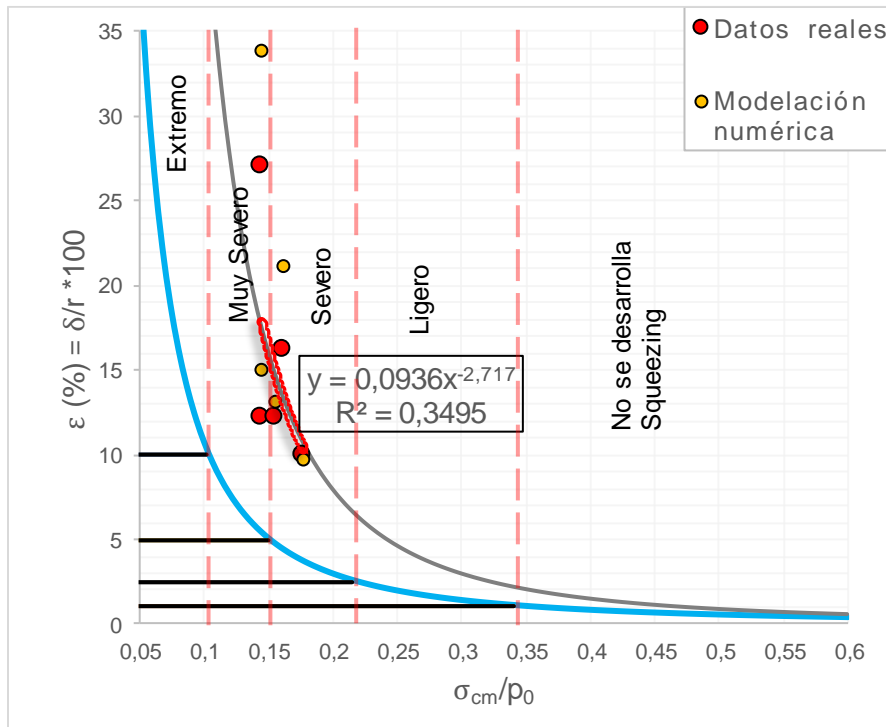


Figura 11-10. Criterio semi-empírico de Hoek y Marinos, 2000, para el nivel del Squeezing – Túnel Palacio-Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.

Según este análisis se puede concluir que la tendencia de las zonas estudiadas para el túnel Palacio–Rioblanco del proyecto Chingaza, dieron como resultado una curva aproximada corrida un poco a la derecha con respecto a la curva teórica de Hoek y Marinos (2000), lo que se traduce en una condición crítica. Siendo así, se obtuvo una ecuación aproximada de la curva (color gris – tendencia de los puntos) a partir de la curva teórica, donde se tomó un valor de -0,05 para la relación entre la presión interna y la presión vertical in-situ  $P_i/P_0$ . A continuación, se muestra la ecuación simplificada reemplazando este valor:

$$\varepsilon_t \% = 0.15 \left( 1 - (P_i/P_0) \right) \frac{\sigma_{cm}}{P_0}^{-\frac{-(3P_i/P_0)+1}{(3.8P_i/P_0)+0.54}}$$

Reemplazando se obtiene:

$$\varepsilon_t \% = 0,1575 \cdot \frac{\sigma_{cm}}{P_0}^{-0,85/0,35}$$

Además, se pretendió obtener una correlación entre los datos obtenidos de todas las zonas y de acuerdo a lo observado en la gráfica de la Figura 11-10, la relación más aproximada fue una relación exponencial inversa. Esta relación tiende a un comportamiento similar al teórico, sin embargo, se requieren de una mayor cantidad de datos para obtener una curva más definida. Teóricamente, esta relación del valor de convergencia versus la relación  $\sigma_{cm}/P_0$  (resistencia del macizo rocoso entre el esfuerzo in-situ vertical), se puede indicar que para valores de convergencia mayores al 10%, se presentan condiciones efectivas de squeezing según se observa para el caso del túnel Palacio-Rioblanco.

#### **11.5.1.2. Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela).**

Aplicando el criterio de Hoek y Marino (2000), para las tres zonas seleccionadas de este túnel, en la Figura 11-11 se observa que la relación entre los parámetros se asemeja a la curva teórica de Hoek (2000) en una relación exponencial inversa entre ambos parámetros. En esta gráfica se presenta su ecuación aproximada con respecto a esta relación, y a su vez se indica el coeficiente de correlación ( $R^2$ ) con un valor de 0,9987, lo que indica una muy buena correlación entre los datos aquí analizados. Este resultado se obtuvo con un mínimo de datos lo que indica la confiabilidad de la información consultada y la buena proximidad en la estimación de algunos parámetros geomecánicos.

De acuerdo a la calificación del fenómeno de squeezing propuesta por Hoek y Marinos (2000) y que se representa gráficamente en la Figura 11-11, se observa una variación amplia de los resultados en donde se obtiene un nivel ligero de squeezing en la zona 1, un nivel severo de squeezing en la zona 3, y por último se presenta un nivel extremo de squeezing en la zona 2, condiciones que se consideran aceptables en cuanto a la evaluación de este fenómeno, ya que de acuerdo a la información consultada sobre el caso de este túnel de tipo hidráulico y que tuvo numerosos problemas técnicos principalmente lo relacionado con comportamiento de empujes del terreno, se esperarían que los resultados estuvieran en un rango de nivel extremo de squeezing. Sin embargo, estos resultados son coherente con respecto a los factores presentes en cada una de las zonas, p.e. para la zona 1 en donde se presentó un nivel ligero de squeezing esto puede atribuirse al hecho de que en esta zona la profundidad del túnel se encontraba a 570m, valor que es inferior a

las otras dos zonas, en donde las deformaciones tienden a ser pequeñas y por consiguiente un bajo nivel de squeezing.

Según este análisis se puede concluir que la tendencia de las zonas estudiadas para el túnel Yacambú - Quibor localizado en Venezuela, dieron como resultado una curva aproximada corrida un poco a la derecha con respecto a la curva teórica de Hoek y Marinos (2000), lo que se traduce en una condición crítica.

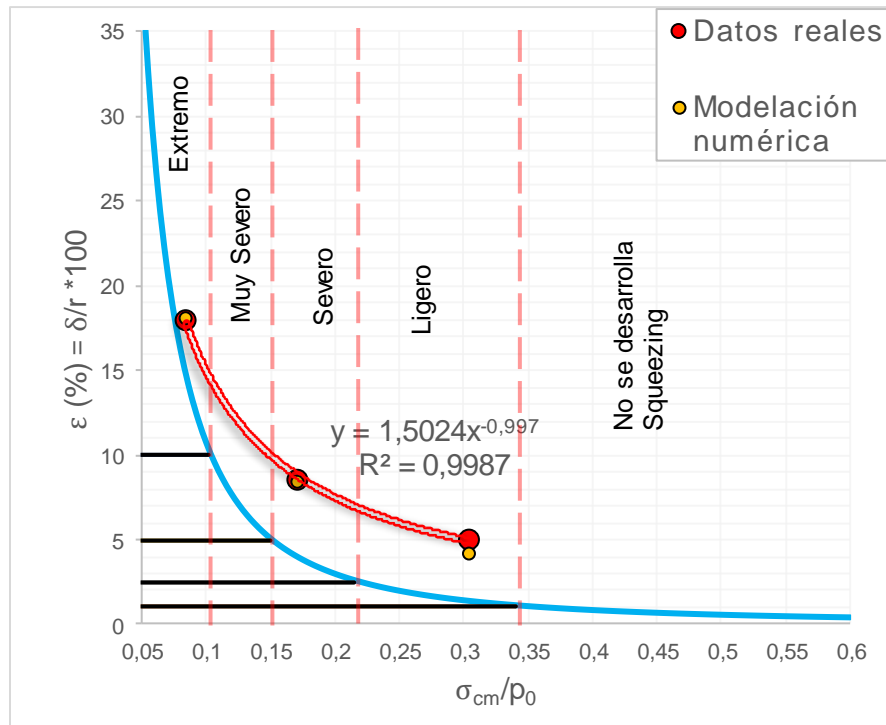


Figura 11-11. Criterio semi-empírico de Hoek y Marinos, 2000, para el nivel del Squeezing – Túnel Yacambú-Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

Una vez expuesto los resultados por medio de observación gráfica, a continuación, se consolidan los parámetros empleados para este análisis y de manera seguida se indica el nivel de squeezing para cada una de las zonas en estudio (véase Tabla 11-20). Para su respectiva calificación, en la Tabla 11-19 se muestran los rangos propuestos por Hoek y Marinos (2000), calificados según el valor de convergencia del túnel.

Tabla 11-19. Calificación del comportamiento de squeezing

| Nivel de Squeezing         | Convergencia del túnel [%]      |
|----------------------------|---------------------------------|
| No se desarrolla Squeezing | $\varepsilon_t \leq 1,0$        |
| Ligero                     | $1,0 < \varepsilon_t \leq 2,5$  |
| Severo                     | $2,5 < \varepsilon_t \leq 5,0$  |
| Muy Severo                 | $5,0 < \varepsilon_t \leq 10,0$ |
| Extremo                    | $\varepsilon_t > 10,0$          |

Fuente: (Barla, 2001)

Tabla 11-20. Resumen de los parámetros y calificación del squeezing según Hoek y Marinos (2000) - Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

| Zona No.                  | $\sigma_{cm}/P_0$ | $\int$ Real [%] | $\int$ Modelación [%] |
|---------------------------|-------------------|-----------------|-----------------------|
| 1                         | 0,304             | 5               | 4,2                   |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Ligero</b>   |                       |
| 2                         | 0,084             | 18              | 18,1                  |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Extremo</b>  |                       |
| 3                         | 0,171             | 8,5             | 8,5                   |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Severo</b>   |                       |

Fuente: Elaboración de la autora.

### 11.5.1.3. Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio).

Para el caso de este túnel, donde fueron dos zonas las que presentaron problemas de estabilidad en cuanto a deformaciones, controladas principalmente por la presencia de zonas de falla, lo que causaba inconvenientes durante el proceso de excavación del túnel, ya que las condiciones del terreno y por la presencia de rocas de tipo sedimentarias, en este caso lutitas, lograban la inestabilidad de estos sectores. Como parte de este estudio, se tomaron características y parámetros geomecánicos representativos de estas zonas con el fin de proporcionar una calificación en cuanto a los problemas de empujes o grandes deformaciones (squeezing) y a su vez definir si estos valores se ajustaron de forma aproximada a lo ocurrido en realidad. En la Tabla 11-21, se consolidó la información correspondiente para su análisis según la metodología propuesta por los autores: Hoek y

Marinos (2000), así como también se indica la calificación obtenida según el nivel de squeezing; resultados que se pueden observar gráficamente en la Figura 11-12.

Tabla 11-21. Resumen de los parámetros y calificación del squeezing según Hoek y Marinos (2000) - Túnel de Fuga (Proyecto Guavio).

| Zona No.                  | $\sigma_{cm}/P_0$ | $\int$ Real [%]   |
|---------------------------|-------------------|-------------------|
| 1                         | 0,113             | 2,7               |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Muy Severo</b> |
| 2                         | 0,056             | 7,4               |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Extremo</b>    |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo, a los datos mostrados en la tabla anterior, y para un túnel de sección de herradura con paredes curvas y solera curva de aproximadamente 9,1m de diámetro, se logra identificar que el valor de convergencia en metros de la zona 1 fue de 0,25m (2,7%), valor que se encuentra muy por debajo comparado con el valor de la zona 2 que presentó una deformación hacia el interior del túnel de 0,67m (7,4%). Lo anterior, puede estar relacionado a diversos factores, uno de ellos puede ser la profundidad a la que se encuentra cada zona, así como también al estado del macizo rocoso, entre otros. Para el caso de la zona 2, donde su profundidad es relativamente mayor en comparación con el de la zona 1, lo que se representa en una mayor sobrecarga y consecuentemente la generación de grandes deformaciones. Según la información consultada en cuanto al estado del macizo rocoso, la zona 2 presentaba mayor fracturamiento y las discontinuidades contaban con la presencia de arcilla, superficies muy blandas y muy alteradas, lo que era indicios de presentar deformaciones altas.

Asimismo, se puede observar en la Figura 11-12, la calificación obtenida según este criterio para los efectos del squeezing. Estos resultados indicaron un nivel muy severo en la zona 1 y un nivel extremo en la zona 2, resultados muy coherentes con lo ocurrido en la realidad en cuanto a características geológicas, geotécnicas, físicas, entre otras correspondiente a las zonas en estudio.

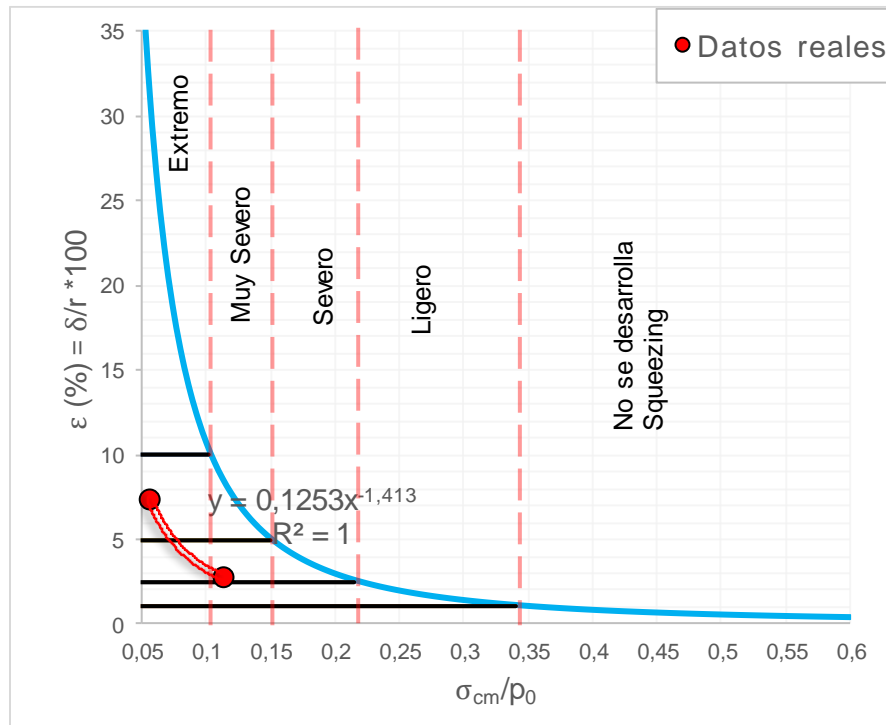


Figura 11-12. Criterio semi-empírico de Hoek y Marinos, 2000, para el nivel del Squeezing – Túnel de Fuga. Fuente: Elaboración de la autora.

Por otra parte, se realizó una correlación entre los datos graficados con el fin de observar una tendencia aproximada a la curva teórica, esto se puede observar en la figura anterior, donde en factor de correlación dio un valor de 1 lo que significa una correlación exacta entre los parámetros. Sin embargo, esta afirmación se debe complementar con un número mayor de datos (zonas), para así lograr una curva más completa. Esta curva se sitúa con respecto a la curva teórica de Hoek, un poco a la izquierda lo que indica que los valores obtenidos correspondientes a este análisis ( $\varepsilon$  (%) versus  $\sigma_{cm}/\rho_0$ ), son valores que se encuentran dentro de un rango un poco inferior en comparación con los parámetros de los dos túneles anteriormente expuestos y que hacen parte también de esta tesis. Por ello, se puede concluir que para el caso del túnel de Fuga del proyecto Guavio y según los resultados obtenidos aplicando el método semi-empírico de Hoek y Marinos (2000), es válido indicar que este caso es el menos crítico, en términos de squeezing, de los ejemplos aquí mostrados en este trabajo de grado.

### 11.5.2. Resumen de resultados



Hoek and Marinos (2000) proponen un método donde se evalúa el squeezing, distinguiendo cinco categorías que van desde “Squeezing Extremo” a “No se desarrolla Squeezing”. Esta metodología se basó en parámetros como son el valor de deformación del cierre del túnel (convergencia, %), la resistencia a la compresión del macizo rocoso y el esfuerzo vertical in-situ. A diferencia del método de Aydan et al. (1996), este método tiene en cuenta en el análisis del squeezing el valor de la resistencia del macizo rocoso, parámetro más relacionado con el comportamiento mecánico aproximado a la realidad del estado del macizo. A continuación, resultados de la valoración de squeezing por el método de Hoek y Marinos (2000):

Tabla 11-22. Resultados según metodología de Hoek y Marinos (2000) para los casos en estudio.

| Proyecto                             | Zona No. | Cobertura, H (m) | $\sigma_{cm} / P_o$ | Hoek y Marinos (2000)  |                    |
|--------------------------------------|----------|------------------|---------------------|------------------------|--------------------|
|                                      |          |                  |                     | $\varepsilon$ (%) real | Grado de Squeezing |
| Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza) | 1        | 500              | 0,18                | 10                     | Severo             |
|                                      | 2        | 600              | 0,14                | 27                     | Muy Severo         |
|                                      | 3        | 110              | 0,14                | 12,2                   | Muy Severo         |
|                                      | 4        | 215              | 0,16                | 16,2                   | Severo             |
|                                      | 5        | 100              | 0,16                | 12,2                   | Severo             |
| Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)   | 1        | 570              | 0,30                | 5                      | Ligero             |
|                                      | 2        | 1100             | 0,08                | 18                     | Extremo            |
|                                      | 3        | 855              | 0,17                | 8,5                    | Severo             |
| Túnel de Fuga (Guavio)               | 1        | 320              | 0,11                | 3,3                    | Muy Severo         |
|                                      | 2        | 600              | 0,06                | 5,5                    | Extremo            |

Fuente: Elaboración de la autora.

Como se puede observar en la tabla de resultados mediante la utilización del método semi-empírico de Hoek y Marinos (2000), se presenta variabilidad en los resultados que van desde una condición de “Squeezing ligero” a un “Squeezing extremo”. Siendo así, los parámetros correspondientes a cada uno de los proyectos, presenta diferencias en cuanto a su resistencia, condiciones de la estructura rocosa y la deformación, aunque también

influyen de manera significativa la sobrecarga a la que se someten, al tamaño de la sección y a su geometría. Para una mejor interpretación de los resultados con respecto a la curva teórica de Hoek y Marinos, en la siguiente gráfica se ilustran los resultados.

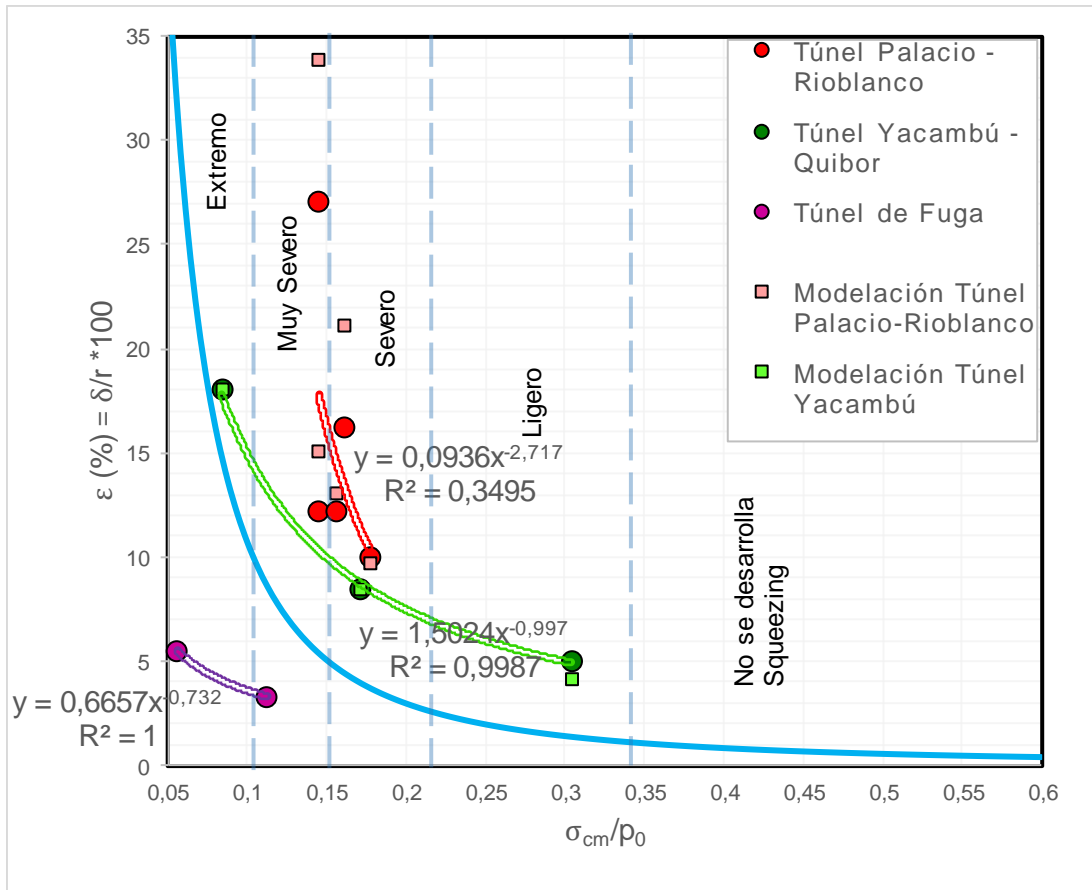


Figura 11-13. Resultados de los proyectos con el método de Hoek y Marinos (2000). Fuente: Elaboración de la autora.

Según lo observado en el gráfico anterior y empleando la metodología de Hoek y Marinos (2000), se ve claramente que los datos del túnel Palacio – Rioblanco varían en un rango entre un grado de squeezing severo a muy severo y ubicados cierta distancia a la derecha de la curva teórica, condición mucho más severa con respecto a la curva teórica de Hoek. Así mismo, se intentó generar una curva de tendencia para observar una semejanza entre los datos reales obtenidos del túnel y la curva teórica de Hoek y Marinos, donde se observó una tendencia aproximada entre los datos con una relación exponencial inversa.

Para el caso del túnel de Yacambú–Quibor, se puede observar gráficamente y con un

número menor de zonas en comparación con el de Palacio–Rioblanco, se logra obtener una tendencia en la curva más definida y poca o nada de dispersión en los datos, donde se observa una relación inversa entre los parámetros, a medida que la deformación del cierre del túnel (%) disminuye, la relación de la resistencia del macizo rocoso y la presión vertical in-situ aumenta, condición originada del análisis teórico. La condición de este túnel con respecto a los resultados fue severo con relación a la curva teórica de Hoek y Marinos (2000).

Y, por último, para el caso del túnel de Fuga del proyecto hidroeléctrico el Guavio, donde se analizaron 2 zonas, siendo estos sectores los afectados por squeezing, no se puede afirmar con certeza de la tendencia aproximada a la curva teórica, para esto se recomienda tener un mayor número de zonas, sin embargo, se tiende a observar una pequeña tendencia de los datos, validando de esta manera la base teórica.

Finalmente, se puede concluir que esta metodología se aproxima o se ajusta un poco más a las condiciones en cuanto al comportamiento del fenómeno de squeezing, eso sí, se recomienda para un mejor análisis de un número mayor de zonas para su estudio. Para este trabajo de grado se logró el análisis únicamente de estos proyectos, debido a que no se logró tener acceso a la información de manera inmediata o en algunos casos no se habían documentado más zonas y la dificultad que se tiene para la estimación de parámetros determinantes para el análisis del squeezing.

## Capítulo XII. Análisis de Deformaciones y Esfuerzos en Elementos Finitos

Con base en los ejemplos que se han tomado con mayor squeezing, en este capítulo se busca realizar modelaciones mediante métodos numéricos para tratar de predecir las convergencias y de esta manera llegar a valores razonables de lo que ocurrió realmente y observar si esos métodos son efectivos o no para este análisis.

Una de las variables que se identificó y que tiene una gran influencia sobre el comportamiento del squeezing fue la relación K de esfuerzos. Esta variable está relacionada directamente con el estado de esfuerzos in-situ, es decir, cómo es la orientación de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  con respecto al eje del túnel. El conocimiento claro de este concepto, puede llegar a solucionar o mejor, a predecir en cierta manera los problemas de squeezing. otras de las variables que son importante de mencionar son: la resistencia a la compresión del macizo rocoso, el módulo de deformación, el parámetro geológico GSI, entre otros. A continuación, se explica brevemente el procedimiento realizado para cada caso en estudio y se exponen los resultados obtenidos en cuanto a las convergencias, zona plástica, las características de soporte empleados y los diagramas de capacidad de soporte. Además, se explica el paso a paso del método empleado para determinar en qué etapa del análisis se deberá instalar el sostenimiento del túnel. Por tanto, en el Anexo 3 se muestran los formatos con los datos de entrada y el resultado obtenido para cada uno de los casos en estudio.

### 12.1. Túnel Palacio – Rioblanco (Chingaza)

Una vez definidos los parámetros geomecánicos de la roca intacta y el macizo rocoso, y, además de realizar un proceso de calibración para obtener el valor aproximado del K de esfuerzos, se procedió, como fase inicial, a determinar el porcentaje correspondiente a la relajación del módulo de elasticidad en el frente de excavación del túnel y así poder determinar el momento correspondiente para instalar los elementos de soporte para cada una de las zonas de estudio. Seguido de esto, se realizó la instalación del soporte de acuerdo a la información consultada en la fuente: (Empresa de Acueducto y Alcantarillado

de Bogotá, 1979), con el fin de obtener los desplazamientos totales y a su vez el valor de convergencia presente en la sección, lo anterior, teniendo en cuenta la geometría real del túnel correspondiente al túnel Palacio – Rioblanco de Chingaza (sección en herradura con paredes curvas). Para ello se empleó el programa de elementos finitos Phase2 de Rocscience (Versión 8.0 [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)). Este es un programa que combina los métodos de elementos finitos y elementos de frontera, para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en dos dimensiones, alrededor de excavaciones subterráneas.

Como resultado de las etapas anteriores, se obtuvieron los valores de deformación del túnel para cada zona de estudio, en términos de convergencia, para con ello compararlos con los datos reales de convergencia ocurridos durante operación.

Estos análisis se realizaron para cada una de las zonas evaluando el comportamiento de la excavación con coberturas que varían entre 100 y 600 m y, con variaciones en los valores de resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad y de igual manera, en las características geológicas presentes en cada caso.

A continuación, se resumen los resultados de la modelación por elementos finitos. A manera de ejemplo, solo se muestra el procedimiento paso a paso de la sección correspondiente a la zona 1 del Túnel Palacio-Rioblanco y de las otras zonas restantes, se presenta únicamente la sesión de resultados de las modelaciones.

#### **12.1.1. Zona 1 (K5+000 - K5+850).**

En la siguiente figura (Figura 12-1) se realiza la aplicación de la carga debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico presente en la zona para el correspondiente análisis, en un modelo de elemento finitos utilizando el Phase2:

Field Stress Type:

Sigma 1 (MPa, Comp. +):

Sigma 3 (MPa, Comp. +):

Sigma Z (MPa, Comp. +):

Angle (degrees from horizontal, CCW):

Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):

Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +):

Buttons: OK, Cancel, Statistics..., Advanced >>

Figura 12-1. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 1

Fase inicial: Relajación del módulo de elasticidad del macizo rocoso

| Datos iniciales                               |       |
|---|-------|
| Radio del túnel, r (m):                       | 1,85  |
| Longitud de avance, L (m):                    | 1,00  |
| Resultados de la modelación (Phase 2)         |       |
| Desplazamiento máximo, $u_{m\acute{a}x}$ (m): | 0,23  |
| Radio plástico, $r_p$ (m):                    | 5,037 |

El radio de la zona plástica se obtiene a partir del promedio entre los radios indicados en la imagen

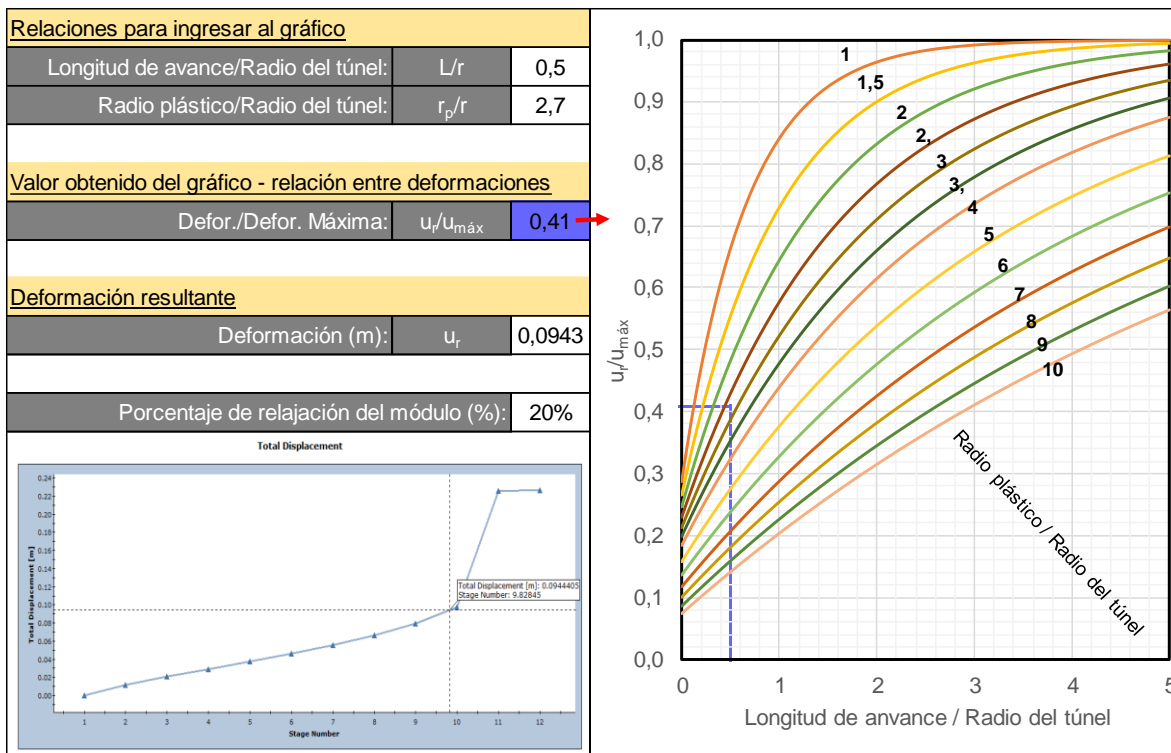


Figura 12-2. Procedimiento para obtener la etapa de instalación del soporte – Zona 1.

El procedimiento descrito en la figura anterior se realizó para determinar el porcentaje de relajación del módulo, tomando porcentajes desde el 90% hasta el 10% (90%, 80%,..., 20% y 10%), analizando la sección sin sostenimiento para de esta manera obtener la etapa en la que se debe instalar el soporte en la excavación del túnel. Como datos necesarios para el análisis, se inicia conociendo el radio del túnel y la longitud de avance del frente de excavación, a partir de ello, se requiere determinar el radio de la zona plástica, el cual se obtiene a partir del promedio de radios plásticos tomados en diferentes zonas alrededor del túnel. Otro dato obtenido, es el desplazamiento máximo que presentó la sección de excavación. Finalmente, utilizando el método de Vlachopoulos y Diederichs («Tutorial 24 - Phase2 v.8.0: Tunnel Lining Design», s. f.) para obtener el desplazamiento antes de la instalación del soporte, se ingresa a la gráfica (nomograma empleando las ecuaciones de Vlachopoulos y Diederichs (Evert Hoek, Carranza-Torres, Diederichs, & Corkum, 2008) y se obtiene fácilmente el valor de convergencia antes de la instalación de soporte. Conociendo este resultado se procede a determinar la etapa o en qué porcentaje se debe relajar el módulo para así instalar el soporte correspondiente.

Para este caso se obtuvo que el porcentaje de relación del módulo antes de la instalación

del soporte era del 20%.

### Fase de instalación del soporte: Concreto lanzado reforzado con malla + Pernos de anclaje

Una vez definido el porcentaje de relajación del módulo, se continuó con la modelación del túnel llegando al 20% del módulo para de inmediato instalar el soporte. Seguido de esto, se definen las características del concreto lanzado reforzado con malla y los pernos de anclaje, datos mostrados en la Figura 12-3 y Figura 12-4, e información tomada del proyecto en estudio, a continuación, se procedió con la instalación de los mismo, con una longitud empleada en los pernos de 2,0 m, considerando las longitudes mínimas con respecto al diámetro de la sección del túnel y espaciados cada 1,0 m en sección transversal.

| ZONA 1 C+M  |  |
|---|--|
| Name:   | ZONA 1 C+M   |
| Color:  | [Color Selection]  |
| Liner Type:   | Reinforced Concrete  |
| <input checked="" type="checkbox"/> Reinforcement   | Common Types [Icon]  |
| Spacing (m):  | 0.15   |
| Section Depth (m):                                  | 0.006  |
| Area (m2):  | 2.83e-005  |
| Moment of Inertia (m4):                             | 6.362e-011   |
| Young's Modulus (MPa):                              | 200000   |
| Poisson Ratio:                                      | 0.25   |
| Compressive Strength (MPa):                         | 420  |
| Tensile Strength (MPa):                             | 420  |
| Weight (kg/m):                                      | 0.444  |
| Wire Mesh(Canada):                                  | #6 (diameter=6mm)  |
| <input type="checkbox"/> Stage Concrete Properties  | Define Factors...  |
| <input checked="" type="checkbox"/> Concrete        |  |
| Thickness (m):                                      | 0.15   |
| Young's Modulus (MPa):                              | 21000  |
| Poisson Ratio:                                      | 0.2  |
| Compressive Strength (MPa):                         | 26   |
| Tensile Strength (MPa):                             | 3  |
| Unit Weight (MN/m3):                                | 0.024  |
| Material Type:                                      | <input checked="" type="radio"/> Elastic <input type="radio"/> Plastic |
| <input type="checkbox"/> Include Weight in Analysis |  |
| <input type="checkbox"/> Sliding Gap                |  |
| Strain at Locking:                                  | 5 %  |
| Beam Element Formulation:                           | Timoshenko   |

Figura 12-3. Características empleadas para el concreto lanzado del túnel Palacio - Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.



**PERNOS**

Name:  Bolt Color:

**Bolt Properties**

Bolt Type:

Bolt Diameter (mm):

Bolt Modulus, E (MPa):

Tensile Capacity (MN):

Residual Tensile Capacity (MN):

Out-of-plane Spacing (m):

**Bolt Model**

Elastic  Plastic  Joint Shear

**Pre-Tensioning**

Pre-Tensioning Force (MN):   Constant Force in Install Stage

**Face Plates**

Attached Face Plates

Add Pull-Out Force  
Force (MN):

Constant Shear Stiffness  
Stiffness (MN/m/m):

Add Bulges

**Bond Length**

Percent of Length:

Length (m):

Secondary Bond Length

Figura 12-4. Características empladas para la instalación de pernos de anclaje para el túnel Palacio - Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.

En la Figura 12-5 se puede observar las condiciones de contorno usando la modelación de elementos finitos y en la Figura 12-6 se puede observar los detalles de la sección transversal analizada con el soporte correspondiente.

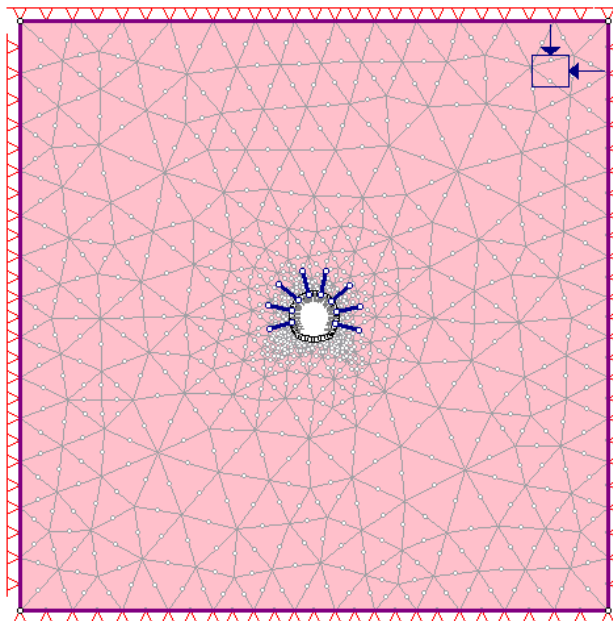


Figura 12-5. Vista general - Modelación en la instalación del soporte del túnel Palacio - Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.

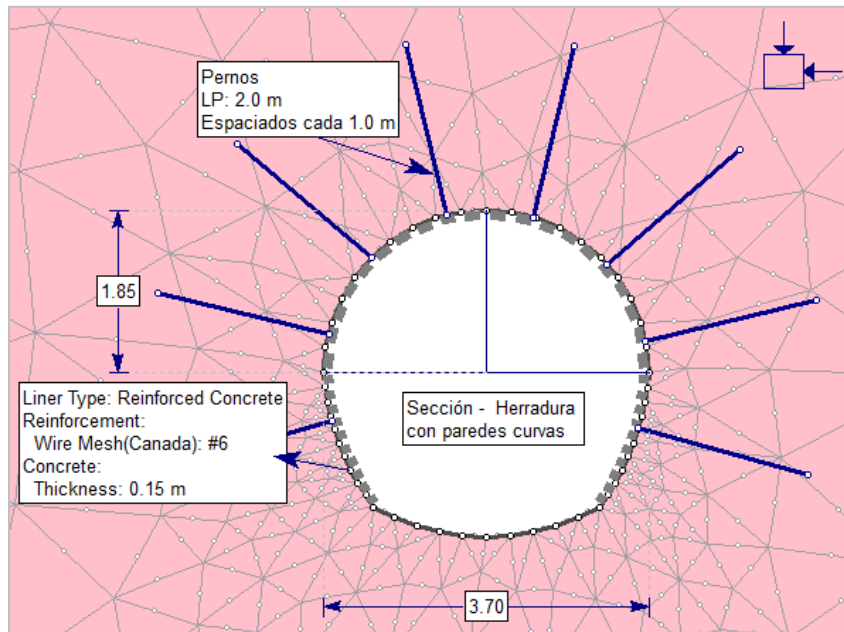


Figura 12-6. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos del túnel Palacio - Rioblanco. Fuente: Elaboración de la autora.

La triangulación por elementos finitos usada fue con 6 (interpolación cuadrática) para modelar el macizo rocoso (Lutita). Las propiedades de roca intacta y del macizo se presentan en el Capítulo 10 del presente documento, el cual fue considerado como un material elastoplástico perfecto.

#### Fase de resultados de la modelación

Después de realizado el proceso de modelación con los aspectos mencionados en las fases anteriores, se continuo con la interpretación del modelo para obtener el valor del desplazamiento de la sección y así mismo conocer el valor de convergencia. A continuación, se ilustran los resultados de los desplazamientos totales.

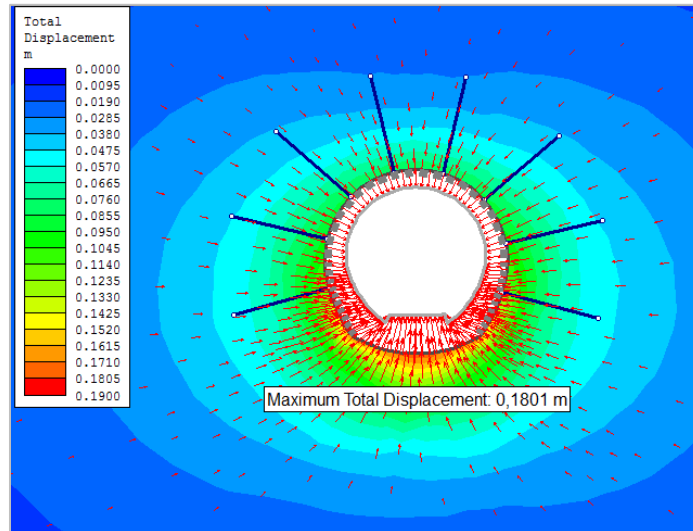


Figura 12-7. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,18 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 0,36 m (véase Figura 12-7).

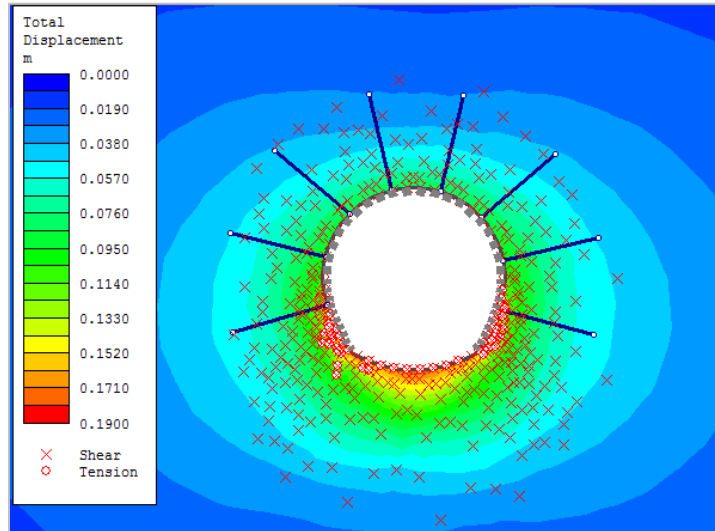


Figura 12-8. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior (Figura 12-8) se observa el valor aproximado del radio de la zona plastificada de la sección del túnel con un valor de 4,1 m.

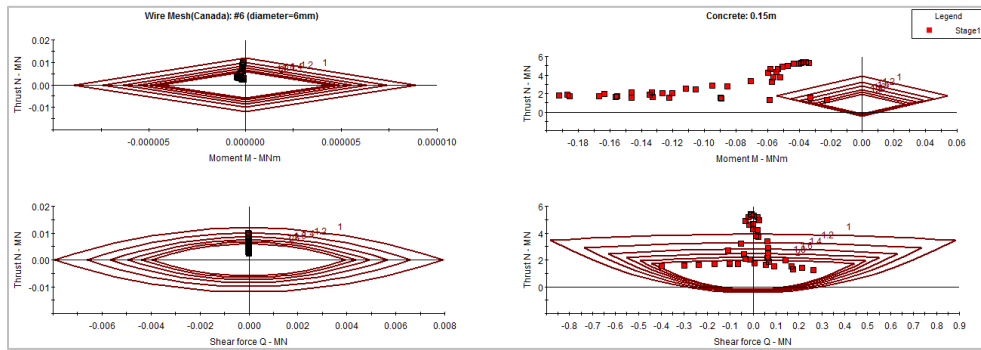


Figura 12-9. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad – Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.

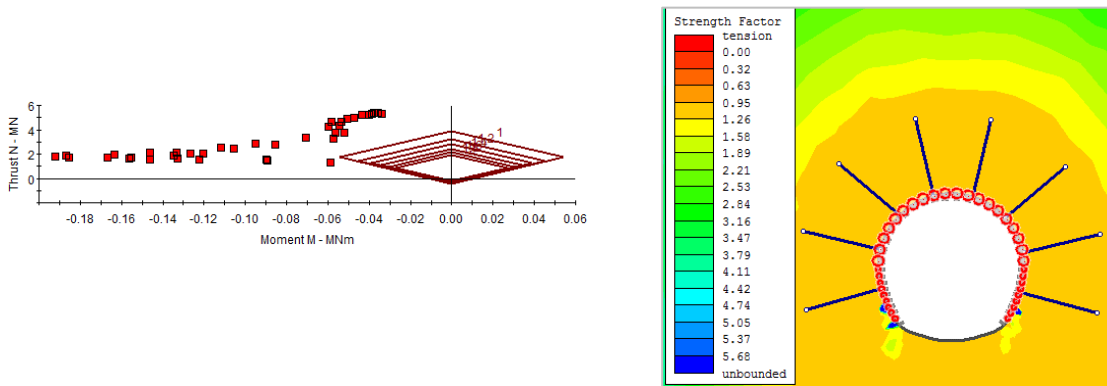


Figura 12-10. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 1.

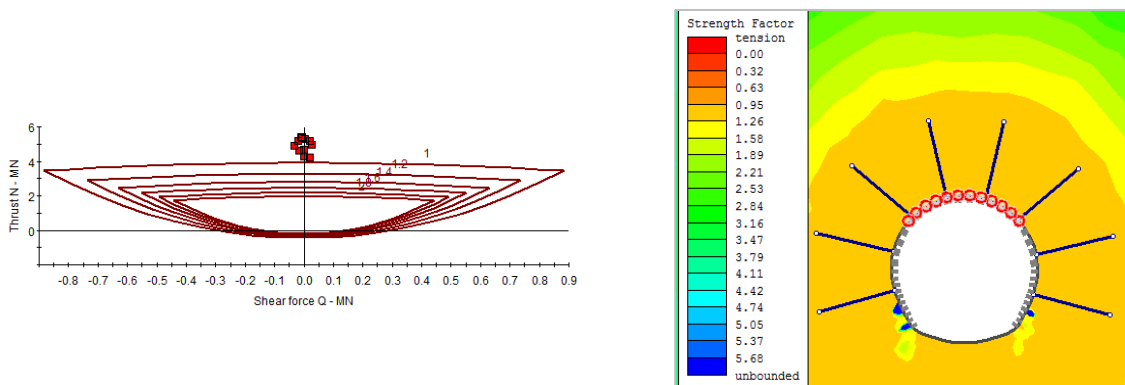


Figura 12-11. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 1.

Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 1 del túnel en estudio, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona falló en paredes y bóveda del túnel con un factor de seguridad alrededor de la sección de 0,95. Además, evaluando los factores de seguridad con las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales, se aprecia que el soporte del concreto lanzado falló en la sección de la bóveda (techo) con un factor de seguridad de 0,95.

### 12.1.2. Zona 2 (K12+650 - K12+740).

Para esta zona se aplicaron las siguientes cargas debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico (véase Figura 12-12):

|  |          |               |
|--|----------|---------------|
| Field Stress Type:   | Constant | OK            |
| Sigma 1 (MPa, Comp. +):                                    | 15       | Cancel        |
| Sigma 3 (MPa, Comp. +):                                    | 14.72    |               |
| Sigma Z (MPa, Comp. +):                                    | 14.72    |               |
| Angle (degrees from horizontal, CCW):                      | 0        | Statistics... |
| Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):     | 0        | Advanced >>   |
| Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): | 0        |               |

Figura 12-12. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 2

Una vez se interpreta el modelo se obtienen los siguientes resultados tanto del valor de desplazamientos totales como el radio de la zona plastificada de la sección del túnel (véase Figura 12-13 y Figura 12-14)

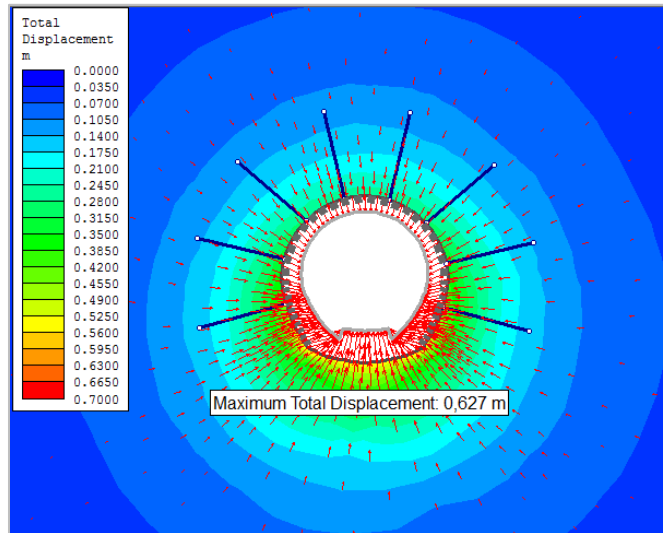


Figura 12-13. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,627 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 1,25 m.

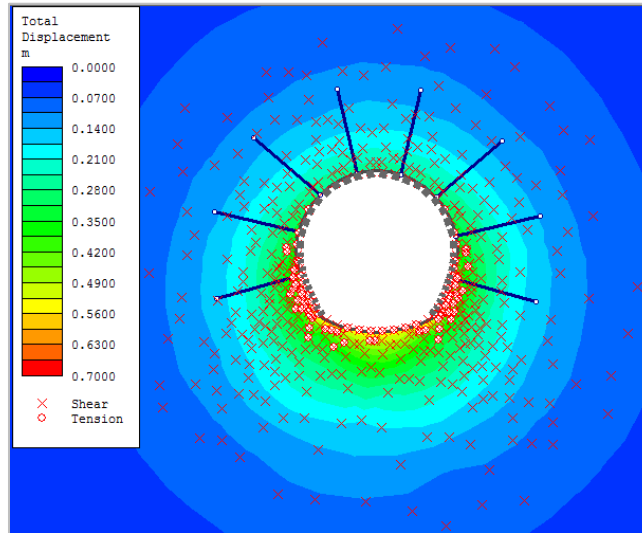


Figura 12-14. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior (Figura 12-14) se observa el valor aproximado del radio de la zona plástificada de la sección del túnel con un valor de 5,67 m.

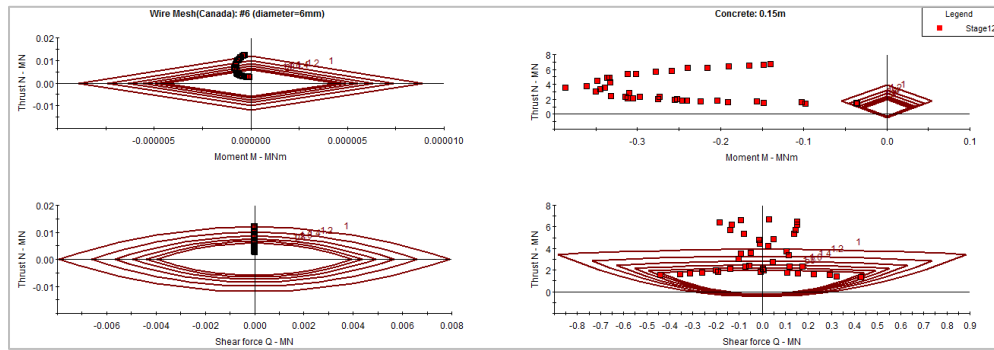


Figura 12-15. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco – Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.

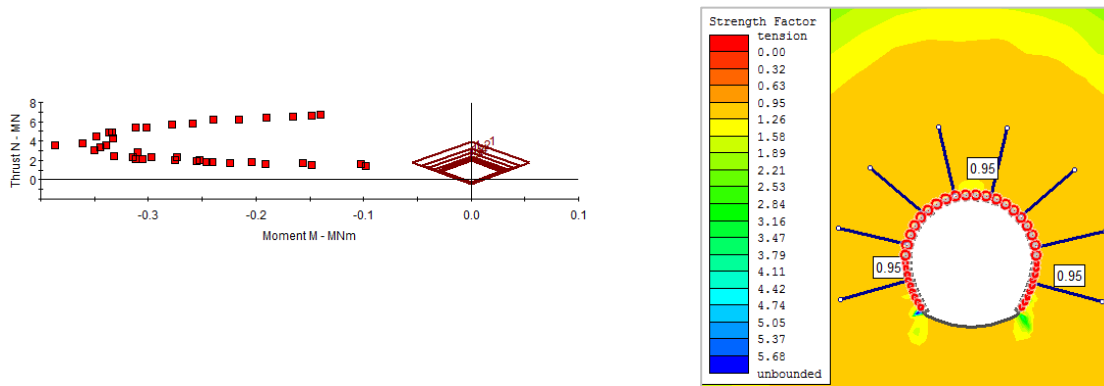


Figura 12-16. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 2.

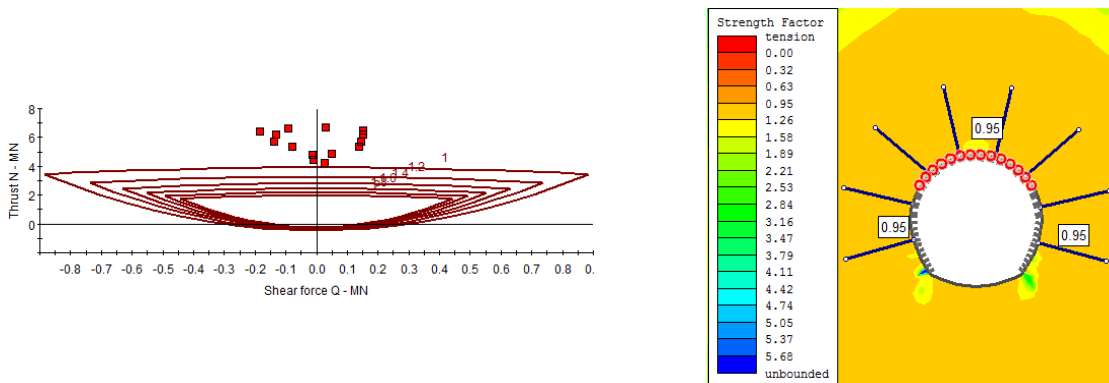
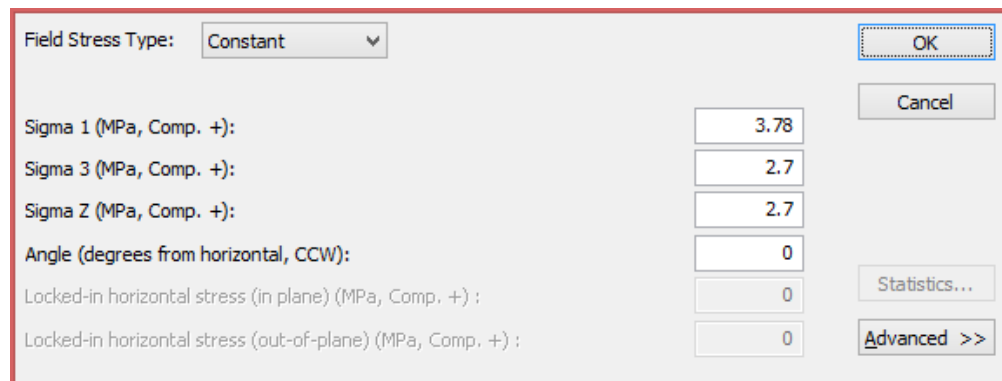


Figura 12-17. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 2.

Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 2 donde se emplearon las características del sostenimiento ya indicadas anteriormente, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona falló en paredes y bóveda del túnel con un factor de seguridad de 0,95 alrededor de la sección.

### 12.1.3. Zona 3 (K18+040 - K19+600).

Para esta zona se aplicaron las siguientes cargas debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico (véase Figura 12-18).



|  |          |               |
|--|----------|---------------|
| Field Stress Type:   | Constant | OK            |
| Sigma 1 (MPa, Comp. +):                                    | 3.78     | Cancel        |
| Sigma 3 (MPa, Comp. +):                                    | 2.7      |               |
| Sigma Z (MPa, Comp. +):                                    | 2.7      |               |
| Angle (degrees from horizontal, CCW):                      | 0        | Statistics... |
| Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):     | 0        | Advanced >>   |
| Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): | 0        |               |

Figura 12-18. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.

Una vez se interpreta el modelo se obtienen los siguientes resultados tanto del valor de desplazamientos totales como el radio de la zona plastificada de la sección del túnel (véase Figura 12-19 y Figura 12-20).



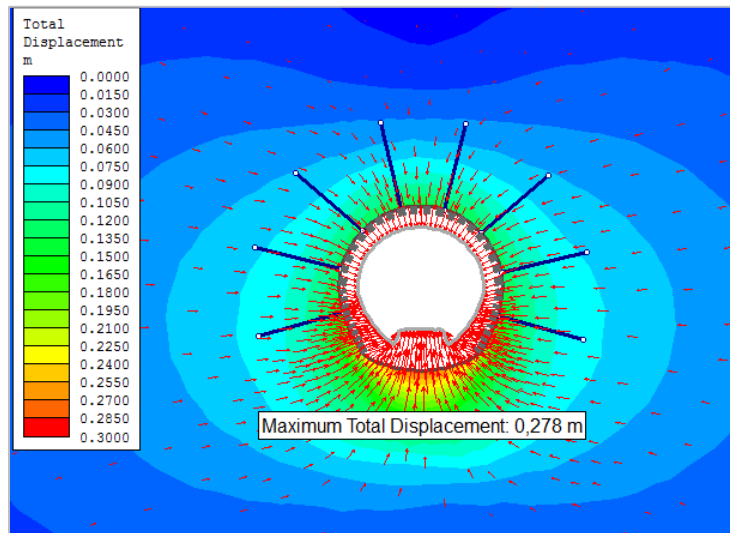


Figura 12-19. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la Figura 12-19 con respecto a la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,278 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 0,56 m.

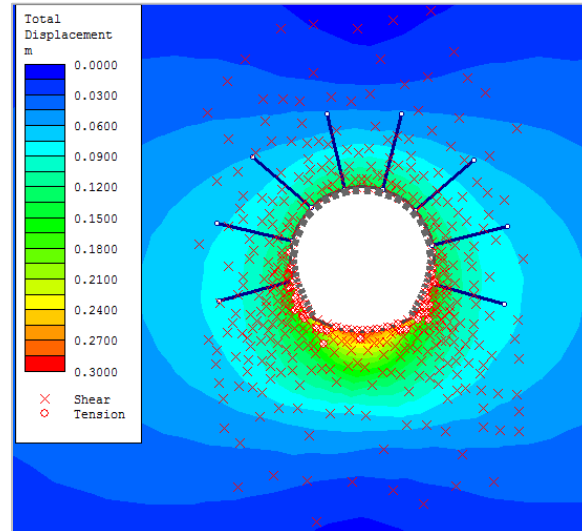


Figura 12-20. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior (Figura 12-20) se observa el valor aproximado del radio de la zona plastificada de la sección del túnel con un valor de 5,37 m.

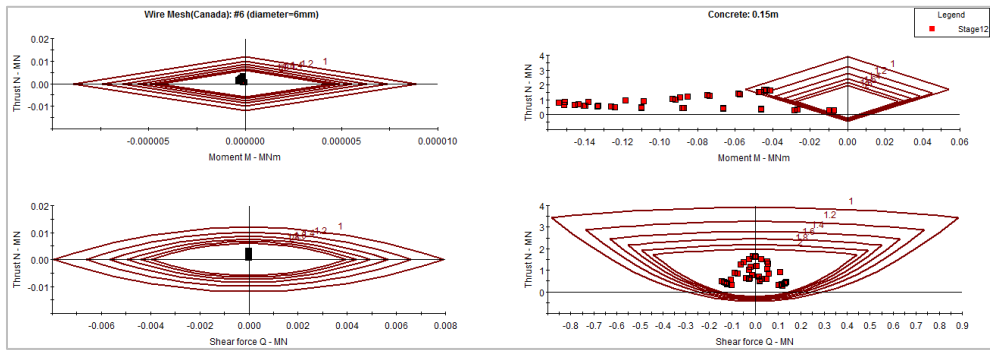


Figura 12-21. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.

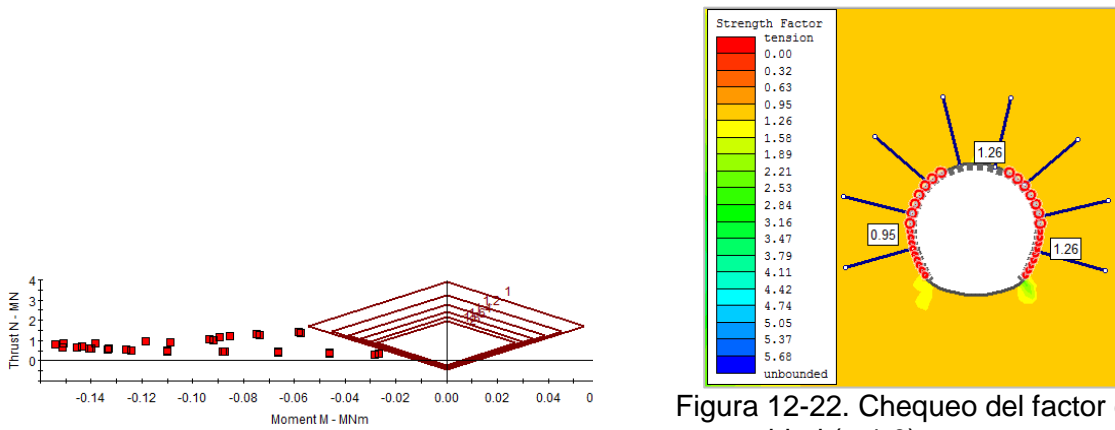


Figura 12-22. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 3.

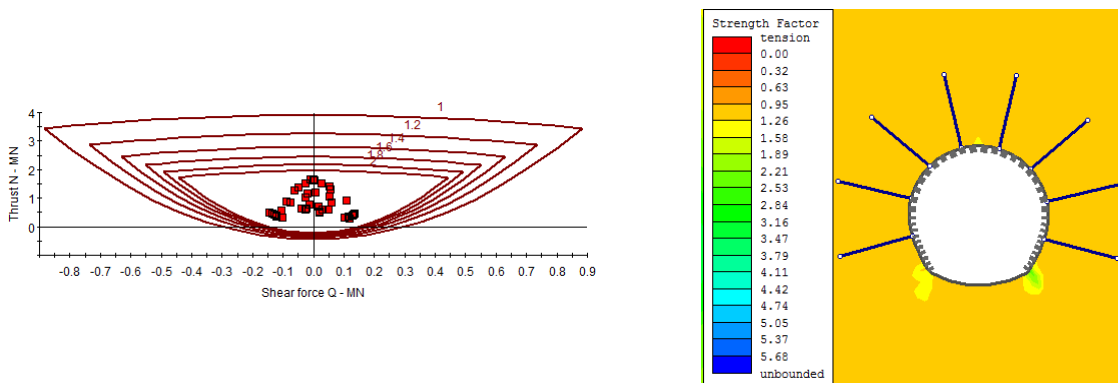


Figura 12-23. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en cada sección – Zona 3.

Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 3 donde se emplearon las características del sostenimiento ya indicadas anteriormente, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona falló en los hastiales (paredes) del túnel con un factor de seguridad de 0,95 y se mantuvo relativamente estable en la bóveda del túnel mostrando un factor de seguridad de 1,26. Sin embargo, se observa que con respecto a los factores de seguridad evaluados con las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales, se observa que el sostenimiento aplicado tiene un factor de seguridad mínimo de 2,0.

#### 12.1.4. Zona 4 (K21+340 - K21+900).

Para esta zona se aplicaron las siguientes cargas debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico (véase Figura 12-24)

|  |          |               |
|--|----------|---------------|
| Field Stress Type:   | Constant | OK            |
| Sigma 1 (MPa, Comp. +):                                    | 6.855    | Cancel        |
| Sigma 3 (MPa, Comp. +):                                    | 5.273    |               |
| Sigma Z (MPa, Comp. +):                                    | 5.273    |               |
| Angle (degrees from horizontal, CCW):                      | 0        |               |
| Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):     | 0        | Statistics... |
| Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): | 0        | Advanced >>   |

Figura 12-24. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora.

Una vez se interpreta el modelo se obtienen los siguientes resultados tanto del valor de desplazamientos totales como el radio de la zona plastificada de la sección del túnel (véase Figura 12-25 y Figura 12-26).

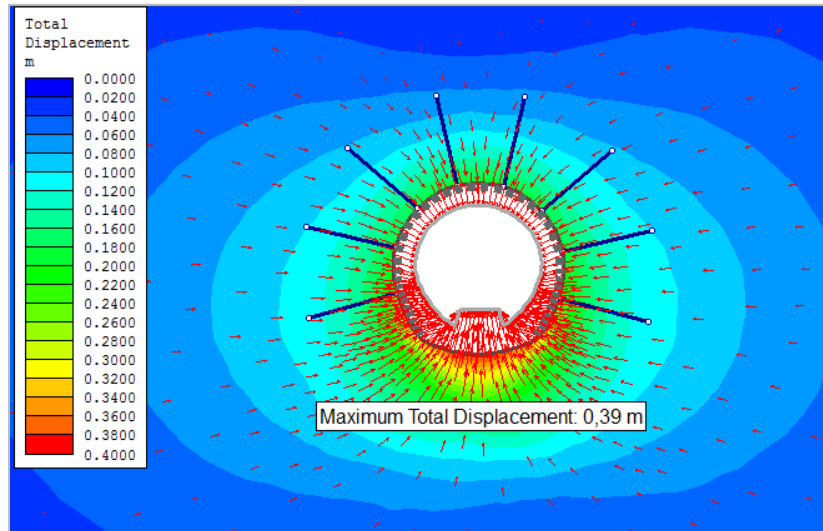


Figura 12-25. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,39 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 0,78 m.

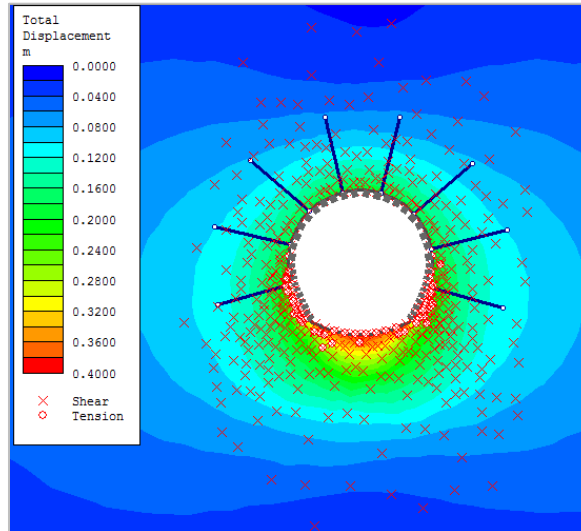


Figura 12-26. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior (Figura 12-26) se observa el valor aproximado del radio de la zona plástificada de la sección del túnel con un valor de 4,91 m.

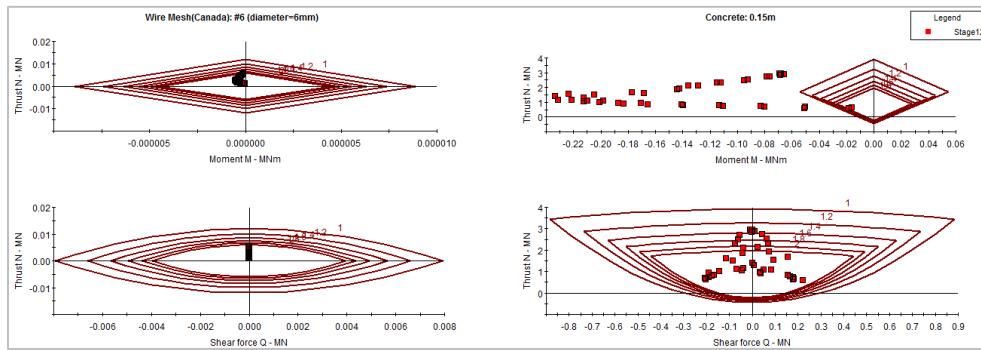


Figura 12-27. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco – Zona 4. Fuente: Elaboración de la autora.

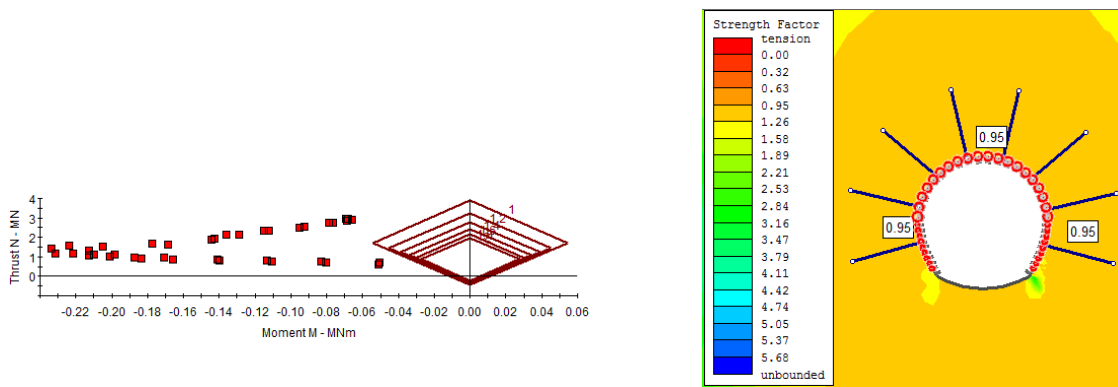


Figura 12-28. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 4.

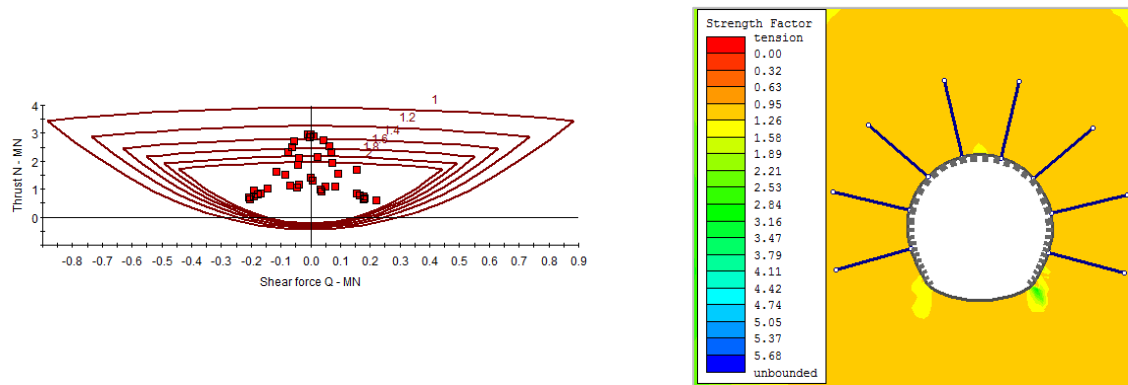


Figura 12-29. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 4.

Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 4 donde se emplearon las características del sostenimiento indicadas anteriormente, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona falló en los hastiales (paredes) y en la bóveda del túnel con un factor de seguridad de 0,95. Sin embargo, se observa que con respecto a los factores de seguridad evaluados con las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales, se observa que el sostenimiento aplicado tiene un factor de seguridad aproximado de 1,2.

### 12.1.5. Zona 5 (K27+850 - K28+250).

Para esta zona se aplicaron las siguientes cargas debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico (véase Figura 12-30).



|  |          |               |
|--|----------|---------------|
| Field Stress Type:   | Constant | OK            |
| Sigma 1 (MPa, Comp. +):                                    | 3.434    | Cancel        |
| Sigma 3 (MPa, Comp. +):                                    | 2.453    |               |
| Sigma Z (MPa, Comp. +):                                    | 2.453    |               |
| Angle (degrees from horizontal, CCW):                      | 0        | Statistics... |
| Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):     | 0        | Advanced >>   |
| Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): | 0        |               |

Figura 12-30. Campo de esfuerzos para el túnel Palacio-Rioblanco – Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.

Una vez se interpreta el modelo se obtienen los siguientes resultados tanto del valor de desplazamientos totales como el radio de la zona plastificada de la sección del túnel (véase Figura 12-31 y Figura 12-32).

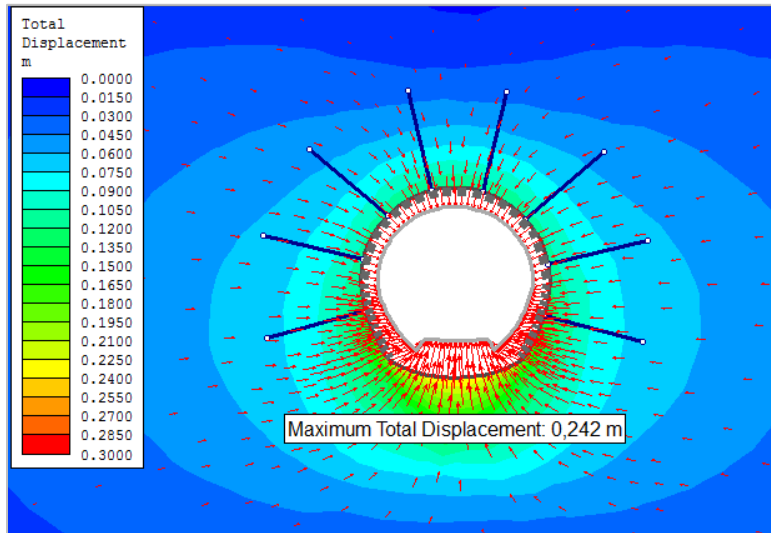


Figura 12-31. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,242 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 0,484 m.

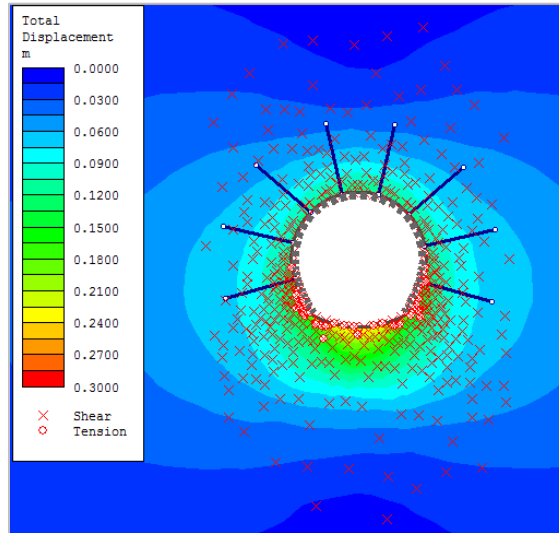


Figura 12-32. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Palacio-Rioblanco - Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior (Figura 12-32) se observa el valor aproximado del radio de la zona plastificada de la sección del túnel con un valor de 5,32 m.

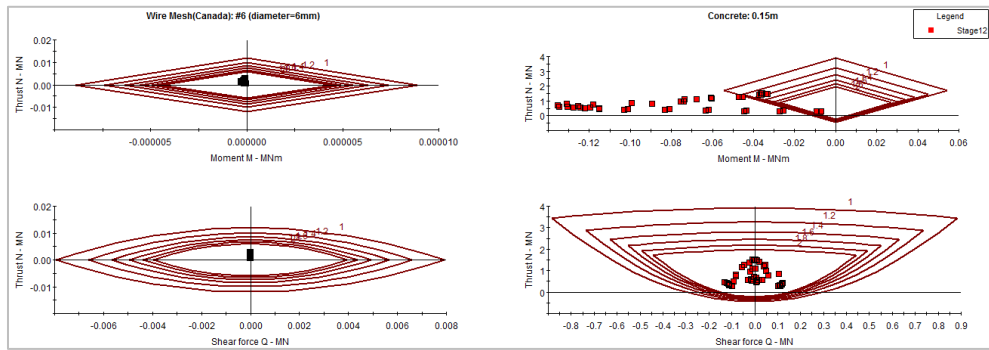


Figura 12-33. Diagrama de capacidad de soporte para el concreto lanzado reforzado con malla de 0,15 m de espesor versus el factor de seguridad del túnel Palacio-Rioblanco – Zona 5. Fuente: Elaboración de la autora.

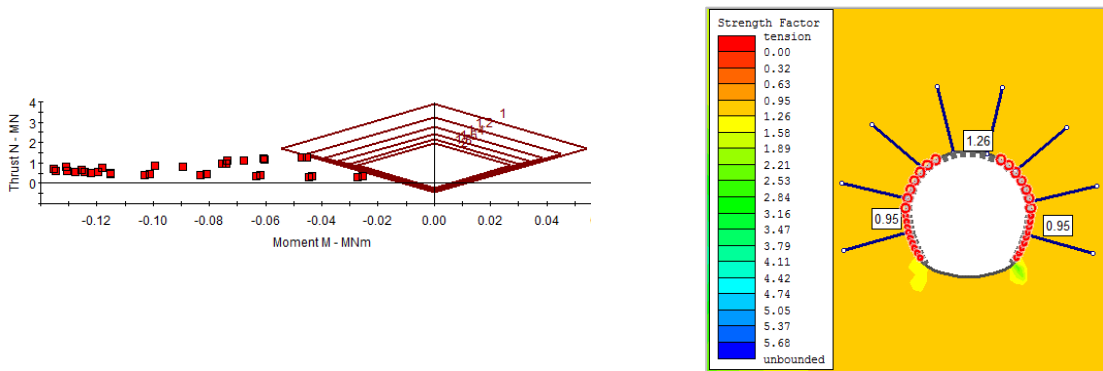


Figura 12-34. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 5.

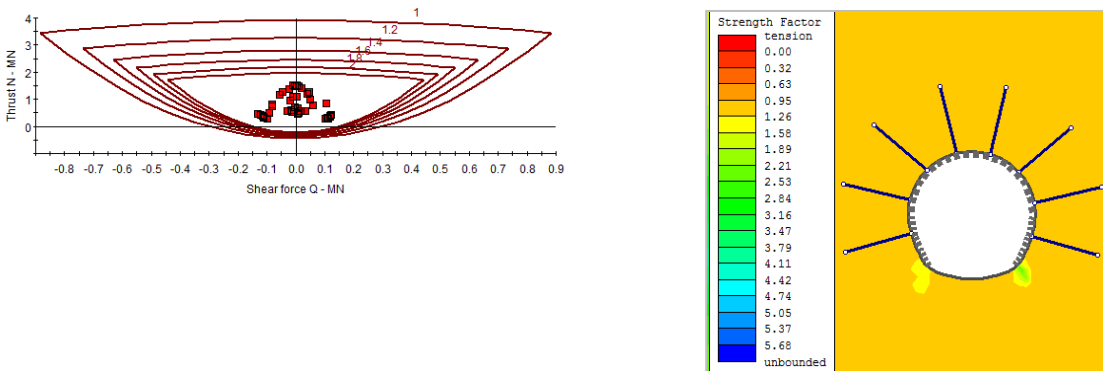


Figura 12-35. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 5.



Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 5 donde se emplearon las características del sostenimiento indicadas anteriormente, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona falló en los hastiales (paredes) del túnel con un factor de seguridad de 0,95 y se mantuvo relativamente estable en algunos sectores de la bóveda (techo) del túnel mostrando un factor de seguridad de 1,26. Sin embargo, se observa que con respecto a los factores de seguridad evaluados con las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales, se observa que el sostenimiento aplicado tiene un factor de seguridad mínimo de 2,0.

### 12.1.6. Resumen de resultados.

En la siguiente tabla se presenta el resumen de los resultados obtenidos con la modelación por elementos finitos del túnel Palacio-Rioblanco del proyecto Chingaza:

Tabla 12-1. Resumen de resultados modelación en elementos finitos

| Zona No. | Tipo de roca | Cobertura (m) | K de esfuerzos | Resultados de las modelaciones (Phase2) |                          |                        |                                |
|----------|--------------|---------------|----------------|---|--------------------------|------------------------|--------------------------------|
|          |              |               |                | Radio plástico (m)                      | Desplazamiento Total (m) | Convergencia Total (m) | Porcentaje en Convergencia (%) |
| 1        | Lutita       | 500           | 1,14           | 4,1                                     | 0,18                     | 0,36                   | 9,7                            |
| 2        | Lutita       | 600           | 1,02           | 5,67                                    | 0,63                     | 1,25                   | 33,9                           |
| 3        | Arcillolita  | 110           | 1,4            | 5,37                                    | 0,28                     | 0,56                   | 15,0                           |
| 4        | Lutita       | 215           | 1,3            | 4,91                                    | 0,39                     | 0,78                   | 21,1                           |
| 5        | Arcillolita  | 100           | 1,4            | 5,32                                    | 0,24                     | 0,48                   | 13,1                           |

Fuente: Elaboración de la autora.

Con base en los resultados obtenidos en las modelaciones para cada una de las zonas en estudio, a continuación, se ilustra gráficamente el comportamiento del túnel con relación al valor del k de esfuerzos y los valores de convergencia entre el resultado en las modelaciones como el valor real (Véase Figura 12-36).

Tabla 12-2. Datos del valor de convergencia y el K de esfuerzos

| Zona No. | Tipo de roca | Cobertura (m) | K de esfuerzos | Convergencia Total - Real, $\int_R$ (m) | Convergencia Total - Modelación, $\int_M$ (m) | $\frac{\int_M}{\int_R}$ |
|----------|--------------|---------------|----------------|---|---|-------------------------|
| 1        | Lutita       | 500           | 1,14           | 0,37                                    | 0,36  | 0,97                    |
| 2        | Lutita       | 600           | 1,02           | 1,0                                     | 1,25  | 1,25                    |
| 3        | Arcillolita  | 110           | 1,4            | 0,45                                    | 0,56  | 1,24                    |
| 4        | Lutita       | 215           | 1,3            | 0,6                                     | 0,78  | 1,30                    |
| 5        | Arcillolita  | 100           | 1,4            | 0,45                                    | 0,48  | 1,08                    |

Fuente: Elaboración de la autora.

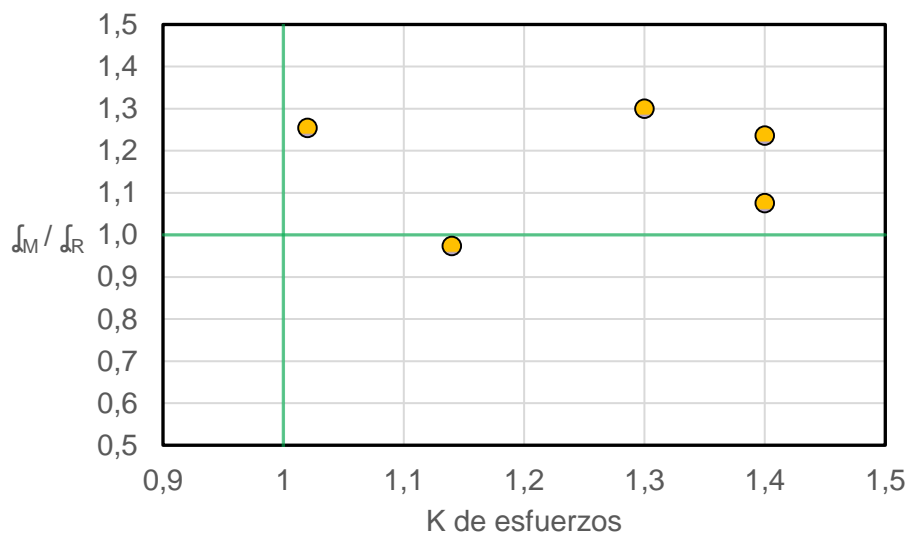


Figura 12-36. Variación del k de esfuerzos con respecto a la relación entre las convergencias. Fuente: Elaboración de la autora.

Observando el gráfico anterior (Figura 12-36), se puede concluir que el valor de convergencia obtenido por medio de modelos numéricos, es muy similar, en algunos casos por encima comparado con el valor real ocurrido en el túnel en estudio durante construcción. Por tanto, se puede considerar que los análisis realizados por medio de un modelo numérico no están alejados de la realidad, solo sí se cuenta con suficiente información geomecánica del macizo rocoso y se entiende claramente la influencia de los esfuerzos in-situ en términos del K de esfuerzos, siendo este un concepto importante a la hora de realizar cualquier modelación numérica, ya sea desde lo más simple, a modelar un macizo de alta complejidad.

## 12.2. Túnel Yacambú – Quibor

### 12.2.1. Zona 1 (K2+100).

En la siguiente figura (Figura 12-37) se realiza la aplicación de la carga debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico presente en la zona para el correspondiente análisis, en un modelo de elemento finitos utilizando el Phase2:



|  |          |               |
|--|----------|---------------|
| Field Stress Type:   | Constant | OK            |
| Sigma 1 (MPa, Comp. +):                                    | 14.82    | Cancel        |
| Sigma 3 (MPa, Comp. +):                                    | 14.82    |               |
| Sigma Z (MPa, Comp. +):                                    | 14.82    |               |
| Angle (degrees from horizontal, CCW):                      | 0        |               |
| Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):     | 0        | Statistics... |
| Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): | 0        | Advanced >>   |

Figura 12-37. Campo de esfuerzos para el túnel Yacambú - Quibor – Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.

Fase inicial: Relajación del módulo de elasticidad del macizo rocoso

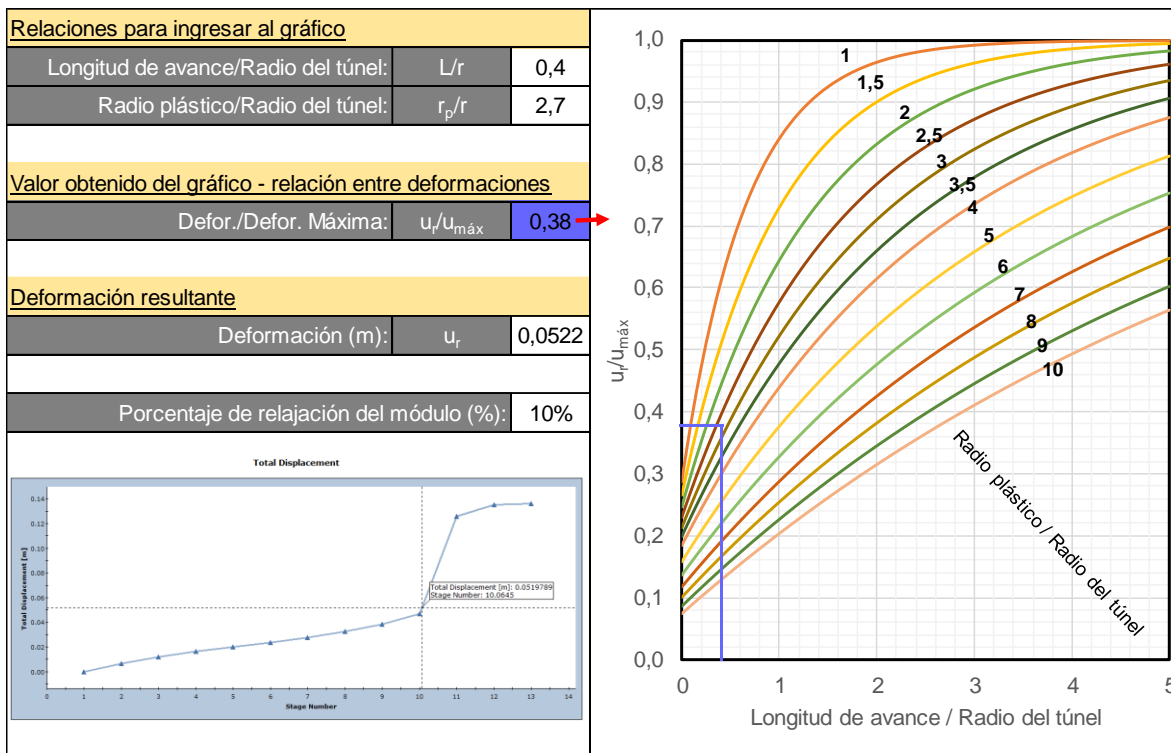
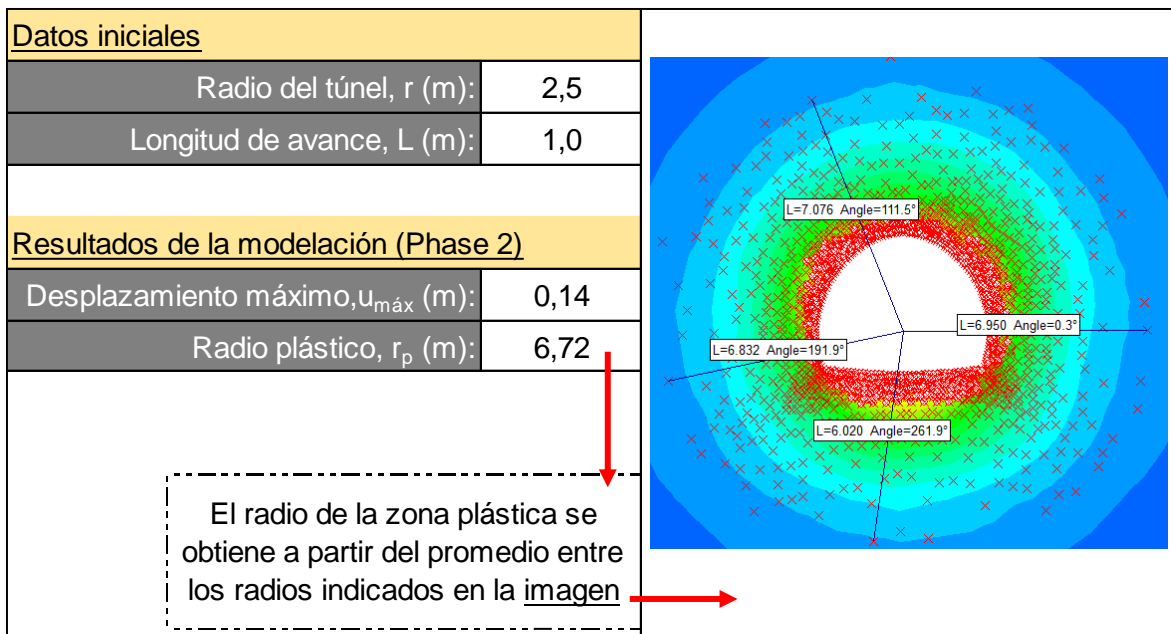


Figura 12-38. Procedimiento para obtener la etapa de instalación del soporte – Túnel Yacambú – Quibor - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.

El procedimiento descrito en la figura anterior se realizó para determinar el porcentaje de relajación del módulo, tomando porcentajes desde el 90% hasta el 10% (90%, 80%,..., 20%

y 10%), analizando la sección sin sostenimiento para de esta manera obtener la etapa en la que se debe instalar el soporte en la excavación del túnel. Como datos necesarios para el análisis, se inicia conociendo el radio del túnel y la longitud de avance del frente de excavación, a partir de ello, se requiere determinar el radio de la zona plástica, el cual se obtiene a partir del promedio de radios plásticos tomados en diferentes zonas alrededor del túnel. Otro dato obtenido, es el desplazamiento máximo que presentó la sección de excavación. Finalmente, utilizando el método de Vlachopoulos y Diederichs («Tutorial 24 - Phase2 v.8.0: Tunnel Lining Design», s. f.) para obtener el desplazamiento antes de la instalación del soporte, se ingresa a la gráfica (nomograma empleando las ecuaciones de Vlachopoulos y Diederichs (Evert Hoek et al., 2008)) y se obtiene fácilmente el valor de convergencia antes de la instalación de soporte. Conociendo este resultado se procede a determinar la etapa o en qué porcentaje se debe relajar el módulo para así instalar el soporte correspondiente.

Para este caso se obtuvo que el porcentaje de relación del módulo antes de la instalación del soporte era del 10%.

#### Fase de instalación del soporte: Concreto lanzado + Arcos de acero tipo WF 6x20 + Pernos de anclaje + instalación de solera

Una vez definido el porcentaje de relajación del módulo, se continuó con la modelación del túnel llegando al 10% del módulo para de inmediato instalar el soporte. Seguido de esto, se definen las características del sostenimiento, datos mostrados en la Figura 12-39, Figura 12-40 y Figura 12-41, e información tomada del proyecto en estudio, a continuación, se procedió con la instalación de los mismo, con una longitud empleada en los pernos de 2,0m, y espaciados cada 1,0m en sección transversal.

**CONCRETO**

Name:  Color:  Liner Type:

Reinforcement Common Types

Spacing (m):   
 Section Depth (m):   
 Area (m<sup>2</sup>):   
 Moment of Inertia (m<sup>4</sup>):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Weight (kg/m):   
 I-beam(W): W150 x 29.8

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Unit Weight (MN/m<sup>3</sup>):

Material Type:  Elastic  Plastic  
 Include Weight in Analysis  
 Sliding Gap  
 Strain at Locking:  %

Beam Element Formulation:

Figura 12-39. Características empleadas para el concreto lanzado en la sección del túnel.

**SOLERA CURVA**

Name:  Color:  Liner Type:

Reinforcement Common Types

Spacing (m):   
 Section Depth (m):   
 Area (m<sup>2</sup>):   
 Moment of Inertia (m<sup>4</sup>):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Weight (kg/m):   
 I-beam(W): W150 x 29.8

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Unit Weight (MN/m<sup>3</sup>):

Material Type:  Elastic  Plastic  
 Include Weight in Analysis  
 Sliding Gap  
 Strain at Locking:  %

Beam Element Formulation:

Figura 12-40. Características empleadas para el concreto lanzado en la solera del túnel.

**PERNOS**

Name:  Bolt Color:

**Bolt Properties**

Bolt Type:

Bolt Diameter (mm):

Bolt Modulus, E (MPa):

Tensile Capacity (MN):

Residual Tensile Capacity (MN):

Out-of-plane Spacing (m):

**Bolt Model**

Elastic  Plastic  Joint Shear

**Face Plates**

Attached Face Plates

Add Pull-Out Force  
Force (MN):

Constant Shear Stiffness  
Stiffness (MN/m/m):

Add Bulges

**Bond Length**

Percent of Length:

Length (m):

Secondary Bond Length

**Pre-Tensioning**

Pre-Tensioning Force (MN):   Constant Force in Install Stage

Figura 12-41. Características empladas para la instalación de pernos de anclaje.

En la Figura 12-42 se puede observar las condiciones de contorno usando la modelación de elementos finitos y en la Figura 12-43 se puede observar los detalles de la sección transversal analizada con el soporte correspondiente.

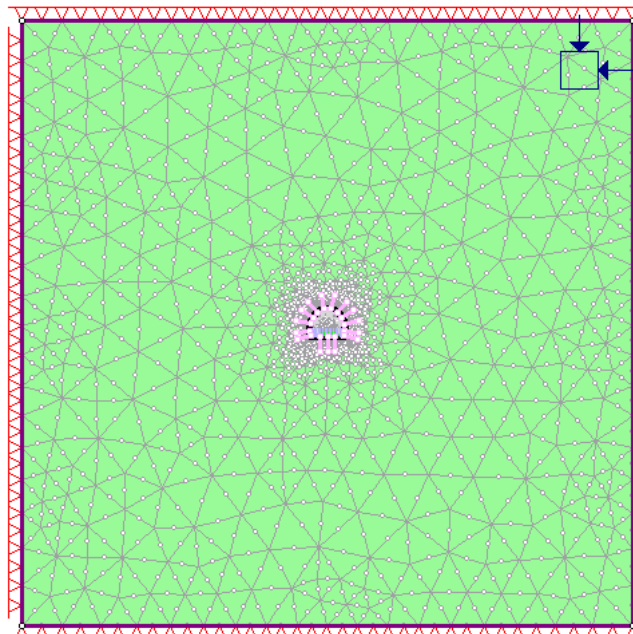


Figura 12-42. Vista general - Modelación en la instalación del soporte del túnel Yacambú - Quibor. Fuente: elaboración de la autora.

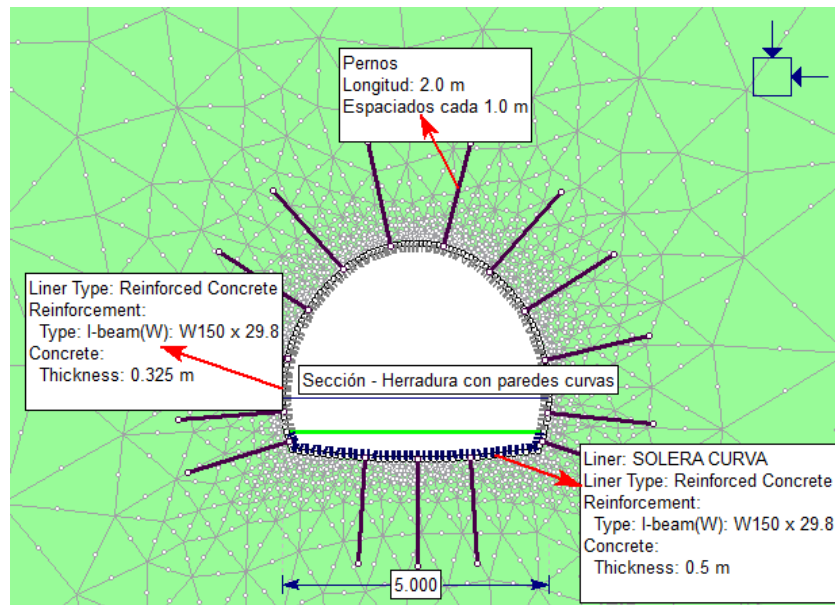


Figura 12-43. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: elaboración de la autora.

La triangulación por elementos finitos usada fue con 6 (interpolación cuadrática) para modelar el macizo rocoso (Filita gráfica). Las propiedades de roca intacta y del macizo se presentan en el Capítulo 10 del presente documento, el cual fue considerado como un material elastoplástico perfecto.

#### Fase de resultados de la modelación

Después de realizado el proceso de modelación con los aspectos mencionados en las fases anteriores, se continuo con la interpretación del modelo para obtener el valor del desplazamiento de la sección y así mismo conocer el valor de convergencia. A continuación, se ilustran los resultados de los desplazamientos totales.



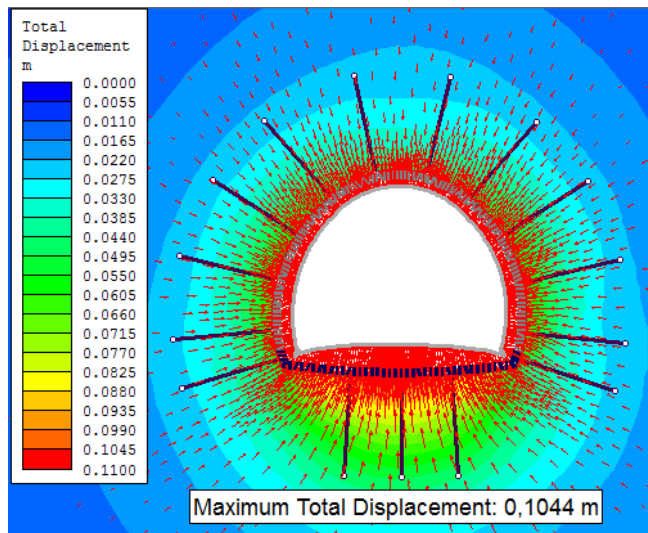


Figura 12-44. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Yacambú - Quibor - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la Figura 12-44 con respecto a la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,104 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 0,21 m.

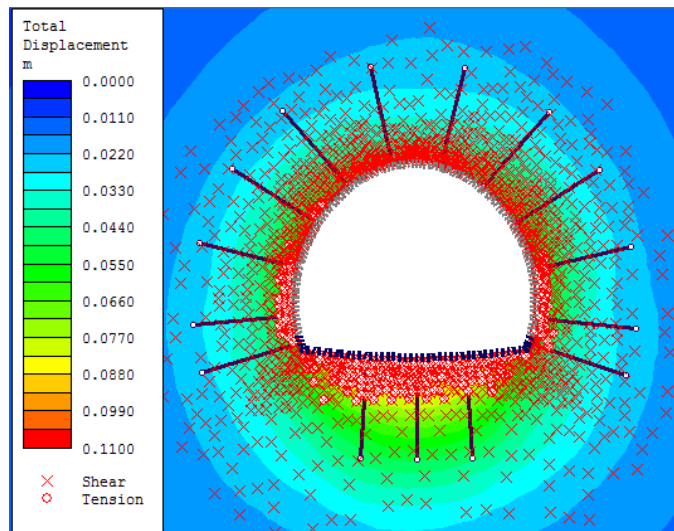


Figura 12-45. Resultado de la zona plástica de la sección del túnel Yacambú – Quibor - Zona 1. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior (Figura 12-45) se observa el valor aproximado del radio de la zona plástica de la sección del túnel con un valor aproximado de 5,4 m.

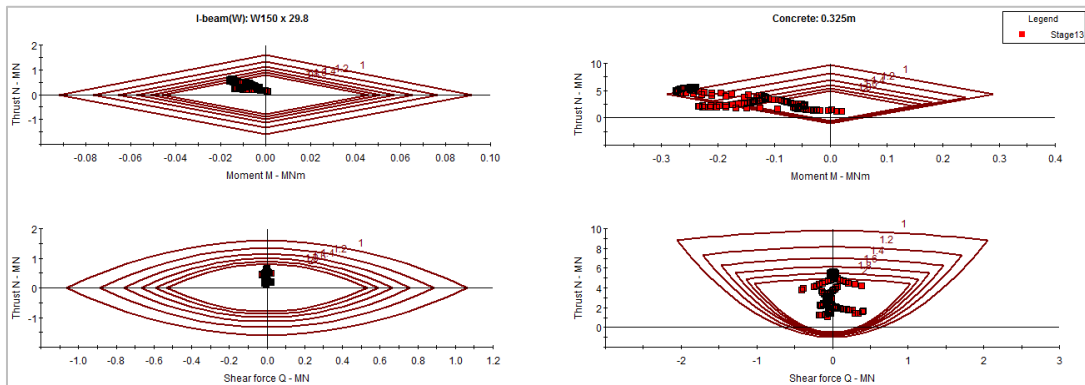


Figura 12-46. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad – Zona 1 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

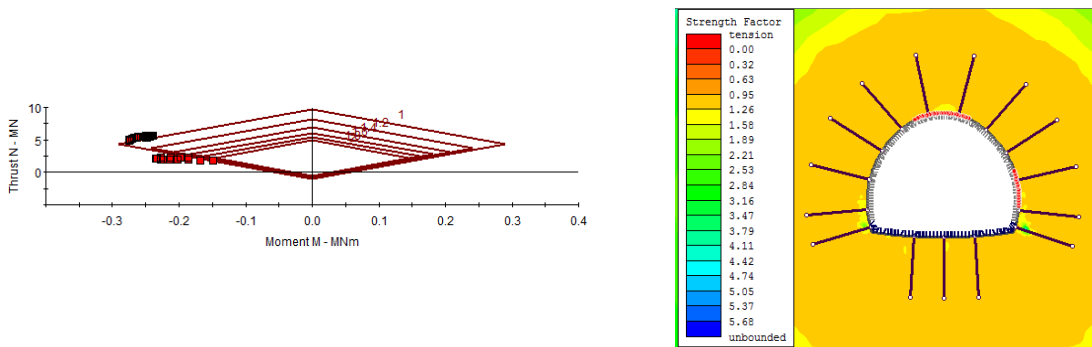


Figura 12-47. Chequeo del factor de seguridad ( $< 1,0$ ) que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en la sección – Zona 1.

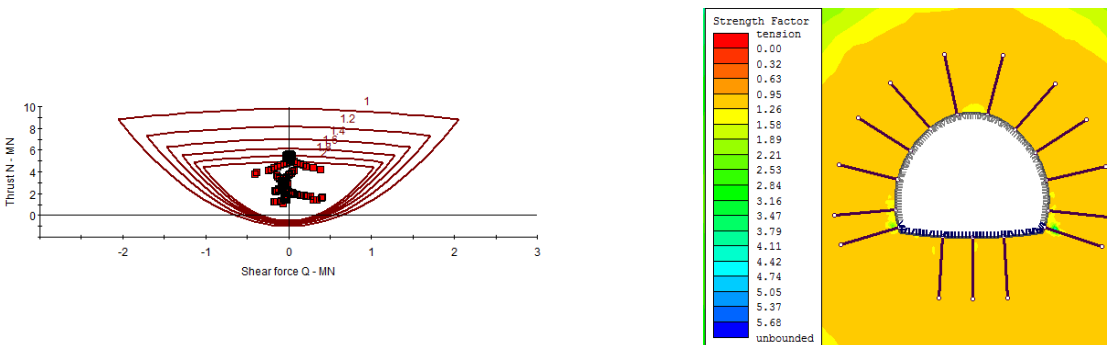


Figura 12-48. Chequeo del factor de seguridad que presenta el concreto lanzado con respecto a las combinaciones de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales en la sección – Zona 1.

Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 1 del túnel Yacambú – Quibor, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona falló en algunos sectores de la sección tanto en la bóveda como en el hastial derecho con un factor de seguridad de 0,95, aunque en algunos sectores de la bóveda presenta un factor de seguridad de 1,26.

### **12.2.2. Zona 2 (K10+000 - K12+000).**

Para esta zona se obtuvo que el porcentaje de relajación del módulo antes de la instalación del soporte era del 10%. A continuación, se indica la fase de instalación del soporte y se observa también la geometría del túnel.

Fase de instalación del soporte: Concreto lanzado + Arcos de acero tipo WF 6x20 + Pernos de anclaje + concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm

Una vez definido el porcentaje de relajación del módulo, se continuó con la modelación del túnel llegando al 10% del módulo para de inmediato instalar el soporte. Seguido de esto, se definen las características del sostenimiento, datos mostrados en la Figura 12-49, Figura 12-50 y Figura 12-51, e información tomada del proyecto en estudio.

A continuación, se procedió con la instalación de los mismo, con una longitud empleada en los pernos de 2,0m, y espaciados cada 1,0m en sección transversal. El proceso de instalación del concreto lanzado reforzado y los arcos fue la siguiente:

1. Primero se realizó la instalación de los arcos de acero de tipo WF 6x20 embebidos en una capa de concreto lanzado de 20 cm de espesor,
2. Luego se realizó la aplicación de otra capa de concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm con un espesor de 40 cm.

**CAPA1 20cm (CL+ARCOS)**

Name: CAPA1 20cm (CL+ARCOS) Color:   Liner Type: Reinforced Concrete

Reinforcement Common Types

Spacing (m):   
 Section Depth (m):   
 Area (m2):   
 Moment of Inertia (m4):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Weight (kg/m):   
 I-beam(W): W6 x 20

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Unit Weight (MN/m3):

Material Type:  Elastic  Plastic  
 Include Weight in Analysis  
 Sliding Gap  
 Strain at Locking:  %

Beam Element Formulation: Timoshenko

Figura 12-49. Características empleadas para el concreto lanzado + arcos de acero WF 6x20 en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.

**CAPA2 40cm (CL+MALLA)**

Name: CAPA2 40cm (CL+MALLA) Color:   Liner Type: Reinforced Concrete

Reinforcement Common Types

Spacing (m):   
 Section Depth (m):   
 Area (m2):   
 Moment of Inertia (m4):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Weight (kg/m):   
 Wire Mesh(Canada): #6 (diameter =6mm)

Stage Concrete Properties Define Factors...

Concrete

Thickness (m):   
 Young's Modulus (MPa):   
 Poisson Ratio:   
 Compressive Strength (MPa):   
 Tensile Strength (MPa):   
 Unit Weight (MN/m3):

Material Type:  Elastic  Plastic  
 Include Weight in Analysis  
 Sliding Gap  
 Strain at Locking:  %

Beam Element Formulation: Timoshenko

Figura 12-50. Características empleadas para el concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.

**PERNOS**

Name:

Bolt Color:

**Bolt Properties**

Bolt Type:

Bolt Diameter (mm):

Bolt Modulus, E (MPa):

Tensile Capacity (MN):

Residual Tensile Capacity (MN):

Out-of-plane Spacing (m):

**Face Plates**

Attached Face Plates

Add Pull-Out Force

Force (MN):

Constant Shear Stiffness

Stiffness (MN/m/m):

Add Bulges

**Bond Length**

Percent of Length:

Length (m):

Secondary Bond Length

**Bolt Model**

Elastic  Plastic  Joint Shear

**Pre-Tensioning**

Pre-Tensioning Force (MN):

Constant Force in Install Stage

Figura 12-51. Características empleadas para la instalación de pernos de anclaje. Fuente: Elaboración de la autora.

En la Figura 12-52 se puede observar las condiciones de contorno usando la modelación de elementos finitos y en la Figura 12-53 se puede observar los detalles de la sección transversal (sección circular) analizada con el soporte correspondiente.

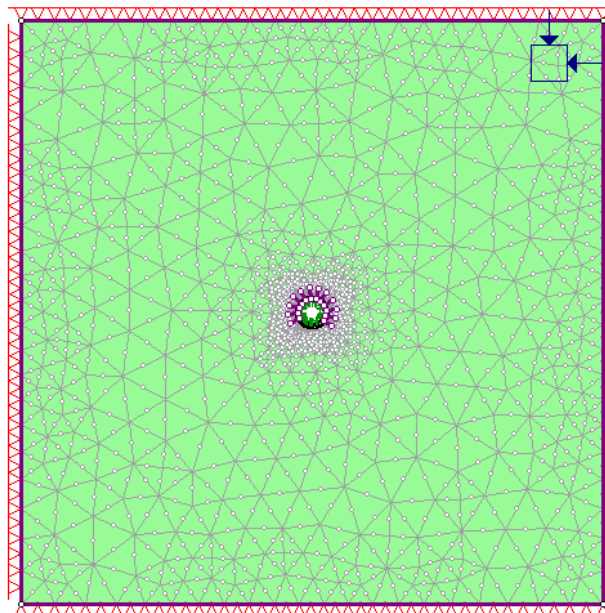


Figura 12-52. Vista general - Modelación en la instalación del soporte. Fuente: Elaboración de la autora.

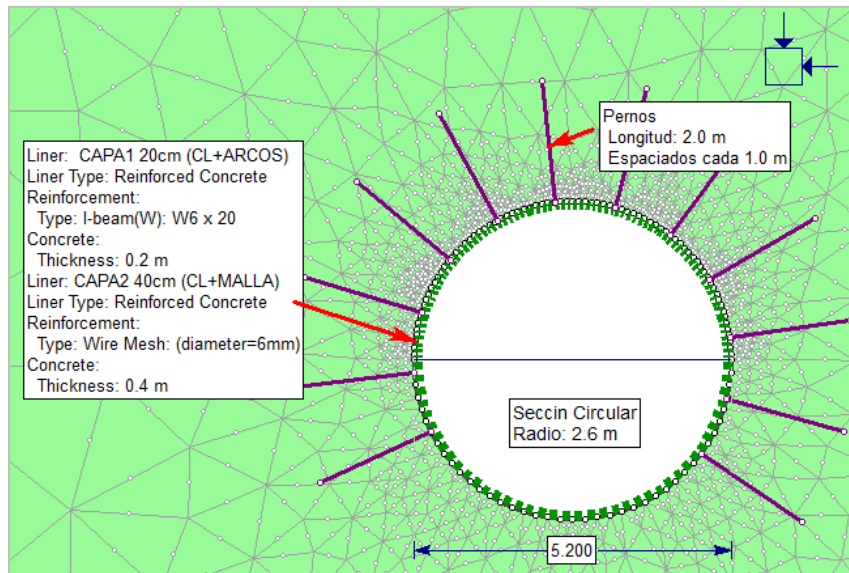


Figura 12-53. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos – Túnel Yacambú – Quibor – Zona 2. Fuente: elaboración de la autora.

Para esta zona se aplicaron las siguientes cargas debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico (véase Figura 12-54), siendo esta zona la que presentaba mayor sobrecarga con una profundidad de 1200 m de cobertura aproximadamente, lo que dio origen a grandes deformaciones y además por presentar un macizo altamente deformado tectónicamente en presencia de rocas de tipo filitas gráficas de resistencia blanda.



Figura 12-54. Campo de esfuerzos in-situ para el túnel Yacambú – Quibor – Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.

Una vez se interpreta el modelo con su respectiva información de análisis, se obtienen los resultados tanto del valor del desplazamiento máximo total como el radio de la zona plastificada de la sección del túnel, así como también, los resultados de los diagramas de capacidad de soporte. (Véase Figura 12-55, Figura 12-56 y Figura 12-57)

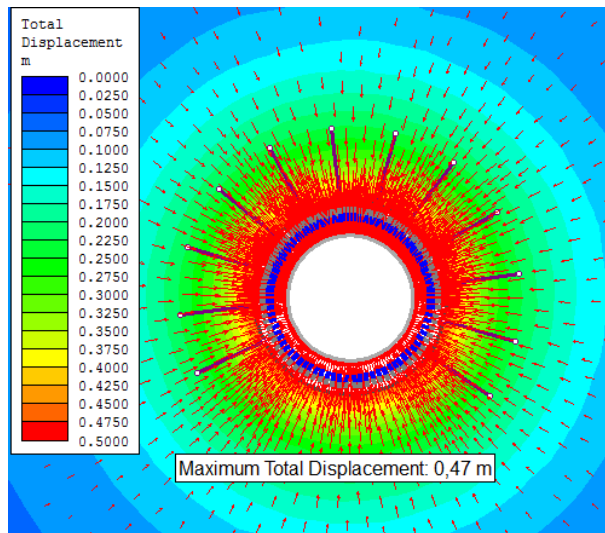


Figura 12-55. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Yacambú - Quibor - Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la Figura 12-55 para la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,47 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 0,94 m.

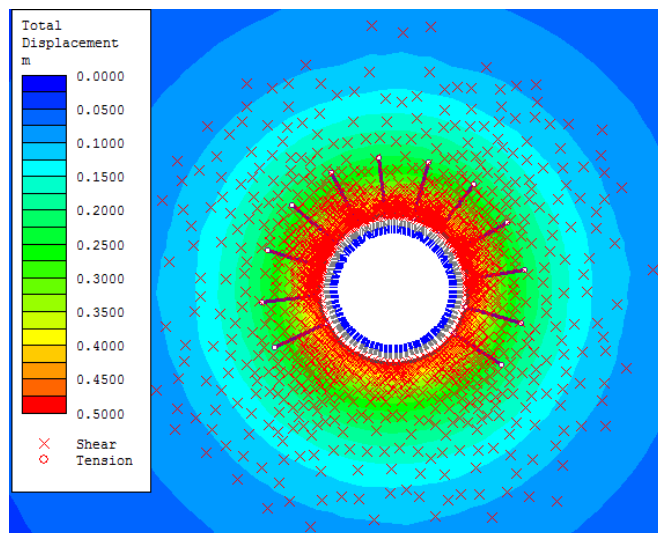


Figura 12-56. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Yacambú – Quibor - Zona 2. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior Figura 12-56 se observa el valor aproximado del radio de la zona plástica de la sección del túnel con un valor aproximado de 8,52 m.

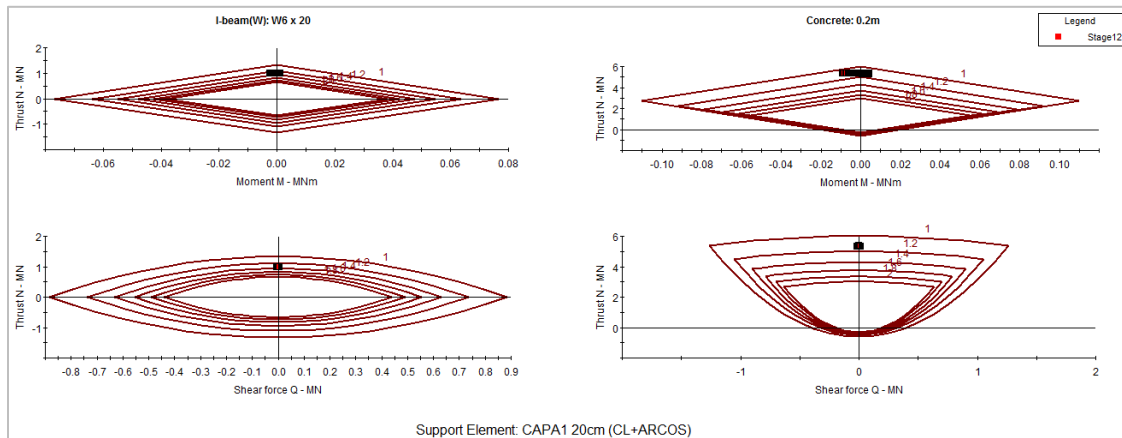


Figura 12-57. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad de la primera capa compuesta por concreto lanzado más arcos de acero WF 6x20 – Zona 2 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

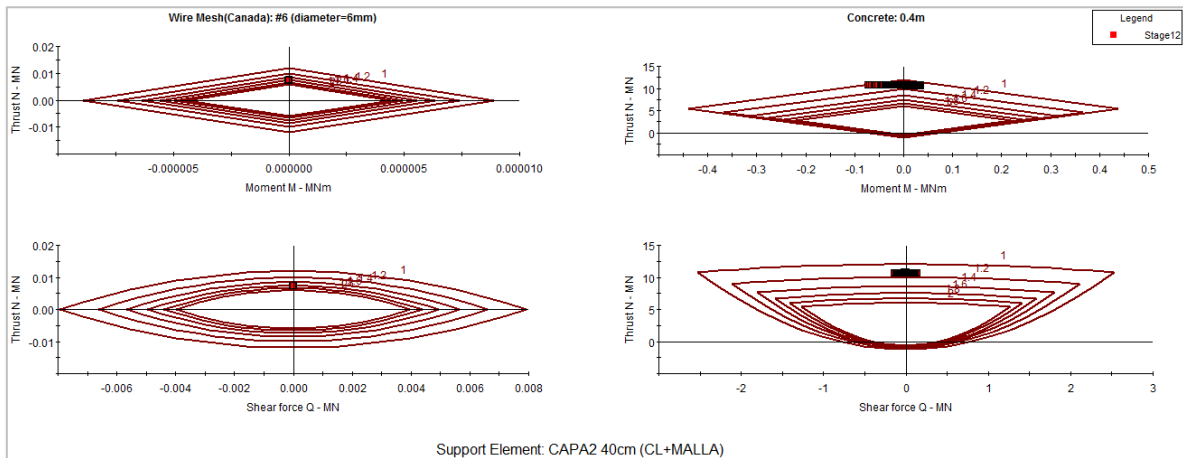


Figura 12-58. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad para la segunda capa compuesta por concreto lanzado reforzado con malla – Zona 2 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 2 del túnel Yacambú – Quibor, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona presentó un factor de seguridad de 1,0 en el concreto lanzado y un factor entre 1,2 y 1,8 en los elementos de acero (arcos y malla). Este resultado del soporte se puede atribuir al tipo de sección empleada para este sector, donde la sección circular genera una mejor redistribución de los esfuerzos alrededor del túnel logrando de esta manera un mejor cierre del anillo de soporte, por tanto, el comportamiento del sostenimiento empleado fue satisfactorio en esta zona.



### **12.2.3. Zona 3 (K12+750 - K12+940).**

Para esta zona se obtuvo que el porcentaje de relajación del módulo antes de la instalación del soporte era del 10%. A continuación, se indica la fase de instalación del soporte y se observa también la geometría del túnel.

Fase de instalación del soporte: Concreto lanzado + Arcos de acero tipo WF 6x20 + Pernos de anclaje + concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm

Una vez definido el porcentaje de relajación del módulo, se continuó con la modelación del túnel llegando al 10% del módulo para de inmediato instalar el soporte. Seguido de esto, se definen las características del sostenimiento, datos mostrados en la Figura 12-59, Figura 12-60 y Figura 12-61, e información tomada del proyecto en estudio.

A continuación, se procedió con la instalación de los mismo, con una longitud empleada en los pernos de 2,0m, y espaciados cada 1,0m en sección transversal. El proceso de instalación del concreto lanzado reforzado y los arcos fue la siguiente:

1. Primero se realizó la instalación de los arcos de acero de tipo WF 6x20 embebidos en una capa de concreto lanzado de 15 cm de espesor,
2. Luego se realizó la aplicación de otra capa de concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm con un espesor de 30 cm.

**CAPA1 15cm (CL+ARCOS)**

Name: CAPA1 15cm (CL+ARCOS) Color: █

Liner Type: Reinforced Concrete

Reinforcement Common Types

Spacing (m):

Section Depth (m):

Area (m<sup>2</sup>):

Moment of Inertia (m<sup>4</sup>):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Weight (kg/m):

I-beam(W): W6 x 20

Stage Concrete Properties

Define Factors...

Concrete

Thickness (m):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Unit Weight (MN/m<sup>3</sup>):

Material Type:  Elastic  Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap

Strain at Locking:  %

Beam Element Formulation: Timoshenko

Figura 12-59. Características empleadas para el concreto lanzado + arcos de acero WF 6x20 en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.

**CAPA2 30cm (CL+MALLA)**

Name: CAPA2 30cm (CL+MALLA) Color: █

Liner Type: Reinforced Concrete

Reinforcement Common Types

Spacing (m):

Section Depth (m):

Area (m<sup>2</sup>):

Moment of Inertia (m<sup>4</sup>):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Weight (kg/m):

Wire Mesh(Canada): #6 (diameter =6mm)

Stage Concrete Properties

Define Factors...

Concrete

Thickness (m):

Young's Modulus (MPa):

Poisson Ratio:

Compressive Strength (MPa):

Tensile Strength (MPa):

Unit Weight (MN/m<sup>3</sup>):

Material Type:  Elastic  Plastic

Include Weight in Analysis

Sliding Gap

Strain at Locking:  %

Beam Element Formulation: Timoshenko

Figura 12-60. Características empleadas para el concreto lanzado reforzado con malla de 100x100x7 mm en la sección del túnel. Fuente: Elaboración de la autora.

**PERNOS**

Name:  Bolt Color:

**Bolt Properties**

Bolt Type:

Bolt Diameter (mm):

Bolt Modulus, E (MPa):

Tensile Capacity (MN):

Residual Tensile Capacity (MN):

Out-of-plane Spacing (m):

**Face Plates**

Attached Face Plates

Add Pull-Out Force  
Force (MN):

Constant Shear Stiffness  
Stiffness (MN/m/m):

Add Bulges

**Bond Length**

Percent of Length:

Length (m):

Secondary Bond Length

**Bolt Model**

Elastic  Plastic  Joint Shear

**Pre-Tensioning**

Pre-Tensioning Force (MN):   Constant Force in Install Stage

Figura 12-61. Características empleadas para la instalación de pernos de anclaje. Fuente: Elaboración de la autora.

En la Figura 12-62 se puede observar las condiciones de contorno usando la modelación de elementos finitos y en la Figura 12-63 se puede observar los detalles de la sección transversal (sección circular) analizada con el soporte correspondiente.

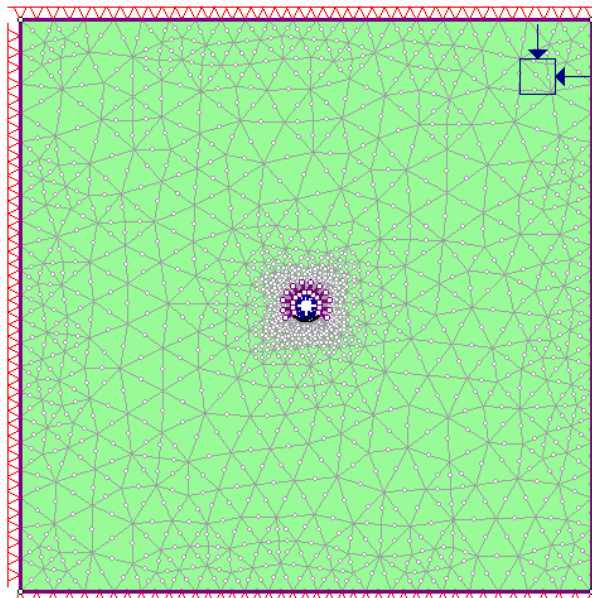


Figura 12-62. Vista general - Modelación en la instalación del soporte. Fuente: elaboración de la autora.

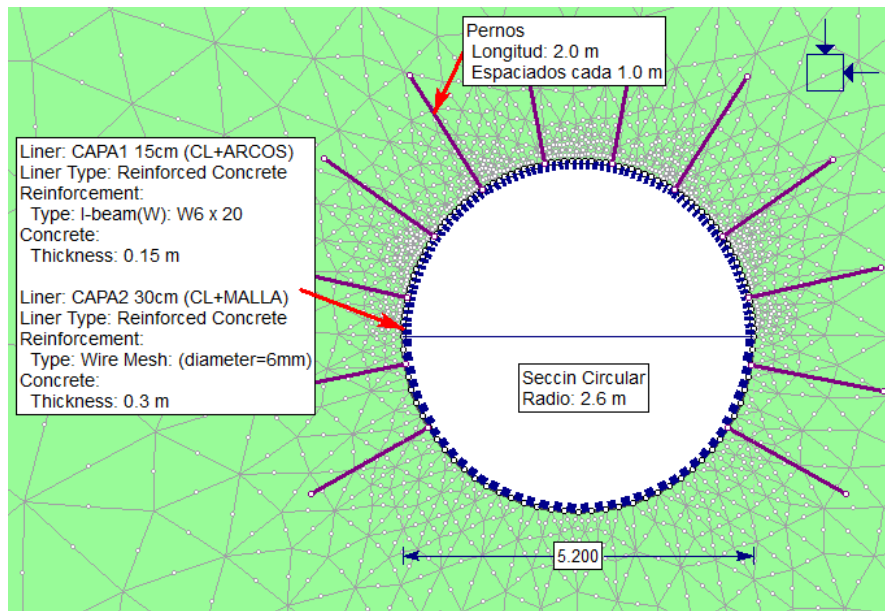


Figura 12-63. Detalles – Sección y soporte del modelo de elementos finitos – Túnel Yacambú – Quibor – Zona 3. Fuente: elaboración de la autora.

Para esta zona se aplicaron las siguientes cargas debido al estado in-situ de esfuerzos de origen tectónico (véase Figura 12-64).

|  |          |               |
|--|----------|---------------|
| Field Stress Type:   | Constant | OK            |
| Sigma 1 (MPa, Comp. +):                                    | 22.2     | Cancel        |
| Sigma 3 (MPa, Comp. +):                                    | 22.2     |               |
| Sigma Z (MPa, Comp. +):                                    | 22.2     |               |
| Angle (degrees from horizontal, CCW):                      | 0        | Statistics... |
| Locked-in horizontal stress (in plane) (MPa, Comp. +):     | 0        | Advanced >>   |
| Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (MPa, Comp. +): | 0        |               |

Figura 12-64. Campo de esfuerzos in-situ para el túnel Yacambú – Quibor – Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.

Una vez se interpreta el modelo con su respectiva información de análisis, se obtienen los resultados tanto del valor del desplazamiento máximo total como el radio de la zona plastificada de la sección del túnel, así como también, los resultados de los diagramas de capacidad de soporte. (Véase Figura 12-65, Figura 12-66, Figura 12-67 y Figura 12-68)

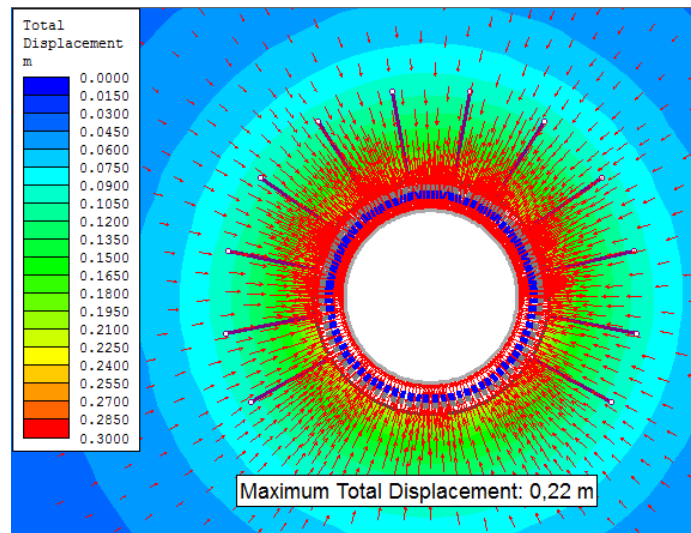


Figura 12-65. Valor del desplazamiento máximo total alrededor de la sección del túnel Yacambú - Quibor - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo a la Figura 12-65 para la interpretación del modelo por elementos finitos se obtiene un desplazamiento total máximo de 0,22 m lo que equivale a presentar un valor de convergencia aproximado a 0,44 m.

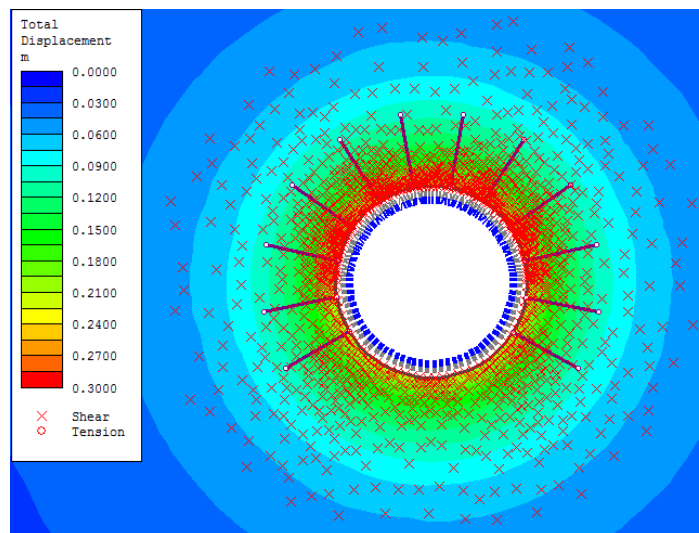


Figura 12-66. Resultado de la zona plástificada de la sección del túnel Yacambú – Quibor - Zona 3. Fuente: Elaboración de la autora.

En la figura anterior Figura 12-66 se observa el valor aproximado del radio de la zona plástica de la sección del túnel con un valor aproximado de 7,25 m.

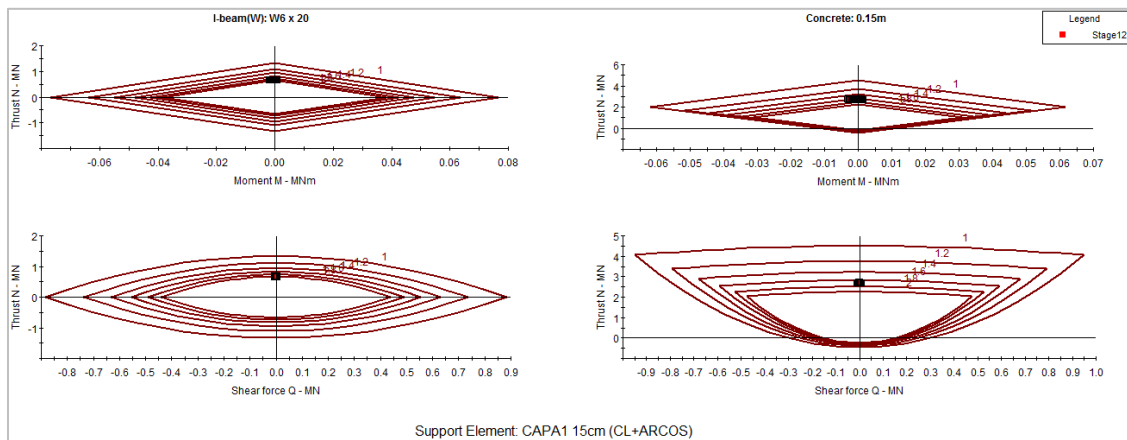


Figura 12-67. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad de la primera capa compuesta por concreto lanzado más arcos de acero WF 6x20 – Zona 3 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

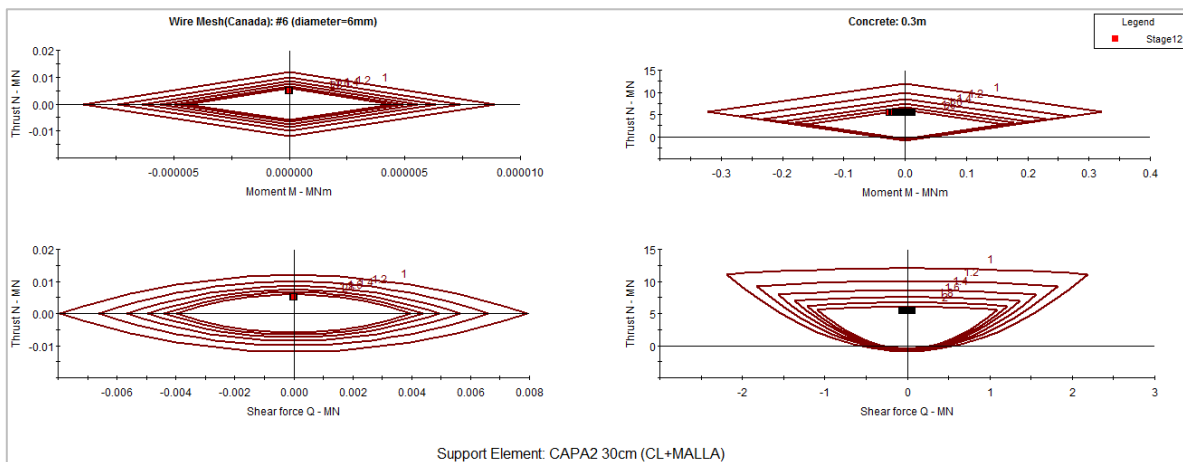


Figura 12-68. Diagrama de capacidad de soporte versus el factor de seguridad para la segunda capa compuesta por concreto lanzado reforzado con malla – Zona 3 – Túnel Yacambú - Quibor. Fuente: Elaboración de la autora.

Basados en los resultados de los diagramas de capacidad de soporte para la zona 2 del túnel Yacambú – Quibor, se puede concluir que el sostenimiento empleado para esta zona presentó un factor de seguridad entre 1,6 y 2,0 en el concreto lanzado y un factor entre 1,8 y 2,0 en los elementos de acero (arcos y malla). Este resultado del soporte se puede atribuir al tipo de sección empleada para esta zona; similar a la zona 2, donde la sección circular genera una mejor redistribución de los esfuerzos alrededor del túnel logrando de esta manera un mejor cierre del anillo de soporte, por tanto, el comportamiento del sostenimiento empleado fue satisfactorio en esta zona.

## 12.2.4. Resumen de resultados.

En la siguiente tabla se presenta el resumen de los resultados obtenidos con la modelación por elementos finitos del túnel Yacambú – Quibor (Venezuela), donde se puede observar los valores del radio plástico, las deformaciones máximas y el porcentaje de convergencia de cada una de las zonas estudiadas:

Tabla 12-3. Resumen de resultados modelación en elementos finitos

| Zona No. | Tipo de roca      | Cobertura (m) | K de esfuerzos | Resultados de las modelaciones (Phase2) |                          |                        |                                |
|----------|-------------------|---------------|----------------|---|--------------------------|------------------------|--------------------------------|
|          |                   |               |                | Radio plástico (m)                      | Desplazamiento Total (m) | Convergencia Total (m) | Porcentaje en Convergencia (%) |
| 1        | Filitas grafitica | 570           | 1,0            | 5,4                                     | 0,104                    | 0,208                  | 4,2                            |
| 2        | Filitas grafitica | 1100          | 1,0            | 8,52                                    | 0,47                     | 0,94                   | 18,1                           |
| 3        | Filitas grafitica | 855           | 1,0            | 7,25                                    | 0,22                     | 0,44                   | 8,5                            |

Fuente: Elaboración de la autora.

De acuerdo con la tabla anterior (Tabla 12-3), se puede apreciar que los resultados de la zona plástica aumentan a medida que se presenta mayor deformación en el túnel, por tanto, a mayor cierre hacia el interior del túnel, el tamaño de la zona plástica es mayor.

Con base en los resultados obtenidos en las modelaciones para cada una de las zonas en estudio, a continuación, se ilustra gráficamente el comportamiento del túnel con relación al valor del k de esfuerzos y los valores de convergencia tanto la resultante en las modelaciones y la real (Véase Figura 12-69).

Tabla 12-4. Datos del valor de convergencia y el K de esfuerzos

| Zona No. | Tipo de roca      | Cobertura (m) | K de esfuerzos | Convergencia Total - Real, $\int_R$ (m) | Convergencia Total - Modelación, $\int_M$ (m) | $\frac{\int_M}{\int_R}$ |
|----------|-------------------|---------------|----------------|---|---|-------------------------|
| 1        | Filitas grafitica | 570           | 1,0            | 0,25                                    | 0,208   | 0,832                   |
| 2        | Filitas grafitica | 1100          | 1,0            | 0,94                                    | 0,94  | 1,004                   |
| 3        | Filitas grafitica | 855           | 1,0            | 0,44                                    | 0,44  | 0,995                   |

Fuente: Elaboración de la autora.

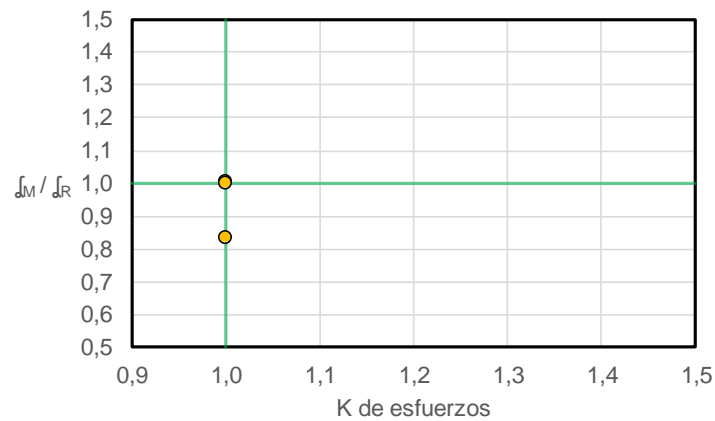


Figura 12-69. El k de esfuerzos con respecto a la relación entre las convergencias.  
Fuente: Elaboración de la autora.

Observando el gráfico anterior (Figura 12-69), se puede concluir que el valor de convergencia obtenido por medio de modelos numéricos, es parecido, a excepción de la zona 1, donde se observa que el valor de la modelación da por debajo del valor real de convergencia.

Los resultados obtenidos muestran la importancia y confiabilidad de los análisis con modelación numérica, se obtuvieron resultados que reflejan un ajuste aproximado al comportamiento real. Estos resultados se obtuvieron en parte a la amplia información geomecánica del macizo rocoso disponible y el claro entendimiento de la influencia de los esfuerzos en términos del K de esfuerzos.



## CONCLUSIONES

### Generales

- El fenómeno de squeezing ground se define como un comportamiento plástico donde el material se desplaza hacia una cavidad subterránea cuando se realiza la excavación. Principalmente este fenómeno sucede cuando los esfuerzos redistribuidos que se forman alrededor de la excavación del túnel superan la resistencia del macizo rocoso, así como también por las presiones ejercidas por la columna de roca suprayacente consideran como presiones de “carga muerta” y pueden llegar a ser suficientes para inducir falla en marcos pesados de acero y revestimientos en concreto. Este fenómeno se relaciona generalmente con rocas blandas dúctiles, con módulos de deformación bajos, donde el fenómeno de redistribución de esfuerzos se traduce en grandes empujes que van aumentando con el tiempo a medida que se involucra una masa de roca mayor. Este fenómeno se caracteriza por no presentar cambio apreciable de volumen por la penetración de agua. Sin embargo, aún en pequeñas cantidades, lleva la roca hacia un comportamiento plástico y contribuye al fácil desplazamiento del material que empuja.
- Los métodos empíricos para el diseño de túneles se basan principalmente en las clasificaciones geomecánicas. Estas fueron creadas a partir de precedentes y revisión del comportamiento de excavaciones de túneles y soportes construidos, y están direccionadas a establecer el soporte de manera empírica y en etapas tempranas del proyecto. Es por ello que, para el adecuado diseño de la construcción de un túnel se debe complementar con métodos analíticos, numéricos y precedentes (en condiciones geológicas similares). En conclusión, las clasificaciones geomecánicas presentan un alto grado de subjetividad y múltiples limitaciones en su uso, no cubren todos los aspectos que se requieren en la ingeniería de rocas y no reemplazan los procedimientos de diseño más elaborados, y lo que es más delicado, no tienen en cuenta los mecanismos de falla, deformación e interacción del soporte y la roca, la secuencia constructiva en el proceso de estabilización, las relaciones entre esfuerzos máximos y mínimos in-situ y la relación con el tipo de roca, la geometría de la excavación, etc.

- Durante el desarrollo de este trabajo de grado y de acuerdo con las clasificaciones geomecánicas como son el RMR, Q, RSR, entre otros, se encontró que estos métodos no son adecuados para calificar o establecer apropiadamente problemas de squeezing ground. Estas clasificaciones son una ayuda en las primeras etapas de diseño permitiendo tener un enfoque básico, pero no resuelven los problemas de squeezing ground, por lo tanto, se debe tener cuidado en su aplicación.
- Con respecto al squeezing se debe mencionar que, hace parte de los mecanismos de falla que pueden ocurrir durante la construcción de las obras subterráneas y sus factores influyentes son:
  - Diámetro y geometría del túnel.
  - El K de esfuerzos, el cual tiene en cuenta el efecto de la cobertura.
  - Resistencia y modulo del macizo rocoso.

La exactitud del análisis en el fenómeno de squeezing en los túneles depende principalmente de la fiabilidad en la estimación de los parámetros tanto de la roca intacta como del macizo rocoso, y de las ecuaciones que se utilizan, en especial la relación K de esfuerzos in situ y el módulo de deformación del macizo rocoso. De hecho, se precisa que el K de esfuerzos es el parámetro más importante para llevar a cabo cualquier análisis, pero no es fácil obtener el valor real debido a que no es una práctica habitual la ejecución de ensayos de Overcoring. En túneles largos no es fácil medirlo debido a la misma concepción de las campañas de exploración, las cuales se enfocan por lo general en la obtención de otros tipos de parámetros. El K de esfuerzos se puede inferir de mediciones existentes en la cordillera y de la interpretación con la geología estructural (fallas), interacción de las placas tectónicas, la cobertura, geomorfología y el buen entendimiento del modelo geológico.

- Se considera fundamental al momento de diseñar un túnel u obra subterránea, tener un buen entendimiento del estado de esfuerzos in-situ para reorientar el diseño de un túnel donde puede haber squeezing ground. Ya que de esta manera se puede llegar a evitar un sin número de problemas de estabilidad con relación a fuertes empujes por causa de los esfuerzos in-situ.

- Para este trabajo de grado se analizó el fenómeno de squeezing para algunos de los proyectos que más squeezing han presentado en el mundo, dichos proyectos son:
  - Túnel Palacio – Rioblanco (Proyecto Chingaza)
  - Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)
  - Túnel Yacambú – Quibor (Venezuela)

El número total de zonas analizadas de los 3 túneles mencionados fue de 10 zonas críticas afectadas por el fenómeno de squeezing. Para el caso del túnel Palacio-Rioblanco, los valores de convergencia en metros variaron entre los 0,37 m hasta 1,0 m de deformación alrededor de la cavidad subterránea, presentando valores altos de deformación durante construcción. Además, hoy en día la zona 1 comprendida entre las abscisas K5+000 hasta K5+850 del proyecto Chingaza, está presentando fuertes movimiento ocasionando la falla del concreto, lo anterior se fundamenta en información reciente durante las inspecciones que ha realizado la empresa de acueducto de Bogotá, en donde se tiene como información que en el tramo correspondiente a esta zona y que se encuentra completamente revestido en concreto convencional, el concreto ha experimentado después de muchos años fracturas y grietas, lo que puede significar de cierta manera que haya, además del squeezing ground, un fenómeno denominado “creep” y que está asociado con el problema de squeezing.

Por otra parte, para el caso del túnel Yacambú-Quibor proyecto construido en Venezuela, se presentaron convergencias que van desde 0,25m hasta 0,94m, considerado por muchos como el túnel más difícil en el mundo durante su proceso de construcción. Fueron muchos los sectores de este túnel que presentaron problemas de squeezing severo, sin embargo, solo se logró obtener información de tres zonas que presentaron este fenómeno de acuerdo a lo publicado por expertos.

Por último, para el caso del túnel de Fuga proyecto que hace parte de la central Hidroeléctrica del Guavio localizado en el departamento de Cundinamarca aproximadamente a 80 km al oriente de Bogotá, D.C, presentó principalmente dos zonas con problemas de deformaciones en donde los valores de convergencia fueron de 0,25m y 0,67m correspondiente a la zona 1 y 2 respectivamente, las cuales estuvieron influenciadas por zonas de falla siendo estructuras geológicas que modifican de cierta forma el comportamiento del macizo rocoso, alterando sus propiedades.

## Métodos empíricos y semi-empíricos

- De acuerdo a la aplicación de los métodos empíricos propuestos por Singh et al. (1992) y Goel et al (1995), una de las incertidumbres en la aplicación correcta de estos métodos, es la estimación de la variable SRF (factor de reducción de esfuerzos) siendo este factor muy sensible en la obtención del valor del Q de Barton, así como también, existe incertidumbre en la estimación del GSI ya que es un parámetro que se obtiene por la observación visual netamente geológica del sitio en estudio, lo que puede conducir a una diferencia significativa en los resultados. Otro de los aspectos que se suman a la incertidumbre del sistema Q de Barton es su limitación en cuanto a macizos rocosos débiles, lo que origina poca confiabilidad para estudiar zonas con presencia de squeezing, ya que este tipo de comportamiento ocurre en macizos rocosos generalmente débiles.

En este análisis se observó que además del Q de Barton, la cobertura o profundidad del túnel influye de manera directa en los resultados, lo que se puede concluir que a coberturas que se encuentren por debajo de los 300 m, la aplicación de estos métodos empieza a tener un desfase y no presenta un comportamiento coherente con la realidad.

- Además de los métodos empíricos, también se evaluó la ocurrencia de squeezing teniendo en cuenta las metodologías semi-empíricas propuestas por Aydan et al. (1996) y Hoek and Marinos (2000). Para el caso de Aydan et al. (1996), su incertidumbre radica en asumir que la resistencia tanto de la roca intacta como del macizo rocoso son iguales. Por ello, esta metodología se debe emplear con cierta precaución y parte del hecho de estimar correctamente estos parámetros. Según con los resultados obtenidos, se puede concluir que el factor de mayor sensibilidad para el análisis de squeezing, es el factor de competencia, ya que depende de la resistencia de la matriz rocosa y de la cobertura del túnel.
- Para el caso de aplicación del método propuesto por Hoek y Marinos (2000), se puede concluir que esta metodología se ajusta un poco más a las condiciones en cuanto al comportamiento del fenómeno de squeezing; presentando una estimación bastante buena en este tipo de análisis, y su correcta estimación en este tipo de comportamiento radica en tener una base de información confiable y completa en cuanto a ensayos de

laboratorio que dependen de una muy buena campaña exploratoria, de un buen registro litológico y por último, de un adecuado monitoreo con instrumentación geotécnica para determinar las deformaciones generadas en el túnel. Después de cumplir con todos estos aspectos, la aplicación del método propuesto por los señores Hoek y Marinos, resultaría la mejor alternativa para analizar y evaluar este tipo de comportamiento en un proyecto subterráneo. Sin embargo, esta metodología no considera la deformación de la pared del túnel en el momento de aplicación e instalación del soporte, y tampoco específica el rendimiento del soporte, ya que esta curva se basa en el análisis de túneles no soportados. Por lo tanto, se considera que este método puede emplearse para obtener información útil al comienzo del análisis, y se logra obtener el grado de squeezing presente en términos del porcentaje de convergencia del túnel.

### **Métodos Numéricos**

El programa Phase<sup>2</sup> de elementos finitos se empleó para las secciones de los túneles de Palacio-Rioblanco y Yacambú – Quibor, con el objetivo de validar los parámetros de la roca intacta y del macizo rocoso con base en la deformación medida para cada sección. A partir del análisis se observa que, los parámetros se ajustan a la realidad en cuanto a las deformaciones obtenidas. Por tanto, la modelación numérica permite evaluar el squeezing, no obstante, su aplicación es más utilizada para encontrar la deformación del túnel. En esta tesis los resultados se comparan con los resultados obtenidos a partir de análisis semi-empíricos obteniendo de esta manera, un ajuste aceptable en los parámetros empleados, ya que los resultados de las modelaciones comparado con las deformaciones reales, estuvieron muy cercanos y en algunos casos eran iguales.

### **Métodos de estabilización**

- Las medidas más eficientes para la estabilización de obras subterráneas con presencia de squeezing ground y que han sido comprobadas por medio de la experiencia en construcción de túneles. A continuación, se mencionan las siguientes medidas:
  - Utilización de pernos largos para formar anillo de roca
  - Concretos y soportes flexibles
  - Solera curva y cierre del anillo de soporte

Además, como uno de los métodos constructivos más eficiente para este problema, se menciona el NATM, en donde se basa principalmente en:

- Excavación del túnel a sección parcializada, es decir, excavación por etapas, lo que se traduce a menores deformaciones, ya que las deformaciones son directamente proporcionales al diámetro, a mayor diámetro en la sección de excavación, mayor van a ser las deformaciones producidas.
- Utilización de soportes flexible y por consiguiente dejar deformar controladamente.

También, en algunos casos se utiliza el método ADECO, siendo un método adicional de construcción de obras subterráneas y el más reciente en el ámbito de la ingeniería de rocas. Asimismo, se mencionan las medidas de estabilización:

- Excavación del túnel a sección completa, pero con reforzamiento del frente de excavación, principalmente con la utilización de pernos de fibra de vidrio, consecuentemente menores convergencia atrás del frente de excavación.
- La adecuada selección de un procedimiento o método constructivo puede llegar a tener efectos beneficiosos sobre el Squeezing. Generalmente, los métodos tienen como principio el de proporcionar estabilidad y seguridad al proyecto subterráneo, por tanto, se concluye que, para problemas de altos esfuerzos los métodos más recomendados y que pueden tener ventajas entorno al Squeezing son los que logran que el macizo rocoso alrededor de la sección logre la relajación del mismo, traducido en dejar deformar controladamente. Asimismo, métodos como son la galería de avance y excavación por etapas podrían llegar a ser ventajosos a la hora de enfrentar problemas de Squeezing. Puede ser necesaria una presión de soporte mínima para estabilizar la roca y, además combinaciones de arcos de acero con concreto lanzado o concreto y una sección transversal circular puede proporcionar presiones de soporte mucho más altas que un denso patrón de pernos de roca.

## REFERENCIAS

- Ayala Ibarra, T. I. (2008, julio). *Influencia del potencial de expansión en la predicción de asentamientos* (Maestría en Ciencias (Mecánica de suelos)). Universidad autónoma de Querétaro, México.
- Aydan, Ö., Akagi, T., & Kawamoto, T. (1996). The squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 26(2), 137–163.
- Barla, G. (2001). Tunnelling under squeezing rock conditions. *Eurosummer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck*, 169–268.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 39(2), 185–216.
- Basnet, C. B. (2013a). Evaluation on the Squeezing Phenomenon at the Headrace Tunnel of Chameliya Hydroelectric Project, Nepal.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. Canada: John Wiley & Sons.
- Brown, E. T., & Hoek, E. (1978). Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. En *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 15, pp. 211–215). Pergamon.
- Carhuamaca Guerrero, J. P. (2009). *Evaluación y optimización del sostenimiento con cimbras en minería subterránea* (Optar título profesional de Ingeniero de Minas). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(2), 187-213. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(00\)00046-8](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(00)00046-8)
- Cataño Miranda, N. A. (2015, abril). *Cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño*. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá.
- Černá Vydrová, L. (2015). COMPARISON OF TUNNELLING METHODS NATM AND ADECO-RS. *Stavební obzor - Civil Engineering Journal*, 24(1). <https://doi.org/10.14311/CEJ.2015.01.0003>
- Comité AIS-300, Cardona A., O. D., & Ordaz S., M. G. (2009). *Estudio general de amenaza sísmica de Colombia 2009* (pp. 1-220). Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería

Sísmica, Comité AIS-300.

Condiciones y experiencias con Squeezing y Swelling Ground en el proyecto Chingaza. (s. f.).

Coşar, S. (2004, septiembre). *Application of Rock Mass Classification Systems for Future Support Design of the Dím Tunnel Near Alanya* (In Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Mining Engineering). Middle East Technical University.

Delgado Martín, J. (s. f.). *Mecánica de rocas: Tensiones in situ*. Universidad de Coruña.

Delgado Rodríguez, J. (2001). Evaluaciön del comportamiento expansivo de las rocas y su interés en conservación= Swelling behaviour of stones and its interest in conservation. An appraisal. *Materiales de construccion*, 2001(263-64), 183–95.

El sostenimiento de túneles basado en las clasificaciones geomecánicas - Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas. (s. f.). Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona - Universitat Politècnica de Catalunya.

Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. (1979). *Análisis de instrumentación: Proyecto Chingaza - Túnel Palacio - Rioblanco* (Memorando de diseño No. N°4) (p. Bogotá).

Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. (1985). *Informe geológico: Recuperación Túnel Palacio Rioblanco sector Chuza-Ventana (Proyecto Chingaza)* (Informe técnico No. No. 32) (pp. 1-53). Bogotá.

Empresa de Energía de Bogotá. (1995). *Proyecto Hidroeléctrico del Guavio. Túnel de Fuga. Excavación y construcción*. (Informe de obra construida No. No. 06). Bogotá.

Flores, R. M. (2008, agosto). *Excavación en Túnel*.

Galera, J. M., Álvarez, M., & Bieniawski, Z. T. (2005). Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR. Comparison with dilatometer tests.

González, C. X. A. (2015). Análisis Determinístico de Estabilidad de un Túnel en Rocas Blandas, Mediante Estudio Paramétricos 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.

González de Vallejo, L. I. (2002a). *Ingeniería geológica*. Madrid: Prentice Hall.

Gonzalez I, H., Paris Q., G., & Nuñez T., A. (1988). *Mapa geologico de Colombia 1988: memoria explicativa*. Bogotá: Instituto Nacional de Investigaciones Geologico-Mineras.



- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*.
- Grases, J. (2014). *Tunel de Yacambú* (Informe para miembros de ACADING). Caracas, Venezuela.
- Gutiérrez R., R. (2010, julio). *Diseño de túneles frente a problemas específicos*.
- Gutiérrez R., R. (2015, enero). *Mecánica de rocas: Aspectos generales*. Presentado en Curso de maestría en ingeniería civil, Bogotá.
- Gutiérrez R., R. (2015, abril). *Mecánica de Rocas: Esfuerzos en macizos rocosos - Técnicas de ensayo en campo para macizos rocosos*. Presentado en Cursos de maestría.
- Gutiérrez R., R. (2015, marzo). *Mecánica de rocas: Criterios de falla de la roca intacta y comportamientos*. Presentado en Curso de maestría en ingeniería civil.
- Gutiérrez R., R. (2015, mayo). *Mecánica de rocas: Características y comportamiento de las discontinuidades*. Presentado en Cursos de maestría en ingeniería civil, Bogotá.
- Gutiérrez R., R. (2015, octubre). *Ingeniería de Rocas: Túneles - Aspectos generales*. Presentado en Cursos de maestría.
- Gutiérrez R., R. (2015, noviembre). *Curso ingeniería de rocas: Métodos analíticos*. Presentado en Cursos de maestría en ingeniería civil, Bogotá.
- Gutiérrez R., R. (2015, noviembre). *Ingeniería de Rocas: Túneles - Elementos de sostenimiento*. Presentado en Cursos de maestría.
- Hoek, E. (1994). Strength of Rock and Rock Masses. *International Society for Rock Mechanics, News Journal*, 2(2), 4-16.
- Hoek, E. (1999). Support for very weak rock associated with faults and shear zones. *Proc. Rock Support & Reinforcement Practice in Mining*, 19–32.
- Hoek, E. (2001). Big tunnels in bad rock 2000 terzaghi lecture. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(No. 9), 729-740.
- Hoek, E. (2004). Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock, 1-16.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Recuperado a partir de <https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>
- Hoek, E. (2007). Rock mass properties. En *Practical Rock Engineering*.
- Hoek, E. (2008). Yacambú-Quibor report on construction issues to be addressed before operation on the tunnel. *Evert Hoek Consulting Engineer Inc.*, 1, 1-36.

- Hoek, E., & Brown, E. T. (1985a). *Excavaciones subterráneas en roca*. Mexico: McGraw-Hill.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1, 267–273.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M., & Corkum, B. (2008). The 2008 Kersten Lecture Integration of geotechnical and structural design in tunneling. En *56th Annual Geotechnical Engineering Conference* (pp. 1–53). Recuperado a partir de <http://www.rocsience.com.3pdns.korax.net/assets/files/uploads/7696.pdf>
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
- Hoek, E., & Guevara, R. (2009a). Overcoming squeezing in the Yacambú-Quibor tunnel, Venezuela. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(2), 389–418.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000a). *Support of underground excavations in hard rock*. CRC Press.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000a). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and tunnelling international*, 32(11), 45–51.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2007). A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. *Soils and rocks*, 2, 1–8.
- Hoek, E., Marinos, P., & Benissi, M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57(2), 151–160.
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (2000). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*. Elsevier.
- Hudson, J. A., Hoek, E., Wood, D., & Shah, S. (1992). A modified Hoek–Brown failure criterion for jointed rock masses. En *Rock Characterization: ISRM Symposium, Eurock'92, Chester, UK, 14–17 September 1992* (pp. 209–214). Thomas Telford Publishing.
- Hung, C. J., Monsees, J., Munfah, N., & Wisniewski, J. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements*. Washington, D.C.: Parsons Brinckerhoff, Inc.
- Jacinto Juárez, M. A. (2016, febrero). Las Tensiones Naturales. Recuperado 26 de agosto de 2016, a partir de <https://es.scribd.com/doc/298967133/Las-Tensiones-Naturales>

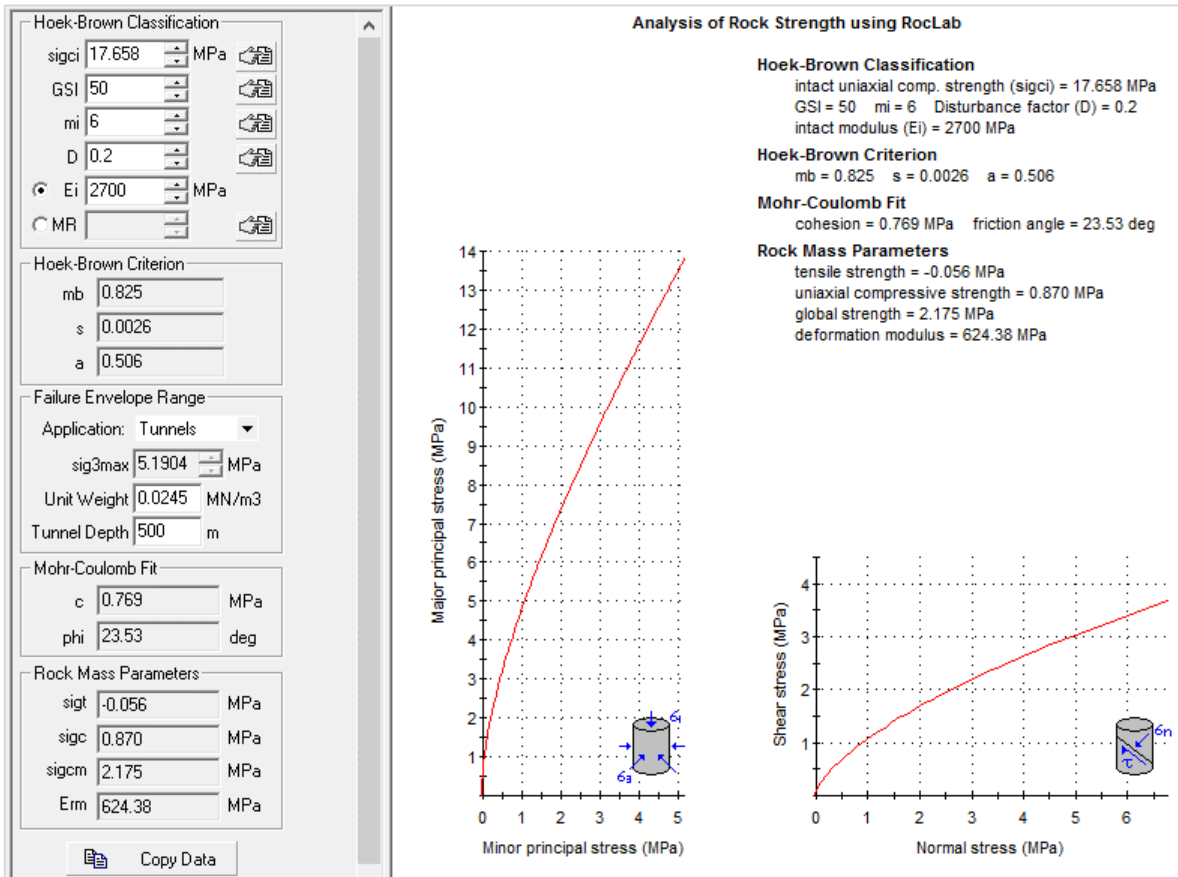
- Lobo-Guerrero Uscátegui, A. (1994). La infraestructura de Colombia (Vol. Volumen II, pp. 1-17). Presentado en V Congreso Colombiano de Geotecnia - Geotecnia y Medio Ambiente, Medellín: Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- López Jimeno, C. (Ed.). (1997). *Manual de túneles y obras subterráneas*. Madrid: Entorno gráfico, S.L.
- Lunardi, P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. *Tunnels & Tunneling International ADECO-RS Approach, Capítulo 4*, 1-30.
- Marulanda E., C. (2008, noviembre). *Experiencias en excavación de túneles con métodos convencionales y máquinas TBM en la Cordillera de los Andes. Casos históricos*. Presentado en Educación continuada: Conferencias preliminares túneles en suelo y roca, Bogotá.
- Marulanda Posada, A., Marulanda Escobar, C., & Gutiérrez Rodríguez, R. (2008). Experiencias de excavación de túneles con métodos convencionales y máquinas TBM en la cordillera de Los Andes. Casos Históricos (pp. 1-18). Presentado en Simposio Suramericano de Excavaciones en Roca. Sociedad Colombiana de Geotecnia, Bogotá.
- Ministerio de minas y energía, & Mosquera, D. (Eds.). (2001). *Introducción a la geología con ejemplos de Colombia* (1a ed). Bogotá: Ingeominas.
- Morales Amaya, J. (2007). *Comportamiento geotécnico de excavaciones subterráneas en roca*. Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Navarro Carrasco, S., Ortiz Gómez, R. P., & Ruiz Marín, J. A. (s. f.-a). Geotecnia aplicada a la construcción de túneles.
- Oyangüren, P. R., de la Cuadra e Irizar, D. L., Huerta, R. L., & Obeso, E. G. (1991). *Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea*. Instituto Geológico y Minero de España (IGME).
- Palmström, A. (1993). The New Austrian Tunnelling Method (NATM). Norges Geotekniske Institutt.
- Perez Perez, D. M. (2012, junio). *Propuesta de técnica para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. Caso: Túnel de la Línea* (Trabajo de grado para optar al título de Magister en Ingeniería-Geotecnia). Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Minas, Medellín.
- Quispe Aronés, Y. I. (2012). *Comportamiento de roca blanda en un túnel de exploración diseñado con el Sistema Q*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. Recuperado a partir de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/1245>

- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid, España.
- RocSupport: Rock support interaction and deformation analysis for tunnels in weak rock. (2000, 2004). Rocscience Inc.
- Rodríguez Ortiz, J. M., González de Vallejo, L., & others (Eds.). (s. f.). [Review of *Manual de ingeniería geológica*, por F. J. Ayala Caicedo]. Instituto Tecnológico/GeoMinero de España/Ministerio de Industria y Energía.
- Rosales Romero, F., & others. (2012). *El modelamiento del movimiento de las placas tectónicas: una propuesta para el aula*. Universidad Nacional de Colombia. Recuperado a partir de <http://www.bdigital.unal.edu.co/8845/>
- Salazar Bonilla, H. (2011, noviembre). *Seminario: Optimización en la construcción de túneles*. Bogotá.
- Sandoval Ocaña, J. G. (2008). *Estudios de la convergencia por fluencia de túneles circulares en medios viscoelásticos plásticos*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- ŞEKER, Z. (2012, enero). Excavation and support categories of NATM.
- Selmer-Olsen, R., & Palmstrom, A. (1990). Tunnel collapses in swelling clay zones. *Tunnels & Tunneling, part two*, 55-58.
- Shrestha, G. L. (2006). Stress induced problems in Himalayan tunnels with special reference to squeezing.
- Singh, B., & Goel, R. K. (2006a). *Tunnelling in weak rocks* (1st ed). Amsterdam ; Boston ; London: Elsevier.
- Suárez, J. (2012, marzo). *Clasificación de macizos de roca. Métodos de clasificación de macizos rocosos*. Recuperado a partir de <http://www.erosion.com.co/>
- Tarbuck, E. J., & Lutgens, F. K. (2005). *Earth: an introduction to physical geology* (8th ed). Upper Saddle River, N.J: Pearson/Prentice Hall.
- Tutorial 24 - Phase2 v.8.0: Tunnel Lining Design. (s. f.). [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com). Recuperado a partir de [file:///C:/Program%20Files/Rocscience/Phase2%208.0/WebHelp/Tutorials/Phase2\\_Tutorials.htm](file:///C:/Program%20Files/Rocscience/Phase2%208.0/WebHelp/Tutorials/Phase2_Tutorials.htm)
- von Preinl, R. Z. B. (2011, junio). Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección.
- Yu, C. W., Kao, H. C., & Chern, J. C. (1998). Tunneling in Squeezing Ground 6.08, 793-796.

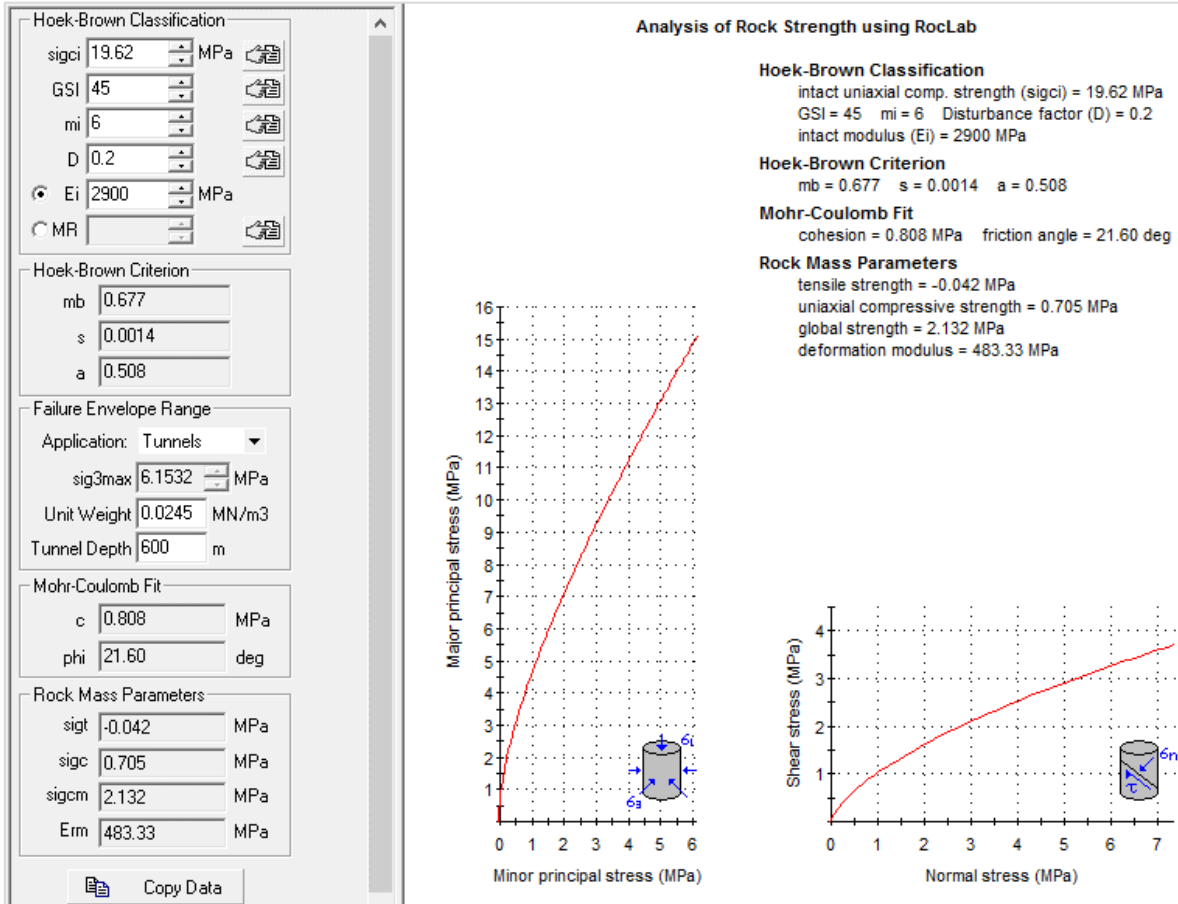
# ANEXOS

**ANEXO 1:** Resultados de los parámetros del macizo rocoso y de resistencia utilizando el programa RocLab ([www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)) para el caso del túnel Palacio-Rioblanco

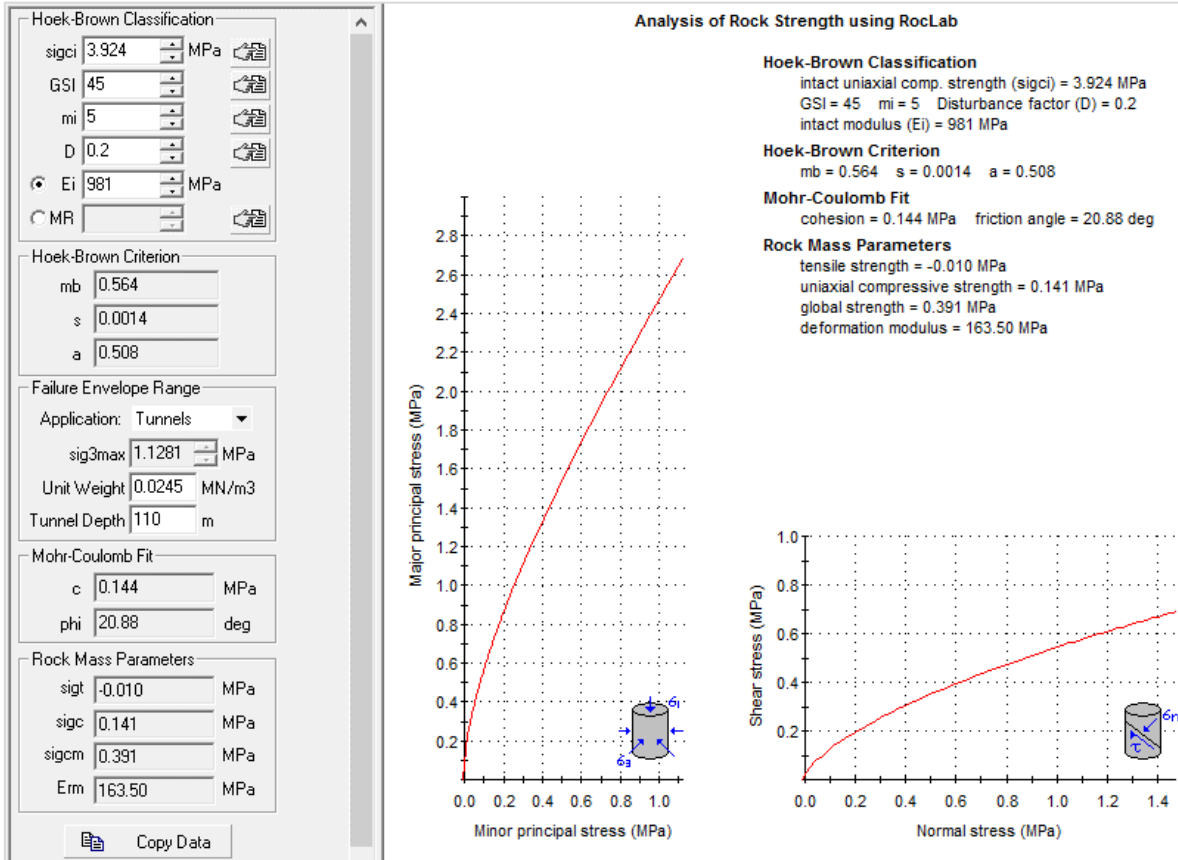
Zona 1 (K5+000 - K5+850): Túnel Palacio – Rioblanco



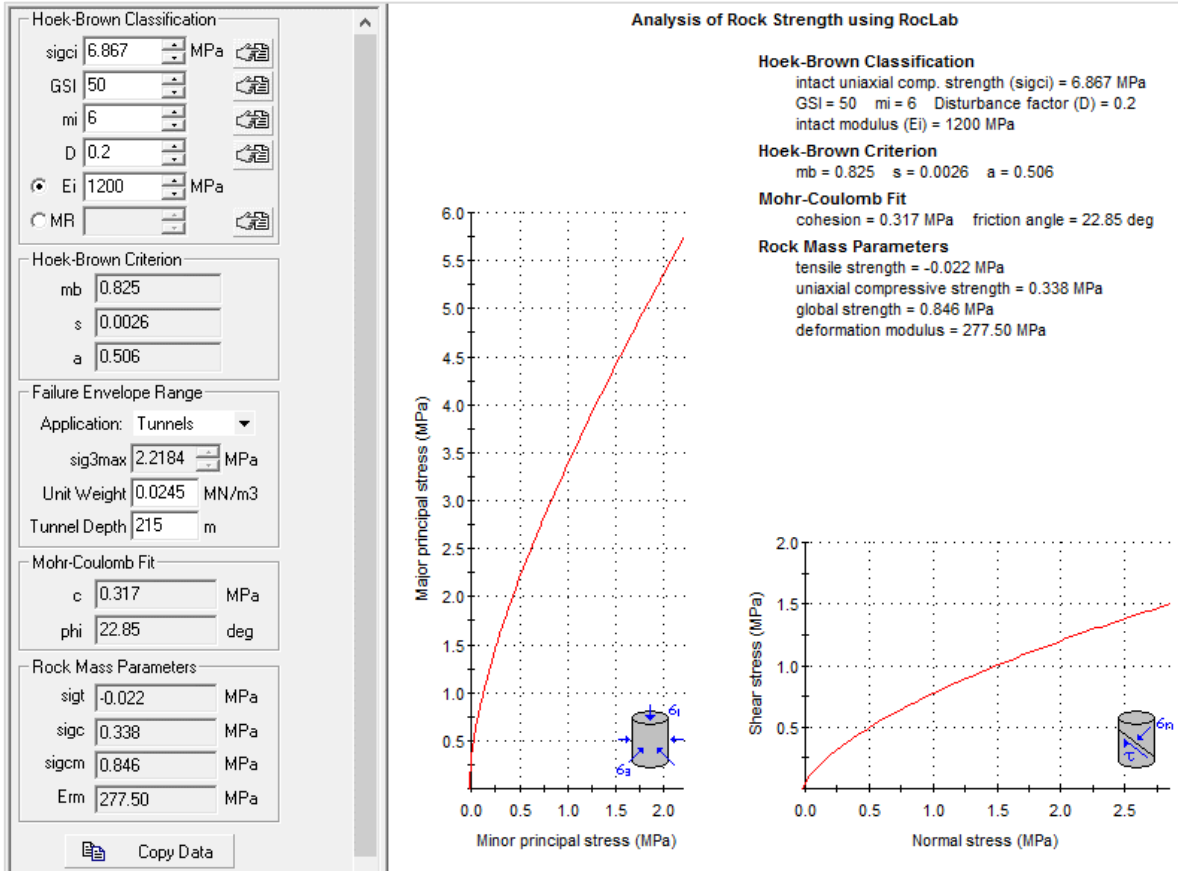
Zona 2 (K12+650 - K12+740): Túnel Palacio – Rioblanco



Zona 3 (K18+040 - K19+600): Túnel Palacio – Rioblanco

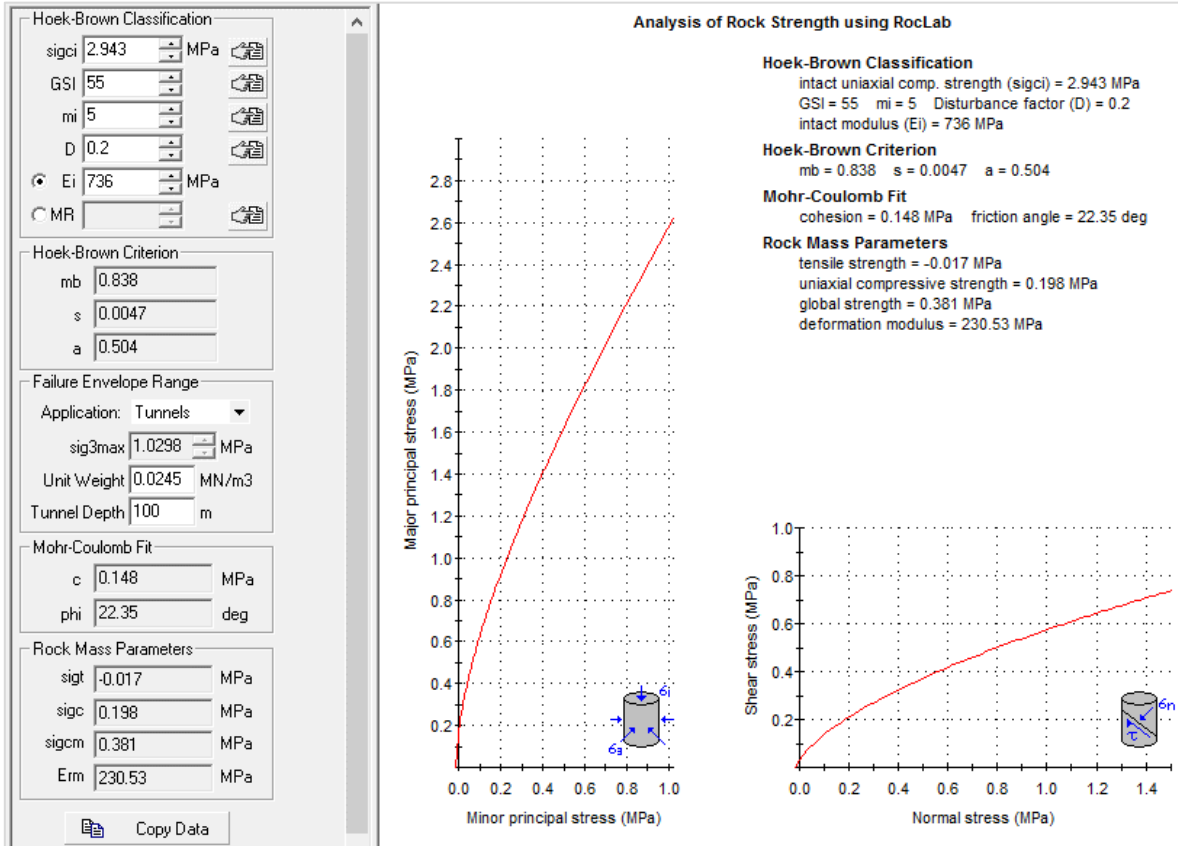


Zona 4 (K21+340 - K21+900): Túnel Palacio – Rioblanco






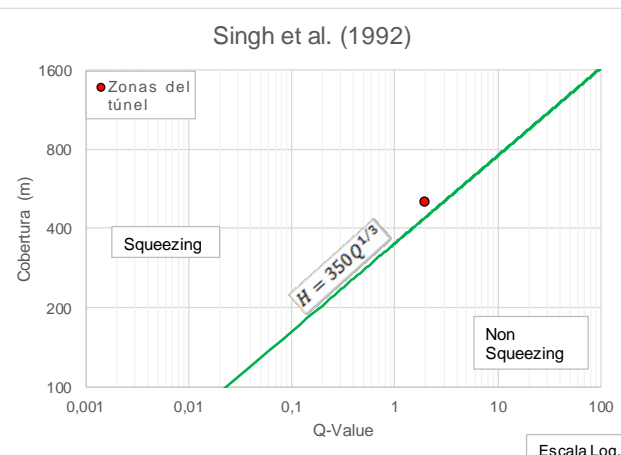
Zona 5 (K27+850 - K28+250): Túnel Palacio – Rioblanco




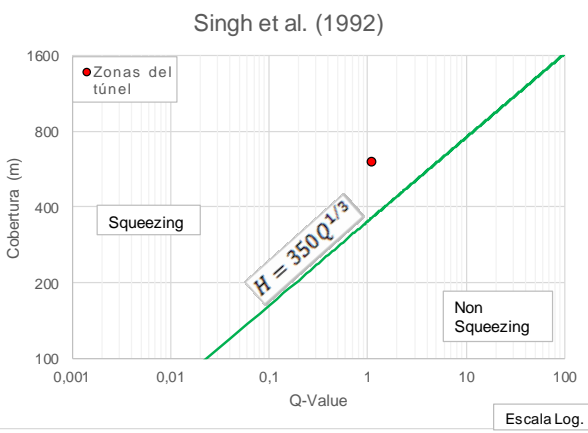
## ANEXO 2: Evaluación y predicción del fenómeno de Squeezing Ground.

### Método empírico: Singh et al. (1992)


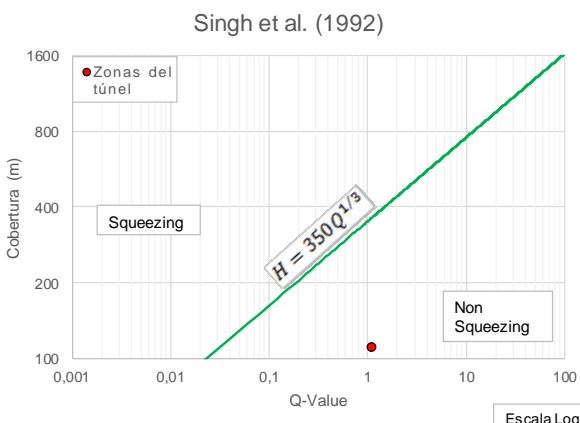
#### Zona 1 (K5+000 - K5+850): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |  |  |   |        |
|---|--|--|---|--------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civi                  |  |        |
|   |  | Madeleidy Rodriguez  |   |        |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |  |  |   |        |
| <b>Información general</b>  |  |  |   |        |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza   | <b>Diámetro [m]:</b>   | 3,7   |        |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco  | <b>Tipo de sección:</b>  | herradura con paredes curvas  |        |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4   | <b>Tramo de estudio:</b>                                       | K5+000 - K5+850   |        |
| <b>Zona No.:</b>  | 1  |  |   |        |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutita gris oscura, fresca, blanda a moderadamente dura; estratificación delgada a laminar, con algunas intercalaciones de arenisca y caliza |  |   |        |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |  |  |   |        |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,37   | Relación K de esfuerzos, K                                     | 1,14  |        |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 500  | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                          | 14  |        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525   | Factor de alteración, D  | 0,2   |        |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 12,26  | Geological Strength Index, GSI                                 | 50  |        |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 17,66  | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa] | 2,175   |        |
| Módulo de deformación, E [Gpa]  | 2,7  | Constante para roca intacta, mi                                | 6   |        |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |  |   |        |
|          |  | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                      | Q (Barton et al. 1974)  | 1,948  |
|   |  | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>                                   |   | 437,10 |
|   |  | <b>Condición de Squeezing</b>                                  |   | SI     |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |  |  |   |        |
| Covergencia Real (%)  |  | 10   | Alto  |        |
| Covergencia Modelación (%)  |  | 9,7  | Alto  |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | <b>Convergencia</b>  |   |        |
| Bajo  |  | 1-3 % del diámetro del tunel                                   |   |        |
| Moderado  |  | 3-5 % del diámetro del tunel                                   |   |        |
| Alto  |  | > 5 % del diámetro del tunel                                   |   |        |


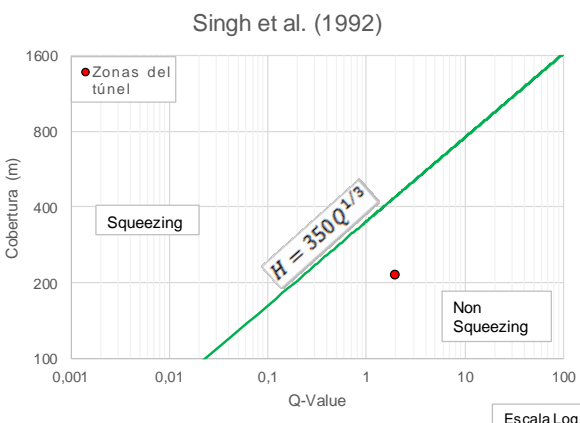
Zona 2 (K12+650 - K12+740): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |   |   |        |
|---|---|---|---|--------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez |  |        |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |   |   |   |        |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |        |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 3,7   |        |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |        |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K12+650 - K12+740   |        |
| <b>Zona No.:</b>  | 2   |   |   |        |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutita gris oscura, de estratificación laminar, con intercalaciones de arenisca y caliza triturada. |   |   |        |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |   |   |   |        |
| Convergencia máxima, f [m]  | 1,0   | Relación K de esfuerzos, K  | 1,02  |        |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 600   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 15  |        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D   | 0,2   |        |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 14,72   | Geological Strength Index , GSI                                       | 45  |        |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 19,62   | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]        | 2,132   |        |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]  | 2,9   | Constante para roca intacta, mi                                       | 6   |        |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |        |
|          |   | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                             | Q (Barton et al. 1974)  | 1,118  |
|   |   | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |   | 363,21 |
|   |   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI     |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |   |   |   |        |
| Covergencia Real (%)  |   | 27,0  | Alto  |        |
| Covergencia Modelación (%)  |   | 33,9  | Alto  |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | <b>Convergencia</b>   |   |        |
| Bajo  |   | 1-3 % del diametro del tunel  |   |        |
| Moderado  |   | 3-5 % del diametro del tunel  |   |        |
| Alto  |   | > 5 % del diametro del tunel  |   |        |


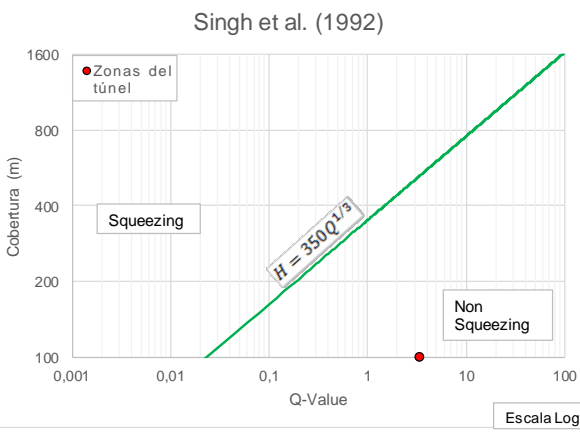
### Zona 3 (K18+040 - K19+600): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |   |   |                     |  |
|---|---|---|---|---------------------|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez |  |                     |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |   |   |   |                     |  |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |                     |  |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 3,7   |                     |  |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |                     |  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K18+040 - K19+600   |                     |  |
| <b>Zona No.:</b>  | 3   |   |   |                     |  |
| <b>Litología</b>  | La roca está constituida por limolita gris oscura, de regular cimentación, compacta, húmeda, con intercalaciones de arenisca blanda, de grano fino. Además, se presenta arcillolita gris, con manchas rojizas, compacta, homogénea, moderadamente dura, seca. |   |   |                     |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |   |   |   |                     |  |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,45  | Relación K de esfuerzos, K  | 1,4   |                     |  |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 110   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 3,78  |                     |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D   | 0,2   |                     |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 2,7   | Geological Strength Index, GSI  | 45  |                     |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 3,92  | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]        | 0,391   |                     |  |
| Módulo de deformación, $E$ [Gpa]  | 0,981   | Constante para roca intacta, $m_i$                                    | 5   |                     |  |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |                     |  |
|          |   | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                             | Q (Barton et al. 1974)  | 1,118               |  |
|   |   | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |   | 363,21              |  |
|   |   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | NO                  |  |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |   |   |   |                     |  |
| Covergencia Real (%)  |   | 12,2  | Alto  |                     |  |
| Covergencia Modelación (%)  |   | 15,0  | Alto  |                     |  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   |   |   | <b>Convergencia</b> |  |
| Bajo  |   | 1-3 % del diametro del tunel  |   |                     |  |
| Moderado  |   | 3-5 % del diametro del tunel  |   |                     |  |
| Alto  |   | > 5 % del diametro del tunel  |   |                     |  |


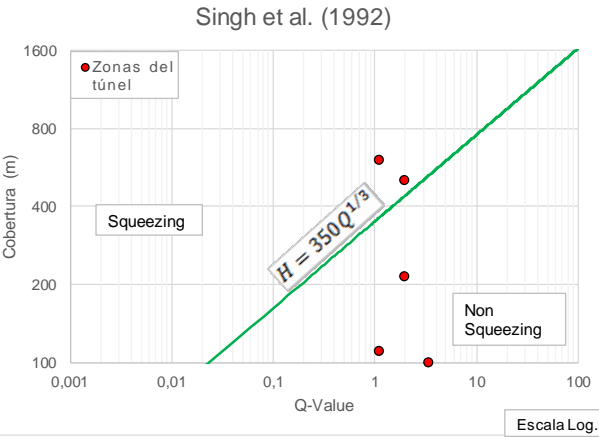
Zona 4 (K21+340 - K21+900): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |   |   |                     |
|---|---|---|---|---------------------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez |  |                     |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |   |   |   |                     |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |                     |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 3,7   |                     |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |                     |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K21+340 - K21+900   |                     |
| <b>Zona No.:</b>  | 4   |   |   |                     |
| <b>Litología</b>  | Conformado por lutitas gris oscura, en láminas delgadas, principalmente arcillosa, localmente silícea, blanda, bastante plástica, con intercalaciones de arenisca gris clara, grano fino, cuarzosa, moderadamente dura de estratificación media , y de limolita moderadamente dura. |   |   |                     |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |   |   |   |                     |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,6   | Relación K de esfuerzos, K  | 1,3   |                     |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 215   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 6,85  |                     |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D   | 0,2   |                     |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 5,27  | Geological Strength Index , GSI                                       | 50  |                     |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 6,87  | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]        | 0,846   |                     |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]  | 1,2   | Constante para roca intacta, mi                                       | 6   |                     |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |                     |
|          |   | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                             | Q (Barton et al. 1974)  | 1,948               |
|   |   | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |   | 437,10              |
|   |   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | NO                  |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |   |   |   |                     |
| Covergencia Real (%)  |   | 16,2  | Alto  |                     |
| Convergencia Modelación (%)   |   | 21,1  | Alto  |                     |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   |   |   | <b>Convergencia</b> |
| Bajo  |   | 1-3 % del diametro del tunel  |   |                     |
| Moderado  |   | 3-5 % del diametro del tunel  |   |                     |
| Alto  |   | > 5 % del diametro del tunel  |   |                     |


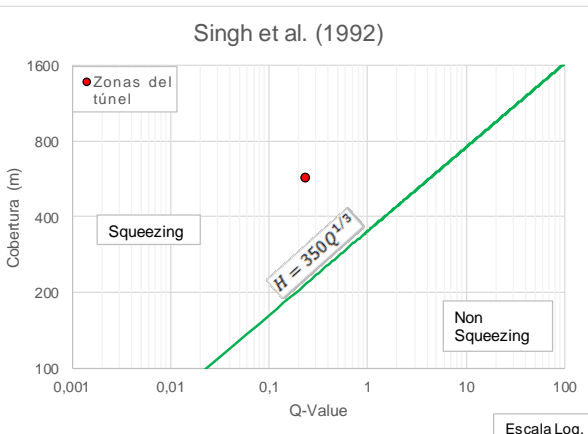
Zona 5 (K27+850 - K28+250): Túnel Palacio – Rioblanco

|  |   |   |   |                     |  |
|--|---|---|---|---------------------|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas  |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez |  |                     |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992  |   |   |   |                     |  |
| <b>Información general</b>   |   |   |   |                     |  |
| <b>Nombre del proyecto:</b>  | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 3,7   |                     |  |
| <b>Túnel:</b>  | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |                     |  |
| <b>Longitud [km]:</b>  | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K27+850 - K28+250   |                     |  |
| <b>Zona No.:</b>   | 5   |   |   |                     |  |
| <b>Litología</b>   | Conformado por arcillolita gris verdosa, con intercalaciones de arcillolita abigarrada y con láminas de yeso. |   |   |                     |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>  |   |   |   |                     |  |
| Convergencia máxima, $f$ [m]   | 0,45  | Relación K de esfuerzos, K  | 1,4   |                     |  |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]   | 100   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 3,434   |                     |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 24,525  | Factor de alteración, D   | 0,2   |                     |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]  | 2,45  | Geological Strength Index , GSI                                       | 55  |                     |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 2,94  | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]        | 0,381   |                     |  |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 0,736   | Constante para roca intacta, mi                                       | 5   |                     |  |
| <b>Análisis de la información</b>  |   |   |   |                     |  |
|  <p style="text-align: center;">Singh et al. (1992)</p> |   | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                             | Q (Barton et al. 1974)  | 3,395               |  |
|  |   | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |   | 526,02              |  |
|  |   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | NO                  |  |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>   |   |   |   |                     |  |
| Covergencia Real (%)   |   | 12,2  | Alto  |                     |  |
| Covergencia Modelación (%)   |   | 13,1  | Alto  |                     |  |
| <b>Grado de Squeezing</b>  |   |   |   | <b>Convergencia</b> |  |
| Bajo   |   | 1-3 % del diametro del tunel  |   |                     |  |
| Moderado   |   | 3-5 % del diametro del tunel  |   |                     |  |
| Alto   |   | > 5 % del diametro del tunel  |   |                     |  |

Consolidado de resultados: Túnel Palacio – Rioblanco


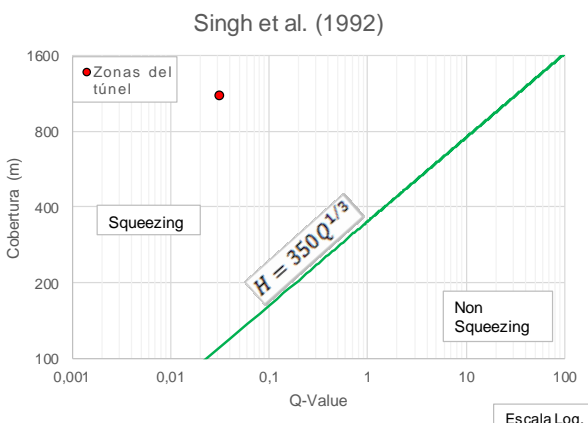
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas   |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez   |  |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
|---|---|---|---|----------|---|------------------|-------|-------|-------|--|--|----------|----------------------|-----------------------------|-----|-------------------------------|-----|---------------------------|---|-------|-----|-------------------------------|------|---------------------------|---|-------|-----|-------------------------------|------|---------------------------|---|-------|-----|-------------------------------|------|---------------------------|--|------|---|------|------|---------------------------|--|------|
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992   |   |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 3,7   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco                                     | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
|   |   | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th><math>GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44</math><br/>Q (Barton et al. 1974)</th> <th>Cobertura, H (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1,948</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1,118</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1,118</td> <td>110</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>NO</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1,948</td> <td>215</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>NO</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>3,395</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>NO</td> </tr> </tbody> </table> |   | Zona No. | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | Cobertura, H (m) | 1     | 1,948 | 500   | <b>Condición de Squeezing</b>  |  | SI       | 2                    | 1,118                       | 600 | <b>Condición de Squeezing</b> |     | SI                        | 3 | 1,118 | 110 | <b>Condición de Squeezing</b> |      | NO                        | 4 | 1,948 | 215 | <b>Condición de Squeezing</b> |      | NO                        | 5 | 3,395 | 100 | <b>Condición de Squeezing</b> |      | NO                        |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| Zona No.  | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | Cobertura, H (m)  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 1   | 1,948   | 500   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 2   | 1,118   | 600   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 3   | 1,118   | 110   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | NO  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 4   | 1,948   | 215   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | NO  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 5   | 3,395   | 100   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | NO  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>  |   |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Grado de Squeezing</th> <th>Convergencia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bajo</td> <td>1-3 %</td> </tr> <tr> <td>Moderado</td> <td>3-5 %</td> </tr> <tr> <td>Alto</td> <td>&gt; 5 %</td> </tr> </tbody> </table> |   | Grado de Squeezing  | Convergencia  | Bajo     | 1-3 %   | Moderado         | 3-5 % | Alto  | > 5 % | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th>Covergencia Real (%)</th> <th>Convergencia Modelación (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>10</td> <td>9,7</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>27,0</td> <td>33,9</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>12,2</td> <td>15,0</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>16,2</td> <td>21,1</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>12,2</td> <td>13,1</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Alto</td> </tr> </tbody> </table> |  | Zona No. | Covergencia Real (%) | Convergencia Modelación (%) | 1   | 10                            | 9,7 | <b>Grado de Squeezing</b> |   | Alto  | 2   | 27,0                          | 33,9 | <b>Grado de Squeezing</b> |   | Alto  | 3   | 12,2                          | 15,0 | <b>Grado de Squeezing</b> |   | Alto  | 4   | 16,2                          | 21,1 | <b>Grado de Squeezing</b> |  | Alto | 5 | 12,2 | 13,1 | <b>Grado de Squeezing</b> |  | Alto |
| Grado de Squeezing  | Convergencia  |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| Bajo  | 1-3 %   |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| Moderado  | 3-5 %   |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| Alto  | > 5 %   |   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| Zona No.  | Covergencia Real (%)                                    | Convergencia Modelación (%)   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 1   | 10  | 9,7   |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | Alto  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 2   | 27,0  | 33,9  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | Alto  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 3   | 12,2  | 15,0  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | Alto  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 4   | 16,2  | 21,1  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | Alto  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| 5   | 12,2  | 13,1  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | Alto  |   |          |   |                  |       |       |       |  |  |          |                      |                             |     |                               |     |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |   |       |     |                               |      |                           |  |      |   |      |      |                           |  |      |

## Zona 1 (K2+100): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)


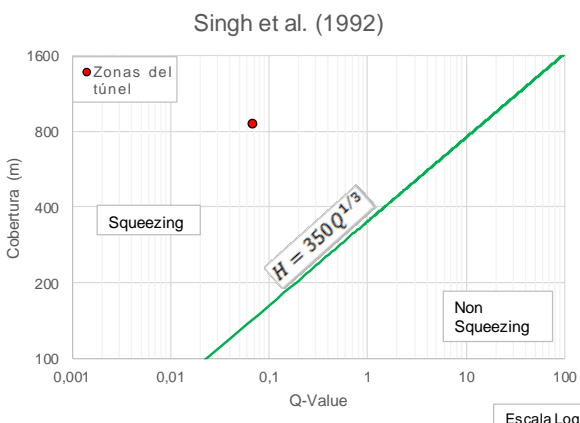
|   |   |   |   |        |
|---|---|---|---|--------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas   |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez |  |        |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992   |   |   |   |        |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |        |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 5   |        |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |        |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 23,3  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K2+100  |        |
| <b>Zona No.:</b>  | 1   |   |   |        |
| <b>Litología</b>  | Constituido por roca clasificada para el proyecto como D2, compuesta por filita silicea deformada tectónicamente, foliada y cizallada con arcilla en los contactos. Se caracteriza por altas deformaciones plásticas con cero cambio volumétrico. |   |   |        |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>   |   |   |   |        |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,25  | Relación K de esfuerzos, K  | 1,0   |        |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 570   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 14,8  |        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26  | Factor de alteración, D   | 0,05  |        |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 14,8  | Geological Strength Index, GSI  | 31  |        |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]  | 50  | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]        | 4,5   |        |
| Módulo dedeformación, $E_i$ [Gpa]   | 29,5  | Constante para roca intacta, $m_i$                                    | 7   |        |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |        |
|  <p style="text-align: center;">Singh et al. (1992)</p> <p style="text-align: center;">Escala Log.</p> |   | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                             | Q (Barton et al. 1974)  | 0,236  |
|   |   | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |   | 216,25 |
|   |   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI     |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>  |   |   |   |        |
| Covergencia Real (%)  |   | 5   | Moderado  |        |
| Covergencia Modelación (%)  |   | 4,2   | Moderado  |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | <b>Convergencia</b>   |   |        |
| Bajo  |   | 1-3 % del diametro del tunel  |   |        |
| Moderado  |   | 3-5 % del diametro del tunel  |   |        |
| Alto  |   | > 5 % del diametro del tunel  |   |        |




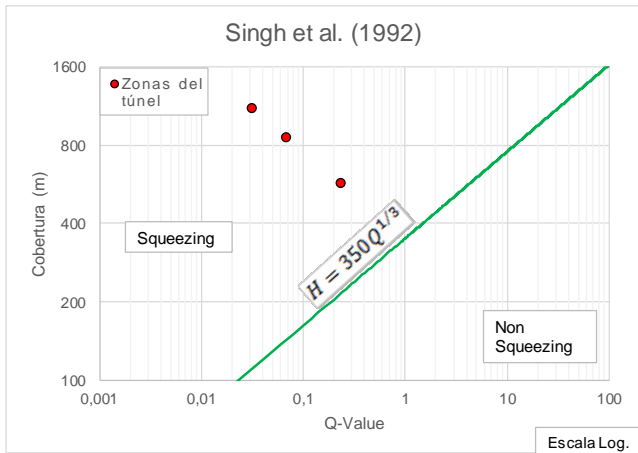
## Zona 2 (K10+000 - K12+000): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

|   |  |   |   |        |
|---|--|---|---|--------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez |  |        |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |  |   |   |        |
| <b>Información general</b>  |  |   |   |        |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Yacambú - Quibor   | <b>Diámetro [m]:</b>  | 5,2   |        |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor   | <b>Tipo de sección:</b>   | Circular  |        |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 23,3   | <b>Tramo de estudio:</b>  | K10+000 - K12+000   |        |
| <b>Zona No.:</b>  | 2  |   |   |        |
| <b>Litología</b>  | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas graffítica severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |   |   |        |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |  |   |   |        |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,936  | Relación K de esfuerzos, K  | 1,0   |        |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 1100   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 28,6  |        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26   | Factor de alteración, D   | 0,05  |        |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 28,6   | Geological Strength Index, GSI  | 13  |        |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 50   | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]        | 2,4   |        |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]  | 29,5   | Constante para roca intacta, $m_i$                                    | 7   |        |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |   |   |        |
|          |  | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                             | Q (Barton et al. 1974)  | 0,032  |
|   |  | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |   | 111,03 |
|   |  | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI     |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |  |   |   |        |
| Covergencia Real (%)  |  | 18,0  | Alto  |        |
| Covergencia Modelación (%)  |  | 18,1  | Alto  |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  |   |   |        |
| <b>Bajo</b>   |  | 1-3 % del diametro del tunel  |   |        |
| <b>Moderado</b>   |  | 3-5 % del diametro del tunel  |   |        |
| <b>Alto</b>   |  | > 5 % del diametro del tunel  |   |        |


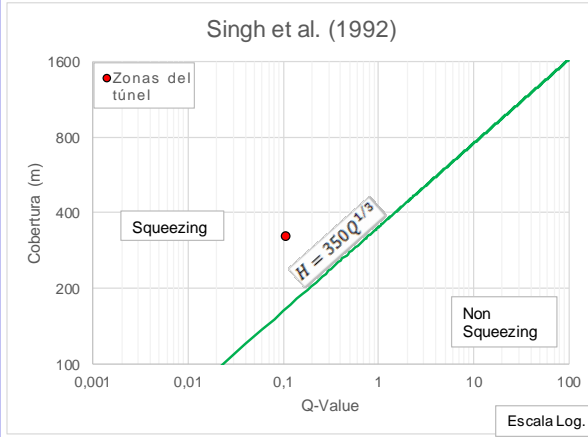
**Zona 3 (K12+750 - K12+940): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)**

|   |   |   |   |        |
|---|---|---|---|--------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez |  |        |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |   |   |   |        |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |        |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 5,2   |        |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Tipo de sección:</b>   | Circular  |        |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 23,3  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K12+750 - K12+940   |        |
| <b>Zona No.:</b>  | 3   |   |   |        |
| <b>Litología</b>  | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas grafitica severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |   |   |        |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |   |   |   |        |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,442   | Relación K de esfuerzos, K  | 1,0   |        |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 855   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 22,2  |        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26  | Factor de alteración, D   | 0,05  |        |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 22,2  | Geological Strength Index , GSI                                       | 20  |        |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 50  | Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]        | 3,8   |        |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]  | 29  | Constante para roca intacta, mi                                       | 7   |        |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |        |
|          |   | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>                             | Q (Barton et al. 1974)  | 0,069  |
|   |   | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |   | 143,89 |
|   |   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI     |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |   |   |   |        |
| Covergencia Real (%)  |   | 8,5   | Alto  |        |
| Covergencia Modelación (%)  |   | 8,5   | Alto  |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | <b>Convergencia</b>   |   |        |
| Bajo  |   | 1-3 % del diametro del tunel  |   |        |
| Moderado  |   | 3-5 % del diametro del tunel  |   |        |
| Alto  |   | > 5 % del diametro del tunel  |   |        |


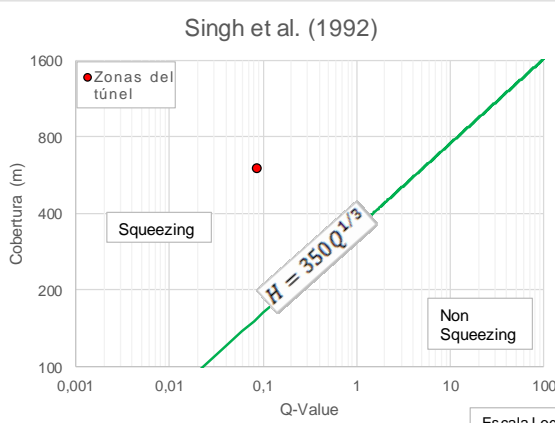
Consolidado de resultados: Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas   |                               | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez  |  |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
|---|-------------------------------|--|---|----------|-------------------------------|------------------|------------------------|------|-------|---|-------------------------------|----------|----------------------|-----------------------------|-------|------|-------------------------------|---------------------------|----------|----------|-------|------|-------------------------------|---------------------------|------|------|---|-----|-----|---------------------------|------|------|
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992   |                               |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Información general</b>  |                               |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Yacambú - Quibor              | <b>Tipo de sección</b>   | <b>Diámetro (m)</b>   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor              | Herradura con paredes curvas   | 5,0   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 23,3                          | Circular   | 5,2   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Análisis de la información</b>   |                               |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
|   |                               | <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Zona No.</th> <th><math>GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44</math></th> <th rowspan="2">Cobertura, H (m)</th> </tr> <tr> <th>Q (Barton et al. 1974)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,236</td> <td>570</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,032</td> <td>1100</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>SI</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0,069</td> <td>855</td> </tr> <tr> <td colspan="2"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td>SI</td> </tr> </tbody> </table> |   | Zona No. | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | Cobertura, H (m) | Q (Barton et al. 1974) | 1    | 0,236 | 570   | <b>Condición de Squeezing</b> |          | SI                   | 2                           | 0,032 | 1100 | <b>Condición de Squeezing</b> |                           | SI       | 3        | 0,069 | 855  | <b>Condición de Squeezing</b> |                           | SI   |      |   |     |     |                           |      |      |
| Zona No.  | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$ | Cobertura, H (m)   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
|   | Q (Barton et al. 1974)        |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| 1   | 0,236                         | 570  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |                               | SI   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| 2   | 0,032                         | 1100   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |                               | SI   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| 3   | 0,069                         | 855  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |                               | SI   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>  |                               |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Grado de Squeezing</th> <th>Convergencia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bajo</td> <td>1-3 %</td> </tr> <tr> <td>Moderado</td> <td>3-5 %</td> </tr> <tr> <td>Alto</td> <td>&gt; 5 %</td> </tr> </tbody> </table> |                               | Grado de Squeezing   | Convergencia  | Bajo     | 1-3 %                         | Moderado         | 3-5 %                  | Alto | > 5 % | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th>Covergencia Real (%)</th> <th>Convergencia Modelación (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>5</td> <td>4,2</td> </tr> <tr> <td><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Moderado</td> <td>Moderado</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>18,0</td> <td>18,1</td> </tr> <tr> <td><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>8,5</td> <td>8,5</td> </tr> <tr> <td><b>Grado de Squeezing</b></td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> </tbody> </table> |                               | Zona No. | Covergencia Real (%) | Convergencia Modelación (%) | 1     | 5    | 4,2                           | <b>Grado de Squeezing</b> | Moderado | Moderado | 2     | 18,0 | 18,1                          | <b>Grado de Squeezing</b> | Alto | Alto | 3 | 8,5 | 8,5 | <b>Grado de Squeezing</b> | Alto | Alto |
| Grado de Squeezing  | Convergencia                  |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| Bajo  | 1-3 %                         |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| Moderado  | 3-5 %                         |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| Alto  | > 5 %                         |  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| Zona No.  | Covergencia Real (%)          | Convergencia Modelación (%)  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| 1   | 5                             | 4,2  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   | Moderado                      | Moderado   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| 2   | 18,0                          | 18,1   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   | Alto                          | Alto   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| 3   | 8,5                           | 8,5  |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |
| <b>Grado de Squeezing</b>   | Alto                          | Alto   |   |          |                               |                  |                        |      |       |   |                               |          |                      |                             |       |      |                               |                           |          |          |       |      |                               |                           |      |      |   |     |     |                           |      |      |


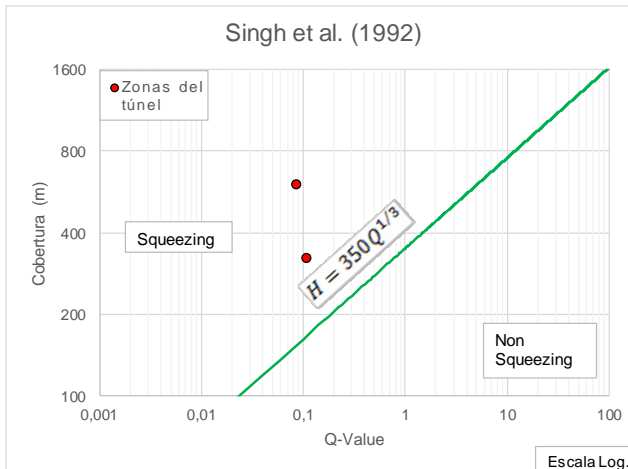
## Zona 1 (K1+000 - K1+300): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)

|   |  |   |  |   |  |
|---|--|---|--|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil  |  |  |  |
| Madeleidy Rodriguez   |  |   |  |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |  |   |  |   |  |
| <b>Información general</b>  |  |   |  |   |  |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   |  | Hidroeléctrico del Guavio   |  | <b>Diámetro [m]:</b>  |  |
| Túnel:  |  | Fuga  |  | 9,1   |  |
| <b>Longitud [km]:</b>   |  | 5,2   |  | <b>Tipo de sección:</b>   |  |
| <b>Zona No.:</b>  |  | 1 (Falla Santa María)   |  | herradura con paredes curvas y solera curva   |  |
|   |  |   |  | K1+000 - K1+300   |  |
| <b>Litología</b>  |  | Constituido por lutita negra gris oscura localmente limosa, con intercalaciones de limolita y areniscas muy alteradas y fracturadas, replegada con estrios de fricción, dureza media, estratificación laminada con intercalaciones de caliza gris oscura. |  |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |  |   |  |   |  |
| Convergencia máxima, $\lambda$ [m]  |  | 0,3   |  |   |  |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  |  | 320   |  |   |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  |  | 25  |  |   |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   |  | 8   |  |   |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      |  | 15  |  |   |  |
| Módulo de deformación, Ei [Gpa]   |  | 4   |  |   |  |
| Factor de alteración, D   |  | 0,2   |  |   |  |
| Geological Strength Index, GSI  |  | 24  |  |   |  |
| Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]                              |  | 0,9   |  |   |  |
| Constante para roca intacta, mi   |  | 6   |  |   |  |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |   |  |   |  |
|          |  | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>   |  | Q (Barton et al. 1974)  |  |
|   |  | 0,108   |  |   |  |
|   |  | <b>350 · Q<sup>1/3</sup></b>  |  | 166,87  |  |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |  | SI  |  |   |  |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |  |   |  |   |  |
| Covergencia Real (%)  |  | 3,3   |  | Moderado  |  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  |   |  |   |  |
| <b>Bajo</b>   |  | 1-3 % del diámetro del tunel  |  |   |  |
| <b>Moderado</b>   |  | 3-5 % del diámetro del tunel  |  |   |  |
| <b>Alto</b>   |  | > 5 % del diámetro del tunel  |  |   |  |

Zona 2 (K2+915 - K3+050): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)


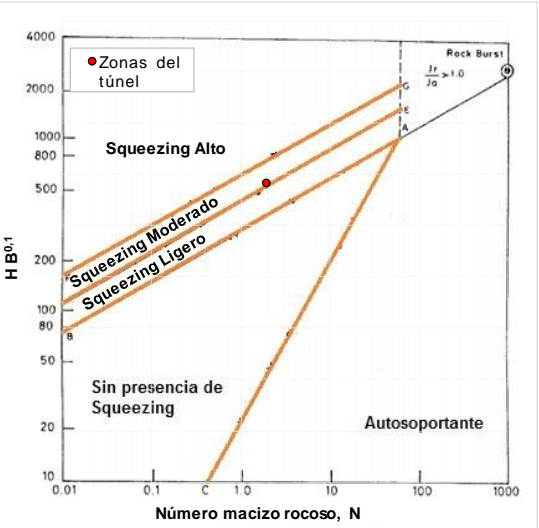
|  |  |  |   |   |
|--|--|--|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas  |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civi<br>Madeleidy Rodriguez |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL., 1992 |  |  |   |   |
| <b>Información general</b>   |  |  |   |   |
| <b>Nombre del proyecto:</b>  | Hidroeléctrico del Guavio  | <b>Diámetro [m]:</b>   | 9,1   |   |
| <b>Túnel:</b>  | Fuga   | <b>Tipo de sección:</b>  | herradura con paredes curvas y solera curva |   |
| <b>Longitud [km]:</b>  | 5,2  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K2+915 - K3+050                             |   |
| <b>Zona No.:</b>   | 2 (Falla San Luis)   |  |   |   |
| <b>Litología</b>   | Constituido por lutitas grises con superficies carbonosas, fósil, blanda, laminadas con lentes de arcilla, con intercalaciones de arenisca friable de dureza media y limolita negra a gris oscura, de dureza media a sana, estratificación delgada a media. En esta zona se presenta la roca muy fracturada y con material arcilloso, blando y alterado. |  |   |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                            |  |  |   |   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]   |  | 0,5  |   |   |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]   |  | 600  |   |   |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   |  | 25   |   |   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  |  | 15   |   |   |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                       |  | 15   |   |   |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]   |  | 6  |   |   |
| Factor de alteración, $D$  |  | 0,2  |   |   |
| Geological Strength Index, $GSI$   |  | 22   |   |   |
| Resistencia a compresión de macizo rocoso, $\sigma_{cm}$ [Mpa]                               |  | 0,84   |   |   |
| Constante para roca intacta, $m_i$   |  | 6  |   |   |
| <b>Análisis de la información</b>  |  |  |   |   |
|           |  | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$  | $Q$ (Barton et al. 1974)                    | 0,087   |
|  |  | $350 \cdot Q^{1/3}$  |   | 154,95  |
|  |  | <b>Condición de Squeezing</b>  |   | SI  |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                       |  |  |   |   |
| Cobergencia Real (%)   |  | 5,5  | Alto  |   |
| <b>Grado de Squeezing</b>  |  | <b>Convergencia</b>  |   |   |
| Bajo   |  | 1-3 % del diametro del tunel   |   |   |
| Moderado   |  | 3-5 % del diametro del tunel   |   |   |
| Alto   |  | > 5 % del diametro del tunel   |   |   |

Consolidado de resultados: Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)


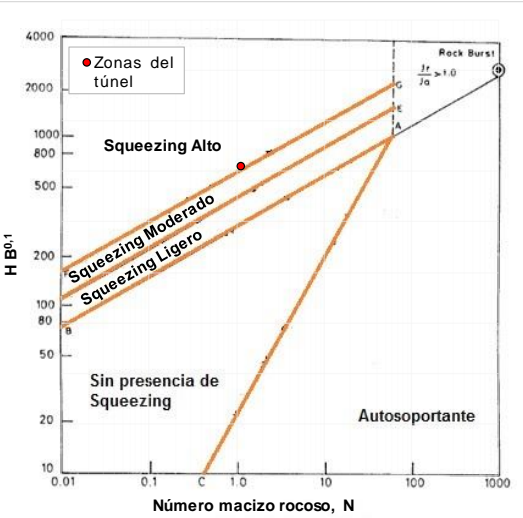
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez   |   |  |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|---|---|---|---|---|----------|---|------------------|---|-------|-----|-------------------------------|--|----|---|-------|-----|-------------------------------|--|----|
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR SINGH ET AL, 1992 |   |   |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Hidroeléctrico del Guavio                               | <b>Diámetro [m]:</b>  | 9,1   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Túnel:</b>   | Fuga  | <b>Tipo de sección:</b>   | Herradura con paredes curvas y solera curva |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 5,2   |   |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|           |   | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th><math>GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44</math><br/>Q (Barton et al. 1974)</th> <th>Cobertura, H (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,108</td> <td>320</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,087</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><b>Condición de Squeezing</b></td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> </tbody> </table> |   |   | Zona No. | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | Cobertura, H (m) | 1 | 0,108 | 320 | <b>Condición de Squeezing</b> |  | SI | 2 | 0,087 | 600 | <b>Condición de Squeezing</b> |  | SI |
| Zona No.  | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | Cobertura, H (m)  |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| 1   | 0,108   | 320   |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI  |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| 2   | 0,087   | 600   |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI  |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
| <b>Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</b>                                      |   |   |   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | <b>Zona No.</b>   | <b>Covergencia Real (%)</b>                 |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | 1 (Falla Santa María)   | 3,3   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | <b>Grado de Squeezing</b>   | Moderado                                    |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | 2 (Falla San Luis)  | 5,5   |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | <b>Grado de Squeezing</b>   | Alto  |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   |   | Escala Log.                                 |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | <b>Grado de Squeezing</b>   | <b>Convergencia</b>                         |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | Bajo  | 1-3 %                                       |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | Moderado  | 3-5 %                                       |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |
|   |   | Alto  | > 5 %                                       |   |          |   |                  |   |       |     |                               |  |    |   |       |     |                               |  |    |

## Método empírico: Goel et al. (1995)

### Zona 1 (K5+000 - K5+850): Túnel Palacio – Rioblanco


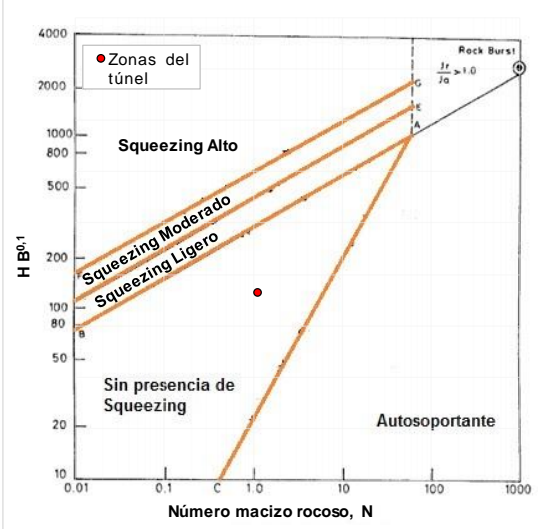
|   |  |   |   |
|---|--|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL., 1995 |  |   |   |
| <b>Información general</b>  |  |   |   |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza   | <b>Diámetro [m]:</b>  | 3,7   |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco  | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4   | <b>Tramo de estudio:</b>  | K5+000 - K5+850   |
| <b>Zona No.:</b>  | 1  |   |   |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutita gris oscura, fresca, blanda a moderadamente dura; estratificación delgada a laminar, con algunas intercalaciones de arenisca y caliza |   |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |   |   |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,37   | Relación K de esfuerzos, K  | 1,14  |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 500  | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 14  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525   | Factor de alteración, D   | 0,2   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 12,26  | Geological Strength Index, GSI  | 50  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 17,66  | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa]                  | 2,175   |
| Módulo de deformación, E [Gpa]  | 2,7  | Constante para roca intacta, mi                                       | 6   |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |   |   |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$  | Q (Barton et al. 1974)  | 1,948   |
|   | Número de macizo rocoso  | $N = (Q)_{SRF=1}$   | 1,948   |
|   |  | $H \cdot B^{0.1}$   | 569,89  |
|   | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing   | $(275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1}$  | 300,65  |
|   | <b>Condición de Squeezing</b>  |   | SI  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | Moderado  |   |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |  |   |   |
| Covergencia Real (%)  | 10   | Alto  |   |
| Covergencia Modelación (%)  | 9,7  | Alto  |   |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | <b>Convergencia</b>   |   |
| Bajo  | 1-3 % del diámetro del tunel   |   |   |
| Moderado  | 3-5 % del diámetro del tunel   |   |   |
| Alto  | > 5 % del diámetro del tunel   |   |   |

Zona 2 (K12+650 - K12+740): Túnel Palacio – Rioblanco


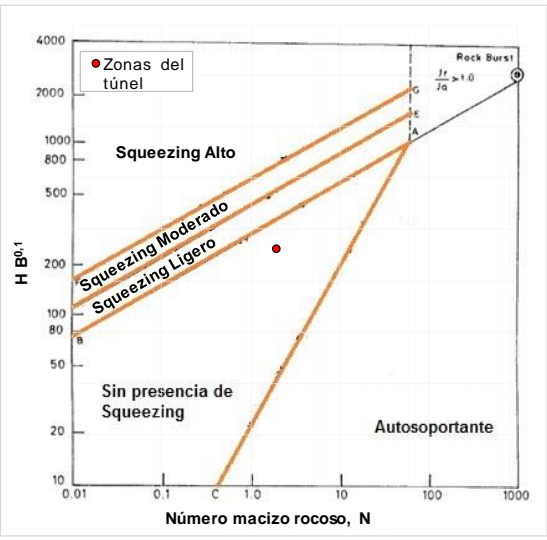
|   |   |   |   |
|---|---|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |   |   |   |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 3,7   |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K12+650 - K12+740   |
| <b>Zona No.:</b>  | 2   |   |   |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutita gris oscura, de estratificación laminar, con intercalaciones de arenisca y caliza triturada. |   |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |   |   |
| Convergencia máxima, f [m]  | 1,0   | Relación K de esfuerzos, K  | 1,02  |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 600   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 15  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D   | 0,2   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 14,72   | Geological Strength Index, GSI  | 45  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 19,62   | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa]                  | 2,132   |
| Módulo dedeformación, E [Gpa]   | 2,9   | Constante para roca intacta, mi                                       | 6   |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$   | Q (Barton et al. 1974)  | 1,118   |
|   | Número de macizo rocoso   | $N = (Q)_{SRF=1}$   | 1,118   |
|   |   | $H \cdot B^{0,1}$   | 683,87  |
|   | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing  | $(275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$  | 250,29  |
|   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   | SI  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | Alto  |   |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |   |   |   |
| Convergencia Real (%)   | 27,0  | Alto  |   |
| Convergencia Modelación (%)   | 33,9  | Alto  |   |
| <b>Grado de Squeezing</b>   | <b>Convergencia</b>   |   |   |
| Bajo  | 1-3 % del diametro del tunel  |   |   |
| Moderado  | 3-5 % del diametro del tunel  |   |   |
| Alto  | > 5 % del diametro del tunel  |   |   |




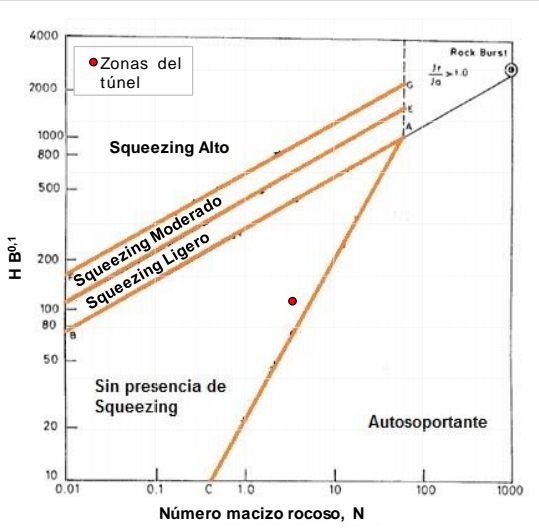
Zona 3 (K18+040 - K19+600): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |  |   |  |
|---|---|--|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil       |  |  |
|   |   | Madeleidy Rodriguez                                  |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |   |  |   |  |
| <b>Información general</b>  |   |  |   |  |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>                                 | 3,7   |  |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>                              | herradura con paredes curvas  |  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>                             | K18+040 - K19+600   |  |
| <b>Zona No.:</b>  | 3   |  |   |  |
| <b>Litología</b>  | La roca está constituida por limolita gris oscura, de regular cimentación, compacta, húmeda, con intercalaciones de arenisca blanda, de grano fino. Además, se presenta arcillolita gris, con manchas rojizas, compacta, homogénea, moderadamente dura, seca. |  |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |   |  |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,45  | Relación K de esfuerzos, K                           | 1,4   |  |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 110   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                | 3,78  |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D                              | 0,2   |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 2,7   | Geological Strength Index, GSI                       | 45  |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 3,92  | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa] | 0,391   |  |
| Módulo dedeformación, E [Gpa]   | 0,981   | Constante para roca intacta, mi                      | 5   |  |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |  |   |  |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$   | Q (Barton et al. 1974)                               | 1,118   |  |
|   | Número de macizo rocoso   | $N = (Q)_{SRF=1}$                                    | 1,118   |  |
|   |   | $H \cdot B^{0.1}$                                    | 125,38  |  |
|   | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing  | $(275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1}$                       | 250,29  |  |
|   | <b>Condición de Squeezing</b>   |  | NO  |  |
|   | <b>Grado de Squeezing</b>   |  | Sin presencia de Squeezing  |  |
|   | <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |  |   |  |
|   | Covergencia Real (%)  | 12,2   | Alto  |  |
|   | Covergencia Modelación (%)  | 15,0   | Alto  |  |
|   | <b>Grado de Squeezing</b>   |  | <b>Convergencia</b>   |  |
| Bajo  |   | 1-3 % del diametro del tunel                         |   |  |
| Moderado  |   | 3-5 % del diametro del tunel                         |   |  |
| Alto  |   | > 5 % del diametro del tunel                         |   |  |

Zona 4 (K21+340 - K21+900): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |   |   |        |
|---|---|---|---|--------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil        |  |        |
|   |   | Madeleidy Rodriguez                                   |   |        |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL., 1995 |   |   |   |        |
| <b>Información general</b>  |   |   |   |        |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>                                  | 3,7   |        |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>                               | herradura con paredes curvas  |        |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>                              | K21+340 - K21+900   |        |
| <b>Zona No.:</b>  | 4   |   |   |        |
| <b>Litología</b>  | Conformado por lutitas gris oscura, en láminas delgadas, principalmente arcillosa, localmente silícea, blanda, bastante plástica, con intercalaciones de arenisca gris clara, grano fino, cuarzosa, moderadamente dura de estratificación media , y de limolita moderadamente dura. |   |   |        |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |   |   |        |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,6   | Relación K de esfuerzos, K                            | 1,3   |        |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 215   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                 | 6,85  |        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D                               | 0,2   |        |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 5,27  | Geological Strength Index , GSI                       | 50  |        |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 6,87  | Resistencia a compresión macizo , $\sigma_{cm}$ [Mpa] | 0,846   |        |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]  | 1,2   | Constante para roca intacta, mi                       | 6   |        |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |   |   |        |
|          | <b>GSI = 9 ln(Q<sub>SRF=1</sub>) + 44</b>   | Q (Barton et al. 1974)                                | 1,948   |        |
|   | <b>Número de macizo rocoso</b>  | <b>N = (Q)<sub>SRF=1</sub></b>                        |   | 1,948  |
|   |   | <b>H · B<sup>0.1</sup></b>                            |   | 245,05 |
|   | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing  | <b>(275 · N<sup>0.33</sup>)B<sup>-0.1</sup></b>       |   | 300,65 |
|   | <b>Condición de Squeezing</b>   |   |   | NO     |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   |   | Sin presencia de Squeezing  |        |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |   |   |   |        |
| Covergencia Real (%)  | 16,2  | Alto  |   |        |
| Covergencia Modelación (%)  | 21,1  | Alto  |   |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | <b>Convergencia</b>                                   |   |        |
| Bajo  |   | 1-3 % del diametro del tunel                          |   |        |
| Moderado  |   | 3-5 % del diametro del tunel                          |   |        |
| Alto  |   | > 5 % del diametro del tunel                          |   |        |


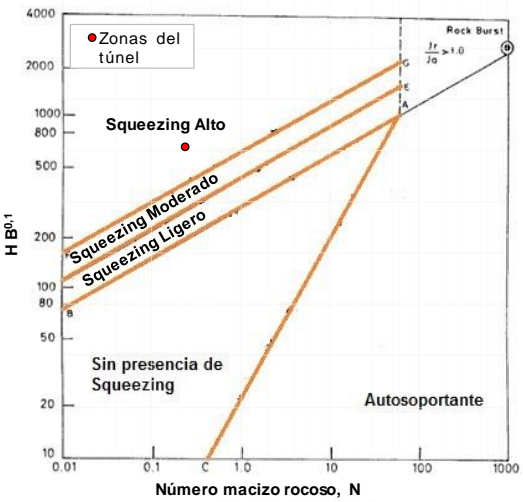
Zona 5 (K27+850 - K28+250): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |  |   |
|---|---|--|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil       |  |
|   |   | Madeleidy Rodriguez                                  |   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |   |  |   |
| <b>Información general</b>  |   |  |   |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro [m]:</b>                                 | 3,7   |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco   | <b>Tipo de sección:</b>                              | herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>                             | K27+850 - K28+250   |
| <b>Zona No.:</b>  | 5   |  |   |
| <b>Litología</b>  | Conformado por arcillolita gris verdosa, con intercalaciones de arcillolita abigarrada y con láminas de yeso. |  |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |   |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,45  | Relación K de esfuerzos, K                           | 1,4   |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 100   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                | 3,434   |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D                              | 0,2   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 2,45  | Geological Strength Index, GSI                       | 55  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 2,94  | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa] | 0,381   |
| Módulo dedeformación, E [Gpa]   | 0,736   | Constante para roca intacta, mi                      | 5   |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |  |   |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$   | Q (Barton et al. 1974)                               | 3,395   |
|   | Número de macizo rocoso   | $N = (Q)_{SRF=1}$                                    | 3,395   |
|   |   | $H \cdot B^{0.1}$                                    | 113,98  |
| Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing                                  |   | $(275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1}$                       | 361,14  |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   | NO   |   |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | Sin presencia de Squeezing                           |   |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |   |  |   |
| Covergencia Real (%)  | 12,2  | Alto   |   |
| Covergencia Modelación (%)  | 13,1  | Alto   |   |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | <b>Convergencia</b>                                  |   |
| Bajo  | 1-3 % del diametro del tunel  |  |   |
| Moderado  | 3-5 % del diametro del tunel  |  |   |
| Alto  | > 5 % del diametro del tunel  |  |   |


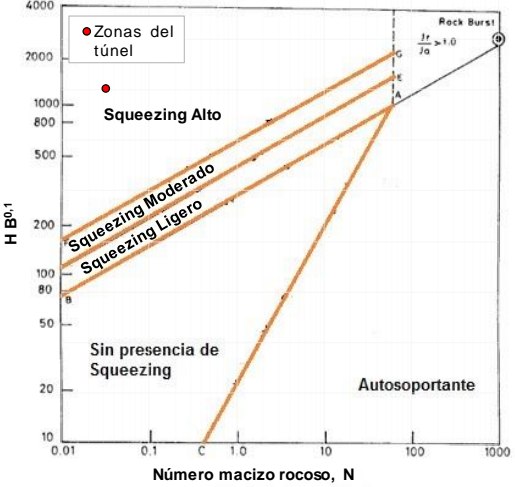
Consolidado de resultados: Túnel Palacio – Rioblanco

| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas   |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
|---|---|---|----------------------------|-------------------|------------------------|---|---|------------------|-------------------|---|-------|-------|----------|----------------------|-----------------------------|----|--------------------|----------|--------------------|------|-------|-------|------|--------|------------------------|------|--------------------|------|------|------|--------------------|-------|------|--------|------------------------|------|--------------------|----------------------------|------|---|-------|-------|--------------------|--------|------------------------|----|--------------------|----------------------------|--|---|-------|-------|-----|--------|------------------------|----|--------------------|----------------------------|--|
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Información general   |   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Nombre del proyecto: Chingaza   |   | Diámetro [m]: 3,7   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Túnel: Palacio - Rioblanco  |   | Tipo de sección: herradura con paredes curvas   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Longitud [km]: 28,4   |   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Análisis de la información  |   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
|   |   | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th><math>GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44</math><br/>Q (Barton et al. 1974)</th> <th><math>N = (Q)_{SRF=1}</math></th> <th>Cobertura, H (m)</th> <th><math>H \cdot B^{0.1}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1,948</td> <td>1,948</td> <td>500</td> <td>569,89</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>SI</td> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Moderado</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1,118</td> <td>1,118</td> <td>600</td> <td>683,87</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>SI</td> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1,118</td> <td>1,118</td> <td>110</td> <td>125,38</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>NO</td> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Sin presencia de Squeezing</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1,948</td> <td>1,948</td> <td>215</td> <td>245,05</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>NO</td> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Sin presencia de Squeezing</td> <td></td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>3,395</td> <td>3,395</td> <td>100</td> <td>113,98</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>NO</td> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Sin presencia de Squeezing</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> |                            |                   | Zona No.               | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | $N = (Q)_{SRF=1}$   | Cobertura, H (m) | $H \cdot B^{0.1}$ | 1   | 1,948 | 1,948 | 500      | 569,89               | Condición de Squeezing      | SI | Grado de Squeezing | Moderado |                    | 2    | 1,118 | 1,118 | 600  | 683,87 | Condición de Squeezing | SI   | Grado de Squeezing | Alto |      | 3    | 1,118              | 1,118 | 110  | 125,38 | Condición de Squeezing | NO   | Grado de Squeezing | Sin presencia de Squeezing |      | 4 | 1,948 | 1,948 | 215                | 245,05 | Condición de Squeezing | NO | Grado de Squeezing | Sin presencia de Squeezing |  | 5 | 3,395 | 3,395 | 100 | 113,98 | Condición de Squeezing | NO | Grado de Squeezing | Sin presencia de Squeezing |  |
| Zona No.  | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | $N = (Q)_{SRF=1}$   | Cobertura, H (m)           | $H \cdot B^{0.1}$ |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 1   | 1,948   | 1,948   | 500                        | 569,89            |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Condición de Squeezing  | SI  | Grado de Squeezing  | Moderado                   |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 2   | 1,118   | 1,118   | 600                        | 683,87            |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Condición de Squeezing  | SI  | Grado de Squeezing  | Alto                       |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 3   | 1,118   | 1,118   | 110                        | 125,38            |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Condición de Squeezing  | NO  | Grado de Squeezing  | Sin presencia de Squeezing |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 4   | 1,948   | 1,948   | 215                        | 245,05            |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Condición de Squeezing  | NO  | Grado de Squeezing  | Sin presencia de Squeezing |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 5   | 3,395   | 3,395   | 100                        | 113,98            |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Condición de Squeezing  | NO  | Grado de Squeezing  | Sin presencia de Squeezing |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Condición de Squeezing</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><math>H \gg (275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1} \rightarrow Si Squeezing</math></td> </tr> </tbody> </table> |   |   |                            |                   | Condición de Squeezing |   | $H \gg (275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1} \rightarrow Si Squeezing$ |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Condición de Squeezing  |   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| $H \gg (275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1} \rightarrow Si Squeezing$   |   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)   |   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Grado de Squeezing</th> <th>Convergencia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bajo</td> <td>1-3 %</td> </tr> <tr> <td>Moderado</td> <td>3-5 %</td> </tr> <tr> <td>Alto</td> <td>&gt; 5 %</td> </tr> </tbody> </table> |   | Grado de Squeezing  | Convergencia               | Bajo              | 1-3 %                  | Moderado  | 3-5 %   | Alto             | > 5 %             | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th>Covergencia Real (%)</th> <th>Convergencia Modelación (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>10</td> <td>9,7</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>27,0</td> <td>33,9</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>12,2</td> <td>15,0</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>16,2</td> <td>21,1</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>12,2</td> <td>13,1</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> </tbody> </table> |       |       | Zona No. | Covergencia Real (%) | Convergencia Modelación (%) | 1  | 10                 | 9,7      | Grado de Squeezing | Alto | Alto  | 2     | 27,0 | 33,9   | Grado de Squeezing     | Alto | Alto               | 3    | 12,2 | 15,0 | Grado de Squeezing | Alto  | Alto | 4      | 16,2                   | 21,1 | Grado de Squeezing | Alto                       | Alto | 5 | 12,2  | 13,1  | Grado de Squeezing | Alto   | Alto                   |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Grado de Squeezing  | Convergencia  |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Bajo  | 1-3 %   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Moderado  | 3-5 %   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Alto  | > 5 %   |   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Zona No.  | Covergencia Real (%)                                    | Convergencia Modelación (%)   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 1   | 10  | 9,7   |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Grado de Squeezing  | Alto  | Alto  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 2   | 27,0  | 33,9  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Grado de Squeezing  | Alto  | Alto  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 3   | 12,2  | 15,0  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Grado de Squeezing  | Alto  | Alto  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 4   | 16,2  | 21,1  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Grado de Squeezing  | Alto  | Alto  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| 5   | 12,2  | 13,1  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |
| Grado de Squeezing  | Alto  | Alto  |                            |                   |                        |   |   |                  |                   |   |       |       |          |                      |                             |    |                    |          |                    |      |       |       |      |        |                        |      |                    |      |      |      |                    |       |      |        |                        |      |                    |                            |      |   |       |       |                    |        |                        |    |                    |                            |  |   |       |       |     |        |                        |    |                    |                            |  |


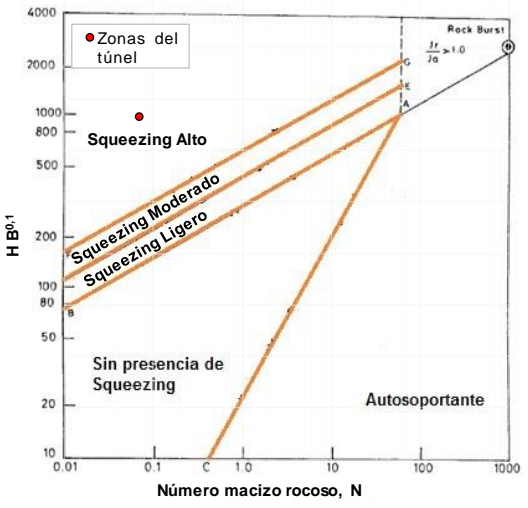
Zona 1 (K2+100): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

|   |   |  |   |
|---|---|--|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil       |  |
|   |   | Madeleidy Rodriguez                                  |   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |   |  |   |
| <b>Información general</b>  |   |  |   |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Diámetro [m]:</b>                                 | 5   |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Tipo de sección:</b>                              | herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 23,3  | <b>Tramo de estudio:</b>                             | K2+100  |
| <b>Zona No.:</b>  | 1   |  |   |
| <b>Litología</b>  | Constituido por roca clasificada para el proyecto como D2, compuesta por filita silicea deformada tectónicamente, foliada y cizallada con arcilla en los contactos. Se caracteriza por altas deformaciones plásticas con cero cambio volumétrico. |  |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |   |
| Convergencia máxima, f [m]  | 0,25  | Relación K de esfuerzos, K                           | 1,0   |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 570   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                | 14,8  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26  | Factor de alteración, D                              | 0,05  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 14,8  | Geological Strength Index, GSI                       | 31  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 50  | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa] | 4,5   |
| Módulo dedeformación, E [Gpa]   | 29,5  | Constante para roca intacta, mi                      | 7   |
| <b>Análisis de la información</b>   |   |  |   |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$   | Q (Barton et al. 1974)                               | 0,236   |
|   | <b>Número de macizo rocoso</b>  | $N = (Q)_{SRF=1}$                                    |   |
|   |   | $H \cdot B^{0.1}$                                    | 669,53  |
| Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing                                  | $(275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1}$  |  | 145,35  |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |   |  | SI  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   |  | Alto  |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |   |  |   |
| Covergencia Real (%)  | 5   |  | Moderado  |
| Covergencia Modelación (%)  | 4,2   |  | Moderado  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |   | <b>Convergencia</b>                                  |   |
| Bajo  |   | 1-3 % del diámetro del tunel                         |   |
| Moderado  |   | 3-5 % del diámetro del tunel                         |   |
| Alto  |   | > 5 % del diámetro del tunel                         |   |

Zona 2 (K10+000 - K12+000): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

|   |  |   |   |
|---|--|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |  |   |   |
| <b>Información general</b>  |  |   |   |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Yacambú - Quibor   | <b>Diámetro [m]:</b>  | 5,2   |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor   | <b>Tipo de sección:</b>   | Circular  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 23,3   | <b>Tramo de estudio:</b>  | K10+000 - K12+000   |
| <b>Zona No.:</b>  | 2  |   |   |
| <b>Litología</b>  | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |   |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |   |   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,936  | Relación K de esfuerzos, K  | 1,0   |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 1100   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                                 | 28,6  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26   | Factor de alteración, D   | 0,05  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 28,6   | Geological Strength Index, GSI  | 13  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 50   | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa]                  | 2,4   |
| Módulo de deformación, E [Gpa]  | 29,5   | Constante para roca intacta, $m_i$                                    | 7   |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |   |   |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$  | Q (Barton et al. 1974)  | 0,032   |
|   | Número de macizo rocoso  | $N = (Q)_{SRF=1}$   | 0,032   |
|   |  | $H \cdot B^{0,1}$   | 1297,16   |
|   | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing   | $(275 \cdot N^{0,33})B^{-0,1}$  | 74,83   |
|   | <b>Condición de Squeezing</b>  |   | SI  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | Alto  |   |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |  |   |   |
| Convergencia Real (%)   | 18,0   | Alto  |   |
| Convergencia Modelación (%)   | 18,1   | Alto  |   |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | <b>Convergencia</b>   |   |
| Bajo  | 1-3 % del diámetro del túnel   |   |   |
| Moderado  | 3-5 % del diámetro del túnel   |   |   |
| Alto  | > 5 % del diámetro del túnel   |   |   |

Zona 3 (K12+750 - K12+940): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)


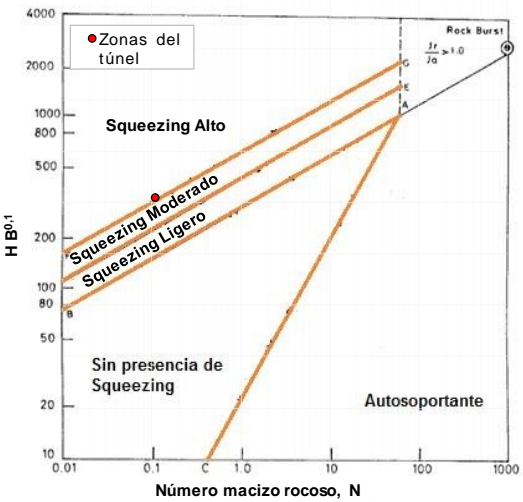
|   |  |  |   |
|---|--|--|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil       |  |
|   |  | Madeleidy Rodriguez                                  |   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL., 1995 |  |  |   |
| <b>Información general</b>  |  |  |   |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Yacambú - Quibor   | <b>Diámetro [m]:</b>                                 | 5,2   |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor   | <b>Tipo de sección:</b>                              | Circular  |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 23,3   | <b>Tramo de estudio:</b>                             | K12+750 - K12+940   |
| <b>Zona No.:</b>  | 3  |  |   |
| <b>Litología</b>  | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |  |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |  |   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,442  | Relación K de esfuerzos, K                           | 1,0   |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 855  | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]                | 22,2  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26   | Factor de alteración, D                              | 0,05  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_V$ [Mpa]   | 22,2   | Geological Strength Index, GSI                       | 20  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 50   | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa] | 3,8   |
| Módulo dedeformación, E [Gpa]   | 29   | Constante para roca intacta, $m_i$                   | 7   |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |  |   |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$  | Q (Barton et al. 1974)                               | 0,069   |
|   | Número de macizo rocoso  | $N = (Q)_{SRF=1}$                                    | 0,069   |
|   |  | $H \cdot B^{0.1}$                                    | 1008,25   |
|   | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing   | $(275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1}$                       | 96,73   |
|   | <b>Condición de Squeezing</b>  |  | SI  |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | Alto   |   |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |  |  |   |
| Covergencia Real (%)  | 8,5  | Alto   |   |
| Covergencia Modelación (%)  | 8,5  | Alto   |   |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | <b>Convergencia</b>                                  |   |
| Bajo  |  | 1-3 % del diámetro del tunel                         |   |
| Moderado  |  | 3-5 % del diámetro del tunel                         |   |
| Alto  |  | > 5 % del diámetro del tunel                         |   |

Consolidado de resultados: Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)


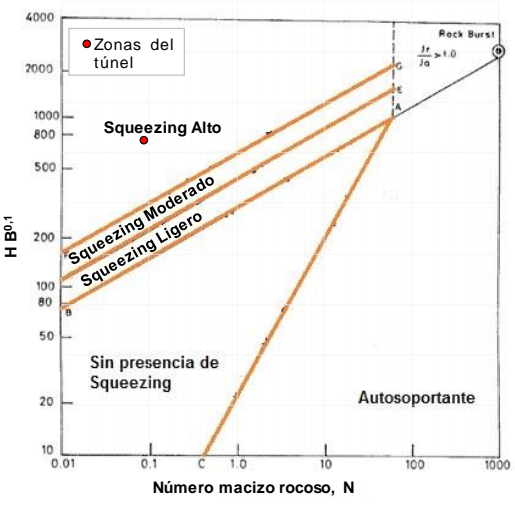
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas  |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
|--|---|--|------------------------------|-------------------|------------------------|---|--|------------------|-------------------|-----|--------------------|----------|----------|--------|------------------------|------|--------------------|------|------|---|-------|-------|--------------------|---------|------------------------|----|--------------------|--|------|---|-------|-------|-----|---------|------------------------|----|--------------------|--|------|
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995   |   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Información general  |   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Nombre del proyecto:   |   | Yacambú - Quibor   | Tipo de sección              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Túnel:   |   | Yacambú - Quibor   | Herradura con paredes curvas |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Longitud [km]:   |   | 23,3   | Circular                     |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
|  |   |  | Diámetro (m)                 |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
|  |   |  | 5,0                          |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
|  |   |  | 5,2                          |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Análisis de la información   |   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
|  |   | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th><math>GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44</math><br/>Q (Barton et al. 1974)</th> <th><math>N = (Q)_{SRF=1}</math></th> <th>Cobertura, H (m)</th> <th><math>H \cdot B^{0.1}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,236</td> <td>0,236</td> <td>570</td> <td>669,53</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>SI</td> <td colspan="2">Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,032</td> <td>0,032</td> <td>1100</td> <td>1297,16</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>SI</td> <td colspan="2">Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0,069</td> <td>0,069</td> <td>855</td> <td>1008,25</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>SI</td> <td colspan="2">Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> </tr> </tbody> </table> |                              |                   | Zona No.               | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | $N = (Q)_{SRF=1}$  | Cobertura, H (m) | $H \cdot B^{0.1}$ | 1   | 0,236              | 0,236    | 570      | 669,53 | Condición de Squeezing | SI   | Grado de Squeezing |      | Alto | 2 | 0,032 | 0,032 | 1100               | 1297,16 | Condición de Squeezing | SI | Grado de Squeezing |  | Alto | 3 | 0,069 | 0,069 | 855 | 1008,25 | Condición de Squeezing | SI | Grado de Squeezing |  | Alto |
| Zona No.   | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | $N = (Q)_{SRF=1}$  | Cobertura, H (m)             | $H \cdot B^{0.1}$ |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| 1  | 0,236   | 0,236  | 570                          | 669,53            |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Condición de Squeezing   | SI  | Grado de Squeezing   |                              | Alto              |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| 2  | 0,032   | 0,032  | 1100                         | 1297,16           |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Condición de Squeezing   | SI  | Grado de Squeezing   |                              | Alto              |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| 3  | 0,069   | 0,069  | 855                          | 1008,25           |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Condición de Squeezing   | SI  | Grado de Squeezing   |                              | Alto              |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Condición de Squeezing</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><math>H \gg (275 \cdot N^{0,33}) B^{-0,1} \rightarrow Si Squeezing</math></td> </tr> </tbody> </table> |   |  |                              |                   | Condición de Squeezing |   | $H \gg (275 \cdot N^{0,33}) B^{-0,1} \rightarrow Si Squeezing$ |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Condición de Squeezing   |   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| $H \gg (275 \cdot N^{0,33}) B^{-0,1} \rightarrow Si Squeezing$   |   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)  |   | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th>Covergencia Real (%)</th> <th>Covergencia Modelación (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>5</td> <td>4,2</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Moderado</td> <td>Moderado</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>18,0</td> <td>18,1</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>8,5</td> <td>8,5</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> <td>Alto</td> </tr> </tbody> </table>  |                              |                   | Zona No.               | Covergencia Real (%)                                    | Covergencia Modelación (%)                                     | 1                | 5                 | 4,2 | Grado de Squeezing | Moderado | Moderado | 2      | 18,0                   | 18,1 | Grado de Squeezing | Alto | Alto | 3 | 8,5   | 8,5   | Grado de Squeezing | Alto    | Alto                   |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Zona No.   | Covergencia Real (%)                                    | Covergencia Modelación (%)   |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| 1  | 5   | 4,2  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing   | Moderado  | Moderado   |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| 2  | 18,0  | 18,1   |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing   | Alto  | Alto   |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| 3  | 8,5   | 8,5  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing   | Alto  | Alto   |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>Grado de Squeezing</th> <th>Convergencia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bajo</td> <td>1-3 %</td> </tr> <tr> <td>Moderado</td> <td>3-5 %</td> </tr> <tr> <td>Alto</td> <td>&gt; 5 %</td> </tr> </tbody> </table>  |   | Grado de Squeezing   | Convergencia                 | Bajo              | 1-3 %                  | Moderado  | 3-5 %  | Alto             | > 5 %             |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing   | Convergencia  |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Bajo   | 1-3 %   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Moderado   | 3-5 %   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |
| Alto   | > 5 %   |  |                              |                   |                        |   |  |                  |                   |     |                    |          |          |        |                        |      |                    |      |      |   |       |       |                    |         |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |         |                        |    |                    |  |      |




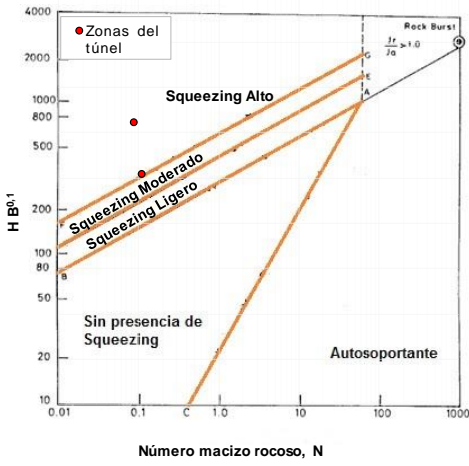

Zona 1 (K1+000 - K1+300): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)

|   |  |   |  |   |  |
|---|--|---|--|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil  |  |  |  |
|   |  | Madeleidy Rodriguez   |  |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |  |   |  |   |  |
| <b>Información general</b>  |  |   |  |   |  |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   |  | Hidroeléctrico del Guavio   |  | <b>Diámetro [m]:</b>  |  |
| Túnel:  |  | Fuga  |  | 9,1   |  |
| <b>Longitud [km]:</b>   |  | 5,2   |  | <b>Tipo de sección:</b>   |  |
| <b>Zona No.:</b>  |  | 1 (Falla Santa María)   |  | herradura con paredes curvas y solera curva   |  |
| <b>Litología</b>  |  | Constituido por lutita negra gris oscura localmente limosa, con intercalaciones de limolita y areniscas muy alteradas y fracturadas, replegada con estrios de fricción, dureza media, estratificación laminada con intercalaciones de caliza gris oscura. |  |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta y macizo rocoso</b>                           |  |   |  |   |  |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  |  | 0,25  |  |   |  |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  |  | 275   |  |   |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  |  | 25  |  |   |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   |  | 8   |  |   |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      |  | 15  |  |   |  |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]  |  | 4   |  |   |  |
| Factor de alteración, $D$   |  | 0,2   |  |   |  |
| Geological Strength Index, GSI  |  | 24  |  |   |  |
| Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa]  |  | 0,9   |  |   |  |
| Constante para roca intacta, $m_i$  |  | 6   |  |   |  |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |   |  |   |  |
|          |  | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$   |  | Q (Barton et al. 1974)  |  |
|   |  | 0,108   |  | 0,108   |  |
|   |  | <b>Número de macizo rocoso</b>  |  | $N = (Q)_{SRF=1}$   |  |
|   |  |   |  | $H \cdot B^{0.1}$   |  |
|   |  |   |  | 342,95  |  |
|   |  | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing  |  | $(275 \cdot N^{0.33}) B^{-0.1}$   |  |
|   |  |   |  | 105,91  |  |
|   |  | <b>Condición de Squeezing</b>   |  | SI  |  |
|   |  | <b>Grado de Squeezing</b>   |  | Alto  |  |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |  |   |  |   |  |
|   |  | Covergencia Real (%)  |  | 2,747252747   |  |
|   |  |   |  | Bajo  |  |
|   |  | <b>Grado de Squeezing</b>   |  | <b>Convergencia</b>   |  |
|   |  | Bajo  |  | 1-3 % del diámetro del tunel  |  |
|   |  | Moderado  |  | 3-5 % del diámetro del tunel  |  |
|   |  | Alto  |  | > 5 % del diámetro del tunel  |  |

Zona 2 (K2+915 - K3+050): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)


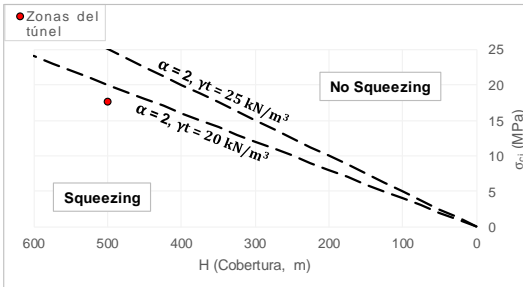
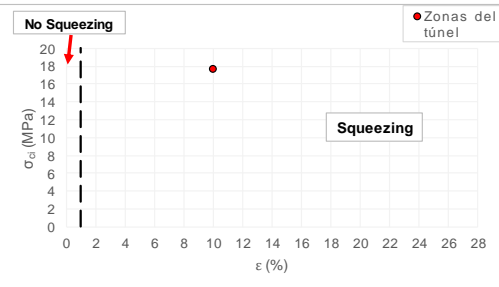
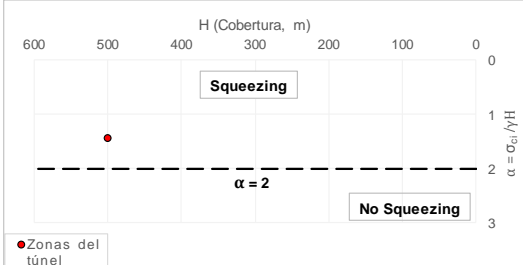
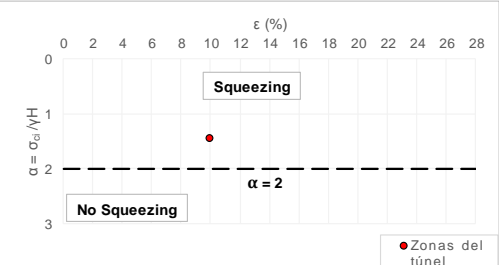
|   |  |   |   |        |
|---|--|---|---|--------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez |  |        |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL, 1995  |  |   |   |        |
| <b>Información general</b>  |  |   |   |        |
| <b>Nombre del proyecto:</b>   | Hidroeléctrico del Guavio  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 9,1   |        |
| <b>Túnel:</b>   | Fuga   | <b>Tipo de sección:</b>   | herradura con paredes curvas y solera curva   |        |
| <b>Longitud [km]:</b>   | 5,2  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K2+915 - K3+050   |        |
| <b>Zona No.:</b>  | 2 (Falla San Luis)   |   |   |        |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutitas grises con superficies carbonosas, fósil, blanda, laminadas con lentes de arcilla, con intercalaciones de arenisca friable de dureza media y limolita negra a gris oscura, de dureza media a sana, estratificación delgada a media. En esta zona se presenta la roca muy fracturada y con material arcilloso, blando y alterado. |   |   |        |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |   |   |        |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,67   | Factor de alteración, D   | 0,2   |        |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 605  | Geological Strength Index, GSI  | 22  |        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kNm <sup>-3</sup> ]  | 25   | Resistencia a compresión macizo, $\sigma_{cm}$ [Mpa]                  | 0,84  |        |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   | 15   | Constante para roca intacta, $m_i$                                    | 6   |        |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]                                      | 15   |   |   |        |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]  | 6  |   |   |        |
| <b>Análisis de la información</b>   |  |   |   |        |
|          | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$  | Q (Barton et al. 1974)  | 0,087   |        |
|   | <b>Número de macizo rocoso</b>   | $N = (Q)_{SRF=1}$   |   | 0,087  |
|   |  | $H \cdot B^{0.1}$   |   | 754,50 |
|   | Ecuación delimita la condición de Squeezing y no Squeezing   | $(275 \cdot N^{0.33}) B^{-0.1}$                                       |   | 98,42  |
| <b>Condición de Squeezing</b>   |  |   | SI  |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  |   | Alto  |        |
| <b>Grado de Squeezing según Singh y Goel, 1999</b>  |  |   |   |        |
| Covergencia Real (%)  | 7,4  |   | Alto  |        |
| <b>Grado de Squeezing</b>   |  | <b>Convergencia</b>   |   |        |
| Bajo  |  | 1-3 % del diámetro del tunel  |   |        |
| Moderado  |  | 3-5 % del diámetro del tunel  |   |        |
| Alto  |  | > 5 % del diámetro del tunel  |   |        |

Consolidado de resultados: Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)


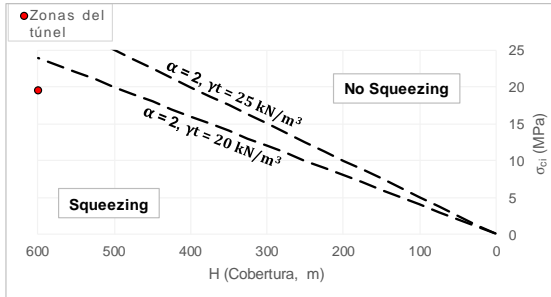
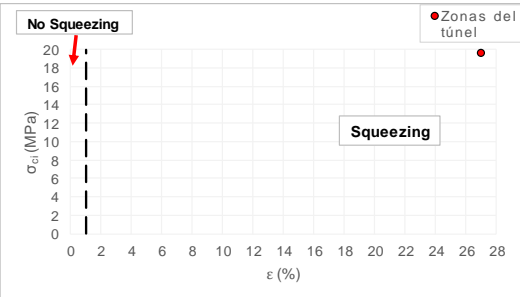
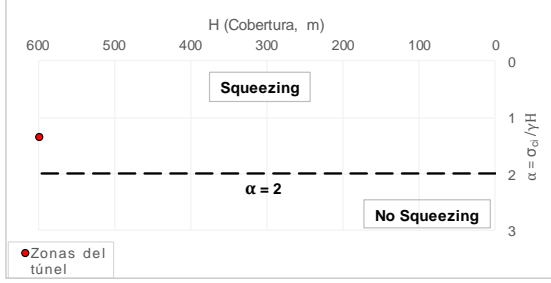
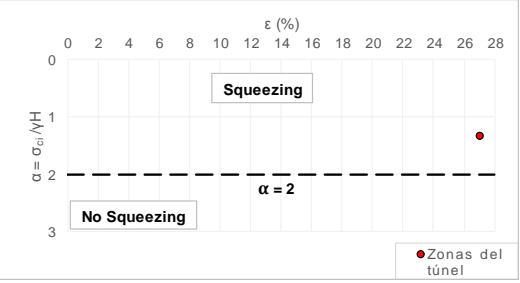
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas  |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil |   |  |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
|--|---|--|---|---|----------|------------------------|---|---|--------------------|-------------------|-------|-------|--------------------|------|---|------------------------|----|--------------------|--|------|---|-------|-------|-----|--------|------------------------|----|--------------------|--|------|
|  |   | Madeleidy Rodríguez                            |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO EMPÍRICO PROPUESTO POR GOEL ET AL., 1995  |   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Información general  |   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Nombre del proyecto:   |   | Hidroeléctrico del Guavio                      |   | Diámetro [m]: 9,1   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Túnel:   |   | Fuga   |   | Tipo de sección: Herradura con paredes curvas y solera curva                        |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Longitud [km]:   |   | 5,2  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Análisis de la información   |   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
|    |   |  | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Zona No.</th> <th><math>GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44</math><br/>Q (Barton et al. 1974)</th> <th><math>N = (Q)_{SRF=1}</math></th> <th>Cobertura, H (m)</th> <th><math>H \cdot B^{0.1}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,108</td> <td>0,108</td> <td>275</td> <td>342,95</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>SI</td> <td colspan="2">Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,087</td> <td>0,087</td> <td>605</td> <td>754,50</td> </tr> <tr> <td>Condición de Squeezing</td> <td>SI</td> <td colspan="2">Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> </tr> </tbody> </table> |   |          | Zona No.               | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | $N = (Q)_{SRF=1}$   | Cobertura, H (m)   | $H \cdot B^{0.1}$ | 1     | 0,108 | 0,108              | 275  | 342,95  | Condición de Squeezing | SI | Grado de Squeezing |  | Alto | 2 | 0,087 | 0,087 | 605 | 754,50 | Condición de Squeezing | SI | Grado de Squeezing |  | Alto |
| Zona No.   | $GSI = 9 \ln(Q_{SRF=1}) + 44$<br>Q (Barton et al. 1974) | $N = (Q)_{SRF=1}$                              | Cobertura, H (m)  | $H \cdot B^{0.1}$   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| 1  | 0,108   | 0,108  | 275   | 342,95  |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Condición de Squeezing   | SI  | Grado de Squeezing                             |   | Alto  |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| 2  | 0,087   | 0,087  | 605   | 754,50  |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Condición de Squeezing   | SI  | Grado de Squeezing                             |   | Alto  |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
|  |   |  | <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Condición de Squeezing</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"><math>H \gg (275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1} \rightarrow Si Squeezing</math></td> </tr> </tbody> </table>   |   |          | Condición de Squeezing |   | $H \gg (275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1} \rightarrow Si Squeezing$ |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Condición de Squeezing   |   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| $H \gg (275 \cdot N^{0.33})B^{-0.1} \rightarrow Si Squeezing$  |   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
|  |   |  | <table border="1"> <thead> <tr> <th>Grado de Squeezing</th> <th>Convergencia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bajo</td> <td>1-3 %</td> </tr> <tr> <td>Moderado</td> <td>3-5 %</td> </tr> <tr> <td>Alto</td> <td>&gt; 5 %</td> </tr> </tbody> </table>   |   |          | Grado de Squeezing     | Convergencia  | Bajo  | 1-3 %              | Moderado          | 3-5 % | Alto  | > 5 %              |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing   | Convergencia  |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Bajo   | 1-3 %   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Moderado   | 3-5 %   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Alto   | > 5 %   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)</th> </tr> <tr> <th>Zona No.</th> <th>Covergencia Real (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>2,7</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Bajo</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>7,4</td> </tr> <tr> <td>Grado de Squeezing</td> <td>Alto</td> </tr> </tbody> </table> |   |  | Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)   |   | Zona No. | Covergencia Real (%)   | 1   | 2,7   | Grado de Squeezing | Bajo              | 2     | 7,4   | Grado de Squeezing | Alto |  |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing según (Singh and Goel, 1999)  |   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Zona No.   | Covergencia Real (%)                                    |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| 1  | 2,7   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing   | Bajo  |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| 2  | 7,4   |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |
| Grado de Squeezing   | Alto  |  |   |   |          |                        |   |   |                    |                   |       |       |                    |      |   |                        |    |                    |  |      |   |       |       |     |        |                        |    |                    |  |      |

## Método semi-empírico: Aydan et al. (1996)

### Zona 1 (K5+000 - K5+850): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |  |  |  |   |  |
|---|--|--|--|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez  |  |  |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |  |  |  |   |  |
| <b>Información general</b>  |  |  |  |   |  |
| <b>Nombre del proyecto</b>  |  | Chingaza   |  | <b>Diámetro (m):</b>  |  |
| <b>Túnel:</b>   |  | Palacio - RioBlanco  |  | 3,7   |  |
| <b>Longitud (km)</b>  |  | 28,4   |  | <b>Sección:</b>   |  |
| <b>Zona No.</b>   |  | 1  |  | Herradura con paredes curvas  |  |
|   |  |  |  | <b>Tramo de estudio:</b>  |  |
|   |  |  |  | K5+000 - K5+850   |  |
| <b>Litología</b>  |  | Constituido por lutita gris oscura, fresca, blanda a moderadamente dura; estratificación delgada a laminar, con algunas intercalaciones de arenisca y caliza |  |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |  |  |   |  |
| <b>Convergencia máxima, <math>f</math> [m]</b>  |  | 0,37   |  | <b>Relación K de esfuerzos, K</b>   |  |
| <b>Sobrecapa (cobertura), <math>h</math> [m]</b>  |  | 500  |  | 1,14  |  |
| <b>Peso unitario, <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>  |  | 24,525   |  | <b>Esfuerzo horizontal, <math>\sigma_H</math> [Mpa]</b>                             |  |
| <b>Esfuerzo vertical, <math>\sigma_v</math> [Mpa]</b>   |  | 12,26  |  | 14  |  |
| <b>Resistencia a compresión uniaxial, <math>\sigma_{ci}</math> [Mpa]</b>                            |  | 17,66  |  | <b>Factor de alteración, D</b>  |  |
| <b>Módulo de deformación, E [Gpa]</b>   |  | 2,7  |  | 0,2   |  |
|   |  |  |  | <b>Geological Strength Index, GSI</b>   |  |
|   |  |  |  | 50  |  |
|   |  |  |  | <b>Resistencia a compresión macizo rocoso <math>\sigma_{cm}</math> [Mpa]</b>        |  |
|   |  |  |  | 2,175   |  |
|   |  |  |  | <b>Constante para roca intacta, <math>m_i</math></b>                                |  |
|   |  |  |  | 6   |  |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>  |  |  |  |   |  |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   |  | 500  |  | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>   |  |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   |  | 17,66  |  | <b>Squeezing</b>  |  |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  |  | 10   |  | $\epsilon$ [%] > 1%   |  |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   |  | 1,44   |  | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$   |  |
|   |  |  |  | SI  |  |
|   |  |  |  | SI  |  |
|                  |  |    |  |   |  |
|                  |  |    |  |   |  |

Zona 2 (K12+650 - K12+740): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |  |   |
|---|---|--|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez                |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |   |  |   |
| <b>Información general</b>  |   |  |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Chingaza  | <b>Diámetro (m):</b>   | 3,7   |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - RioBlanco   | <b>Sección:</b>  | Herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud (km)</b>  | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K12+650 - K12+740   |
| <b>Zona No.</b>   | 2   |  |   |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutita gris oscura, de estratificación laminar, con intercalaciones de arenisca y caliza triturada. |  |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |   |
| Convergencia máxima, $\zeta$ [m]  | 1,0   | Relación K de esfuerzos, K   | 1,02  |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]  | 600   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]  | 15  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 24,525  | Factor de alteración, D  | 0,2   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   | 14,72   | Geological Strength Index , GSI  | 45  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]  | 19,62   | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]                           | 2,132   |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]  | 2,9   | Constante para roca intacta, $m_i$   | 6   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>   |   |  |   |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 600   | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>  | <b>Squeezing</b>  |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   | 19,62   | $\epsilon$ [%] > 1%  | SI  |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 27,0  | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$  | SI  |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   | 1,33  |  |   |
|                  |   |  |   |
|                  |   |  |   |

Zona 3 (K18+040 - K19+600): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |  |                              |
|---|---|--|------------------------------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez        |                              |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |   |  |                              |
| <b>Información general</b>  |   |  |                              |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Chingaza  | <b>Diámetro (m):</b>   | 3,7                          |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - RioBlanco   | <b>Sección:</b>  | Herradura con paredes curvas |
| <b>Longitud (km)</b>  | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K18+040 - K19+600            |
| <b>Zona No.</b>   | 3   |  |                              |
| <b>Litología</b>  | La roca está constituida por limolita gris oscura, de regular cimentación, compacta, húmeda, con intercalaciones de arenisca blanda, de grano fino. Además, se presenta arcillolita gris, con manchas rojizas, compacta, homogénea, moderadamente dura, seca. |  |                              |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |                              |
| <b>Convergencia máxima, <math>\zeta</math> [m]</b>  | 0,45  | <b>Relación K de esfuerzos, K</b>  | 1,4                          |
| <b>Sobrecapa (cobertura), h [m]</b>   | 110   | <b>Esfuerzo horizontal, <math>\sigma_H</math> [Mpa]</b>                      | 3,78                         |
| <b>Peso unitario, <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>  | 24,525  | <b>Factor de alteración, D</b>   | 0,2                          |
| <b>Esfuerzo vertical, <math>\sigma_v</math> [Mpa]</b>   | 2,7   | <b>Geological Strength Index , GSI</b>                                       | 45                           |
| <b>Resistencia a compresión uniaxial, <math>\sigma_{ci}</math> [Mpa]</b>                            | 3,92  | <b>Resistencia a compresión macizo rocoso <math>\sigma_{cm}</math> [Mpa]</b> | 0,391                        |
| <b>Módulo dedeformación , E [Gpa]</b>   | 0,981   | <b>Constante para roca intacta, <math>m_i</math></b>                         | 5                            |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>   |   |  |                              |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 110   | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>                                    | <b>Squeezing</b>             |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   | 3,92  | $\epsilon$ [%] > 1%  | SI                           |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 12,16   | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$  | SI                           |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   | 1,45  |  |                              |
|   |   |  |                              |
|   |   |  |                              |

Zona 4 (K21+340 - K21+900): Túnel Palacio – Rioblanco

|  |   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
|--|---|---|----------|------------------------------|---------------------|--|--------|-------------------------------------|------|---|------|---|------------------|---|------------------------------|-------------------------------------|-------------------|---------------------------------------|------|-------------------------|-----|---------------------------------|----|--|-------|------------------------------------|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas  |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996)  |   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <b>Información general</b>   |   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <table border="1"> <tr><td>Nombre del proyecto</td><td>Chingaza</td></tr> <tr><td>Túnel:</td><td>Palacio - RioBlanco</td></tr> <tr><td>Longitud (km)</td><td>28,4</td></tr> <tr><td>Zona No.</td><td>4</td></tr> </table>  |   | Nombre del proyecto   | Chingaza | Túnel:                       | Palacio - RioBlanco | Longitud (km)                                | 28,4   | Zona No.                            | 4    | <table border="1"> <tr><td>Diámetro (m):</td><td>3,7</td></tr> <tr><td>Sección:</td><td>Herradura con paredes curvas</td></tr> <tr><td>Tramo de estudio:</td><td>K21+340 - K21+900</td></tr> </table>   |      | Diámetro (m):                             | 3,7              | Sección:  | Herradura con paredes curvas | Tramo de estudio:                   | K21+340 - K21+900 |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Nombre del proyecto  | Chingaza  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Túnel:   | Palacio - RioBlanco   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Longitud (km)  | 28,4  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Zona No.   | 4   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Diámetro (m):  | 3,7   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Sección:   | Herradura con paredes curvas  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Tramo de estudio:  | K21+340 - K21+900   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <b>Litología</b>   | Conformado por lutitas gris oscura, en láminas delgadas, principalmente arcillosa, localmente sílicea, blanda, bastante plástica, con intercalaciones de arenisca gris clara, grano fino, cuarzosa, moderadamente dura de estratificación media , y de limolita moderadamente dura. |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>  |   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <table border="1"> <tr><td>Convergencia máxima, <math>\gamma</math> [m]</td><td>0,6</td></tr> <tr><td>Sobrecapa (cobertura), h [m]</td><td>215</td></tr> <tr><td>Peso unitario, <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</td><td>24,525</td></tr> <tr><td>Esfuerzo vertical, <math>\sigma_v</math> [Mpa]</td><td>5,27</td></tr> <tr><td>Resistencia a compresión uniaxial, <math>\sigma_{ci}</math> [Mpa]</td><td>6,87</td></tr> <tr><td>Módulo dedeformación , E [Gpa]</td><td>1,2</td></tr> </table> |   | Convergencia máxima, $\gamma$ [m]                                     | 0,6      | Sobrecapa (cobertura), h [m] | 215                 | Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | 24,525 | Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa] | 5,27 | Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]  | 6,87 | Módulo dedeformación , E [Gpa]            | 1,2              | <table border="1"> <tr><td>Relación K de esfuerzos, K</td><td>1,3</td></tr> <tr><td>Esfuerzo horizontal, <math>\sigma_H</math> [Mpa]</td><td>6,85</td></tr> <tr><td>Factor de alteración, D</td><td>0,2</td></tr> <tr><td>Geological Strength Index , GSI</td><td>50</td></tr> <tr><td>Resistencia a compresión macizo rocoso <math>\sigma_{cm}</math> [Mpa]</td><td>0,846</td></tr> <tr><td>Constante para roca intacta, <math>m_i</math></td><td>6</td></tr> </table> |                              | Relación K de esfuerzos, K          | 1,3               | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa] | 6,85 | Factor de alteración, D | 0,2 | Geological Strength Index , GSI | 50 | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa] | 0,846 | Constante para roca intacta, $m_i$ | 6 |
| Convergencia máxima, $\gamma$ [m]  | 0,6   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]   | 215   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 24,525  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 5,27  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 6,87  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 1,2   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Relación K de esfuerzos, K   | 1,3   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]  | 6,85  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Factor de alteración, D  | 0,2   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Geological Strength Index , GSI  | 50  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]   | 0,846   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Constante para roca intacta, $m_i$   | 6   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>  |   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <table border="1"> <tr><td>Cobertura, H (m)</td><td>215</td></tr> <tr><td><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</td><td>6,87</td></tr> <tr><td>Convergencia, <math>\varepsilon</math> [%]</td><td>16,22</td></tr> <tr><td><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></td><td>1,30</td></tr> </table>  |   | Cobertura, H (m)  | 215      | $\sigma_{ci}$ [MPa]          | 6,87                | Convergencia, $\varepsilon$ [%]              | 16,22  | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H$     | 1,30 | <table border="1"> <tr><td><b>Condiciones de presentar Squeezing</b></td><td><b>Squeezing</b></td></tr> <tr><td><math>\varepsilon</math> [%] &gt; 1%</td><td>SI</td></tr> <tr><td><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H &lt; 2</math></td><td>SI</td></tr> </table> |      | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b> | <b>Squeezing</b> | $\varepsilon$ [%] > 1%  | SI                           | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$ | SI                |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Cobertura, H (m)   | 215   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| $\sigma_{ci}$ [MPa]  | 6,87  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| Convergencia, $\varepsilon$ [%]  | 16,22   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H$  | 1,30  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>  | <b>Squeezing</b>  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| $\varepsilon$ [%] > 1%   | SI  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$  | SI  |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
|  |   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |
|  |   |   |          |                              |                     |  |        |                                     |      |   |      |   |                  |   |                              |                                     |                   |                                       |      |                         |     |                                 |    |  |       |                                    |   |

Zona 5 (K27+850 - K28+250): Túnel Palacio – Rioblanco

|   |   |  |                              |
|---|---|--|------------------------------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez        |                              |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |   |  |                              |
| <b>Información general</b>  |   |  |                              |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Chingaza  | <b>Diámetro (m):</b>   | 3,7                          |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - RioBlanco   | <b>Sección:</b>  | Herradura con paredes curvas |
| <b>Longitud (km)</b>  | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K27+850 - K28+250            |
| <b>Zona No.</b>   | 5   |  |                              |
| <b>Litología</b>  | Conformado por arcillolita gris verdosa, con intercalaciones de arcillolita abigarrada y con láminas de yeso. |  |                              |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |                              |
| <b>Convergencia máxima, <math>\zeta</math> [m]</b>  | 0,45  | <b>Relación K de esfuerzos, K</b>  | 1,4                          |
| <b>Sobrecapa (cobertura), h [m]</b>   | 100   | <b>Esfuerzo horizontal, <math>\sigma_H</math> [Mpa]</b>                      | 3,434                        |
| <b>Peso unitario, <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>  | 24,525  | <b>Factor de alteración, D</b>   | 0,2                          |
| <b>Esfuerzo vertical, <math>\sigma_v</math> [Mpa]</b>   | 2,45  | <b>Geological Strength Index , GSI</b>                                       | 55                           |
| <b>Resistencia a compresión uniaxial, <math>\sigma_{ci}</math> [Mpa]</b>                            | 2,94  | <b>Resistencia a compresión macizo rocoso <math>\sigma_{cm}</math> [Mpa]</b> | 0,381                        |
| <b>Módulo dedeformación , E [Gpa]</b>   | 0,736   | <b>Constante para roca intacta, <math>m_i</math></b>                         | 5                            |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>   |   |  |                              |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 100   | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>                                    | <b>Squeezing</b>             |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   | 2,94  | $\epsilon$ [%] > 1%  | SI                           |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 12,16   | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$  | SI                           |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   | 1,20  |  |                              |
|   |   |  |                              |
|   |   |  |                              |




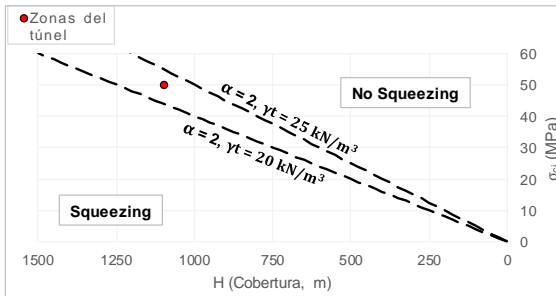
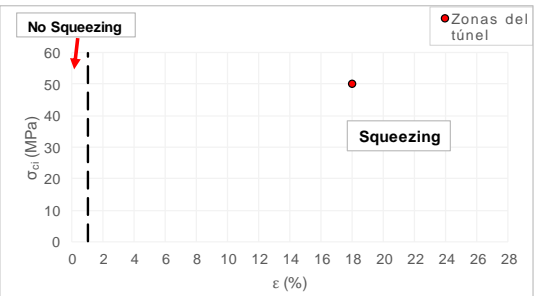
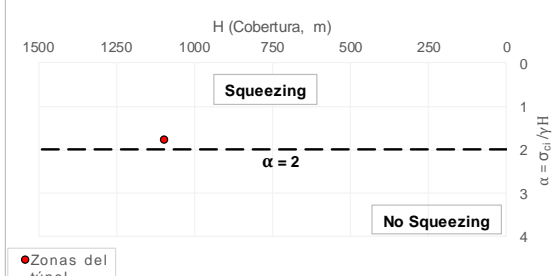
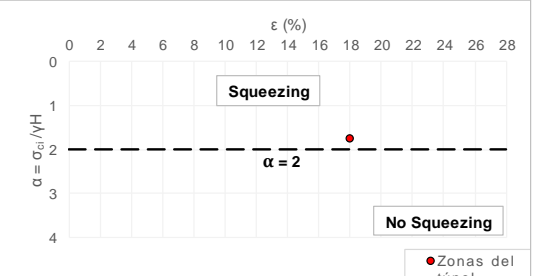
Consolidado de resultados: Túnel Palacio – Rioblanco

|   |                     |   |   |                              |      |
|---|---------------------|---|---|------------------------------|------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |                     | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez |   |                              |      |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |                     |   |   |                              |      |
| <b>Información general</b>  |                     |   |   |                              |      |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Chingaza            |   | <b>Diámetro (m):</b>                      | 3,7                          |      |
| <b>Túnel:</b>   | Palacio - Rioblanco |   | <b>Sección:</b>                           | Herradura con paredes curvas |      |
| <b>Longitud (km)</b>  | 28,4                |   |   |                              |      |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>  |                     |   |   |                              |      |
| <b>Zona No.</b>   | 1                   | 2   | 3   | 4                            | 5    |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 500                 | 600   | 110                                       | 215                          | 100  |
| $\sigma_{ci}$ [MPa]   | 17,66               | 19,62   | 3,92                                      | 6,87                         | 2,94 |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 10                  | 27,0  | 12,2                                      | 16,2                         | 12,2 |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H$   | 1,44                | 1,33  | 1,45                                      | 1,30                         | 1,2  |
| $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$  | 25                  | 30  | 5,5                                       | 10,8                         | 5    |
| <b>Zona No. 1</b>   |                     | <b>Zona No. 2</b>   |   |                              |      |
| <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>   | Squeezing           |   | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b> | Squeezing                    |      |
| $\epsilon$ [%] > 1%   | SI                  |   | $\epsilon$ [%] > 1%                       | SI                           |      |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$   | SI                  |   | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$       | SI                           |      |
| $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$  | SI                  |   | $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$              | SI                           |      |
| <b>Zona No. 3</b>   |                     | <b>Zona No. 4</b>   |   |                              |      |
| <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>   | Squeezing           |   | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b> | Squeezing                    |      |
| $\epsilon$ [%] > 1%   | SI                  |   | $\epsilon$ [%] > 1%                       | SI                           |      |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$   | SI                  |   | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$       | SI                           |      |
| $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$  | SI                  |   | $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$              | SI                           |      |
| <b>Zona No. 5</b>   |                     |   |   |                              |      |
| <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>   | Squeezing           |   |   |                              |      |
| $\epsilon$ [%] > 1%   | SI                  |   |   |                              |      |
| $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$   | SI                  |   |   |                              |      |
| $\sigma_{ci} < 0,05 \cdot H$  | SI                  |   |   |                              |      |
|   |                     |   |   |                              |      |
|   |                     |   |   |                              |      |


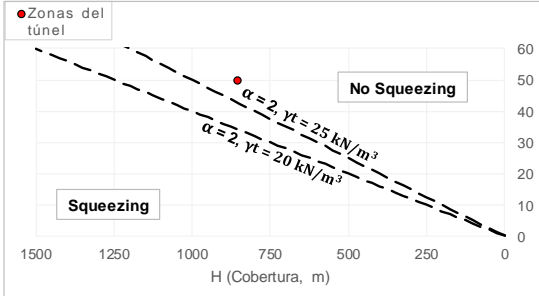
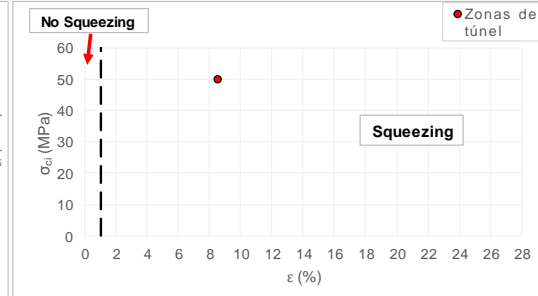
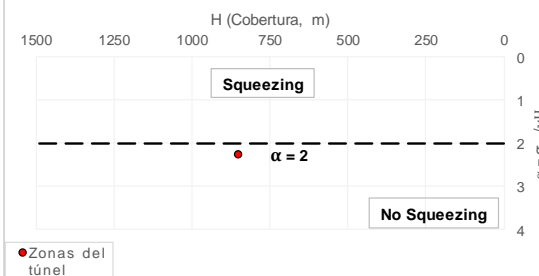
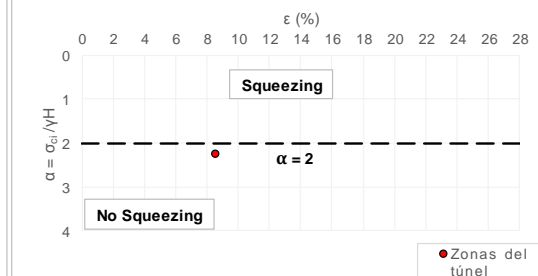
Zona 1 (K2+100): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

|   |  |   |  |  |  |
|---|--|---|--|--|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez   |  |  |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |  |   |  |  |  |
| <b>Información general</b>  |  |   |  |  |  |
| <b>Nombre del proyecto</b>  |  | Yacambú - Quibor  |  | <b>Diámetro (m):</b>   |  |
| <b>Túnel:</b>   |  | Yacambú - Quibor  |  | <b>Sección:</b>  |  |
| <b>Longitud (km)</b>  |  | 23,3  |  | <b>Tramo de estudio:</b>   |  |
| <b>Zona No.</b>   |  | 1   |  | K2+100   |  |
| <b>Litología</b>  |  | Constituido por roca clasificada para el proyecto como D2, compuesta por filita silicea deformada tectónicamente, foliada y cizallada con arcilla en los contactos. Se caracteriza por altas deformaciones plásticas con cero cambio volumétrico. |  |  |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |   |  |  |  |
| <b>Convergencia máxima, f [m]</b>   |  | 0,25  |  | <b>Relación K de esfuerzos, K</b>  |  |
| <b>Sobrecapa (cobertura), h [m]</b>   |  | 570   |  | <b>Esfuerzo horizontal, <math>\sigma_H</math> [Mpa]</b>                      |  |
| <b>Peso unitario, <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>  |  | 26  |  | <b>Factor de alteración, D</b>   |  |
| <b>Esfuerzo vertical, <math>\sigma_v</math> [Mpa]</b>   |  | 14,8  |  | <b>Geological Strength Index , GSI</b>                                       |  |
| <b>Resistencia a compresión uniaxial, <math>\sigma_{ci}</math> [Mpa]</b>                            |  | 50  |  | <b>Resistencia a compresión macizo rocoso <math>\sigma_{cm}</math> [Mpa]</b> |  |
| <b>Módulo dedeformación , E [Gpa]</b>   |  | 29,5  |  | <b>Constante para roca intacta, <math>m_i</math></b>                         |  |
|   |  |   |  | 1,0  |  |
|   |  |   |  | 14,8   |  |
|   |  |   |  | 0,05   |  |
|   |  |   |  | 31   |  |
|   |  |   |  | 4,5  |  |
|   |  |   |  | 7  |  |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>   |  |   |  |  |  |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   |  | 570   |  | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>                                    |  |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   |  | 50  |  | <b>Squeezing</b>   |  |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  |  | 5   |  | $\epsilon$ [%] > 1%  |  |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   |  | 3,38  |  | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$  |  |
|   |  |   |  | $\alpha = 2, \gamma_t = 25 \text{ kN/m}^3$                                   |  |
|   |  |   |  | $\alpha = 2, \gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$                                   |  |
|   |  |   |  | NO   |  |
|   |  |   |  | NO   |  |
|   |  |   |  | NO   |  |
|   |  |   |  |  |  |
|   |  |   |  |  |  |

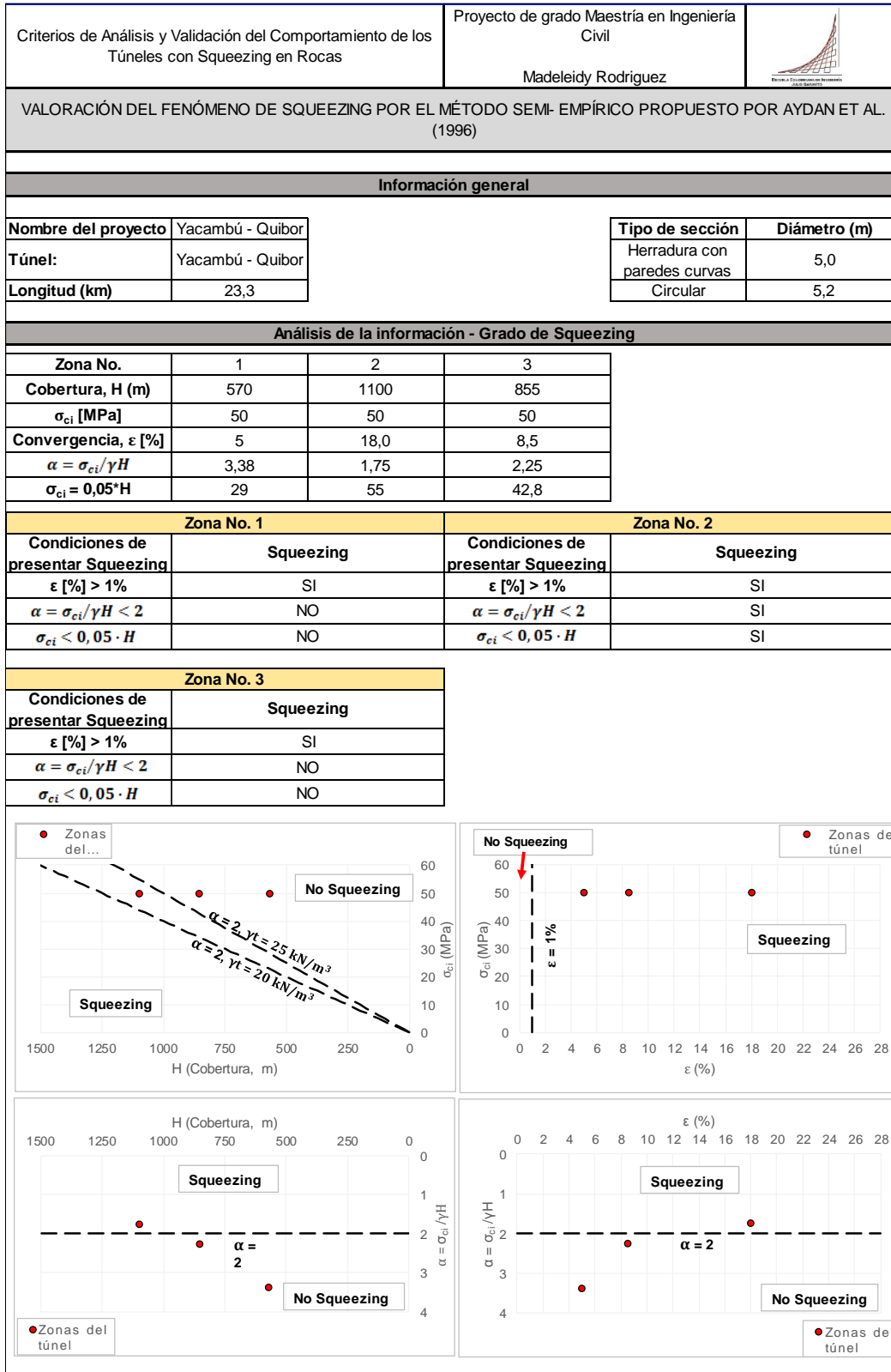
## Zona 2 (K10+000 - K12+000): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

|   |   |  |   |
|---|---|--|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez                |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |   |  |   |
| <b>Información general</b>  |   |  |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Yacambú - Quibor  | <b>Diámetro (m):</b>   | 5,2   |
| <b>Túnel:</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Sección:</b>  | Circular  |
| <b>Longitud (km)</b>  | 23,3  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K10+000 - K12+000   |
| <b>Zona No.</b>   | 2   |  |   |
| <b>Litología</b>  | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas grafitica severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |  |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,936   | Relación K de esfuerzos, K   | 1,0   |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 1100  | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]  | 28,6  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 26  | Factor de alteración, D  | 0,05  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   | 28,6  | Geological Strength Index , GSI  | 13  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]  | 50  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]                           | 2,4   |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]  | 29,5  | Constante para roca intacta, $m_i$   | 7   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>   |   |  |   |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 1100  | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>  | <b>Squeezing</b>  |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   | 50  | $\epsilon$ [%] > 1%  | SI  |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 18,0  | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$  | SI  |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   | 1,75  | $\alpha = 2, \gamma_t = 25 \text{ kN/m}^3$   | NO  |
|                  |   |  |   |
|                  |   |  |   |


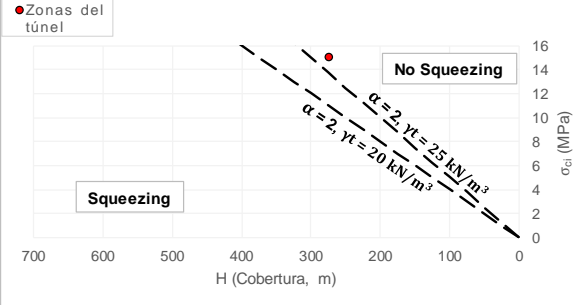
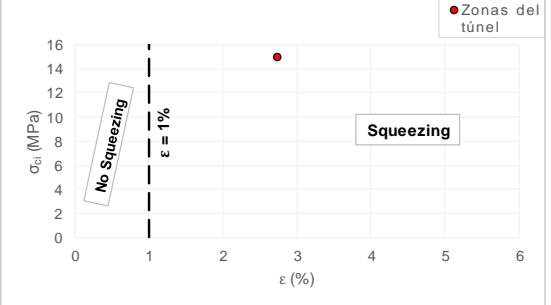
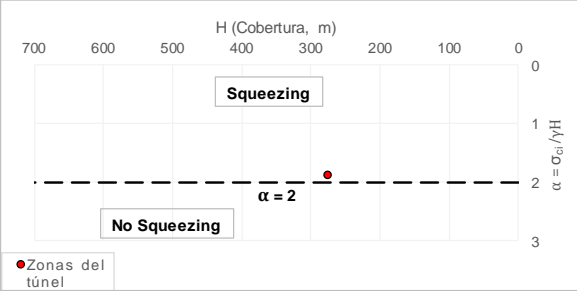
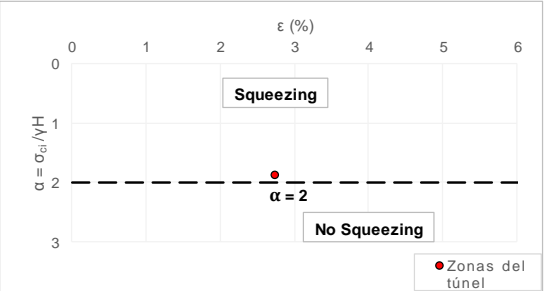
### Zona 3 (K12+750 - K12+940): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

|   |  |  |  |   |  |
|---|--|--|--|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez  |  |  |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |  |  |  |   |  |
| <b>Información general</b>  |  |  |  |   |  |
| <b>Nombre del proyecto</b>  |  | Yacambú - Quibor   |  | <b>Diámetro (m):</b>  |  |
| <b>Túnel:</b>   |  | Yacambú - Quibor   |  | 5,2   |  |
| <b>Longitud (km)</b>  |  | 23,3   |  | <b>Sección:</b>   |  |
| <b>Zona No.</b>   |  | 3  |  | Circular  |  |
|   |  |  |  | <b>Tramo de estudio:</b>  |  |
|   |  |  |  | K12+750 - K12+940   |  |
| <b>Litología</b>  |  | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |  |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |  |  |   |  |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  |  | 0,442  |  | Relación K de esfuerzos, K  |  |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  |  | 855  |  | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]   |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  |  | 26   |  | Factor de alteración, D   |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   |  | 22,2   |  | Geological Strength Index, GSI  |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]  |  | 50   |  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]                          |  |
| Módulo dedeformación, $E$ [Gpa]   |  | 29   |  | Constante para roca intacta, $m_i$  |  |
|   |  |  |  | 7   |  |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>   |  |  |  |   |  |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   |  | 855  |  | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>   |  |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   |  | 50   |  | <b>Squeezing</b>  |  |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  |  | 8,50   |  | $\epsilon$ [%] > 1%   |  |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   |  | 2,25   |  | $\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H < 2$   |  |
|   |  |  |  | $\alpha = 2, \gamma_t = 25 \text{ kN/m}^3$  |  |
|   |  |  |  | $\alpha = 2, \gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$  |  |
|   |  |  |  | NO  |  |
|   |  |  |  | NO  |  |
|   |  |  |  | NO  |  |
|                  |  |    |  |   |  |
|                  |  |    |  |   |  |


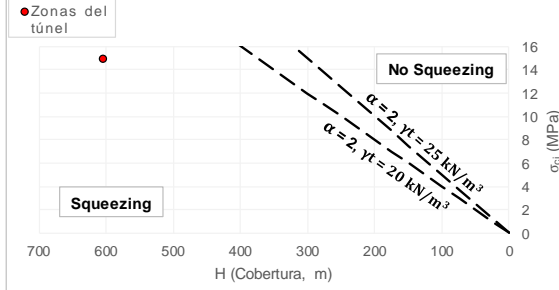
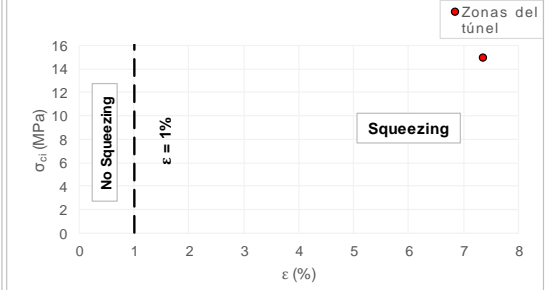
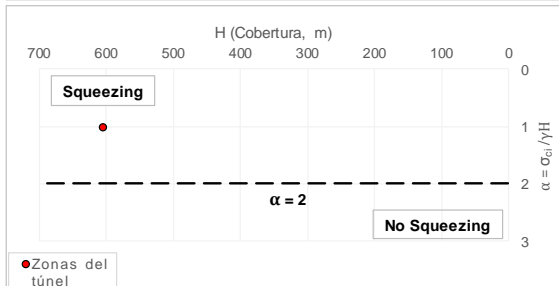
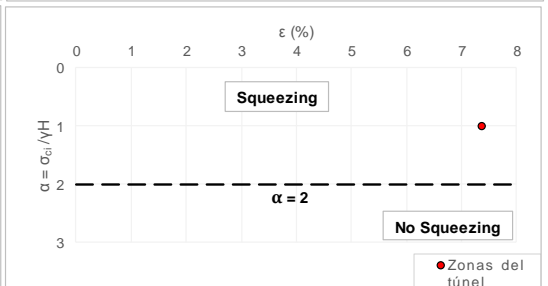
## Consolidado de resultados: Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)




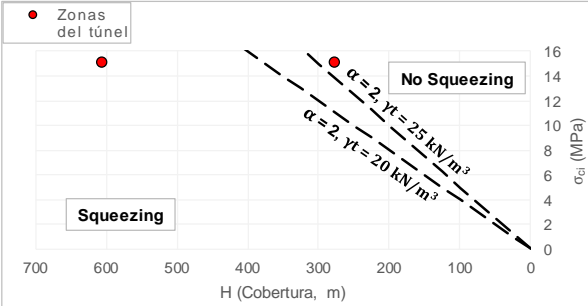
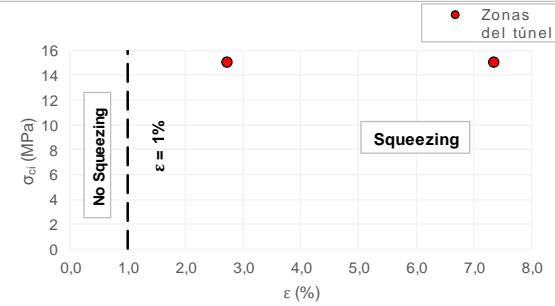
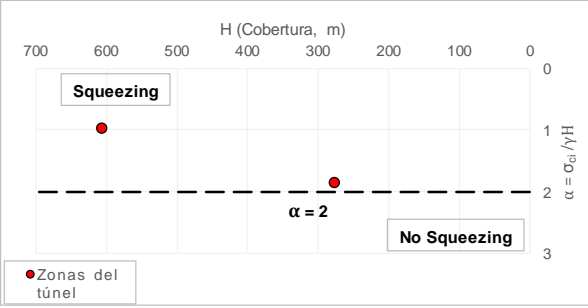
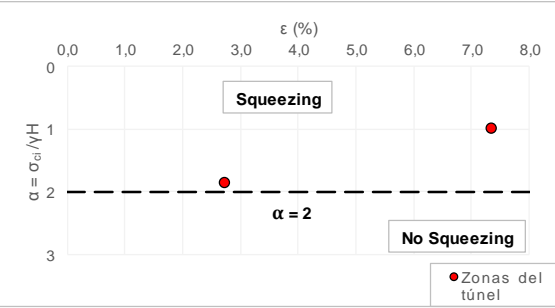
**Zona 1 (K1+000 - K1+300): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)**

|   |   |  |   |   |
|---|---|--|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez                |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |   |  |   |   |
| <b>Información general</b>  |   |  |   |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Hidroeléctrico del Guavio   | <b>Diámetro (m):</b>   | 9,1   |   |
| <b>Túnel:</b>   | Fuga  | <b>Sección:</b>  | herradura con paredes curvas y solera curva |   |
| <b>Longitud (km)</b>  | 5,2   | <b>Tramo de estudio:</b>   | K1+000 - K1+300                             |   |
| <b>Zona No.</b>   | 1 (Falla Santa María)   |  |   |   |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutita negra gris oscura localmente limosa, con intercalaciones de limolita y areniscas muy alteradas y fracturadas, replegada con estrios de fricción, dureza media, estratificación laminada con intercalaciones de caliza gris oscura. |  |   |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |   |  |   |   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,25  | Factor de alteración, D  | 0,2   |   |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 275   | Geological Strength Index , GSI  | 24  |   |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 25  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]                           | 0,9   |   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   | 8   | Constante para roca intacta, $m_i$   | 6   |   |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]  | 15  |  |   |   |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]  | 4   |  |   |   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>  |   |  |   |   |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 275   | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>  | <b>Squeezing</b>                            |   |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   | 15  | $\epsilon$ [%] > 1%  | SI  |   |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 2,7   | $\alpha = \sigma_{ci} / \gamma H < 2$  | SI  |   |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci} / \gamma H</math></b>   | 1,88  | $\alpha = 2, \gamma_t = 25 \text{ kN/m}^3$   | NO  |   |
|                  |   |  |   |   |
|                  |   |  |   |   |

**Zona 2 (K2+915 - K3+050): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)**

|   |  |  |   |
|---|--|--|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodríguez                |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1996) |  |  |   |
| <b>Información general</b>  |  |  |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Hidroeléctrico del Guavio  | <b>Diámetro (m):</b>   | 9,1   |
| <b>Túnel:</b>   | Fuga   | <b>Sección:</b>  | herradura con paredes curvas y solera curva   |
| <b>Longitud (km)</b>  | 5,2  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K2+915 - K3+050   |
| <b>Zona No.</b>   | 2 (Falla San Luis)   |  |   |
| <b>Litología</b>  | Constituido por lutitas grises con superficies carbonosas, fósil, blanda, laminadas con lentes de arcilla, con intercalaciones de arenisca friable de dureza media y limolita negra a gris oscura, de dureza media a sana, estratificación delgada a media. En esta zona se presenta la roca muy fracturada y con material arcilloso, blando y alterado. |  |   |
| <b>Parámetros geomecánicos de la roca intacta</b>   |  |  |   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]  | 0,67   | Factor de alteración, D  | 0,2   |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]  | 605  | Geological Strength Index, GSI   | 22  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]  | 25   | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]                           | 0,84  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]   | 15   | Constante para roca intacta, $m_i$   | 6   |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]  | 15   |  |   |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]  | 6  |  |   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezng</b>   |  |  |   |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 605  | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>  | <b>Squeezing</b>  |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   | 15   | $\epsilon$ [%] > 1%  | SI  |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 7,4  | $\alpha = \sigma_{ci} / \gamma H < 2$  | SI  |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci} / \gamma H</math></b>   | 1,00   | $\alpha = 2, \gamma_t = 25 \text{ kN/m}^3$   | SI  |
|                  |  |  |   |
|                  |  |  |   |

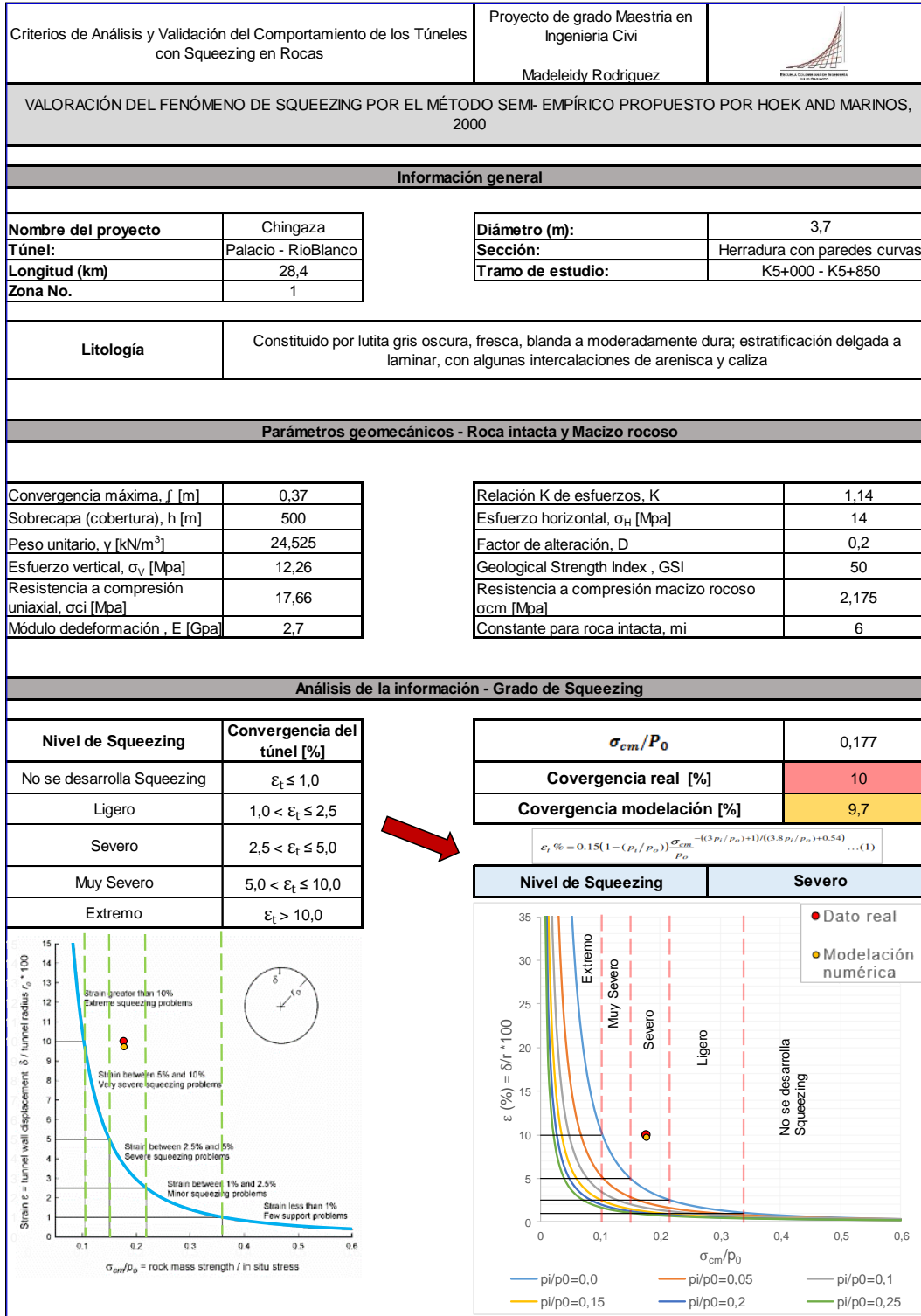
Consolidado de resultados: Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)

|   |                           |  |  |   |   |
|---|---------------------------|--|--|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas         |                           | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez                |  |  |   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR AYDAN ET AL. (1993) |                           |  |  |   |   |
| <b>Información general</b>  |                           |  |  |   |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>  | Hidroeléctrico del Guavio |  |  | <b>Diámetro [m]:</b>  | 9,1   |
| <b>Túnel:</b>   | Fuga                      |  |  | <b>Tipo de sección:</b>   | Herradura con paredes curvas y solera curva |
| <b>Longitud (km)</b>  | 5,2                       |  |  |   |   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>  |                           |  |  |   |   |
| <b>Zona No.</b>   | 1                         | 2  |  |   |   |
| <b>Cobertura, H (m)</b>   | 275                       | 605  |  |   |   |
| <b><math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>   | 15                        | 15   |  |   |   |
| <b>Convergencia, <math>\epsilon</math> [%]</b>  | 2,7                       | 7,4  |  |   |   |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H</math></b>   | 1,88                      | 1,00   |  |   |   |
| <b><math>\sigma_{ci} = 0,05 \cdot H</math></b>  | 14                        | 30   |  |   |   |
| <b>Zona No. 1 - Falla Santa María</b>   |                           |  | <b>Zona No. 2 - Falla San Luis</b>                       |   |   |
| <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>   | <b>Squeezing</b>          |  | <b>Condiciones de presentar Squeezing</b>                | <b>Squeezing</b>  |   |
| <b><math>\epsilon</math> [%] &gt; 1%</b>  | SI                        |  | <b><math>\epsilon</math> [%] &gt; 1%</b>                 | SI  |   |
| <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H &lt; 2</math></b>  | SI                        |  | <b><math>\alpha = \sigma_{ci}/\gamma H &lt; 2</math></b> | SI  |   |
| <b><math>\sigma_{ci} &lt; 0,05 \cdot H</math></b>   | NO                        |  | <b><math>\sigma_{ci} &lt; 0,05 \cdot H</math></b>        | SI  |   |
|                  |                           |  |  |   |   |
|                  |                           |  |  |   |   |



## Método semi-empírico: Hoek y Marinos (2000)


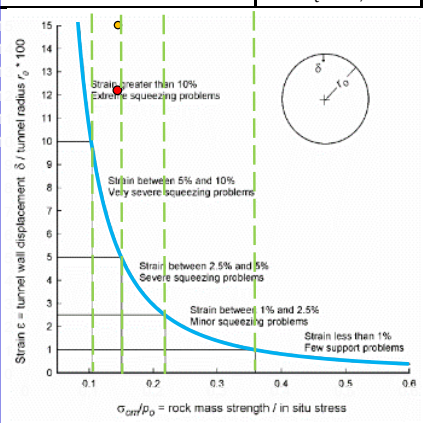
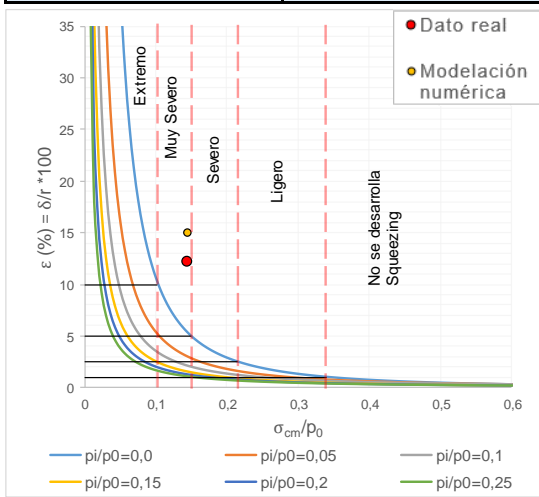
### Zona 1 (K5+000 - K5+850): Túnel Palacio – Rioblanco




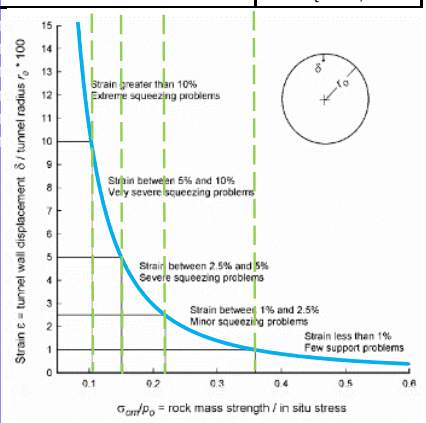
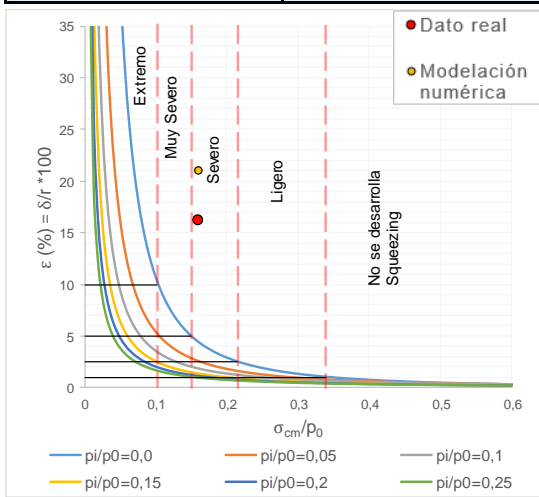
Zona 2 (K12+650 - K12+740): Túnel Palacio – Rioblanco

|  |   |  |                              |
|--|---|--|------------------------------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civi<br>Madeleidy Rodriguez   |                              |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |   |  |                              |
| <b>Información general</b>   |   |  |                              |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro (m):</b>   | 3,7                          |
| <b>Túnel:</b>  | Palacio - RioBlanco   | <b>Sección:</b>  | Herradura con paredes curvas |
| <b>Longitud (km)</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K12+650 - K12+740            |
| <b>Zona No.</b>  | 2   |  |                              |
| <b>Litología</b>   | Constituido por lutita gris oscura, de estratificación laminar, con intercalaciones de arenisca y caliza triturada. |  |                              |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |   |  |                              |
| Convergencia máxima, f [m]   | 1,0   | Relación K de esfuerzos, K   | 1,02                         |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]   | 600   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]  | 15                           |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 24,525  | Factor de alteración, D  | 0,2                          |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 14,72   | Geological Strength Index , GSI  | 45                           |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 19,62   | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]   | 2,132                        |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 2,9   | Constante para roca intacta, mi  | 6                            |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |   |  |                              |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>   | <b><math>\sigma_{cm}/P_0</math></b>  | 0,145                        |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$   | <b>Covergencia real [%]</b>  | 27                           |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$   | <b>Covergencia modelación [%]</b>  | 33,9                         |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$   | $\epsilon_t \% = 0.15(1 - (p_i/p_o)) \frac{\sigma_{cm}}{P_o} - \frac{(3p_i/p_o + 1)/(3.8p_i/p_o + 0.54)}{\dots} \dots (1)$ |                              |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$  | <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Muy Severo</b>            |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$   |  |                              |
|  |   |  |                              |
|  |   |  |                              |

Zona 3 (K18+040 - K19+600): Túnel Palacio – Rioblanco

|  |   |  |   |
|--|---|--|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civi  |  |
|  |   | Madeleidy Rodriguez  |   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |   |  |   |
| <b>Información general</b>   |   |  |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro (m):</b>   | 3,7   |
| <b>Túnel:</b>  | Palacio - RioBlanco   | <b>Sección:</b>  | Herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud (km)</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K18+040 - K19+600   |
| <b>Zona No.</b>  | 3   |  |   |
| <b>Litología</b>   | La roca está constituida por limolita gris oscura, de regular cimentación, compacta, húmeda, con intercalaciones de arenisca blanda, de grano fino. Además, se presenta arcillolita gris, con manchas rojizas, compacta, homogénea, moderadamente dura, seca. |  |   |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |   |  |   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]   | 0,45  | Relación K de esfuerzos, K   | 1,4   |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]   | 110   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]  | 3,78  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 24,525  | Factor de alteración, D  | 0,2   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 2,7   | Geological Strength Index , GSI  | 45  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 3,92  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]   | 0,391   |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 0,981   | Constante para roca intacta, mi  | 5   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |   |  |   |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>   | <b><math>\sigma_{cm}/P_0</math></b>  | 0,145   |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$   | <b>Covergencia real [%]</b>  | 12  |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$   | <b>Covergencia modelación [%]</b>  | 15,0  |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$   | $\epsilon_t \% = 0.15(1 - (p_i/p_o)) \frac{\sigma_{cm}}{P_o}^{-((3p_i/p_o)+1)/(3.8p_i/p_o)+0.54)} \dots (1)$ |   |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$  | <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Muy Severo</b>   |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$   |                           |   |
|  |   |  |   |
|  |   |                          |   |

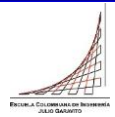
Zona 4 (K21+340 - K21+900): Túnel Palacio – Rioblanco

|  |   |   |   |
|--|---|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civi<br>Madeleidy Rodriguez  |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |   |   |   |
| <b>Información general</b>   |   |   |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro (m):</b>  | 3,7   |
| <b>Túnel:</b>  | Palacio - RioBlanco   | <b>Sección:</b>   | Herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud (km)</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K21+340 - K21+900   |
| <b>Zona No.</b>  | 4   |   |   |
| <b>Litología</b>   | Conformado por lutitas gris oscura, en láminas delgadas, principalmente arcillosa, localmente silícea, blanda, bastante plástica, con intercalaciones de arenisca gris clara, grano fino, cuarzosa, moderadamente dura de estratificación media , y de limolita moderadamente dura. |   |   |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |   |   |   |
| Convergencia máxima, f [m]   | 0,6   | Relación K de esfuerzos, K  | 1,3   |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]   | 215   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]   | 6,85  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 24,525  | Factor de alteración, D   | 0,2   |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 5,27  | Geological Strength Index , GSI   | 50  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 6,87  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]  | 0,846   |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 1,2   | Constante para roca intacta, mi   | 6   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |   |   |   |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>   | <b><math>\sigma_{cm}/P_0</math></b>   | 0,161   |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$   | <b>Covergencia real [%]</b>   | 16  |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$   | <b>Covergencia modelación [%]</b>   | 21,1  |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$   | $\epsilon_t \% = 0.15(1 - (p_i/p_{\sigma_c})) \frac{\sigma_{cm}}{P_0}^{-((3p_i/p_{\sigma_c})+1)/(3.8p_i/p_{\sigma_c}+0.54)} \dots(1)$ |   |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$  | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Severo</b>   |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$   |    |   |
|  |   |   |   |
|  |   |   |   |

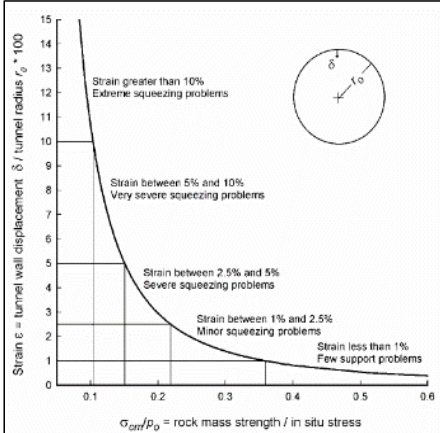
Zona 5 (K27+850 - K28+250): Túnel Palacio – Rioblanco

|  |   |  |                              |
|--|---|--|------------------------------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil   |                              |
|  |   | Madeleidy Rodriguez  |                              |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |   |  |                              |
| <b>Información general</b>   |   |  |                              |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Chingaza  | <b>Diámetro (m):</b>   | 3,7                          |
| <b>Túnel:</b>  | Palacio - RioBlanco   | <b>Sección:</b>  | Herradura con paredes curvas |
| <b>Longitud (km)</b>   | 28,4  | <b>Tramo de estudio:</b>   | K27+850 - K28+250            |
| <b>Zona No.</b>  | 5   |  |                              |
| <b>Litología</b>   | Conformado por arcillolita gris verdosa, con intercalaciones de arcillolita abigarrada y con láminas de yeso. |  |                              |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |   |  |                              |
| Convergencia máxima, $f$ [m]   | 0,45  | Relación K de esfuerzos, K   | 1,4                          |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]   | 100   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]  | 3,434                        |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 24,525  | Factor de alteración, D  | 0,2                          |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 2,45  | Geological Strength Index , GSI  | 55                           |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 2,94  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]   | 0,381                        |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 0,736   | Constante para roca intacta, mi  | 5                            |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |   |  |                              |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>   | <b><math>\sigma_{cm}/P_0</math></b>  | 0,156                        |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$   | <b>Covergencia real [%]</b>  | 12                           |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$   | <b>Covergencia modelación [%]</b>  | 13,1                         |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$   | $\epsilon_r \% = 0.15 \left( 1 - \left( \frac{p_i}{p_o} \right) \right) \frac{\sigma_{cm}^{-(3p_i/p_o+1)}}{p_o} \dots (1)$ |                              |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$  | <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Severo</b>                |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$   |  |                              |

Consolidado de resultados: Túnel Palacio – Rioblanco

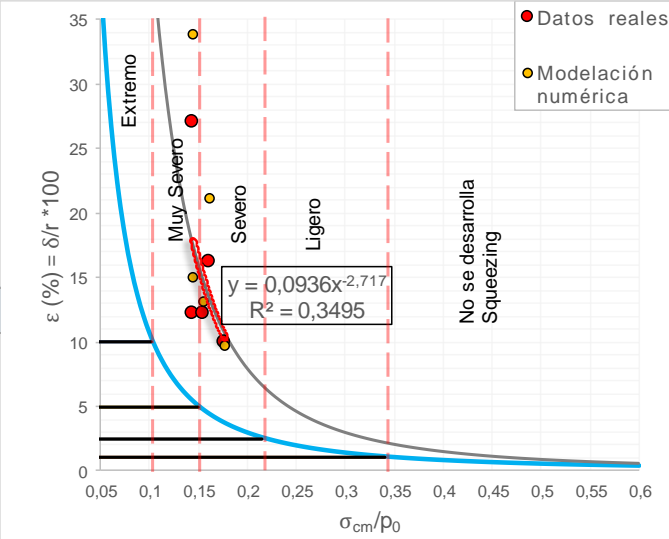
|  |  |   |                              |
|--|--|---|------------------------------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comport+B1:H42amiento de los Túneles con Squeezing en Rocas     | Proyecto de grado Maestría<br>en Ingeniería Civil<br><br>Madeleidy Rodriguez |  |                              |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |  |   |                              |
| <b>Información general</b>   |  |   |                              |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Chingaza   | <b>Diámetro (m)</b>   | 3,7                          |
| <b>Túnel:</b>  | Palacio - Rioblanco  | <b>Sección:</b>   | Herradura con paredes curvas |
| <b>Longitud (km)</b>   | 28,4   |   |                              |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |  |   |                              |
|  |  |   |                              |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>  | <b>Zona No.</b>   | $\sigma_{cm}/P_0$            |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$  | 1   | 0,177                        |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$  | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Severo</b>                |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$  | 2   | 0,145                        |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$   | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Muy Severo</b>            |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$  | 3   | 0,145                        |
|  |  | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Muy Severo</b>            |
|  |  | 4   | 0,161                        |
|  |  | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Severo</b>                |
|  |  | 5   | 0,156                        |
|  |  | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Severo</b>                |


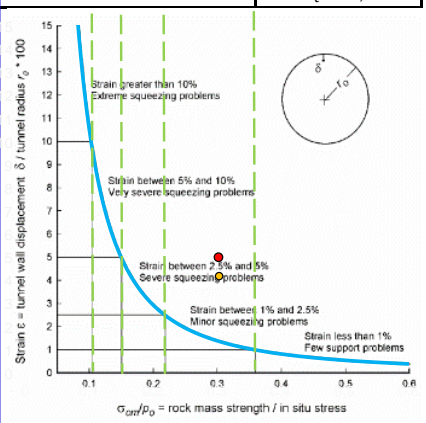
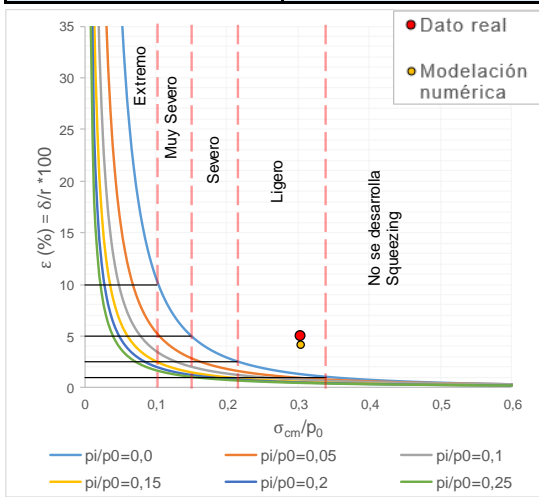


Expresión para determinar:

| Nivel de Squeezing   |
|--|
| $\epsilon_t \% = 0.15 \left( 1 - \left( \frac{p_i}{p_o} \right) \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o}^{-\frac{(3p_i/p_o)+1}{(3.8p_i/p_o)+0.54}} \dots (1)$ |



**Zona 1 (K2+100): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)**


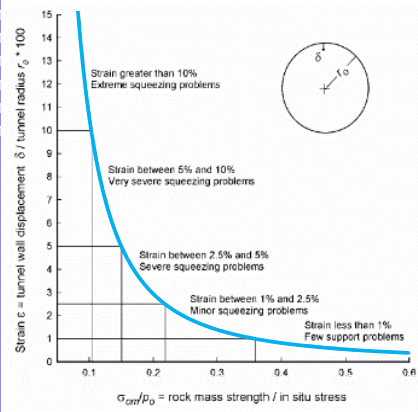
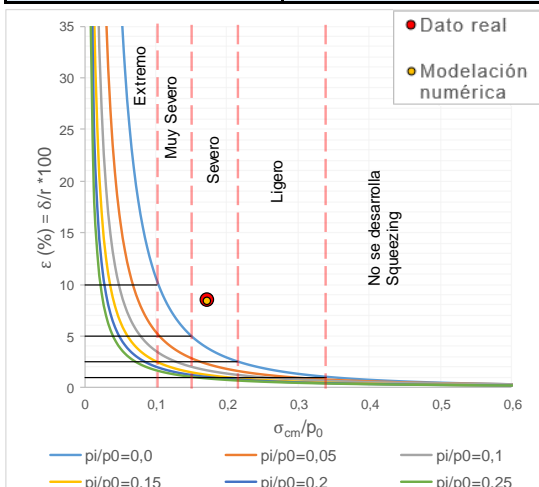
|  |   |   |   |
|--|---|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil  |  |
|  |   | Madeleidy Rodriguez   |   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |   |   |   |
| <b>Información general</b>   |   |   |   |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Yacambú - Quibor  | <b>Diámetro (m):</b>  | 5   |
| <b>Túnel:</b>  | Yacambú - Quibor  | <b>Sección:</b>   | herradura con paredes curvas  |
| <b>Longitud (km)</b>   | 23,3  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K2+100  |
| <b>Zona No.</b>  | 1   |   |   |
| <b>Litología</b>   | Constituido por roca clasificada para el proyecto como D2, compuesta por filita silicea deformada tectónicamente, foliada y cizallada con arcilla en los contactos. Se caracteriza por altas deformaciones plásticas con cero cambio volumétrico. |   |   |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |   |   |   |
| Convergencia máxima, f [m]   | 0,25  | Relación K de esfuerzos, K  | 1,0   |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]   | 570   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]   | 14,8  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 26  | Factor de alteración, D   | 0,05  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 14,8  | Geological Strength Index , GSI   | 31  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 50  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]  | 4,5   |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 29,5  | Constante para roca intacta, mi   | 7   |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |   |   |   |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>   | <b><math>\sigma_{cm}/P_0</math></b>   | 0,304   |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$   | <b>Covergencia real [%]</b>   | 5   |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$   | <b>Covergencia modelación [%]</b>   | 4,2   |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$   | $\epsilon_t \% = 0.15(1 - (p_i/p_o)) \frac{\sigma_{cm}}{P_o} - \frac{(3p_i/p_o + 1)/(3.8p_i/p_o + 0.54)}{\dots(1)}$ |   |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$  | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Ligero</b>   |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$   |                                  |   |
|  |   |   |   |
|  |   |                                 |   |

**Zona 2 (K10+000 - K12+000): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)**

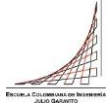
|  |  |  |                   |
|--|--|--|-------------------|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeleidy Rodriguez  |                   |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |  |  |                   |
| <b>Información general</b>   |  |  |                   |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Yacambú - Quibor   | <b>Diámetro (m):</b>   | 5,2               |
| <b>Túnel:</b>  | Yacambú - Quibor   | <b>Sección:</b>  | Circular          |
| <b>Longitud (km)</b>   | 23,3   | <b>Tramo de estudio:</b>   | K10+000 - K12+000 |
| <b>Zona No.</b>  | 2  |  |                   |
| <b>Litología</b>   | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |  |                   |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |  |  |                   |
| Convergencia máxima, $f$ [m]   | 0,936  | Relación K de esfuerzos, K   | 1,0               |
| Sobrecapa (cobertura), $h$ [m]   | 1100   | Esfuerzo horizontal, $\sigma_H$ [Mpa]  | 28,6              |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 26   | Factor de alteración, D  | 0,05              |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 28,6   | Geological Strength Index , GSI  | 13                |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 50   | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]   | 2,4               |
| Módulo dedeformación , E [Gpa]   | 29,5   | Constante para roca intacta, mi  | 7                 |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |  |  |                   |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>  | <b><math>\sigma_{cm}/P_0</math></b>  | 0,084             |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$  | <b>Covergencia real [%]</b>  | 18                |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$  | <b>Covergencia modelación [%]</b>  | 18,1              |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$  | $\epsilon_t \% = 0.15(1 - (p_i/p_o)) \frac{\sigma_{cm}}{P_o}^{-((3p_i/p_o)+1)/(3.8p_i/p_o)+0.54)} \dots (1)$ |                   |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$   | <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Extremo</b>    |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$  |  |                   |
|  |  |  |                   |



**Zona 3 (K12+750 - K12+940): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)**

|  |  |  |  |   |  |
|--|--|--|--|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas  |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil   |  |  |  |
|  |  | Madeleidy Rodriguez  |  |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000   |  |  |  |   |  |
| <b>Información general</b>   |  |  |  |   |  |
| <b>Nombre del proyecto</b>   |  | Yacambú - Quibor   |  | <b>Diámetro (m):</b>  |  |
| <b>Túnel:</b>  |  | Yacambú - Quibor   |  | 5,2   |  |
| <b>Longitud (km)</b>   |  | 23,3   |  | <b>Sección:</b>   |  |
| <b>Zona No.</b>  |  | 3  |  | Circular  |  |
|  |  |  |  | <b>Tramo de estudio:</b>  |  |
|  |  |  |  | K12+750 - K12+940   |  |
| <b>Litología</b>   |  | Comprende desde filitas silíceas fuertes y razonablemente masivas en el área de la presa hasta filitas gráficas severamente deformadas tectónicamente a lo largo de la mayor parte de la alineación del túnel. |  |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |  |  |  |   |  |
| <b>Convergencia máxima, f [m]</b>  |  | 0,442  |  | <b>Relación K de esfuerzos, K</b>   |  |
| <b>Sobrecapa (cobertura), h [m]</b>  |  | 855  |  | 1,0   |  |
| <b>Peso unitario, γ [kN/m<sup>3</sup>]</b>   |  | 26   |  | <b>Esfuerzo horizontal, σ<sub>H</sub> [Mpa]</b>                                     |  |
| <b>Esfuerzo vertical, σ<sub>V</sub> [Mpa]</b>  |  | 22,2   |  | 22,2  |  |
| <b>Resistencia a compresión uniaxial, σ<sub>ci</sub> [Mpa]</b>   |  | 50   |  | <b>Factor de alteración, D</b>  |  |
| <b>Módulo dedeformación , E [Gpa]</b>  |  | 29   |  | 0,05  |  |
|  |  |  |  | <b>Geological Strength Index , GSI</b>  |  |
|  |  |  |  | 20  |  |
|  |  |  |  | <b>Resistencia a compresión macizo rocoso σ<sub>cm</sub> [Mpa]</b>                  |  |
|  |  |  |  | 3,8   |  |
|  |  |  |  | <b>Constante para roca intacta, mi</b>  |  |
|  |  |  |  | 7   |  |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |  |  |  |   |  |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  |  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>  |  | <b>σ<sub>cm</sub>/P<sub>0</sub></b>   |  |
| No se desarrolla Squeezing   |  | ε <sub>t</sub> ≤ 1,0   |  | 0,171   |  |
| Ligero   |  | 1,0 < ε <sub>t</sub> ≤ 2,5   |  | <b>Covergencia real [%]</b>   |  |
| Severo   |  | 2,5 < ε <sub>t</sub> ≤ 5,0   |  | 9   |  |
| Muy Severo   |  | 5,0 < ε <sub>t</sub> ≤ 10,0  |  | <b>Covergencia modelación [%]</b>   |  |
| Extremo  |  | ε <sub>t</sub> > 10,0  |  | 8,5   |  |
| $\epsilon_t \% = 0.15 \left( 1 - \left( \frac{p_i}{p_o} \right) \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o}^{-\frac{(3.8 p_i / p_o + 1) / (3.8 p_i / p_o + 0.54)}{p_o}} \dots (1)$ |  |  |  |   |  |
|  |  |  |  | <b>Nivel de Squeezing</b>   |  |
|  |  |  |  | <b>Severo</b>   |  |
|   |  |    |  |   |  |

Consolidado de resultados: Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

|   |   |   |
|---|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas | Proyecto de grado Maestría<br>en Ingeniería Civil |  |
|   | Madeleidy Rodriguez                               |   |

VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000

**Información general**

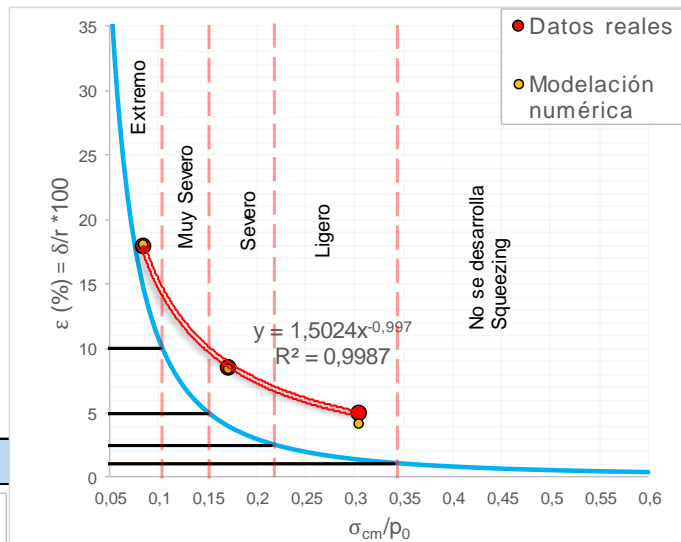
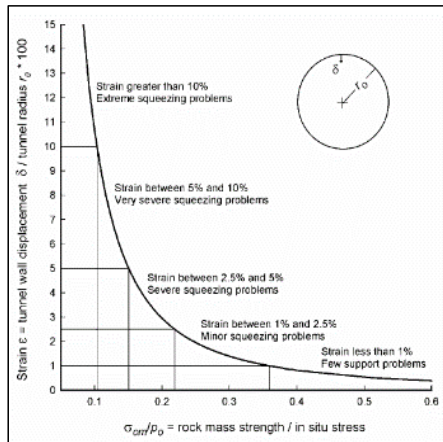
|                            |                  |                        |                     |
|----------------------------|------------------|------------------------|---------------------|
| <b>Nombre del proyecto</b> | Yacambú - Quibor | <b>Tipo de sección</b> | <b>Diámetro (m)</b> |
| <b>Túnel:</b>              | Yacambú - Quibor | Herradura con paredes  | 5,0                 |
| <b>Longitud (km)</b>       | 23,3             | Circular               | 5,2                 |

**Análisis de la información - Grado de Squeezing**

| Nivel de Squeezing         | Convergencia del túnel [%]   |
|----------------------------|------------------------------|
| No se desarrolla Squeezing | $\epsilon_t \leq 1,0$        |
| Ligero                     | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$  |
| Severo                     | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$  |
| Muy Severo                 | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$ |
| Extremo                    | $\epsilon_t > 10,0$          |



| Zona No.                  | $\sigma_{cm}/P_0$ | f Real [%]     | f Modelación [%] |
|---------------------------|-------------------|----------------|------------------|
| 1                         | 0,304             | 5              | 4,2              |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Ligero</b>  |                  |
| 2                         | 0,084             | 18             | 18,1             |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Extremo</b> |                  |
| 3                         | 0,171             | 8,5            | 8,5              |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Severo</b>  |                  |



Expresión para determinar:

**Nivel de Squeezing**

$$\epsilon_t \% = 0.15 \left( 1 - \left( \frac{p_i}{p_0} \right) \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_0}^{-((3 p_i / p_0)+1) / ((3.8 p_i / p_0)+0.54)} \dots (1)$$

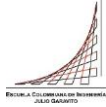
**Zona 1 (K1+000 - K1+300): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)**

|  |   |  |   |  |
|--|---|--|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |   | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil   |   |  |
|  |   | Madeleidy Rodríguez  |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |   |  |   |  |
| <b>Información general</b>   |   |  |   |  |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Hidroeléctrico del Guavio   | <b>Diámetro (m):</b>   | 9,1   |  |
| <b>Túnel:</b>  | Fuga  | <b>Sección:</b>  | herradura con paredes curvas y solera curva |  |
| <b>Longitud (km)</b>   | 5,2   | <b>Tramo de estudio:</b>   | K1+000 - K1+300                             |  |
| <b>Zona No.</b>  | 1 (Falla Santa María)   |  |   |  |
| <b>Litología</b>   | Constituido por lutita negra gris oscura localmente limosa, con intercalaciones de limolita y areniscas muy alteradas y fracturadas, replugada con estrios de fricción, dureza media, estratificación laminada con intercalaciones de caliza gris oscura. |  |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |   |  |   |  |
| Convergencia máxima, $f$ [m]   | 0,25  | Factor de alteración, D  | 0,2   |  |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]   | 275   | Geological Strength Index , GSI  | 24  |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 25  | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]   | 0,9   |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 8   | Constante para roca intacta, mi  | 6   |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 15  |  |   |  |
| Módulo de deformación ,Ei [Gpa]  | 4   |  |   |  |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |   |  |   |  |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>   | $\sigma_{cm}/P_0$  | 0,113                                       |  |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$   | <b>Covergencia real [%]</b>  | 2,7   |  |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$   |  |   |  |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$   |  |   |  |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$  |  |   |  |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$   |  |   |  |
|  |   | $\epsilon_t \% = 0.15 \left( 1 - \left( \frac{p_i}{p_o} \right) \right) \frac{\sigma_{cm}}{P_o}^{-((3 p_i / p_o) + 1) / ((3.8 p_i / p_o) + 0.54)} \dots (1)$ |   |  |
|  |   | <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Muy Severo</b>                           |  |
|  |   |  |   |  |

**Zona 2 (K2+915 - K3+050): Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)**

|  |  |   |   |  |
|--|--|---|---|--|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas            |  | Proyecto de grado Maestría en Ingeniería Civil<br>Madeidy Rodriguez   |   |  |
| VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000 |  |   |   |  |
| <b>Información general</b>   |  |   |   |  |
| <b>Nombre del proyecto</b>   | Hidroeléctrico del Guavio  | <b>Diámetro (m):</b>  | 9,1   |  |
| <b>Túnel:</b>  | Fuga   | <b>Sección:</b>   | herradura con paredes curvas y solera curva |  |
| <b>Longitud (km)</b>   | 5,2  | <b>Tramo de estudio:</b>  | K2+915 - K3+050                             |  |
| <b>Zona No.</b>  | 2 (Falla San Luis)   |   |   |  |
| <b>Litología</b>   | Constituido por lutitas grises con superficies carbonosas, fósil, blanda, laminadas con lentes de arcilla, con intercalaciones de arenisca friable de dureza media y limolita negra a gris oscura, de dureza media a sana, estratificación delgada a media. En esta zona se presenta la roca muy fracturada y con material arcilloso, blando y alterado. |   |   |  |
| <b>Parámetros geomecánicos - Roca intacta y Macizo rocoso</b>  |  |   |   |  |
| Convergencia máxima, $f$ [m]   | 0,67   | Factor de alteración, D   | 0,2   |  |
| Sobrecapa (cobertura), h [m]   | 605  | Geological Strength Index , GSI   | 22  |  |
| Peso unitario, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 25   | Resistencia a compresión macizo rocoso $\sigma_{cm}$ [Mpa]  | 0,84  |  |
| Esfuerzo vertical, $\sigma_v$ [Mpa]  | 15   | Constante para roca intacta, $m_i$  | 6   |  |
| Resistencia a compresión uniaxial, $\sigma_{ci}$ [Mpa]   | 15   |   |   |  |
| Módulo de deformación, $E_i$ [Gpa]   | 6  |   |   |  |
| <b>Análisis de la información - Grado de Squeezing</b>   |  |   |   |  |
| <b>Nivel de Squeezing</b>  | <b>Convergencia del túnel [%]</b>  | $\sigma_{cm}/P_0$   | 0,056                                       |  |
| No se desarrolla Squeezing   | $\epsilon_t \leq 1,0$  | <b>Covergencia real [%]</b>   | 7,4   |  |
| Ligero   | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$  |   |   |  |
| Severo   | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$  |   |   |  |
| Muy Severo   | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$   |   |   |  |
| Extremo  | $\epsilon_t > 10,0$  |   |   |  |
|  |  | $\epsilon_t \% = 0.15(1 - (p_i / p_o)) \frac{\sigma_{cm}}{p_o}^{-((3 p_i / p_o) + 1) / ((3.8 p_i / p_o) + 0.54)} \dots (1)$ |   |  |
|  |  | <b>Nivel de Squeezing</b>   | <b>Extremo</b>                              |  |
|  |  |   |   |  |

Consolidado de resultados: Túnel de Fuga (Proyecto Hidroeléctrico de Guavio)

|   |   |   |
|---|---|---|
| Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas | Proyecto de grado Maestría<br>en Ingeniería Civil |  |
|   | Madeleidy Rodriguez                               |   |

VALORACIÓN DEL FENÓMENO DE SQUEEZING POR EL MÉTODO SEMI- EMPÍRICO PROPUESTO POR HOEK AND MARINOS, 2000

**Información general**

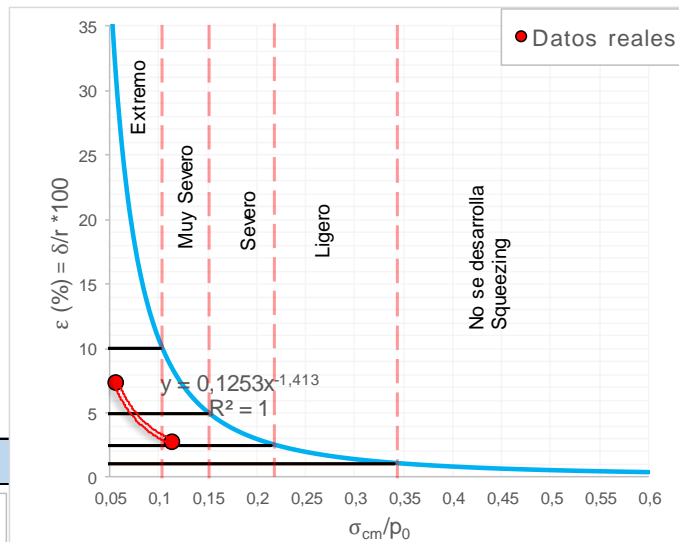
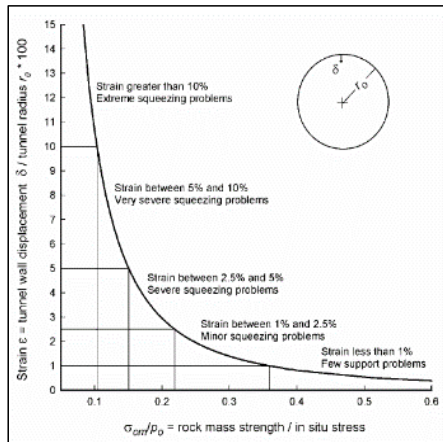
|                            |                           |                         |   |
|----------------------------|---------------------------|-------------------------|---|
| <b>Nombre del proyecto</b> | Hidroeléctrico del Guavio | <b>Diámetro [m]:</b>    | 9,1   |
| <b>Túnel:</b>              | Fuga                      | <b>Tipo de sección:</b> | Herradura con paredes curvas y solera curva |
| <b>Longitud (km)</b>       | 5,2                       |                         |   |

**Análisis de la información - Grado de Squeezing**

| Nivel de Squeezing         | Convergencia del túnel [%]   |
|----------------------------|------------------------------|
| No se desarrolla Squeezing | $\epsilon_t \leq 1,0$        |
| Ligero                     | $1,0 < \epsilon_t \leq 2,5$  |
| Severo                     | $2,5 < \epsilon_t \leq 5,0$  |
| Muy Severo                 | $5,0 < \epsilon_t \leq 10,0$ |
| Extremo                    | $\epsilon_t > 10,0$          |



| Zona No.                  | $\sigma_{cm}/P_0$ | $f$ Real [%]      |
|---------------------------|-------------------|-------------------|
| 1                         | 0,113             | 2,7               |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Muy Severo</b> |
| 2                         | 0,056             | 7,4               |
| <b>Nivel de Squeezing</b> |                   | <b>Extremo</b>    |



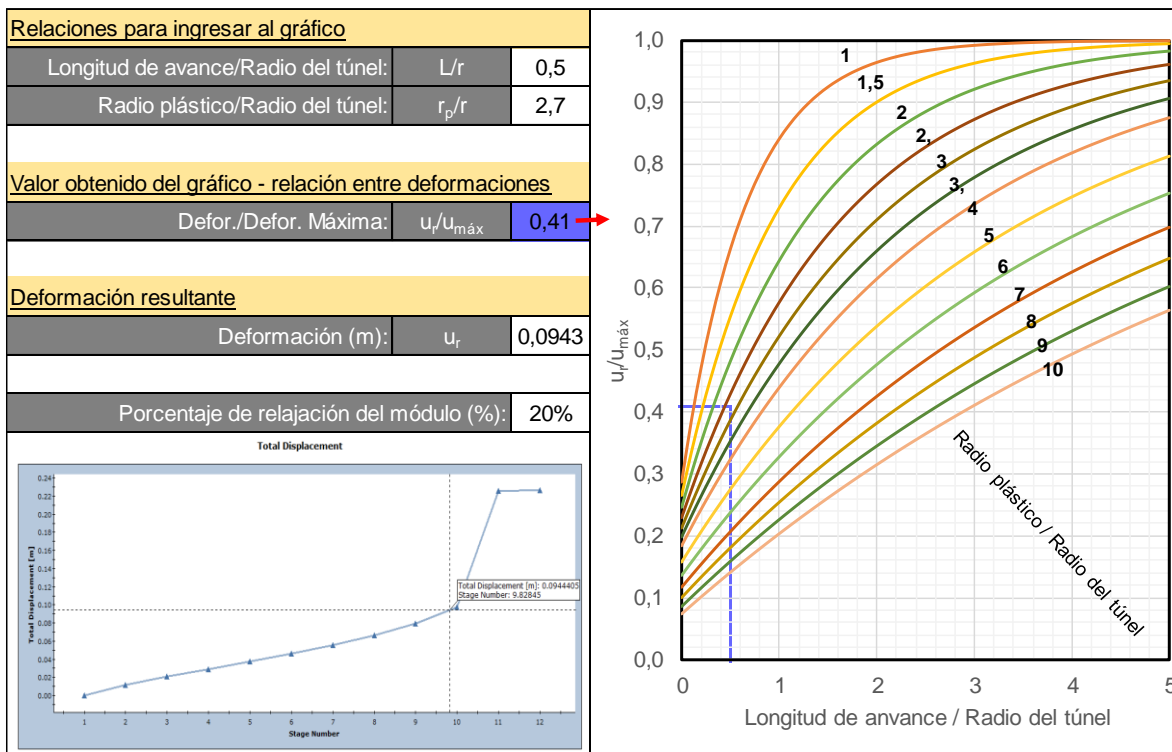
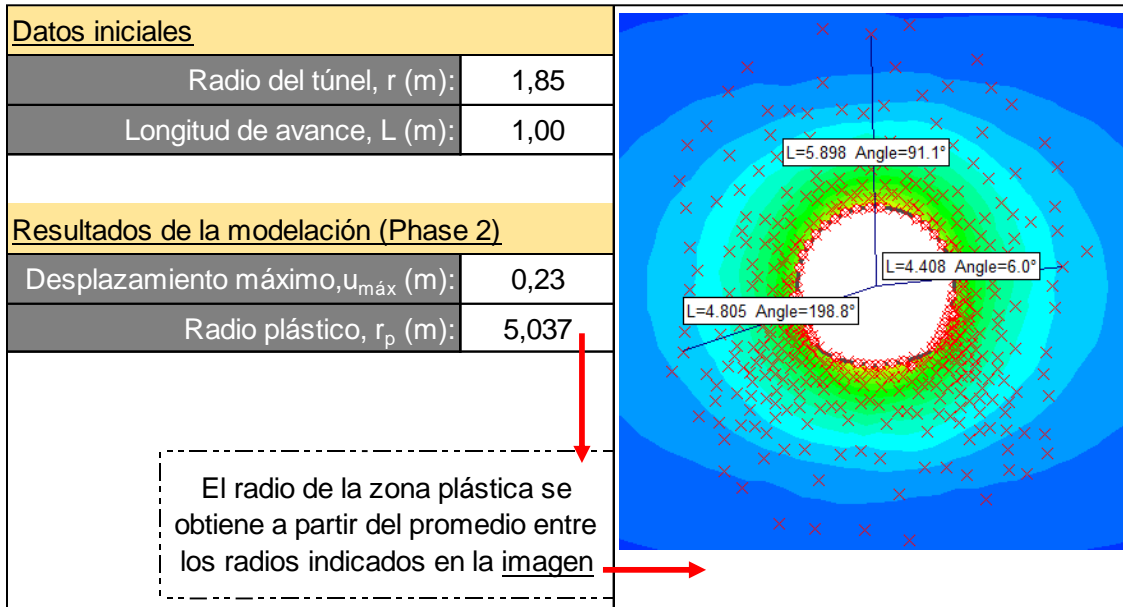
Expresión para determinar:

**Nivel de Squeezing**

$$\epsilon_t \% = 0.15 \left( 1 - \left( \frac{p_i}{p_0} \right) \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_0}^{-\frac{(3p_i/p_0)+1}{(3.8p_i/p_0)+0.54}} \dots (1)$$

**ANEXO 3:** Procedimiento para determinar el momento de relajación del módulo para la instalación del sostenimiento.

Zona 1 (K5+000 - K5+850): Túnel Palacio – Rioblanco

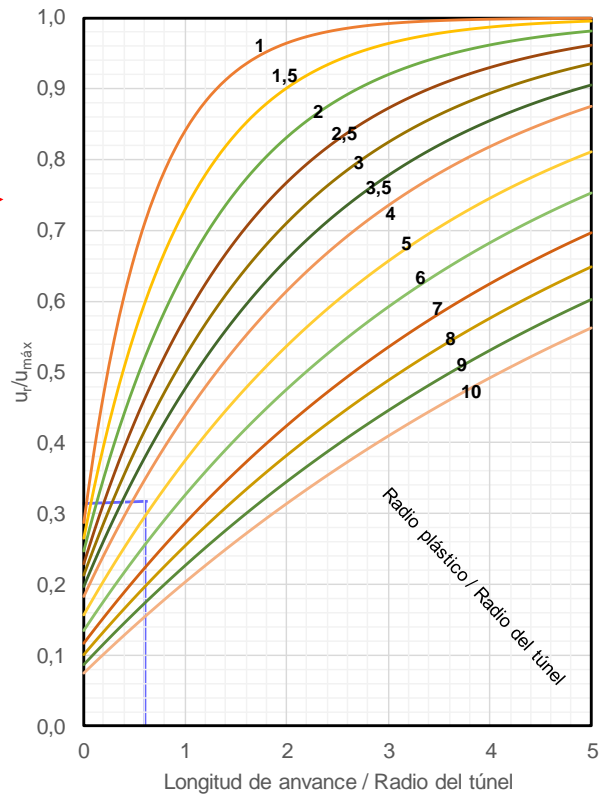


Zona 2 (K12+650 - K12+740): Túnel Palacio – Rioblanco

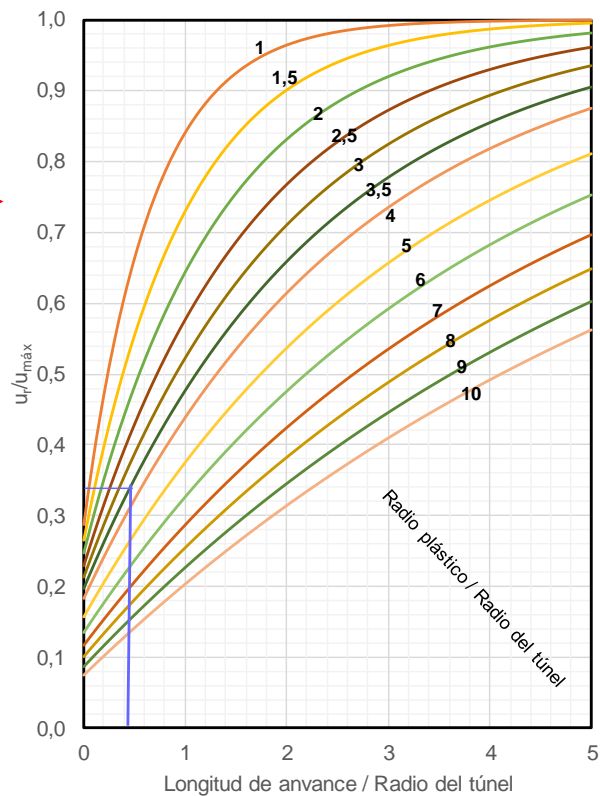
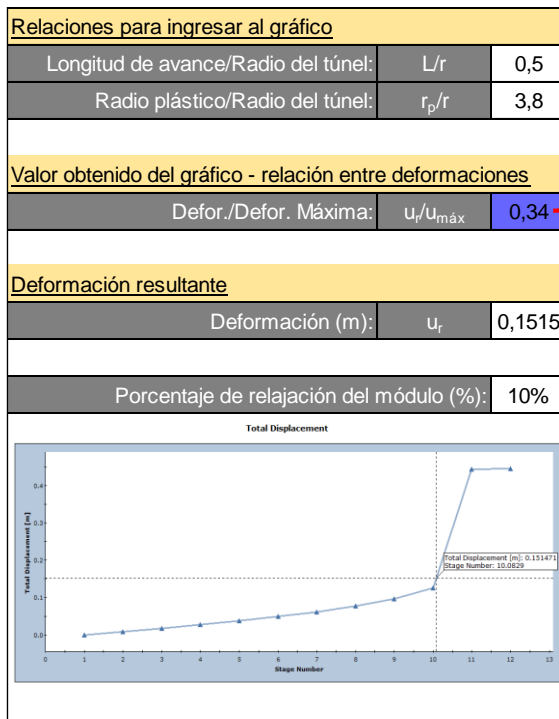
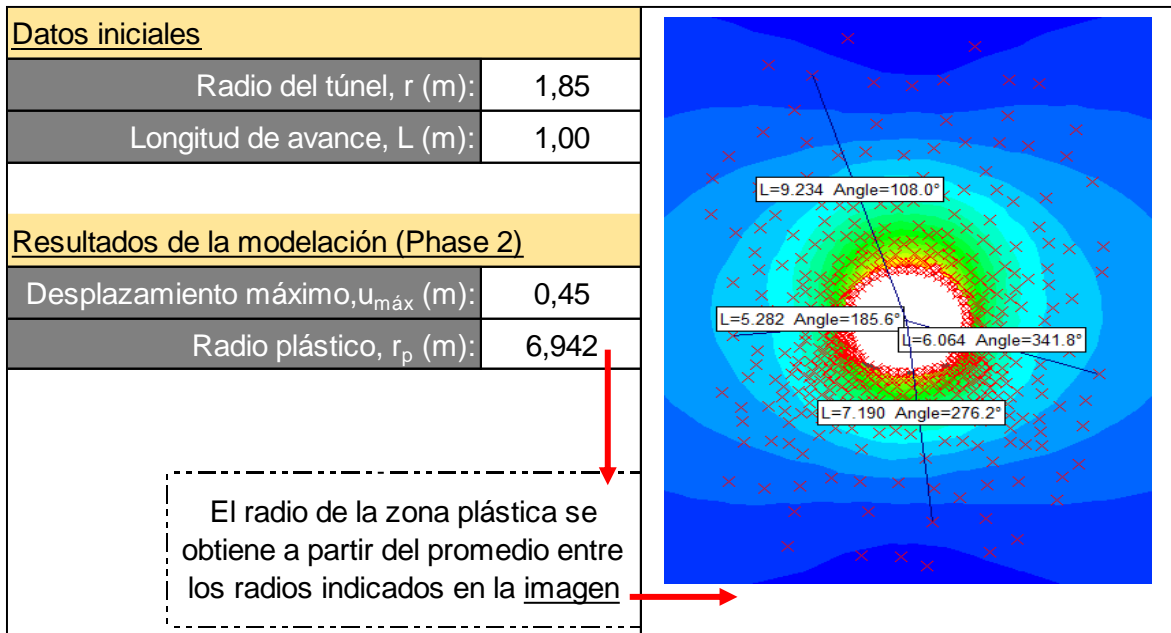
| Datos iniciales                               |      |
|---|------|
| Radio del túnel, r (m):                       | 1,85 |
| Longitud de avance, L (m):                    | 1,00 |
| Resultados de la modelación (Phase 2)         |      |
| Desplazamiento máximo, $u_{m\acute{a}x}$ (m): | 0,73 |
| Radio plástico, $r_p$ (m):                    | 7,68 |

El radio de la zona plástica se obtiene a partir del promedio entre los radios indicados en la imagen

| Relaciones para ingresar al gráfico                       |                       |        |
|---|-----------------------|--------|
| Longitud de avance/Radio del túnel:                       | L/r                   | 0,5    |
| Radio plástico/Radio del túnel:                           | $r_p/r$               | 4,2    |
| Valor obtenido del gráfico - relación entre deformaciones |                       |        |
| Deform./Deform. Máxima:                                   | $u_r/u_{m\acute{a}x}$ | 0,31   |
| Deformación resultante                                    |                       |        |
| Deformación (m):  | $u_r$                 | 0,2262 |
| Porcentaje de relajación del módulo (%):                  |                       | 20%    |

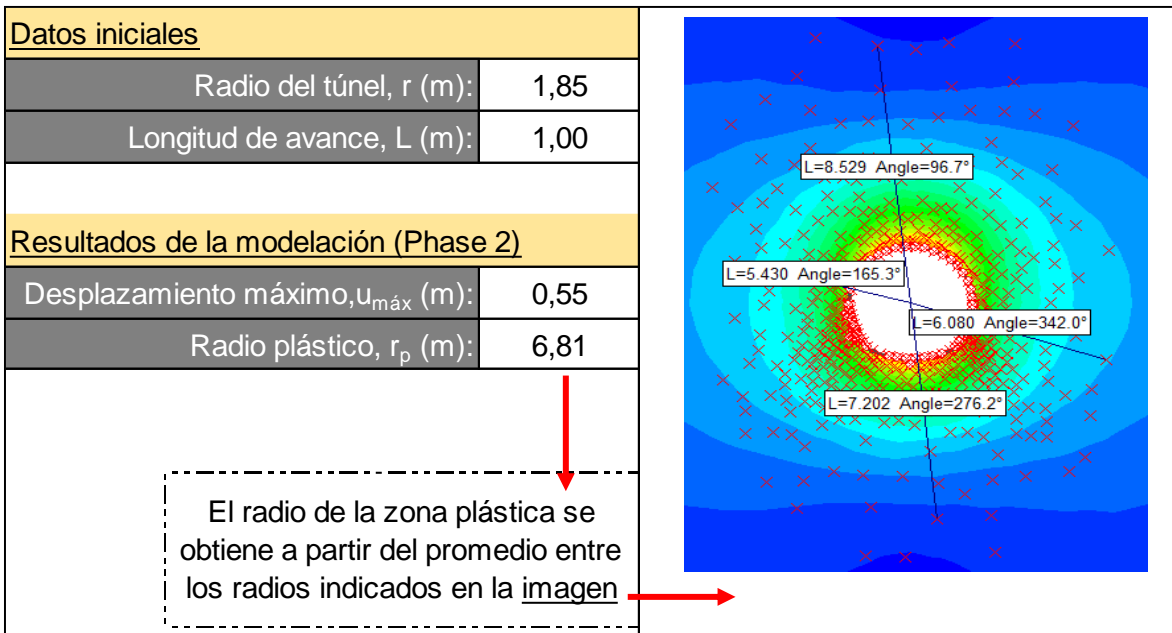


Zona 3 (K18+040 - K19+600): Túnel Palacio – Rioblanco

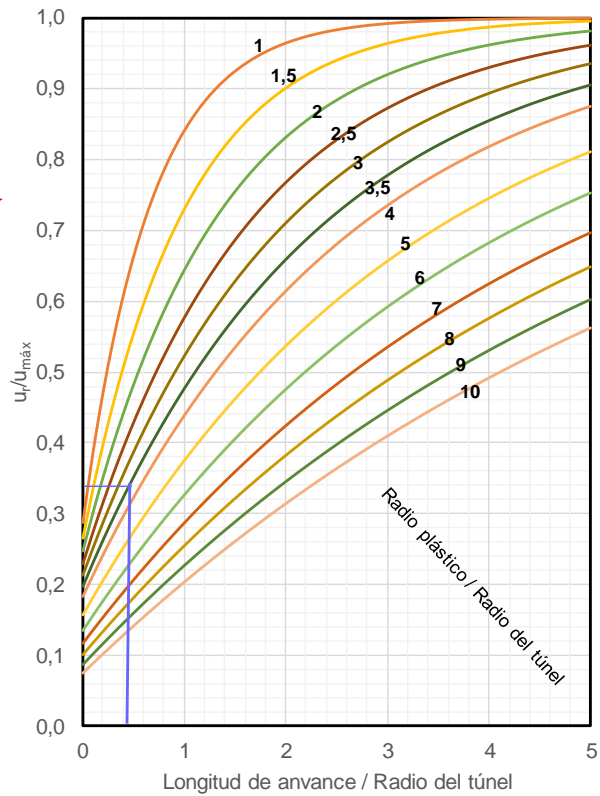




Zona 4 (K21+340 - K21+900): Túnel Palacio – Rioblanco



| Relaciones para ingresar al gráfico                       |                       |        |
|---|-----------------------|--------|
| Longitud de avance/Radio del túnel:                       | $L/r$                 | 0,5    |
| Radio plástico/Radio del túnel:                           | $r_p/r$               | 3,7    |
| Valor obtenido del gráfico - relación entre deformaciones |                       |        |
| Deform./Deform. Máxima:                                   | $u_r/u_{m\acute{a}x}$ | 0,34   |
| Deformación resultante                                    |                       |        |
| Deformación (m):  | $u_r$                 | 0,1883 |
| Porcentaje de relajación del módulo (%):                  |                       | 10%    |



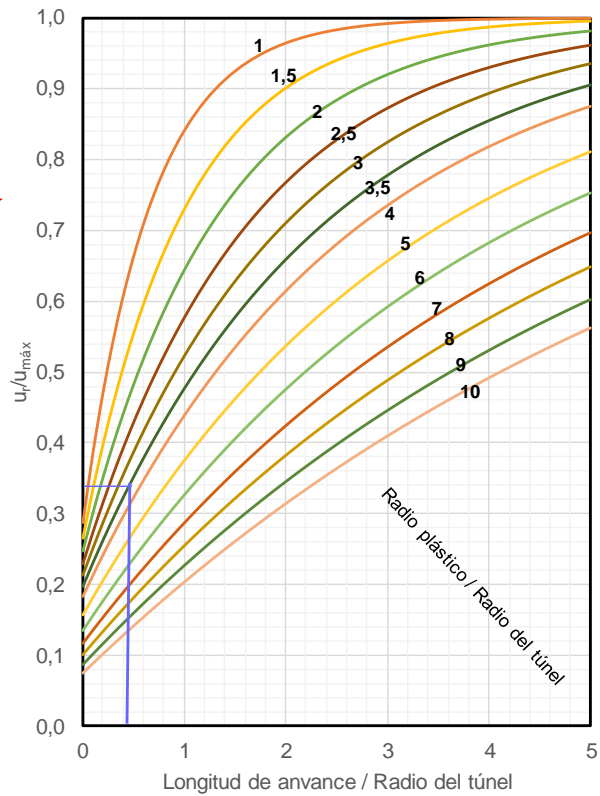
Zona 5 (K27+850 - K28+250): Túnel Palacio – Rioblanco

| Datos iniciales                               |       |
|---|-------|
| Radio del túnel, r (m):                       | 1,85  |
| Longitud de avance, L (m):                    | 1,00  |
| Resultados de la modelación (Phase 2)         |       |
| Desplazamiento máximo, $u_{m\acute{a}x}$ (m): | 0,38  |
| Radio plástico, $r_p$ (m):                    | 6,838 |

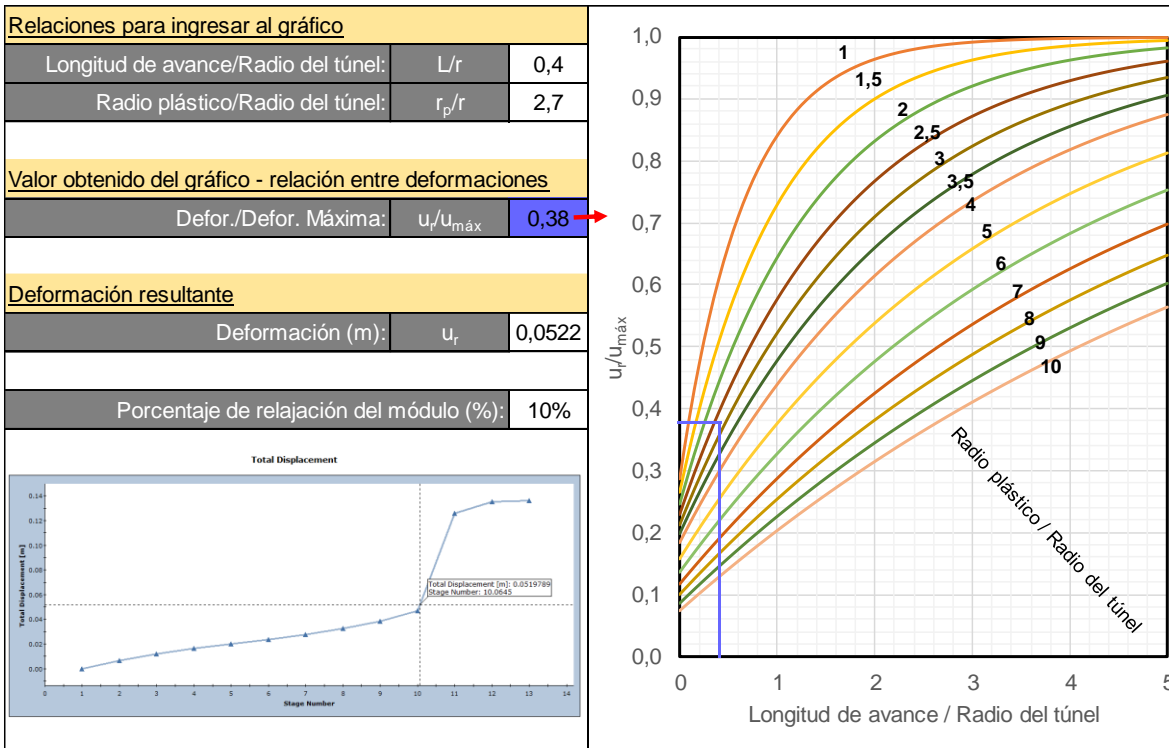
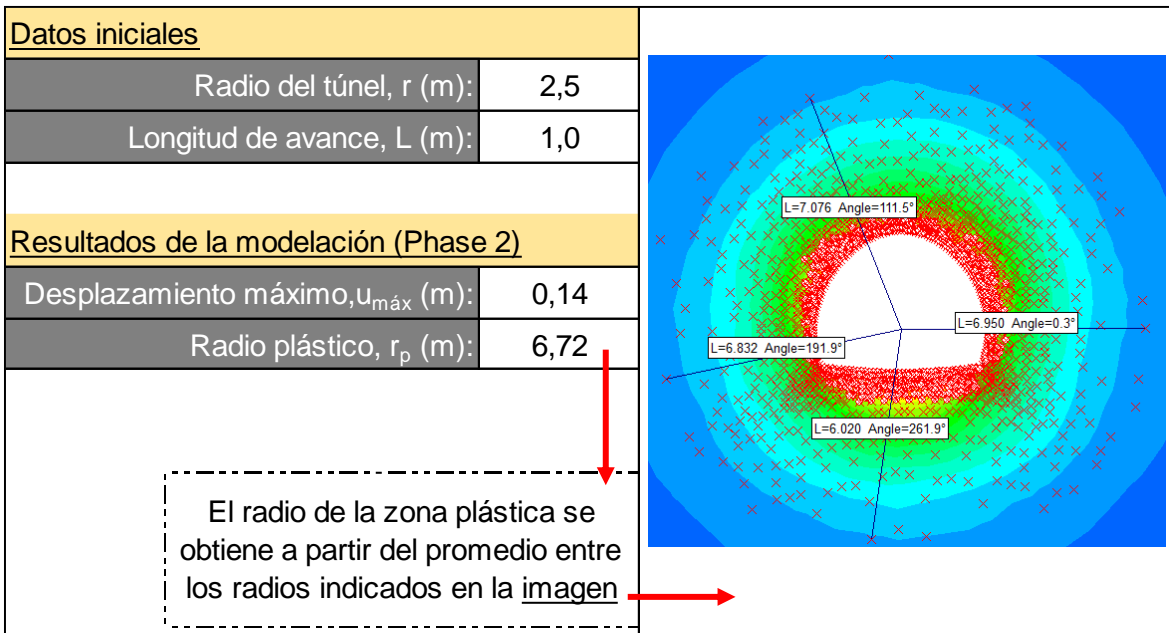
  

El radio de la zona plástica se obtiene a partir del promedio entre los radios indicados en la imagen

| Relaciones para ingresar al gráfico                       |                       |        |
|---|-----------------------|--------|
| Longitud de avance/Radio del túnel:                       | $L/r$                 | 0,5    |
| Radio plástico/Radio del túnel:                           | $r_p/r$               | 3,7    |
| Valor obtenido del gráfico - relación entre deformaciones |                       |        |
| Deform./Deform. Máxima:                                   | $u_r/u_{m\acute{a}x}$ | 0,34   |
| Deformación resultante                                    |                       |        |
| Deformación (m):  | $u_r$                 | 0,1295 |
| Porcentaje de relajación del módulo (%):                  |                       | 10%    |

Zona 1 (K2+100): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

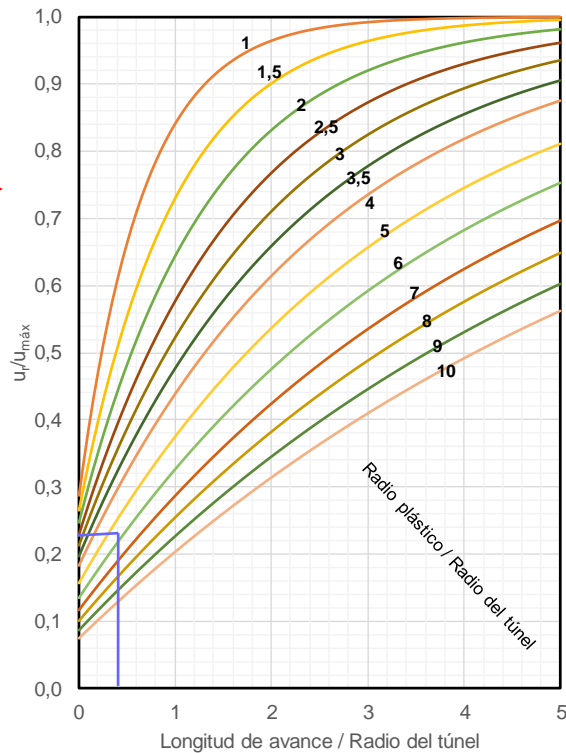


Zona 2 (K10+000 - K12+000): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

| Datos iniciales                               |       |
|---|-------|
| Radio del túnel, $r$ (m):                     | 2,6   |
| Longitud de avance, $L$ (m):                  | 1,00  |
| Resultados de la modelación (Phase 2)         |       |
| Desplazamiento máximo, $u_{m\acute{a}x}$ (m): | 1,08  |
| Radio plástico, $r_p$ (m):                    | 15,13 |

El radio de la zona plástica se obtiene a partir del promedio entre los radios indicados en la imagen

| Relaciones para ingresar al gráfico                       |                       |        |
|---|-----------------------|--------|
| Longitud de avance/Radio del túnel:                       | $L/r$                 | 0,4    |
| Radio plástico/Radio del túnel:                           | $r_p/r$               | 5,8    |
| Valor obtenido del gráfico - relación entre deformaciones |                       |        |
| Deform./Deform. Máxima:                                   | $u_r/u_{m\acute{a}x}$ | 0,235  |
| Deformación resultante                                    |                       |        |
| Deformación (m):  | $u_r$                 | 0,2540 |
| Porcentaje de relajación del módulo (%):                  |                       | 10%    |



Zona 3 (K12+750 - K12+940): Túnel Yacambú-Quibor (Venezuela)

| Datos iniciales                               |       |
|---|-------|
| Radio del túnel, r (m):                       | 2,6   |
| Longitud de avance, L (m):                    | 1,00  |
| Resultados de la modelación (Phase 2)         |       |
| Desplazamiento máximo, $u_{m\acute{a}x}$ (m): | 1,18  |
| Radio plástico, $r_p$ (m):                    | 15,62 |

El radio de la zona plástica se obtiene a partir del promedio entre los radios indicados en la imagen

| Relaciones para ingresar al gráfico                       |                       |        |
|---|-----------------------|--------|
| Longitud de avance/Radio del túnel:                       | $L/r$                 | 0,4    |
| Radio plástico/Radio del túnel:                           | $r_p/r$               | 6,0    |
| Valor obtenido del gráfico - relación entre deformaciones |                       |        |
| Deform./Deform. Máxima:                                   | $u_r/u_{m\acute{a}x}$ | 0,22   |
| Deformación resultante                                    |                       |        |
| Deformación (m):  | $u_r$                 | 0,2600 |
| Porcentaje de relajación del módulo (%):                  |                       | 10%    |

