



Universidad Central de Venezuela

Facultad de Ingeniería

Escuela de Geología, Minas y Geofísica

Departamento de Geología y Minas

**MODELADO GEOLÓGICO Y GEOMECÁNICO DE
PERFORACIONES UBICADAS ENTRE LA URBINA Y
LA URB. MIRANDA, PARA LA EXCAVACIÓN DE
LOS TÚNELES DEL METRO CARACAS - GUARENAS,
EDO MIRANDA.**

Trabajo Especial de Grado presentado ante la

Ilustre Universidad Central de Venezuela

por los Bachilleres:

Anny Katuska Araque Morillo

Diego Alexander Marchan Marchan

para optar a los Títulos de Ingeniero Geólogo e Ingeniero de Minas

Caracas, 2015



Universidad Central de Venezuela

Facultad de Ingeniería

Escuela de Geología, Minas y Geofísica

Departamento de Geología y Minas

**MODELADO GEOLÓGICO Y GEOMECÁNICO DE
PERFORACIONES UBICADAS ENTRE LA URBINA Y
LA URB. MIRANDA, PARA LA EXCAVACIÓN DE
LOS TÚNELES DEL METRO CARACAS - GUARENAS,
EDO MIRANDA.**

Trabajo Especial de Grado presentado ante la

Ilustre Universidad Central de Venezuela

por los Bachilleres:

Anny Katuska Araque Morillo

Diego Alexander Marchan Marchan

para optar a los Títulos de Ingeniero Geólogo e Ingeniero de Minas

Caracas, 2015

Los abajo firmantes del jurado Designado por el Consejo de Escuela de Geología, Minas y Geofísica, para evaluar el Trabajo Especial de Grado presentado por los Bachilleres Anny Katuska Araque Morillo y Diego Alexander Marchan Marchan, titulado

**MODELADO GEOLÓGICO Y GEOMECÁNICO DE
PERFORACIONES UBICADAS ENTRE LA URBINA Y LA
URB. MIRANDA, PARA LA EXCAVACIÓN DE LOS
TÚNELES DEL METRO CARACAS - GUARENAS, EDO
MIRANDA.**

Consideran que el mismo cumple con los requisitos exigidos por el plan de estudios conducente al Título de Ingeniero Geólogo e Ingeniero de Minas, y sin que ello signifique hacerse solidarios con las ideas expuestas por los Autores, lo declaran **APROBADO**.

Prof.: Pietro De Marco

Jurado

Profa. Mónica Pereira

Jurado

Prof. Miguel Castillejo

Tutor Académico

Para ustedes Padres, hermanos, sobrina y Abuelo,
son la potencia del motor que me hizo llegar a la meta
los Amo inmensamente.

Anny K. Araque Morillo.

De manera muy especial a mis Padres, hermanos y sobrinos,
por ser los detonantes de mi felicidad, esfuerzos y sueños,
es por ello que el logro es de todos!

Diego Alexander Marchan Marchan.

AGRADECIMIENTOS

Primero a Dios y a nuestros Padres, sin ellos no lo hubiésemos logrado.

A nuestro tutor, profesor y amigo Miguel Castillejo Cans, muchas gracias por todo el apoyo brindado en todo momento.

Al profesor Ruthman Hurtado por el asesoramiento durante todo nuestro trabajo de grado.

*A Carlos Elías Oliveros, Carlos Eduardo Oliveros y Ramón Montes por toda la colaboración y asistencia a comienzos de nuestra tesis...
Muchas Gracias!*

A Vicente Manuel y Josué Sulbarán por recomendaciones y ayuda en momentos de dificultades.

A todos nuestros compañeros de carrera que de una u otra forma han sido punto de apoyo para la culminación de esta etapa.

Araque M, Anny K. & Marchan M, Diego A.

**MODELADO GEOLÓGICO Y GEOMECÁNICO DE PERFORACIONES UBICADAS
ENTRE LA URBINA Y LA URB. MIRANDA, PARA LA EXCAVACIÓN DE LOS
TÚNELES DEL METRO CARACAS - GUARENAS, EDO MIRANDA.**

Tutor académico: Prof. Miguel Castillejo

**Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería. Escuela de Geología, Minas y
Geofísica**

Departamento de Geología y Minas - Año 2015, 454p.

Palabras clave: Geomecánica, Mecánica de Rocas, Modelo Geomecánico, Modelo Geológico, Esquisto Las Mercedes, Abrasividad, Elementos Finitos-Análisis, Túnel, Túneladora-Tipo Escudo, Metro Petare Guarenas, Grado de Meteorización.

RESUMEN

El sistema de transporte masivo metro Petare-Guarenas-Guatire es una obra de ingeniería que servirá como vía de acceso para la población de estas ciudades a la capital, satisfaciendo así la demanda de transporte público. Para este proyecto fue necesario la caracterización geológica, geomecánica y el análisis de los estados de esfuerzos y deformaciones del macizo rocoso por el cual se excavarán los túneles; como resultado se obtuvo distintos parámetros tales como: tracción, compresión, resistencia al corte, abrasividad, cohesión, ángulo de fricción, densidad, composición mineral y grado de meteorización, que fueron ajustados mediante distintos software para el modelado y análisis de los estados tensionales de esfuerzos, esto permitió calcular el posible desplazamiento y deformación del túnel durante las etapas de la excavación. Se efectuó una comparación de los datos con el tramo sureste previamente caracterizado, arrojando una discrepancia, aunque se trata de la misma litología.

ÍNDICE DE CONTENIDO

<i>DEDICATORIA</i>	IV
<i>AGRADECIMIENTOS</i>	V
<i>ÍNDICE DE CONTENIDO</i>	VII
<i>ÍNDICE DE FIGURAS Y GRÁFICOS</i>	XII
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	XVI
1. INTRODUCCIÓN	19
1.1. <i>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</i>	20
1.2. <i>OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN</i>	21
1.2.1. <i>Objetivo General</i>	21
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	21
1.3. <i>JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN</i>	22
1.4. <i>ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN</i>	22
2. MARCO TEÓRICO	23
2.1. <i>ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN</i>	23
2.2. <i>UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO</i>	25
2.3. <i>GEOLOGÍA REGIONAL</i>	27
2.4. <i>BASES TEÓRICAS</i>	31
2.4.1. <i>Macizo rocoso</i>	31
2.4.2. <i>Esfuerzos, Tensiones y Deformaciones en las Rocas</i>	34
2.4.3. <i>Criterios de rotura, resistencia y deformabilidad de los medios rocosos</i>	36
2.4.4. <i>Criterio de Mohr-Coulomb</i>	37
2.4.5. <i>Criterio de Hoek & Brown</i>	39
2.4.6. <i>Índice de calidad de las rocas, RQD</i>	45
2.4.7. <i>Clasificación RMR – Bieniawski</i>	46
2.4.8. <i>Fundamentos de túneles</i>	47
2.4.9. <i>Influencia de las condiciones geológicas en la construcción de túneles</i>	49
2.5. <i>ANÁLISIS PETROGRÁFICO</i>	50
2.6. <i>ENSAYOS GEOMECÁNICOS</i>	51
2.6.1. <i>Compresión Uniaxial (Norma ASTM D7012–10)</i>	52
2.6.2. <i>Compresión Triaxial (Norma ASTM D 2664-95)</i>	54

ÍNDICE DE CONTENIDO

2.6.3. Tracción Indirecta o ensayo Brasilero (Norma ASTM D5731–08)	55
2.6.4. Ensayo Cerchar - Índice de Abrasividad (Norma ASTM D7625–10).....	57
2.6.5. Ensayo de Corte Directo – DSH (Norma ASTM D5607-08)	58
2.7. MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS	60
2.8. SOFTWARE.....	61
2.8.1. RocData (Rocscience).....	61
2.8.2. Golden Software Grapher® 10.3.	61
2.8.3. Golden Software Strater® 3.....	62
2.8.4. Plaxis 3D-Tunnel®.....	62
2.8.5. ArcGIS – ESRI® ArcMap™ 9.3	62
2.9. LAS TÚNELADORAS (TBM).....	63
T.B.M del tipo escudo-Descripción de la maquina.....	66
Datos de fabricación túneladoras.....	70
Modelos aconsejados para la predicción del rendimiento de la TBM-Enfoque en los modelos CSM y NTNU. Por S. Yagiz <i>et al.</i> (2008).....	70
3. MARCO METODOLÓGICO	76
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	76
3.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	76
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	77
3.4 MEDIOS, INSTRUMENTOS Y TÉCNICAS.....	77
3.5. METODOLOGÍA.....	79
3.5.1 1era ETAPA: Recopilación de información y Análisis de la información	80
3.5.1.1. Recopilación de la información.....	80
3.5.1.2. Análisis de la información recopilada	80
3.5.2. 2da ETAPA: RECOLECCIÓN DE MUESTRAS.....	80
3.5.3. 3era ETAPA: TRABAJO DE LABORATORIO Y OFICINA.....	81
3.5.3.1. Estudio descriptivo de los núcleos.....	81
3.5.3.2. Perfil de Meteorización.....	81
3.5.3.3. Estudio petrográfico:	81
3.5.3.4. Estudios geomecánicos.....	81
3.5.3.5. Elaboración de reportes y análisis de los resultados.....	83
3.5.3.6. Comparación de resultados	84
4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	85
4.1. PERFORACIÓN BH-10.....	85
4.1.1. Descripción litológica	85

ÍNDICE DE CONTENIDO

4.1.2. Propiedades índices	86
4.1.3. Petrografías	87
4.1.4. Ensayos Geomecánicos	88
4.1.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasileiro)	88
4.1.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar)	89
4.1.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)	90
4.1.4.4. Ensayo Triaxial.....	91
4.1.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)	92
4.1.5. Modelado Geomecánico BH-10	93
4.1.6. Sondeo BH-10 - (Ver Sondeo BH-10 en anexos.)	95
4.2. PERFORACIÓN BH-40.....	96
4.2.1. Descripción litológica	96
4.2.2. Propiedades índices	97
4.2.3. Petrografías	98
4.2.4. Ensayos Geomecánicos	99
4.2.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasileiro)	99
4.2.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar)	100
4.2.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)	101
4.2.4.4. Ensayo Triaxial.....	102
4.2.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)	103
4.2.5. Modelado Geomecánico BH-40	104
4.2.6. Sondeo BH-40 – (Ver Sondeo BH-40 en anexos.)	106
4.3. PERFORACIÓN BH-51.....	107
4.3.1. Descripción litológica	107
4.3.2. Propiedades índice.....	108
4.3.3. Petrografías	109
4.3.4. Ensayos Geomecánicos	110
4.3.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasileiro)	110
4.3.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar)	111
4.3.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)	112
4.3.4.4. Ensayo Triaxial.....	113
4.3.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)	114
4.3.5. Modelado Geomecánico BH-51	115
4.3.6. Sondeo BH-51 – (Ver Sondeo BH-51 en anexos.)	117
4.4. PERFORACIÓN BH-60.....	118
4.4.1. Descripción litológica	118
4.4.2. Propiedades índice	119
4.4.3. Petrografías	120
4.4.4. Ensayos Geomecánicos	121
4.4.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasileiro)	121

4.4.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar).....	122
4.4.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)	123
4.4.4.4. Ensayo Triaxial.....	124
4.4.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)	125
4.4.5. Modelado Geomecánico BH-60	126
4.4.6. Sondeo BH-60 – (Ver Sondeo BH-60 en anexos.)	128
4.5.1. Litología general	129
4.5.2. Relación índice de abrasividad - petrografías	131
4.5.3. Ensayos de tracción indirecta	132
4.5.4. Ensayos Compresión Uniaxial	134
4.5.5. Ensayo Triaxial.....	135
4.5.6. Ensayo de corte directo	137
4.5.7. Modelo Geológico	138
4.5.8. Modelo Geomecánico	139
4.6. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	141
5.1. PERFORACIÓN BH-10	142
1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar	142
2da Etapa: Mallado y excavación del primer túnel.....	143
3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel	144
4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.....	146
5.2. PERFRACIÓN BH-40	149
1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar	149
2da Etapa: Mallado y excavación del primer túnel.....	150
3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel	151
4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.....	153
5.3. PERFORACIÓN BH-51	156
1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar	156
2da Etapa: Mallado y excavación del primer túnel.....	157
3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel	158
4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.....	160
5.4. PERFORACIÓN BH-60	163
1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar	163
2da Etapa: Mallado y excavación del primer túnel.....	164
3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel	165
4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.....	167
5.5. Elementos finitos - General (BH-10, BH-40, BH-51 y BH-60)	170
1era etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar	170

ÍNDICE DE CONTENIDO

2da Mallado y excavación del primer túnel.....	170
3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel	170
4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.....	171
4.7. <i>COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON EL TRAMO SURESTE PREVIAMENTE ESTUDIADO.....</i>	171
4.8. <i>PARÁMETROS PARA LA ELECCIÓN Y EL RENDIMIENTO DE LA TBM - COMPARACIÓN CON LA ADQUIRIDA POR A EMPRESA.</i>	173
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	176
5.1. <i>CONCLUSIONES.....</i>	176
5.2. <i>RECOMENDACIONES</i>	178
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179
6.1 <i>REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS</i>	179
7. APENDICES	184

ÍNDICE DE FIGURAS Y GRÁFICOS

FIGURA. 2.2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO. TOMADO Y MODIFICADO DE GOOGLE MAPS 2015.....	25
FIGURA. 2.2.2 SECCIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO. TOMADO Y MODIFICADO DE GOOGLE MAPS 2015	26
FIGURA 2.2.3. MAPA TOPOGRÁFICO DE LA ZONA DE ESTUDIO	26
FIGURA. 2.3.1 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO (MAPA GEOLÓGICO DE CORDILLERA DE LA COSTA. TOMADO Y MODIFICADO DE URBANI & RODRÍGUEZ 2004.....	27
FIGURA. 2.4.1 REPRESENTACIÓN SIMBÓLICA DEL EFECTO ESCALA EN UN MACIZO ROCOSO. CUNHA (1990)	31
FIGURA. 2.4.2. DIFERENTES ESTADOS DE TENSIONES APLICADOS A PROBETAS DE LABORATORIO (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002).....	34
FIGURA. 2.4.3. CURVA COMPLETA TENSIÓN-DEFORMACIÓN CON LOS VALORES CORRESPONDIENTES A LA RESISTENCIA PICO (Σ_p) Y A LA RESISTENCIA RESIDUAL (Σ_r). TOMADO DE (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002)	35
FIGURA. 2.4.4. CRITERIO LINEAL DE ROTURA DE MOHR-COULOMB Y SU ENVOLVENTE EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS NORMALES Y TANGENCIALES. TOMADO DE BOADA (2008)	38
FIGURA. 2.4.5. ENVOLVENTES DE ROTURA DEL CRITERIO DE HOEK Y BROWN (1980) EN FUNCIÓN DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES (A) Y DE LOS ESFUERZOS NORMAL Y TANGENCIAL (B). TOMADO DE (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002).	40
FIGURA 2.4.6. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA, GSI (TOMADO DE TRUZMAN, 1999)	44
FIGURA. 2.4.7 PROCEDIMIENTO DE MEDIDA DEL RQD EN TESTIGOS DE UN SONDEO. TOMADO DE BOADA (2008).....	45
FIGURA. 2.4.8. CONDICIONES NATURALES DE INESTABILIDAD EN EXCAVACIÓN DE TÚNEL EN ROCA. TOMADO DE (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002).....	50
FIGURA. 2.6.1. ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL CASTILLEJO, (1993).....	52
FIGURA. 2.6.2. VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL EN FUNCIÓN DE LA RELACIÓN L/D. DATOS DE GREEN & PERKINS (1968) & MOGI (1966).....	53
FIGURA 2.6.3. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CASTILLEJO,(1993).	54
FIGURA. 2.6.4. ESQUEMA DE ENSAYO BRASILEIRO (CASTILLEJO, 1993).....	55

ÍNDICE DE CONTENIDO

FIGURA. 2.6.5. DIAGRAMA DE LAS TENSIONES A LO LARGO DEL EJE Y PARA UN DISCO SOMETIDO A COMPRESIÓN DIAMETRAL CONCENTRADA Y DISTRIBUIDA EN UN ARCO DEL CIRCULO (ADDONAL & HACKET, 1964). TOMADO DE (CASTILLEJO, 1993).....	57
FIGURA. 2.6.6. ESQUEMA DEL APARATO DE CORTE DIRECTO. TOMADO DE GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, (2002).....	59
FIGURA 2.9.1. COMPONENTES BASICOS DE UNA TBM. TOMADO DE (PAREDEZ, 2010)	66
FIGURA 2.9.2. DISEÑO DE TUNELADORA TIPO EPB. TOMADO DE (LOPEZ JIMENO, 2007)	68
FIGURA 2.9.2. ESPACIADO ENTRE GRIETAS DE TRACCIÓN. TOMADO DE (YAGIZ, ET AL., 2008) ..	71
FIGURA 2.9.3. ESPACIADO ENTRE GRIETAS DE TRACCIÓN (LOPEZ JIMENO, 2007).....	72
FIGURA 2.9.4. ESQUEMA DE ROTURA POR INDENTACIÓN. TOMADO DE (LOPEZ JIMENO, 2003) ..	73
FIGURA 3.1. DIAGRAMA DE METODOLOGÍA UTILIZADA DURANTE LA REALIZACIÓN DEL TRABAJO	79
GRAFICO 4.1.1.MODELO GEOMECÁNICO DE LA PERFORACIÓN BH-10.....	93
GRAFICO 4.1.2.CRITERIO DE MOHR-COULOMB EN ENSAYOS DE CORTE BH-10.....	94
GRAFICO 4.2.1.MODELO GEOMECÁNICO DE LA PERFORACIÓN BH-40.....	104
GRAFICO 4.2.2.CRITERIO DE MOHR-COULOMB EN ENSAYOS DE CORTE BH-10.....	105
GRAFICO 4.3.1.MODELO GEOMECÁNICO DE LA PERFORACIÓN BH-51.....	115
GRAFICO 4.3.2.CRITERIO DE MOHR-COULOMB EN ENSAYOS DE CORTE BH-51.....	116
GRAFICO 4.4.1.MODELO GEOMECÁNICO DE LA PERFORACIÓN BH-60.....	126
GRAFICO 4.4.2.CRITERIO DE MOHR-COULOMB EN ENSAYOS DE CORTE BH-60.....	127
FIGURA 4.5.1. REPRESENTACIÓN A PROFUNDIDAD DEL SUBSUELO ESTUDIADO	129
FIGURA 4.5.2. REPRESENTACIÓN DEL SUBSUELO ESTUDIADO CON TOPOGRAFÍA (BH-10, BH-40 Y BH-60).....	130
FIGURA 4.5.3. REPRESENTACION DEL SUBSUELO ESTUDIADO CON TOPOGRAFÍA (BH-40, BH-51 Y BH-60).....	130
FIGURA 4.5.4. REPRESENTACION DEL SUBSUELO ESTUDIADO CON TOPOGRAFÍA (BH-10, BH-40 Y BH-51).....	130
GRÁFICO 4.5.1.RELACIÓN GENERAL (% CUARZO Vs ABRASIVIDAD).....	131
GRAFICO 4.5.2.RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA PERFORACIONES.....	133
GRAFICA 4.5.3.RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE PERFORACIONES.....	134
GRAFICA 4.5.4.RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TRIAXIAL PERFORACIONES.....	136
GRAFICA 4.5.5.MODELO GEOMECÁNICO GENERAL	139
FIGURA 5.1.1. ETAPA INICIAL BH-10	142

ÍNDICE DE CONTENIDO

FIGURA 5.1.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMINTOS Y DEFORMACIÓN DE LA PRIMERA EXCAVACION	143
FIGURA 5.1.3. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA PRIMERA EXCAVACIÓN.	144
FIGURA 5.1.4. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIÓN DE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN	145
FIGURA 5.1.5. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN.	146
FIGURA 5.1.6. DEFORMACIONES TOTALES EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA EN EL MACIZO	147
FIGURA 5.1.7. DISTRIBUCIONES DE LOS ESFUERZOS EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA.....	148
FIGURA 5.2.1. ETAPA INICIAL BH-40	149
FIGURA 5.2.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMINTOS Y DEFORMACIÓN DE LA PRIMERA EXCAVACION BH-40.....	150
FIGURA 5.2.3. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA PRIMERA EXCAVACIÓN.	151
FIGURA 5.2.4. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIÓN DE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN	152
FIGURA 5.2.5. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN.	153
FIGURA 5.2.6. DEFORMACIONES TOTALES EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA EN EL MACIZO	154
FIGURA 5.2.7. DISTRIBUCIONES DE LOS ESFUERZOS EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA.....	155
FIGURA 5.3.1. ETAPA INICIAL BH-51	156
FIGURA 5.3.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMINTOS Y DEFORMACIÓN DE LA PRIMERA EXCAVACION BH-40.....	157
FIGURA 5.3.3. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA PRIMERA EXCAVACIÓN.	158
FIGURA 5.3.4. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIÓN DE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN	159
FIGURA 5.3.5. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN.	160
FIGURA 5.3.6. DEFORMACIONES TOTALES EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA EN EL MACIZO	161
FIGURA 5.3.7. DISTRIBUCIONES DE LOS ESFUERZOS EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA.....	162
FIGURA 5.4.1. ETAPA INICIAL BH-60	163

ÍNDICE DE CONTENIDO

FIGURA 5.4.2. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMINTOS Y DEFORMACIÓN DE LA PRIMERA EXCAVACION BH-40.....	164
FIGURA 5.4.3. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA PRIMERA EXCAVACIÓN.	165
FIGURA 5.4.4. DISTRIBUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIÓN DE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN	166
FIGURA 5.4.5. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DURANTE LA SEGUNDA EXCAVACIÓN.	167
FIGURA 5.4.6. DEFORMACIONES TOTALES EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA EN EL MACIZO	168
FIGURA 5.4.7. DISTRIBUCIONES DE LOS ESFUERZOS EN LOS TÚNELES CON PRESENCIA DE AGUA.....	169

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.4.1.	TÉRMINOS GEOTÉCNICOS MÁS USUALES. TOMADO DE (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002).....	32
TABLA 2.4.2.	EVALUACIÓN DEL GRADO DE METEORIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO. FUENTE: GONZÁLEZ DE VALLEJO (2002) Y SALCEDO (1983).....	33
TABLA 2.4.3.	VALORES DEL FACTOR D DE HOEK & BROWN PARA TÚNELES EN ROCA.(HOEK, 2004)	42
TABLA 2.4.4	VALORES DE LA CONSTANTE DE <i>MI</i> PARA ROCAS METAMÓRFICAS DE HOEK. & BROWN, 1997.....	42
TABLA 2.4.5.	RELACIÓN ENTRE EL VALOR DEL RQD Y LA CALIDAD DE LA ROCA. (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002)	46
TABLA 2.6.1.	CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS A PARTIR DE SU RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE. TOMADO DE (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002)...	53
TABLA 2.6.2.	ABRASIVIDAD DE ROCAS A PARTIR DEL ÍNDICE CERCHAR. (GONZÁLEZ DE VALLEJO & FERRER, 2002)	57
TABLA 2.6.3.	ÍNDICE DE ABRASIVIDAD CERCHAR (CAI) POR LA NORMA ASTM-D7625	58
TABLA 4.1.1.	PROPIEDADES ÍNDICE BH-10.....	86
TABLA 4.1.2.	CONTEO MODAL DE LA PERFORACIÓN BH-10.....	87
TABLA 4.1.3.	RESULTADOS DEL ENSAYO BRASILEIRO BH-10.....	88
TABLA 4.1.4.	RESULTADOS DEL ENSAYO CERCHAR BH-10	89
TABLA 4.1.5.	RESULTADOS DE ENSAYO UNIAXIAL BH-10.....	90
TABLA 4.1.6.	RESULTADOS DE ENSAYO TRIAXIAL BH-10	91
TABLA 4.1.7.	RESULTADOS DE ENSAYO CORTE DIRECTO BH-10	92
TABLA 4.1.8.	RESULTADOS GENERALES BH-10	95
TABLA 4.2.1.	PROPIEDADES ÍNDICE BH-40.....	97

ÍNDICE DE CONTENIDO

TABLA 4.2.2.	CONTEO MODAL DE LA PERFORACIÓN BH-40.....	98
TABLA 4.2.3.	RESULTADOS DEL ENSAYO BRASILERO BH-40.....	99
TABLA 4.2.4.	RESULTADOS DEL ENSAYO CERCHAR BH-40	100
TABLA 4.2.5.	RESULTADOS DE ENSAYO UNIAXIAL BH-40.....	101
TABLA 4.2.6.	RESULTADOS DE ENSAYO TRIAXIAL BH-40	102
TABLA 4.2.7.	RESULTADOS DE ENSAYO CORTE DIRECTO BH-40	103
TABLA 4.2.8.	RESULTADOS GENERALES BH-40	106
TABLA 4.3.1.	PROPIEDADES ÍNDICE BH-51.....	108
TABLA 4.3.2.	CONTEO MODAL DE LA PERFORACIÓN BH-51.....	109
TABLA 4.3.3.	RESULTADOS DEL ENSAYO BRASILERO BH-51.....	110
TABLA 4.3.4.	RESULTADOS DEL ENSAYO CERCHAR BH-51	111
TABLA 4.3.5.	RESULTADOS DE ENSAYO UNIAXIAL BH-51.....	112
TABLA 4.3.6.	RESULTADOS DE ENSAYO TRIAXIAL BH-51	113
TABLA 4.3.7.	RESULTADOS DE ENSAYO CORTE DIRECTO BH-51	114
TABLA 4.3.8.	RESULTADOS GENERALES BH-51	117
TABLA 4.4.1.	PROPIEDADES ÍNDICE BH-60.....	119
TABLA 4.4.2.	CONTEO MODAL DE LA PERFORACIÓN BH-60.....	120
TABLA 4.4.3.	RESULTADOS DEL ENSAYO BRASILERO BH-60.....	121
TABLA 4.4.4.	RESULTADOS DEL ENSAYO CERCHAR BH-60	122
TABLA 4.4.5.	RESULTADOS DE ENSAYO UNIAXIAL BH-60.....	123
TABLA 4.4.6.	RESULTADOS DE ENSAYO TRIAXIAL BH-60	124
TABLA 4.4.7.	RESULTADOS DE ENSAYO CORTE DIRECTO BH-60	125
TABLA 4.4.8.	RESULTADOS GENERALES BH-60	128

ÍNDICE DE CONTENIDO

TABLA 4.5.1.	PROMEDIO ANÁLISIS MODAL POR PERFORACIÓN.....	131
TABLA 4.5.2.	PROMEDIO RESULTADOS DE TRACCIÓN POR PERFORACIÓN.	132
TABLA 4.5.3.	PROMEDIO RESULTADOS DE COMPRESIÓN SIMPLE POR PERFORACIÓN	134
TABLA 4.5.4.	PROMEDIO RESULTADOS TRIAXIAL POR PERFORACIÓN	135
TABLA 4.5.5.	PROMEDIO RESULTADOS CORTE DIRECTO POR PERFORACIÓN.....	137
TABLA 4.7.	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL TRAMO SURESTE- NORESTE	171
TABLA 4.8.	COMPARACIÓN DE PARÁMETROS DE APLICACIÓN DE LA TBM	174

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación es una caracterización geológica, geomecánica y un análisis de los estados de esfuerzos del macizo rocoso ubicado desde La Urbina hasta la Urbanización Miranda, para la excavación de los túneles gemelos del Sistema de Transporte Masivo Caracas-Guarenas-Guatire, estado Miranda.

Con el objetivo de completar la información geológica acerca de las propiedades de las rocas del Esquisto Las Mercedes en la Cordillera de la Costa y continuar el proyecto para la construcción del Sistema Metro Caracas-Guarenas-Guatire, se efectuará un análisis detallado de cuatro perforaciones realizadas en el tramo en estudio con profundidades mayores a 100 metros; esto es producto a que solo se tiene información a estas profundidades del extremo noreste (desde Helipuerto Ávila hasta PDV El Cercado-Guarenas).

Para la elaboración del trabajo se plantea, reconocer y evaluar las distintas variables del proyecto, las cuales son: ubicación, trazado, sección estimada de la perforación, distancias entre las mismas, al igual que la revisión de la bibliografía previa y documentos que se encuentren disponibles acerca de la zona de estudio, para lograr establecer y analizar las propiedades geológicas, geomecánicas y petrológicas de las rocas provenientes de las perforaciones mediante distintos ensayos de laboratorio, tales como: compresión simple, tracción indirecta (Brasileiro), resistencia al corte en las discontinuidades, compresión triaxial, índice de abrasividad con el método de cerchar y estudios petrográficos a través de secciones finas.

1. FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del Problema

Debido a que la mayor fuente de empleo se ubica en el área metropolitana de Caracas y que en la misma no existen los urbanismos suficientes para satisfacer la demanda de la población, se ha generado un gran incremento de ciudades dormitorio adyacentes, como es el caso de Guarenas y Guatire; las personas con la necesidad de movilizarse diariamente hacia la Capital han generado un congestionamiento vehicular en las dos únicas vías terrestres de transporte existentes (Autopista Antonio José de Sucre y la Carretera Vieja Caracas-Guarenas), es por ende que el Estado ha venido desarrollando un plan de construcción de un sistema de transporte subterráneo a través de la institución Metro de Caracas C.A., contando con los servicios de la empresa ODEBRECTH para llevar a cabo dicho proyecto que servirá como vía para la conexión de estas ciudades satisfaciendo así la demanda de transporte público.

Durante la construcción de este sistema es necesaria la excavación de varios túneles y viaductos, que atravesarán al menos 15.2 km de la Cordillera de la Costa, teniendo en cuenta que en cualquier excavación es imperioso tener los estudios previos exploratorios con respecto a la litología, geología estructural, hidrogeología y el comportamiento geomecánico de la zona en estudio para comprender las condiciones del macizo rocoso.

Al excavar se altera el estado de equilibrio tensional del macizo, generando así un reacomodo de esfuerzos hacia un nuevo estado en equilibrio que junto a las variaciones de resistencia debido a la presencia de discontinuidades conlleva a la deformación de la masa de roca; durante el desarrollo de esta excavación, dependiendo del método constructivo utilizado será o no necesario aplicar un sostenimiento, con la finalidad de contrarrestar las condiciones de esfuerzo, evitando se desprendan fragmentos de roca de las paredes y/o techo de los túneles determinando los empujes actuantes en el revestimiento final para su diseño.

1.2. Objetivos de la Investigación

1.2.1. Objetivo General

Elaborar el modelado geológico, geomecánico y análisis de los estados de esfuerzos de las perforaciones BH-10, BH-40, BH-51, BH-60, ubicadas entre La Urbina y la Urbanización. Miranda, para la realización de las excavaciones de los túneles del Sistema de transporte Metro Caracas-Guareñas-Guatire, Edo. Miranda.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Construir el Modelo Geológico del tramo en estudio a partir de:
 - Describir los parámetros de color, textura, foliación y variación mineralógica de los núcleos de perforación.
 - Analizar petrográficamente las muestras y determinar el porcentaje de minerales abrasivos mediante el conteo modal.
 - Realizar el perfil de meteorización y la variabilidad de la calidad de la roca con la profundidad mediante los parámetros RQD.
- Generar el Modelo Geomecánico de la zona en estudio a partir de:
 - Caracterizar geomecánicamente los núcleos de rocas a través de los ensayos de laboratorio (Compresión Simple, Compresión Triaxial, Tracción Indirecta (Brasileño), Cerchar, Corte directo).
- Analizar las variaciones de los estados de esfuerzo antes y después de la excavación del macizo rocoso con el programa software Plaxis 3D - Tunnel®, utilizando el método de los elementos finitos.
- Comparar los resultados obtenidos con el tramo noreste del lineamiento ya previamente estudiado y analizado por Oliveros. & Oliveros. (2014).
- Comparación de los parámetros del Modelo Geomecánico con los del equipo de excavación adquirida (TBM) por la empresa.

1.3. Justificación de la Investigación

El primer paso para la construcción del Metro Caracas-Guarenas, proyecto que beneficiará directamente a los habitantes de estas ciudades al ofrecer un medio de transporte masivo alternativo es el modelado geomecánico del macizo rocoso donde serán excavados los túneles. Este proyecto describirá las características geológicas y geomecánicas de la zona en estudio, cuantificando los valores de resistencia a partir de la correlación con valores obtenidos en roca intacta mediante ensayos de laboratorio sistematizados para la generación del modelado final y posterior a análisis de los estados de esfuerzo mediante el método de elementos finitos, proporcionando información sobre las características de resistencia de los elementos de sostenimiento aptos que garanticen la estabilidad y seguridad durante y después de la ejecución del proyecto.

Los resultados obtenidos aportarán información nueva y sustentada sobre la geología de subsuelo de la zona, la cual servirá como antecedente y beneficiará la realización de futuros trabajos geológicos, geotécnicos y/o geomecánicos.

1.4. Alcance de la Investigación

La caracterización de la roca en esta área en estudio generará una base de datos geológicos y geomecánicos reales obtenidos mediante ensayos de laboratorio que servirán como herramienta de consulta acerca de las propiedades y parámetros del macizo rocoso a profundidad.

También, estudiar el extremo noroeste del lineamiento para el sistema de transporte Metro Caracas-Guarenas-Guatire es necesario para completar de un modo las características del Esquisto Las Mercedes en esta zona.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Oliveros. & Oliveros. (2014): Caracterización geomecánica y análisis de los estados de esfuerzo, en el sector Helipuerto Ávila - estación PDV-Cercado (Cordillera de la Costa) para la excavación de los túneles del Metro Caracas-Guarenas, estado Miranda: realizaron ensayos en muestras de rocas de cuatro perforaciones realizadas por el Metro de Caracas a través de la compañía ODEBRECHT, para el proyecto y construcción de los túneles gemelos que conforma el Sistema de Transporte Metro Petare- Guarenas, obteniendo los criterios de resistencia y fracturamiento real del macizo rocoso, los valores de cohesión, ángulo de fricción, tracción y compresión representativos en el tramo previo en estudio.

Álvarez. & Rodríguez. (2008): Caracterización geomecánica para el proyecto del sistema subterráneo Metro de Caracas. Línea 5, tramo Zona Rental de la UCV-Bello Monte: Realizaron la caracterización geomecánica de los materiales que conforman el subsuelo (mediante 24 perforaciones realizadas a lo largo del tramo) a través del cual circularán los túneles gemelos y las estaciones del Proyecto Línea 5 del Metro de Caracas C. A., con el objeto de estimar las propiedades índices de la roca intacta, aplicando las clasificaciones geomecánicas de mayor uso en la actualidad para proyecto de túneles, así como también, se estimaron los parámetros de resistencia del macizo rocoso (resistencia a la compresión del macizo (cm), módulo de elasticidad (Em), ángulo de fricción del macizo (δ_m) y cohesión del macizo (cm) según las correlaciones propuestas por HOEK & BROWN (1997)

Farfán. & Marconi. (2008): Caracterización geomecánica para el proyecto del túnel del sistema subterráneo Metro de Caracas, línea 5, tramo Bello Monte-Chuao (UNEFA): Realizaron la caracterización geomecánica de los materiales que conforman el subsuelo (mediante 40 perforaciones realizadas a lo largo del tramo) a través del cual circularán los

túneles gemelos y las estaciones del Proyecto Línea 5 del Metro de Caracas C. A., con el objeto de estimar las propiedades índices de la roca intacta, aplicando las clasificaciones geomecánicas de mayor uso en la actualidad para proyecto de túneles, así como también, se estimaron los parámetros de resistencia del macizo rocoso (resistencia a la compresión del macizo)

Chacón. & Guevara. (2008) llevaron a cabo la “Caracterización geomecánica y modelado 3D de los macizos rocosos correspondientes al desarrollo de las obras subterráneas del sistema Caracas-Guarenas-Guatire”, con estos estudios concluyeron que el macizo rocoso según la clasificación “Q” de Barton varía en calidad desde excepcionalmente malo a medio, los parámetros se trabajaron con valores estadísticos que arrojaban una determinada probabilidad de ocurrencia del valor de Q para cada sector del trazado, y de muy mala a media en la clasificación “RMR” de Bieniawski.

Boada. (2008): Análisis de esfuerzos del comportamiento del macizo rocoso debido a la excavación de los túneles del ferrocarril San Juan-los Flores, mediante el método de los elementos finitos, en el municipio Juan Germán Roscio del estado Guárico. En esta investigación se empleó el programa Plaxis 3D-Tunnel para realizar un análisis sobre la distribución de los esfuerzos por el proceso constructivo del túnel, así como los asentamientos producidos en las distintas alternativas al problema. También se toma cuenta la utilización de un software especializado que permiten en corto tiempo con el método de los Elementos Finitos predecir el comportamiento del macizo rocoso y las estructuras aledañas en la construcción de túneles.

Martínez. & Zurbaran. (2007): “Geología y geomecánica del macizo rocoso San Juan de los Morros – Los Flores, para la construcción del túnel San Juan, Sistema ferroviario San Juan de los Morros-San Fernando de Apure (tramo D-1), estado Guárico.” En particular, este trabajo consiste en el estudio geológico geomecánico del macizo rocoso para la construcción del túnel San Juan, donde se caracteriza geológicamente el área, definiéndose

cuatro unidades informales pertenecientes a dos grupos litológicos diferentes: rocas tipo flysh en los extremos del túnel y metavolcánicas en la zona intermedia. La caracterización geomecánica se basó en la cuantificación de las propiedades físicas y mecánicas del macizo mediante clasificaciones geomecánicas como la RMR y GSI, encontrándose principalmente macizos de calidad mala a media. Estos parámetros permitieron la estimación del soporte primario en cada sector del túnel y el método de excavación más apropiado.

2.2. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área de estudio está ubicada al norte de Venezuela (Esquisto Las Mercedes), específicamente en un sector del estado Miranda, municipio Sucre, desde La Urbina hasta la Urbanización Miranda.

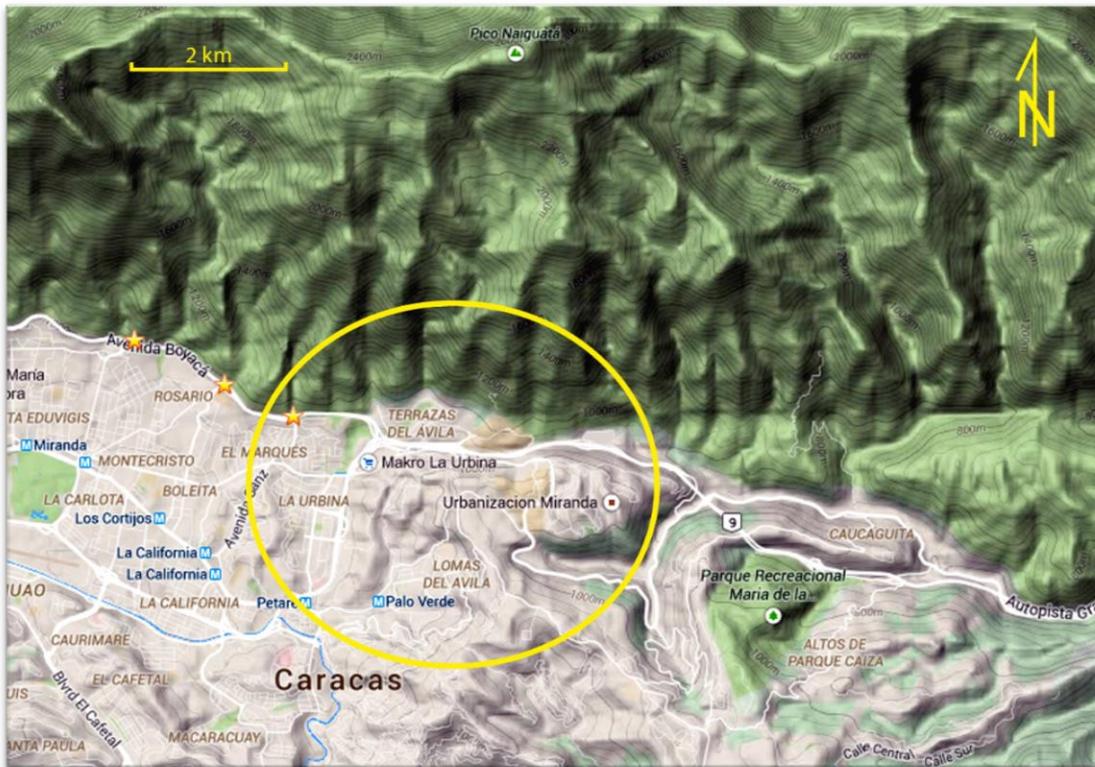


Figura. 2.2.1 Ubicación del área de estudio. Tomado y modificado de Google Maps 2015.



Figura. 2.2.2 Sección del tramo en estudio. Tomado y modificado de Google Maps 2015

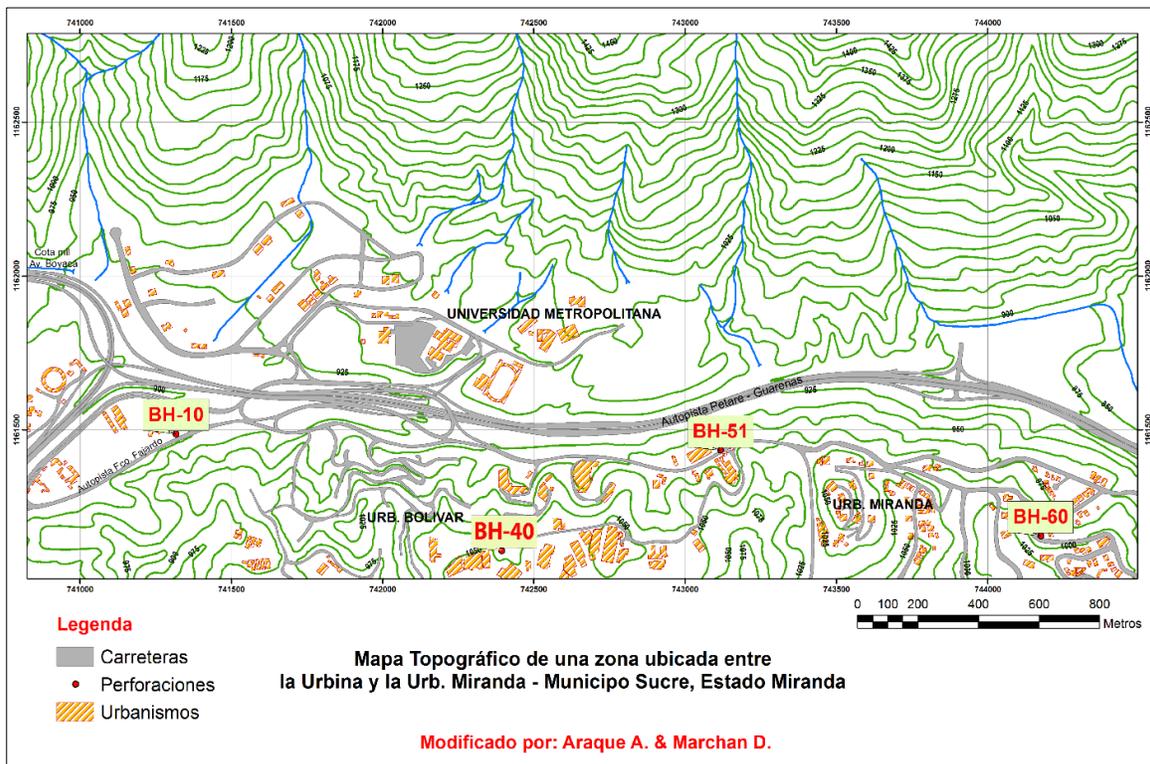


Figura 2.2.3. Mapa topográfico de la zona de estudio

2.3. GEOLOGÍA REGIONAL

La zona en estudio está ubicada en el Esquisto Las Mercedes, el presente mapa geológico muestra sus características.

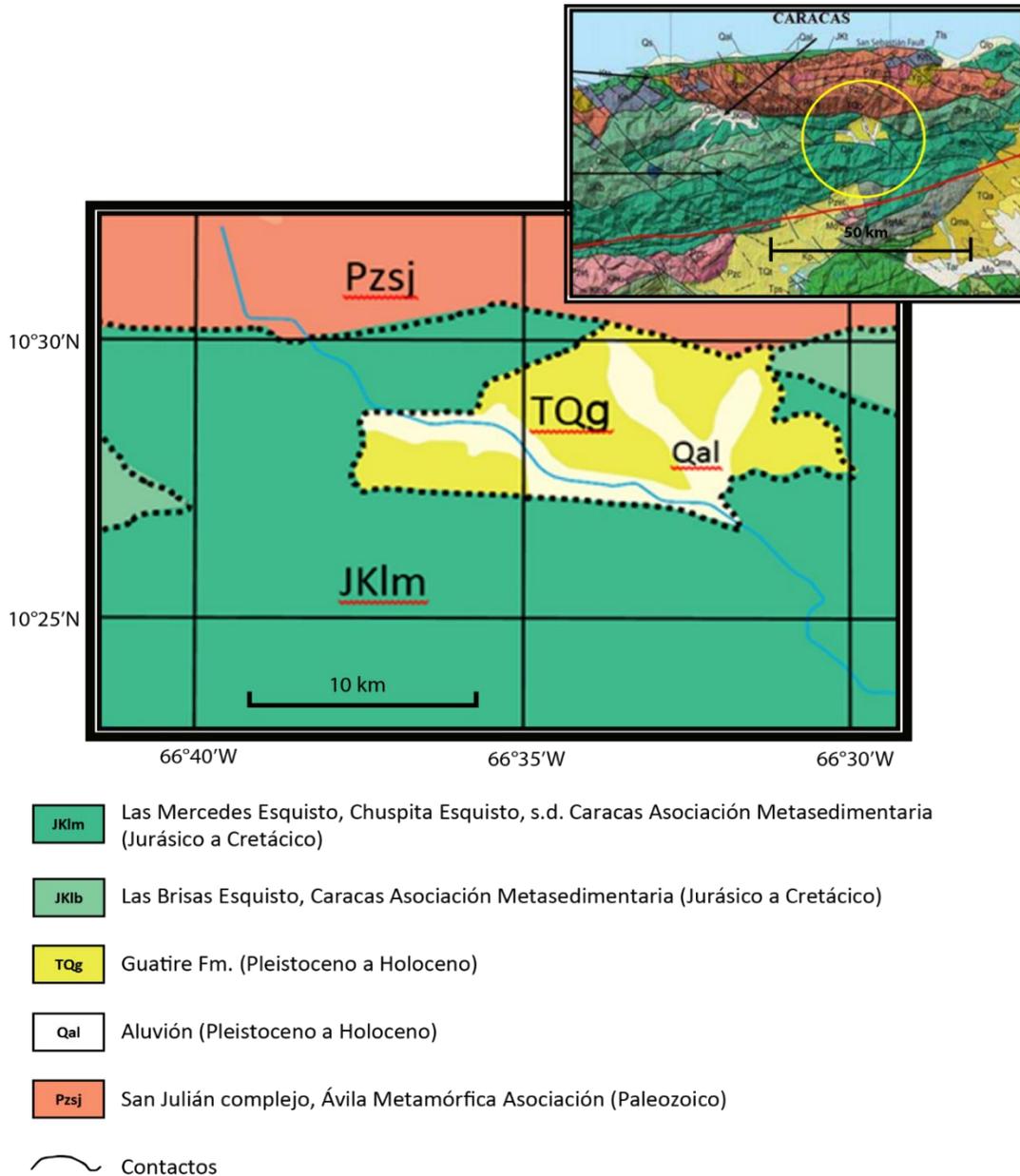


Figura. 2.3.1 Ubicación de la zona de estudio (mapa geológico de Cordillera de la Costa. Tomado y modificado de Urbani & Rodríguez 2004

Esquisto Las Mercedes

Originalmente denominado Formación Las Mercedes, que diferentes autores definieron como:

- Esquisto calcáreo, con zonas grafitosas y micáceas, de un tinte rosado a gris, con zonas blancas cuando se trata de roca fresca, también incluyen una zona en capas delgadas de calizas oscuras y densas, interestratificadas con capas de esquistos micáceos y arcillosos, todo intensamente plegado, que se denominan Fase Los Colorados, **(Aguerrevere y Zuloaga, 1937)**
- Esquisto cuarzo - muscovítico - calcítico - grafitoso con intercalaciones de mármol grafitoso en forma de lentes, denominado "Caliza de Los Colorados" cuando alcanza gruesos espesores, **(Wehrmann. 1972).**

Urbani et al. (1989) En la zona de La Sabana - Chirimena - Capaya, Distrito Federal y Miranda, registran cuatro unidades cartografiables, la primera y mayoritaria de esquisto grafitoso y mármol, de metaconglomerado cuarzo - feldespático - calcáreo, de metaconglomerado y metarenisca y de esquisto albítico – grafitoso; correspondiendo todas estas rocas a un metamorfismo de bajo grado en la facies de los esquistos verdes, zona de la clorita.

Aguerrevere & Zuloaga (1937) introducen el nombre de *Esquistos de Las Mercedes* para designar una extensa unidad en la región de Caracas y al año siguiente, lo elevan a rango formacional **(Aguerrevere & Zuloaga, 1938)**. Posteriormente, **Dengo (1950)** y demás tesis doctorales de la Universidad de Princeton, aceptan esta unidad y la cartografían como una amplia franja al sur de Caracas, pero continuando al este hasta Cabo Codera y hacia el oeste más allá de Tinaquillo.

Básicamente la litología consiste en un esquisto de grano de fino a medio con buena foliación de edad relativa Mesozoica, datadas mediante fósiles; el color característico es gris

pardusco debido al alto contenido de grafito, la mineralogía consiste aproximadamente de (40%) de cuarzo en cristales dispuestos pseudoparalelos con las micas, un (20%) de muscovita lepidoblásticas en bandas, (23%) de calcita en cristales con maclas polisintéticas, (5%) de grafito y cantidades menores de clorita, óxidos de hierro, epidoto y ocasionalmente plagioclasa sódica. El mármol intercalado con el esquisto se presenta en capas delgadas usualmente de centimétricas a decimétricas, son de color gris azulado, cuya mineralogía es casi en su totalidad calcita, escasa dolomita y cantidades accesorias de cuarzo, muscovita, grafito, pirita y óxidos de hierro, que al meteorizar, infunde una coloración rosada a rojo ladrillo a la roca, **(González de Juana et al, 1980, p 317)**.

Azuarte (2005), más tarde en la autopista entre Guatire y Caucagua cuantificó las proporciones del Esquisto de Las Mercedes dando como resultado que éste está constituido por 40% de filita/esquisto grafitoso, 35% de metarenisca y 25% de mármol. Durante el proceso de meteorización, la filita negra cambia a colores blanquecinos y las vetas blancas pasan a colores pardos, interpretándose que con el avance del frente de meteorización, la roca sufre una pérdida total o parcial del grafito que incide en el cambio de color y de conductividad, mientras que el avance de la coloración parda se debe al depósito de micropartículas de Goethita transportadas en soluciones coloidales que permean la veta a través de las superficies intergranulares y los defectos estructurales de la Calcita, donde la Goethita proviene mayormente de la oxidación de la Pirita y otros minerales primarios de la roca caja. **(De Abrisqueta, A. et al, 2011)**

La ubicación geográfica del Esquisto Las Mercedes abarca toda la extensión y los flancos del macizo central de la Cordillera de la Costa, entre Carenero, estado Miranda, hasta el estado Cojedes, donde la localidad tipo se ubica en la antigua Hacienda Las Mercedes al este de Caracas, estado Miranda, hoy urbanizaciones Las Mercedes y Valle Arriba, pero, debido a la consecuente desaparición de los afloramientos de la localidad tipo producto del crecimiento del urbanismo se propone como sección de referencia a la carretera Petare - Santa Lucía, donde está expuesta una sección casi continua hasta su transición con el

Esquisto de Chuspita, (**Wehrmann. 1972**). No obstante, los cambios ocurridos en estas carreteras en las últimas tres décadas, como el incremento del urbanismo informal, la meteorización y el tráfico pesado, hacen que en la práctica sean inutilizables como sitios de referencia, proponiéndose como una nueva localidad de referencia la quebrada Canoa al sur de Caracas, ya que es aquella que muestra mayor continuidad de afloramientos muy frescos, (**Urbani F. et al, 2012**).

Muy poco se ha escrito sobre el ambiente en el cual se depositó el Esquisto las Mercedes; no obstante, **Oxburgh (1965)**, sugiere dos fuentes principales de sedimento: una meridional, suplidora de cuarzo puro, y una occidental para el material cuarzo-feldespático más joven (Complejo de El Tinaco), presentando un esquema transgresivo hacia el sur, sobre una plataforma somera, en la cual se depositaron lutitas negras, con facies oriental más arenosa; mientras tanto, **Talukdar y Loureiro (1982)**, sugieren un ambiente euxínico en una cuenca externa a un arco volcánico.

2.4. BASES TEÓRICAS

2.4.1. Macizo rocoso

“Un macizo rocoso es un medio heterogéneo y discontinuo cuyas propiedades resistentes y deformacionales no pueden ser medidas directamente en laboratorio, existiendo una diferencia muy apreciable entre los valores que se obtienen en los ensayos de laboratorio y los que se obtienen mediante medidas in situ que afectan, en el ensayo, a un volumen de terreno mayor” *Castillejo (1993)*.

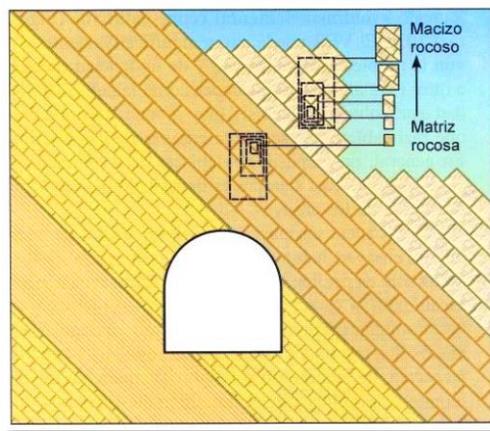


Figura. 2.4.1 Representación simbólica del efecto escala en un macizo rocoso. Cunha (1990)

“El estudio geológico y geotécnico fundamental de un macizo rocoso debe abordarse mediante: 1) el levantamiento en superficie de los afloramientos, tomando en cuenta discontinuidades, contacto y distribución de litología, geomorfología, posición y movilidad del agua, espesor de materiales de recubrimiento entre otros factores; 2) mediciones indirectas basadas en técnicas geofísicas que kopermitan obtener datos con los que sea posible contrastar la información obtenida a partir de los levantamientos en superficie, y así generar una idea de lo que pueda encontrarse por debajo de esta y 3) mediciones puntuales como los sondeos mecánicos puntuales. Estos estudios tiene como objeto final generar un modelo geológico y a su vez un modelo geomecánico donde se representen “los

parámetros físicos, resistentes y deformacionales del macizo rocoso involucrado en la excavación, tanto en sus valores medios más representativos y locales, como en su variabilidad” *Castillejo, (1993)*

Al clasificar la roca según su estado físico, generalmente se valora por la “Clasificación de Flores Calcaño”, como lo indica *Salcedo (1969)*, Flores Calcaño publicó en su trabajo titulado “Representaciones gráficas de los términos geotécnicos más usuales” la siguiente nomenclatura:

Tabla 2.4.1. Términos geotécnicos más usuales. Tomado de (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

NOMENCLATURA	DEFINICIÓN
R	Roca
RD	Roca descompuesta
RM	Roca meteorizada
RF	Roca fresca
b	Blanda
d	Dura
f	Fracturada
s	Sana
RDb	Roca descompuesta, blanda*
RMb	Roca meteorizada, blanda*
RMd	Roca meteorizada, dura*
RMbf	Roca meteorizada, blanda fracturada*
RMdf	Roca meteorizada, dura fracturada*
RFds	Roca fresca, dura sana

(*) Casos más comunes

González de Vallejo (2002) afirma que para evaluar el grado de meteorización del macizo rocoso se debe hacer una observación directa y general del mismo, para luego comparar lo observado con los índices presentados en la siguiente tabla:

Tabla 2.4.2. Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso. Fuente: González de Vallejo (2002) y Salcedo (1983)

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

De Marco P, (2002) sostiene que las perforaciones exploratorias o sondeos con recuperación de núcleos de roca se realizan para determinar las características, los espesores y las profundidades de la roca a estudiar, su ubicación y contornos, estas perforaciones son por rotación y a su vez son utilizadas básicamente en bloques o rocas, para la recuperación de testigos o núcleos continuos que luego serán estudiados en laboratorios, estos sondeos se realizan siguiendo las recomendaciones formuladas en publicaciones específicas (ASTM, De Marco, 2002, González de Vallejo, 2004).

Las propiedades geomecánicas y el ámbito geológico son las principales responsables de las deformaciones que se manifiestan en el macizo rocoso y que con en el tiempo podrían causar daños en la construcción, es por ello que es necesario conocerlas para poder deducir las deformaciones del macizo rocoso una vez que deje de ser continuo, homogéneo y potencialmente estable.

2.4.2. Esfuerzos, Tensiones y Deformaciones en las Rocas

Según *Boada (2008)*. Las rocas pueden estar sometidas a diversos esfuerzos y estados de esfuerzos. En condiciones naturales, un núcleo de roca intacta puede estar sometido a esfuerzos como los mostrados en la Figura 2.4.2, donde σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es el esfuerzo principal menor ($\sigma_1 > \sigma_3$). Adicionalmente, también se encuentran sometidas a esfuerzos tangenciales τ , ocasionados por la tracción entre las partículas de rocas o en las discontinuidades.

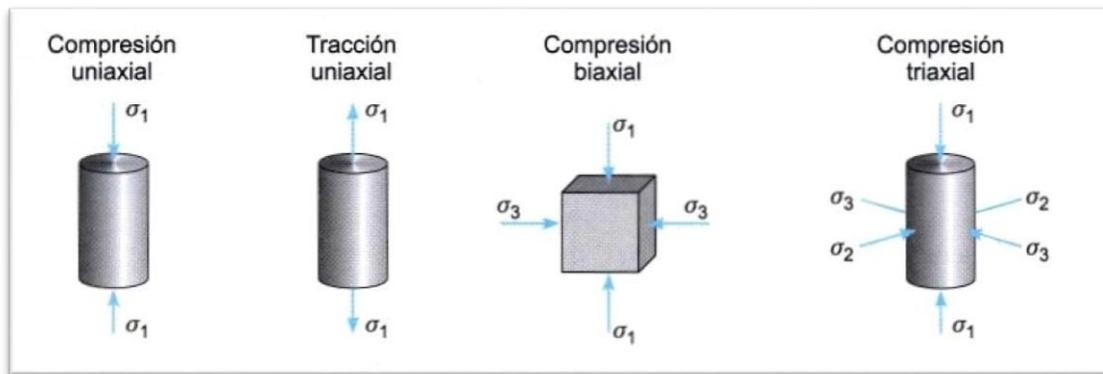


Figura. 2.4.2. Diferentes estados de tensiones aplicados a probetas de Laboratorio (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

Uno de los aspectos más importantes que se debe conocer de un material rocoso es su resistencia a los esfuerzos a los que se ve sometido y las leyes que rigen su rotura y deformación, debido a que estos esfuerzos le ocasionan a la roca ciertas deformaciones que influyen directamente sobre sus propiedades mecánicas, es importante conocer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones para poder predecir la magnitud de éstas; conociendo la resistencia a los esfuerzos a la que se ve sometido un material rocoso surgen los llamados criterios de resistencia o rotura, los cuales son expresiones matemáticas que buscan establecer una relación entre los esfuerzos aplicados, la resistencia del material y sus deformaciones, así como de otros parámetros representativos de las rocas. Estos criterios son empíricos, y están basados en una serie de experiencias en

campo y en laboratorio, entre los más utilizados en la mecánica de rocas se encuentran los de Hoek & Brown y los de Morh-Coulomb. (González de Vallejo & Ferrer, 2002).

La resistencia a la tracción por su parte es el parámetro de mayor importancia que se debe conocer, este se obtiene mediante ensayos de laboratorio en núcleos de roca intacta, donde a medida que se aplica una fuerza en forma gradual se va produciendo una deformación que puede ser en el mismo eje en que se aplica la fuerza (deformación axial) o en un eje perpendicular a la aplicación de la fuerza (deformación transversal o diametral), y que pueden ser medidas mediante la instalación de mecanismos especiales en la muestra. Durante el ensayo, se van registrando los esfuerzos y las deformaciones que se producen en la muestra de roca en diferentes intervalos del ensayo, entonces, se puede dibujar la curva esfuerzo- deformación, como la que se muestra en la Figura 2.4.3.

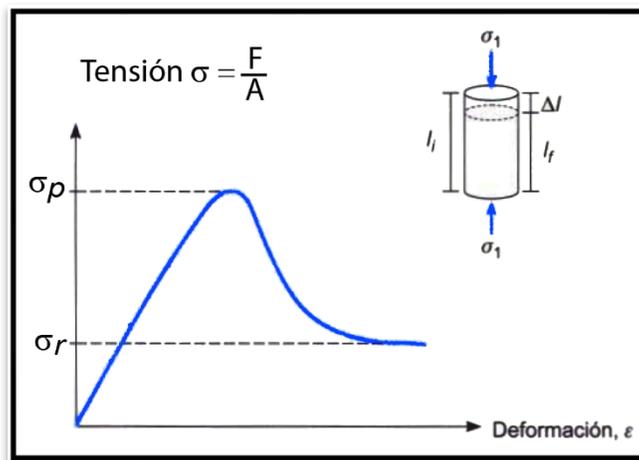


Figura. 2.4.3. Curva completa tensión-deformación con los valores correspondientes a la resistencia pico (σ_p) y a la resistencia residual (σ_r). Tomado de (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

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

- a) **Frágil:** las deformaciones que se presentan en la roca son elásticas y su resistencia disminuye de forma drástica y casi instantánea hasta alcanzar un valor cercano al

cero, es típico de rocas duras y resistentes. Generalmente la rotura se produce a través de los planos de debilidad.

- b) **Frágil-Dúctil:** las deformaciones son elásticas y plásticas no recuperables, la resistencia de la roca disminuye hasta un cierto valor luego de haber alcanzado deformaciones importantes, este comportamiento lo presentan las discontinuidades rocosas o materiales arcillosos sobre consolidados.
- c) **Dúctil:** predominan las deformaciones plásticas y la resistencia no se pierde aún después de grandes deformaciones sino que se mantiene constante. La rotura se produce de forma progresiva y a través de numerosos planos que se van generando a medida que se aumenta la deformación; es un comportamiento típico de las sales y otros materiales blandos.

2.4.3. Criterios de rotura, resistencia y deformabilidad de los medios rocosos

Existen dos formas para definir el comportamiento de una roca en rotura: mediante el estado de tensiones o mediante el de deformaciones, de esta forma, se toma como resistencia de la roca la máxima tensión que ésta puede soportar; en este caso se define como criterio de rotura a la superficie f , que delimita en el espacio de tensiones principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) un cierto dominio que llamamos dominio elástico viene expresado por la siguiente ecuación:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$$

En general, los equipos utilizados para la obtención de resultados experimentales nos dan datos sobre las tensiones principales, si a esto le añadimos que la tensión intermedia (σ_2) se suele ignorar, el criterio de rotura se define bidimensionalmente en función de la tensión mayor (σ_1), y la tensión menor (σ_3), como:

$$f(\sigma_1, \sigma_3,) = 0$$

2.4.4. Criterio de Mohr-Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, introducido por primera vez por Coulomb en el año 1773, inicialmente pensado para el estudio en suelos, es un criterio de rotura lineal, esto significa, tal y como se ha indicado anteriormente, que la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal. Aunque el comportamiento de la roca en un ensayo triaxial no concuerda con un modelo lineal, Mohr-Coulomb se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad.

Generalmente para el caso del criterio de Mohr-Coulomb, se define el criterio de rotura en función de la tensión tangencial y la tensión normal en un plano. En este caso la superficie de fluencia es de la forma

$$\tau = f(\sigma).$$

La expresión matemática de dicha ecuación es:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$$

donde:

- c es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- φ es el ángulo de fricción.
- τ es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura
- σ_n es la tensión normal que actúa en el plano de rotura A.

Este criterio también se puede expresar en función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 .

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\theta + \tan \varphi (1 - \cos 2\theta)]}{\sin 2\theta - \tan \varphi (1 + \cos 2\theta)}$$

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

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi + \sigma_3 [(1 + \sin \varphi)]}{1 - \sin \varphi}$$

En condiciones de compresión sin confinar, es decir donde $\sigma_3 = 0$, σ_1 será la resistencia a la compresión simple de la roca ($\sigma_1 = \sigma_c$):

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Para condiciones en que la roca es sometida a tracción, esto es $\sigma_1 = 0$, σ_3 será igual a la resistencia a la tracción σ_t (negativo), y el criterio define para esto la siguiente expresión:

$$\sigma_3 = -\sigma_1 = -\frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

A continuación (Figura 2.4.4), se representa el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Se puede apreciar que la ecuación de la superficie de rotura es la ecuación de la recta tangente a todos los círculos de falla.

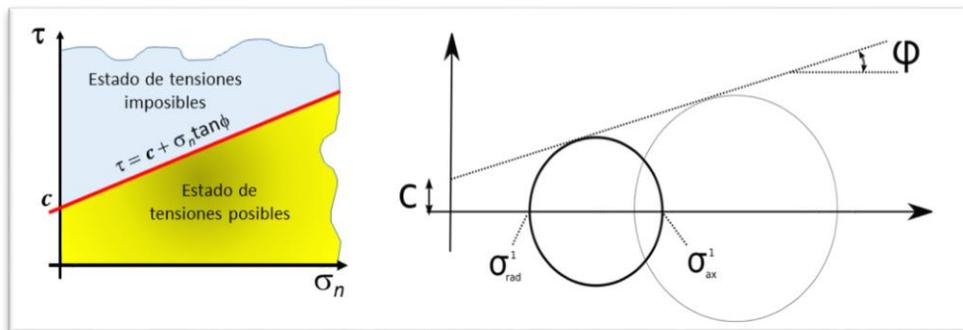


Figura. 2.4.4. Criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb y su envolvente en términos de esfuerzos normales y tangenciales. Tomado de Boada (2008)

En este caso, el dominio elástico viene representado por la envolvente de Mohr, por lo tanto, los puntos del macizo con estado tensional por debajo de dicha envolvente están en un estado elástico mientras que los que se sitúan encima se encuentran en rotura. La zona de estados tensionales inaccesibles para este macizo es aquella que se encuentra por encima de la envolvente de Mohr. Aunque anteriormente se ha dicho que es usual describir el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones tangencial y normal, éste también se expresa en el espacio de tensiones principales de la forma:

$$\sigma_1 = N_\varphi \sigma_n + 2c \sqrt{N_\varphi}$$

$$N_\varphi = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right]$$

dónde: c y φ vuelven a ser cohesión y ángulo de fricción respectivamente.

2.4.5. Criterio de Hoek & Brown

Hoek & Brown (2002), introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente. El criterio se dedujo a partir de los resultados de las investigaciones de Hoek de roturas frágiles de rocas intactas y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown. El criterio partía de las propiedades de la roca intacta y entonces se introducían factores reductores de estas propiedades sobre la base de las características de un macizo rocoso diaclasado. Los autores, intentando relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, eligieron para este propósito el RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski. Debido a la ausencia de otras alternativas, el criterio fue pronto adoptado por la comunidad de la mecánica de rocas y su uso rápidamente extendido más allá de los límites originales utilizados en la deducción de las relaciones de reducción de la resistencia. Consecuentemente, llegó a ser necesario reexaminar estas relaciones e introducir nuevos elementos cada vez que dicho criterio era aplicado a un amplio rango de problemas prácticos. Fruto de estos avances fue la introducción de la idea de macizos rocosos “inalterados” y “alterados” por Hoek & Brown, 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.

El criterio generalizado es un criterio de falla empírica para la roca, que establece la fuerza en términos de tensiones principales mayores y menores (σ_1 y σ_3). Predice la actuación de

las fuerzas, que concuerdan bien con los valores determinados a partir de ensayos triaxiales de laboratorio en roca intacta y de las fallas observadas en macizos rocosos fracturados.

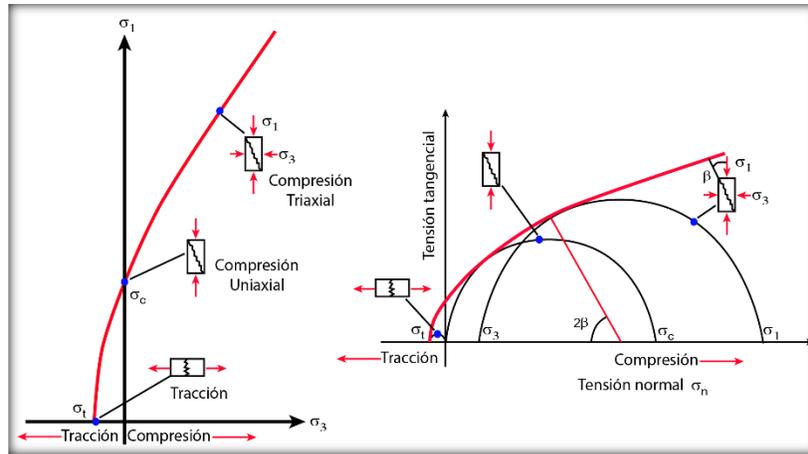


Figura. 2.4.5. Envoltentes de rotura del criterio de Hoek y Brown (1980) en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Tomado de (González de Vallejo & Ferrer, 2002).

Se trata de un criterio no lineal, puramente empírico, que permite valorar, de manera sencilla, la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas.

El criterio original, es un criterio empírico para el estudio de macizos rocosos duros. Su expresión es:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \cdot \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'} + s \right)^{0.5}$$

donde:

σ_1' y σ_3' Son las tensiones principales mayor y menor en el momento de rotura

σ_{ci} Es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto

m y s son constantes del material, que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación de la roca antes de someterla a las tensiones de rotura. El parámetro s es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de

la roca debido a la fracturación. Por su parte, m influye en la resistencia al corte del material.

Actualmente, el uso del criterio no solo se basa en macizos rocosos duros, sino también en macizos de rocas débiles, donde ha supuesto una reformulación del criterio, así como la introducción de nuevos parámetros. Su última versión se expresa:

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

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

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

GSI (Geological Strength Index) es una clasificación geomecánica (Hoek, 1994; Hoek, Kaiser y Bawden, 1995), s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

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

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 excavaciones (mecánicas o por voladuras) o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

2.4.5.1. ESTIMACIÓN DEL FACTOR DE ALTERACIÓN DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK & BROWN, D

El factor de alteración del criterio de rotura de Hoek & Brown D , tal y como se ha explicado antes, es un factor que depende principalmente del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo, debidas a la relajación de esfuerzos, causados por excavaciones, por voladura, mecánicas o por otras causas. Este factor fue introducido en la última versión del criterio de rotura de Hoek & Brown (Hoek *et al.*, 2002), porque se detectó que para el caso de macizos de rocas no alteradas ($D=0$), el criterio daba parámetros resistentes demasiado

optimistas. El factor adopta valores desde 0 para la roca no alterada en condiciones in situ, hasta el valor de 1 para la roca muy alterada. En la siguiente tabla se muestran los valores del factor de alteración D , para las distintas situaciones del macizo.

Tabla 2.4.3. Valores del factor D de Hoek & Brown para túneles en roca. (Hoek, 2004)

Apariencia del Macizo Rocoso	Descripción del Macizo Rocoso	Valor D sugerido
	Masa rocosa excavada haciendo uso de voladuras controladas de excelente calidad o mediante excavación mecanizada de túneles (TBM), ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa confinada alrededor del túnel.	$D = 0$
	Excavación mecanizada o manual (sin voladuras) en masa rocosa de pobre calidad, ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa circundante. Si existe la posibilidad de levantamiento del piso del túnel por problemas de fluencia, la masa rocosa puede ser severamente afectada.	$D = 0$ $D = 0,5$ Arco invertido
	Masa rocosa competente, excavada haciendo uso de voladuras de pobre calidad, ocasionando daño severo local, extendiéndose 2 ó 3m, en la masa rocosa circundante.	$D = 0,8$

Tabla 2.4.4 Valores de la constante de mi para rocas metamórficas de Hoek. & Brown, 1997.

Metamórficas	No Foliadas	Mármol +/- 9	Hornfels (19 +/- 4)	Cuarcita +/- 24
	Ligeramente foliada	Anfibolita +/- 25 - 31		
	*Foliada	Gneis +/- 33	Esquisto 4 +/- 8	Filita (10) Pizarra +/- 9

Los valores en (-) son estimados. (*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor m , será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

2.4.5.2. CLASIFICACIÓN DE HOEK (GSI – GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)

Hoek (1994) y Hoek et, al (1995) proponen el GSI con el fin de ampliar el rango de aplicación del criterio generalizado, empleando parámetros más geológicos para la evaluación de la resistencia del macizo rocoso en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y la alteración de las discontinuidades. Es un índice de calidad geomecánica cuyo rango numérico, comprendido entre 0 y 100, y proporciona un valor que, combinado con las propiedades de la roca intacta, puede utilizarse para estimar la reducción de fuerzas resistentes, ante diferentes condiciones geológicas, puede obtenerse a partir del RMR bajo la ecuación:

$$\text{GSI} = \text{RMR} - 5. \text{ (Modificado de Hoek, 2004).}$$

En 1990, *Truzman* realiza un ajuste de la clasificación original, aplicada a los macizos rocosos metamórficos de la Cordillera de la costa venezolana, la cual se expresa en la siguiente figura:

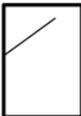
INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA (GSI) PARA LAS ROCAS METAMORFICAS DE LA CORDILLERA DE LA COSTA DE VENEZUELA		CONDICION DE LA SUPERFICIE				
<p>A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del Índice de Resistencia Geológica (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no debería ser utilizado.</p>		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
ESTRUCTURA		DISMINUCION EN CALIDAD DE SUPERFICIE →				
 <p>INTACTA O MASIVA – macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación Ej: Cuarzitas, anfibolitas o mármoles</p>	90	80	N/A	N/A	N/A	
 <p>POCO FOLIADA – macizo rocoso parcialmente fracturado con hasta tres sistemas de discontinuidades. Puede contener intercalaciones delgadas de rocas foliadas Ej: Cuarzita fracturada intercalada ocasionalmente con esquistos y/o filitas</p>	70	60				
 <p>MODERADAMENTE FOLIADA – macizo rocoso fracturado constituido por intercalaciones de rocas foliadas y no foliadas en proporciones semejantes Ej: Intercalaciones de esquistos y/o filitas con mármoles fracturados en proporción similar</p>	50	40				
 <p>FOLIADA – macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, donde predominan las rocas foliadas, con ocasionales intercalaciones de rocas no foliadas Ej: Esquistos y/o filitas muy fracturadas intercaladas ocasionalmente con mármoles lenticulares</p>	30	20				
 <p>MUY FOLIADA – macizo rocoso plegado, altamente fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas Ej: Esquistos y/o filitas muy fracturadas sin la presencia de mármoles, gneises o cuarzitas</p>						
 <p>BRECHADA/CIZALLADA – macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoide. Ej: Brecha de falla o zona influenciada por fallas cercanas</p>	N/A	N/A			10 5	
	AUMENTO EN LA PRESENCIA DE ROCAS FOLIADAS ↓					

Figura 2.4.6. Clasificación según el índice de resistencia geológica, GSI (Tomado de Truzman, 1999)

2.4.6. Índice de calidad de las rocas, RQD

El RQD (Rock Quality Designation) fue desarrollado por *Deere et al. (1967)*, para estimar cuantitativamente la calidad del macizo rocoso basándose en la recuperación de un testigo. Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo.

El índice RQD representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigos mayores de 10cm y la longitud total del tramo considerado:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de fragmento} \geq 10_{cm}}{\text{longitud total perforada}} \cdot 100$$

Para la estimación de este valor se consideran solo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, este estudio se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que no exceda de 1.5m; el diámetro mínimo del testigo debe ser 48mm.

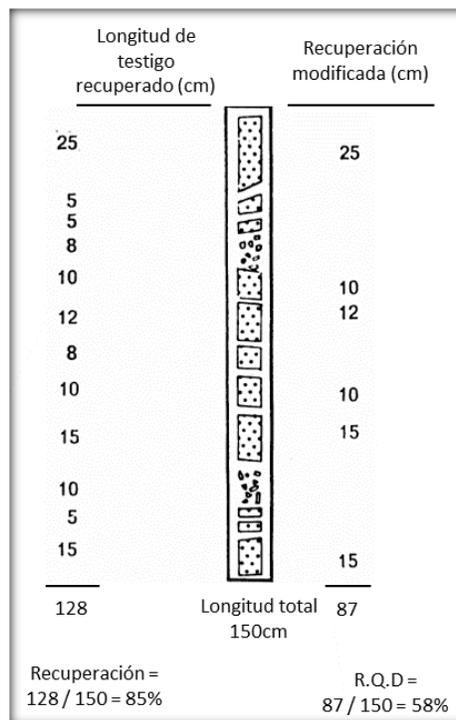


Figura. 2.4.7 Procedimiento de medida del RQD en testigos de un sondeo. Tomado de Boada (2008)

Una vez obtenido el valor de RQD, la calidad de la roca viene dada según la siguiente tabla.

Tabla 2.4.5. Relación entre el valor del RQD y la calidad de la roca. (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

Índice de Calidad R.Q.D. (%)	Calidad	Valoración
0 – 25	Muy mala	3
25 – 50	Mala	8
50 – 75	Regular	13
75 - 90	Buena	17
90 - 100	Excelente	20

2.4.7. Clasificación RMR – Bieniawski.

Esta clasificación desarrollada por *Bieniawski (1973)*, se basa en el índice RMR "Rock Mass Rating", la cual constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permiten relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos, de excavación y de sostenimientos de túneles, teniendo en cuenta los siguientes factores:

- Resistencia uniaxial de la matriz roca.
- Grado de fracturación en términos del RQD
- Condiciones y espaciados de las discontinuidades.
- Efecto del agua.
- Posición relativa de las discontinuidades respecto a la excavación.

Estos factores se cuantifican mediante una serie de parámetros de clasificación, posterior a esto se efectúa una corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue cinco clases donde a cada una se le asigna una calidad, características geotécnicas y se le estiman valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso.

Los objetivos que se persiguen con esta clasificación son:

- Dividir el macizo rocoso en grupos de conducta análoga.

- Proporcionar una buena base de entendimiento de las características del macizo rocoso.
- Facilitar la planificación y el diseño de estructuras en roca, proporcionando datos cuantitativos necesarios para la solución real de los problemas de ingeniería.
- Proporcionar una base común para la comunicación efectiva entre todas las personas que trabajan en un determinado problema de geomecánica.

2.4.8. Fundamentos de túneles

Un túnel es una excavación u obra subterránea relativamente horizontal y lineal que se realiza con el fin de comunicar por lo menos dos puntos o zonas de la superficie terrestre separados por extensas masas de roca o suelo. La excavación de un túnel puede ser destinada al transporte de fluidos, construcción de sistemas ferroviarios de transporte, construcción de autopistas, entre otros usos menos usuales.

“Las investigaciones para un túnel deberán ser una actividad continua durante su proyecto, diseño y construcción. En la medida que se va utilizando cada pieza de información, aparecen nuevos y más detallados problemas, por lo que son necesarias investigaciones adicionales. Los problemas de excavación en túneles tienen una naturaleza más tridimensional que cualquier otro tipo de excavación. Podría decirse que son hasta cuádrimensionales, en el sentido de que el tiempo representa un factor importante, debido a que los esfuerzos en un terreno que ha sido abierto experimentan cambios continuos y el tiempo de instalación de soporte puede llegar a ser determinante.”
Oliveros C. & Oliveros C. (2014)

El objetivo al excavar un túnel a través del macizo rocoso es lograr que los esfuerzos y deformaciones en el terreno se mantengan en todo momento dentro de límites seguros y aceptables. Según proceda la operación, los refuerzos se redistribuyen progresivamente, con relajación en algunas áreas e intensificación en otras. La magnitud y patrón de la redistribución de los esfuerzos puede depender de diversos factores, tales como:

- Tipo de roca
- Parámetros geomecánicos.
- Discontinuidades.
- Esfuerzos ya existentes en la roca.
- Tamaño y forma de la sección del túnel.
- Tipo y resistencia del sostenimiento temporal.
- Revestimiento permanente.
- Métodos y procedimientos de construcción.

Los esfuerzos se pueden evaluar empíricamente o por medio de análisis matemáticos y ensayos de laboratorio, donde se incluye el uso del método de elementos finitos, realizado por *software* en computadores. La precisión de los resultados estará sujeta a la precisión con que se hayan determinado los factores antes mencionados, pudiendo ser alguno(s) de estos variantes a través de toda la extensión del macizo rocoso.

Los levantamientos geológicos y estudios geotécnicos son también fundamentales durante el proyecto, diseño y construcción de túneles. La estratigrafía, petrología y tectónica son importantes, pero los detalles de las estructuras geológicas y las variaciones de litología son aún más necesarios. Los estudios de la mecánica de roca se apoyan en la geología básica para lograr los pronósticos del comportamiento geomecánico del macizo durante la excavación y su interacción con el sostenimiento temporal y permanente.

Durante la etapa de construcción tienen lugar ajustes progresivos de los esfuerzos cuando parte de la roca que rodea la excavación falla localmente o se mueve a lo largo de los planos de discontinuidad, aliviando la concentración de los esfuerzos. Se alcanza así un equilibrio final cuando los esfuerzos máximos, no mayores que la resistencia de la roca confinada, se distribuyen una vez más adentro de la masa circundante de roca.

2.4.9. Influencia de las condiciones geológicas en la construcción de túneles

Al excavar un túnel se pueden encontrar tres tipos de condiciones naturales que dan lugar a la pérdida de la resistencia del macizo y, por lo tanto, a problemas de estabilidad.

- Orientación desfavorable de las discontinuidades.
- Orientación desfavorable de las tensiones con respecto al eje del túnel.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de fracturas, acuíferos o rocas certificadas.

Estas condiciones están directamente relacionadas con los siguientes factores geológicos: estructuras, discontinuidades, resistencia de la roca matriz, condiciones hidrogeológicas y estado tensional. Por otro lado la excavación de un túnel también genera una serie de acciones inducidas que se suman a las citadas condiciones naturales, como son:

- Pérdida de resistencia del macizo que rodea la excavación como consecuencia de la descompresión creada: apertura de las discontinuidades, fisuras por voladuras, alteraciones, flujos de agua hacia el interior del túnel, etc.
- Reorientación de los campos tensionales, dando lugar a cambios tensionales.

Otros efectos como subsidencias en la superficie, movimientos de ladera, cambios en los acuíferos, etc.

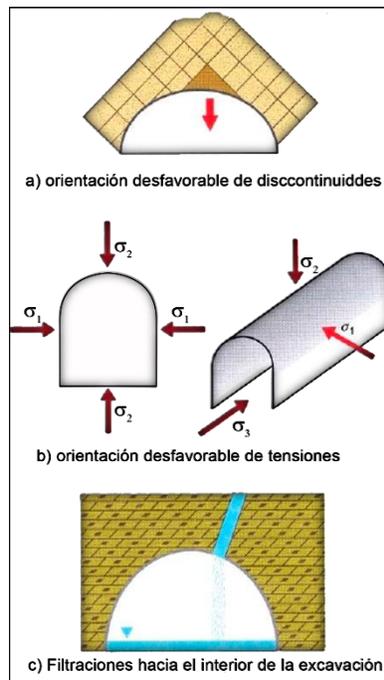


Figura. 2.4.8. Condiciones naturales de inestabilidad en excavación de túnel en roca. Tomado de (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

La respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determina las condiciones de estabilidad del túnel y, como consecuencia las medidas de sostenimiento a aplicar. Por otro lado, el proceso constructivo también depende de la excavabilidad de las rocas, que asimismo es función de la resistencia, dureza y abrasividad entre otros factores.

2.5. ANÁLISIS PETROGRÁFICO

Baamonde (2006) define la petrología como “la rama de la geología relacionada con la descripción y clasificación de las rocas.”

Los primeros trabajos geológicos trataban las rocas como medio, los fines eran estratigráficos y de geología histórica. Posteriormente, cuando el estudio de las rocas es considerado un fin en sí mismo, comienza a desarrollarse la petrología (*Alonzo. F.J., 2002*)

Heinrich. W., (1960) define la Petrografía como un campo de la petrología que se ocupa de la descripción y clasificación de las rocas mediante la observación microscópica de secciones

o *láminas delgadas* derivadas de las rocas en estudio, en un *microscopio petrográfico*, clasificándolas según su textura y composición mineralógica. Este tipo de análisis revela una serie de características y/o propiedades evaluables en los cristales y la relación que existen entre ellos, lo que va a ayudar a determinar la composición de la roca centrándose principalmente en la naturaleza y origen de la misma.

La ciencia denominada *Petrografía* tiene como objeto la descripción y clasificación de las rocas; su interpretación genético-evolutiva y el estudio termodinámico de los procesos que la han llevado hasta adquirir su aspecto actual; el estudio de la roca se basa en métodos propios de la mineralogía, de la geología, de la química y la física, y requieren ante todo, la identificación precisa de los componentes, es decir, de los minerales presentes. *(Mottana. A, et al, 1978)*

Si bien, el examen megascópico (a simple vista o con lupa) de afloramientos y/o rocas proporciona información, la mayoría de los datos más precisos, necesarios para un estudio petrográfico, se obtienen con el empleo del microscopio; un estudio petrográfico requiere, en primer lugar, del examen físico de la roca (descripción megascópica) que nos brinde información sobre el aspecto, textura, color, dureza, tamaño de grano o granularidad de la roca, posterior a este, el análisis mediante el microscopio petrográfico.

2.6. ENSAYOS GEOMECÁNICOS

Los ensayos geomecánicos representan una etapa imprescindible en el proceso de caracterización del macizo rocoso, los valores obtenidos a partir de estos permiten cuantificar de una manera aproximada los estados de esfuerzos máximos que puede soportar dicho cuerpo rocoso durante la excavación un túnel. Dentro de estos ensayos destacan los siguientes

2.6.1. Compresión Uniaxial (Norma ASTM D7012–10)

Castillejo (1993), “la resistencia a la compresión uniaxial está definida como la sollicitación $\sigma_1=C_0$ máxima que una muestra cilíndrica de roca es capaz de soportar. El valor determinante para C_0 depende de la rugosidad de la superficie, del no paralelismo y la perpendicularidad entre las caras”. Debe tomarse en cuenta además las dimensiones de la muestra, tal es el caso del diámetro D . En este ensayo la muestra cilíndrica de roca es colocada entre dos piezas cilíndricas de metal y por medio de una prensa se somete a una sollicitación creciente de σ_1 , tal como se muestra en la Figura 2.6.1.

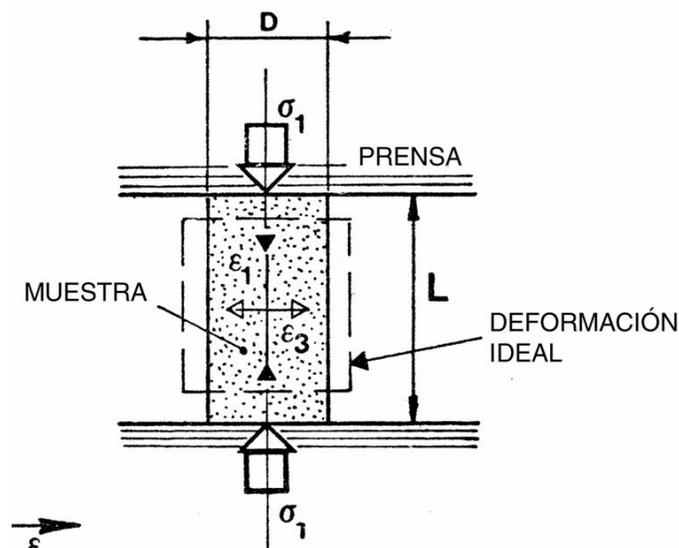


Figura. 2.6.1. Ensayo de compresión uniaxial Castillejo, (1993)

Castillejo (1993), indica “determinar el máximo diámetro d de un grano sencillo componente de la roca y seleccionar el diámetro de la muestra D de manera que se cumpla la relación $D/d > 10$. La altura de la muestra L deberá ser múltiplo del diámetro”. Diversos ensayos de laboratorio, realizados en distintos tipos de rocas confirman que C_0 disminuye al aumentar la relación L/D , donde (C_0) representa la resistencia a la compresión de una muestra de roca cuyo $L/D < 2$. En la Figura 2.6.2, se refleja el diagrama correspondiente a dicha ecuación, comparada con resultados experimentales. Se puede constatar que, para

$L/D \geq 2,5$, la variación de $C_0/(C_{01})$ es despreciable, siendo esta relación la sugerida por muchos investigadores, y considerando la relación mínima de $L/D=2$ como aceptable.

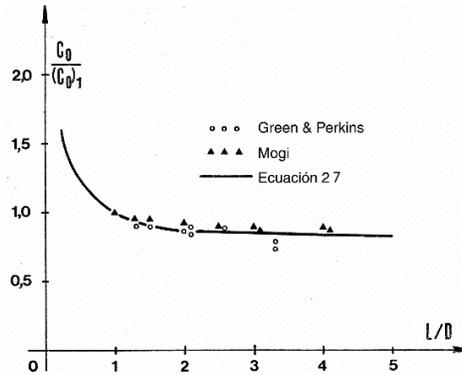


Figura. 2.6.2. Variación de la resistencia a la compresión uniaxial en función de la relación L/D . Datos de Green & Perkins (1968) & Mogi (1966).

El ensayo arroja como resultado la resistencia a la compresión no confinada de la roca, la cual se puede clasificar según el valor arrojado en la siguiente tabla:

Tabla 2.6.1. Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a la compresión simple. Tomado de (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

Resistencia a la compresión Simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1 - 5	Muy Blanda	Blanda > 1.25	Muy Baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón
5 - 12.5	Blanda	Moderadamente blanda		
12.5 - 25		Moderadamente dura		
25 - 50	Moderadamente dura		Baja	Esquisto, pizarra
50 - 100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneis, arenisca, caliza.
100 - 200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía
> 200				
> 250	Extremadamente dura	Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto

2.6.2. Compresión Triaxial (Norma ASTM D 2664-95)

El ensayo de compresión triaxial, permite obtener la resistencia a la compresión confinada de la roca, y debe ejecutarse de la siguiente manera.

Castillejo (1993) “la muestra de roca es sometida a una sollicitación creciente σ_1 de manera uniforme, mientras la tensión lateral σ_3 o la relación $(\sigma_1 / \sigma_3) = k_i$ se mantiene constante. La prueba puede ser también realizada con la presencia de un fluido en los poros de la roca ejerciendo un control de la presión intersticial.”

La muestra de forma cilíndrica, es colocada entre dos piezas cilíndricas de acero (una para el apoyo de la muestra y otra para la aplicación de la tensión axial σ_1), la muestra es revestida por una membrana impermeable y ensayada en una celda como se muestra en la Figura 2.6.3, donde la tensión lateral σ_3 es aplicada mediante aceite a presión. Los resultados de este ensayo son afectados por los mismos factores discutidos en el ensayo de compresión uniaxial, con la diferencia de que en el caso de este ensayo, al aumentar σ_3 se nota una disminución de la influencia de la fricción de entre la roca y las piezas de apoyo de la muestra. Según Castillejo, (1993) “para valores de $L / D \geq 2.5$, el efecto de la fricción es despreciable en el cálculo de resistencia y deformabilidad”

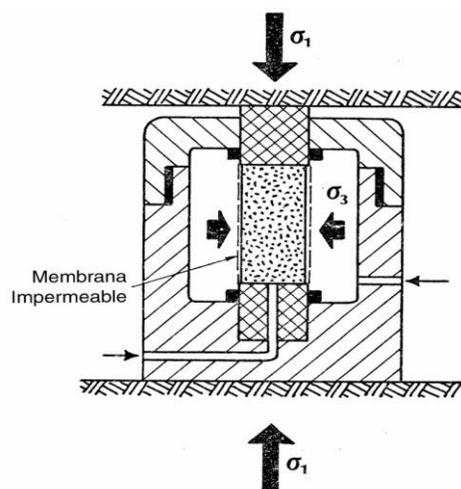


Figura 2.6.3. Ensayo de compresión triaxial Castillejo,(1993).

2.6.3. Tracción Indirecta o ensayo Brasileiro (Norma ASTM D5731–08)

Castillejo (1993) “la compresión diametral de un disco de roca es lo que se denomina ensayo brasileiro por medio de la cual se induce una zona caracterizada por tensión a tracción. Al aplicar y aumentar la carga a lo largo del diámetro del disco se producirá una falla aparentemente debida a la tracción.”

Este método es el más empleado para la determinación de la resistencia a la tracción de la roca por su simplicidad al momento de la realización. Aunque este por ser un método indirecto presenta la desventaja de tener que recurrir a fórmulas teóricas para el cálculo de las tensiones, además de reconocer claramente el tipo de fractura que determina el tipo de falla de la muestra.

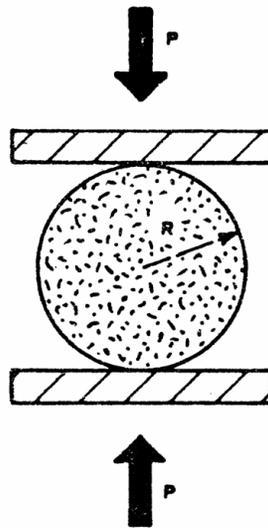


Figura. 2.6.4. Esquema de ensayo brasileiro (Castillejo, 1993)

Según la teoría clásica de elasticidad tenemos que las tensiones σ_x , σ_y y τ_{xy} a lo largo del eje y del disco de la Figura 2.6.5:

$$\sigma_x = -\frac{P}{\pi t R}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{\pi t R} \left(\frac{3R^2 + y^2}{R^2 - y^2} \right)$$

$$\tau_{xy} = 0$$

donde t es el espesor del disco, R es el radio y P la carga aplicada diametralmente.

Estas ecuaciones dan las tensiones principales máximas y mínimas a lo largo del diámetro.

Las mismas son graficadas en el diagrama de la Figura 2.4.6 con una línea continua. En el centro de la muestra para ($x=0$, $y=0$) se tiene para la tensión:

$$\sigma_x = -\frac{P}{\pi.t.R} \text{ (Tracción)}$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{\pi.t.R} \text{ (Compresión)}$$

También

$$\sigma_y = -3\sigma_x$$

Es decir que la tensión σ_y de compresión mínima y la tensión σ_x de tracción máxima, si se asume que la fractura de la muestra es debido al efecto de la σ_x y se calcula la resistencia a la tracción tendremos que:

$$(T_o)_1 = -\frac{Pc}{\pi.t.R}$$

donde ahora Pc es la carga al momento de la fractura y $(T_o)_1$ es la resistencia a la tracción, siendo esta una tensión aparente y solo aplicable al centro del disco y se mantiene que la tensión de compresión equivale a tres veces el valor de la tensión de tracción.

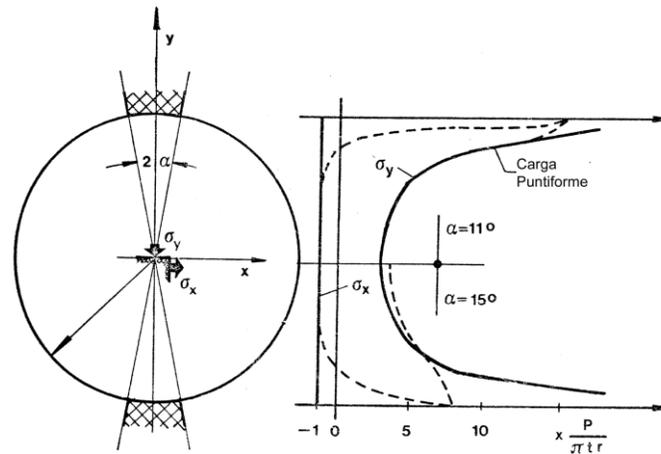


Figura. 2.6.5. Diagrama de las tensiones a lo largo del eje y para un disco sometido a compresión diametral concentrada y distribuida en un arco del círculo (Addonal & Hacket, 1964). Tomado de (Castillejo, 1993)

2.6.4. Ensayo Cerchar - Índice de Abrasividad (Norma ASTM D7625-10)

El ensayo consiste en medir el desgaste (en decimas de milímetros) de la punta de la aguja (Rockwell) de acero con forma de cono y dureza conocida, causada por el paso contra una superficie de la roca a ensayar. Dependiendo del índice se pueden clasificar las rocas según la siguiente tabla:

Tabla 2.6.2. Abrasividad de rocas a partir del índice cerchar. (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

Abrasividad de rocas a partir del índice Cerchar		
Índice Cerchar	Clasificación	Tipo de roca
<1,2	Muy poca abrasiva	Caliza
1,2-2,5	Poco abrasiva	Arenisca
2,5-3,5	Abrasividad media	Gneis, granito, dolerita
3,5-4,0	Modernamente abrasiva	Arenisca
4,0-4,25	Abrasiva	Granito, gneis, esquistos, piroxenita.
4,25-4.5	Altamente abrasiva	Anfibolita, granito
>4,5	Extremadamente abrasiva	Gneis, pegmatita, granito

Tabla 2.6.3. Índice de Abrasividad Cerchar (CAI) por la Norma ASTM-D7625

Índice de Abrasividad Cerchar (CAI)	
CAI	Abrasividad
0.1 – 0.4	Extremadamente baja
0.5 – 0.9	Muy baja
1.0 – 1.9	Baja
2.0 – 2.9	Media
3.0 – 3.9	Alta
4.0 – 4.9	Muy alta
≥ 5	Extremadamente alta

2.6.5. Ensayo de Corte Directo – DSH (Norma ASTM D5607-08)

Según Ramírez P, (2004), el ensayo que más comúnmente se lleva a cabo en laboratorio para analizar el comportamiento de las discontinuidades es el ensayo de corte directo.

Se utiliza una caja de corte formada por dos mitades o moldes, siendo comúnmente uno fijo y otro móvil, donde se insertan de la mejor manera posible los bloques correspondientes a ambos lados de la junta. Especial atención se prestara a que la discontinuidad quede asentada en dirección paralela al movimiento de corte que se va aplicar. Las máquinas básicamente constan de dos sistemas de aplicación de tensión (uno para tensión normal y otro para la tensión de corte) accionados por mecanismos hidráulicos o mecánicos con su correspondiente sistema de medida de la carga aplicada (Ver figura 2.6.6).

Se suelen colocar dos dispositivos de medida de desplazamientos (medidores de la deformación longitudinal mecánica con transductores electrónicos - LVDT) para poder estimar en todo momento los desplazamientos cortantes y normales.

El procedimiento a seguir en los ensayos de corte, según Ramírez. (2004):

- 1) La muestra que se quiere ensayar se talla al tamaño conveniente para que encaje en el molde. El plano de discontinuidad deberá coincidir necesariamente con el plano de corte.
- 2) Se moldea la muestra en hormigón o mortero; cuando este ha fraguado, se introduce en la caja de corte, la mitad inferior queda encajada dentro del sistema mientras que la mitad superior es encajonada por el sistema de carga axial; se aplica a continuación una ligera carga normal, para evitar movimientos al poner en cero los indicadores de desplazamiento.
- 3) Se aumenta la carga normal hasta el valor prefijado para el ensayo, que deberá permanecer constante durante el mismo.
- 4) Se va aplicando gradualmente la carga tangencial hasta alcanzar la resistencia de pico, continuándose el ensayo hasta que se observe que basta con una carga inferior para mantener el movimiento de corte; esta sería la carga residual.

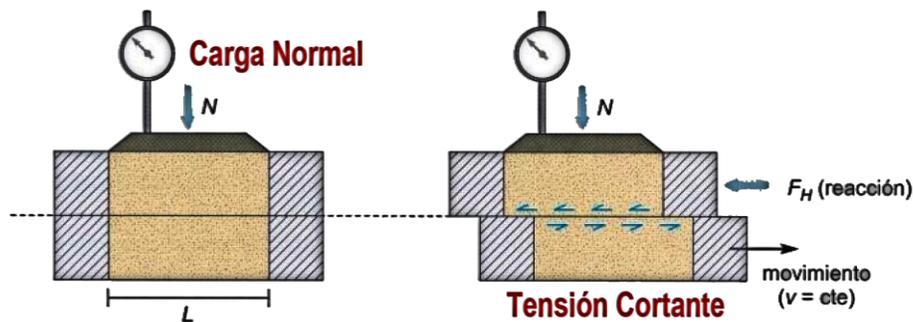


Figura. 2.6.6. Esquema del aparato de Corte Directo. (González de Vallejo & Ferrer, 2002)

Si al llegar al desplazamiento máximo compatible con la longitud de la discontinuidad no se ha alcanzado el valor de la resistencia residual, se suprime la tensión normal, se coloca de nuevo la muestra en posición primitiva y se realiza otra vez el ensayo hasta obtener el valor de la resistencia residual.

La resistencia al corte en las discontinuidades depende fundamentalmente de la fricción de los planos y la cohesión, también, la rugosidad o irregularidad de las paredes de la

discontinuidad es uno de los factores que más influye en la resistencia friccional, sobre todo en discontinuidades sometidas a esfuerzos normales.

2.7. MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos ha llegado a ser una solución numérica en un amplio rango de problemas de ingeniería. En este método de análisis, una región compleja que define un continuo se descentraliza en formas geométricas simples denominadas elementos finitos. Mediante un proceso de ensamblaje, de las ecuaciones locales de cada elemento, cuando se considera debidamente las cargas y restricciones particulares, da lugar a un conjunto de ecuaciones globales de toda la región compleja en estudio. La solución de esas ecuaciones nos permitirá obtener un conocimiento aproximado del comportamiento del continuo. *(Boada. 2008)*

Las ideas básicas de los elementos finitos se originaron gracias a los avances en el análisis estructural de las aeronaves. En 1941, Threioff presentó una solución de problemas de la elasticidad usando interpolación polinomial por partes sobre subregiones triangulares para modelar problemas de torsión. Turner y otros investigadores obtuvieron matrices de rigidez para armaduras, vigas y otros elementos y presentaron sus hallazgos en 1956. Clough fue el primero en acuñar y emplear el término Elementos Finitos en 1960.

Durante la década de 1960, se utilizó este método para la obtención de soluciones aproximadas de análisis de esfuerzos. A principios de la década de 1960, se aplicó el método de los elementos finitos para la resolución de problemas no lineales desarrollándose estudios de convergencia y luego con el desarrollo de los computadores con gran capacidad de pensamiento se ha avanzado en el uso del Método de los Elementos Finitos en otras áreas afines pertenecientes al campo de la geomecánica.

2.8. SOFTWARE

2.8.1. RocData (Rocscience)

RocData es un programa interactivo que permite a los usuarios probar fácilmente diferentes parámetros de resistencia y observar cómo afectan la envolvente de rotura, brindando una mejor comprensión de la resistencia del material. Utiliza un conjunto de herramientas versátil para el análisis de la roca y datos de la resistencia del suelo, así como para la determinación de la fuerza sobre parámetros físicos; puede emplearse para determinar los parámetros de fuerzas lineales y no lineales de roca y suelo, con base en el análisis de los datos de resistencia al corte, compresión triaxial o simple.

Además ofrece cuatro de los criterios de resistencia más utilizados para aplicaciones de ingeniería geotécnica que involucran rocas, el suelo o la fuerza conjunta. Las siguientes opciones son:

- Generalizado de Hoek-Brown
- Mohr-Coulomb
- Barton-Bandis
- Curva de potencia

El criterio de resistencia se selecciona en el cuadro de configuración del proyecto. Cuando se elige un criterio de resistencia, todos los parámetros de entrada y de salida corresponderán con el criterio seleccionado.

2.8.2. *Golden Software Grapher® 10.3.*

Grapher es un programa de gráfico eficiente y de gran alcance para todas las necesidades, permite crear gráficos para presentaciones, documentos y más, además, cuenta con un sistema de gráficos en 3D. Una vez que el gráfico se haya completado, se puede exportar

en una variedad de formatos como Grapher 7, 8, 9, 10, 11, GRF o formatos GPJ para su uso en presentaciones y publicaciones.

2.8.3. Golden Software Strater® 3.

Strater es un programa interactivo que permite crear un registro bien potente de un pozo, su mapa y la sección transversal del mismo, donde se muestra la ubicación y los archivos de mapa base, también permite la conexión de varios sondeos de pozos en un mapa para crear automáticamente una sección transversal, el programa se componen de vistas (vistas del pozo, vistas de mapas y vistas en sección transversal), a su vez, se exporta a una variedad de formatos, incluyendo una exportación directa a programa *Voxler* de Golden Software.

2.8.4. Plaxis 3D-Tunnel®.

PLAXIS es un programa de ordenador de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. Las situaciones corresponden a problemas de deformación plana o con asimetría. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate.

2.8.5. ArcGIS – ESRI® ArcMap™ 9.3

Es un Software de digitalización de mapas que incluye un conjunto de aplicaciones integradas que permiten llevar a cabo mapeos, análisis geográficos, geológicos, edición y compilación de datos, se pueden crear, consultar y analizar capas ráster, interpolar valores de datos para un área de estudio determinada, creación, visualización y análisis de datos SIG en un contexto tridimensional; la función ArcScene por ejemplo permite crear y animar ambientes 3D, un uso común de esta herramienta es el modelado de capas geológicas.

2.9. LAS TÚNELADORAS (TBM)

González de Vallejo, (2002) describe que son maquinarias “que excavan una sección completa de forma circular mediante una cabeza giratoria dotada de discos o picas de corte”. Las túneladoras por lo general admiten una amplia gama de rocas, desde blandas hasta las de altas resistencias, con menor rendimiento en este último caso. La principal ventaja es el gran rendimiento que pueden alcanzar, pues en un proceso continuo excavan, sostienen y revisten el túnel. La elección de este método de excavación se basa en un criterio de rentabilidad económica, sección, longitud, problemas geológicos, abrasividad y dureza de las rocas.

Algunos de los puntos básicos que deben considerarse antes de decidir la excavación con TBM son los siguientes según (González de Vallejo, 2002) son:

- Dureza y abrasividad de las rocas.
- Heterogeneidad litológica y longitud de los distintos tipos de terrenos a atravesar.
- Condiciones geomecánicas del macizo rocoso.
- Presencia de fallas, zonas de cizalla y paso de zonas muy fracturadas.
- Filtraciones, gases y tensiones tectónicas.

Según López Jimeno, (2003) “las maquinas integrales para la excavación de túneles se conocen habitualmente por las siglas T.B.M, formadas por las iniciales de Tunnel Boring Machine, y se refieren a una serie de máquinas capaces de excavar un túnel a plena sección, a la vez que colaboran en la colocación de un sostenimiento provisional o en la puesta en obra del revestimiento definitivo”.

Maidl. *et al* (2008) afirma que “La excavación se realiza normalmente mediante una cabeza giratoria equipada con elementos de corte y accionada por motores hidráulicos (alimentados a su vez por motores eléctricos, dado que la alimentación general de la máquina se realiza con energía eléctrica), aun cuando también existen túneladoras menos

mecanizadas sin cabeza giratoria. El empuje necesario para adelantar se consigue mediante un sistema de gatos perimetrales que se apoyan en el último anillo de sostenimiento colocado en zapatas móviles (denominadas *grippers*), accionados también por gatos que las empujan contra la pared del túnel, de forma que se obtiene un punto fijo desde donde empujarán”

En este caso, la abrasividad de la roca rige la actuación de cortadores de disco, la tasa de su reemplazo, costos de túnel y los avances en los métodos de excavación subterránea, en particular el uso de la máquina TBM.

Maidl. *et al* (2008) también alega que “el costo de inversión de una TBM, en comparación con la perforación convencional y voladura son alto, solo pueden ser compensadas por las altas tasas de avances que son generadas al usar una Túneladoras, sin embargo, la tasa de desgaste de las herramientas aumenta demasiado en cuanto a la resistencia de la roca o de otros parámetros negativos; el cambio frecuente de las herramientas de cortes puede conducir a un alto tiempo de inactividad, esto reduce el tiempo de trabajo activo considerablemente, lo que es una característica esencial de la eficiencia de la máquina. Las medidas de apoyo necesarias en zonas de fallas y la actividad limitada del sostenimiento también pueden reducir la velocidad de avance significativamente”.

La decisión de utilizar una TBM también requiere mejor investigación geológica y una extensa planificación previa detallada de todo el proceso de conducción y soporte, a diferencia que en la perforación y voladura.

En la siguiente lista, las ventajas y desventajas esenciales de una unidad de TBM:

Ventajas:

- Mayor tasa de avance en excavación.
- Perfil de excavación exacto.
- Proceso de trabajo continuo y automatizado.

- Bajo costo en personal.
- Mejores condiciones de trabajo y de seguridad.
- La mecanización y automatización de la unidad.

Desventajas:

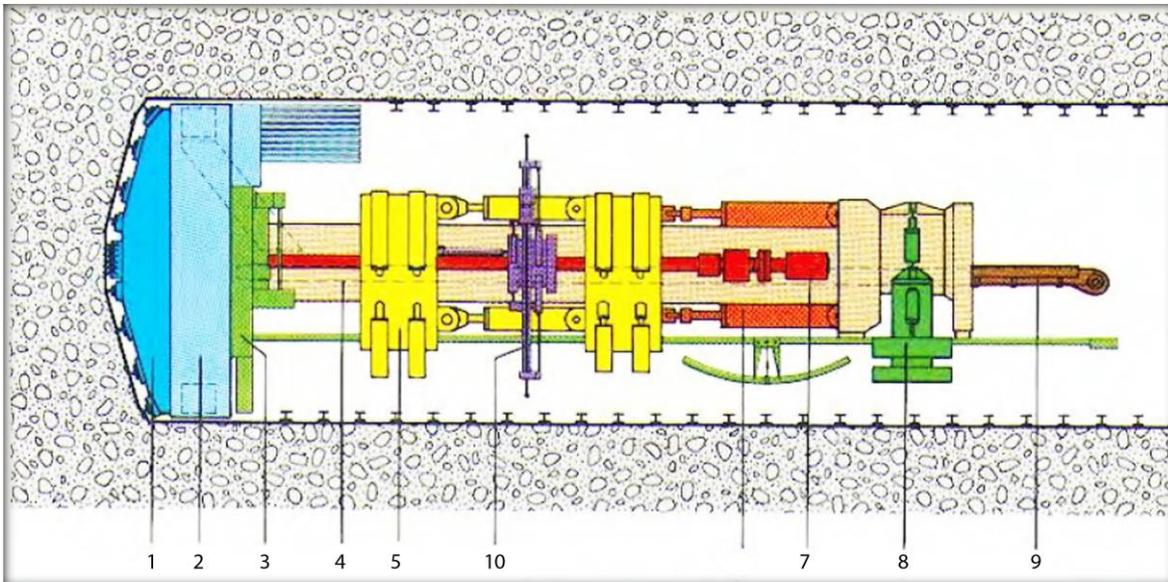
- Mayor investigación y datos geológicos son necesarios para la perforación.
- Mientras mayor sea la longitud del túnel mayor va a ser la inversión.
- Mayor tiempo de espera para el diseño y la construcción de la máquina.
- Perfil de excavación Circular.
- Limitaciones en radios de curva y ampliaciones.
- No se requiere una planificación detallada.
- La adaptación a diferentes tipos de rocas y de alta afluencia de agua sólo es posible de forma limitada.
- Transporte de la máquina con remolques a la boca del túnel.

López Jimeno, (2003) define que “las maquinas T.B.M, se dividen en dos grandes grupos que, siendo parecidos en lo básico, difieren de forma importante según el tipo de roca o suelo que sea necesario excavar, así como de las necesidades de sostenimiento que requiera cada tipo de terreno”.

En efecto por un lado se tienen los topos que se diseñan principalmente para poder excavar rocas duras y medias, sin grandes necesidades de soporte inicial y, por otro lado, los escudos, que se utilizan en su mayor parte en la excavación de rocas blandas y en suelos, frecuentemente inestables y en ocasiones por debajo del nivel freático en terrenos saturados de agua que necesitan colocación inmediata del revestimiento definitivo del túnel.

En los últimos años en el mercado a nacido un tercer tipo de maquina conocida como doble escudo con características mixtas entre el topo y escudos, siendo capaz de avanzar

indistintamente, bien apoyándose contra el terreno mediante grippers, o bien mediante cilindros de empuje contra un anillo de dovelas que ella misma coloca. Ver figura 2.9.1.



- 1) Cabezal; 2) Porta rodaje y escudo de polvo; 3) Intalador de concreto y sistema de transporte; 4) Eje interno; 5) 2 porta ejes con escudo de sujeción y cilindros de ajuste; 7) Accionamiento del cabezal; 8) Soporte posterior; 9) Faja transportadora; 10) Equipo de perforación para anclaje

Figura 2.9.1. Componentes básicos de una TBM. Tomado de (Paredes, 2010)

T.B.M del tipo escudo-Descripción de la maquina

Según López Jimeno, (2003) “un escudo normalmente consta de las siguientes partes: la cabeza o elemento excavador, el cuerpo de mando y controles, los cilindros de empuje y el erector de dovelas y el back-up.”

Estas túneladoras utilizan principalmente en rocas suaves o en rocas duras inestables (planos de debilidad). Sus elementos son descritos a continuación:

- **Cabeza o elemento excavador:** esta incorpora el elemento excavador, que puede ser manual, una rozadora, una cabeza giratoria, entre otros. La cabeza giratoria esta accionada por motores hidráulicos que permiten una variación constante de la velocidad de giro, entre 0 y 9-10rpm.

La cabeza normalmente monta cinceles o picas y en ocasiones puede incluso incorporar discos. Los cortadores trabajan en terreno duro sin intervención de las picas, mientras que en terrenos blandos se les deja la responsabilidad a las picas. La cabeza cuando es giratoria o de rueda, dispone de una serie de aberturas, frecuentemente regulables por la que el escombros arrancado pasa a una cámara en la que una cinta primaria se ocupa de su evacuación.

En los escudos cerrados, esta cinta se sustituye por un tornillo sinfín o por un sistema de transporte hidráulico de escombros.

- **Cuerpo de mando y controles:** están alojados al igual que los motores, en un segundo cuerpo de la coraza.
- **Cilindros de empuje y erector de dovelas:** los cilindros de empuje están distribuidos en toda la periferia de la máquina y están equipados con patas articuladas que permiten un apoyo uniforme sobre las dovelas del revestimiento. Por cada ciclo de avance que usualmente es de 1,20 y 1,50m se retraen los cilindros y el tramo de la coraza queda libre, donde se procede a colocar un nuevo anillo de revestimiento. El erector suele ser hidráulico de velocidad variable muy sensible y precisa para poder aproximar correctamente cada dovela a su lugar definitivo.

La coraza del escudo, en la zona en la que se coloca el anillo de dovela, lleva en toda su periferia unos cepillos (cepillos de grasa) que impiden que la inyección de mortero que rellena el hueco existente en el trasdós de la dovela pase al interior de la máquina.

- **Back-up:** está constituido por una serie de plataformas que, deslizándose sobre el propio revestimiento de hormigón, se mueven arrastradas por la máquina simultáneamente a su avance. También incorpora el sistema de evacuación de escombros, que normalmente está formado por una cinta puente que aloja en su interior el tren completo.

Hay que tener en cuenta, que en el caso de los escudos, después de cada ciclo de avance vienen la colocación de un anillo de dovela, el tiempo empleado para ello es normalmente de 20 a 35 minutos, esto es según el tipo y número de dovelas.

Los escudos cerrados están diseñados para trabajar en terrenos difíciles, no cohesivos y con frecuencia de bajo nivel freático en frentes claramente inestables. La característica común a todos ellos es la obligatoria excavación en sección circular y la necesidad de un revestimiento de dovelas de hormigón atornilladas entre sí, con garantías de impermeabilidad. Dentro de los escudos cerrados tenemos los de frente en presión de tierras, los llamados usualmente EPB.

En este tipo de escudo, EPB (*Earth pressure balance*) abarcan prácticamente todos los terrenos que pueden presentar inestabilidad. La idea de estas máquinas viene en parte de los hidroescudos y en parte de los escudos de rueda presurizadas con aire comprimido. Del primero toma el principio del sostenimiento del frente mediante un equilibrio de la presión del terreno más el agua con la presión que se mantiene en la cámara de la cabeza del escudo, y del segundo principio, de evacuar el escombros mediante un tornillo sinfín por medios convencionales (cintas, vagones, etc.) en la fase final. Ver figura 2.9.2.

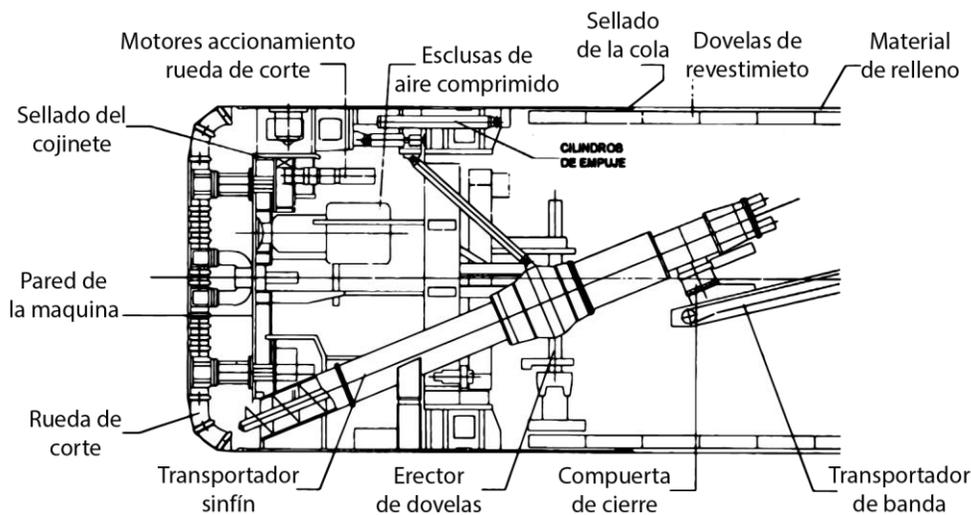


Figura 2.9.2. Diseño de tuneladora tipo EPB. Tomado de (Lopez Jimeno, 2007)

Potencia del motor

La potencia (P) desarrollada por el par motor (T) viene dada por la siguiente expresión según López Jimeno, C (2007):

$$P = T \times \omega$$

Donde (ω) la velocidad de giro rad/s del eje de transmisión o eje del cigüeñal.

La potencia del motor se mide, según el Sistema Internacional de Unidades, en watios (W).

El par motor se calcula de la siguiente manera:

$$T = F \times d$$

Donde (F) es la fuerza de aplicación y (d) es la distancia de aplicación de dicha fuerza. En una túneladora el par motor se relaciona con la ruptura de la roca donde la fuerza actuante es la de tracción y la distancia el radio de la túneladora. La fuerza de tracción que se calculada involucra las características geomecánicas de la roca, como es el caso de la resistencia a la tracción.

Según López Jimeno, C (2007) “de acuerdo a la dureza y la abrasividad de la roca se deben regular el empuje máximo y la velocidad de giro, para lograr el avance máximo en condiciones de seguridad. La velocidad de giro en rpm de una T.B.M. se calcula de siguiente manera:

$$\omega = \frac{1}{K} \times \frac{145}{\pi \times \phi_{exc}(\text{en metros})}$$

Siendo K un coeficiente de seguridad que para rocas duras y abrasivas está en el orden de 2,2 a 2,75.

En ocasiones es interesante conocer la potencia en función de las revoluciones por minutos (r.p.m.) a la que gira el motor en vez de la velocidad angular. En efecto, si (n) son las

revoluciones por minuto a la que gira el motor, entonces la potencia (P) se expresa como sigue:

$$P = T \times w = \frac{T \times n}{60/2\pi}$$
$$P = \frac{T \times n}{0,95}$$

Donde, P es la potencia motor en W, T es el par motor en Nm y n, son las revoluciones por minuto de giro del motor (r.p.m.)

Datos de fabricación túneladoras.

Los principales fabricantes de máquinas tuneladoras tipo “TBM” actualmente, son: Robbins (USA), Wirth y Herrenknecht en Alemania, Hitachi Ltd., Kawasaki Heavy Industries, Okomura, NFM Technologies y LOVAT Inc. La fabricación de estos equipos, demanda 9 á 12 meses, después de las pruebas y ajustes, son desmontados para su traslado y montaje en el lugar de operación, donde se realizará la excavación. El ensamblaje del equipo, se realiza normalmente en el portal del túnel, para luego ser desplazado al frente de la excavación; el montaje demanda alrededor de 3 meses. Lo cual quiere decir que la TBM entrará en operación al menos 1,5 años después de hecho el pedido.

Modelos aconsejados para la predicción del rendimiento de la TBM-Enfoque en los modelos CSM y NTNU. Por S. Yagiz *et al.* (2008)

CSM: Escuela de Minas de Colorado (Modelo de equilibrio de fuerzas, utiliza las propiedades de la roca intacta)

NTNU: Universidad de Noruega de Ciencia y Tecnología (Modelo empírico, se concentra en las propiedades de la roca intacta, las estructuras geológicas del macizo y las propiedades físicas de la misma)

La resistencia de la roca por sí sola no es suficiente para predecir la tasa de penetración de la túneladora. Las especificaciones fundamentales de la maquina son el empuje y poder para proporcionar la cantidad suficiente de fuerza para la excavación (penetrabilidad).

Dentro de los componente de las túneladoras tenemos los elementos cortantes en el disco, son la herramientas más utilizadas en la TBM para la excavación de una roca dura, estos actúan con un movimiento hacia adelante dejando detrás de ellos una ranura fracturada; además, el par y la cabeza de corte deben ser suficiente para asegurar la rotación de la misma con la tasa de penetración requerida para superar la resistencia y la tracción que opone la roca frente a los cortadores.

A medida que el cortador penetra en la roca, una zona de triturado se forma debajo de las cuchillas debido a la alta tensión generada en la roca por las fuerzas concentradas en las puntas de corte (Ver figura 2.9.2).

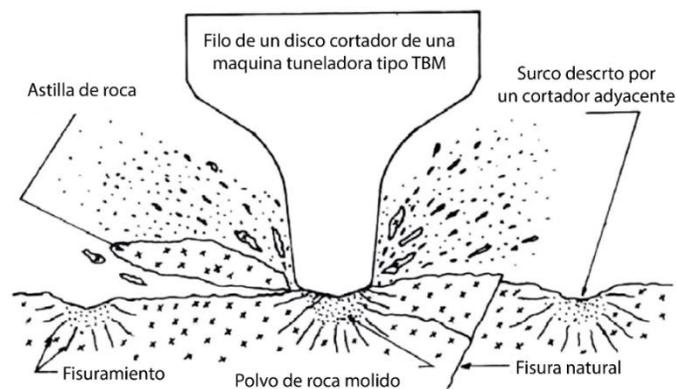


Figura 2.9.2. Espaciado entre grietas de tracción. Tomado de (Yagiz, et al., 2008)

Las tensiones generadas por la tracción en la zona triturada causan unas grietas radiales que luego se propagan en la superficie de la roca; las grietas siguen propagándose hasta que el esfuerzo de tracción en las puntas de corte supere la resistencia a la tracción de la roca; cuando este esfuerzo desarrollado en la zona triturada es suficientemente alto, una grieta de tracción puede conectarse con otra a partir de un corte adyacente. (Ver Figura 2.9.3)

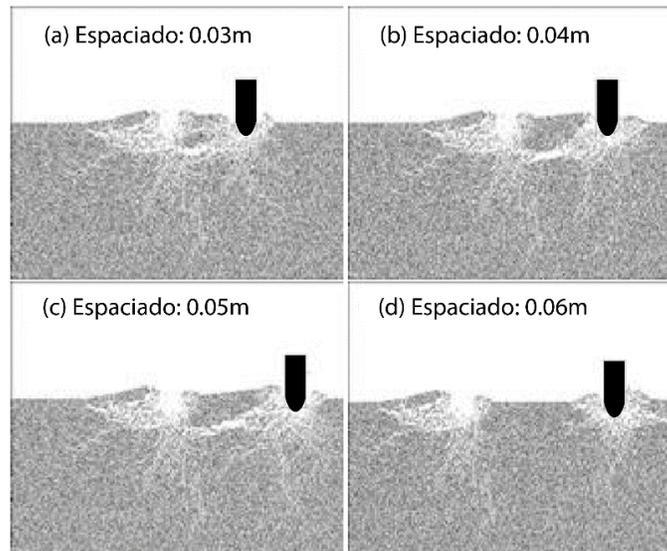


Figura 2.9.3. Espaciado entre grietas de tracción (Lopez Jimeno, 2007)

Uno de los factores clave para todo proyecto de planificación y predicción del rendimiento de toda túneladora es el muestreo y descripción de la litología prevista lo largo del túnel (superficie y subsuelo).

La resistencia a la compresión es una propiedad calculada para evaluar la resistencia potencial de la roca contra las herramientas de corte en la superficie de la roca.

La resistencia a la tracción está destinada en general a proporcionar un indicativo de dureza y fragilidad de la roca, desde el punto de vista de la propagación de las grietas entre cortes adyacentes. A continuación se muestra en la figura 2.9.4, el proceso de penetración y tracción y la relación entre los elementos de corte de a cabeza de giro.

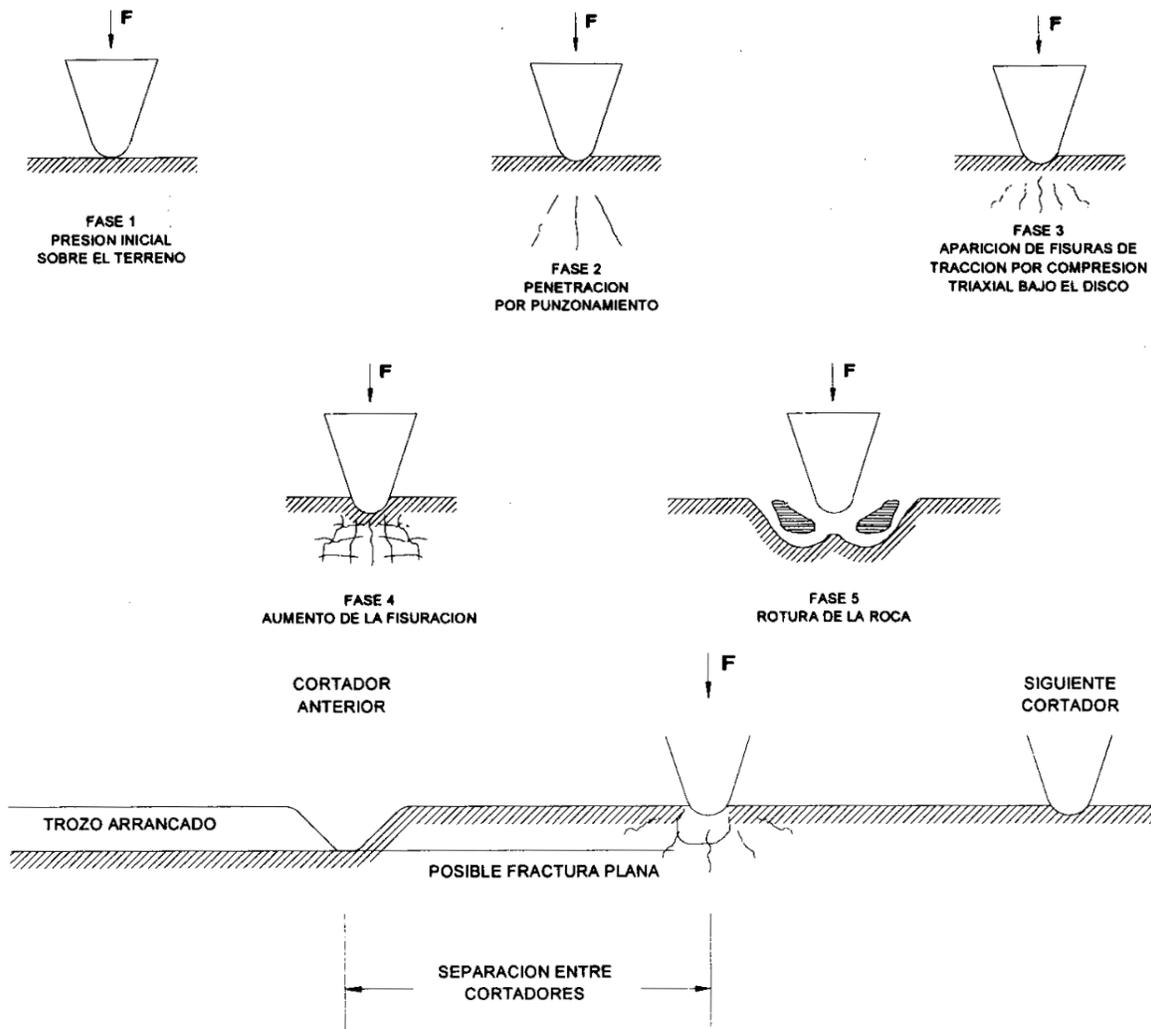


Figura 2.9.4. Esquema de rotura por Indentación. Tomado de (Lopez Jimeno, 2003)

En la figura anterior (Figura 2.9.4.) se representa la posterior rotura por Indentación al paso de los cortadores por los diferentes círculos descritos por ellos mismos, los mecanismos de rotura reflejan la importancia que tiene el estudio para cada tipo de roca de la separación óptima entre los cortadores que componen la cabeza giratoria, el empuje de la máquina y el diámetro y disposición de los cortadores.

Todos los minerales que conforman la roca poseen diferentes grados de dureza; la escala de Mohs es la más utilizada para la definición de la dureza, y ésta a su vez, se divide en diez incrementos, que va desde el talco al diamante.

La prueba o ensayo cerchar se utiliza para medir la abrasividad de la roca y medir la estimación de desgaste de los cortadores, pero no para predecir la tasa de penetración.

El estudio petrográfico es fiable para determinar las propiedades microscópicas de la roca, el tipo y contenido de minerales duros (cuarzo, granate, etc.), el tamaño de grano, forma, elongación y orientación de micro fracturas, entre otros. El resultado de estas pruebas se utiliza en ambos modelos.

Propiedades físicas.

En el macizo rocoso, las discontinuidades, fallas, entre otras estructuras desempeñan un papel significativo en controlar la propagación de la fractura dentro de los cortes, dependiendo a su vez de la orientación de las discontinuidades de la roca con respecto a la dirección de avance de la túneladora. El modelo NTNU utiliza las propiedades de fracturamiento, el ángulo entre los planos de debilidad y el espaciamiento entre las juntas como parámetros de entrada a la estimación de la tasa de penetración; mientras que para el modelo CSM no se utilizan estos parámetros.

Principios de los modelos:

- El modelo CSM se basa en la estimación de las fuerzas de corte sobre los cortadores individuales y determina la orientación general, el par y la potencia mínima de energía de toda la cabeza de corte en función de las propiedades físicas y geomecánicas de la roca.
- El modelo NTNU es empírico, se basa en las propiedades físicas, geomecánicas y geológicas de la roca, incluyendo las condiciones del terreno y la tasa estándar de penetración.
- Mientras que el modelo NTNU es capaz de incorporar las propiedades del macizo en condiciones intactas, el modelo CSM son más flexibles con el diseño de las máquinas en

función de parámetros (empuje, potencia, etc.), y permiten la modificación del diseño estándar para el diseño y el equilibrio de la cabeza de corte.

- Las propiedades de la roca tanto intacta, incluida la resistencia, dureza y fragilidad, al igual que las propiedades del macizo incluyendo las fracturas, los planos de debilidad el ángulo y la distancia entre estos, son necesarios para la predicción del rendimiento de la TBM.

Los modelos se han mejorado y actualizando utilizando datos en conjunto (CSM y NTNU) para mejorar su precisión, la modificación del modelo de CSM fue desarrollado con bases en el modelo original de CSM incluyendo datos basados en las propiedades geológicas de la roca como la fragilidad de la misma y las condiciones del terreno.

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El trabajo de investigación consta de dos etapas, una etapa práctica, donde se ensayan en laboratorio las muestras de rocas proporcionadas por la empresa ODEBRECHT mediante el cual se determinarán las propiedades mecánicas de la roca, y una segunda parte, etapa descriptiva, la cual, según (*Best, 1970*) “comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, y la composición o procesos de los fenómenos”, donde se identifican las características y variables propias del macizo rocoso tales como resistencia a la compresión simple, resistencia al corte y resistencia a la tracción, parámetros clave para la interpretación y análisis de los esfuerzos del macizo rocoso antes y después de la excavación, tomando como criterio las características geológicas y geomecánicas del mismo.

3.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Arias (1999) afirma el diseño de la investigación es la estrategia que adopta el investigador para responder al problema planteado. En este caso, se llevará a cabo una investigación con diseño experimental, que según el autor “consiste en someter a un objeto o grupo de individuos a determinadas condiciones o estímulos (variable independiente), para observar los efectos que se producen (variables dependientes)”. Donde las variables independientes serán los ensayos mecánicos mencionados en el punto 3.4 y las variables dependientes pasaran a ser la cuantificación de la resistencia a la compresión uniaxial y triaxial, resistencia a la tracción, resistencia al corte, fuerza de cohesión, fuerza de fricción y abrasividad de las muestras de roca intacta tomadas con las perforaciones. Estos valores con el apoyo de ciertas herramientas (véase la sección medios, instrumentos y técnicas) podrán generar

modelos geológico, geotécnico y geomecánico del macizo rocoso donde se llevará a cabo la excavación.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

Una población según (*Tamayo, 2003*) es definida como “La totalidad del fenómeno a estudiar en donde las unidades de población poseen una característica común, la cual se estudia y da origen a los datos de la investigación”.

La población está ubicada físicamente desde el sector la Urbina hasta la Urbanización Miranda, compuesta por cuatro (4) perforaciones realizadas a lo largo del tramo en estudio, seleccionadas por criterios técnicos de la empresa ODEBRECHT, la cual decidió ejecutar las perforaciones cada 1 km para obtener una visión panorámica de toda la zona en estudio. Las mismas están identificadas como BH-10, BH-40, BH-51 y BH-60, que tienen una profundidad de 73 m, 260 m, 209 m y 254 m respectivamente.

Por otra parte (*Tamayo, 2003*) define a la muestra como “El conjunto de operaciones que se realizan para estudiar la distribución de determinados caracteres en la totalidad de una población, universo o colectivo, partiendo de la observación de una fracción de la población considerada”. Para este trabajo de grado la muestra está constituida por una fracción de la población antes descrita, estas muestras son núcleos de rocas localizados a profundidad, donde se realizará la excavación del túnel, son aquellos núcleos que se encuentren 10 m por encima de la bóveda y 10 m por debajo de la solera de dicha excavación, para un total de 104 muestras ensayadas.

3.4 MEDIOS, INSTRUMENTOS Y TÉCNICAS

Los medios serán:

- Descripción de muestras de núcleos

- Ensayos mecánicos de laboratorio (compresión uniaxial y triaxial, tracción indirecta, corte directo, cerchar)
- Ensayos físicos de laboratorio (densidad, absorción y porosidad)
- Petrografías

Los instrumentos serán:

- Equipos GCTS (RDS 500)
- Microscopio Petrográfico
- RocData (Rocscience)
- *Golden Software Grapher® 10.3.*
- *Plaxis 3D-Tunnel®.*
- *Golden Software Strater® 3.*
- ArcGIS – ESRI® ArcMap™ 9.3

Las técnicas serán:

- Normas ISRM por sus siglas en inglés: International Society for Rock Mechanics
- Normas ASTM por sus siglas en inglés: American Society for Testing Materials
- D7625-10, para el ensayo de CERCHAR, para determinar la abrasividad de una roca
- D5607-08, para el ensayo de Corte Directo
- D7012-10 para el ensayo de Compresión Uniaxial.
- D7531-08, para el ensayo de Tracción Indirecta (Brasileño)
- D5731-8, para el ensayo de Absorción, Porosidad, PU (Húmedo y Seco)

3.5. METODOLOGÍA

El siguiente gráfico representa la metodología utilizada de forma esquematizada en tres etapas, desde la recopilación y análisis de información hasta los estudios y modelos geomecánicos, donde se ira describiendo cada una de ellas.

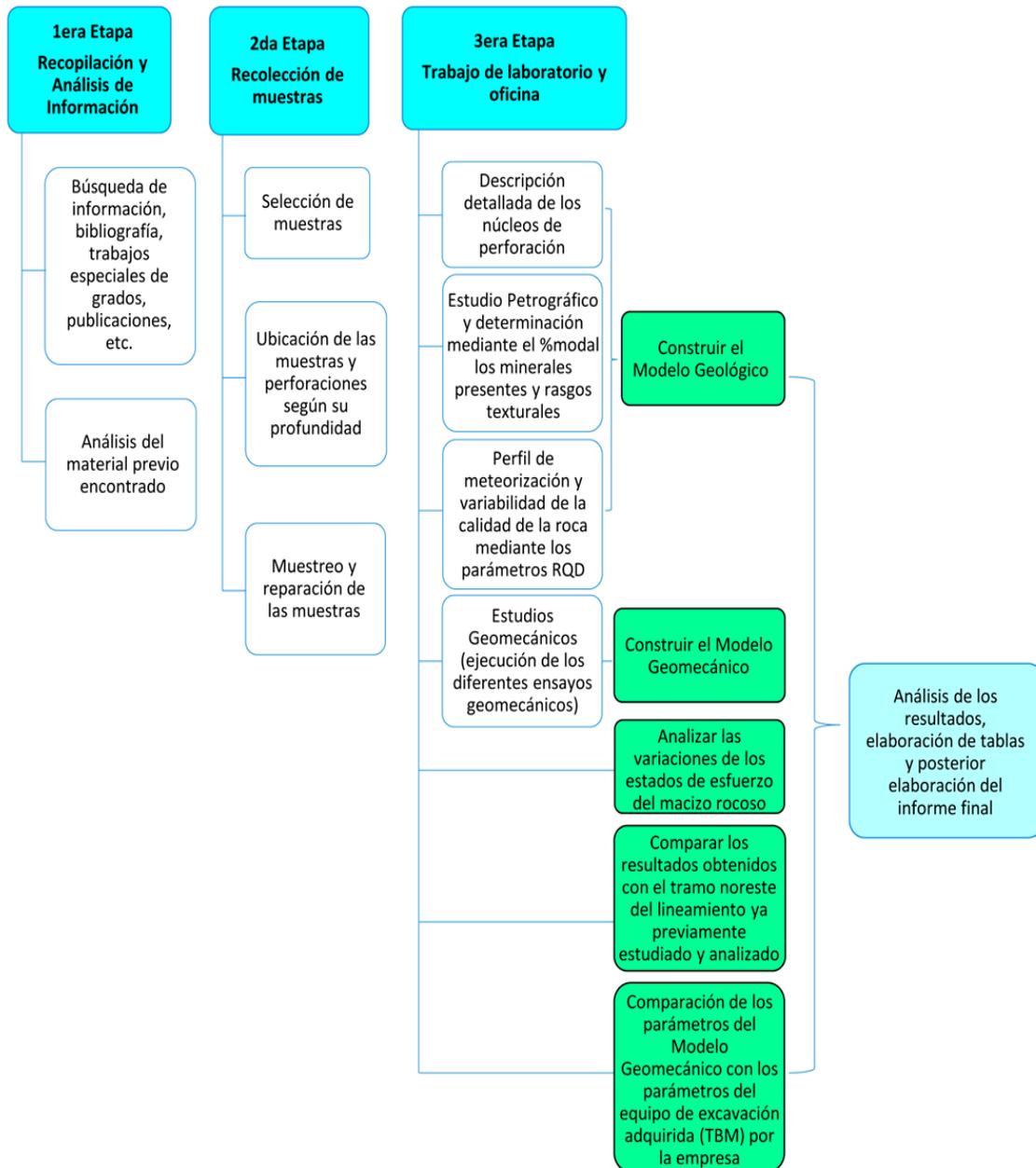


Figura 3.1. Diagrama de Metodología utilizada durante la realización del trabajo

3.5.1 1era ETAPA: Recopilación de información y Análisis de la información

3.5.1.1. Recopilación de la información

La recopilación se basó en la búsqueda y selección de información geológica y geomecánica en trabajos realizados en el área de estudio, haciendo énfasis en datos de la Cordillera de la Costa y el Esquisto Las Mercedes. La información se recolectó mediante trabajos especiales de grado, estudios topográficos, perfiles de las perforaciones estudiadas, publicaciones y congresos nacionales e internacionales.

3.5.1.2. Análisis de la información recopilada

La información recopilada se estudió y analizó para conocer y comprender los aspectos geológicos de la zona estudio y así tener las nociones básicas e importantes a la hora de interpretar los parámetros geológicos y geomecánicos de macizo rocoso, completando a su vez los objetivos planteados en el informe.

3.5.2. 2da ETAPA: RECOLECCIÓN DE MUESTRAS

La recolección de las muestras se desarrolló en los almacenes de la empresa ODEBRECHT donde se encontraban los núcleos, a los cuales se les realizó un reconocimiento visual y la respectiva selección de acuerdo a los parámetros establecidos para la ejecución de los ensayos, para luego ser llevadas al laboratorio de mecánica de roca y realizarles sus respectivos ensayos de laboratorio. Los aspectos más importantes a considerar para la selección de muestras fueron:

- Dimensiones de los núcleos.
- RQD.
- Diámetro de los núcleos, NQ (47 mm) y HQ (62 mm).
- Profundidad del núcleo de perforación (interceptando del túnel)
- Características mineralógicas de los mismos

3.5.3. 3era ETAPA: TRABAJO DE LABORATORIO Y OFICINA

3.5.3.1. Estudio descriptivo de los núcleos

Consistió en identificar y describir aspectos cualitativos y cuantitativos presentes en los núcleos de perforación, como el color, mineralogía, textura, índice de meteorización, entre otros.

3.5.3.2. Perfil de Meteorización

Mediante los parámetros obtenidos por el análisis del RQD (por sus siglas en inglés: Rock Quality Designation), a lo largo de las cuatro (4) perforaciones suministradas por la empresa ODEBRECHT se consiguió clasificar la calidad de la roca en función a la profundidad y la meteorización, determinando mediante fórmulas el valor de RQD de las mismas, basándose en el porcentaje de recuperación de posterior a esto, se correlacionaron las perforaciones estudiada logrando obtener así un perfil de meteorización del subsuelo en la zona en estudio mediante el software *ArcGis® 9.3*.

3.5.3.3. Estudio petrográfico:

Se obtuvo las secciones finas de muestras recolectadas a partir de las cuatro (4) perforaciones: BH-10, BH-40, BH-51 Y BH-60, las cuales posteriormente se analizaron basándose en la determinación y descripción de la mineralogía y los rasgos texturales presente en los minerales que las componen; posterior a esto, por medio del conteo modal se determinó el porcentaje de los minerales mayoritarios, minoritarios y accesorios de las distintas muestras de núcleos de perforación mediante el microscopio petrográfico *Leica*. Los reportes de las petrografías fueron construidos con *Office Word*.

3.5.3.4. Estudios geomecánicos

Para realizar el estudio geomecánico, las muestras tienen que estar listas para efectuarles los ensayos, por ello se necesitó que las mismas tuvieran ciertas características como longitud específica, caras pulidas y diámetros determinados.

Para la preparación de muestras se procedió primeramente a cortarlas en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería para reducir su longitud hasta la indicada en las normas de los ensayos que así lo requieran, una vez realizado la reducción de tamaño, se procedió a rotularlas, con el fin de llevar un control del número de ensayos a realizar, este rotulado comenzó a partir de la última muestra que haya entrado al Laboratorio de Mecánica de Rocas de la E.G.M.G de la Facultad de Ingeniería, U.C.V.

Posterior al corte y al rotulado se cubrieron las muestras en sus caras superior e inferior con una mezcla de acero plástico al frío (Epoxy) para rellenar cualquier grieta o irregularidad producida al momento del corte o producto de la meteorización; para garantizar la perpendicularidad de las caras y una superficie totalmente libre de rugosidades e irregularidades fue necesario pulir las muestras destinadas a ensayos de compresión uniaxial, compresión triaxial y tracción indirecta con el fin de garantizar una distribución de esfuerzos regular (véase sección de ensayos mecánicos). Esta pulitura se realizó con una pulidora GCTS que cuenta con un carro móvil con libertad de movimiento en sus tres ejes que permite que las muestras pongan en contacto sus caras, paralelamente, con un disco giratorio de diamante.

Una vez las muestras tengan sus caras totalmente pulidas y paralelas entre sí, se realizaron las medidas (alto y diámetro) para culminar con la preparación de las mismas.

- **Ensayos geomecánicos**

Los ensayos geomecánicos desarrollados en el laboratorio fueron: compresión uniaxial, tracción indirecta, compresión triaxial, cerchar y corte directo siguiendo las normas ASTM o ISRM según sea el caso.

Los ensayos físicos de roca, absorción y porosidad no se realizaron en el laboratorio de mecánica de rocas por no contar con los equipos necesarios para este fin, por lo tanto se

enviaron algunas muestras al IMME, en donde se llevaron a cabo dichos estudios siguiendo la norma ASTM D5731-02.

3.5.3.5. Elaboración de reportes y análisis de los resultados

Con el software *Golden Strater*® 3 basándose en los valores cuantitativos y cualitativos obtenidos de la descripción de los núcleos de perforación se procedió a realizar los diferentes sondeos de las distintas perforaciones.

Mediante el Software *ArcGis*® 9.3 se digitalizó y redibujó los distintos mapas topográficos de la zona de estudio a escala 1:5000; se ubicó mediante coordenadas la posición geográfica de cada sondeo (previamente realizado mediante *Strater*® 9.3), que posteriormente se correlacionó en función del grado de meteorización realizando el perfil a profundidad de la litología existente en la zona de estudio (Modelo Geológico), logrando observar tanto la topografía, el relieve y el subsuelo estudiado.

Una vez extraídos los datos arrojados por los diferentes ensayos del laboratorio de mecánica de rocas del procesador de la máquina GCTS, fueron importados en formato “.txt” hasta una computadora personal, donde se leyeron a través del programa *Office Excel*. Las gráficas pertinentes a cada tipo de ensayo se realizaron con el programa *Grapher V10.0*, mientras que los reportes fueron construidos con *Office Word*.

Con el software *RocData*® y basándose en los resultados obtenidos en los distintos ensayos se procedió a realizar el modelo geomecánico del macizo rocoso en el tramo de estudio (primero de cada perforación por separado y luego el general).

Con todos los resultados obtenidos se realizó el análisis de los estados de esfuerzos antes y después de la excavación de los túneles con el uso del software *Plaxis 3D-Tunnel*®, cuyo fundamento es el método de los elementos finitos en 2D y 3D.

3.5.3.6. Comparación de resultados

Al culminar el modelado geomecánico, se procedió a realizar la comparación de los parámetros geológicos y geomecánicos obtenidos de las perforaciones BH-10, BH-40, BH-51 y BH-60, con el tramo noreste del lineamiento ya previamente estudiado y analizado.

Se realizó una comparación entre los parámetros obtenidos a partir de los diferentes estudios geomecánicos de la zona de estudio con los parámetros y características del equipo de excavación (TBM) adquirido por la empresa Metro de Caracas, c.a

4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. PERFORACIÓN BH-10

4.1.1. Descripción litológica

Se trata de muestras de núcleos no meteorizados de color gris claro a oscuro debido a la presencia del grafito, dichas muestras presentaron minerales predominantes como: calcita, cuarzo, grafito, micas (muscovita) y pirita (Sulfuro de Hierro) como mineral accesorio, de textura foliada donde el cuarzo y la calcita que reacciona al HCl, se presentan en su mayoría como venas, paralelas al plano de foliación, moderadamente deformadas (plegadas) con ángulos en sus planos de debilidad en el orden de los 18° respecto a la horizontal.

En el sondeo BH-10 (Ver Sondeo BH-10), se caracterizaron 76m de perforación, de los cuales los primeros 28m se componen de sedimentos, conglomerado, fragmentos de rocas altamente meteorizados y/o suelo.

Luego de 28m se tiene una litología constante, donde el grado de meteorización disminuye en relación con la profundidad, pasando de grado (IV) en una profundidad de 28m a una meteorización de grado (III) hasta llegar a los 76m, donde a su vez el estado de meteorización de estos últimos 48 m aumenta su calidad progresivamente desde una roca meteorizada blanda fracturada (RMbf), hasta tener una roca meteorizada dura fracturada (RMdf). La litología se compone de un esquisto con variaciones en la proporción de los minerales cuarzo, calcita, grafito y muscovita. El porcentaje de RQD es de 28,57%, clasificando la roca en función de la calidad como Mala.

Clasificación mineralógica textural: Esquisto cuarzo-grafitoso-calcítico-muscovítico.

Clasificación según grado de metamorfismo Facies de los esquistos verdes, con metamorfismo de bajo grado a medio, la presión va de baja a moderada y la temperatura de moderada a alta.

4.1.2. Propiedades índices

Tabla 4.1.1. Propiedades índice BH-10

NORMAS- UTILIZADAS	ISRM	Methods-for-Determining-Water-Content,-Porosity,-Density,-Absorption-(1979)				
	ASTM	D5731-08-- Standard-Test-Method-for-Determination-of-the-Point-Load-Strength-Index-of-Rock-and-Application-to-Rock-Strength-Classifications				
DATOS-GENERALES						
Proyecto	Sistema-de-transporte-masivo-Caracas-Guarenas-Guatire-(STMCGG)					
Origen-del-Espécimen	Suministrado-por-el-cliente	Formación-Geológica	Esquisto Las-Mercedes			
Clasificación	Esquisto-Grafitoso	Profundidad	Ver Tabla			
Número de Muestra	Perforación	Profundidad (m)	Absorción (%)	Porosidad (%)	P.U.-Húmedo γ_w -(g/cm ³)	P.U.-Seco γ_d -(g/cm ³)
178	BH-10	48.34	0.46	1.24	2.72	2.71
188	BH-10	55.16	0.77	2.06	2.70	2.68
193	BH-10	55.10	0.56	1.52	2.71	2.70
202	BH-10	60.02	0.50	1.37	2.74	2.73
Promedio			0.57	1.55	2.72	2.71
Desviación Estándar			0.14	0.36	0.02	0.02

Datos suministrados por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME).

4.1.3. Petrografías

En función del estudio por el método de análisis modal, con un conteo de mínimo 300 puntos por cada sección petrográfica se generan la siguiente tabla, la cual muestra los valores cuantitativos del porcentaje mineral presente en cada sección estudiada.

Tabla 4.1.2. Conteo modal de la perforación BH-10

Análisis Modal												
Roca /Mineral	Cuarzo Puntos	Cuarzo (%)	Calcita Puntos	Calcita (%)	Grafito Puntos	Grafito (%)	Muscovita Puntos	Muscovita (%)	Accesorios Puntos	Accesorios (%)	Total puntos	Total (%)
BH-10/Box 3 (32,5-34m)	74	24,7	84	28	70	23,3	70	23,3	2	0,7	300	100
BH-10/Box 5 (37-40 m)	60	20	128	42,7	42	14	70	23,3	0	0	300	100
BH-10/Box 8 (73-76 m)	98	32,7	116	38,7	28	9,3	56	18,7	2	0,7	300	100
Promedio	-	25,8	-	36,5	-	15,5	-	21,7	-	0,47	-	-

En la tabla 4.1.2, se presenta el análisis modal de la perforación BH-10, con profundidades que van de 32 a 76m, señalando la calcita como mineral mayoritario, seguido del cuarzo, la muscovita, el grafito, y pirita como mineral accesorio. Presenta una foliación bien marcada, donde los planos de debilidad mecánica vienen dada en su mayoría por las micas, que a su vez, son paralelas a estas, también se observan en ciertos casos bandas de cuarzo y calcita.

En general se tiene un esquisto calcáreo-cuarzo-muscovítico-grafitoso.

El porcentaje (%) de cuarzo es de suma importancia ya que es el mineral de mayor abrasividad mecánica presente en la roca.

4.1.4. Ensayos Geomecánicos

4.1.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasilero)

Los resultados arrojados por el ensayo Brasilero en esta perforación indican la resistencia que posee la roca a la tracción indirecta. La siguiente tabla muestra los resultados del ensayo de las muestras en esta perforación.

Tabla 4.1.3. Resultados del Ensayo Brasilero BH-10

ENSAYO BRASILERO				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Resistencia a la Tracción (MPa)	Esfuerzo Axial Aplicado (MPa)
BH-10	191-1	(55-58 m) 55 cm	-1,99	5,96
	191-2	(55-58 m) 55cm	-1,65	4,96
	194-1	(55-58 m) 146 cm	-5,61	16,82
	194-2	(55-58 m) 146cm	-2,08	6,25
	195-1	(58 - 61 m) 8 cm	-12,72	38,17
	195-2	(58 - 61 m) 8 cm	-6,85	20,55
	195-3	(58 - 61 m) 8 cm	-10,45	31,35
PROMEDIO			-5,91	17,72
Desviación Estándar			4,07	12,22

El valor promedio obtenido de la resistencia a la tracción es de **- 5.91 MPa**, mientras que el promedio del esfuerzo axial aplicado es de **17.72 MPa**, estos últimos valores al clasificarlos según los diferentes criterios de resistencia se tiene que: el ISRM (1981) da una roca blanda, según la clasificación de Bieniawski (1981) se está en presencia de una roca de muy baja resistencia a la compresión uniaxial, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como roca moderadamente dura. Estos valores son producto del tipo de roca tratada, la cual posee numerosos planos de debilidad estructural (foliación), pliegues y la dirección y ubicación de estos a la hora de aplicar el ensayo, es notorio destacar que la posición de la muestra a la hora de ejecutar el ensayo es aleatoria, es por ello que tendrá diferentes valores de resistencia en un mismo intervalo de profundidad a la compresión.

4.1.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar)

Los resultados arrojados por el ensayo de Indentación (Cerchar) indican el índice de abrasividad que posee la roca, en la siguiente tabla se observan los valores obtenidos en las diferentes muestras ensayadas en ésta perforación:

Tabla 4.1.4. Resultados del Ensayo Cerchar BH-10

ENSAYO CERCHAR				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Indice de Abrasividad (CAI)	Abrasividad
BH-10	173	(46 - 49m) 5 cm	3,40	ALTA
	176	(46 - 49m) 146 cm	3,80	ALTA
	177	(46 - 49m) 206 cm	3,50	ALTA
	200	(58 - 61m) 129 cm	3,60	ALTA
PROMEDIO			3,56	ALTA
Desviación Estándar			0,15	

El promedio del índice de abrasividad en la perforación BH-10 es de **3,56 CAI**, el cual al clasificarlo según la norma *ASTM D7626* se ubica con una alta abrasividad, mientras que al evaluarla según Vallejo (2002) se clasifica como una roca moderadamente abrasiva. El rango de los valores obtenidos depende básicamente de la cantidad de minerales resistentes que la conforman, lo que se corroboró con el estudio petrográfico y el % de cuarzo presente en las mismas, también es indicativo directamente de la dureza de la roca, ya que se trata de un esquisto que aunque posee numerosos planos de debilidad y fases de deformación, es una roca dura y de alta resistencia que no posee un alto grado de meteorización debido a la profundidad de estudio.

4.1.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)

Tabla 4.1.5. Resultados de Ensayo Uniaxial BH-10

ENSAYO UNIAXIAL				
Perforación	# Muestra	Profundidad	Esfuerzo Axial Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-10	173-1	(46-49 m) 5cm	55,77	1,08
	179-1	(46-49 m) 254 cm	53,49	0,84
	200	(58-61 m) 129 cm	46,5	0,81
PROMEDIO			51,92	0,91
Desviación Estándar			3,94	0,12

El valor promedio obtenido de la resistencia a la compresión simple es de **51.92 MPa**, mostrando una deformación axial promedio de **0.91%** en la perforación BH-10, estos valores son alcanzados por las muestras al finalizar el ensayo, bien sea por fallamiento de las mismas o por límite de carga impuesta al momento de programar el ensayo. Al clasificar estos valores según los criterios de ISRM (1981) da una roca dura, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de media resistencia, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como una roca dura, esto es debido quizás a la debilidad estructural presente (foliación) y lo próximo que se encuentre a la superficie, donde las profundidades van de 40 a 60m, influenciada directamente por la meteorización. Estos valores van de la mano con la cantidad de minerales resistentes que la conforman (cuarzo) y la orientación de los planos de debilidad en la muestra al momento de ser ejecutado el ensayo.

4.1.4.4. Ensayo Triaxial.

El ensayo triaxial representa las condiciones de la roca *in situ*, sometidas a esfuerzos confinantes, en la siguiente tabla se muestran los valores resultantes del ensayo en esta perforación:

Tabla 4.1.6. Resultados de Ensayo Triaxial BH-10

ENSAYO TRIAXIAL						
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Sigma 1 (MPa)	Sigma 3 (MPa)	Esfuerzo Desviador Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-10	176-1	(46 – 49) 146cm	90,51	8,55	81,96	1,59
	177	48.06 m	84,13	8,75	75,38	2,31
Promedio			87,32	8,65	78,67	1,95
Desviación Estándar			3,18	0,1	3,29	0,36

El valor promedio de la resistencia al esfuerzo desviador pico es de **78.67MPa**, teniendo una deformación axial pico promedio de **1.95%**, los valores son alcanzados por las muestras al finalizar el ensayo, bien sea por fallamiento de las mismas o por límite de carga impuesta al momento de programar el ensayo. Al clasificar estos valores según los criterios de ISRM (1981) da una roca dura, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de media resistencia, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como roca dura, al comparar las distintas clasificaciones nos arroja que nos encontramos en presencia de una roca de media resistencia a dura, esto debido a la proximidad a la superficie que fueron tomadas las muestras de la perforación, en este caso a una profundidad de 40 a 60m.

4.1.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)

Tabla 4.1.7. Resultados de Ensayo Corte Directo BH-10

ENSAYO CORTE DIRECTO (DSH)			
Perforación	# Muestra	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción
BH-10	182	7,41	6,70°
	209	4,23	23,17°
	197	2,86	11,44°
Promedio		4,83	13,77°
Desviación Estándar		1,91	6,92

En los ensayos de corte directo se busca determinar la resistencia al movimiento en planos de debilidad presentes en el macizo rocoso a fin de establecer una relación entre la carga que soportan estos planos y su orientación. En la tabla 4.1.7, se muestran los resultados obtenidos mediante el ensayo de corte directo ejecutado a las muestras provenientes de la perforación BH-10, teniendo en cuenta que la cohesión es independiente del esfuerzo normal, pero el componente de fricción aumenta con el incremento del esfuerzo normal, se logra observar que poseen un valor de cohesión moderadamente alta, entre ellos valores como los de la muestra número 182 y 209, donde se obtiene una cohesión de **7,41 y 4,23 MPa**, implicando a su vez que la rugosidad entre las discontinuidades es alta, teniendo como resultado que nos encontramos en una roca competente. También podemos encontrar los distintos ángulos de fricción los cuales varían entre sí, debido a la anisotropía del macizo rocoso, las discontinuidades y la rugosidad presentes en las muestras ensayadas.

4.1.5. Modelado Geomecánico BH-10

Los resultados de los diferentes ensayos (uniaxial, triaxial y traccion indirecta) de la perforación BH-10 son mostrados en el grafico 4.1.1, trazando los círculos de Morh relativos al estado de tensiones a la ruptura de la matriz rocosa.

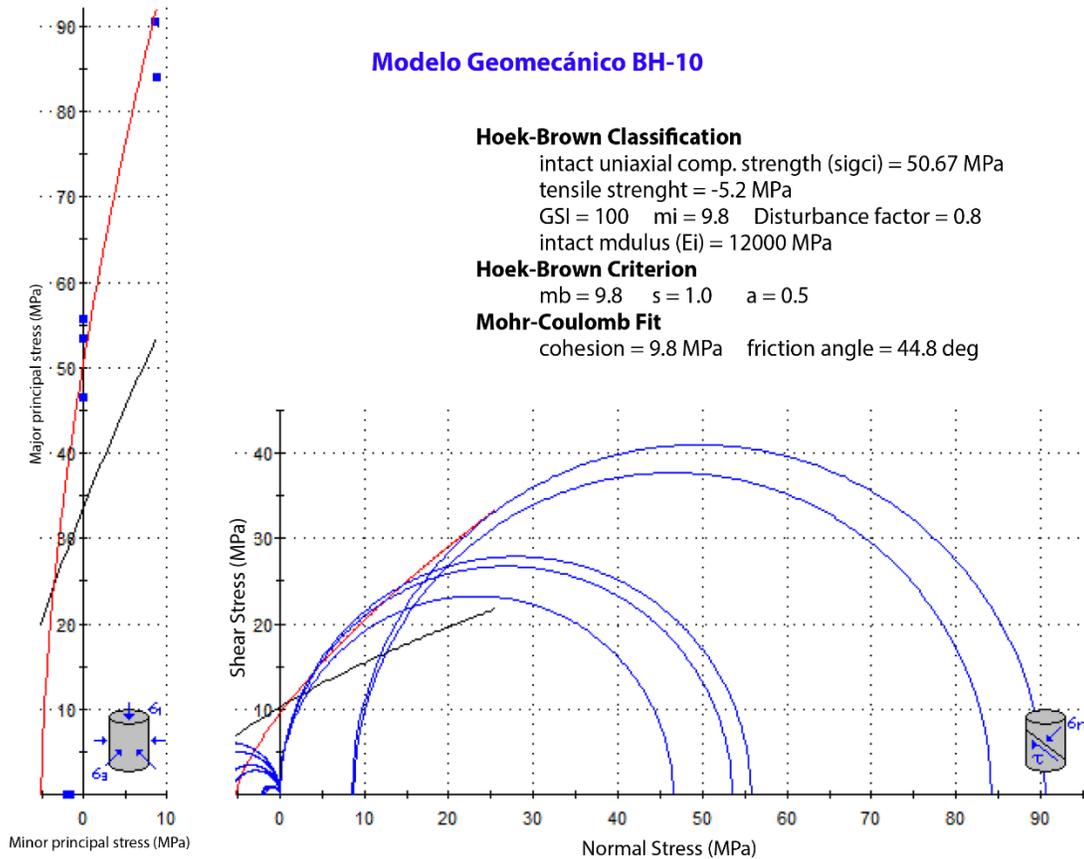


Grafico 4.1.1. Modelo Geomecánico de la perforación BH-10

La envolvente que se ajusto es la del tipo no lineal (Hoek & Brown), mostrando una resistencia a la compresión en la roca intacta de 50.67 MPa y una resistencia a la tracción de - 5.2 MPa. A su vez los valores de cohesión y ángulo de fricción presentes van en función del valor del esfuerzo normal σ_n , los cuales tienen como resultado: cohesión (9.8 MPa) y ángulo de fricción (44.8°), no obstante, cabe destacar que el valor de GSI es 100 por tratarse del estudio en roca intacta, mientras que el factor de perturbación D es 0.8, valores que

inducen a la calidad de la roca, a su vez, el factor de perturbación D del criterio de rotura de Hoek & Brown la clasifican por su valor como una masa rocosa competente, la cual puede ser excavada haciendo uso de voladuras de baja calidad.

El estudio del ensayo de corte se concentró en las discontinuidades, logrando tener así una visión completa de la matriz rocosa, ya que en este caso no solamente se compone de roca intacta sino de múltiples discontinuidades.

Ensayo DSH - BH-10

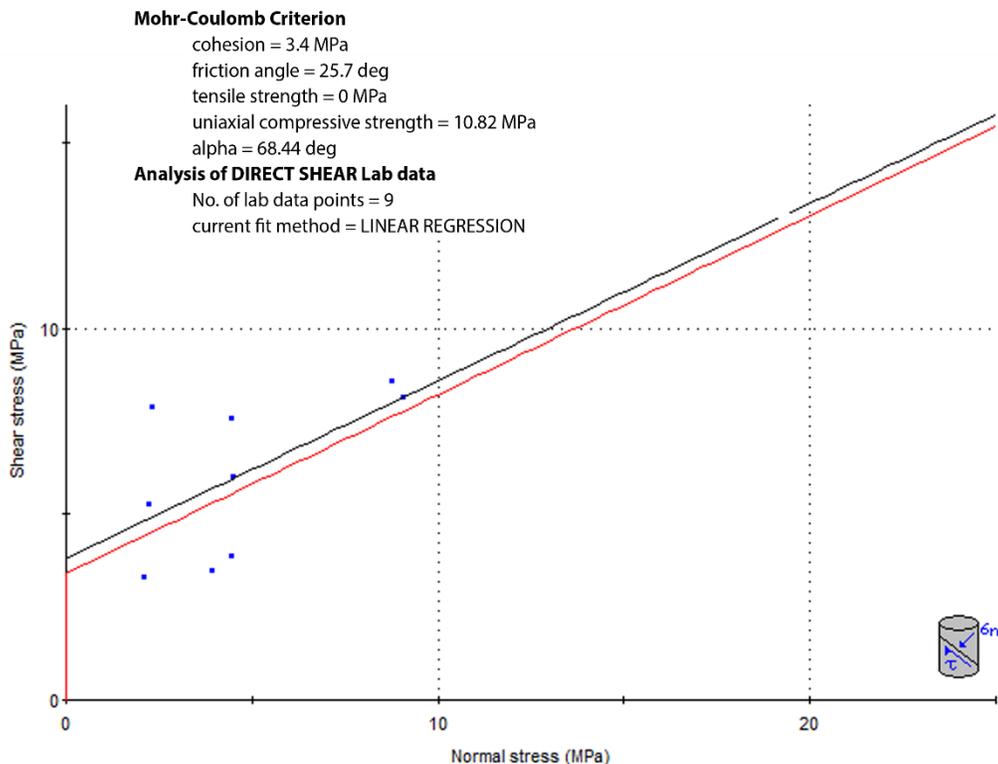


Grafico 4.1.2. Criterio de Mohr-Coulomb en ensayos de corte BH-10

En el grafico 4.1.2, se muestran los valores arrojados por el ensayo de corte directo (DSH), los cuales son: cohesión 3.24 MPa, y ángulo de fricción 25.7°, valores que dependen directamente del esfuerzo normal y las propiedades resistentes de los planos de debilidad, estos son los resultados de cohesión y ángulo de fricción de las continuidades, muy

diferentes a los valores arrojados por el modelo geomecánico por el criterio Hoek & Brown a partir de las compresiones en la roca intacta.

La siguiente tabla muestra los resultados en general de la perforación BH-10:

Tabla 4.1.8. Resultados generales BH-10

Parámetros Perforación BH-10			
LABORATORIO	Parámetros	Nomenclatura	Valor
	Profundidad (m)	P	46 – 64 m
	Porosidad n (%)	n	1.54
	Absorción A (%)	A	0.57
	P. Unitario húmedo (gr/cm ³)	γ_w	2.71
	P. Unitario seco (gr/cm ³)	γ_d	2.70
	Resistencia a la compresión (MPa)	σ_c	50.67
	Resistencia a la tracción (MPa)	σ_t	-5.2
	Cohesión en discontinuidades (MPa)	c	4.83
	Cohesión roca intacta (MPa)	c	9.8
	Angulo de fricción (deg)	ϕ	44 .8
	Abrasividad cerchar	-	Alta
	Resistencia I.S.R.M	-	Dura
	Nombre	Esquisto cuarzo – grafitoso – calcítico - muscovítico.	

4.1.6. Sondeo BH-10 - (Ver Sondeo BH-10 en anexos.)

4.2. PERFORACIÓN BH-40

4.2.1. Descripción litológica

Se describen muestras de núcleos no meteorizados de textura en general foliada, plegadas y de color predominante gris claro a oscuro, donde contenido mineralógico se compone básicamente de cuarzo, calcita, grafito, micas (muscovita), plagioclasas y pirita como mineral accesorio; se observan venas de cuarzo y calcita paralelos al plano de foliación, moderadamente deformadas (plegadas) con un promedio en sus ángulos de foliación de 17° respecto a la horizontal.

En el sondeo BH-40 (Ver Sondeo BH-40), se caracterizaron 260m de perforación, de los cuales los primeros 16.5m se componen de suelo de color gris a marrón debido a la oxidación de los componentes que lo constituyen y al alto grado de meteorización presente, posterior a esto se define una litología constante la cual se compone de un esquisto con variaciones en la proporción de los minerales cuarzo, calcita, grafito y moscovita con un grado de meteorización que disminuye en relación con la profundidad, pasando de grado (VI) a una meteorización de grado (I) hasta alcanzar los 260m, paralelo a esto, el estado de meteorización también va aumentando progresivamente su calidad, desde una roca descompuesta blanda (RDb), pasando por roca meteorizada blanda fracturada (RMbf) hasta los últimos 88m, por último se tiene que sigue aumentando la calidad de la roca hasta llegar a tratarse de una roca fresca dura fracturada (RFdf) al alcanzar los 260m de profundidad. El porcentaje de RQD es de 55,28%, clasificando la roca en función de la calidad como Regular.

Clasificación mineralógica textural: Esquisto cuarzo-grafitoso-calcítico-moscovítico.

Clasificación según grado de metamorfismo: con metamorfismo de bajo grado a medio, la presión va de baja a moderada y la temperatura de moderada a alta.

4.2.2. Propiedades índices

Tabla 4.2.1. Propiedades índice BH-40

NORMAS- UTILIZADAS	ISRM	Methods-for-Determining-Water-Content,-Porosity,-Density,-Absorption-(1979)				
	ASTM	D5731-08-- Standard-Test-Method-for-Determination-of-the-Point-Load-Strength-Index-of-Rock-and-Application-to-Rock-Strength-Classifications				
DATOS-GENERALES						
Proyecto	Sistema-de-transporte-masivo-Caracas-Guarenas-Guatire-(STMCGG)					
Origen-del-Espécimen	Suministrado-por-el-cliente	Formación-Geológica	Esquisto Las Mercedes			
Clasificación	Esquisto-Grafitoso	Profundidad	Ver Tabla			
Número de Muestra	Perforación	Profundidad (m)	Absorción (%)	Porosidad (%)	P.U.-Húmedo γ_w -(g/cm ³)	P.U.-Seco γ_d -(g/cm ³)
393	BH-40	223.10	1.05	2.81	2.71	2.68
394	BH-40	226.50	0.43	1.15	2.70	2.69
396	BH-40	224.36	0.80	2.11	2.67	2.65
402	BH-40	233.26	3.35	6.91	2.13	2.07
Promedio			1.41	3.25	2.55	2.52
Desviación Estándar			1.32	2.54	0.28	0.30

Datos suministrados por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME).

4.2.3. Petrografías

Tabla 4.2.2. Conteo modal de la perforación BH-40

Análisis Modal												
Roca / Mineral	Cuarzo Puntos	Cuarzo (%)	Calcita Puntos	Calcita (%)	Grafito Puntos	Grafito (%)	Muscovita Puntos	Muscovita (%)	Accesorios Puntos	Accesorios (%)	Total puntos	Total (%)
BH-40-Box 5 (31 - 34 m)	34	11,3	182	60,7	6	2	78	26	0	0	300	100
BH-40-Box 23 (160-163 m)	88	29,3	124	41,3	44	14,7	42	14	2	0,7	300	100
BH-40-Box 24 (166-169 m)	42	14	122	40,7	52	17,3	82	27,3	2	0,7	300	100
BH-40-Box 25 (172-175 m)	88	29,3	130	43,3	2	0,7	68	22,7	12	4	300	100
BH-40-Box 29 (196 m)	66	22	138	46	50	16,7	46	15,3	0	0	300	100
BH-40-Box 32 (214-217 m)	92	30,7	144	48	34	11,3	28	9,3	2	0,7	300	100
BH-40-Box 35 (238-241 m)	60	20	178	59,3	20	6,7	38	12,7	4	1,3	300	100
BH-40-Box 36 (241-244 m)	38	12,7	186	62	40	13,3	30	10	6	2	300	100
BH-40-Box 36 (256-259 m)	48	16	170	56,7	30	10	50	16,7	2	0,7	300	100
BH-40-Box 37 (250-253 m)	20	6,7	202	67,3	34	11,3	44	14,7	0	0	300	100
Promedio	-	19,2	-	52,5	-	10,4	-	16,8	-	1,01	-	-

La perforación BH-40 con profundidades que van de 31m a 253m, muestra la calcita como mineral mayoritario, seguido del cuarzo, la muscovita y el grafito, el mineral accesorio que se tiene es la pirita; con una foliación bien marcada, donde los planos de debilidad mecánica vienen dado en su mayoría por las micas, que a su vez, paralelas a estas se presentan en ciertos casos bandas de cuarzo y calcita. En general se tiene un esquistó calcáreo-cuarzo-muscovítico-grafitoso.

4.2.4. Ensayos Geomecánicos

4.2.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasilero)

Los resultados arrojados por el ensayo Brasilero en esta perforación indican la resistencia que posee la roca a la tracción indirecta. La siguiente tabla muestra los resultados del ensayo de las muestras en esta perforación.

Tabla 4.2.3. Resultados del Ensayo Brasilero BH-40

ENSAYO BRASILERO				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Resistencia a la Tracción (MPa)	Esfuerzo Axial Aplicado (MPa)
BH-40	403-1	(232 - 235m) 196cm	-6,14	18,43
	359-5	(190 - 193m) 220cm	-6,91	20,73
	359-6	(190 - 193m) 220cm	-6,04	18,12
PROMEDIO			-6.36	19.09
Desviación Estándar			0.39	1.16

El valor promedio obtenido de la resistencia a la tracción es de **- 6.36 MPa**, mientras que el esfuerzo aplicado en promedio fue de **19.09 MPa**. Al clasificar los valores del esfuerzo axial aplicado según los criterios de ISRM (1981) se tiene que es una roca blanda, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de muy baja resistencia a la compresión uniaxial, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como roca moderadamente dura. Estos valores son producto del tipo de roca tratada, la cual posee numerosos planos de debilidad estructural (foliación), pliegues y la dirección y ubicación de estos a la hora de aplicar el ensayo.

4.2.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar)

Los resultados arrojados por el ensayo de Indentación (Cerchar) indican el índice de abrasividad que posee la roca, en la siguiente tabla se observan los valores obtenidos en las diferentes muestras ensayadas en ésta perforación:

Tabla 4.2.4. Resultados del Ensayo Cerchar BH-40

ENSAYO CERCHAR				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Índice de Abrasividad (CAI)	Abrasividad
BH-40	398-1	(226 - 229m) 155cm	3,20	ALTA
	399-1	(226 - 229m) 170cm	2,00	ALTA
	399-2	(226 - 229m) 170cm	4,10	ALTA
PROMEDIO			3,10	ALTA
Desviación Estándar			0.86	

El promedio del índice de abrasividad en esta perforación es de **3,10 CAI**, el cual al clasificarlo según la norma *ASTM-D7626* se ubica con una alta abrasividad, mientras que al evaluarla según Vallejo (2002) se clasifica como una roca de abrasividad media. El rango de los valores obtenidos depende básicamente de la cantidad de minerales resistentes que la conforman, lo que se corroboró con el estudio petrográfico y el % de cuarzo presente en las mismas, también es indicativo directamente de la dureza de la roca, ya que se trata de un esquisto que aunque posee numerosos planos de debilidad y fases de deformación, es una roca dura y de alta resistencia que no posee un alto grado de meteorización debido a la profundidad de estudio.

4.2.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)

Tabla 4.2.5. Resultados de Ensayo Uniaxial BH-40

ENSAYO UNIAXIAL				
Perforación	# Muestra	Profundidad	Esfuerzo Axial Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-40	59-1	(184 m)	49,31	0,54
	62-2	(241 m) 186 cm	28,03	0,38
	63-1	(157 m) 120 cm	28,51	0,45
	63-2	(157 m) 120 cm	32,83	0,40
	63-3	(157 m) 120 cm	30,02	0,41
	64-1	(214 m) 210 cm	18,91	0,34
	359-1	(190 - 193m) 220cm	44,66	0,64
	359-3	(190 - 193m) 220cm	39,25	0,67
	359-4	(190 - 193m) 220cm	57,42	0,77
	360	(148 - 151m) 176cm	34,47	0,61
	360-2	(148-151 m) 176 cm	49,22	0,66
	361-1	(102-105 m) 170 cm	20,28	0,41
	361-3	(102-105 m) 170 cm	12,53	0,36
	391	(214 - 217m) 163cm	30,26	0,43
PROMEDIO			33.98	0,50
Desviación Estándar			12,33	0,13

El valor promedio obtenido de la resistencia a la compresión simple en esta perforación es de **33.98 MPa**, mostrando una deformación axial promedio de **0.50%**. Al clasificar estos valores según los criterios de ISRM (1981) da una roca moderadamente dura, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de baja resistencia, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como roca moderadamente dura, esto es debido quizás a la debilidad estructural presente (foliación), con la cantidad de minerales resistentes que la conforman (cuarzo) y la orientación de los planos de debilidad en la muestra al momento de ser ejecutado el ensayo.

4.2.4.4. Ensayo Triaxial.

El ensayo triaxial representa las condiciones de la roca *in situ*, sometidas a esfuerzos confinantes, en la siguiente tabla se muestran los valores resultantes del ensayo en esta perforación:

Tabla 4.2.6. Resultados de Ensayo Triaxial BH-40

ENSAYO TRIAXIAL						
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Sigma 1 (MPa)	Sigma 3 (MPa)	Esfuerzo Desviador Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-40	359-2	(190-193m) 220cm	193,60	36,54	157,07	2,19
	392	(214-217m) 213cm	147,06	42,76	104,30	2,13
Promedio			170,23	39,65	87,32	4,32
Desviación Estándar			23,27	3,11	3,18	0,1

El valor promedio de la resistencia al esfuerzo desviador pico es de **130.68 MPa**, teniendo una deformación axial pico promedio de **2.16%**, los diferentes valores son alcanzados por las muestras al finalizar el ensayo. Al clasificar estos valores según los distintos criterios se tiene que tanto el ISRM (1981) como la *Geological Society of London* (1970) coinciden en que se está en presencia de una roca muy dura, mientras que Bieniawski (1973) la clasifica como roca de alta resistencia a la compresión confinada, al generalizar se tiene una roca altamente resistente, esto debido a la profundidad a la que fueron tomadas las muestra, en este caso a una profundidad de 193 y 217m.

4.2.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)

Tabla 4.2.7. Resultados de Ensayo Corte Directo BH-40

ENSAYO CORTE DIRECTO (DSH)				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción
BH-40	397	(224 - 229m) 136cm	4,36	2,10°
	395	(226 - 229m) 88cm	1,84	37,96°
	401	(229 - 232m) 87cm	1,37	21,21°
Promedio			2.52	20.42°
Desviación Estándar			1,31	14,65

En la perforación BH-40 encontramos valores de cohesión altos como es el caso de la muestra # 397 la cual tiene un valor de 4,36 MPa y fue tomada a una profundidad de 224 m, (ver tabla 4.2.7), en la tabla también se pueden observar una desigualdad en los valores de ángulos de fricción encontrados en las muestras estudiadas, esto último lo podemos asociar a la anisotropía existente en el macizo rocoso, las discontinuidades y la rugosidad de las muestras. El valor promedio de la cohesión en esta perforación es de **2.52MPa**, mientras que el ángulo de fricción promedio es **20.42°**. Cabe destacar que estos valores son obtenidos mediante la ejecución del ensayo directamente en sobre los planos de discontinuidad de la roca, y dependen directamente de la rugosidad de los mismos.

4.2.5. Modelado Geomecánico BH-40

Los resultados de los diferentes ensayos (uniaxial, triaxial y tracción indirecta) de la perforación BH-40 son mostrados en la grafica 4.2.1, trazando los círculos de Morh relativos al estado de tensiones a la ruptura de la matriz rocosa.

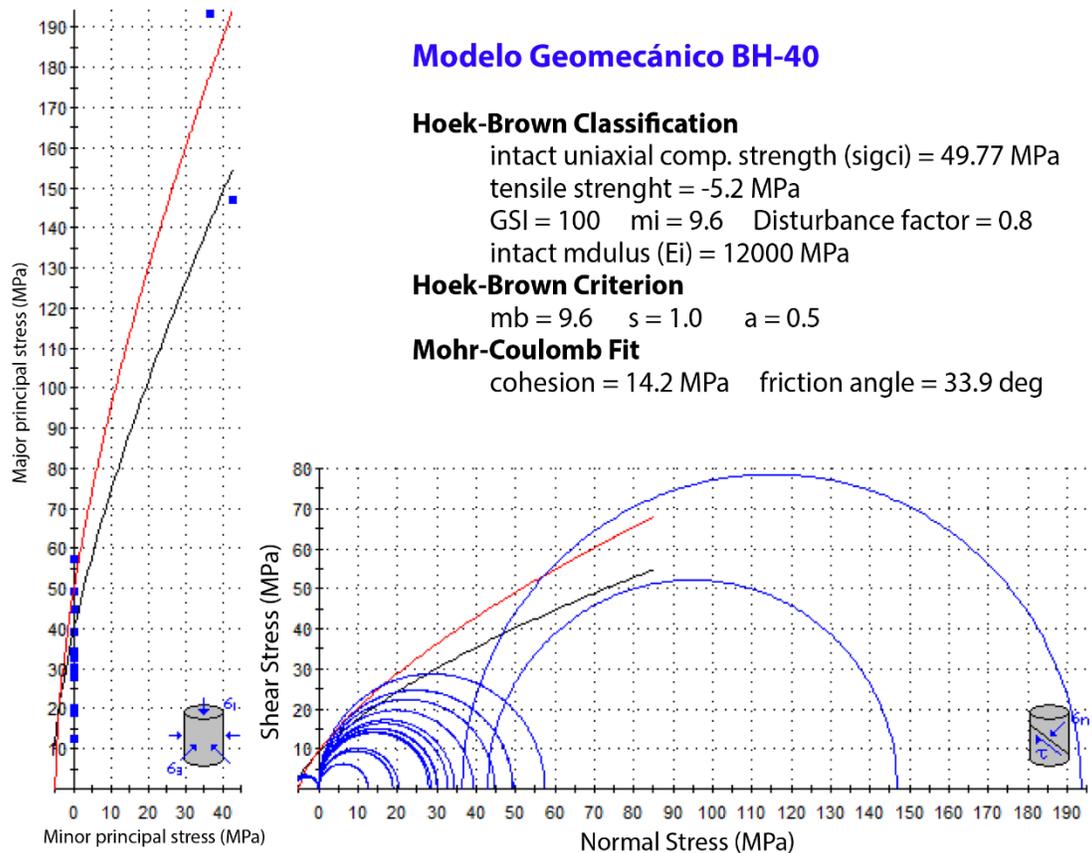


Grafico 4.2.1. Modelo Geomecánico de la perforación BH-40

La envolvente que se ajusto es la del tipo no lineal (Hoek & Brown), mostrando una resistencia a la compresión en la roca intacta de 49.77 MPa y una resistencia a la tracción de - 5.2 MPa. A su vez los valores de cohesión y ángulo de fricción presentes van en función del valor del esfuerzo normal σ_n , los cuales tienen como resultado: cohesión (14.2 MPa) y ángulo de fricción (33.9°), no obstante, cabe destacar que el valor de GSI es 100 por tratarse de roca intacta, mientras que el factor de perturbación D es 0.8, valores que inducen a la

calidad de la roca, a su vez, el factor de perturbación D del criterio de rotura de Hoek & Brown la clasifican por su valor como una masa rocosa competente, la cual puede ser excavada haciendo uso de voladuras de baja calidad.

El estudio del ensayo de corte se concentra en las discontinuidades, logrando tener así una visión completa de la matriz rocosa, ya que en este caso no solamente se compone de roca intacta sino de múltiples discontinuidades. Ver gráfico 4.2.2.

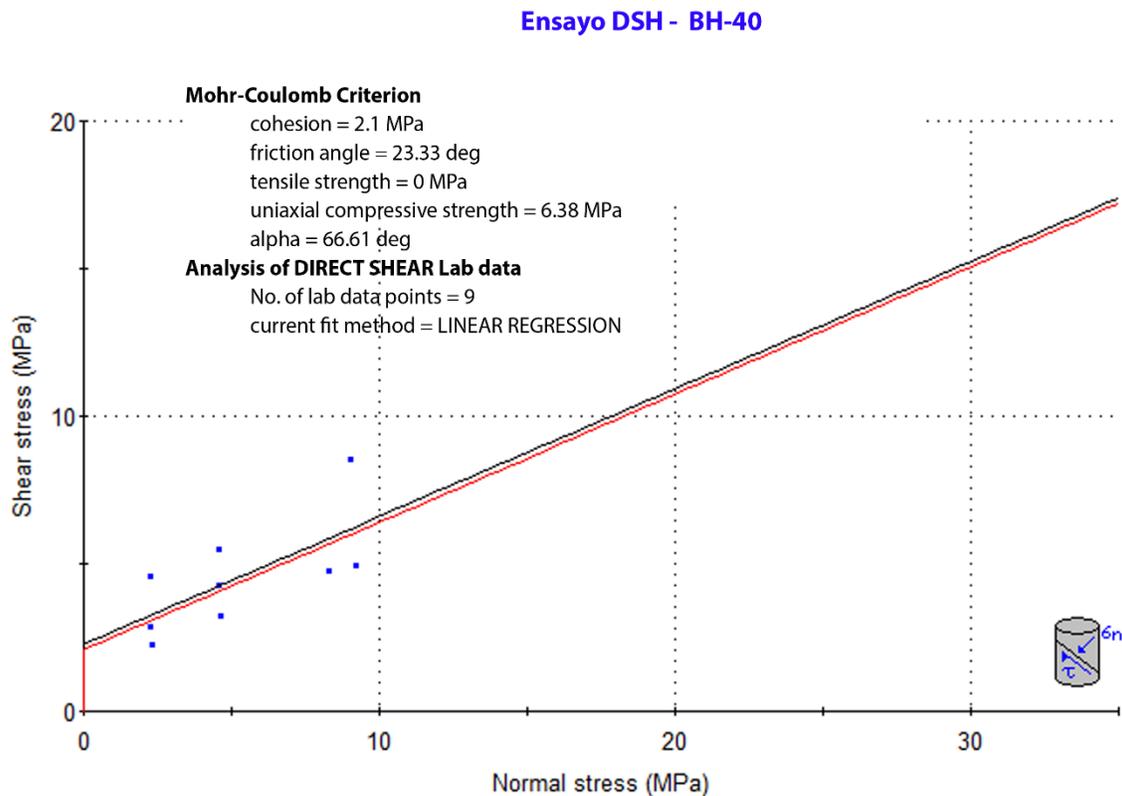


Grafico 4.2.2. Criterio de Mohr-Coulomb en ensayos de corte BH-10.

Los valores arrojados por este ensayo son: cohesión 2.1MPa, y ángulo de fricción 23.33deg, valores que dependen directamente del esfuerzo normal y las propiedades resistentes de los planos de debilidad; estos son los resultados de cohesión y ángulo de fricción de las continuidades, muy diferentes a los valores arrojados por el modelo geomecánico por el criterio Hoek & Brown a partir de las compresiones en la roca intacta.

La siguiente tabla muestra los resultados en general de la perforación BH-40:

Tabla 4.2.8. Resultados generales BH-40

Parámetros Perforación BH-40			
LABORATORIO	Parámetros	Nomenclatura	Valor
	Profundidad (m)	P	100 – 240 m
	Porosidad n (%)	n	3.24
	Absorción A (%)	A	1.40
	P. Unitario húmedo (gr/cm ³)	γ_w	2.55
	P. Unitario seco (gr/cm ³)	γ_d	2.52
	Resistencia a la compresión (MPa)	σ_c	49.77
	Resistencia a la tracción (MPa)	σ_t	-5.2
	Cohesión en discontinuidades (MPa)	c	2.52
	Cohesión roca intacta (MPa)	c	14.2
	Angulo de fricción (deg)	ϕ	33.9
	Abrasividad cerchar	-	Alta
	Resistencia I.S.R.M	-	Moderada
	Nombre	Esquisto cuarzo- grafitoso- calcítico-moscovítico.	

4.2.6. Sondeo BH-40 – (Ver Sondeo BH-40 en anexos.)

4.3. PERFORACIÓN BH-51

4.3.1. Descripción litológica

Se trata de muestras de núcleos de grano fino de color gris claro a gris oscuro, debido a la presencia de grafito, de textura foliada, con minerales predominantes como: calcita, cuarzo, grafito, micas (muscovita) y pirita como mineral accesorio, donde el cuarzo y la calcita se presentan en su mayoría como venas y vetas, paralelas al plano de foliación, moderadamente deformadas (plegadas) con ángulos de estos planos de debilidad en el orden de 20° respecto al eje horizontal.

En el sondeo BH-51 (Ver Sondeo BH-51), se caracterizaron 120m de perforación, de los cuales los primeros 25.5m se componen de material de relleno asociado a construcción con algunos fragmentos de roca embebidos en el mismo, dichos fragmentos de roca, al igual que el material constituyente del suelo se describen como esquistos cuarzo grafitoso altamente meteorizados y/o suelo. Luego de 25.5m se tiene 1.5m de suelo, posterior a estos 27m se define una litología constante con menor grado de meteorización, el cual a su vez disminuye en relación con la profundidad, pasando de grado (V) a una profundidad de 27m hasta una meteorización de grado (II) hasta llegar a los 120m, de la mano de grado de meteorización va el estado de meteorización, donde progresivamente va desde una roca descompuesta blanda (RDb) hasta los últimos 40m donde se está en presencia de una roca fresca dura fracturada (RFdf). La litología se compone de un esquisto con variaciones en la proporción de los minerales cuarzo, grafito, moscovita; cabe destacar la presencia de pirita de forma continua es a partir de los 39m. El porcentaje de RQD es de 33,39%, clasificando la roca en función de la calidad como Mala.

Clasificación mineralógica textural: Esquistos calcáreo cuarzo-moscovítico-grafitoso piritico.

Clasificación según grado de metamorfismo Facies de los esquistos verdes, con metamorfismo de bajo grado a medio, la presión va de baja a moderada y la temperatura de moderada a alta.

4.3.2. Propiedades índice.

Tabla 4.3.1. Propiedades índice BH-51

NORMAS- UTILIZADAS	ISRM	Methods-for-Determining-Water-Content,-Porosity,-Density,-Absorption-(1979)				
	ASTM	D5731-08-- Standard-Test-Method-for-Determination-of-the-Point-Load-Strength-Index-of-Rock-and-Application-to-Rock-Strength-Classifications				
DATOS-GENERALES						
Proyecto	Sistema-de-transporte-masivo-Caracas-Guarenas-Guatire-(STMCGG)					
Origen-del-Espécimen	Suministrado-por-el-cliente	Formación-Geológica	Esquisto Las-Mercedes			
Clasificación	Esquisto-Grafitoso	Profundidad	Ver Tabla			
Número de Muestra	Perforación	Profundidad (m)	Absorción (%)	Porosidad (%)	P.U.-Húmedo γ_w -(g/cm ³)	P.U.-Seco γ_d -(g/cm ³)
294	BH-51	215.02	1.66	4.27	2.62	2.57
295	BH-51	117.51	1.94	4.97	2.61	2.56
299	BH-51	120.00	0.95	2.49	2.66	2.64
300	BH-51	99.51	1.00	2.58	2.60	2.58
Promedio			1.39	3.58	2.62	2.59
Desviación Estándar			0.49	1.24	0.03	0.04

Datos suministrados por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME).

4.3.3. Petrografías

En función del estudio por el método de análisis modal de cada sección petrográfica se genera la siguiente tabla, la cual muestra los valores cuantitativos del porcentaje mineral presente en la perforación BH-51.

Tabla 4.3.2. Conteo modal de la perforación BH-51

Análisis Modal												
Roca /Mineral	Cuarzo Puntos	Cuarzo (%)	Calcita Puntos	Calcita (%)	Grafito Puntos	Grafito (%)	Muscovita Puntos	Muscovita (%)	Accesorios Puntos	Accesorios (%)	Total puntos	Total (%)
BH-51/Box 5 (36 - 39 m)	71	23,7	132	44	33	11	60	20	4	1,3	300	100
BH-51/Box 10 (69 - 72 m)	70	23,3	142	47,3	26	8,7	58	19,3	4	1,3	300	100
BH-51/Box 12 (84 - 87 m)	69	23	153	51	24	8	42	14	12	4	300	100
BH-51/Box 16 (105-108 m)	58	19,3	167	55,7	34	11,3	39	13	2	0,7	300	100
BH-51/Box 18 (114-117 m)	32	10,7	168	56	60	20	40	13,3	0	0	300	100
Promedio	-	20	-	50,8	-	11,8	-	15,9	-	1,46	-	-

La perforación BH-51 con profundidades que van de 36 a 117m, muestra la calcita como mineral mayoritario, seguido del cuarzo, la muscovita y el grafito, y el mineral accesorio que se tiene es la pirita; con una foliación bien marcada, donde los planos de debilidad mecánica vienen dada en su mayoría por las micas, que a su vez, paralelas a estas se presentan en ciertos casos bandas de cuarzo y calcita. En general se tiene un esquistó calcáreo-cuarzo-muscovítico-grafitoso.

El porcentaje (%) de cuarzo es de suma importancia ya que es el mineral de mayor abrasividad mecánica presente en la roca.

4.3.4. Ensayos Geomecánicos

4.3.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasilero)

Tabla 4.3.3. Resultados del Ensayo Brasilero BH-51

ENSAYO BRASILERO				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Resistencia a la Tracción (MPa)	Esfuerzo Axial Aplicado (MPa)
BH-51	286-1	(102 - 105m) 34cm	-6,26	18,77
	286-2	(102 - 105m) 34cm	-7,97	23,92
	286-3	(102 - 105m) 34cm	-8,94	26,82
	287-2	(102 - 105m) 54cm	-6,32	18,95
	301-1	(99 - 102m) 133cm	-5,67	17,01
	301-2	(99 - 102m) 133cm	-4,96	14,87
	301-3	(99 - 102m) 133cm	-4,01	12,04
PROMEDIO			-6,30	18.91
Desviación Estándar			1,57	4,70

El valor promedio obtenido de la resistencia a la tracción es de **-6.30 MPa**, , mientras que el esfuerzo aplicado en promedio fue de **18.91 MPa**; al clasificar los valores del esfuerzo axial aplicado según los criterios se tiene que: ISRM (1981) clasifica a esta roca como una roca blanda, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de muy baja resistencia, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como una roca moderadamente dura, al comparar las distintas clasificaciones se tiene que se trata de una roca moderadamente resistente; consecuencia en parte al tipo de roca tratada con numerosos planos de debilidad y a la orientación y colocación de las muestras a la hora de ser ensayadas.

4.3.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar)

Tabla 4.3.4. Resultados del Ensayo Cerchar BH-51

ENSAYO CERCHAR				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Índice de Abrasividad (CAI)	Abrasividad
BH-51	289	(105 - 108m) 48cm	3,50	ALTA
	296-1	(117 - 120m) 132cm	3,00	ALTA
	296-2	(117 - 120m) 132cm	4,70	ALTA
	298	(117 - 120m) 200cm	4,30	ALTA
PROMEDIO			3,88	ALTA
Desviación Estándar			0.66	

Los resultados arrojados por el ensayos de Indentación (Cerchar) de la perforación BH-51, indican el índice de abrasividad que posee la roca, donde el promedio es aproximadamente de **3,88 CAI**, el cual al clasificarlo según la norma *ASTM D7626* se ubica con una alta abrasividad, mientras que al evaluarla según Vallejo (2002) se clasifica como una roca moderadamente abrasiva. El rango de los valores obtenidos depende básicamente de la cantidad de minerales resistentes que la conforman, lo que se corroboró con el estudio petrográfico y el % de cuarzo presente en las mismas, también es indicativo directamente de la dureza de la roca, ya que se trata de un esquisto que aunque posee numerosos planos de debilidad y fases de deformación, es una roca dura y de alta resistencia que no posee un alto grado de meteorización debido a la profundidad de estudio.

4.3.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)

Tabla 4.3.5. Resultados de Ensayo Uniaxial BH-51

ENSAYO UNIAXIAL				
Perforación	# Muestra	Profundidad	Esfuerzo Axial Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-51	287-1	(102 - 105m) 54cm	39,83	0,51
	288	(105 - 108m) 13cm	11,70	0,36
	293	(114 - 117m) 80cm	6,24	0,39
PROMEDIO			19.26	0,42
Desviación Estándar			14.71	0.06

El valor promedio obtenido de la resistencia a la compresión simple es de **19.26 MPa**, mostrando una deformación axial promedio de **0.42%**, estos valores son alcanzados por las muestras al finalizar el ensayo, bien sea por fallamiento de las mismas o por límite de carga impuesta al momento de programar el ensayo; al clasificar estos valores según diferentes criterios se tiene que: ISRM (1981) se clasifica esta roca como una roca blanda, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de muy baja resistencia, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como roca moderadamente dura, esto es debido quizás a la debilidad estructural presente (foliación) y plegamientos. Estos valores van de la mano con la cantidad de minerales resistentes que la conforman (cuarzo) y la orientación de los planos de debilidad al momento de ensayar la muestra.

4.3.4.4. Ensayo Triaxial.

Tabla 4.3.6. Resultados de Ensayo Triaxial BH-51

ENSAYO TRIAXIAL						
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Sigma 1 (MPa)	Sigma 3 (MPa)	Esfuerzo Desviador Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-51	302	(99 - 102m) 153cm	117,67	19,52	98,15	1,58
	297	(117-120m) 174cm	87,57	22,39	68.19	2.95
Promedio			105,81	20,29	170,23	2,26
Desviación Estándar			15,05	1,43	23,27	0,68

El valor promedio de la resistencia al esfuerzo desviador pico es de **98.15MPa**, teniendo una deformación axial pico promedio de **1.58%**, al clasificar estos valores según el criterio de ISRM (1981) y la *Geological Society of London* (1970) coinciden en que se está en presencia de una roca dura, mientras que la clasificación de Bieniawski (1973) se ubica que se tiene una roca de resistencia media, al comparar las distintas clasificaciones arroja que se encuentra en presencia de una roca moderadamente resistente, esto debido al componente mineralógico, la poca o nula meteorización presente, la profundidad a la que se encuentra y el contenido de estructuras de debilidad existente en la roca.

4.3.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)

La resistencia al corte del macizo rocoso en especial en las continuidades depende fundamentalmente de la fricción de los planos y de la cohesión; en la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos en esta perforación de las diferentes muestras ensayadas:

Tabla 4.3.7. Resultados de Ensayo Corte Directo BH-51

ENSAYO CORTE DIRECTO (DSH)				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción
BH-51	292	(114 - 117m) 22cm	2,82	10,49°
	303	(99 - 102m) 166cm	1,94	9,11°
Promedio			2.38	9.8°
Desviación Estándar			0.44	0

El valor promedio de la cohesión es **2.38MPa**, mientras que el ángulo de fricción promedio es **9.8°**, pudiéndose interpretar que estamos en presencia de una roca competente ya que los valores de cohesión son regularmente altos. Cabe destacar que estos valores son obtenidos mediante la ejecución del ensayo directamente en sobre los planos de discontinuidad de la roca, y dependen directamente de la rugosidad de estos planos, donde a mayor rugosidad mayor es su resistencia al corte; teniendo a su vez la presencia de irregularidades las cuales dificultan el movimiento durante los procesos de desplazamiento por corte.

4.3.5. Modelado Geomecánico BH-51

Los resultados de los diferentes ensayos (uniaxial, triaxial y tracción indirecta) de la perforación BH-51 son mostrados en el gráfico 4.3.1, trazando los círculos de Morh relativos al estado de tensiones a la ruptura de la matriz rocosa.

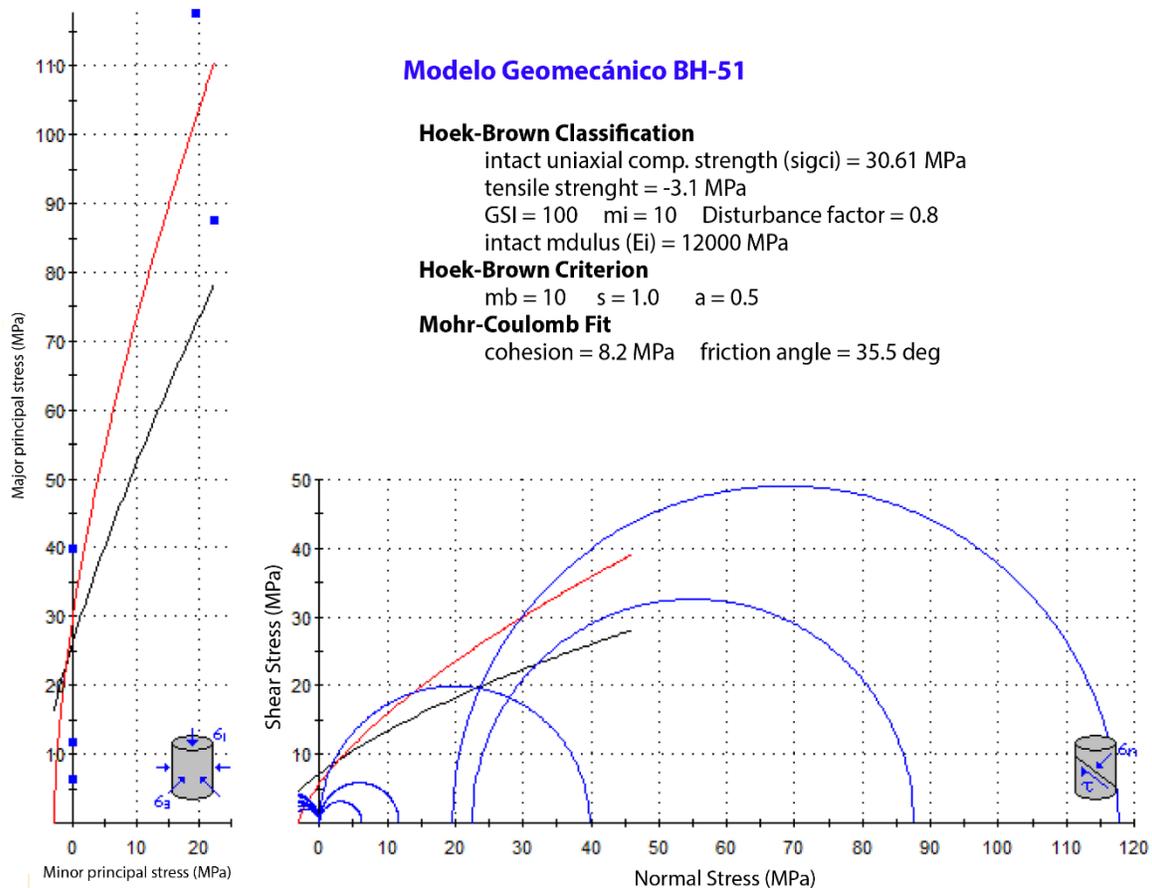


Grafico 4.3.1. Modelo Geomecánico de la perforación BH-51

La envolvente que se ajusto es la del tipo no lineal (Hoek & Brown), mostrando una resistencia a la compresión en la roca intacta de 30.61MPa y una resistencia a la tracción de -3.1Mpa. A su vez los valores de cohesión y ángulo de fricción presentes van en función del valor del esfuerzo normal σ_n , los cuales tienen como resultado: cohesión (8.2MPa) y ángulo de fricción (35.5°), no obstante, cabe destacar que el valor de GSI es 100 por tratarse de una roca intacta, mientras que el factor de perturbación D es 0.8, el factor de perturbación D del

criterio de rotura de Hoek & Brown la clasifican por su valor como una masa rocosa competente, la cual puede ser excavada haciendo uso de voladuras de baja calidad.

El estudio del ensayo de corte se concentra en las discontinuidades, logrando tener así una visión completa de la matriz rocosa, ya que en este caso no solamente se compone de roca intacta sino de múltiples discontinuidades.

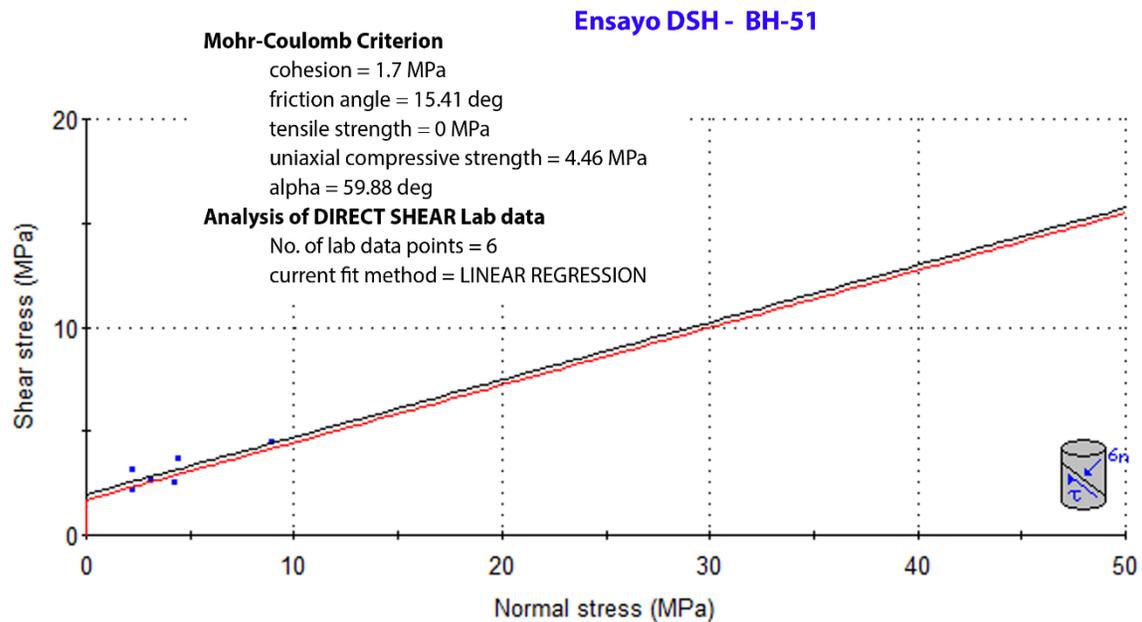


Grafico 4.3.2. Criterio de Mohr-Coulomb en ensayos de corte BH-51.

En la gráfica 4.3.2 se observan los resultados arrojados por el ensayo de corte directo (DSH), teniendo una cohesión de 1.7MPa, y ángulo de fricción 15.41deg, valores que dependen directamente del esfuerzo normal y las propiedades resistentes de los planos de debilidad.

La siguiente tabla muestra los resultados en general de la perforación BH-51:

Tabla 4.3.8. Resultados generales BH-51

Parámetros Perforación BH-51				
LABORATORIO	Parámetros	Nomenclatura	Valor	
	Profundidad (m)	P	96 – 120 m	
	Porosidad n (%)	n	3.57	
	Absorción A (%)	A	1.38	
	P. Unitario húmedo (gr/cm ³)	γ_w	2.62	
	P. Unitario seco (gr/cm ³)	γ_d	2.58	
	Resistencia a la compresión (MPa)	σ_c	30.61	
	Resistencia a la tracción (MPa)	σ_t	-3.1	
	Cohesión en discontinuidades (MPa)	c	2.38	
	Cohesión roca intacta (MPa)	c	8.2	
	Angulo de fricción (deg)	ϕ	35.5	
	Abrasividad cerchar	-	Alta	
	Resistencia I.S.R.M	-	Moderada	
	Nombre	Esquistos calcáreo cuarzo-moscovítico-grafitoso pirítico		

4.3.6. Sondeo BH-51 – (Ver Sondeo BH-51 en anexos.)

4.4. PERFORACIÓN BH-60

4.4.1. Descripción litológica

Se trata de muestras de núcleos no meteorizados de color gris claro, de textura foliada, con minerales predominantes como: calcita, cuarzo, grafito, micas (muscovita) y pirita como mineral accesorio, donde el cuarzo y la calcita se presentan en su mayoría como venas y vetas, paralelas al plano de foliación, moderadamente deformadas (plegadas) con un promedio en sus ángulos de 30° respecto al plano horizontal.

En el sondeo BH-60 (Ver Sondeo BH-60), se caracteriza 221 m de los cuales los primeros 3 m se componen de perfil de suelo residual el cual presenta una textura esquistosa al igual que fragmentos de roca embebidos en el mismo, dichos fragmentos de roca, al igual que el material constituyente del suelo se describen como esquistos cuarzo micáceos altamente meteorizados y/o suelo.

Luego del 3m se define una litología constante con menor grado de meteorización, el cual a su vez disminuye en relación con la profundidad, pasando de grado (VI) en el suelo residual a una meteorización de grado (I) hasta alcanzar los 221m, conjuntamente el estado de meteorización aumenta progresivamente de calidad desde una roca descompuesta blanda (RDb) hasta los últimos 80m donde se está en presencia de una roca fresca dura fracturada (RFdf). La litología tratada se define como un esquisto con variaciones en la proporción de los minerales cuarzo, calcita, grafito y moscovita. El porcentaje de RQD es de 27,95%, clasificando la roca en función de la calidad como Mala.

Clasificación mineralógica textural: Esquisto cuarzo-grafitoso-calcítico moscovítico con pirita.

Clasificación según grado de metamorfismo: Facies de los esquistos verdes, con metamorfismo de bajo grado a medio, la presión va de baja a moderada y la temperatura de moderada a alta.

4.4.2. Propiedades índice

Tabla 4.4.1. Propiedades índice BH-60

NORMAS- UTILIZADAS	ISRM	Methods-for-Determining-Water-Content,-Porosity,-Density,-Absorption-(1979)				
	ASTM	D5731-08-- Standard-Test-Method-for-Determination-of-the-Point-Load-Strength-Index-of-Rock-and-Application-to-Rock-Strength-Classifications				
DATOS-GENERALES						
Proyecto	SISTEMA-DE-TRANSPORTE-MASIVO-CARACAS-GUARENAS-GUATIRE-(STMCGG)					
Origen-del-Espécimen	Suministrado-por-el-cliente	Formación-Geológica	Esquisto Las-Mercedes			
Clasificación	Esquisto-Grafitoso	Profundidad	Ver Tabla			
Número de Muestra	Perforación	Profundidad (m)	Absorción (%)	Porosidad (%)	P.U.-Húmedo γ_w -(g/cm ³)	P.U.-Seco γ_d -(g/cm ³)
308	BH-60	196.82	1.34	3.37	2.55	2.51
310	BH-60	212.50	1.65	4.34	2.67	2.63
Promedio			1.50	3.86	2.61	2.57
Desviación Estándar			0.22	0.69	0.08	0.08

Datos suministrados por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME).

4.4.3. Petrografías

Tabla 4.4.2. Conteo modal de la perforación BH-60

Análisis Modal												
Roca / Mineral	Cuarzo Puntos	Cuarzo (%)	Calcita Puntos	Calcita (%)	Grafito Puntos	Grafito (%)	Muscovita Puntos	Muscovita (%)	Accesorios Puntos	Accesorios (%)	Total puntos	Total (%)
BH-60 - Box 6 (45-46,5m)	74	24,7	152	50,7	36	12	34	11,3	4	1,3	300	100
BH-60 - Box 13 (118-121m)	86	28,7	126	42	42	14	46	15,3	0	0	300	100
BH-60 - Box 16 (139-142 m)	48	16	130	43,3	40	13,3	82	27,3	0	0	300	100
BH-60 - Box 18 (148-151 m)	106	35,3	124	41,3	44	14,7	26	8,7	0	0	300	100
BH-60 - Box 20 (166-169 m)	128	42,7	74	24,7	42	14	56	18,7	0	0	300	100
BH-60 - Box 22 (187-190 m)	38	12,7	174	58	60	20	28	9,3	0	0	300	100
BH-60 - Box 23 (199-202 m)	52	17,3	176	58,7	46	15,3	26	8,7	0	0	300	100
BH-60 - Box 24 (211-214 m)	68	22,7	144	48	56	18,7	32	10,7	0	0	300	100
BH-60 - Box 25 (217-220 m)	54	18	124	41,3	64	21,3	54	18	4	1,3	300	100
Promedio	-	24,2	-	45,3	-	15,9	-	14,2	-	0,28	-	-

La perforación BH-60 con profundidades que van de 45 a 220m, muestra la calcita como mineral mayoritario, seguido del cuarzo, el grafito, la muscovita y el mineral accesorio que se tiene es la piritita; con una foliación bien marcada, donde los planos de debilidad mecánica vienen dada en su mayoría por las micas, que a su vez, paralelas a estas se presentan en ciertos casos bandas de cuarzo y calcita. En general se tiene un esquistito calcáreo-cuarzo-grafítico muscovítico con piritita.

4.4.4. Ensayos Geomecánicos

4.4.4.1. Ensayo de Tracción Indirecta (Brasilero)

Tabla 4.4.3. Resultados del Ensayo Brasilero BH-60

ENSAYO BRASILERO				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Resistencia a la Tracción (MPa)	Esfuerzo Axial Aplicado (MPa)
BH-60	311-1	(211 - 214m) 270cm	-6,59	19,96
	325	(172 - 175m) 16cm	-6,59	19,96
PROMEDIO			-6,59	19.96
Desviación Estándar			0	0

El valor promedio obtenido de la resistencia a la tracción es de **-6.59 MPa**, mientras que a la compresión de **18.91 MPa**; estos últimos valores al clasificarlos según los diferentes criterios de resistencia se tiene que: el ISRM (1981) da una roca blanda, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de muy baja resistencia, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como roca moderadamente dura, al comparar las distintas clasificaciones se tiene que se trata de una roca moderadamente resistente pese a los numerosos planos de debilidad presente en la roca.

4.4.4.2. Ensayo de Indentación (Cerchar)

Tabla 4.4.4. Resultados del Ensayo Cerchar BH-60

ENSAYO CERCHAR				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Índice de Abrasividad (CAI)	Abrasividad
BH-60	307	(187 - 190m) 105cm	3,40	ALTA
	312	(214 - 217m) 28cm	3,20	ALTA
	313	(217 - 220m) 158cm	3,70	ALTA
PROMEDIO			3,43	ALTA
Desviación Estándar			0.21	

El promedio aproximado en la perforación BH-60 es de **3,43 CAI**, el cual al clasificarlo según la norma *ASTM D7626* se ubica con una alta abrasividad, mientras que al evaluarla según *Vallejo (2002)* se clasifica como una roca de abrasividad media. El rango de los valores obtenidos depende básicamente de la cantidad de minerales resistentes que la conforman, lo que se corroboró con el estudio petrográfico y el % de cuarzo presente en las mismas.

4.4.4.3. Ensayo de Compresión Simple (Uniaxial)

Tabla 4.4.5. Resultados de Ensayo Uniaxial BH-60

ENSAYO UNIAXIAL				
Perforación	# Muestra	Profundidad	Esfuerzo Axial Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-60	314	(151 - 154m)	11,77	0,44
	315	(169 - 172m)	13,81	0,26
	319	(169 - 172m)	24,35	0,57
	321	(169 - 172m) 68cm	4,04	0,13
	326	(172 - 175m) 38cm	17,94	0,57
	327	(172 - 175m) 58cm	7,82	0,31
	314	(151 - 154m)	11,77	0,44
PROMEDIO			13.29	0,38
Desviación Estándar			6.60	0.16

El valor promedio obtenido de la resistencia a la compresión simple es de **13.29 MPa**, mostrando una deformación axial promedio de **0.38%**, estos valores son alcanzados por las muestras al finalizar el ensayo; al clasificar estos valores según diferentes criterios se tiene que: ISRM (1981) clasifica a esta roca como blanda, según Bieniawski (1973) se está en presencia de una roca de muy baja resistencia, mientras que la *Geological Society of London* (1970) la clasifica como una roca moderadamente dura, esto es debido quizás a la debilidad estructural presente (foliación) y plegamientos. Estos valores van de la mano con la cantidad de minerales resistentes que la conforman (cuarzo) y la profundidad a la cual se encontraban las muestras.

4.4.4.4. Ensayo Triaxial.

Tabla 4.4.6. Resultados de Ensayo Triaxial BH-60

ENSAYO TRIAXIAL						
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Sigma 1 (MPa)	Sigma 3 (MPa)	Esfuerzo Desviador Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)
BH-60	324	(172 - 175m)	134,78	32,50	102,28	2,06

En la perforación BH-60 solo se logró ejecutar un solo ensayo triaxial debido a que los núcleos presentes no cumplían con las condiciones establecidas para ejecutar el ensayo, en consecuencia solo se tiene una sol muestra ensayada con una resistencia al esfuerzo desviador pico es de **102.28MPa** y una deformación axial pico de **2.06%**, donde al clasificar estos valore según el criterio de ISRM (1981) se tiene una roca muy dura, al igual que la *Geological Society of London* (1970), mientras que la clasificación de Bieniawski (1973), se ubica como una roca de alta resistencia a la compresión confinada, en general se tiene una roca de muy alta resistencia a la compresión confinada, debido al componente mineralógico, la poca o nula meteorización presente, la profundidad a la que se encuentra y el contenido de estructuras de debilidad existente en la roca.

4.4.4.5. Ensayo de Corte Directo (DSH)

La resistencia al corte del macizo rocoso en especial en las continuidades depende fundamentalmente de la fricción de los planos y de la cohesión; en la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos en esta perforación de las diferentes muestras ensayadas:

Tabla 4.4.7. Resultados de Ensayo Corte Directo BH-60

ENSAYO CORTE DIRECTO (DSH)				
Perforación	# Muestra	Profundidad (m)	Cohesión (MPa)	Ángulo de Fricción
BH-60	317	(214 - 217m)	1,44	14,91°
	323	(169 - 172m) 131cm	1,44	14,91°
Promedio			1.44	14.91°
Desviación Estándar			0	0

Los valores que se obtienen en el ensayo de corte directo dependen directamente de la rugosidad que existen en los planos de discontinuidades. En el caso de la perforación BH-60 el valor promedio de la cohesión es **1.44 MPa**, mientras que el ángulo de fricción promedio es **14.91°**, cabe destacar que los valores adquiridos a partir de los dos únicos ensayos de corte directo realizados a las muestras de esta perforación dieron un resultado parecido a pesar de que fueron tomadas a profundidades diferentes; estos valores son obtenidos mediante la ejecución del ensayo directamente en sobre los planos de discontinuidad de la roca, y dependen directamente de la rugosidad de estos planos, donde a mayor rugosidad mayor es su resistencia al corte.

4.4.5. Modelado Geomecánico BH-60

Los resultados de los diferentes ensayos (uniaxial, triaxial y tracción indirecta) de la perforación BH-60 son mostrados en el gráfico 4.4.1, trazando los círculos de Morh relativos al estado de tensiones a la ruptura de la matriz rocosa.

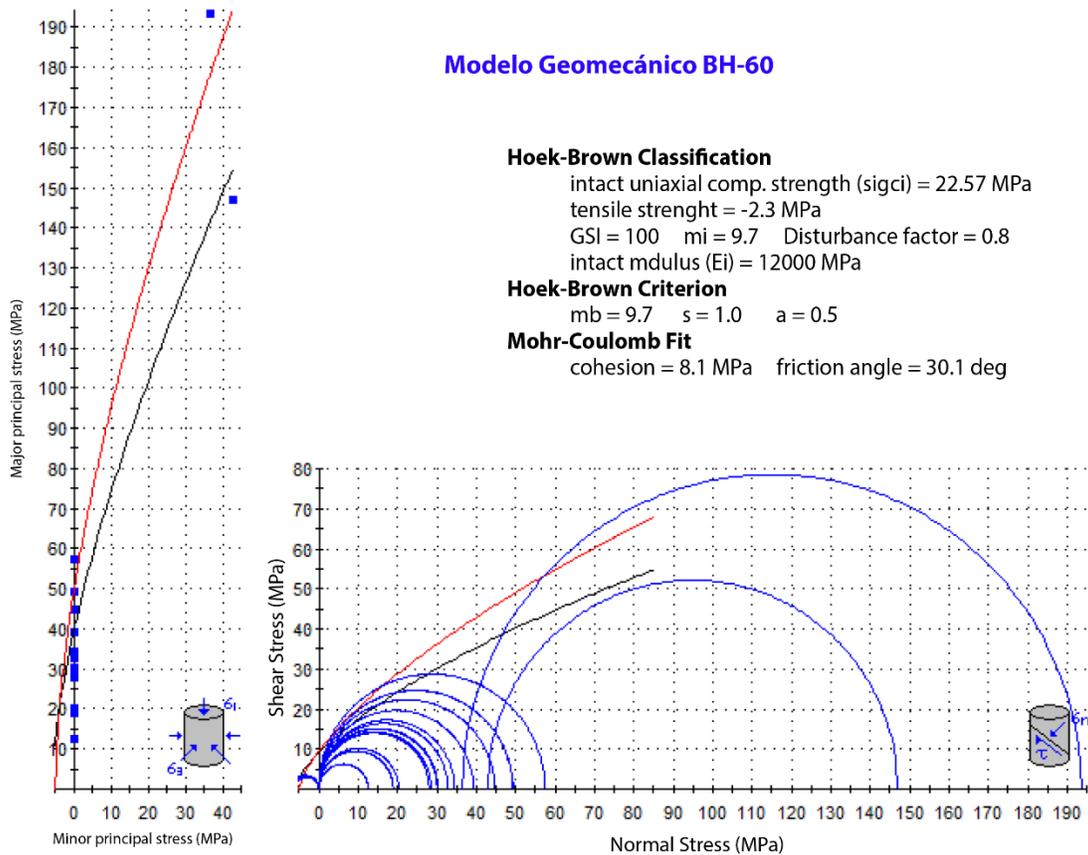


Grafico 4.4.1. Modelo Geomecánico de la perforación BH-60

La envolvente que se ajusto es la del tipo no lineal (Hoek & Brown), mostrando una resistencia a la compresión en la roca intacta de 22.57MPa y una resistencia a la tracción de -2.3MPa. A su vez los valores de cohesión y ángulo de fricción presentes van en función del valor del esfuerzo normal σ_n , los cuales tienen como resultado: cohesión (8.1MPa) y ángulo de fricción (30.1°), no obstante, cabe destacar que el valor de GSI es 100, mientras que el factor de perturbación D es 0.8, valores que inducen a la calidad de la roca, el factor de

perturbación **D** del criterio de rotura de Hoek & Brown la clasifican por su valor como una masa rocosa competente, la cual puede ser excavada haciendo uso de voladuras de baja calidad.

El estudio del ensayo de corte se concentra en las discontinuidades, logrando tener así una visión completa de la matriz rocosa, ya que en este caso no solamente se compone de roca intacta sino de múltiples discontinuidades. Ver gráfico 4.4.2.

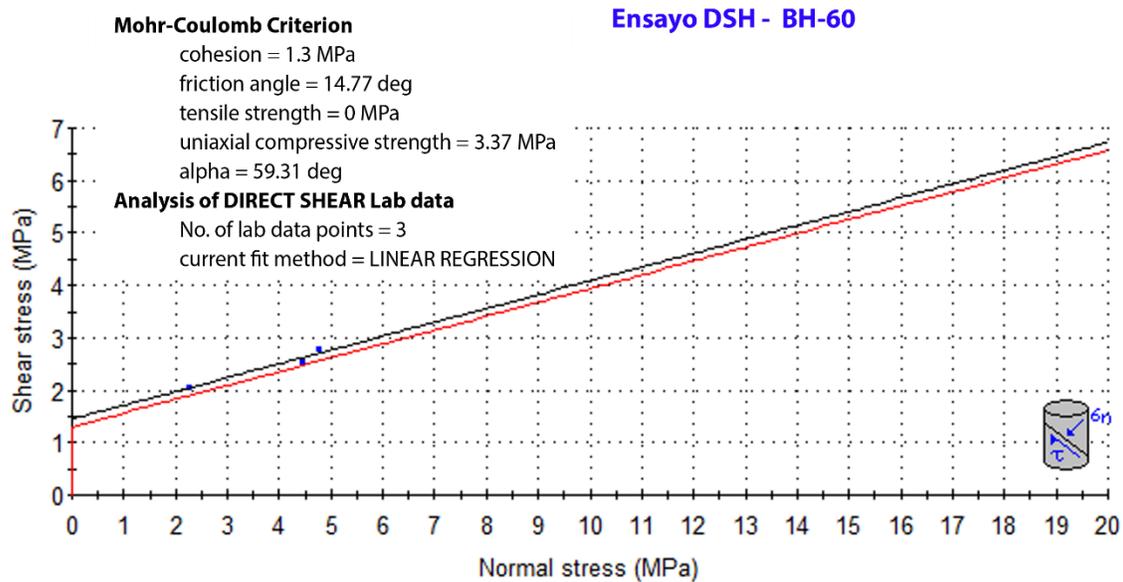


Grafico 4.4.2. Criterio de Mohr-Coulomb en ensayos de corte BH-60.

En el grafico anterior se observan los valores arrojados por el ensayo DSH, los cuales son: cohesión 1.3MPa, y ángulo de fricción 14.78deg, valores que dependen directamente del esfuerzo normal y las propiedades resistentes de los planos de debilidad.

La siguiente tabla muestra los resultados en general de la perforación BH-60:

Tabla 4.4.8. Resultados generales BH-60

LABORATORIO	Parámetros Perforación BH-60		
	Parámetros	Nomenclatura	Valor
	Profundidad (m)	P	150 - 160 m
	Porosidad n (%)	n	3.85
	Absorción A (%)	A	1.49
	P. Unitario húmedo (gr/cm ³)	γ_w	2.61
	P. Unitario seco (gr/cm ³)	γ_d	2.57
	Resistencia a la compresión (MPa)	σ_c	22.57
	Resistencia a la tracción (MPa)	σ_t	-2.3
	Cohesión en discontinuidades (MPa)	c	1.44
	Cohesión roca intacta (MPa)	c	8.1
	Angulo de fricción (deg)	ϕ	30.1
	Abrasividad cerchar	-	Alta
Resistencia I.S.R.M	-	Moderada	
Nombre	Esquisto cuarzo-grafitoso-calcítico moscovítico con pirita.		

4.4.6. Sondeo BH-60 – (Ver Sondeo BH-60 en anexos.)

4.5. TRAMO COMPLETO (BH-10, BH-40, BH-51 Y BH-60)

4.5.1. Litología general

Se trata de roca metamórfica de textura foliada que varía su nivel de meteorización a profundidad, aumentando su calidad a medida que profundiza, de color gris claro a oscuro, mientras que superficialmente se encuentran de color marrón-pardo debido a la meteorización y oxidación de los minerales presentes. Los minerales predominantes son: calcita, cuarzo, grafito, micas (muscovita) y pirita (Sulfuro de Hierro) como mineral accesorio, el cuarzo y la calcita se presentan en su mayoría como venas, paralelas al plano de foliación, moderadamente deformadas (plegadas). Los primeros metros de estudio se tratan en su mayoría de sedimentos, conglomerado, fragmentos de rocas altamente meteorizados y/o suelo, estos suelen ser 30m, encontrándose aquí un grado de meteorización (IV). Posterior a estos 30m se tiene una litología constante, donde el grado de meteorización disminuye en relación con la profundidad, pasando de grado (V) hasta el grado (I), encontrando desde roca meteorizada blanda fracturada (RMbf), hasta tener una roca meteorizada dura fracturada (RMdf). El %RQD promedio de las perforaciones es de 36.29%, clasificándola como una roca de mala calidad.

La litología se compone de un esquisto con variaciones en la proporción de los minerales (cuarzo, calcita, grafito y muscovita) determinante esto para el nombre del mismo. Las siguientes imágenes denotan la litología a profundidad estudiada, en bandas de meteorización.

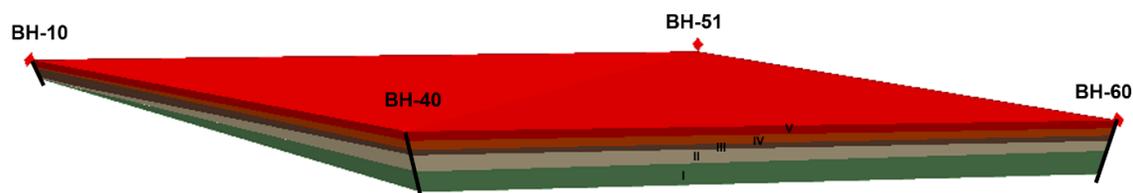


Figura 4.5.1. Representación a profundidad del subsuelo estudiado

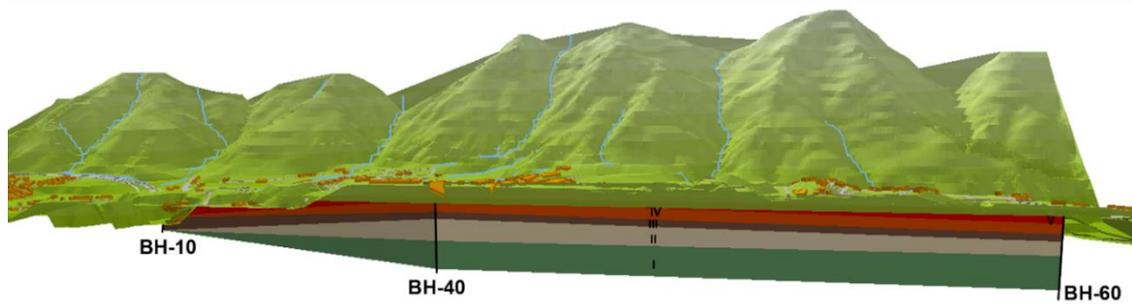


Figura 4.5.2. Representación del subsuelo estudiado con topografía (BH-10, BH-40 y BH-60)



Figura 4.5.3. Representacion del subsuelo estudiado con topografía (BH-40, BH-51 y BH-60)

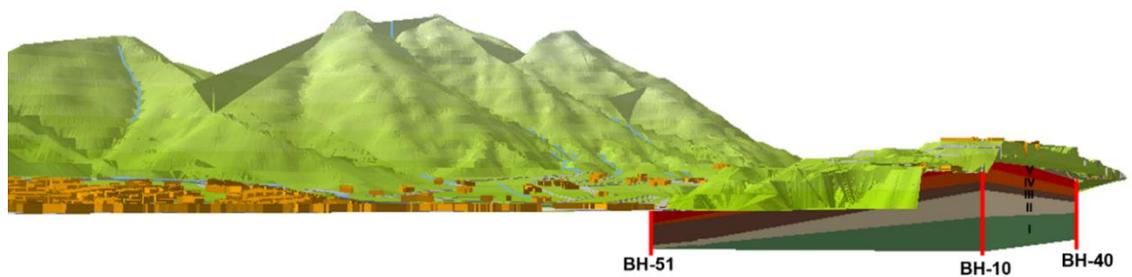


Figura 4.5.4. Representacion del subsuelo estudiado con topografía (BH-10, BH-40 y BH-51)

4.5.2. Relación índice de abrasividad - petrografías

Tabla 4.5.1. Promedio análisis modal por perforación.

Promedio Análisis Modal						
Roca / Mineral	Profundidad (m)	Cuarzo %	Calcita %	Grafito %	Moscovita %	Accesorios %
BH-10	32 – 76 m	20 – 32	28 – 42	9 – 23	18 - 23	0 - 0.7
BH-40	31– 253 m	6 – 30	40 – 67	0 – 17	9 – 26	0 – 1
BH-51	36 – 117 m	10 – 23	44 – 55	8 – 20	13 – 20	0 – 1
BH-60	45 – 220 m	12 - 35	24 - 58	12 - 21	8 – 18	0 - 1

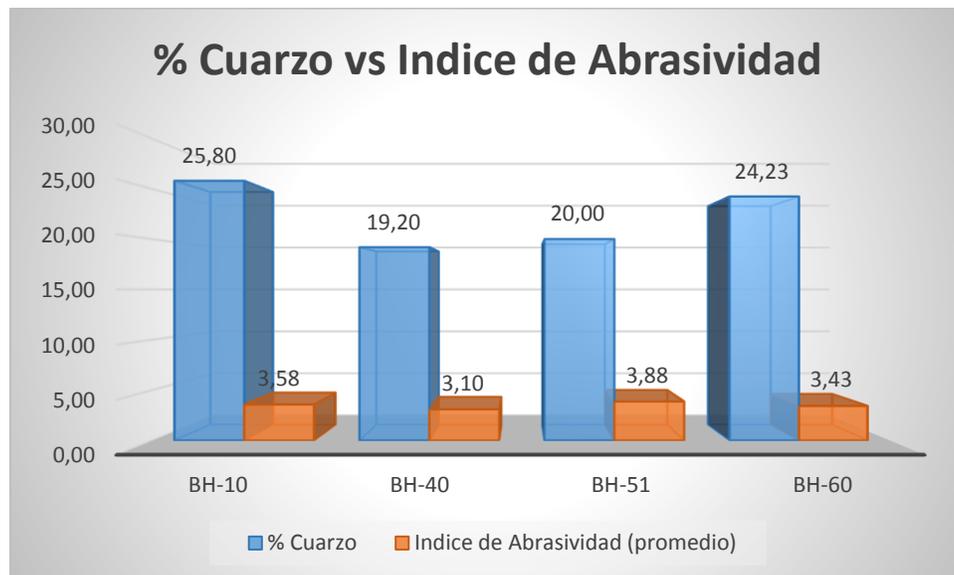


Gráfico 4.5.1. Relación General (% Cuarzo Vs Abrasividad)

El gráfico 4.5.1, muestra los porcentajes del mineral de cuarzo en las rocas perteneciente a las perforaciones estudiadas mediante el conteo modal y el índice de abrasividad promedio por el método cerchar, mostrando diferentes líneas de tendencia promedio del mineral de cuarzo (mineral altamente abrasivo) y el mineral calcita como el mayoritario en todas las perforaciones.

La perforación BH-10 (Prof. 32–76 m) muestra un porcentaje de cuarzo 25.8 % a lo largo de la trayectoria estudiada, siendo está la que contiene la mayor cantidad de este mineral

referente a las cuatro (4) perforaciones pero que a su vez es la segunda con mayor índice de abrasividad, con un valor de 3.58 CAI, mientras que la que posee mayor índice de abrasividad es la perforación BH - 51 con 3.88 CAI, siendo esta la tercera en contenido de cuarzo, con solamente un 20% del mismo.

Las perforaciones BH-40 y BH-60 poseen los menores índices de abrasividad de 3.10 CAI y 3.43 CAI, siendo sus porcentajes de cuarzo promedio de 19.20% y 24.23% respectivamente.

Finalmente las cuatro (4) perforaciones oscilan en un rango de valores de 19 a 25% de mineral abrasivo con promedio de 22.30 % y un valor de índice de abrasividad promedio de 3.5 CAI, clasificándose esta roca como moderadamente abrasiva según *Vallejo (2002)* y de abrasividad alta según la norma ASTM D7625, lo que es indicativo de que la roca estudiada es altamente abrasiva y tendrá efectos considerables sobre los elementos cortantes de la TBM al ser excavado el túnel, ya que el desgaste de las herramientas está directamente ligado a esta propiedad de la roca.

4.5.3. Ensayos de tracción indirecta

Tabla 4.5.2. Promedio resultados de Tracción por perforación.

ENSAYO BRASILEIRO		
Perforación	Resistencia a la Tracción (MPa)	Desv. Estándar RT
BH-10	-5,91	4,07
BH-40	-6,36	0,39
BH-51	-6,30	1,57
BH-60	-6,59	0,00

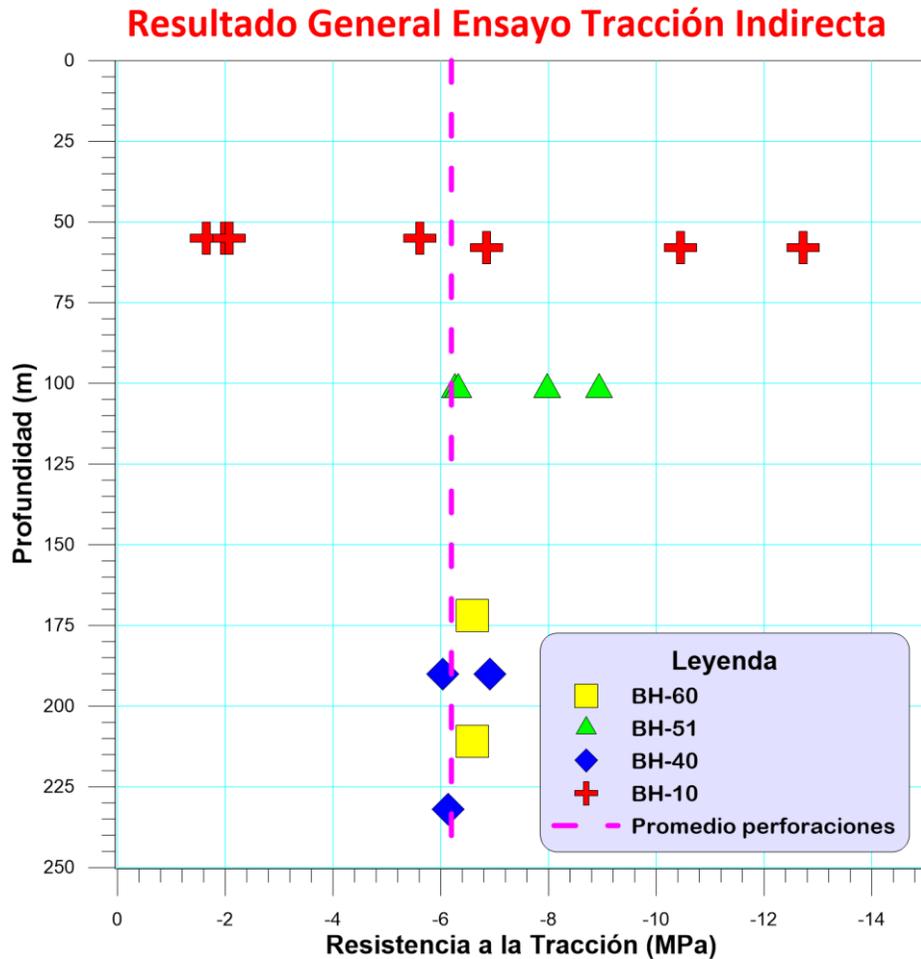


Gráfico 4.5.2. Resistencia a la Tracción Indirecta perforaciones

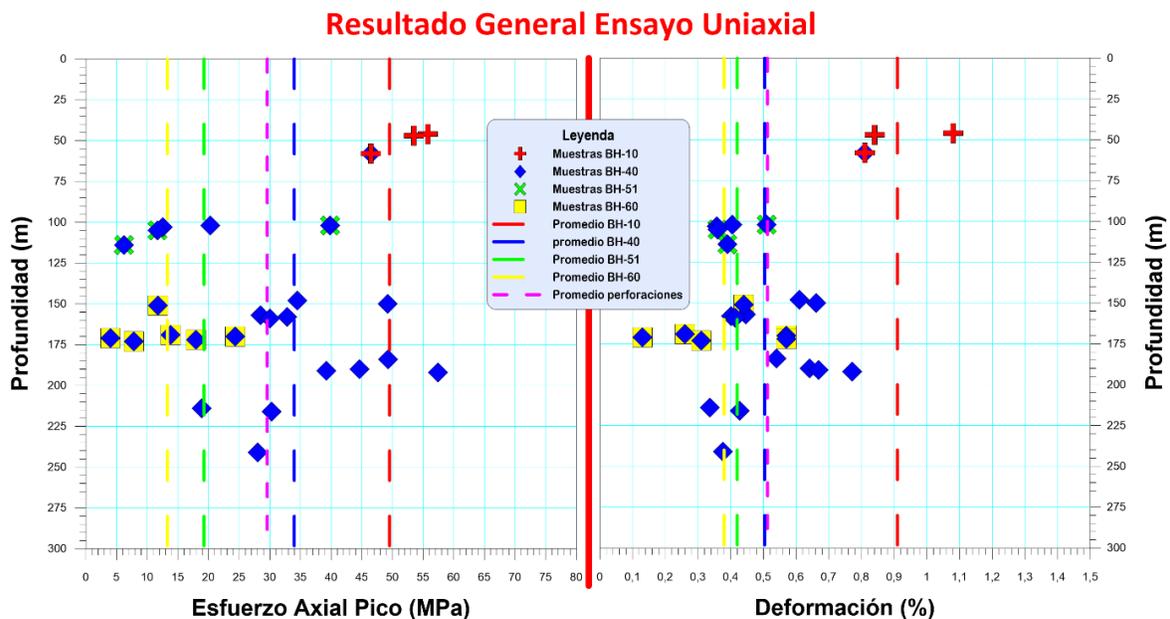
Los resultados obtenidos de los ensayos de tracción indirecta son agrupados por perforación, donde se observan las distintas resistencias a la tracción que poseen las muestras de rocas al ser ensayada, el rango de valores obtenidos varía dependiendo de la perforación. En la gráfica se representa todos los ensayos realizados y la profundidad a la que fueron tomadas las muestras, consiguiendo un promedio de resistencia a la tracción de **-6,20 MPa**, cabe destacar también se observa que al aumentar la profundidad los valores de resistencia se acercan a la línea de promedio.

4.5.4. Ensayos Compresión Uniaxial

Tabla 4.5.3. Promedio resultados de compresión simple por perforación

Promedio Ensayo Uniaxial			
Perforación	Esfuerzo Axial Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)	Desv. Estándar DAP
BH-10	51,92	0,91	0,12
BH-40	33,98	0,50	0,13
BH-51	19,26	0,42	0,06
BH-60	13,29	0,38	0,16

Se observan las deformaciones que alcanzaron las muestras en el ensayo de compresión simple aplicado a las cuatros (4) perforaciones estudiadas. Se obtienen deformaciones en el orden de 0,91%, de promedio para la perforación BH-10, las más alta arrojada por el ensayo, esto es debido a que es la perforación más superficial del tramo en estudio, con 50m de profundidad. A medida que aumenta la profundidad los valores de deformación se concentran entre 0,4 y 0,5 %, siendo este el caso de las perforaciones BH-40, BH-51 y BH- 60 las cuales se aproximan al promedio total de todas las muestras ensayadas, siendo este de 0,55 % de deformación.



Grafica 4.5.3. Resistencia a la compresión simple perforaciones.

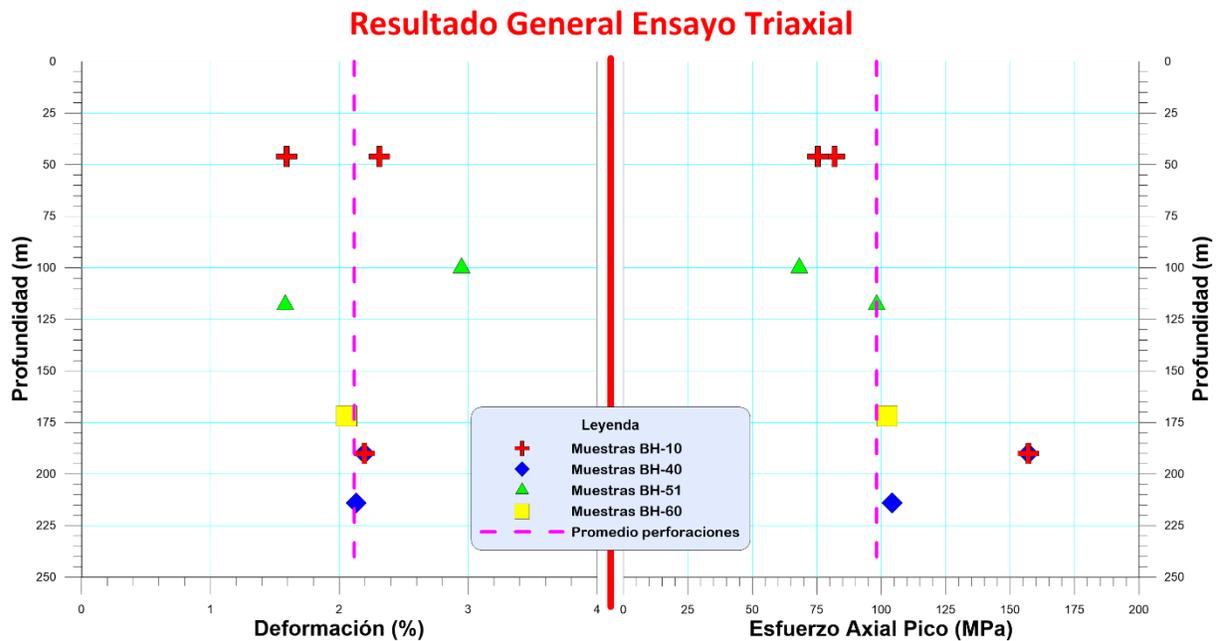
La grafica 4.5.3., muestra el comportamiento tanto del esfuerzo axial pico como de la deformación en función de la profundidad, donde se denotan las diferentes líneas de tendencia de los promedios de cada uno, resultante de las perforaciones BH-10, BH-40, BH-51 y BH-60.

La perforación BH-10, muestra el mayor valor tanto del esfuerzo axial como de la deformación, a medida se aumenta la profundidad estos valores van disminuyendo, lo que se evidencia en las perforaciones BH-40, BH-51 y BH-60, esto ocurre a partir de los 100m de profundidad, donde los valores se van acercando más al promedio establecido **0.55%** de la deformación y **29.61 MPa** de resistencia en todo el tramo en estudio, clasificándola como una roca de moderada resistencia mediante el ISRM. La dispersión de los datos que se pueden evidenciar en la gráfica a una misma profundidad se relaciona con las discontinuidades y planos de debilidades presente en las muestras.

4.5.5. Ensayo Triaxial

Tabla 4.5.4. Promedio resultados Triaxial por perforación

Promedio del Ensayo Triaxial			
Perforación	Esfuerzo Desviador Pico (MPa)	Deformación Axial Pico (%)	Desv. Estándar DAP
BH-10	78,67	1,95	0,36
BH-40	130,68	2,16	0,1
BH-51	83,17	2,27	0,68
BH-60	102,28	2,06	-



Gráfica 4.5.4. Resistencia a la compresión triaxial perforaciones.

La gráfica 4.5.4, muestra el comportamiento de las muestras de las cuatro (4) perforaciones, tanto del esfuerzo axial como de la deformación, ambas en función de la profundidad a la que fueron tomadas para la realización del ensayo Triaxial, teniendo en cuenta que este es el más común y versátil para el estudio de las propiedades de esfuerzos y deformación, y a su vez nos da más posibilidades de tener valores reales del comportamiento de la roca in situ. El comportamiento de los esfuerzos y las deformaciones no varían mucho a profundidad, existiendo un promedio total entre las perforaciones estudiadas de **98,7 MPa** y **2,11%** de deformación, clasificándola con el ISRM como una roca de resistencia media. Cabe destacar que la cantidad de ensayos Triaxial realizados fue un número muy bajo debido a que un gran número de muestras no cumplían con las condiciones estándar para la realización del ensayo, lo cual se ve reflejado en las gráficas y afecta en el momento de analizar los resultados obtenidos.

4.5.6. Ensayo de corte directo

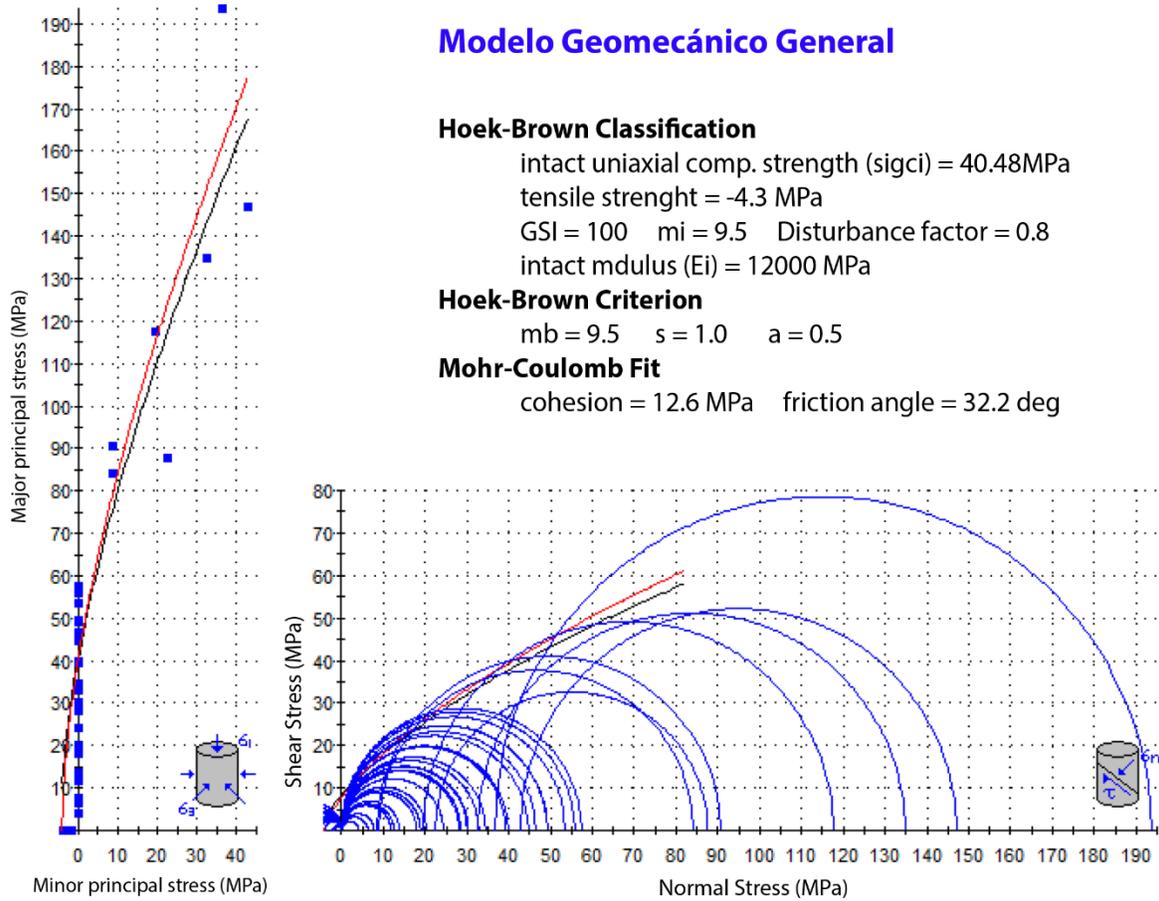
Tabla 4.5.5. Promedio resultados Corte Directo por perforación

Promedio del Ensayo de Corte		
Perforación	Cohesión (MPa)	Desv. Estándar
BH-10	4,83	2,33
BH-40	2,52	1,61
BH-51	2,38	0,62
BH-60	1,44	0,00

En los ensayos de corte directo se busca determinar la resistencia al movimiento en planos de debilidad presentes en el macizo rocoso fin de establecer una relación entre la carga que soportan estos planos y su orientación. En la tabla se muestra el promedio de la cohesión con la respectiva desviación estándar, obtenida mediante el ensayo de corte directo ejecutado sobre las discontinuidades de las muestras. También se logra observar que poseen un valor de cohesión moderadamente alto, entre ellos la cohesión encontrada en la perforación BH-10 siendo su promedio de **4,83 MPa**, a su vez de las perforaciones BH-40 y BH-51 se obtienen cohesiones en el orden de **2,52** y **2,38 MPa**, esto implica que se trata de una roca competente con una rugosidad alta entre sus planos de debilidad, recordando que además presenta distintos ángulos de fricción debido a la anisotropía del macizo rocoso, discontinuidades y el efecto escala, cabe destacar que las muestras ensayadas en el laboratorio son una pequeña porción de la masa rocosa, y el efecto escala sobre la resistencia al corte es mayor cuando mayor es la rugosidad y disminuye al aumentar la escala de ensayo.

4.5.7. Modelo Geológico

4.5.8. Modelo Geomecánico



Grafica 4.5.5. Modelo geomecánico general

En la grafica anterior se muestra el modelo geomecánico general, basándose en las cuatro perforaciones, donde se ajustaron los valores de compresión según el criterio de Hoek & Brown (2002).

Los valores obtenidos una vez realizado el ajuste son: una resistencia a la compresión de 40.48 MPa, valores que al clasificarlos según el ISRM (1981) y la Geological Society of London (1070) se tiene una roca moderadamente dura, mientras que Bieniawski (1973) la clasifica como una roca de baja resistencia a la compresión. La tracción obtenida es de -4.3 MPa, la cohesión es de 12.6 MPa y en ángulo de fricción de 32.2 grados.

4.6. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Para el estudio de las deformaciones del macizo rocoso del tramo noroeste en las excavaciones de los túneles del sistema de transporte Metro Caracas-Guaremas-Guatire, se utilizó el método de elementos finitos mediante el programa *Plaxis 3D-Tunnel*; para ello fue necesario en primer lugar la creación del modelo geomecánico como base para la realización de las simulaciones.

A continuación se presenta un estudio mediante cuatro etapas por perforación, en 2D y 3D, mostrando el ajuste, desplazamiento y deformación del macizo antes, durante y después de la excavación del túnel. Se realizó un mallado uniforme de nodos y elementos sólidos triangulares con valores geomecánicos acordes a cada perforación, y, un sostenimiento con datos previos del proyecto.

Las características en general de los túneles son:

- Diámetro de cada túnel: 9m.
- Distancia entre túneles: 9m.
- Distancia entre sus centros: 18m.
- Carga litostática: 50m.
- Longitud de excavación: 40m.

5.1. PERFORACIÓN BH-10

Datos:

- Módulo de Elasticidad: $8,43 \times 10^5$ Tn/m²
- Módulo de Poison (ν): 0,20
- Cohesión (c): 8,8 MPa.
- Angulo de Fricción: 35,5 deg
- P. Unitario seco: 2,7 Tn/m³
- P. Unitario húmedo: 2,71 Tn/m³

1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar

Con 5.280 elementos, 15.889 nodos y 31.680 puntos de esfuerzos, se tiene:

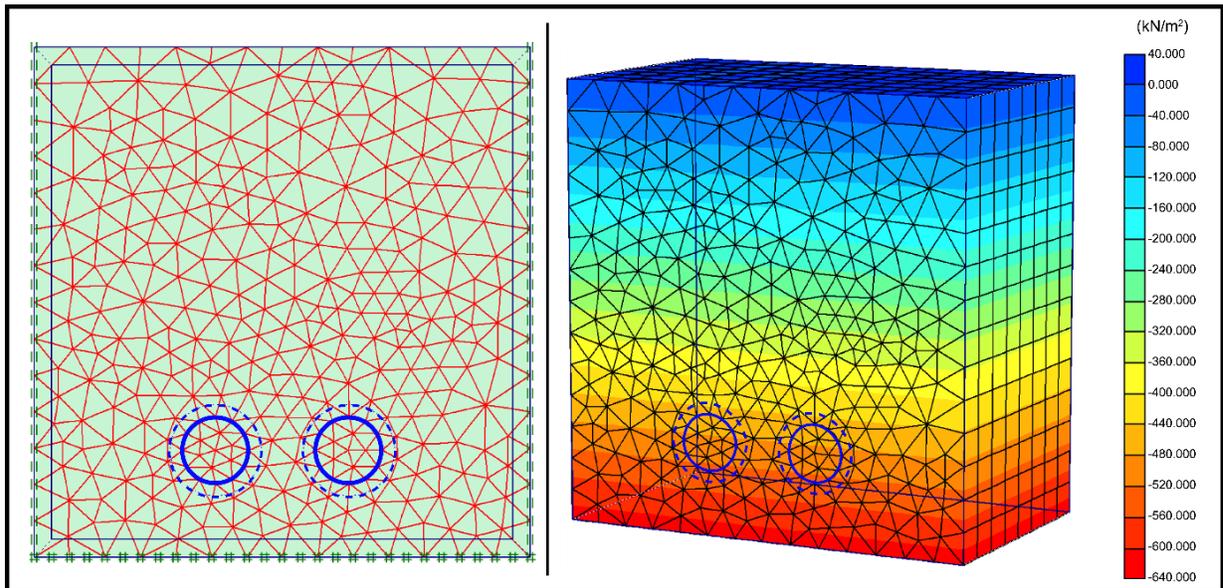


Figura 5.1.1. Etapa inicial BH-10

La figura 5.1.1 muestra las condiciones iniciales y la distribución de los elementos triangulares con los diferentes nodos, sin esfuerzos aparentes por estar en estado natural, sin perturbar y en equilibrio.

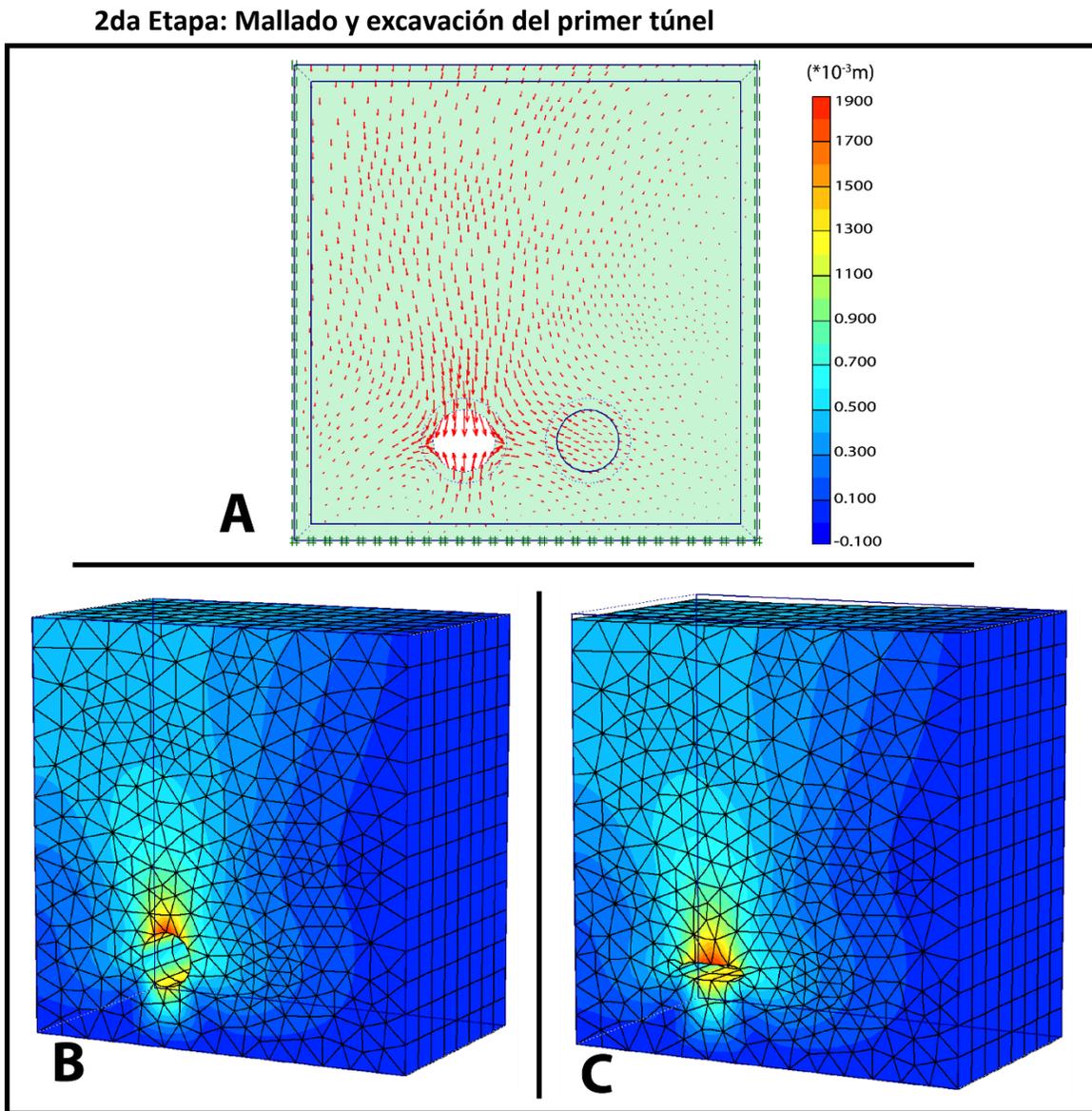


Figura 5.1.2. Distribución de los desplazamientos y deformación de la primera excavación

La figura 5.1.2 (A) muestra la distribución y dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la excavación. Se calcula un valor de 1,91mm de deformación total en el primer túnel, donde la vertical es de 1,89mm y la horizontal es 0,674mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor (2000 veces más grande) y el asentamiento producido por la subsidencia de la carga litostática superior, logrando así visualizar la zona deformada.

Cabe destacar que la zona donde se simulará el otro túnel no se ve afectado por la excavación del primero debido a los valores despreciables de las deformaciones.

Se muestra a continuación en la figura 5.1.3, la distribución de los esfuerzos producidos durante la excavación; los hastiales (laterales) del túnel, es la zona donde se concentra la mayor cantidad de esfuerzos debido al empuje horizontal que existe hacia el exterior del túnel, calculándose un valor de 164 Tn/m^2 . En el recuadro (A) se muestra la escala real de la deformación producida y la distribución de los esfuerzos, mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor)

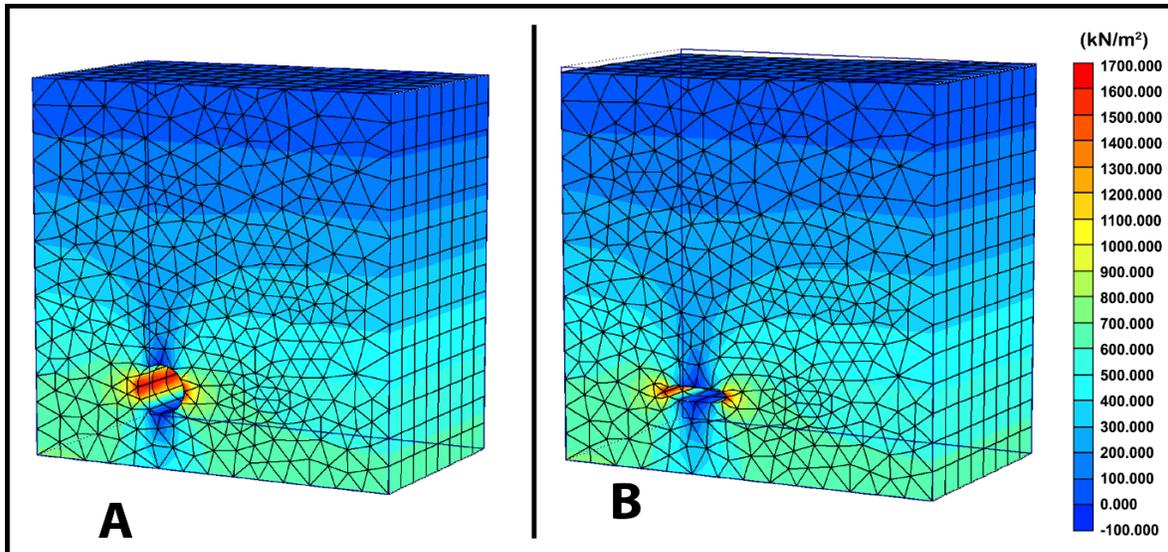


Figura 5.1.3. Distribución de los esfuerzos durante la primera excavación.

3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel

Se comienza la excavación del segundo túnel simulando los 100 m de distancia entre TBM lo que se muestra a continuación:

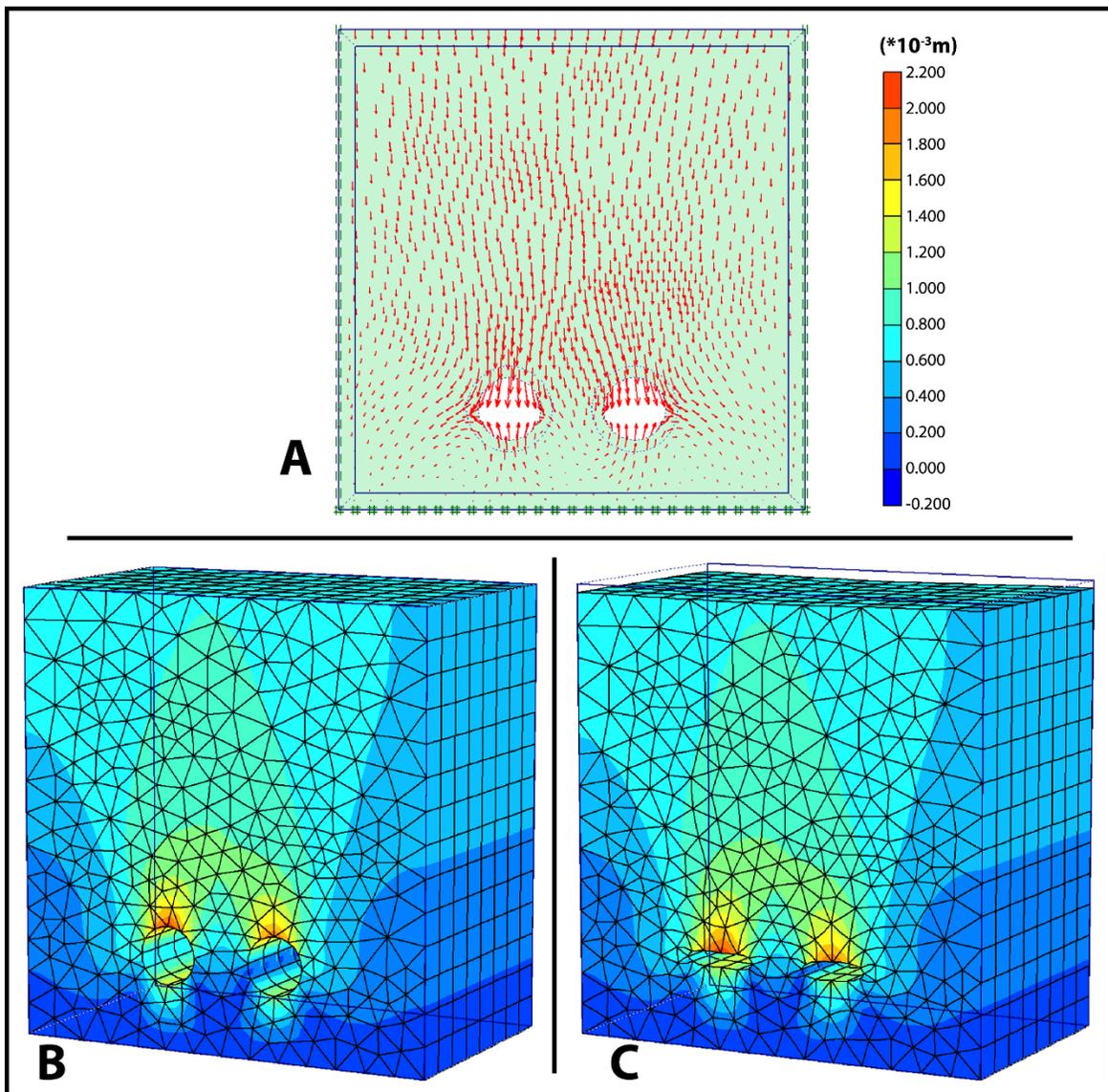


Figura 5.1.4. Distribución de los desplazamientos y deformación de la segunda excavación

En la figura 5.1.4 (A) muestra la distribución y dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la segunda excavación. Se calcula un valor de 2,16mm de deformación total en el segundo túnel, donde la vertical es de 2,14mm y la horizontal es 0,627mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor (2000 veces más grande) y el asentamiento producido por la subsidencia de la carga litostática superior, logrando así visualizar la zona deformada. Cabe destacar que la zona donde se simulará el otro túnel no se ve afectado por la

excavación del primero debido a los valores despreciables de las deformaciones. Cabe destacar que la excavación del segundo túnel no afecta el primero y viceversa, por ende, los 9 m de separación entre ellos es suficientes para su excavación.

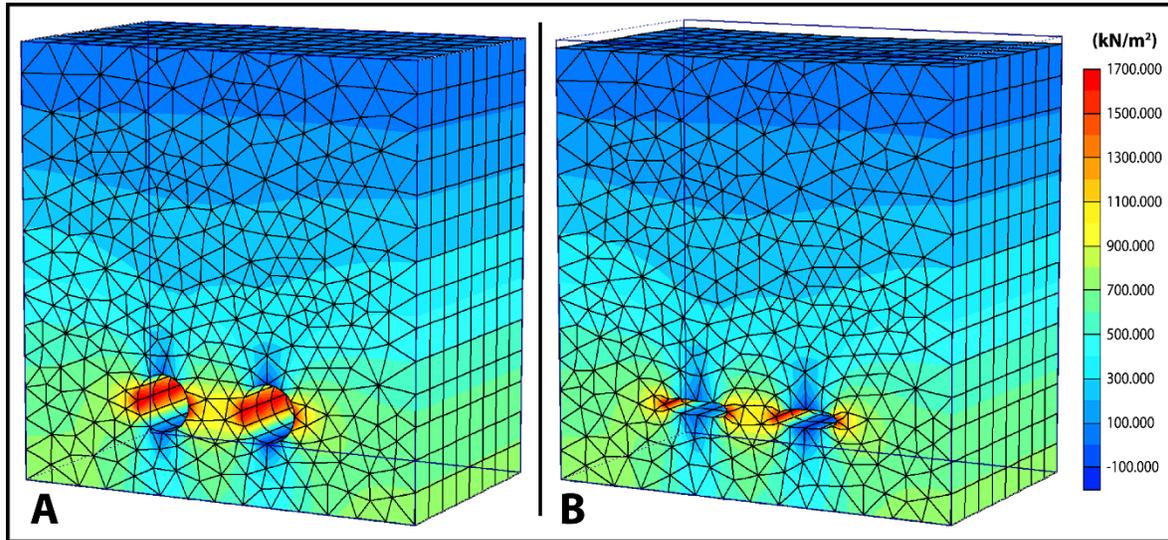


Figura 5.1.5. Distribución de los esfuerzos durante la segunda excavación.

En la figura anterior (Figura 5.1.5) se observa la distribución de los esfuerzos durante la excavación del segundo túnel, teniendo en cuenta que el primero está a una distancia de 100m del segundo; los hastiales (laterales) del túnel es la zona donde se concentra la mayor cantidad de esfuerzos calculándose un valor de 169 Tn/m². En el recuadro (A) se muestra en 3D la escala real de la deformación producida y la distribución de los esfuerzos, mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor).

4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.

A continuación se muestran esfuerzos y deformaciones de los túneles una vez excavados con presencia de agua en el macizo, cabe destacar que no es notoria la variación de los valores de deformación debido a la litología tratada, el módulo de elasticidad y el de Poisson.

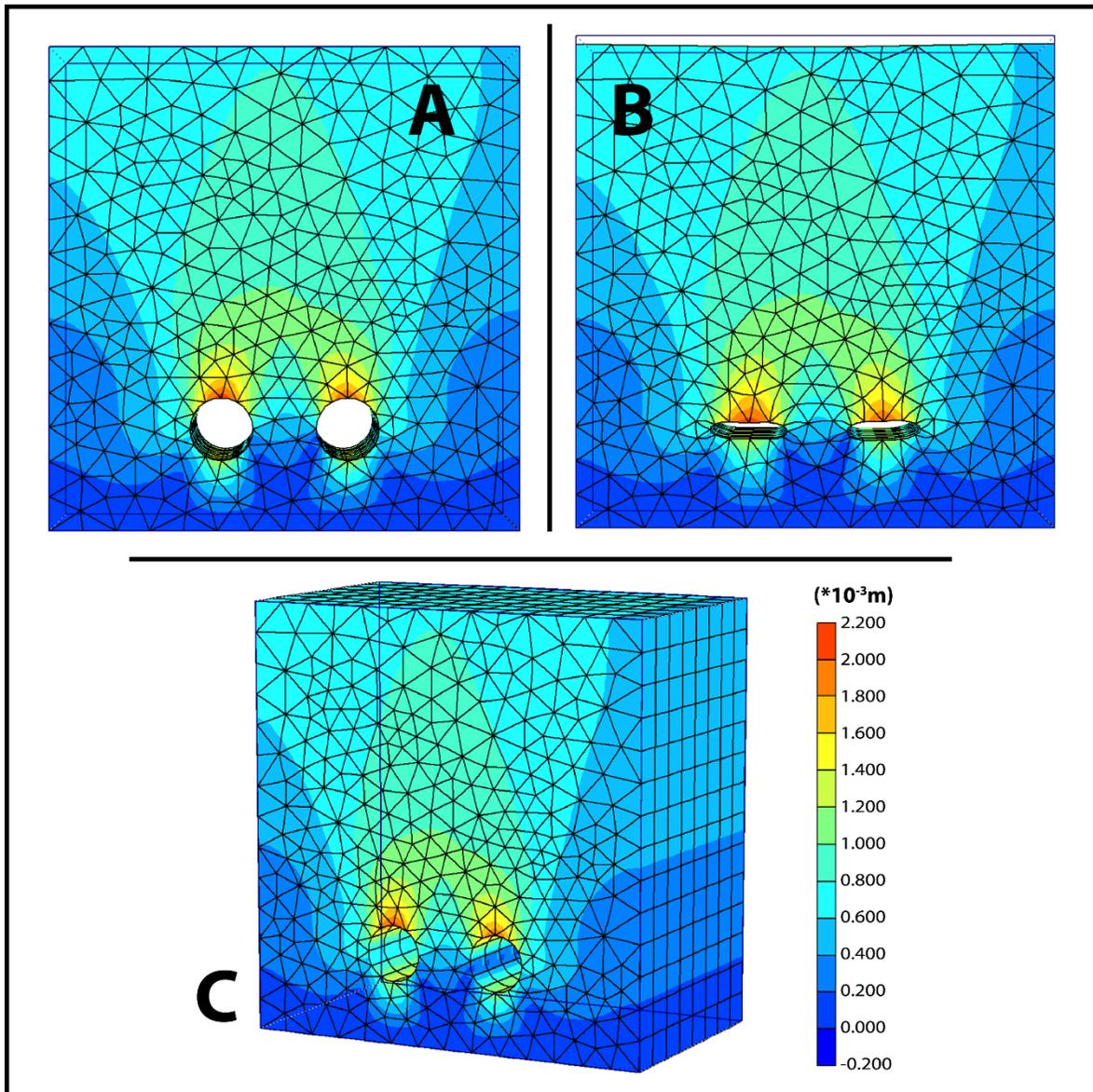


Figura 5.1.6. Deformaciones totales en los túneles con presencia de agua en el macizo

El valor total de la deformación en los túneles con presencia de agua es de 2,17mm, mientras que los esfuerzos están alrededor de $169 Tn/m^2$ en total (Ver figura 5.1.6 y 5.1.7). Se muestran las imágenes en 2D y 3D de las zonas a excavar, donde también se aprecian tanto la escala real como la escala deformada (2000 veces mayor)

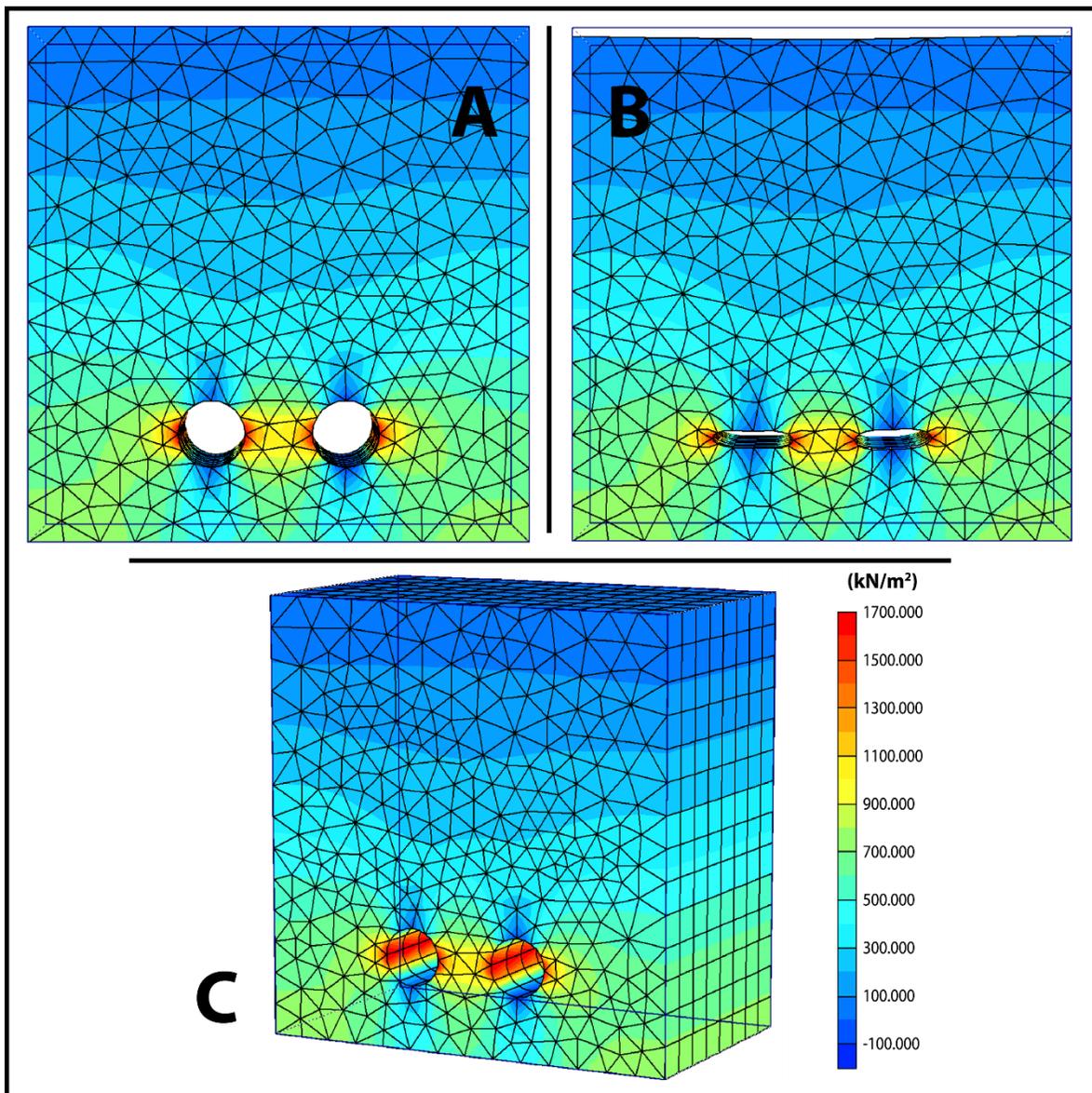


Figura 5.1.7. Distribuciones de los esfuerzos en los túneles con presencia de agua.

5.2. PERFRACIÓN BH-40

Datos:

- Módulo de Elasticidad: $1,33 \times 10^5 \text{ Tn/m}^2$
- Módulo de Poison (ν): 0,20
- Cohesión (c): 10,16MPa.
- Angulo de Fricción: 27,26 deg
- P. Unitario seco: $2,55 \text{ Tn/m}^3$
- P. Unitario húmedo: $2,52 \text{ Tn/m}^3$

1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar

Con 5.280 elementos, 15.889 nodos y 31.680 puntos de esfuerzos, se tiene:

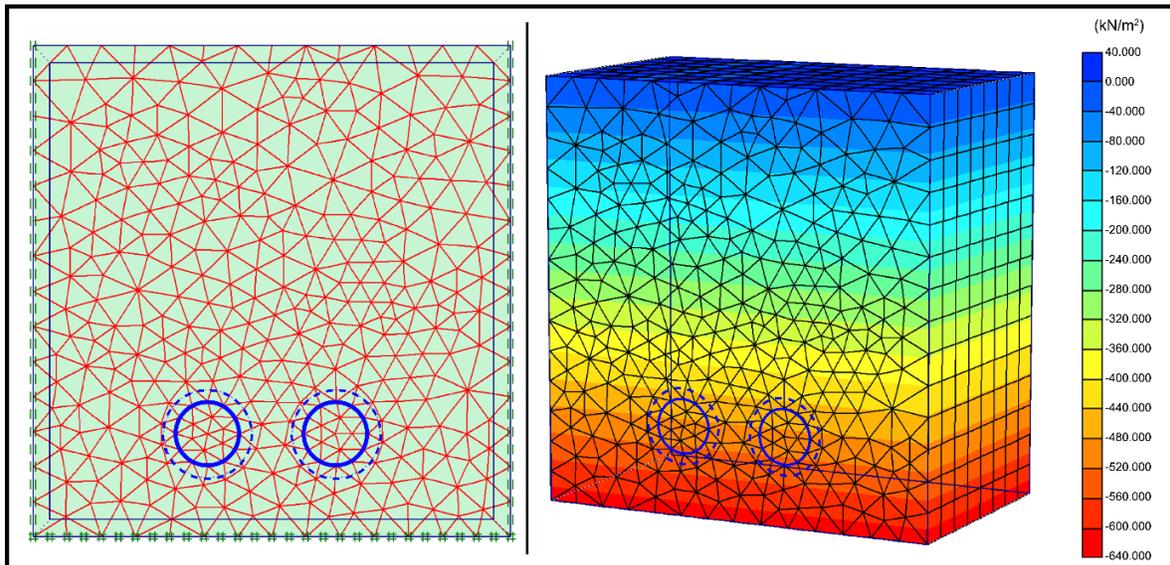


Figura 5.2.1. Etapa inicial BH-40

La figura 5.2.1 muestra las condiciones iniciales (2D y 3D) y la distribución de los elementos triangulares con los diferentes nodos, sin esfuerzos aparentes (al ser muy bajos son despreciables) por estar en estado natural, sin perturbar y en equilibrio.

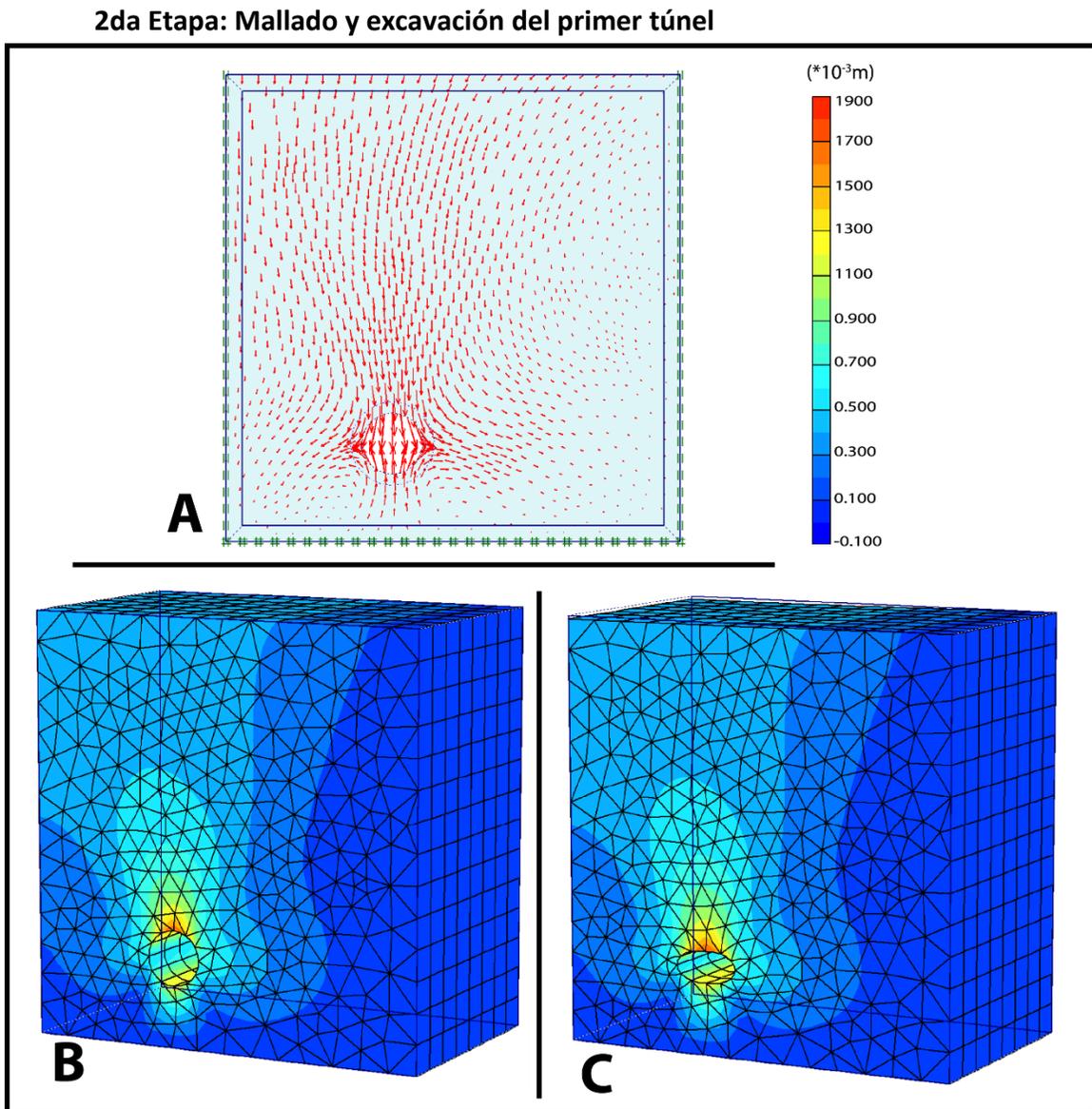


Figura 5.2.2. Distribución de los desplazamientos y deformación de la primera excavación BH-40

La figura 5.2.2 (A) muestra la distribución y dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la excavación. Se calcula un valor de 1,12mm de deformación total en el primer túnel, donde la vertical es de 1,89mm y la horizontal es 0,398mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor (2000 veces más grande) y el asentamiento producido por la subsidencia de la carga litostática superior, logrando así visualizar la zona deformada.

Se muestra a continuación en la figura 5.2.3, la distribución de los esfuerzos producidos durante la excavación; los hastiales (laterales) del túnel, es la zona donde se concentra la mayor cantidad de esfuerzos, calculándose un valor de 153 Tn/m^2 . En el recuadro (A) se muestra la escala real de la deformación producida y la distribución de los esfuerzos, mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor).

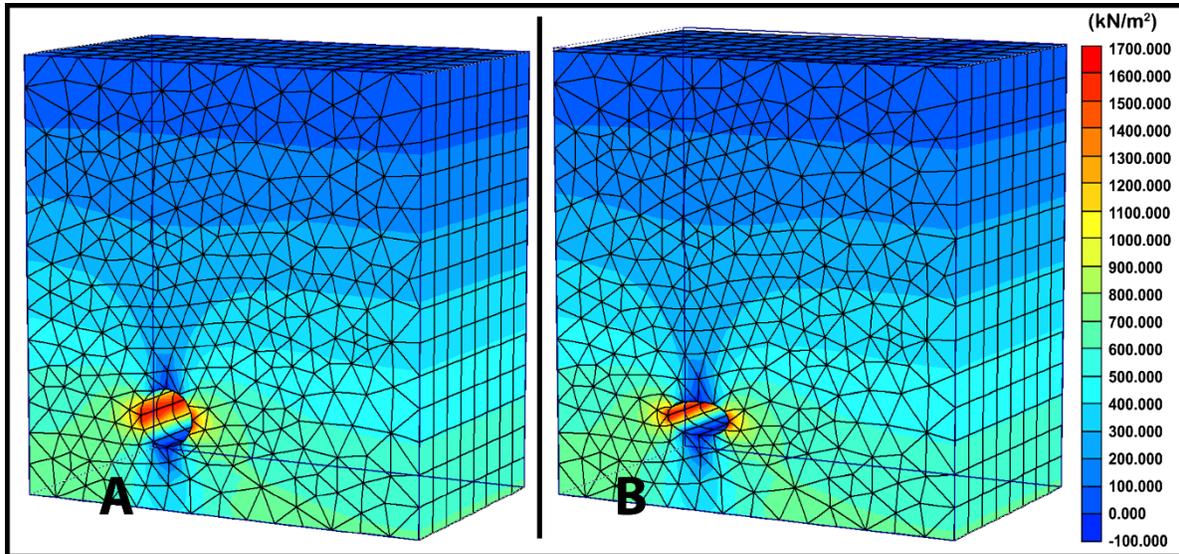


Figura 5.2.3. Distribución de los esfuerzos durante la primera excavación.

3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel

Se comienza la excavación del segundo túnel simulando los 100 m de distancia entre TBM lo que se muestra a continuación en la figura 5.2.4.

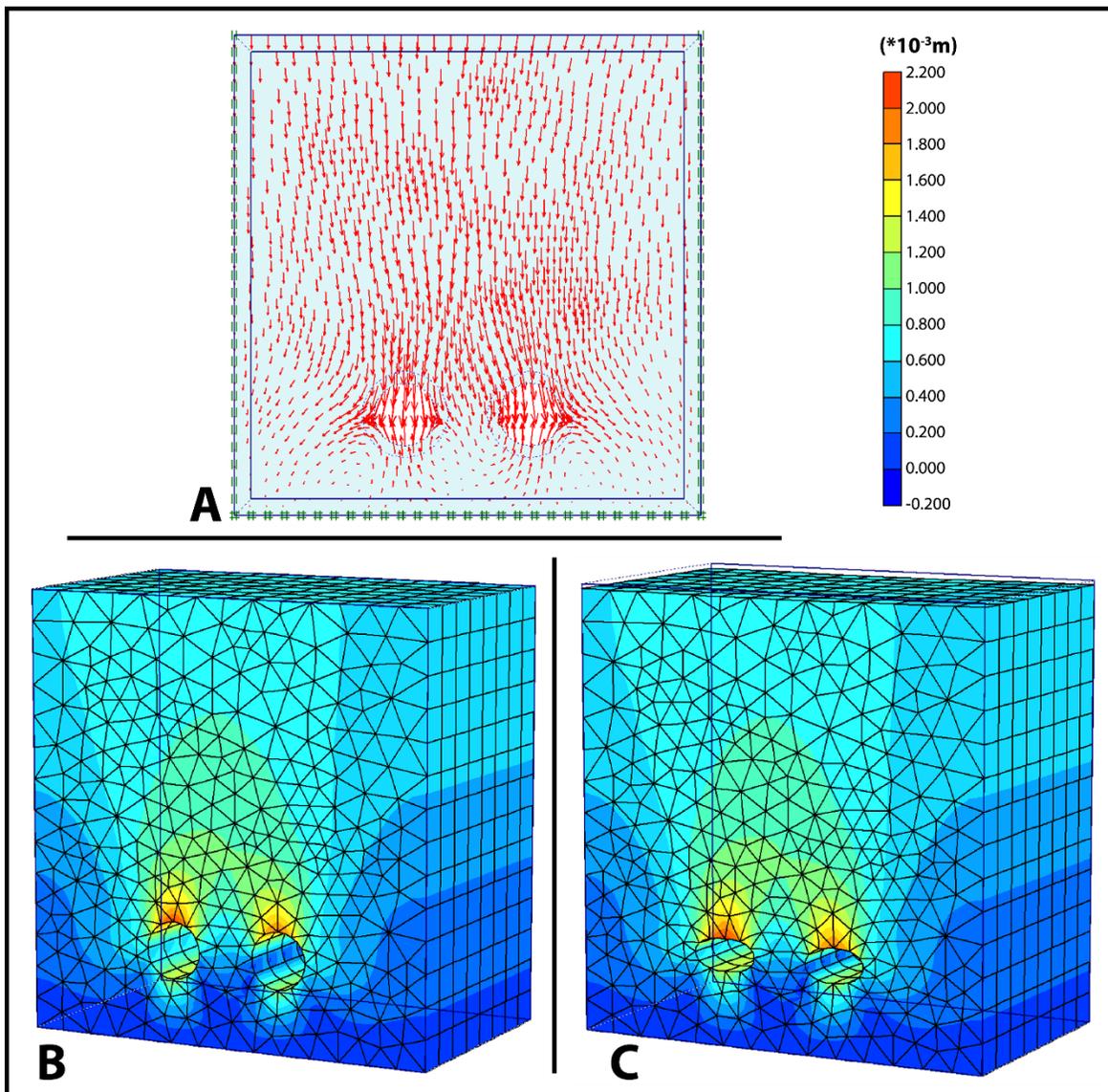


Figura 5.2.4. Distribución de los desplazamientos y deformación de la segunda excavación

En la figura 5.2.4 (A) muestra la dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la segunda excavación. Se calcula un valor de 1,27mm de deformación total en el segundo túnel, donde la vertical es de 1,26mm y la horizontal es 0,371mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor (2000 veces más grande) y el asentamiento producido por la carga litostática, logrando así visualizar la zona deformada. Cabe destacar que la excavación del segundo

túnel no afecta el primero y viceversa, por ende, los 9 m de separación entre ellos es suficientes para su excavación.

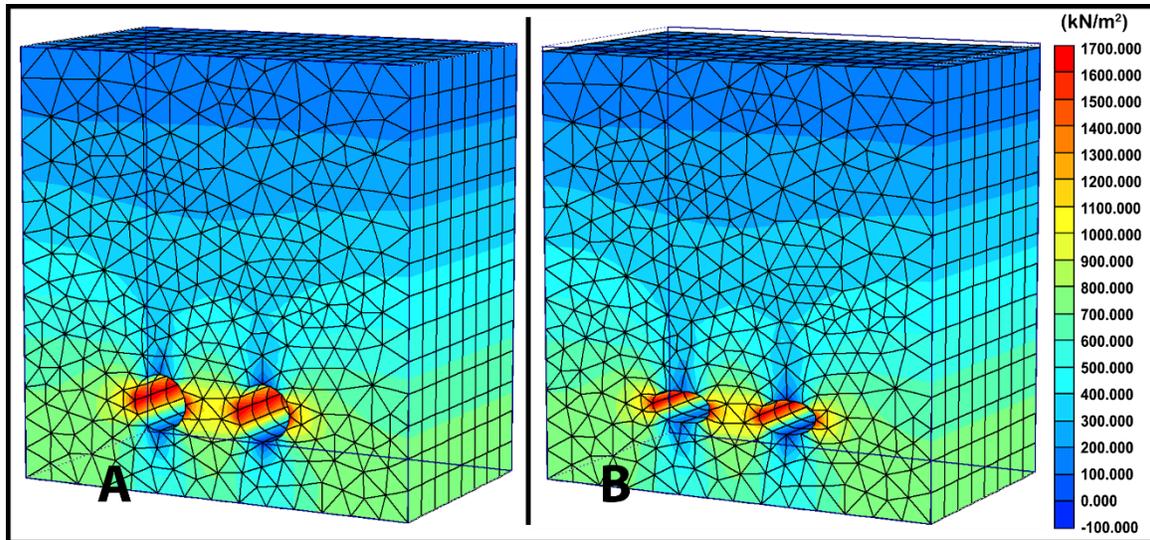


Figura 5.2.5. Distribución de los esfuerzos durante la segunda excavación.

En la figura anterior (Figura 5.2.5) se observa las zonas donde se producen la mayor cantidad de esfuerzos durante la excavación del segundo túnel, los hastiales (laterales) es la zona donde se concentra la mayor cantidad de esfuerzos calculándose un valor de 158 Tn/m^2 . En el recuadro (A) se muestra en 3D la escala real de la deformación producida y la distribución de los esfuerzos, mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor).

4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.

A continuación se muestran esfuerzos y deformaciones de los túneles una vez excavados con presencia de agua en el macizo, cabe destacar que no es notoria la variación de los valores de deformación debido a la litología tratada, el módulo de elasticidad y el de Poisson.

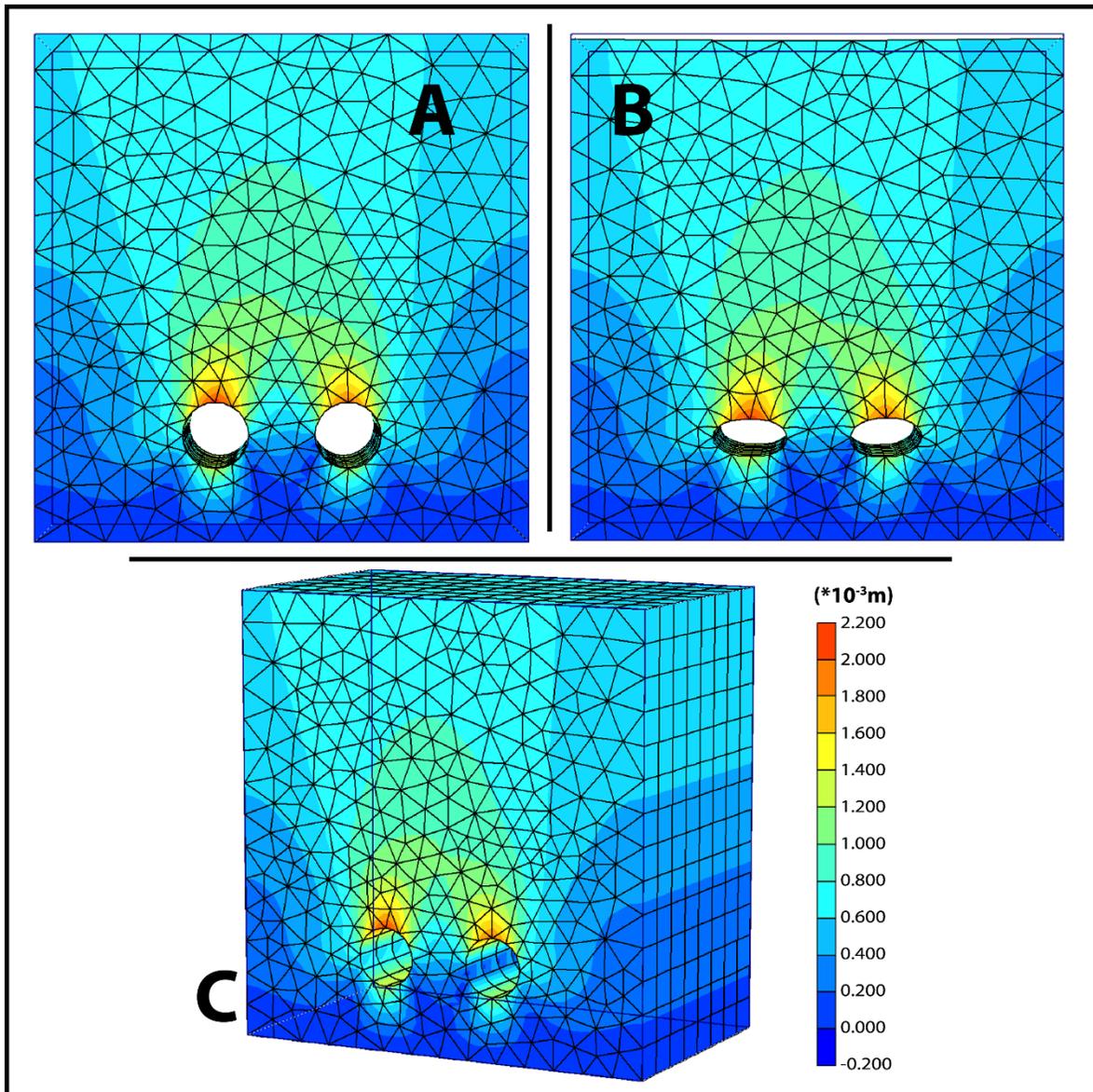


Figura 5.2.6. Deformaciones totales en los túneles con presencia de agua en el macizo

El valor total de la deformación en los túneles con presencia de agua es de 1,28mm, mientras que los esfuerzos están alrededor de 158 Tn/m² en total (Ver figura 5.2.6 y 5.2.7). Se muestran las imágenes en 2D y 3D de las zonas a excavar, donde también se aprecian tanto la escala real como la escala deformada (2000 veces mayor).

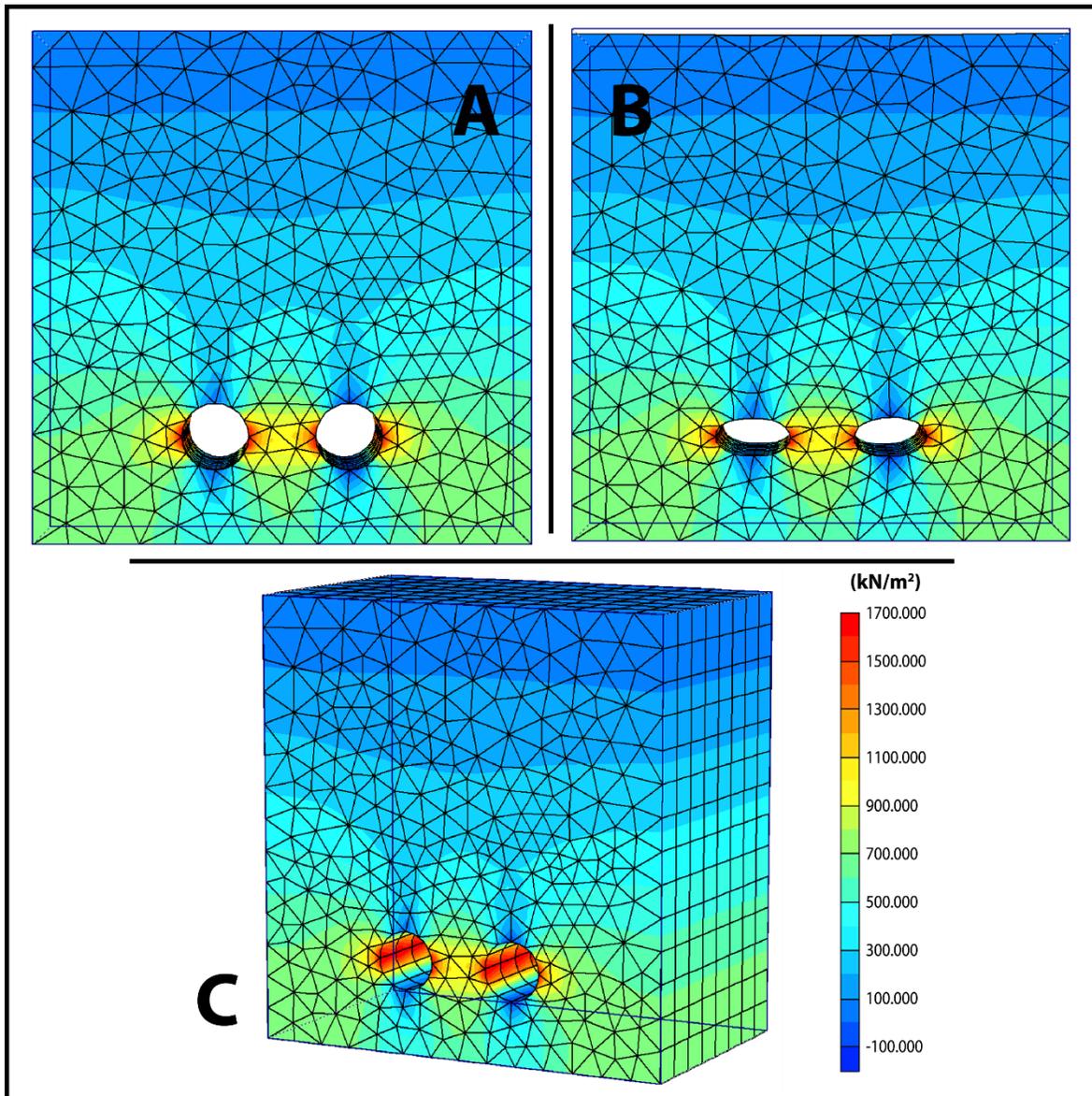


Figura 5.2.7. Distribuciones de los esfuerzos en los túneles con presencia de agua.

5.3. PERFORACIÓN BH-51

Datos:

- Módulo de Elasticidad: $1,68 \times 10^5 \text{ Tn/m}^2$
- Módulo de Poison (ν): 0,20
- Cohesión (c): 9,06MPa.
- Angulo de Fricción: 22,67 deg
- P. Unitario seco: $2,61 \text{ Tn/m}^3$
- P. Unitario húmedo: $2,57 \text{ Tn/m}^3$

1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar

Con 5.248 elementos, 15.801 nodos y 31.680 puntos de esfuerzos, se tiene:

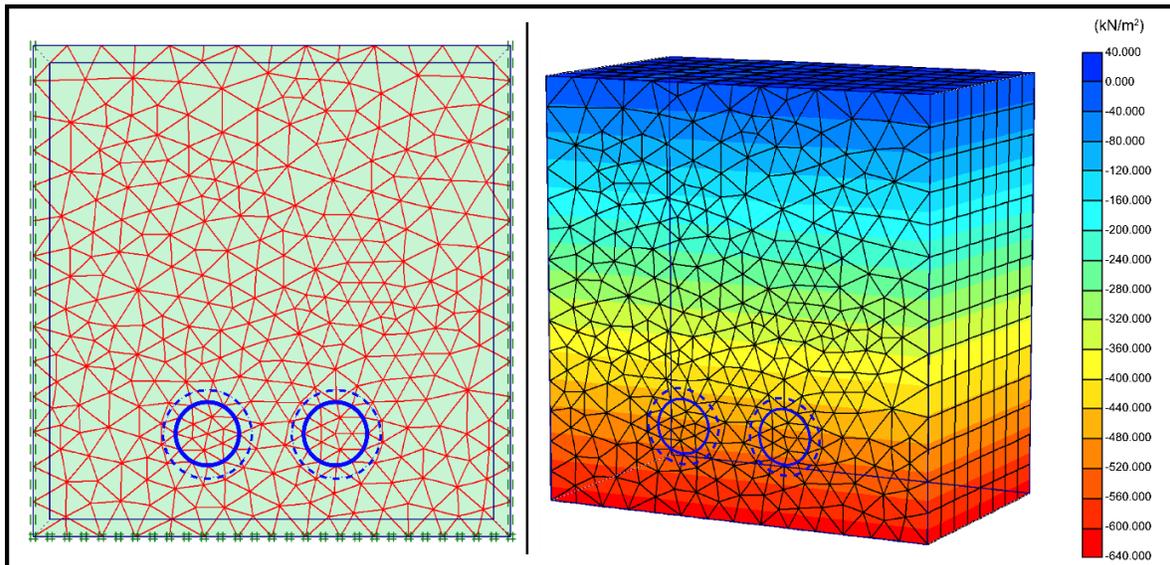


Figura 5.3.1. Etapa inicial BH-51

La figura 5.3.1 muestra las condiciones iniciales (2D y 3D) y la distribución de los elementos triangulares con los diferentes nodos, sin esfuerzos aparentes.

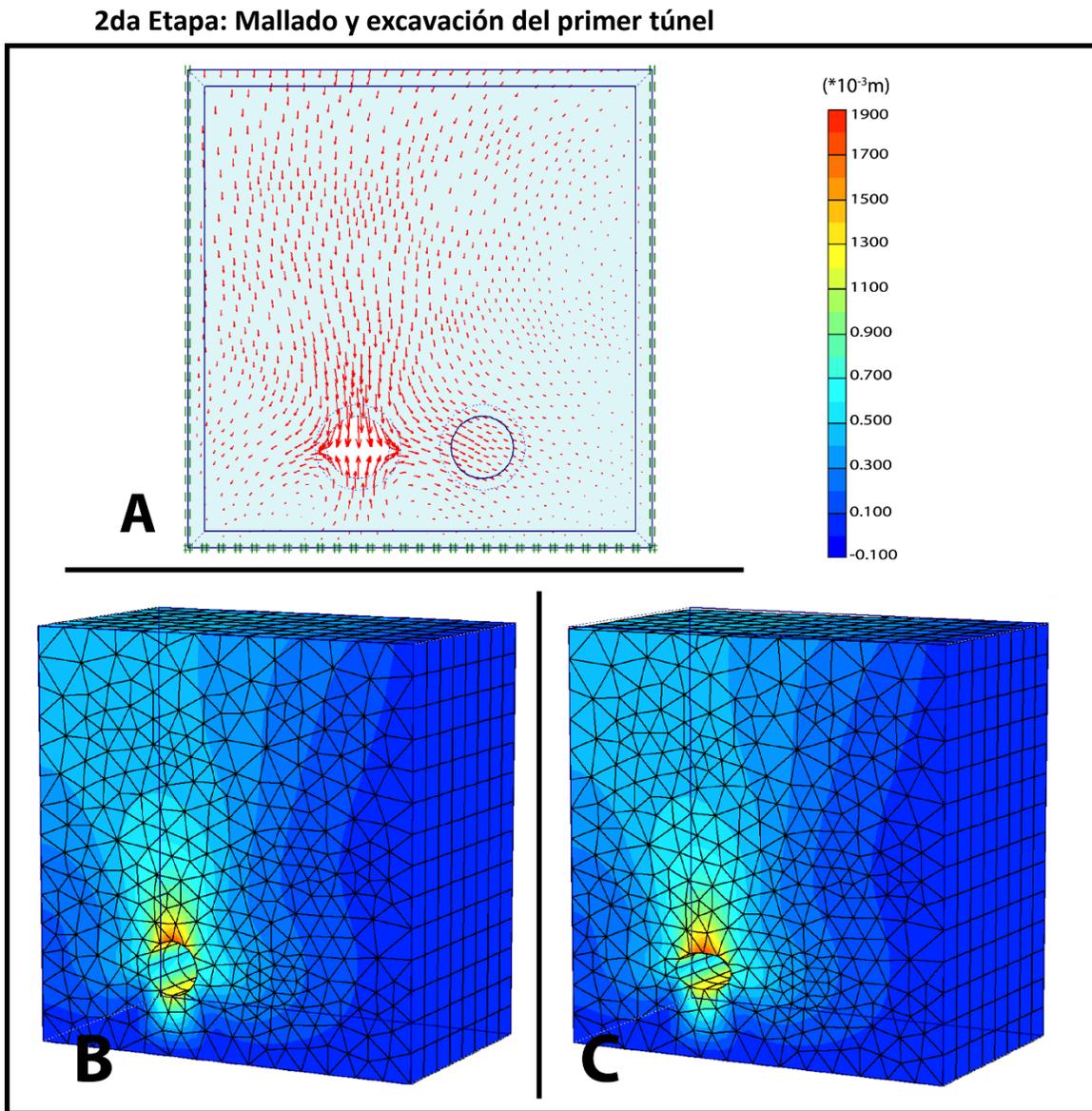


Figura 5.3.2. Distribución de los desplazamientos y deformación de la primera excavación BH-40

La figura 5.3.2 (A) muestra la distribución y dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la excavación. Se calcula un valor de 0,91mm de deformación total en el primer túnel, donde la vertical es de 0,90mm y la horizontal es 0,322mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor (2000 veces más grande) y el asentamiento producido por la subsidencia de la carga litostática superior, logrando así visualizar la zona deformada.

Se muestra a continuación en la figura 5.3.3, la distribución de los esfuerzos producidos durante la excavación; calculándose un valor de 157 Tn/m^2 de esfuerzos totales, donde la mayoría se encuentra en los hastiales del túnel. En el recuadro (A) se muestra la escala real de la deformación producida mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor).

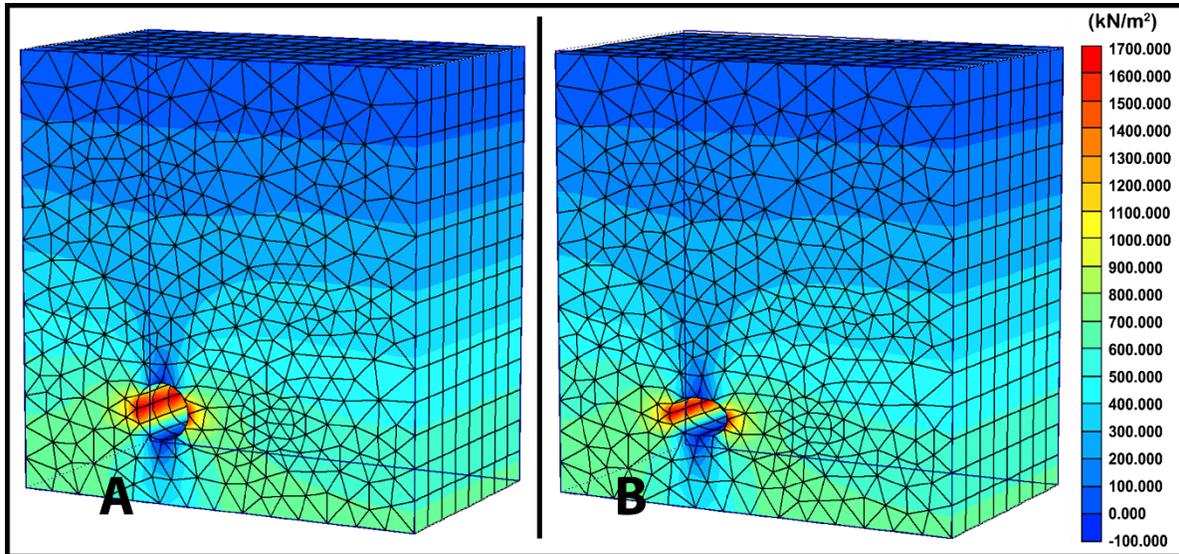


Figura 5.3.3. Distribución de los esfuerzos durante la primera excavación.

3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel

Se comienza la excavación del segundo túnel simulando los 100 m de distancia entre TBM lo que se muestra a continuación en la figura 5.3.4.

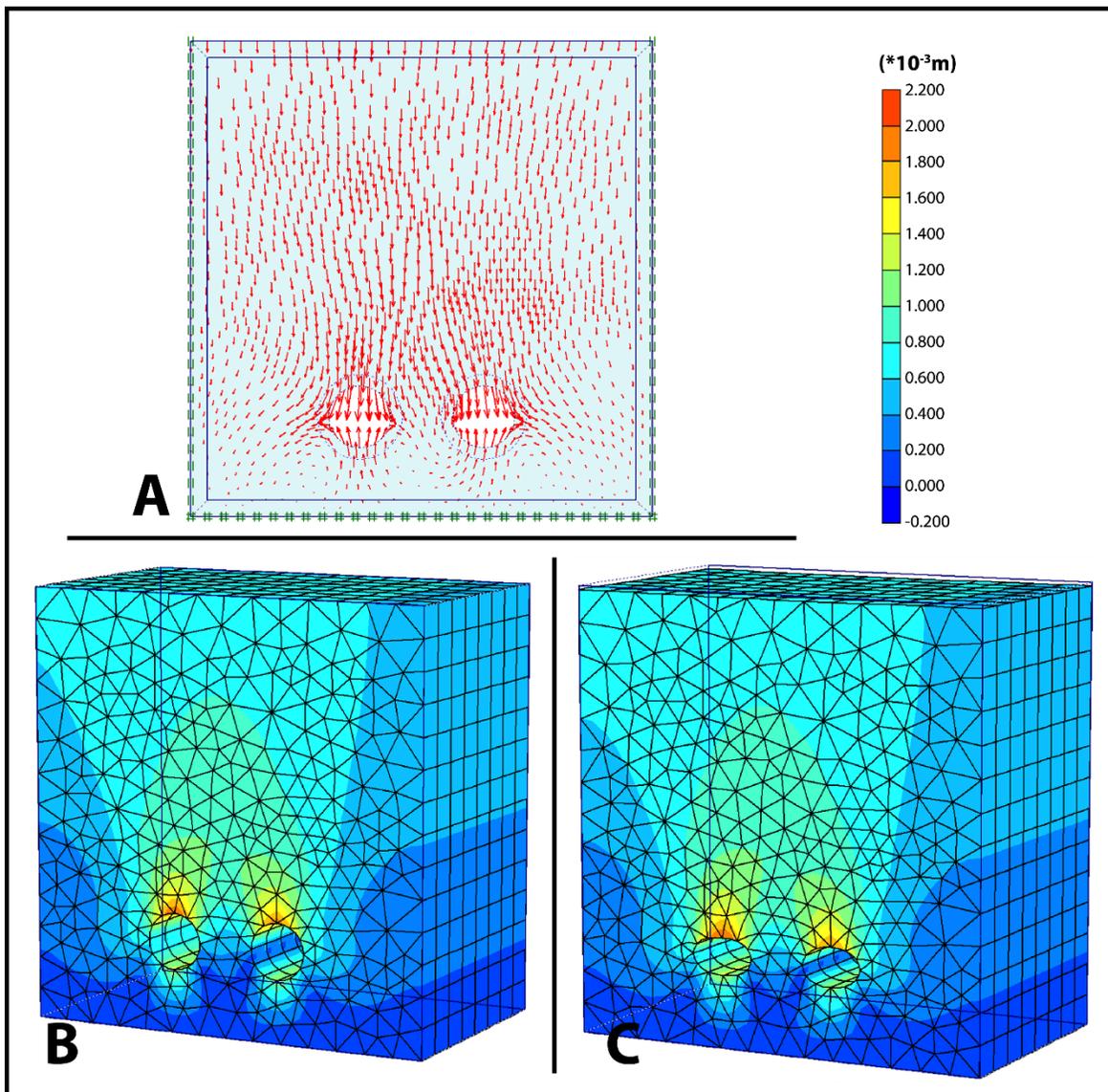


Figura 5.3.4. Distribución de los desplazamientos y deformación de la segunda excavación

En la figura 5.3.4 (A) muestra la dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la segunda excavación. Se calcula un valor de 1,02mm de deformación total en el segundo túnel, donde la vertical es de 1,02mm y la horizontal es 0,298mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor (2000 veces más grande). Cabe destacar que la excavación del segundo túnel no afecta el primero y viceversa, por ende.

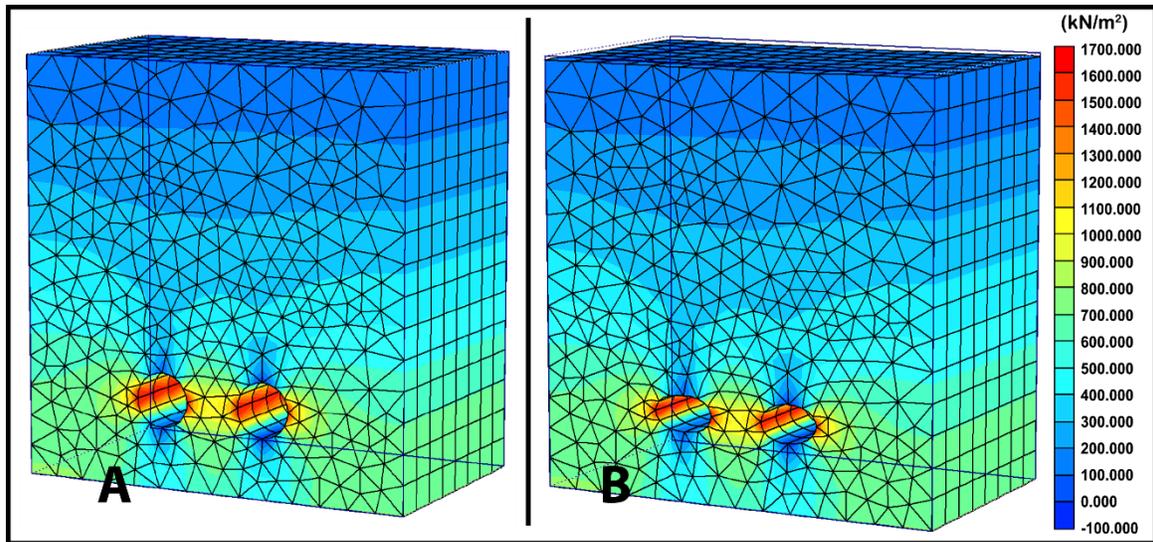


Figura 5.3.5. Distribución de los esfuerzos durante la segunda excavación.

En la figura anterior se observa las zonas donde se producen la mayor cantidad de esfuerzos durante la excavación del segundo túnel, calculándose un valor de 162Tn/m^2 . En el recuadro (A) se muestra en 3D la escala real de la deformación producida y la distribución de los esfuerzos, mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor).

4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.

A continuación se muestran esfuerzos y deformaciones de los túneles una vez excavados con presencia de agua en el macizo.

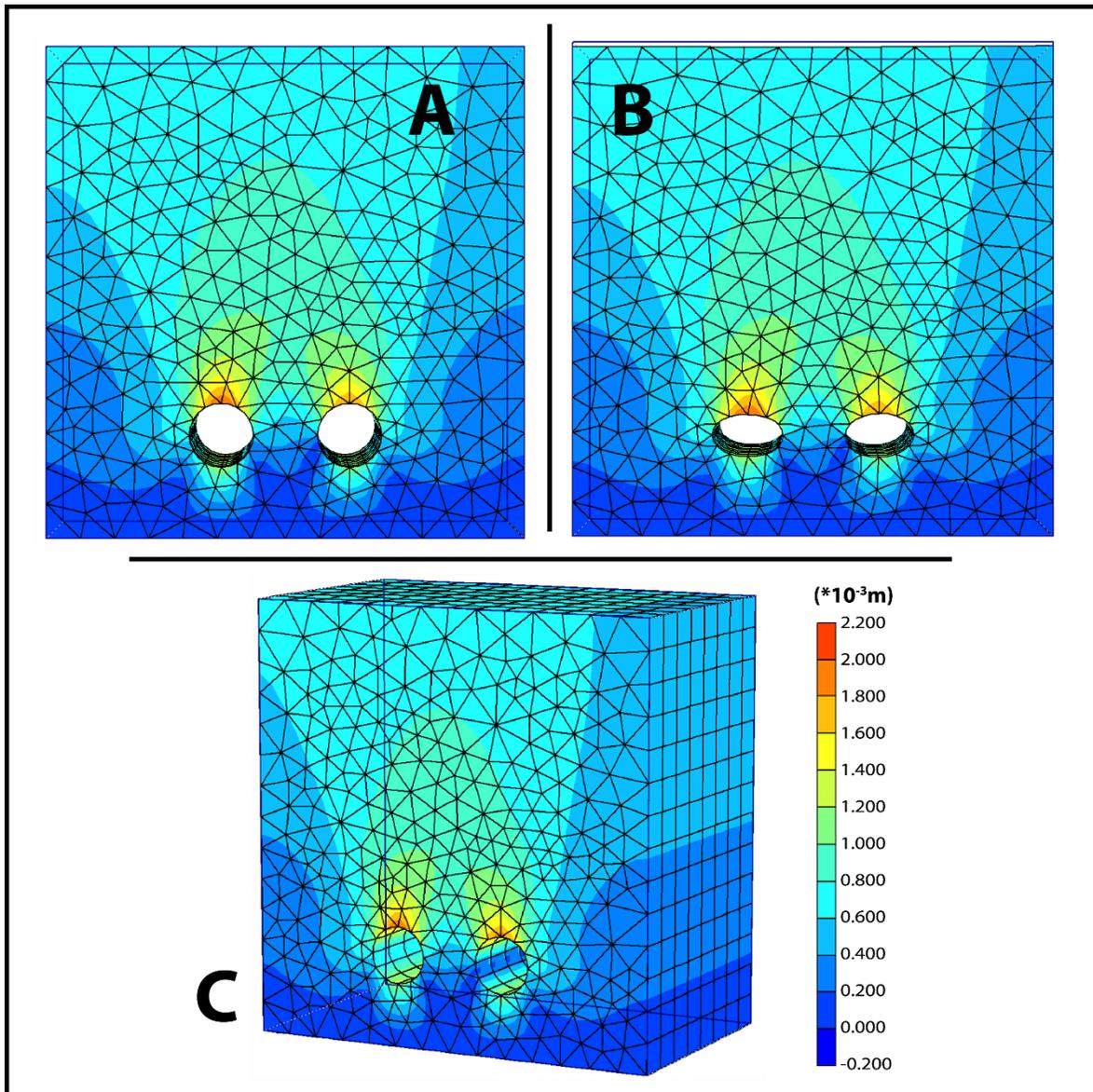


Figura 5.3.6. Deformaciones totales en los túneles con presencia de agua en el macizo

El valor total de la deformación en los túneles con presencia de agua es de 1,04mm, mientras que los esfuerzos están alrededor de $162Tn/m^2$ en total (Ver figura 5.3.6 y 5.3.7). Se muestran las imágenes en 2D y 3D de las zonas a excavar, donde también se aprecian tanto la escala real como la escala deformada (2000 veces mayor)

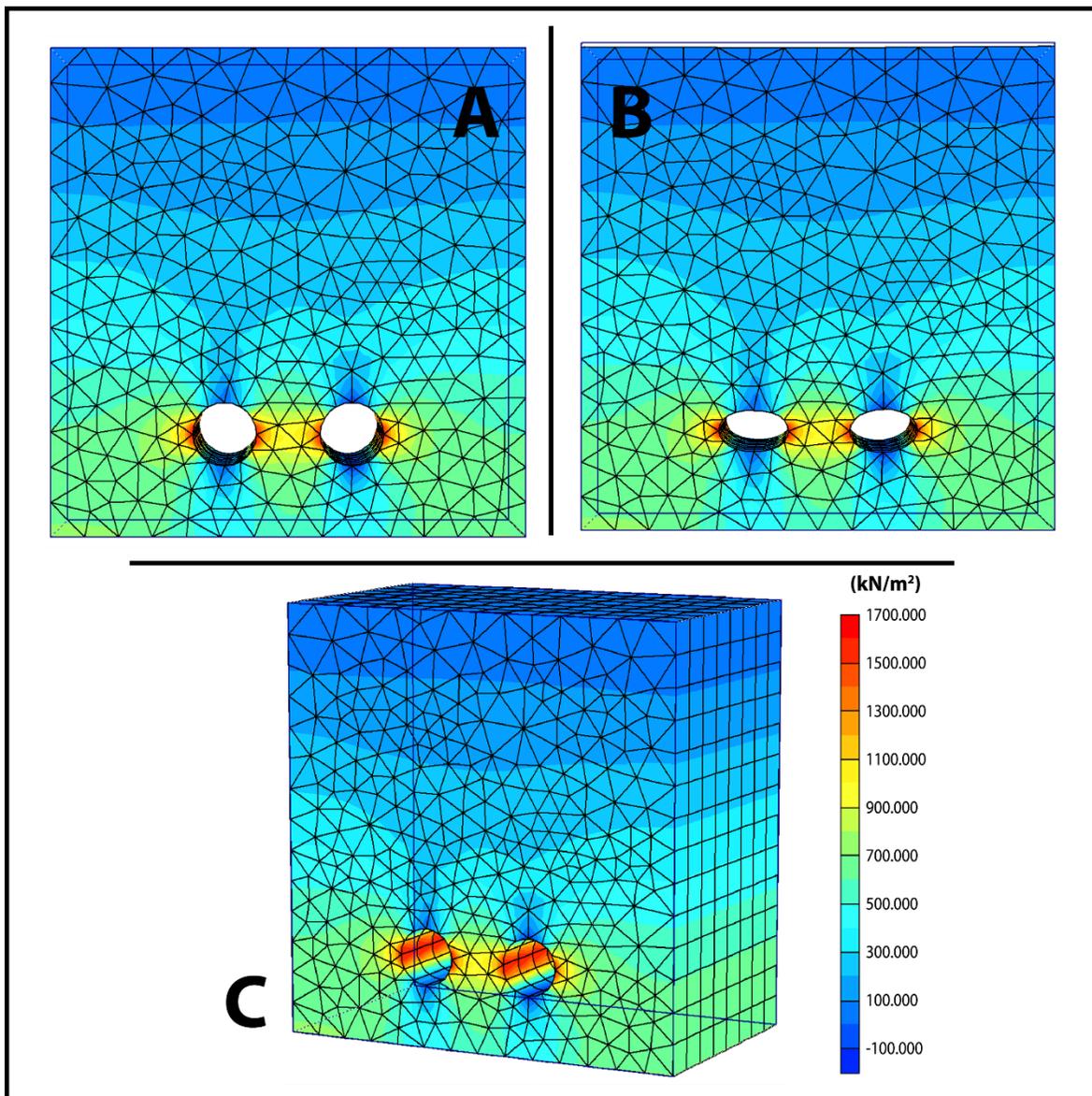


Figura 5.3.7. Distribuciones de los esfuerzos en los túneles con presencia de agua.

5.4. PERFORACIÓN BH-60

Datos:

- Módulo de Elasticidad: $1,62 \times 10^5 \text{ Tn/m}^2$
- Módulo de Poison (ν): 0,20
- Cohesión (c): 7,82MPa.
- Angulo de Fricción: 22,18 deg
- P. Unitario seco: $2,61 \text{ Tn/m}^3$
- P. Unitario húmedo: $2,57 \text{ Tn/m}^3$

1era Etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar

Con 5.248 elementos, 15.801 nodos y 31.488 puntos de esfuerzos, se tiene:

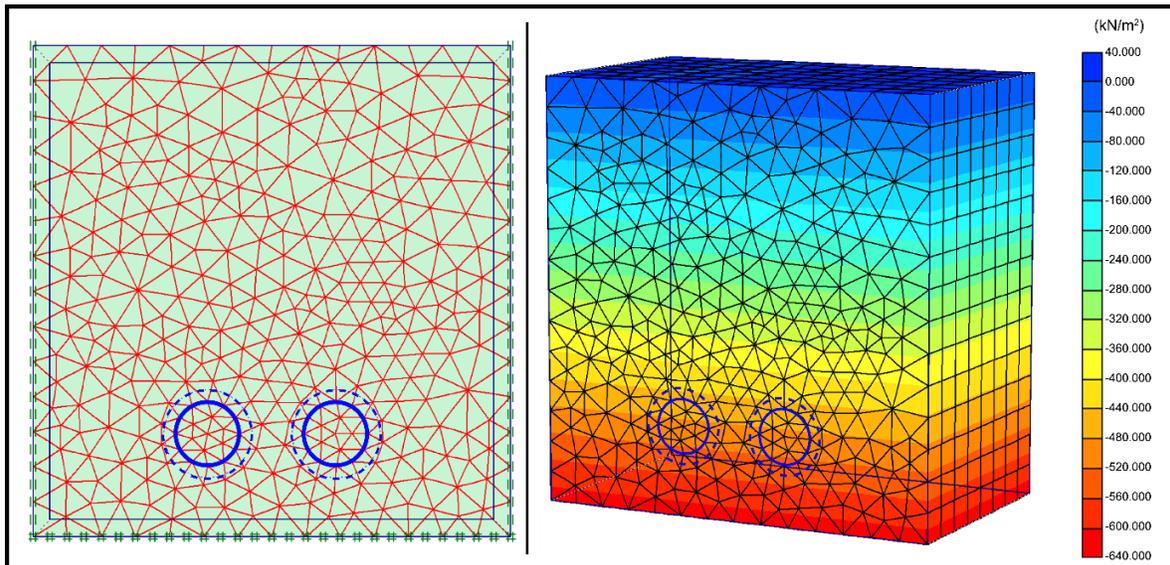


Figura 5.4.1. Etapa inicial BH-60

La figura 5.4.1 muestra las condiciones iniciales (2D y 3D) y la distribución de los elementos triangulares con los diferentes nodos, sin esfuerzos aparentes.

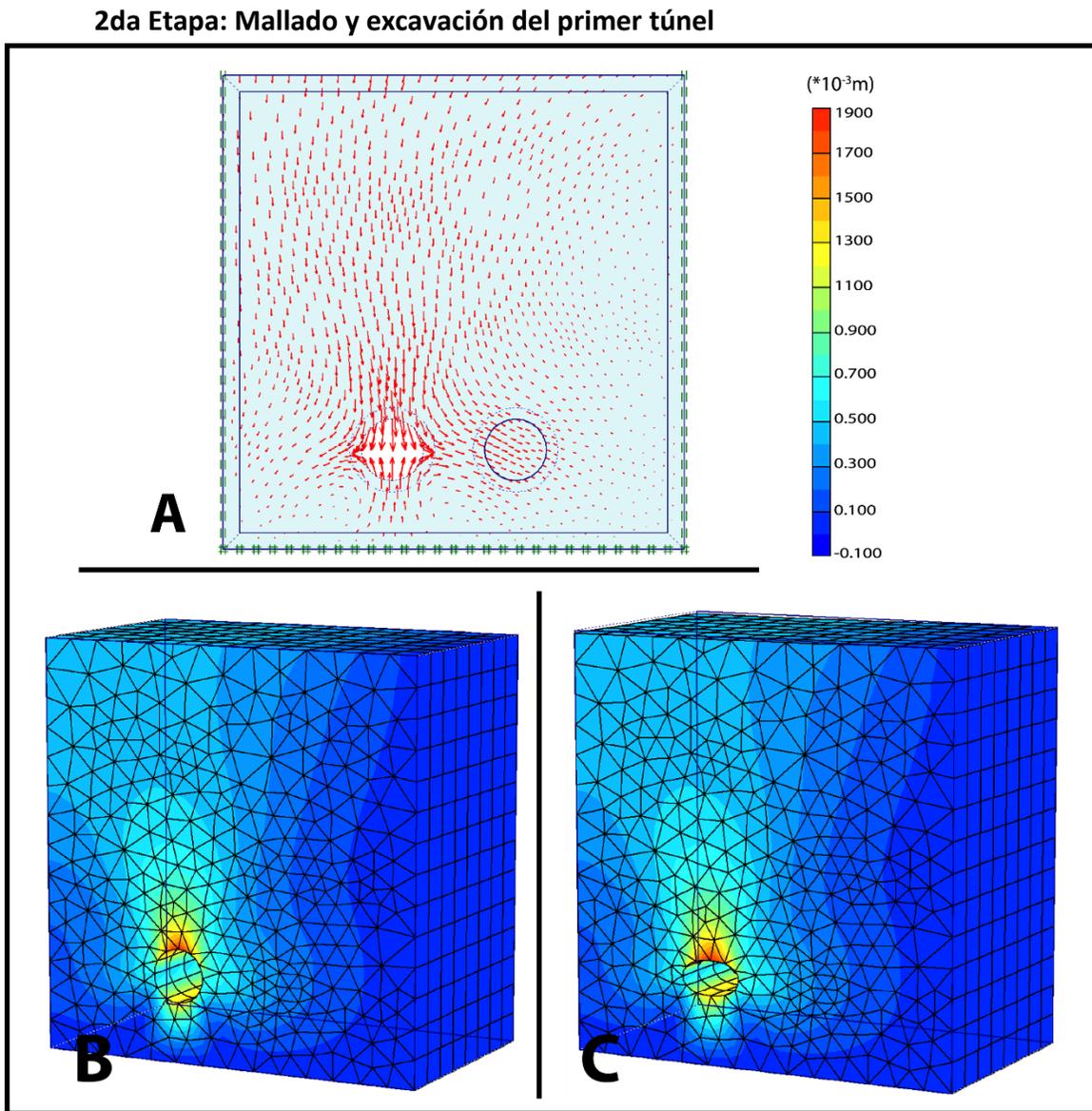


Figura 5.4.2. Distribución de los desplazamientos y deformación de la primera excavación BH-40

La figura 5.4.2 (A) muestra la distribución y dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la excavación. Se calcula un valor de 0,94mm de deformación total en el primer túnel, donde la vertical es de 0,93mm y la horizontal es 0,33mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor (2000 veces más grande).

Se muestra a continuación en la figura 5.4.3, la distribución de los esfuerzos producidos durante la excavación; calculándose un valor de 157 Tn/m^2 de esfuerzos totales, donde la mayoría se encuentra en los hastiales del túnel. En el recuadro (A) se muestra la escala real de la deformación producida mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor).

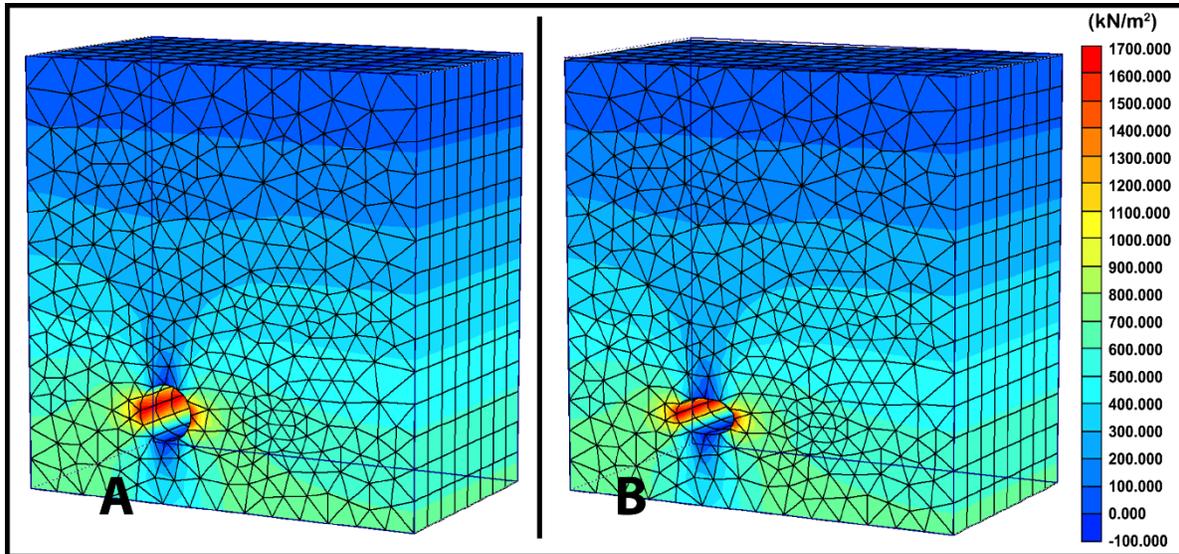


Figura 5.4.3. Distribución de los esfuerzos durante la primera excavación.

3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel

Se comienza la excavación del segundo túnel simulando los 100 m de distancia entre TBM lo que se muestra a continuación en la figura 5.4.4.

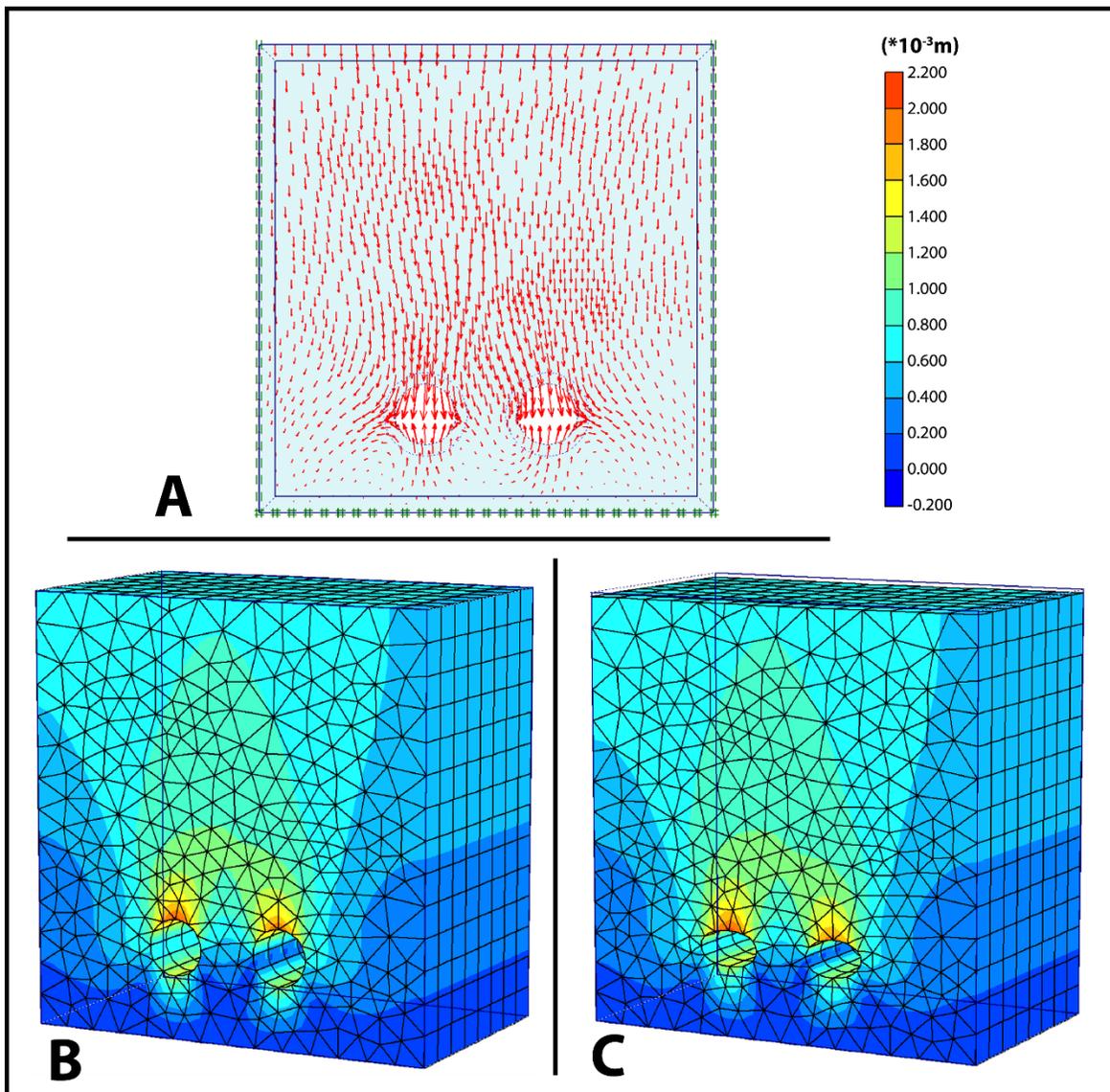


Figura 5.4.4. Distribución de los desplazamientos y deformación de la segunda excavación

En la figura 5.4.4 se observa la dirección del desplazamiento total en el macizo rocoso una vez iniciada la segunda excavación. Se calcula un valor de 1,06mm de deformación total en el segundo túnel, donde la vertical es de 1,06mm y la horizontal es 0,30mm, observándose en el recuadro (B) la deformación a escala real y en el recuadro (C) la deformación a una escala mayor.

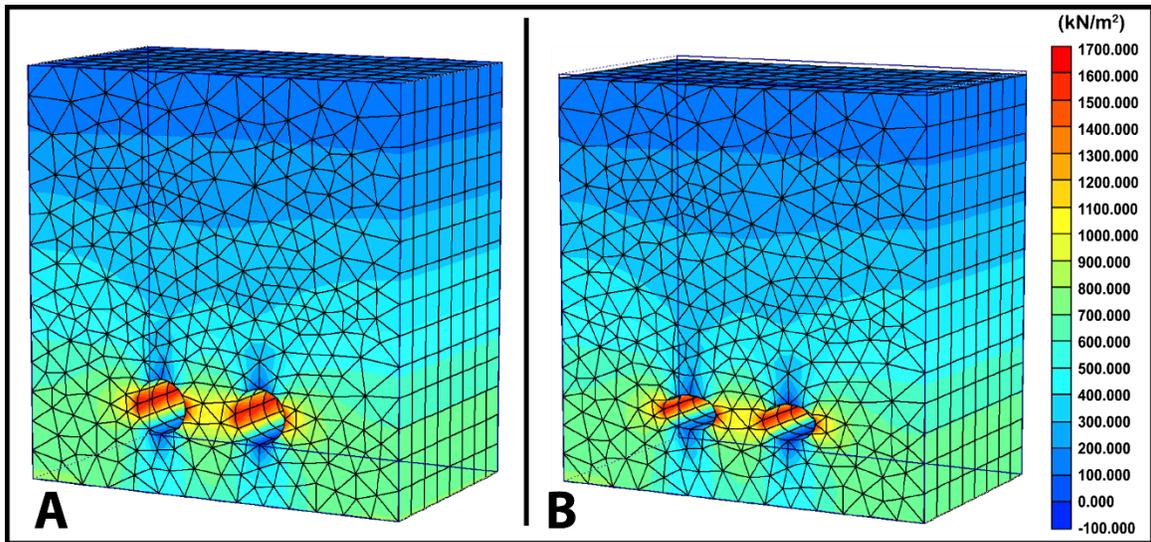


Figura 5.4.5. Distribución de los esfuerzos durante la segunda excavación.

En la figura anterior se observa las zonas donde se producen la mayor cantidad de esfuerzos durante la excavación del segundo túnel, calculándose un valor de 162Tn/m^2 . En el recuadro (A) se muestra en 3D la escala real de la deformación producida y la distribución de los esfuerzos, mientras que el recuadro (B) denota una escala modificada (2000 veces mayor).

4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.

A continuación se muestran esfuerzos y deformaciones de los túneles una vez excavados con presencia de agua en el macizo.

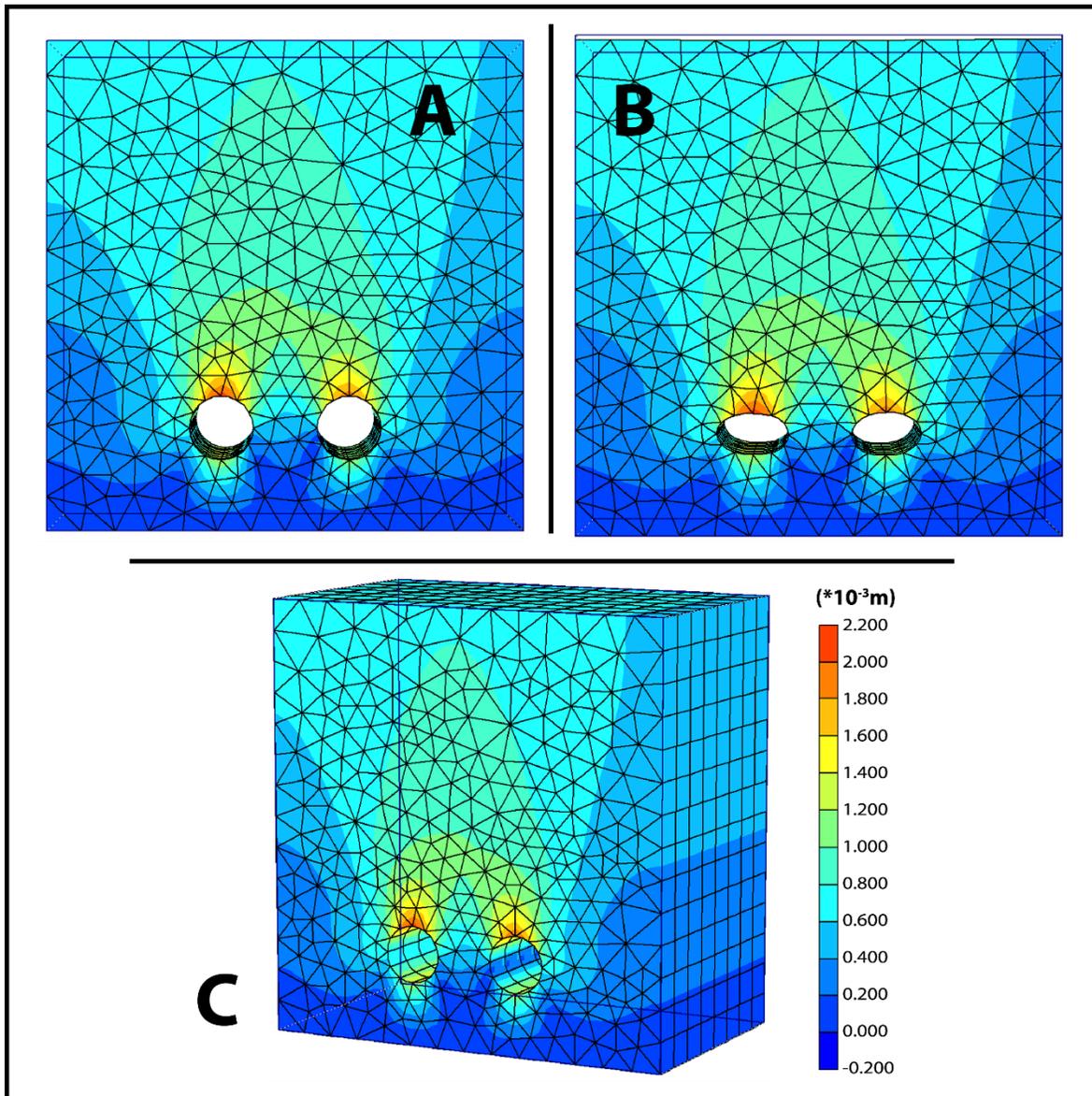


Figura 5.4.6. Deformaciones totales en los túneles con presencia de agua en el macizo

El valor total de la deformación en los túneles con presencia de agua es de 1,37mm, mientras que los esfuerzos están alrededor de $162Tn/m^2$ en total (Ver figura 5.3.6 y 5.3.7). Se muestran las imágenes en 2D y 3D de las zonas a excavar, donde también se aprecian tanto la escala real como la escala deformada.

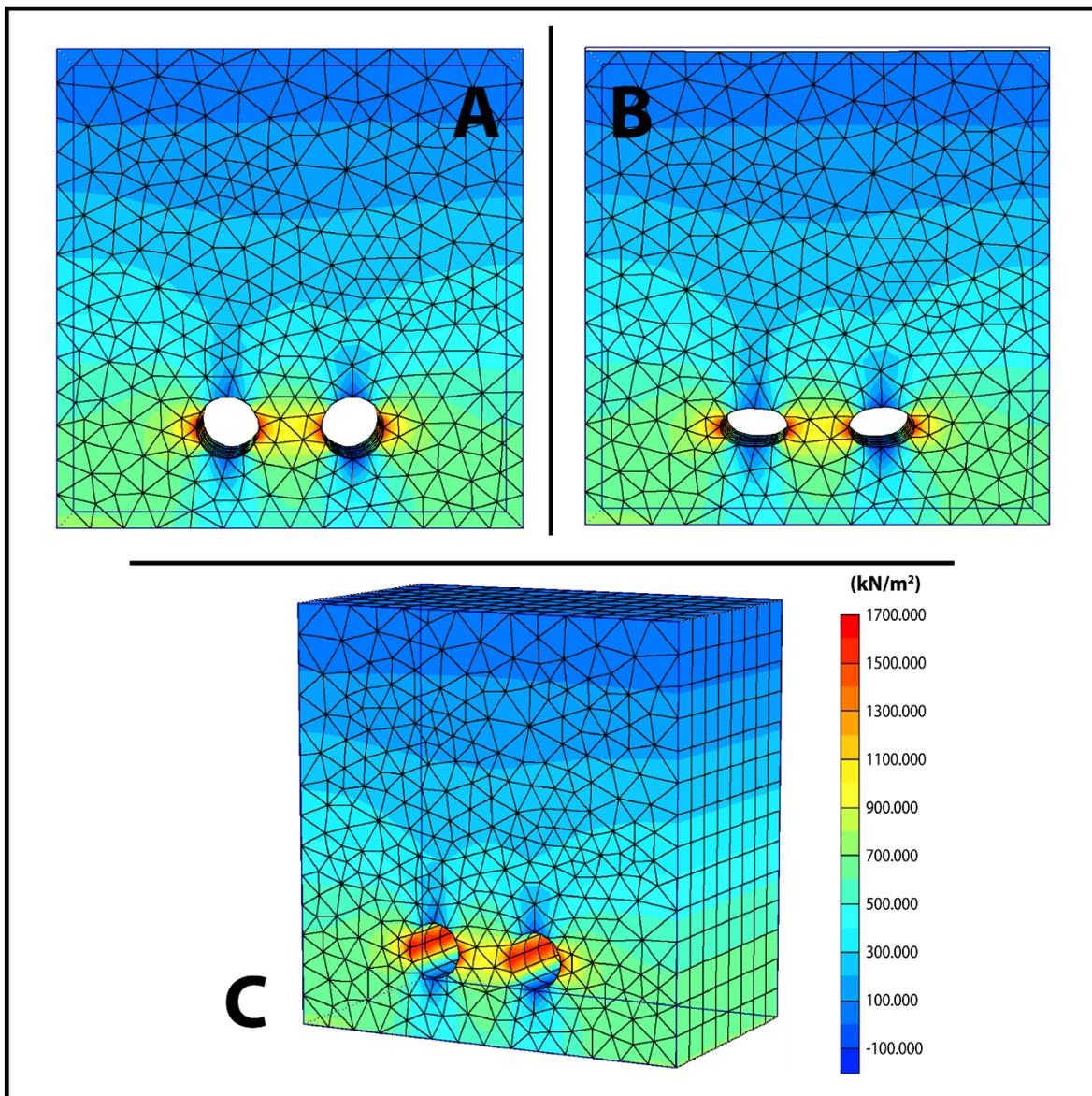


Figura 5.4.7. Distribuciones de los esfuerzos en los túneles con presencia de agua.

5.5. Elementos finitos - General (BH-10, BH-40, BH-51 y BH-60)

1era etapa: Mallado y túneles gemelos sin excavar

Antes de iniciar la simulación de excavación de los túneles es necesario cargar los datos geológicos, geotécnicos y geomecánicos en el programa. Los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos son despreciables debido al bajo valor que arroja el análisis, por ende no se reportan siquiera en el programa, es por ello que en esta etapa las condiciones iniciales del macizo rocoso se encuentran en estado natural, sin perturbación y en equilibrio.

2da Mallado y excavación del primer túnel

Al comenzar la excavación del primer túnel, se logra apreciar la distribución de los esfuerzos, los desplazamientos se distribuyen hacia el centro del túnel, buscando el reajuste de los elementos y a su vez el equilibrio. Se tienen deformaciones en el orden de 0.90mm a 1.90mm en general, mayormente en el eje vertical con valores de 0.80mm a 1.80mm, al mismo momento que se obtienen valores de 0.30mm a 0.60mm en el eje horizontal, esto es debido en parte a la carga litostática presente.

Por su parte, los esfuerzos producidos se dan en dirección perpendicular a las deformaciones, concentrándose en su mayoría en los hastiales del túnel, con valores que van de 153 Tn/m² a 164 Tn/m².

3era etapa: Mallado y excavación del segundo túnel

Los esfuerzos en esta etapa se distribuyen en ambos túneles, afectando en mayor proporción al segundo debido al sostenimiento preventivo que va colocando la TBM simultáneamente a la excavación del mismo.

La deformación total posee valores entre 1.02mm a 2.16mm, mayormente en el eje vertical, con valores de 1.02mm a 2.14mm, mientras que en eje horizontal posee valores de 0.29mm a 0.62mm. Los esfuerzos al igual que en la etapa anterior se concentran mayormente en los hastiales del túnel, con valores que van de 158 Tn/m² a 167 Tn/m².

4ta etapa: Mallado y excavación de ambos túneles simulando presencia de agua en el macizo rocoso.

Se obtiene en función de esta simulación valores de deformación en el orden de 1.28mm con esfuerzos de 158 Tn/m² aproximadamente.

Es relevante resaltar que el túnel ni se ve afectado en desplazamiento, deformación ni esfuerzo por la presencia de agua.

4.7. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON EL TRAMO SURESTE PREVIAMENTE ESTUDIADO.

Tabla 4.7. Comparación de los resultados del tramo sureste-noreste

		OLIVEROS & OLIVEROS (2014)				ARAQUE & MARCHAN			
		BH-19	BH-21	BH-240	BH-250	BH-10	BH-40	BH-51	BH-60
MACIZO ROCOSO	Perforación								
	Profundidad total (m)	130	190	190	52	76	260	180	240
	Porcentaje de cuarzo (%)	21-31	20-72	7-60.	26-41	20 – 32	6 – 30	10 – 23	13-35
	Resistencia la compresión (MPa)	43,80	53,41	49,97	41,12	34.9	29.80	22.34	12.1
	Resistencia a la tracción (MPa)	-7,52	-5,86	-8,41	-0,63	-4,20	-4,30	-3,78	-1,17
	Cohesión (MPa)	11,26	13,67	13,76	1,40	8,80	10,16	9,06	7,82
	Ángulo de fricción (deg)	32,40	35,78	30,47	26,33	35,50	27,26	22,67	22,18
	Abrasividad Cerchar	Alta	Alta	Alta	Baja	Alta	Alta	Alta	Alta
	Resistencia I.S.R.M.	Mod.	Mod.	Mod.	Baja	Mod.	Mod.	Media	Media
1er TÚNEL	Desplazamiento vertical (mm)	32,00	21,00	6,30	10,00	1,89	1,12	0,90	0,93
	Desplazamiento horizontal (mm)	26,00	15,00	4,90	7,50	0,39	0,39	0,32	0,33
2do TÚNEL	Desplazamiento vertical (mm)	34,00	21,00	6,30	10,50	1,26	1,27	1,02	1,06
	Desplazamiento horizontal (mm)	26,00	15,00	4,90	7,70	0,37	0,37	0,29	0,31

*Mod.: Moderada Resistencia

En la tabla anterior (tabla 4.7) se muestra los parámetros del macizo rocoso obtenidos a partir del modelo geomecánico, así como los desplazamientos obtenidos mediante la simulación de la excavación de los túneles del sistema de transporte Metro Caracas-Guarenas-Guatire, tanto en el tramo noroeste como el sureste.

Existe una discrepancia entre los parámetros y característica de los tramos, el sureste estudiado por Oliveros C. & Oliveros C. en el año 2014 y el estudiado en el presente trabajo. A pesar de tratarse de la misma litología (Esquisto Las Mercedes), los parámetros de resistencia a la compresión son variados, siendo mayor en el tramo sureste previamente caracterizado, esto es debido a distintos factores tales como:

- Las dimensiones de las probetas son diferentes, en el tramo sureste son de tipo HQ (63,5mm de diámetro), mientras que en el tramo noroeste son de tipo NX (47,6mm de diámetro).
- El contenido de cuarzo es mayor en el tramo sureste, proporcionando a la roca en esta área mayor abrasividad y dureza.
- El ángulo entre los planos de anisotropía y el plano horizontal es menor en el tramo sureste, de 16° en promedio, mientras que en el tramo noroeste es de 21° promedio.

En función a lo antes escrito se tiene, en el tramo noroeste la roca presenta menor resistencia a la compresión, sin embargo, se clasifica al igual que el tramo sureste como una roca de moderada resistencia (I.S.R.M)

Las deformaciones obtenidas una vez excavados los túneles gemelos son menores en el tramo noroeste, esto es debido posiblemente a que en la simulación de la excavación en el tramo sureste fue realizada con un módulo de elasticidad menor al utilizado en el tramo noroeste; teniendo en cuenta que a mayor módulo de elasticidad menor será la deformación producida. No obstante, la simulación en el tramo norte fue realizada con un sostenimiento preventivo proporcionado directamente por la túneladora simultáneamente a la excavación.

4.8. PARÁMETROS PARA LA ELECCIÓN Y EL RENDIMIENTO DE LA TBM - COMPARACIÓN CON LA ADQUIRIDA POR A EMPRESA.

Para la aplicación de las TBM, es preciso hacer un análisis y evaluación de todos los factores que influyen en su operación y rendimiento, empezando por la geología del terreno para elegir la máquina más apropiada:

Consideraciones geológicas: en el caso de la zona estudiada nos encontramos en una roca dura con altos valores de resistencia a la compresión la cual afecta la excavabilidad, también hallamos un alto contenido de cuarzo dando como resultado una abrasividad alta y afectando la vida útil de los elementos cortantes. Las herramientas de corte más recomendada en los últimos tiempos para rocas duras y abrasivas son de dimensiones y capacidades de 15 1/2" (250 kN) a 17" (270) y 19" (300), los cortadores de 17" y 19" generan un mayor avance en la excavación al mismo tiempo que se aumenta su vida útil.

Longitud de excavación: Para que la aplicación de las máquinas túneladoras se justifique, técnica y económicamente, uno de los principales parámetros para su elección es la longitud del tramo o longitud de excavación, en el caso de proyecto de los túneles del sistema de transporte Metro Caracas-Guarenas-Guatire la longitud es de 15.200m siendo este un valor alto al momento de elección del método de excavación y justificando el uso de una TBM en el proyecto.

Fuerza de empuje: La fuerza de empuje sirve para hundir los cortadores dentro de la roca, venciendo ampliamente su resistencia a la compresión, es decir, en el caso estudiado la mayor resistencia de compresión a vencer según el modelo geomecánico es de 34,4 MPa donde la fuerza tiene que ser de 20.149,34 kN, haciendo de igual forma el cálculo para el tramo estudiado por Oliveros & Oliveros la resistencia a vencer es de 53,41 MPa con una fuerza de empuje de 31.281,85 kN, cabe destacar que este cálculo de fuerza de empuje es para un solo elemento de corte. Ver tabla 4.8.

Velocidad de giro: La velocidad de rotación, está en función del diámetro del cabezal, cuanto más grande es el cabezal, la velocidad de rotación es menor. La velocidad de rotación viene establecida por la fábrica de las TBM, en la última generación de estas pueden regularse automáticamente en diferentes valores dentro de un rango. En el caso de la zona de estudio se calculó mediante una fórmula de acuerdo a la dureza y la abrasividad arrojando como resultado una velocidad de 2,05 rpm, donde se tomó un valor del coeficiente de seguridad de 2,5 estando entre los valores 2,2 a 2,75 arrojado por la siguiente formula:

$$\omega = \frac{1}{K} \times \frac{145}{\pi \times \phi_{exc}(\text{en metros})}$$

Potencia del motor: un parámetro no menos importante como los demás es el de la potencia del motor de las túneladoras, en este caso en particular, la potencia del motor calculada es de 1987,32kW dependiendo de la resistencia a la tracción, encontrada mediante el modelo geomecánico que arroja valores de tracción de 3,51 MPa.

Tabla 4.8. Comparación de parámetros de aplicación de la TBM

Comparación de parámetros de aplicación de la TBM			
	ARAQUE & MARCHAN	OLIVEROS & OLIVEROS	HERRENKNECHT
Resistencia a la compresión (MPa)	34,40	53,41	
Fuerza de empuje por cada cortador (kN)	20149,34	31281,85	
Resistencia a la tracción (MPa)	3,51	3,12	
Fuerza de tracción (kN)	2055,94	1827,50	
Momento de rotura (kNm)	9251,71	8223,74	11569,00
Velocidad de giro de la cabeza de corte (rpm)	2,05	2,05	0 - 4
Potencia del motor (kW)	1987,32	1766,50	2400,00

En función de los resultados obtenidos mediante los ensayos de laboratorio y un previo ajuste con su respectiva desviación estándar en los valores de resistencia a la tracción y compresión tanto del tramo noroeste como el sureste, se deduce que los parámetros de la TBM adquirida por la empresa se adaptan al criterio de CSM modificado, el cual incluye los

datos basados en las propiedades geológicas y geomecánicas de la roca, la estimación de las fuerzas de corte sobre los cortadores individuales y determina la orientación general, el par y la potencia mínima de energía de toda la cabeza de corte en función de las propiedades físicas y geomecánicas de la roca. Al comparar ciertos parámetros de la túneladora con la cual se excavarán los túneles para el sistema de transporte Caracas-Guarenas-Guatire y los obtenidos mediante cálculos matemáticos con los resultados arrojados por los diferentes ensayos, se determina que por estar estos últimos por debajo de los valores aceptados por la TBM, la túneladora cumple con los estándares necesarios para realizar la excavación en ambos tramos estudiados.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Al establecer el modelo geológico se concluyen:

1. Los parámetros de color, textura, mineralogía y foliación son constantes a todo lo largo del tramo estudiado.
2. El contenido de minerales mayoritarios es determinante para el nombre de la litología.
3. El contenido de mineral de cuarzo en la roca estudiada es de 22.3%, en función de esto se tiene que la roca es altamente abrasiva, determinada tanto con el ensayo cerchar como con el estudio petrográfico.
4. El grado de meteorización disminuye a medida que se profundiza en el subsuelo, favoreciendo la trayectoria del túnel, debido a que en ese tramo la litología se encuentra poco o nada meteorizada.
5. La cuantificación del RQD en los testigos de perforación está afectada principalmente por la geología local de la zona, asociada a los procesos estructurales (fallas y fracturas) tanto regional como local del macizo rocoso.
6. Los procesos de vibración en los métodos de perforación generan daños en las muestras recuperadas, debido a los planos de debilidad presentes en las rocas, dominados directamente por intercalaciones de grafito y micas.

A partir del modelo geomecánico se concluye:

7. El resultado de los ensayos geomecánicos van en función del tipo de roca tratada, la mineralogía presente y la debilidad estructural (foliación, pliegues) que esta puede contener.

8. La dirección y ubicación de los planos de debilidad en las muestras a la hora de aplicar el ensayo es de vital importancia, ya que interviene de forma directa en los resultados de compresión en un mismo intervalo de profundidad.
9. La abrasividad es una propiedad fundamental para evaluar el grado de avance, este valor ayudará a seleccionar mejor los equipos para el proyecto de excavación así como los elementos cortantes de la TBM.
10. Los valores de compresión, tracción, cohesión y ángulo de fricción se ajustaron a partir del criterio de resistencia y fracturamiento del macizo rocoso Hoek & Brown mediante el software *Rocdata*[®].
11. El esquisto Las Mercedes es una roca competente de moderada resistencia a compresiones, va de la mano con la el grado de meteorización.
12. El análisis de las deformaciones y distribución de los esfuerzos se realizó mediante el método de elementos finitos con el programa *Plaxis*[®] *3D-Tunnel*, determinando que durante la excavación los túneles gemelos tendrán una deformación de hasta 3mm en general, mayormente en el eje vertical, mientras que los esfuerzos máximos que tendrá el macizo rocoso serán de 170 Tn/m², principalmente en los hastiales del túnel.
13. Las deformaciones producidas durante y posterior a la excavación son despreciables por el efecto escala a nivel del macizo, y no perturban ninguna estructura presente en la montaña.
14. La BH-10 es la perforación que más se ve afectada y deformada a la hora de excavar los túneles, esto es debido a lo próximo que esta se encuentra de la superficie, y el grado de meteorización de la zona por la cual va a pasar la TBM es mayor que las demás perforaciones.
15. Los valores geomecánicos, geotécnicos y geológicos son de vital importancia a la hora de ejecutar la simulación en el software, es por esto que se deben realizar la mayor cantidad de ensayos posibles para mayor precisión a nivel de resultados.

16. El Esquisto Las Mercedes en la zona estudiada no posee permeabilidad primaria y la secundaria disminuye a medida que profundiza, por tanto, la presencia de un nivel freático no afectará en desplazamiento, deformación ni esfuerzos al macizo durante el paso de la TBM, sino en el drenaje del mismo durante la excavación.
17. A mayor módulo de elasticidad que posea la roca menor será la deformación que está sufriendo durante cualquier perturbación a la cual se vea sometida.
18. El modelo que mejor se adapta para la elección y adquisición de la TBM en el sistema de transporte Caracas-Guaremas-Guatire es el CSM modificado, el cual abarca no solo las condiciones geológicas y geomecánicas del macizo, sino las condiciones de potencia de la cabeza de corte.
19. La túneladora adquirida cumple con los estándares necesarios para la excavación de ambos túneles del sistema de transporte.

5.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda completar el modelo geomecánico y el análisis de elemento finito en el tramo central del lineamiento del Sistema de Transporte Masivo Metro Caracas-Guaremas-Guatire.
2. Completar el perfil de meteorización de la roca a profundidad en todo el lineamiento del Sistema de Transporte Masivo Metro Caracas-Guaremas-Guatire.
3. Realizar el ensayo de penetrabilidad para calcular la fuerza de empuje necesaria para que la TBM penetre en la roca y el rendimiento de la misma.
4. Tomar muestras in situ durante toda la construcción y excavación del túnel, analizarlas a profundidad y correlacionar los resultados con el resto de las perforaciones existentes de manera de corroborar el modelo geológico propuesto.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

6.1 REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

A., G. P., 1989. *Diseño geotécnico de túneles*, Caracas: Universidad Central de Venezuela.

Addinal, E. & Hackett, P., (1964). Tensile Failure In Rock-Like Materials. *6th Symposium on Rock Mechanics*, pp. 515-538.

Aguerrevere, S. E. & Zuloaga, G., (1937). Observaciones geológicas de la parte central de la Cordillera de la Costa, Venezuela. *Bol. Geología y Minería, Tomo I*, pp. 8-24.

Aguerrevere, S. & Zuloaga, G., (1938). Nomenclatura de las formaciones de la parte central de la Cordillera de la Costa. *Bol, Geologia y Minería, Tomo I, Caracas*, pp. 281-284.

Álvarez & Rodríguez, (2008). *caracterización geomecánica para el proyecto del sistema subterráneo Metro de Caracas. Línea 5, tramo Zona Rental de la U.C.V-Bello Monte*. Caracas: s.n.

Anon., (1968). Uniaxial Compression Test At Strain Rates From 10^{**4} /Sec On Three Geologic Materials. *10 th Symposium on Rock Mechanics*, pp. 34-35.

Arias , F., (1999). *El proyecto de investigación: Guía para su elaboración*. Caracas: Episteme.

Baamonde, J., (2006). *Petrología*. Caracas: Facultad de Ciencias , UCV.

Boada, A., (2008). *Análisis de esfuerzos del comportamiento del macizo rocoso debido a la excavación de los túneles del ferrocarril San Juan- Los Flores, mediante el método de los elementos finitos, en el municipio Juan German Roscío del estado Guárico*, Caracas: s.n.

Castillejo, M., (1993a). *Análisis Comparativo de los métodos de estabilidad de taludes y su control. Parte 1*, Caracas: s.n.

Castillejo, M., (1993b). *Análisis Comparativo de los métodos de estabilidad de taludes y su control. Parte 2*, Caracas: s.n.

Castillejo, M., (1993c). *Análisis Comparativo de los métodos de estabilidad de taludes y su control. Parte 3*, Caracas: s.n.

Chacon, A. y. G. W., (2008). *Caracterización geomecánica y modelado 3D de los macizos rocosos correspondientes al desarrollo de las obras subterráneas del sistema Caracas-Guarenas-Guatire*, Caracas: s.n.

D2664–95a, A., s.f. *Standard Test Method for Triaxial Compressive Strength of Undrained Rock Core Specimens Without Pore Pressure Measurements*, s.l.: s.n.

D5607–02, A., s.f. *Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force*, s.l.: s.n.

D5731–02, A., 2002. *Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock*, s.l.: s.n.

D5731–02, A., s.f. *Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock*, s.l.: s.n.

D7012–10, A., s.f. *Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*, s.l.: s.n.

D7625–10, A., s.f. *Standard Test Method for Laboratory Determination of Abrasiveness of Rock Using the CERCHAR Method*, s.l.: s.n.

Espinoza, D. A., (2005). *Análisis de subsidencia producida por la excavación de túneles de la línea 4 del metro de caracas, aplicando el método de los elementos finitos*, Caracas: s.n.

Farfan & Marconi, (2008). *Caracterización geomecánica para el proyecto del tunel del sistema subterráneo Metro de Caracas. Linea 5, tramo Bello Monte-Chuao (UNEFA)*. Caracas: s.n.

González de Juana, C., Iturralde de A, J. & Pica, X., (1980). *Geología de Venezuela y de sus Cuencas Petrolíferas*. Caracas: Foninves, 2 tomos, 1021p.

González de Vallejo, L. & Ferrer, M., 2002. *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson.

Hoek, E. & Brown, T., 1990. *Underground Excavations in Rock*. New Ed ed. s.l.:Spon Press.

Hurtado de Barrera, J., (2008). *Como formular objetivos de investigación*. Caracas: Quirón.

L., M. W. & Z., 2007. *Geología y geomecánica del macizo rocoso San Juan de los Morros – Los Flores, para la construcción del túnel San Juan. Sistema ferroviario San Juan de los Morros - San Fernando de Apure (Tramo D-1), Estado Guárico.*, Caracas: s.n.

Lopez Jimeno, C., 2003. *Manual de túneles y obras subterráneas*. Cuarta ed. Madrid: s.n.

Lopez Jimeno, C., 2007. *Ingeo Túneles*. Tomo 13 ed. Madrid: s.n.

Maidl, B. S. L. R. W. & H. M., 2008. *Hardrock Tunnel Boring Machines*. Alemania: Ernst & Sohn.

M, C., (1989). Estudio geológico y geotécnico de la cuenca de la quebrada Mamera, Distrito Federal. *Mem. VII Congr. Geol. Venezolano, Barquisimeto*, pp. 1047-1069.

Megaw, T. M. & Bartlett, J. V., (1988). *Tuneles: Planeación, diseño y construcción*. México: Limusa.

Mogi, K., (1966). *Some Precise Measurement Of Fracture Strength Of Rocks Under Uniform Compressive Stress, Rock Mechanlcs and EngneerIng Geology*. s.l.:s.n.

Navarro, E., Ostos , M. & Yoris, F., (1988). Revisión y redefinición de unidades litoestratigráficas y síntesis de un modelo tectónico para la evolución de la parte norte - central de Venezuela durante el Jurásico Medio - Paleogeno. *Acta Científica Venezolana*, pp. 427-436.

Ostos , M., (1990b). Evolución tectónica del margen sur-central del Caribe basado en datos geoquímicos. *Geos, Caracas*, pp. 1-294.

Paredes, E. M. G., 2010. *Las maquinas tuneleras tipo "TBM" como alternativa al sistema de perforación y voladura para la excavación de tuneles caso: desarrollo de tuneles en Yuncan*, Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica.

Rocscience, 2013. *Rocscience software tools for rock and soil*. [En línea] Available at: <http://www.rocscience.com/products/4/feature/176> [Último acceso: 9 mayo 2013].

Seiders, V. M., (1965). Geología de Miranda Central, Venezuela.. *Bol. Geología y Minería . Caracas*, pp. 298-461.

Talukdar , S. & Loureiro., D., (1982). Geología de una zona ubicada en el segmento norcentral de la Cordillera de la Costa, Venezuela: metamorfismo y deformación. Evolución del margen septentrional de Suramérica en el marco de la tectónica de placas. *Geos, Caracas*, pp. 15-76.

Ulusay, R. & Hudson, J., (2007). *The complete isrm suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*. Ankara: s.n.

Urbani,, . F., Silva, . J. & Sánchez., . R., (1989b). Reconocimiento geológico de la región de La Sabana - Cabo Codera - Capaya, D. F. y Miranda. *Mem. VII Congr. Geol. Venezolano, Barquisimeto,,* pp. 223-244.

Urbani, F., (1988a). Algunos complejos de rocas metaígneas en la Cordillera de la Costa. *Revista de la Facultad de Ingeniería 3:(2), UCV, Caracas*, pp. 22-31.

Urbani, F., (2000). Revisión de las Unidades de Rocas Ígneas y Metamórficas de la Cordillera de la Costa, Venezuela. *GEOS*, Volumen 33, pp. 42-43.

Wehrmann, M., (1972). Geología de la región de Caracas. Colonia Tovar. *Bol. Geología y Minería. Caracas*, pp. 2093-2121.

Yagiz, S., Rostami, J. & Ozdemir, L., 2008. *RECOMMENDED ROCK TESTING METHODS FOR PREDICTING TBM - PERFORMANCE: FOCUS ON THE CSM AND NTNU MODELS*, Tehran, Iran.: 5th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS5).

Z., P. D. M., s.f. *Procedimientos Sugeridos para la Ejecución de Estudios Geotécnicos del Subsuelo para el Diseño de Fundaciones*, Caracas: s.n.

7. APENDICES

7.1. Datos Técnicos de la TBM adquirida por la empresa (Datos suministrado por la empresa)



ÍNDICE

DATOS TÉCNICOS

II. Datos técnicos

1. General	II - 3
1.1 Tuneladora	II - 3
1.2 Túnel	II - 3
1.3 Dovelas	II - 4
2. Escudo	II - 5
2.1 Estructura de acero del escudo	II - 5
2.2 Cilindros de articulación del escudo	II - 5
2.3 Cilindros de articulación de la cola del escudo	II - 5
2.4 Avance	II - 6
2.5 Esclusa para personal	II - 6
2.6 Esclusa de material	II - 6
2.7 Tornillo sinfín	II - 7
2.8 Erector	II - 7
2.9 Sondeadora	II - 7
3. Rueda de corte	II - 8
3.1 Estructura de acero de la rueda de corte	II - 8
3.2 Herramientas de excavación	II - 8
3.3 Accionamiento	II - 9
4. Técnica de procesos	II - 10
4.1 Hidráulica	II - 10
4.2 Circuito de agua	II - 10
4.2.1 Circuito de agua industrial / refrigerante	II - 10
4.2.2 Relleno posterior de dovelas	II - 10
4.2.3 Equipo de espuma	II - 11

DOCUMENT: 3107B-001



ÍNDICE

DATOS TÉCNICOS

4.2.4 Alimentación de bentonita	II - 11
4.2.5 Achique	II - 11
4.3 Sistema neumático	II - 12
4.3.1 Sistema de aire comprimido	II - 12
4.3.2 Sistema regulador del aire comprimido	II - 12
4.3.3 Ventilación secundaria	II - 12
4.4 Instalaciones de seguridad	II - 13
4.5 Sistemas eléctricos	II - 13
5. Evacuación de escombros	II - 14
5.1 Cinta de la máquina	II - 14
6. Back-up general	II - 15
6.1 Estructura de acero del back-up	II - 15
6.2 Alimentador de dovelas	II - 15
7. Grúas y útiles de elevación	II - 16
7.1 Grúa de dovelas	II - 16
7.2 Grúa de material	II - 16
7.3 Grúa de material	II - 17
7.4 Grúa de material de banda	II - 17
7.5 Grúa giratoria	II - 17
7.6 Grúa giratoria	II - 18
7.7 Grúa giratoria	II - 18
7.8 Grúa giratoria	II - 18
7.9 Grúa telescópica	II - 19
7.10 Grúa de enrollador de cable	II - 19
7.11 Grúa del depósito del conducto de ventilación	II - 19



GENERAL

DATOS TÉCNICOS

1. General


Marca:

El rótulo de tipo de la máquina está en la cabina de mando de la TBM.

1.1 Tuneladora

Tipo de máquina	EPB
Potencia instalada	2400 kW
Longitud TBM + remolques	100 m
Peso tuneladora + back-up	aprox. 1 335 t
Velocidad de avance teórica	100 ^{mm} / _{min}
Radio de la curva de corrección (min.)	350 m
Presión de trabajo (en el eje central)	6 bar (18,5 bar estático)

Tabla II - 1: Tuneladora

1.2 Túnel

Longitud total del túnel	15200 m
Cuesta (max.)	3 %
Declive (max.)	3 %
Recubrimiento (max.)	450 m
Recubrimiento (min.)	15 m
Radio de curvatura (mínimo)	500 m

Tabla II - 2: Túnel



GENERAL

DATOS TÉCNICOS

1.3 Dovelas

Diámetro externo del anillo	7 800 mm
Diámetro interno del anillo	7 100 mm
Longitud de las dovelas	1 800 mm
Grosor de las dovelas	350 mm
División del anillo	6 + 1
Pesos de dovelas	aprox. 5 800 kg
Peso segmento llave	aprox. 2 000 kg
Peso del anillo completo	aprox. 38 000 kg

Tabla II - 3: Dovelas



ESCUDO

DATOS TÉCNICOS

2. Escudo

2.1 Estructura de acero del escudo

Diámetro parte frontal del escudo (sin recargue duro)	8120 mm
Longitud parte frontal del escudo	3900 mm
Diámetro escudo central	8110 mm
Longitud escudo central	5500 mm
Diámetro cola de escudo	8100 mm
Longitud cola de escudo	4000 mm
Junta de la cola del escudo	3 + 1

Tabla II - 4: Estructura de acero del escudo

2.2 Cilindros de articulación del escudo

Número	10
Carrera	300mm
Fuerza de cilindros	5818 kN
Fuerza de desplazamiento	58 188 kN
Fuerza de tracción	32327

Tabla II - 5: Cilindros de articulación del escudo

2.3 Cilindros de articulación de la cola del escudo

Número	14
Carrera	150 mm
Fuerza de cilindros	2061
Fuerza de desplazamiento	28863
Fuerza de tracción	26444 kN @ 500 bares

Tabla II - 6: Cilindros de articulación de la cola del escudo



ESCUDO

DATOS TÉCNICOS

2.4 Avance

Número de cilindros de avance	19 pares de prensado
Carrera	2500 mm
Fuerza de avance nominal cilindros de avance	70614 kN

Tabla II - 7: Avance

2.5 Esclusa para personal

Número	1
Tipo	Esclusa de doble cámara
Volumen antecámara	2 m ³
Número de personas en la antecámara	2
Volumen cámara principal	4 m ³
Número de personas en la cámara principal	4
Presión de servicio	6 bar

Tabla II - 8: Esclusa para personal

2.6 Esclusa de material

Número	1
Longitud	2800 mm
Anchura nominal	600 mm

Tabla II - 9: Esclusa de material



ESCUDO

DATOS TÉCNICOS

2.7 Tornillo sinfín

Número	1
Longitud	19222 mm
Potencia	500 m ³ /h
Revoluciones	25 1/min
Momento de torsión (nominal)	200 kNm
Momento de ruptura	275 kNm

Tabla II - 10: Tornillo sinfín

2.8 Erector

Accionamiento	hidráulico
Peso (erector con soporte móvil)	aprox. 41 000 kg
Sistema de agarre	Vacío
Recorrido	2200 mm
Velocidad de rotación (con / sin dovela)	1 1/min / 2 1/min
Ángulo de giro	+/- 200°

Tabla II - 11: Erector

2.9 Sondeadora

Número	1
Tipo	Atlas Copco
Área de trabajo	Puente
Fuerza de avance	25 kW
Potencia	75 kW
Diámetro de perforación	64 - 89 mm
Momento de torsión (nominal)	750 Nm
Revoluciones	0 - 250 1/min

Tabla II - 12: Sondierbohrgerät



RUEDA DE CORTE

DATOS TÉCNICOS

3. Rueda de corte

3.1 Estructura de acero de la rueda de corte

Diámetro de perforación	8 170 mm
Peso (con herramientas)	118000 kg
Protección contra desgaste	sí

Tabla II - 13: Estructura de acero de la rueda de corte

3.2 Herramientas de excavación

Discos cortadores (simple)	41
Discos cortadores (centro)	4
Sobrecortador rodillo	1
Diámetro cortadores	17"
Distancia entre pistas	90 mm
Cuchillas rozadoras	100
Rastreles	16
rastrel en llanta	4x izquierda / 4x derecha
Reconocimiento del desgaste	6 sensores

Tabla II - 14: Herramientas de corte



RUEDA DE CORTE

DATOS TÉCNICOS

3.3 Accionamiento

Tipo	Eléctrico
Motores	12
Potencia	2400 kW
Revoluciones	0 - 4,75 $1/\text{min}$
Momento de torsión (nominal)	7713 kNm
Momento de torsión (sobrecarga)	10798 kNm
Momento de ruptura	11569 kNm
Diámetro rodamiento principal	4000 mm
Sistema de sellado (interior / exterior)	Junta labial 4 / 4

Tabla II - 15: Accionamiento



TÉCNICA DE PROCESOS

DATOS TÉCNICOS

4. Técnica de procesos

4.1 Hidráulica

Potencia total	1 320,94 kW
Volumen depósito	6 500 l

Tabla II - 16: Hidráulica

4.2 Circuito de agua

4.2.1 Circuito de agua industrial / refrigerante

Caudal de agua (mínimo)	66 m ³ /h
Temperatura de la afluencia (máxima)	25°C
Tambor de la manguera	1 tambor de manguera doble
Longitud de la manguera (efectiva)	25 m

Tabla II - 17: Circuito de agua industrial / refrigerante

4.2.2 Relleno posterior de dovelas

Medio	Componente A: mortero Componente B: acelerador
Bombas	Componente A: 6x 7,5 kW, 41,4 m ³ /h Componente B: 6x 1,5 kW, 6,12 m ³ /h
Tanque	Componente A: 10 m ³ Componente B: 2 m ³

Tabla II - 18: Relleno posterior de dovelas



TÉCNICA DE PROCESOS

DATOS TÉCNICOS

4.2.3 Equipo de espuma

Número de lanzas	10
Volumen depósito de polímero	Polímero 1 = 2x 1 m ³ / Polímero 2 = 1x 1 m ³
Bomba de polímero	Tanques 1 y 2 = 1,5 kW Tanque 3 = 0,75 kW

Tabla II - 19: Equipo de espuma

4.2.4 Alimentación de bentonita

Bombas	1x 7,5 kW
Tanque	10 m ³

Tabla II - 20: Alimentación de bentonita

4.2.5 Achique

Bomba de achique	1 x eléctrica 17,2 kW 1 x neumática
Bomba de aguas residuales	75 kW
Volumen de agua residual	1x 6 m ³ / 1x 3 m ³
Diámetro conducto	DN 100
Tambor de la manguera	1
Longitud de la manguera (efectiva)	25m

Tabla II - 21: Achique



TÉCNICA DE PROCESOS

DATOS TÉCNICOS

4.3 Sistema neumático

4.3.1 Sistema de aire comprimido

Potencia compresor 1	90 kW
Presión de trabajo	7,5 bar
Caudal	15,8 m ³ /min
Potencia compresor 2	30 kW
Presión de trabajo	7,5 bar
Caudal	5,54 m ³ /min

Tabla II - 22: Sistema de aire comprimido

4.3.2 Sistema regulador del aire comprimido

Tipo	doble aire de entrada
------	-----------------------

Tabla II - 23: Sistema regulador del aire comprimido

4.3.3 Ventilación secundaria

Potencia del ventilador	15 kW
Diámetro del conducto de ventilación	TBM 1000 mm / túnel 1800 mm

Tabla II - 24: Ventilación secundaria



TÉCNICA DE PROCESOS

DATOS TÉCNICOS

4.4 Instalaciones de seguridad

Gases medidos	CH ₄ / O ₂ / CO / CO ₂ / H ₂ S
Extintores de incendios	12 x ABC
Detector de incendios manual	10
Detector de humo	10
Cortina de Agua	en la parte posterior del último remolque
Sistema de rociador	por la ruta de emergencia
Cámara de rescate	12 personas

Tabla II - 25: Instalaciones de seguridad

4.5 Sistemas eléctricos

Tensión primaria	12 470 V
Tensión secundaria	690 / 380 V
Tensión de mando	110 / 24 V
Tensión válvula	24 V
Frecuencia de la red	60 Hz
Transformadores	2 x 2 200 VA

Tabla II - 26: Sistemas eléctricos



EVACUACIÓN DE ESCOMBROS

DATOS TÉCNICOS

5. Evacuación de escombros

5.1 Cinta de la máquina

Longitud del transportador de cinta	aprox. 12 m
Anchura de la cinta	800 mm
Potencia	37 kW
Velocidad de la cinta	2,5 m/s
Caudal de extracción	450 m ³ /h

Tabla II - 27: Cinta de la máquina

Document: 31078-001



BACK-UP GENERAL
DATOS TÉCNICOS

6. Back-up general

6.1 Estructura de acero del back-up

Número de remolques	5
Longitud total	76 m
Peso del back-up	182 t

Tabla II - 28: Estructura de acero del back-up

6.2 Alimentador de dovelas

Capacidad	1 anillo
-----------	----------

Tabla II - 29: Alimentador de dovelas



GRÚAS Y ÚTILES DE ELEVACIÓN

DATOS TÉCNICOS

7. Grúas y útiles de elevación

7.1 Grúa de dovelas

Posición	remolque 1-2
Accionamiento	hidráulico
Sistema de agarre	vacío
Carga límite	5820 kg
Recorrido	16 m
Altura de elevación	2,4 m
Velocidad de marcha	50 m/min
Velocidad de elevación	8 m/min

Tabla II - 30: Grúa de dovelas

7.2 Grúa de material

Posición	acoplado a la grúa de dovelas
Uso previsto	Transporte de materiales
Accionamiento	Eléctrico
Carga límite	1 000 kg
Recorrido	16 m
Altura de elevación	5 m
Velocidad de marcha	50 m/min
Velocidad de elevación	7,2 / 1,8 m/min

Tabla II - 31: Grúa de material



GRÚAS Y ÚTILES DE ELEVACIÓN

DATOS TÉCNICOS

7.3 Grúa de material

Posición	remolque 4
Uso previsto	cambio del depósito de agua residual
Accionamiento	manualmente
Carga límite	4x 3000 kg
Recorrido	1,9 m
Altura de elevación	3 m
Velocidad de marcha	6 m _{min}

Tabla II - 32: Grúa de material

7.4 Grúa de material de banda

Posición	remolque 5
Accionamiento	Eléctrico
Carga límite	2x 1000 kg
Altura de elevación	5 m
Velocidad de elevación	7,2 / 1,8 m _{min}

Tabla II - 33: Grúa de material de banda

7.5 Grúa giratoria

Posición	erector
Uso previsto	transporte de herramienta
Accionamiento	manualmente
Carga límite	500 kg
Recorrido	0,7 m
Altura de elevación	5 m

Tabla II - 34: Grúa giratoria



GRÚAS Y ÚTILES DE ELEVACIÓN

DATOS TÉCNICOS

7.6 Grúa giratoria

Posición	remolque 5
Uso previsto	tendido de tubos
Accionamiento	manualmente
Carga límite	500 kg
Recorrido	2,5 m
Altura de elevación	3 m

Tabla II - 35: Grúa giratoria

7.7 Grúa giratoria

Posición	remolque 5
Uso previsto	cambio de lavabos
Accionamiento	manualmente
Carga límite	500 kg
Recorrido	2,5 m
Altura de elevación	3 m

Tabla II - 36: Grúa giratoria

7.8 Grúa giratoria

Posición	remolque 5
Uso previsto	transporte del enrollador de cables
Accionamiento	manualmente
Carga límite	1000 kg
Recorrido	1,7 m
Altura de elevación	3 m

Tabla II - 37: Grúa giratoria

Document: 31078-001



GRÚAS Y ÚTILES DE ELEVACIÓN

DATOS TÉCNICOS

7.9 Grúa telescópica

Posición	Escudo
Uso previsto	transporte de herramienta
Accionamiento	manualmente
Carga límite	500 kg
Recorrido	5 m
Altura de elevación	3 m

Tabla II - 38: grúa telescópica

7.10 Grúa de enrollador de cable

Posición	remolque 4
Accionamiento	Eléctrico
Carga límite	2x 2000 kg
Altura de elevación	5 m

Tabla II - 39: Grúa de enrollador de cable

7.11 Grúa del depósito del conducto de ventilación

Posición	remolque 5
Accionamiento	Eléctrico
Carga límite	3x 1600 kg
Altura de elevación	5
Velocidad de elevación	4,8 / 1,2 m ³ /min

Tabla II - 40: Grúa del depósito del conducto de ventilación