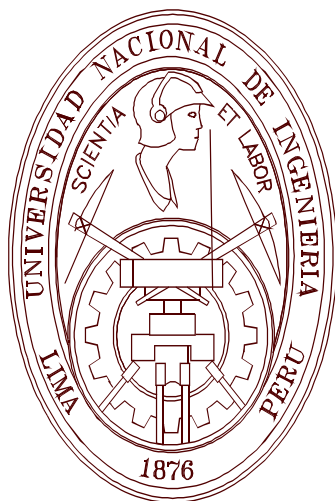


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**COMPORTAMIENTO DE ROCA BLANDA EN UN TÚNEL DE
EXPLORACIÓN DISEÑADO CON EL SISTEMA Q**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

ELABORADO POR

YULING INDIRA QUISPE ARONÉS

ASESOR

M.Sc. CARLOS HUAMÁN EGOAVIL

LIMA-PERÚ

2012

COMPORTAMIENTO DE ROCA BLANDA EN UN TÚNEL DE
EXPLORACIÓN DISEÑADO CON EL SISTEMA Q

Ing^o Yuling Indira Quispe Aronés

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en
cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA GOTÉCNICA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2012

Autor : Ing. Yuling Indira Quispe Aronés

Recomendado : M.Sc. Carlos Huamán Egoavil

Asesor de la Tesis

Aceptado por : CE.Ing. Francisco Coronado del Aguila

Jefe de la Sección de Posgrado

@ 2012; Universidad Nacional de Ingeniería, todos los derechos reservados ó el autor autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

**El autor autoriza a la UNI a
reproducir esta tesis en su totalidad.**

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mis agradecimientos a todas las personas que me apoyaron para realizar el presente trabajo.

RESUMEN

En el presente trabajo se estudia el comportamiento de la roca blanda (pórfido dacítico) durante la etapa de construcción del túnel de exploración Paja Blanca del proyecto minero La Granja, en cada fase de excavación desde el tramo 0+000 al 0+300. En cada ciclo de excavación se obtuvo información in situ, determinando la clasificación de la masa rocosa según los parámetros del sistema Q de Barton. La determinación del valor de Q permite estimar el tipo de sostenimiento que asegure la estabilidad del túnel durante su tiempo de vida útil. La información tomada como referencia para el presente estudio fue el mapeo geotécnico a lo largo del testigo del sondaje diamantino, de aproximadamente 400 m de longitud efectuado a lo largo del eje del túnel.

El comportamiento de la roca blanda, se monitoreó usando la técnica de mediciones de convergencia en 4 estaciones a lo largo del túnel. El resultado de estas mediciones indicó deformaciones que no pasaron los 5 mm.

ABSTRACT

In the current assignment we study the behavior of soft rock (porphyry dacite) during the construction stage of the Paja Blanca exploration tunnel of the La Granja mining project in each stage of the excavation from 0+000 to 0+300. In each cycle of excavation in situ information was gathered determining the rock mass classification according to the parameters of the Q Barton system. Determining the Q allows estimating the type of support that will ensure the stability of the tunnel during its life span. For this work the information taken as reference was the geotechnical mapping from the pilot hole along side of the tunnel. The length of this pilot hole was approximately 400m.

The behavior of soft rock was controlled with measurements of convergence on 4 stations along the axis of the tunnel. The result of these deformations did not overcome the 5mm.

ABREVIATURAS

RTMP	Rio Tinto Minera Perú.
ASTM	Sociedad Americana de Normas de ensayo y Materiales.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
RQD	Rock Quality Designation.
RMR	Rock Mass Rating.
Jn	Número de familias de diaclasas.
Jr	Rugosidad de las diaclasas.
Jw	Influencia del agua en las diaclasas.
SRF	Factor de Reducción de Esfuerzos.
Ja	Alteración de diaclasas
DE	Dimensión equivalente.
ESR	Relación de Soporte de Excavación.
B	Altura de la sección del túnel

INDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
ABREVIATURAS	v
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS	xiv
INTRODUCCIÓN	1
Generalidades	2
Objetivos y organización de la tesis	3
CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	5
I.1 Antecedentes Generales	6
I.1.1 Ubicación y accesos	7
I.1.2 Clima	7
I.2 Antecedentes Geológicos	8
I.2.1 Litología	8
I.3 Antecedentes Geotécnicos-Hidrogeológicos	10
I.3.1 Sondajes geotécnicos	10
I.3.2 Alteraciones	10
I.3.3 Resistencia de roca intacta	12
I.3.4 Refracción sísmica	13
I.3.5 Estimación de esfuerzos insitu	15
I.3.6 Caracterización geotécnica	15
CAPÍTULO II: SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN	
DEL MACIZO ROCOSO	17
II.1 Clasificación Geomecánica de TERZAGHI a BARTON	18
II.1.1 Rock Load (TERZAGHI)	18
II.1.2 Tiempo de auto-sostenimiento o Stand-Up	

Time (LAUFFER)	21
II.1.3 RQD (Rock Quality Designation) DEERE 1963.....	23
II.1.4 RSR (WICKHAM)	25
II.1.5 Sistema RMR (BIENIAWSKI)	26
II.1.6 Sistema Q (BARTON ET AL,1974).....	29
III.1.6.1 Factores y parámetros del sistema Q	30
II.1.7 Resumen de comparación de parámetros de los sistemas de clasificación de roca	33
II.1.8 Correlación entre los índices de los valores RMR y Q del túnel Paja Blanca	35
II.2 SQUEEZING en macizo rocoso blando	36

CAPÍTULO III: APLICACIÓN DEL SISTEMA Q PARA DISEÑO

DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL	40
II.1 Criterios de Diseño	40
III.1.1 Dimensión Equivalente (DE)	40
III.1.2 Relación de soporte de la excavación (ESR)	40
III.1.3 Diagrama Q y clasificación del macizo rocoso	41
III.1.4 Definición del sostenimiento mediante el sistema Q	44
III.2 Estimación de valores de parámetros para el cálculo de Q en roca blanda...	48
III.3 Predicción de la calidad del macizo rocoso en función del registro y mapeo de sondaje geotécnico	50
III.4 Evaluación geotécnica del frente	53
III.4.1 Modelo para cálculo y valores SRF y RQD	55
III.4.2 Modelo para tomar medidas de diaclasas y discontinuidades.....	55
III.4.3 Modelo para tomar medidas para J_v , J_a y J_w	56
III.4.4 Dureza de la roca	56
III.5 Caracterización geotécnica del túnel en sus 303m. excavados	57
III.5.1 Sondajes de exploración durante la excavación	58

CAPITULO IV: CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

IV.1 Generalidades	60
IV.2 Construcción del portal del túnel o falso túnel.....	61

IV.3 Metodología de construcción del túnel en roca blanda	63
CAPÍTULO V: CONTROL DE CALIDAD	64
V.1 Generalidades	65
V.2 Descripción del concreto para falso túnel	65
V.2.1 Mezclas del concreto	65
V.2.2 Inspección y ensayos	66
V.2.3 Preparación del área de vaciado	66
V.2.4 Vaciado del concreto	67
V.3 Arcos de acero o cimbra	67
V.3.1 Instalación del arco de acero en el túnel	68
V.4 Anclaje	69
V.4.1 Pernos tipo I	69
V.4.2 Pernos tipo II o Spiling	70
V.5 Descripción de accesorio para instalación de pernos	72
V.5.1 Piezas metálicas misceláneas.....	72
V.5.2 Tuercas	72
V.5.3 Arandelas	72
V.5.4 Platina de apoyo	72
V.5.5 Lechada de cemento	72
V.6 Ensayo de pernos	74
V.7 Ensayo para concreto proyectado con fibra (SHOTCRETE).....	75
V.7.1 Descripción de los materiales para concreto proyectado	76
V.8 Control de calidad del Shotcrete	78
V.8.1 Control de espesor	79
V.8.2 Curado	80
V.9 Equipo de aplicación de Shotcrete	80
V.10 Preparación de la superficie para lanzado de Shotcrete	81
V.11 Lanzado de Shotcrete	82
V.12 Normas y códigos usados para Shotcrete	84

CAPÍTULO VI: MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO	
DE LA ROCA BLANDA.....	85
VI.1 Generalidades	86
VI.2 Estaciones de Convergencia	86
VI.3 Mediciones de Convergencia	88
VI.4 Interpretación de deformaciones por tipo de roca según mediciones de Convergencia	89
VI.5 Análisis de esfuerzo-deformación versus mediciones de convergencia	92
VI.5.1 Descripción del programa Phase2 v6.0	93
VI.6 Análisis de deformación aplicando sostenimiento en el túnel.	93
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	97
ANEXOS	98
ANEXO I Fotografía de testigos del taladro de sondaje 07D-LG-040/07D-LG-040A Del 0.00 al 393.90 m.	99
ANEXO II Registro geotécnico de sondaje 07D-LG-040/07D-LG-040 ^a Del 0.00 al 393.90m	115
ANEXO III Resumen del mapeo geotécnico del frente del túnel por avance	133
ANEXO IV Datos de mediciones de convergencia por estación	143
ANEXO V Datos de índices RMR y Q del túnel de exploración Paja Blanca	148
ANEXO VI Cálculo de constantes del macizo rocoso según Hoek Brown y parámetros elásticos	151
ANEXO VII Reporte de análisis de esfuerzo-deformación en las estaciones de monitoreo	159
ANEXO VIII Reporte de análisis de interacción entre sostenimiento de arco de acero y roca blanda	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1	Croquis de ubicación del proyecto	7
Figura I.2	Plano geológico de superficie.	9
Figura I.3	Perfil geológico longitudinal del túnel.	11
Figura I.3.4	Sección geológica geotécnica.	14
Figura I.3.5	Mapa de esfuerzos en la Tierra- Perú.	15
Figura II.1.1	Esquema de Terzaghi	19
Figura II.1.2	Definición de Lauffer del claro activo S.	21
Figura II.1.2	Clasificación modificada por Deere (1970) sobre Terzaghi	24
Figura II.1.4	Estimación de sostenimiento RMR para túnel según WICKHAM ET AL, 1972	26
Figura II.1.8	Correlación entre índices RMR y Q del túnel Paja Blanca	36
Figura III.1	Tipo de sostenimiento estimado según el sistema Q.	43
Figura III.1.4	Sostenimiento para tipo I, II y III.	46
Figura III.1.5	Sostenimiento para tipo IV y V.	47
Figura III.3	Histograma de la calidad del macizo rocoso.	50
Figura III.3.1	Gráfico de predicción de la calidad del macizo rocoso en los 400 m de perforación.	51
Figura IV.1	Sección típica del túnel	60
Figura IV.2	Sección típica falso túnel	61
Figura V.4.2	Detalle de instalación de pernos spilling en roca tipo IV y V.	71
Figura VI.2	Detalle de ubicación de pernos para medición de convergencia.	87
Figura VI.3	Modelo de medición de convergencia por progresiva	88
Figura VI.4	Grafico de mediciones de convergencia progresiva 0+170.	90

Figura VI.5 Grafico de mediciones de convergencia progresiva 0+195.	90
Figura VI.6 Grafico de mediciones de convergencia progresiva 0+205.	91
Figura VI.7 Grafico de mediciones de convergencia progresiva 0+275.	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I.2	Dominio litológico a lo largo del taladro piloto.	8
Tabla I.3	Resumen de la resistencia de la roca de pruebas de carga puntual en testigos.	12
Tabla I.4	Resumen de pruebas de laboratorio de compresión uniaxial.	13
Tabla II.1	Tipos de clasificación de roca.	18
Tabla II.I.I	Clasificación de Terzaghi para cargas de roca en túnel con soporte de marco de acero.	20
Tabla II.1.2	Clasificación de Lauffer.	22
Tabla II.1.3	Relación entre el valor RQD y la calidad de roca.....	23
Tabla II.1.5.1	RMR de Bieniawski.	27
Tabla II.1.5.2	Factores de ajuste de Bieniawski.	28
Tabla II.1.5.3	Clases de macizo rocoso según el valor de RMR.	28
Tabla II.1.5.4	Significado de clases de roca (Bieniawski 1989).	28
Tabla II.1.5.5	Recomendación para excavación y sostenimiento de túneles excavados en roca (Bieniawski 1989).	29
Tabla II.1.7	Comparación de los sistemas Q, RMR y RMRM	35
Tabla III.1.2	Tipo de excavación versus ESR.	41
Tabla III.1.3	Características geotécnicas según el sistema Q.	42
Tabla III.1.4	Calidad de roca versus sostenimiento.	45
Tabla III.2	Resumen de las condiciones y reglas importantes utilizadas en el cálculo de la calidad del macizo rocoso según el sistema Q.....	49
Tabla III.3	Estimación de la clase de roca a lo largo de los 400m.	52
Tabla III.4	Valores de parámetros de Q de Barton.	53

Tabla III.4.4	Dureza de la roca.	56
Tabla III.5	Caracterización geotécnica del túnel durante su ejecución.	57
Tabla III.6	Longitud de excavación de enero a noviembre del 2008	58
Tabla VI.1	Constantes del macizo rocoso en estaciones de convergencia según el criterio de Hoek Brown	92
Tabla VI.2	Resumen de diferencia entre deformación por convergencia y esfuerzo- deformación	93
Tabla VI.6	Comparación de deformación (mm) - interacción al usar sostenimiento.....	93

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1	Fenómeno de Squeezing.	37
Fotografía 2	Intervalo 185.80- 193.45 del testigo del taladro de sondaje piloto	51
Fotografía 3	Vista panorámica del falso túnel y primera excavación del túnel	62
Fotografía 4	Vista interna del Falso túnel.	62
Fotografía 5	Instalación de arcos de acero en el túnel	68
Fotografía 6	Elevación del arco de acero en el túnel	69
Fotografía 7	Equipo para prueba de tracción de pernos	74
Fotografía 8	Prueba de tracción de pernos	75
Fotografía 9	Equipo para aplicación de Shotcrete	81
Fotografía 10	Frente del túnel con Shotcrete	82
Fotografía 11	Medición de convergencia en la progresiva 0+205	89

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

GENERALIDADES

La excavación de un túnel en un medio rocoso produce inevitablemente desequilibrio de la masa circundante en un corto periodo de tiempo lo que origina deformaciones en el medio rocoso, a veces en un corto periodo de tiempo, las que hay que tener presente para asegurar la estabilidad del túnel mediante la aplicación de sostenimiento oportuno y suficiente.

Un túnel es construido con una variedad de propósitos para obras tales como: Hidroeléctricas, ferrocarriles, caminos, labores mineras; Minería (para trabajos de exploración y explotación), etc.

Por otra parte, un túnel puede atravesar rocas de distinta competencia duras a blandas y las fallas de los macizos se pueden presentar por zonas de debilidad o de discontinuidad estructural. Las rocas blandas fallan principalmente a través del cuerpo de la masa rocosa y menos a través de sus defectos estructurales.

Una característica de especial relevancia de las rocas blandas es que son materiales muy relativamente inestables según su contenido de humedad, ya que presentan una tendencia muy importante a modificar su comportamiento, pasando de uno cercano a “tipo roca” a uno “tipo suelo” en un corto periodo de tiempo. Esta modificación de su comportamiento se caracteriza principalmente por la pérdida de resistencia del material, cambios en su volumen (expansiones irreversibles), pérdida de rigidez y la aparición de fisuras por agrietamiento (pérdida de continuidad de masa)

La presencia de rocas blandas es muy habitual en gran parte de las obras de excavación subterránea, por lo que es de especial interés el estudio de este material frente a procesos que pueden provocar una pérdida de sus propiedades resistentes. En este aspecto, los mecanismos de degradación, principalmente los debidos a procesos de descarga y de humedecimiento y secado, son los que pueden llegar a provocar cambios más rápidos y relevantes. Estos procesos provocan el agrietamiento del material, la rotura de la cementación, facilitan los mecanismos de expansión, alteran el contenido de agua, etc.

A partir de estas premisas, surgió la idea de llevar a cabo esta investigación con el interés de profundizar y aportar datos relevantes respecto a comportamiento de la roca blanda encontradas durante la excavación del túnel de exploración Paja Blanca del proyecto la Granja.

Para realizar este trabajo se recopiló información geotécnica basada en sondajes diamantinos, ensayos de laboratorio clasificación del macizo rocoso por el sistema Q, análisis y diseño de sostenimiento y se registraron mediciones de convergencia durante la construcción del túnel con el propósito de verificar la estabilidad del túnel.

OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS:

La presente tesis tiene como objetivos:

- Revisar la influencia de la roca blanda en la estabilidad de obras de tunelería.
- Evaluar la aplicación del sistema Q en el diseño de sostenimiento de un túnel en roca blanda.
- Analizar el comportamiento de la roca blanda mediante mediciones de convergencia en cada fase de avance durante la construcción del túnel de exploración Paja Blanca.

La presente tesis contiene siete capítulos, tal como se indica a continuación:

- Capítulo I: Antecedentes
- Capítulo II: Sistemas de clasificación del macizo rocoso.
- Capítulo III: Aplicación del sistema Q para el diseño de sostenimiento.
- Capítulo IV: Construcción del túnel.
- Capítulo V: Control de calidad
- Capítulo VI: Monitoreo del comportamiento de la roca blanda.
- Capítulo VII: Conclusiones y recomendaciones.

En el Capítulo I se menciona los antecedentes generales de la zona donde está ubicado el túnel, así como también se revisa la información geológica y geotécnica existente.

En el Capítulo II se revisa los sistemas de clasificación geomecánica de rocas desde Terzaghi a Barton, discutiéndose su aplicación en el caso de excavaciones subterráneas.

En el Capítulo III se enfoca en la aplicación del Sistema Q de Barton para la selección del tipo de sostenimiento, en cada avance de excavación después de un mapeo geotécnico del frente del túnel.

En el Capítulo IV se describe el procedimiento constructivo del túnel en roca blanda.

En el Capítulo V se menciona el control de calidad del proceso constructivo según especificaciones técnicas de construcción, debido a la importancia del soporte de la roca blanda.

En el Capítulo VI se presenta el monitoreo del comportamiento de la roca blanda, mediante mediciones de convergencia, en estaciones ubicadas por calidad de roca a lo largo del túnel, así como también se hizo un análisis de esfuerzo - deformación con la finalidad de hacer comparaciones de deformación entre deformación por convergencia y deformación por análisis de esfuerzo – deformación.

En el Capítulo VII se describe las conclusiones y recomendaciones acerca del trabajo realizado.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

I.1 ANTECEDENTES GENERALES.

El Proyecto La Granja consiste en la explotación de un yacimiento de pórfido de cobre, que actualmente tiene la concesión Rio Tinto Minera Perú (RTMP), el proyecto adquiere el nombre del centro poblado más cercano al campamento “La Granja”.

Como parte de su programa exploración, RTMP ejecutó la construcción del túnel de exploración Paja Blanca de 303m de longitud aproximadamente, con una sección de 4 x 4.5 m en un depósito de pórfidos de cobre con el fin obtener muestras para desarrollar pruebas metalúrgicas en una planta de demostración en el sitio, a fin de determinar la recuperación de cobre utilizando tecnología de lixiviación bacteriana.

El Proyecto La Granja ha sido explorado entre 1994 y 1997 por Cambior Inc. (Cambior). Posteriormente, en el año 2000, Cambior vendió la concesión a la empresa Billiton, la cual completó un pequeño programa de perforación para ensayos metalúrgicos en el Proyecto. Sin embargo, luego de la fusión entre Billiton y BHP, el Proyecto fue devuelto al Estado Peruano.

En diciembre de 2005 después de una nueva licitación pública internacional convocada por el Estado Peruano, se adjudicó la Buena Pro a la empresa Rio Tinto Western Holding Limited (Rio Tinto). En enero de 2006, Rio Tinto transfirió el 100% de las acciones y derechos de la concesión La Granja a favor de RTMP (Rio Tinto Minera Perú).

I.1.1 UBICACIÓN Y ACCESOS.

El proyecto La Granja abarca 7,400 hectáreas y está ubicado en el distrito de Querocoto, provincia de Chota, región Cajamarca. La Granja está a 25 km de la localidad de Querocoto y a 218 km de Chiclayo, y la distancia de Lima a Chiclayo es de 765 km, debido a un acceso difícil, se requiere entre 30 min y 45 min en helicóptero y de 8 a 10 horas por tierra desde Chiclayo.



Figura I.1 Croquis de ubicación del proyecto

I.1.2 CLIMA

EL proyecto La Granja se encuentra a 2,000 metros sobre el nivel del mar, con una temperatura promedio de 17.1C. La precipitación promedio anual es de 989 milímetros.

I.2 ANTECEDENTES GEOLOGICOS

Geológicamente el túnel de exploración Paja Blanca atraviesa pórfidos dacíticos con diferentes alteraciones hidrotermales y brecha tectónica e hidrotermal. La información estructural detallada y las características de la masa rocosa se obtuvieron mediante el mapeo geotécnico del testigo del sondaje diamantino de 400 m de longitud, perforado a lo largo del eje del túnel donde al finalizar el sondaje se obtuvo un flujo de 5,4 l/s. Según información de los piezómetros ubicados por encima a lo largo del eje del túnel el nivel freático se encuentra por encima de los 100m del túnel en la progresiva 0+400 m (al final del túnel).

I.2.1 LITOLOGÍA

La geología que se prevé a lo largo del túnel de exploración se puede describir como una secuencia heterogénea de rocas ígneas, petrográficamente caracterizado como Pórfido Dacítico (EDP) y las diversas fases de brechas de alteración hidrotermal (SPBX). Además, estas rocas son cortadas y / o zonas de fallas de brecha tectónica (TBX) formado por "genética" o un evento tectónico. La Figura I.2 es un mapa geológico del área del proyecto, de abril del 2007, que incluye la ubicación del túnel, la topografía, los caminos de perforación, los cursos de aguas superficiales y la ubicación de los taladros de exploración.

El Pórfido Dacítico (EDP) es una roca ígnea hipabisal de color gris claro con textura porfirítica y matriz microcristalina. Sus minerales esenciales están constituidos por cuarzo, plagioclasas microfracturadas, macladas y zonadas. Los fenocristales de cuarzo presentan bordes irregulares. Los minerales accesorios están representados por piroxenos, biotita y hornblenda.

Los dominios litológicos encontrados en los taladros piloto se resumen en la Tabla I.2

Tabla I.2: Dominio litológico a lo largo del taladro piloto.

Intervalo		Litología
De	A	
0+000	0+144	Pórfido Dacítico (EDP) intercalado con brecha hidrotermal SRBX de alteración sericítica
0+144	0+299.20	Pórfido Dacítico (EDP) intercalado con brecha tectónica TBX
0+299.20	0+396.95	Pórfido Dacítico (EDP)

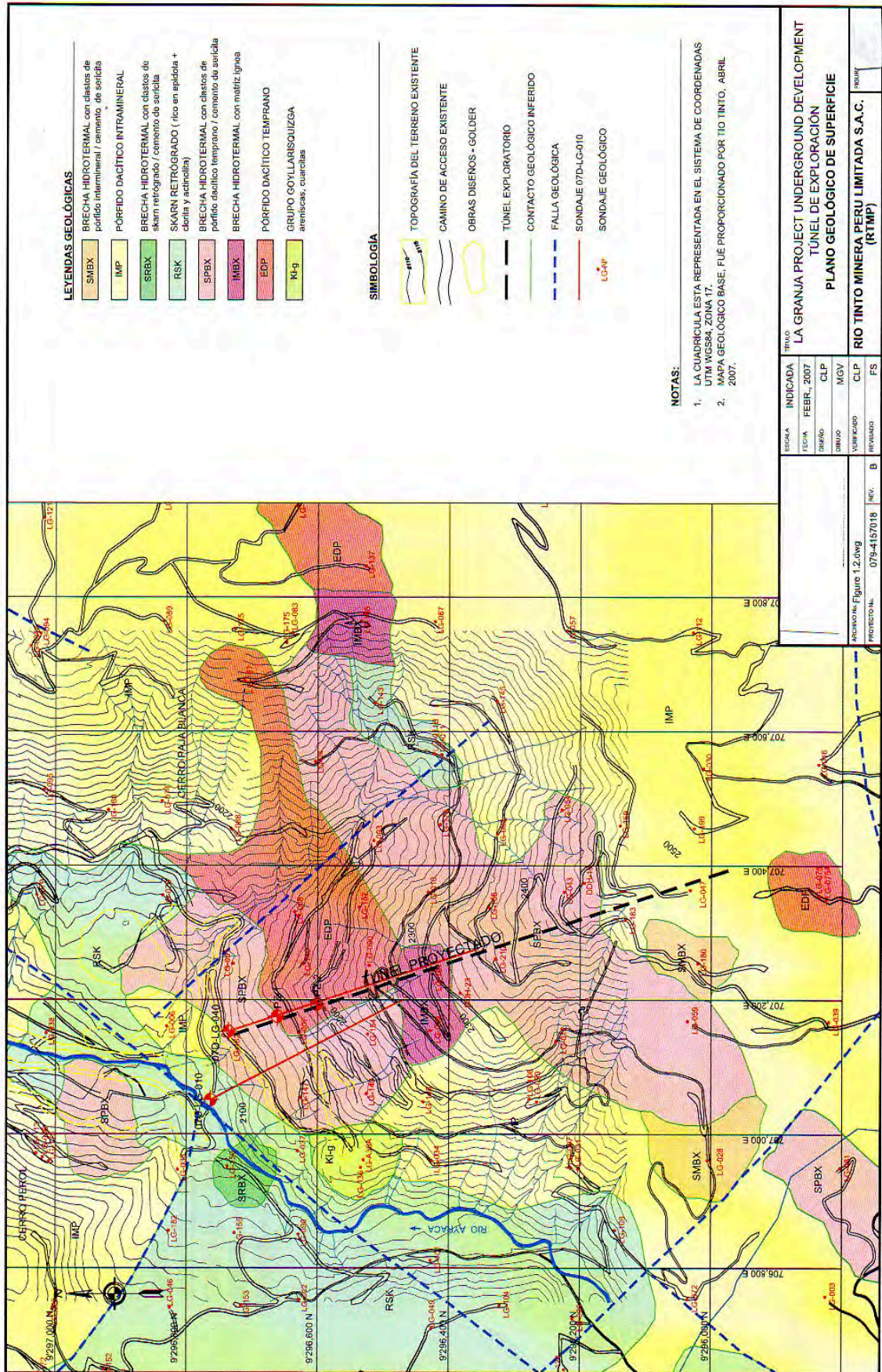


Figura I.2 Plano Geológico de Superficie

I.3 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS-HIDROGEOLÓGICOS

Se revisó la información geológica-geotécnica, la cual se resume en la sección geológica de la figura I.3 y la sección geológica- geotécnica presentada en la figura I.3.4 se muestra una sección geológica – geotécnica.

El estudio hidrogeológico en el proyecto fue realizado por Groundwater Internacional (GWI) y los resultados del mismo se indican en la figura I.3.4.

La información geotécnica detallada sólo estuvo disponible en los taladros de sondaje piloto del túnel, que cubren los 400 metros a largo del túnel propuesto. La información de los taladros de sondajes alrededor del túnel proyectado serán muy útiles en la evaluación de las condiciones futuras más allá de la cobertura del taladro de sondaje piloto existente.

I.3.1 SONDAJES GEOTÉCNICOS.

La perforación de los taladros de sondaje geotécnicos recorrió una longitud de 400 metros del túnel proyectado. En un inicio se perforó 225.70 m de longitud con una codificación de 07-LG-040 pero por problemas de atascamiento se continuó la perforación de sondaje con la codificación 07-LG-040A hasta los 393.90m de longitud.

Las fotografías de los testigos de los taladros de sondaje 07-LG-040 y 07-LG-40A se encuentran en Anexo I. El registro geotécnico de ambos sondajes está incluido en el Anexo II.

I.3.2 ALTERACIONES

Un perfil de meteorización profunda ha impactado a la masa de la roca madre, dando lugar a una aparente reducción gradual de la resistencia del macizo rocoso, en los últimos tramos del túnel propuesto, donde se encontró roca fracturada.

El tipo de alteración predominante es cemento sericita, referido en las descripciones litológicas de la figura I.3

La sericita es una variedad sedosa de la muscovita (mica blanca) con cristales muy pequeños, da un producto alterado untuoso al tacto. La sericita es un producto de alteración de la roca de la estabilidad relativa del silicato de potasio bajo las condiciones hidrotermales.

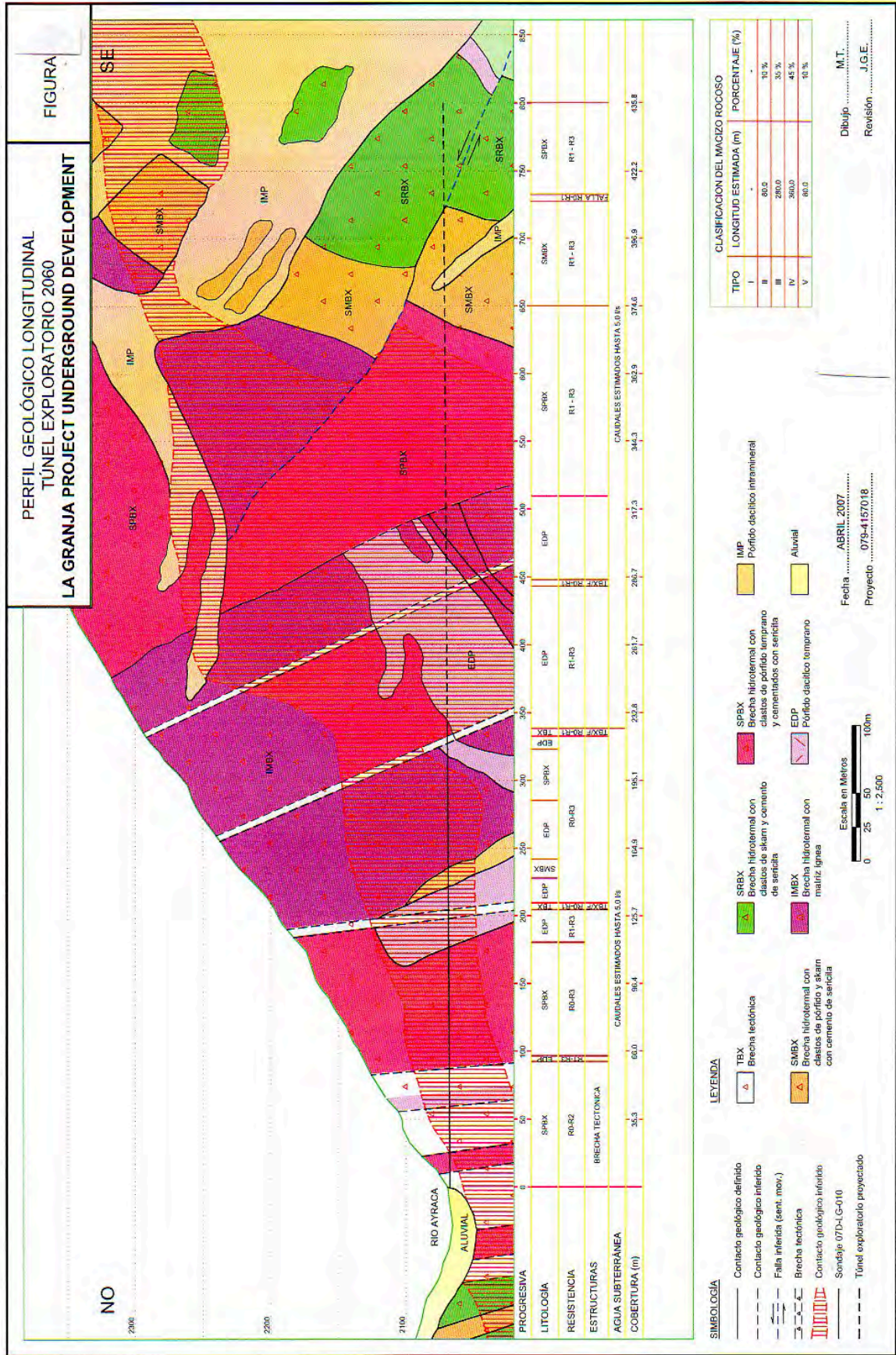


Figura I.3 Perfil Geológico Longitudinal

I.3.3 RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA

Las estimaciones de la resistencia intacta (UCS) del testigo del taladro de sondaje piloto se desarrollaron en varias maneras, incluyendo:

- Estimaciones de campo de la resistencia de la roca intacta (UCS) de acuerdo con la metodología del ISRM
- Aplicación de las pruebas de carga puntual (ISRM, 1981), con la siguiente correlación con UCS, a través del factor de correlación (CF)

$$UCS = CF \times I_{S(50)} \text{ (rangos de CF de 20 a 25)}$$

$$I_{S(50)} = \text{Índice de Carga Puntual corregido a un diámetro de 50 mm.}$$

Un resumen de los resultados del ensayo de carga puntual convertidos al valor de UCS equivalente en la Tabla I.3 a continuación.

Tabla I.3: Resumen de la resistencia de la roca de pruebas de carga puntual en testigos de rocas recolectadas de los taladros de sondaje 07-LG-040 y 07 - LG - 070A

Litología	Taladro	UCS(25- $I_{S(50)}$) (MPa)
Brecha tectónica (TBX)	40	2.2
Brecha tectónica (TBX)	40A	4.4
Pórfido Dacítico (EDP)	40	7.9
Pórfido Dacítico (EDP)	40A	19.7
Brecha hidrotermal (SPBX)	40	14.7
Brechas (IMBX)	40A	35.4

Las pruebas de laboratorio UCS también se llevaron a cabo en el pórfido dacítico EDP, y se resumen a continuación en la tabla I.4

Tabla I.4: Resumen de las pruebas de laboratorio de compresión uniaxial (UCS) en testigos de rocas recolectadas de los taladros de sondaje 07-LG-040 y 07 - LG – 070-040A

DE (m)	A (m)	Litología	UCS (MPa)	Modulo de Young (Gpa)
29.63	29.78	Pórfido Dacítico (EDP)	0.9	25.2
314.78	315.07	Pórfido Dacítico (EDP)	8.2	36.7
379.1	379.25	Pórfido Dacítico (EDP)	45.7	20.2
387.46	387.61	Pórfido Dacítico (EDP)	53.8	43.7

Las pruebas de laboratorio muestran que el túnel se encontrará en roca muy débil. La resistencia de la roca intacta comienza a aumentar más allá de unos 50 metros del collar. Recién a unos 300 metros se encuentra roca dura competente.

I.3.4 REFRACCIÓN SÍSMICA.

El perfil de las velocidades de ondas sísmicas obtenido a partir de ensayos de refracción sísmica a lo largo de la longitud del túnel (Figura I.3.4) sugiere, como se esperaba, que la velocidad sísmica de ondas P de la masa rocosa se incrementa con la profundidad, posiblemente debido al incremento resistencia de la roca intacta y de los módulos de deformación elásticos y al incremento del esfuerzo de la roca.

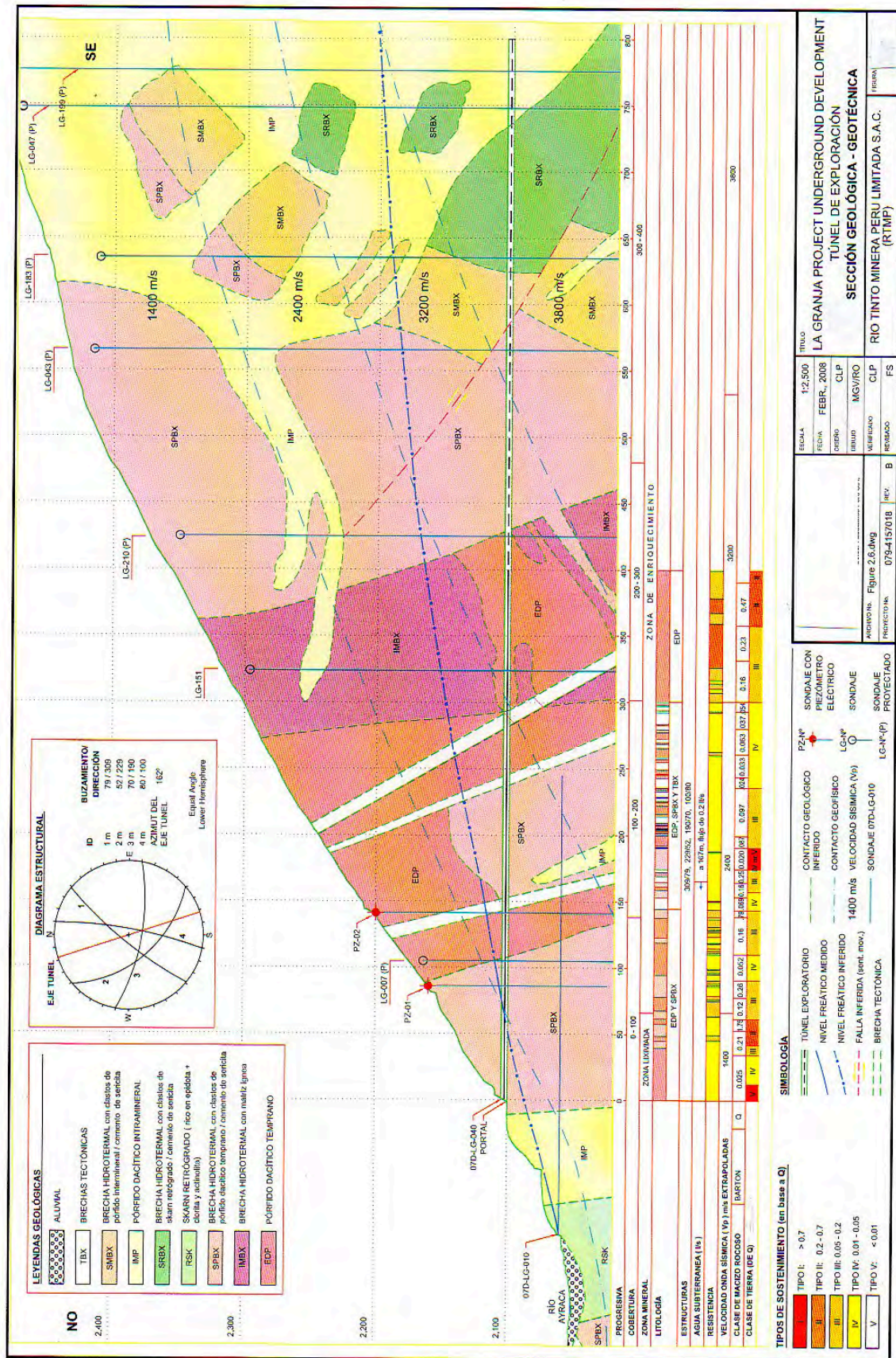


Figura I.3.4 Sección Geológica-Geotécnica

I.3.5 ESTIMACIÓN DEL ESFUERZO INSITU

Una estimación aproximada de las condiciones del esfuerzo in - situ se ha desarrollado utilizando información derivada del Mapa de Esfuerzos en el Mundo (www-wsm.physik.uni-karlsruhe.de). Como se muestra en la Figura I.3.5, se prevé que los esfuerzos horizontales máximos estén orientados aproximadamente Este-Oeste, bajo un régimen de fallamiento (σ_1 =esfuerzo horizontal paralelo, σ_2 = esfuerzo perpendicular σ_3 = esfuerzo vertical) y el régimen de falla (σ_1 = esfuerzo vertical σ_2 = esfuerzo horizontal paralelo, σ_3 = esfuerzo horizontal perpendicular) están presentes.

Por lo tanto, una hipótesis preliminar de que tendrá en cuenta en el cálculo para el diseño es que los esfuerzos in-situ que actúan perpendicularmente al túnel son de 1.5 veces la carga vertical de sobrecarga.

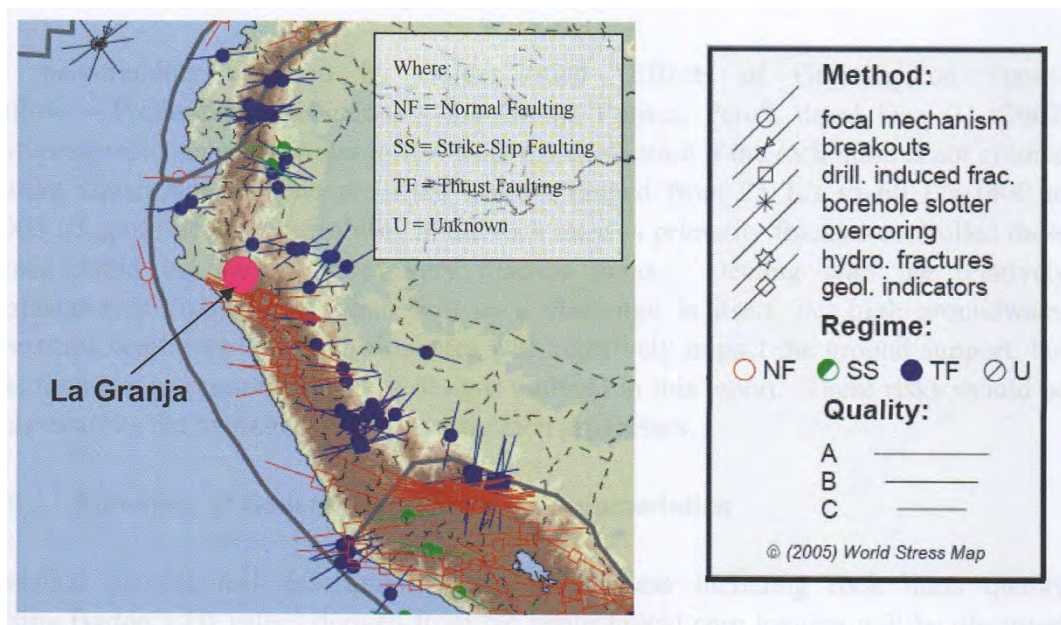


Figura I.3.5: Mapa de Esfuerzos en la tierra -Perú

I.3.6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.

La descripción geotécnica de la calidad del macizo rocoso, indica las siguientes características:

- La primera parte de la perforación, hasta unos 60m de profundidad es típica de una zona de superficie exterior y material rico en hierro. En este tramo el macizo rocoso tiene baja competencia, la roca es casi como suelo.

- La masa de roca entre 60m y 300m desde el portal se prevé que sea muy variable. Zonas estructuralmente alteradas (o defectos) reducirá la calidad de la masa de roca a suelo. Esta zona se muestran en las figuras I.3. e I.3.4.

- La masa de roca entre 300m y 400m desde el portal se prevé que será menos afectada por las zonas estructuralmente alteradas y la calidad de la masa de roca parece mejorar gradualmente en profundidad.

Las parámetros geotécnicos del macizo rocoso y las condiciones a lo largo de toda la longitud de la base del túnel propuesto se definieron con la información disponible, estos parámetros se presentan en la figura I.3.4 e incluyendo:

- Litología;
- Resistencia de la roca intacta;
- Zonas estructuralmente alteradas;
- Predicción de flujos de aguas subterráneas, y
- Nivel freático, en la figura I.4 incluye información más detallada, derivada de los agujeros piloto, incluyendo:
 - Zona de mineralización;
 - Orientación estructural;
 - Estimación de las zonas de entrada de dichas aguas;
 - Velocidad sísmica;
 - Geotecnia de la zona.

Estimaciones de los valores Q.

La calidad del macizo rocoso y los intervalos sobre los que se muestran han sido refinados en base a una síntesis de datos del taladro de sondaje piloto. Esta información será discutida en la siguiente sección.

CAPÍTULO II
SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN
DEL MACIZO ROCOSO

CAPÍTULO II

SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

II.1 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE TERZAGHI A BARTON

Las clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso surgieron de la necesidad de parametrizar observaciones y datos empíricos, de forma integrada, para evaluar las medidas de sostenimiento en túneles. Al depender los túneles de múltiples variables geológicas de difícil cuantificación, el uso de los métodos empíricos (al que pertenecen las clasificaciones geomecánicas) fue de gran ayuda desde el primer sistema de clasificación propuesto en 1946 por Terzaghi hasta el presente.

Los sistemas de clasificación del macizo rocoso más importantes y que han sido relevantes en el desarrollo de esta ciencia se muestran en este capítulo, aunque los tres últimos del listado aún están vigentes:

Tabla II.1: Tipos de clasificación de roca.

Nombre de la clasificación	Creador	Año	País	Aplicación
Rock load	Terzaghi,	1946	USA	Túneles
Stand-up time	Lauffer	1958	Austria	Túneles
Rock quality designation	Deere	1967	USA	Testigos-Túneles
RSR concept	Wickham	1972	USA	Túneles
RMR system	Bieniawski	1973	Sud-Africa	Túneles-Taludes
Q system	Barton	1974	Noruega	Túneles-Cavernas

II.1.1 ROCK LOAD (TERZAGHI)

En 1946 Terzaghi propuso un sistema de clasificación de roca para calcular las cargas que deben soportar los marcos de acero en los túneles. Este sistema describe varios tipos de roca y en base a su experiencia en los túneles para ferrocarril, fortificados con marcos de acero.

El concepto usado por Terzaghi para estimar la carga de roca transmitida a los marcos de acero para el soporte de un túnel se muestra en la figura II.1.1. Durante la construcción del túnel habrá algún relajamiento de la cohesión de la formación

rocosa arriba y en los lados del túnel. La roca suelta dentro del área $acdb$ tenderá a irrumpir en el túnel. A este movimiento se opondrán fuerzas de fricción a lo largo de los límites laterales ac y bd y estas fuerzas de fricción transfieren la parte más importante del peso de la carga de roca W al material de los lados del túnel. El techo y los lados del túnel no tienen que soportar más que el resto de la carga que equivale a una altura H_p . El ancho B_1 de la zona de la roca donde existe el movimiento, dependerá de las características de la roca y de las dimensiones H_t y B del túnel. Terzaghi realizó muchas pruebas de maqueta, utilizando arena sin cohesión para estudiar la forma de lo que el llamaba “el arco del suelo” encima del túnel. Con base en estas pruebas y en su experiencia en túneles con refuerzo de marcos de acero propuso una escala de valores de cargas de roca, las cuales se muestran en la tabla II.1

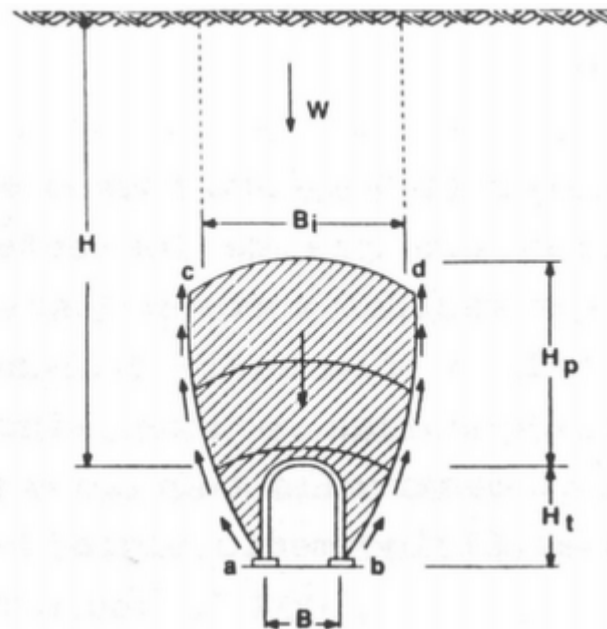


Figura II.1.1: Esquema de Terzaghi

Este método de clasificación de rocas para sostenimiento con marcos de acero fue el primero formulado en forma racional, lo cual fue muy importante ya que el sostenimiento con marcos de acero en túneles había sido usado en los pasados 50 años.

Esta clasificación ha resultado ser muy conservadora, sobretodo en rocas de buena calidad: su principal campo de aplicación es en túneles de tamaño medio, del orden de 8 m de ancho. No se debe aplicar en terrenos de comportamiento plástico.

Los criterios de Terzaghi empleados extensamente por 35 años, para los túneles con marcos de acero, han resultado correctos, aunque un poco conservadores, Cecil (1970) estimó que la clasificación de Terzaghi era demasiado general para permitir una evaluación objetiva de la calidad de la roca sin proporcionar una información cuantitativa sobre sus propiedades, y recomendó que se limitara su uso a túneles con refuerzo de marcos de acero.

Con la aparición del shotcrete y pernos de acero sistemáticos como elementos combinados de sostenimiento, el sistema de Terzaghi empieza a quedar obsoleto, ya que los pernos y shotcrete pasan a ser elementos activos, los cuales interactúan con la roca deformándose junto con ella, no siendo así el caso de los marcos de acero, considerados como elementos rígidos y pasivos encastillados con madera (sostenimiento pasivo)

Tabla II.1.1: Clasificación de Terzaghi para cargas de roca en túneles con soporte de marcos de acero.

Estado de Roca	Carga de roca Hp (en pies)	Observaciones
1. Dura y masiva	Cero	Solo se necesita refuerzo escaso si hay desprendimiento o chasquido
2. Dura pero estratificada	0 a 0.5B	Refuerzo escaso más que nada como protección contra desprendimientos la carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro.
3. Masiva, ligeramente fisurada	0 a 0.25B	
4. Medianamente fracturada en bloques algo abiertos	0.25B a 0.35(B+Ht)	No hay presión lateral
5. Muy fracturada en bloques y las fracturas abiertas	(0.35 a 1.10)(B+Ht)	Poca o ninguna presión lateral
6. Totalmente triturada pero químicamente inalterada.	1.10 (B+Ht)	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien marcos circulares.
7. Roca comprimida profundidad moderada	(1.10 a 2.20)(B+Ht)	
8. Roca comprimida a gran profundidad	(2.10 a 4.50)(B+Ht)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, úsese refuerzo elástico
9. Roca expansiva	Hasta 250 pies independiente del valor (B+Ht)	

II.1.2 TIEMPO DE AUTO SOSTENIMIENTO O STAND-UP TIME (LAUFFER)

La clasificación de Lauffer tiene su fundamento en los primeros trabajos de Stini considerado el padre de la escuela austríaca de túneles y mecánica de rocas. Lauffer propuso que el stand-up time para algún tipo de abertura activa sin sostenimiento está relacionada con la clasificación de la calidad de la roca. (Este tipo de abertura es el ancho del túnel o la distancia del frente al último sector con sostenimiento si ésta es menor que el ancho del túnel). El stand-up time es el período de tiempo que un frente podrá estar sin sostenimiento después de su excavación.

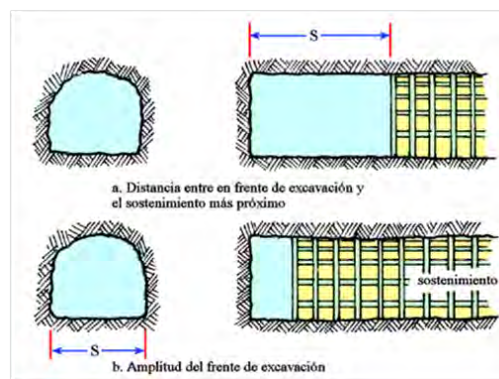


Figura II.1.2: Tiempo del frente sin desmoronarse en dicha longitud libre.

Hay varios factores que pueden afectar el stand-up time tales como: la orientación del túnel, la forma de la sección, el método de excavación, y el método de sostenimiento.

La clasificación original de Lauffer no fue muy usada pero fue modificada por Pacher (1974), introduciendo el concepto de que al aumentar el ancho de un túnel se reduce su stand up-time. Esto significa que, un túnel piloto que tiene un ancho pequeño, puede ser construido sin mayor dificultad a sección completa en una roca de regular calidad, mientras que, la construcción de una excavación de grandes dimensiones en la misma roca probablemente sea imposible realizarla a sección completa bajo el concepto del stand-up time, no quedando otra solución que realizarla por partes.

Aunque parezca lógico y evidente que al aumentar las dimensiones de la excavación se produce una disminución de la estabilidad, muchos seguidores de la teoría de la elasticidad sostenían que la estabilidad de una excavación era independiente de sus

dimensiones y que por ejemplo: al doblar el ancho de un túnel no cambiaría para nada su estabilidad.

Lo que sí es cierto, es que el valor de los esfuerzos, en los límites de la excavación es independiente de las dimensiones, por ejemplo: en las paredes de un túnel circular de 1,0 m de radio se inducen los mismos esfuerzos que en las paredes de un túnel circular de 10,0 m de radio.

La explicación a esto, es que no se tomo en cuenta la importancia de los fenómenos geológicos y estructurales tales como: fallas y sistemas de diaclasas con sus orientaciones, abertura y rellenos.

El trabajo de Lauffer resultó básico para que Rabcewicz, Pacher y Müller llegaran a desarrollar el llamado "Nuevo Método Austriaco de Tunelería" (NATM), años más tarde.

Tabla II.1.2: Clasificación de Lauffer

CLASE	DESCRIPCIÓN	SOSTENIMIENTO	LONGITUD LIBRE L	TIEMPO DE ESTABILIDAD T	OBSERVACIONES
A	SANA	-	4,00	20 AÑOS	Terreno muy bueno Una excavación no revestida, con luz libre de 12,0 m permanece estable durante varios años.
B	ALGO FRACTURADA	DE TECHO	4,00	6 MESES	Terreno bueno
C	FRACTURADA	DE TECHO	3,00	1 SEMANA	Terreno medio
D	FRIABLE	CERCHAS LIGERAS	1,50	5 HORAS	Terrenos mediocres Rocas blandas
E	MUY FRIABLE	CERCHAS PESADAS	0,80	20 MINUTOS	Terreno malo Roca blanda de débil cohesión Terrenos arcillosos con fuertes empujes
F	DE EMPUJE INMEDIATO	PESADO Y DE FRENTE	0,40	2 MINUTOS	Se consideran muy difíciles y necesitan métodos especiales para ser atravesados por un túnel como inyecciones, congelación, uso de escudos, etc.
G	DE EMPUJE INMEDIATO FUERTE	PESADO Y DE FRENTE	0,15	10 SEGUNDOS	

II.1.3 RQD ROCK QUALITY DESIGNATION (DEERE, 1963).

El RQD fue definido por Deere en 1963. Fue propuesto como una clasificación del macizo rocoso. Se define como el porcentaje de testigo que se recupera en piezas enteras de 100 mm o más, del largo total del testigo. Para la determinación del RQD, la International Society for Rock Mechanics recomienda un diámetro de testigo de al menos NX (54,7 mm) recuperados con una perforadora de diamante de doble barril. Se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$RQD = \frac{100 \times \text{Suma de los trozos mayores de 100 mm}(\%)}{\text{Longitud del testigo}} \quad \dots \text{ EC. (II.1.3)}$$

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico de RQD y la calidad de la roca.

TablaII.1.3: Relación entre el valor RQD y la calidad de roca

RQD	Calidad de roca
<25%	Muy mala
25-50%	Mala
50-75%	Regular
75-90%	Buena
90-100%	Muy buena

Deere (1972) modificó el factor de carga de Terzaghi y relacionó este valor modificado con el RQD como se muestra en la Figura II.1.2 Este diagrama sugiere que puede haber una correlación razonable entre el RQD y el factor de carga de Terzaghi para excavaciones reforzadas con marcos de acero pero esta correlación desaparece en el caso de una excavación fortificada con pernos.

Cuando no existen los testigos el RQD puede ser calculado como el número de diaclasas por m³ mediante la siguiente fórmula:

$$RQD = 115 - 3,3 * J_v \quad \text{Palmstrom (1982)} \quad \dots \text{ EC. (II.1.4)}$$

Donde J_v es el número de diaclasas por m³. En el capítulo III, en la aplicación del método Q se mostrará una manera de estimar el valor de J_v en forma práctica.

El RQD es un índice simple, que por si solo no es suficiente para realizar una evaluación de un macizo rocoso, porque no toma en cuenta la orientación, la abertura y el relleno de las diaclasas, tampoco la dureza de la roca.

Actualmente el RQD es usado como un parámetro en la evaluación de testigos y forma parte de los tres sistemas de clasificación de rocas más importantes: RMR, Q y el RMR modificado.

Fracture spacing (cm)	RQD (%)	Rock condition	Rock load, H_p		Remarks
			Initial	Final	
50	98	1. Hard and intact	0	0	Generally no side pressure. Erratic load changes from point to point.
		2. Hard stratified or schistose	0	$0.25B$	
	3. Massive, moderately jointed		0	$0.5B$	
		75	4. Moderately blocky and seamy	0	
	90		5. Very blocky, seamy and shattered	0 to $0.6C$	
20		25	6. Completely crushed		$1.1C$
	10			7. Gravel and sand	$0.54C$ to $1.2C$
			$0.94C$ to $1.2C$		$1.08C$ to $1.38C$
10	2	8. Squeezing, moderate depth		$1.1C$ to $2.1C$	
			9. Squeezing, great depth		$2.1C$ to $4.5C$
	5	10. Swelling			up to 250 ft.

Notes:

1. For rock classes 4, 5, 6, 7, when above ground water level, reduce loads by 50%.
2. B is tunnel width, $C = B + H_t =$ width + height of tunnel.
3. $\gamma =$ density of medium.

Figura II.1.3: Clasificación modificada por Deere et al (1970) sobre la de Terzaghi (1946)

II.1.4 RSR (WICKHAM ET AL, 1972)

El sistema RSR (Rock Structure Rating) fue desarrollado en los Estados Unidos en 1972 por Wickham, Tiedeman, y Skinner. El RSR presenta un método cuantitativo para describir la calidad de la roca y para seleccionar el sostenimiento correspondiente. Fue el primer sistema completo de clasificación de calidad de roca propuesto desde el sistema de Terzaghi en 1946.

El RSR fue un paso hacia adelante en varios aspectos ya que consideró dos categorías de factores que influyen en el comportamiento de la roca en los túneles; ellos fueron factores geológicos y factores de construcción. Los factores geológicos fueron a) tipo de roca b) espaciamiento medio de las diaclasas c) orientación de las diaclasas (rumbo y buzamiento) d) tipo de discontinuidades como: fallas, cizalles, contactos, pliegues e) propiedades de la roca g) alteración y/o grado de meteorización. Los factores de construcción fueron a) dimensiones del túnel b) orientación del túnel c) método de excavación.

Estos factores fueron agrupados en tres parámetros A, B, C

Parámetro A: apreciación general de la estructura de la roca en base a:

- a) Origen de la roca (ígneas, metamórficas, sedimentarias)
- b) Dureza de la roca (dura, media, blanda, descompuesta)
- c) Estructura geológica (masiva, fracturado, cizalle, fallas)

Parámetro B: geometría

- a) Espaciamiento de diaclasas
- b) Orientación de diaclasas
- c) Dirección del túnel

Parámetro C: Efecto de infiltraciones de agua

El valor de RSR para alguna sección del túnel es determinado por la suma del valor numérico determinado por los tres parámetros es decir: $RSR = A + B + C$ con un máximo valor de 100

Espaciamiento promedio de las diaclasas o juntas	Rumbo Perpendicular al Eje					Rumbo Paralelo al Eje		
	Dirección de Avance					Dirección de Avance		
	Ambos	Con el buzamiento		Contra el buzamiento		Cualquier dirección		
	Buzamiento de las diaclasas importantes ^a					Buzamiento de las diaclasas importantes		
Bajo	Mediano	Alto	Mediano	Alto	Bajo	Mediano	Alto	
1. Diaclasado muy cercano, < 2	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Diaclasado cercano, 2-6 pulg.	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Diaclasado moderado, 6-12	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Moderado a bloqueado, 1-2 pies	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Bloqueado a masivo, 2-4 pies	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Masivo, > 4 pies	40	43	45	37	40	40	38	34

	Tipo de Roca Básico				Estructura Geológica			
	Duro	Medio	Suave	Descompue.	Masiva	o Fallada	Fallada	Fallada
Igneo	1	2	3	4	Ligeram	Moderadam	Intensam	
Metamórfico	1	2	3	4	Plegada	Plegada o	Plegada o	
Sedimentario	2	3	4	4	Masiva	o Fallada	Fallada	Fallada
Tipo 1					30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

Flujo de agua anticipado gpm/1000 pies de túnel	Suma de Parámetros A + B					
	13 - 44			45 - 75		
	Condición de Juntas ^b					
	Buena	Regular	Mala	Buena	Regular	Mala
Ninguno	22	18	12	25	22	18
Ligero, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderado, 200 - 1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Severo, 1000 gpm	10	8	6	18	14	10

^a Buzamiento: bajo: 0-20°; mediano: 20-50°, y vertical: 50-90°

^b Condición de juntas: buena = ajustado o cementado; regular = ligeramente intemperizada o alterada; mala = severamente intemperizado, alterado o abierto

Figura II.1.4 Estimado de sostenimiento RSR para túnel según (WICKHAM ET AL, 1972)

II.1.5 SISTEMA RMR. (BIENIAWSKI ET AL, 1989)

Bieniawski (1973) presentó un nuevo sistema de clasificación de macizos rocosos mediante un índice RMR (“Rock Mass Rating”). En una segunda versión Bieniawski (1989) estableció la forma actual. El índice numérico del macizo rocoso, RMR básico, es independiente de la estructura a construir y se obtiene sumando cinco parámetros:

Tabla II.1.5.1: RMR de Bieniawski

Parámetros	Intervalo de Valores						
Resistencia a la compresión simple de la roca	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 Mpa
Valoración	15	12	7	4	2	1	0
RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
Valoración	20	17	13	8	3		
Separación entre las juntas	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
Valoración	20	15	10	8	5		
Condición de las juntas	Muy rugosas, no continuas, cerradas, bordes sanos y duros.	Algo rugosas, separación < 1 mm bordes algo meteorizados (duros).	Algo rugosas, separación < 1 mm bordes muy meteorizados (blandos)	Espejos de falla o relleno < 5 mm o separación 1-5 mm. Continuas.	Relleno blando > 5 mm o separación > 5 mm. Continuas.		
Valoración	30	25	20	10	0		
Flujo de agua en las juntas	Secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Fluyendo		
Filtración en 10 m de túnel	0	< 10	10-25	25 - 125	> 125		
Razón de presiones intersticiales	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	0.5		
Valoración	15	10	7	4	0		

Al valor del RMR obtenido hay que restarle un factor de ajuste, que es función de las orientaciones de las discontinuidades con respecto a la orientación de la excavación de la obra proyectada, definido cualitativamente y que tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes. La siguiente tabla muestra los factores de ajuste para el caso de tunelería:

Tabla II.1.5.2: Factores de ajuste (Bieniawski, 1979, 1989)

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento de 0° a 20° en cualquier dirección
Avance con buzamiento		Avance contra buzamiento		Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	
Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	Buzamiento de 45° a 90°	Buzamiento de 20° a 45°	
Muy Favorable	Favorable	Aceptable	Desfavorable	Muy Desfavorable	Aceptable	Desfavorable
0	-2	-5	-10	-12	-5	-10

El resultado final de la resta es el índice final RMR, que puede variar entre 0 y 100. Los macizos rocosos se clasifican según el valor del índice en cinco clases.

Tabla II.1.5.3: Clases de macizo rocoso según el valor del RMR ajustado.

RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	20 – 0
Clase	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala

El significado de dichas clases (según la expresión original de Bieniawski) incluye tres datos cuantitativos:

- El tiempo de estabilidad y la longitud libre para túneles (definidos según los conceptos del Nuevo Método Austriaco de Tunelería).
- Un intervalo de valores de la cohesión de la masa rocosa.
- Un intervalo de valores del ángulo de fricción de la masa rocosa.

Tabla II.1.5.4: “Significado” de las clases de roca (Bieniawski, 1989)

CLASE	I	II	III	IV	V
Tiempo de sostenimiento según la luz libre	20 años para 15 m	1 año para 10 m.	1 semana para 5 m.	10 horas para 2,5 m.	30 minutos para 1 m.
*Cohesión de la masa rocosa (kPa)	> 400	400-300	300-200	200-100	< 100
Rozamiento de la masa rocosa (°)	> 45	45-35	35-25	25-15	< 15

* *Estos valores sólo son aplicables a deslizamientos en macizos saturados.*

Se añadieron también a la clasificación recomendaciones para el sostenimiento de túneles según las cinco clases de roca. En la tabla II.1.5.5 se muestra las recomendaciones para excavación y sostenimiento de túneles (Bienawski 1989).

Esta clasificación es muy conocida y se aplica sistemáticamente para muchos estudios de túneles, junto con la clasificación de Barton (1974).

Tabla II.1.5.5 Recomendaciones indicativas para la excavación y el sostenimiento de túneles excavados en roca (Bienawski, 1989).

CLASE	RMR	EXCAVACION	SOSTENIMIENTO		
			BULONES (Longitud en m)	HORMIGON PROYECTADO	CERCHAS METALICAS
I Muy Buena	81-100	Sección completa (3m)	Ocasionalmente	No necesario	No necesarias
II Buena	61-80	sección completa (1-15m). Sostemiento terminado a 20m del avance.	Localamente en clave L=3m. Espaciados a 2.5 m con mallazo ocasional	50mm en clave donde sea necesario	No necesarias
III Media	41-60	Avance y destroza (1.5-3m en avance) sostenimiento empezado en el frente y terminado a 10 m del frente	Sistematicamente en clave y hastial. L=4m. Espaciados 1.5 a 2.0 m mallazo en clave	50-100mm en clave 30mm en hastiales	No necesarias
IV Mala	21-40	Avance y destroza (1.0-1.5m en avance) sostenimiento empezado simultaneamente con la excavacion y hasta 10 m del frente	Sistematicamente en clave y hastial. L=4 a 5 m espaciados a 10-15m. Con Mallazo.	100-150mm en clave 100mm en hastiales	Ligeras a medias espaciadas a 1.5m donde sea necesario
V Muy Mala	1-20	Galerias multiples (0.5-1.5 en avance)Sostenimiento simultaneo con la excavación. Hormigon proyectado inmediatamente después de la voladura	Sistematicamente en clave y hastial. L=5 a 6m espaciados a 1.0-1.5m. Con Mallazo bulonar la contraboveda.	150-200mm en clave 150mm en hastiales 50mm en el frente	Medias a pesadas espaciadas a 0.75m con forro y longarinas donde sea necesario contraboveda

II.1.6 SISTEMA Q (BARTON ET AL, 1974)

El sistema Q ha sido usado en numerosos proyectos en el mundo desde hace 25 años como un método de caracterización de la calidad de la roca y definición de un sostenimiento que asegure la estabilidad en su tiempo de vida útil en obras de excavaciones subterráneas como túneles civiles (carreteros), centrales hidráulicas y

nucleares, cavernas para almacenamiento de petróleo, cavernas para estadios de deportes y excavaciones mineras.

El sistema Q es un método empírico definido en el año 1974 por Barton, Lien y Lunde para el Instituto Geotécnico de Noruega (IGN) y mejorado por Grimstad, Barton y Loset (1993) basado en la correlación de una base de datos de más de 1000 ejemplos de túneles y cavernas. El sistema Q puede ser usado en la etapa de construcción y también como una herramienta de predicción de la clasificación basado en el mapeo geotécnico de testigos.

En el sistema Q mejorado se ha incorporado el shotcrete con fibra en reemplazo de la combinación “malla metálica mas shotcrete simple” lo cual en términos prácticos ha significado: mayor rapidez en el resultado del ciclo de la excavación, mayor seguridad, acepta mayores deformaciones de la abertura rocosa, permite su utilización en la gran mayoría de rocas de mala calidad creando una ligazón íntima entre roca y sostenimiento lo que no ocurre al utilizar marcos metálicos.

II.1.6.1 Factores y parámetros del sistema Q

El valor numérico del índice Q se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF) \quad \dots\dots\dots EC. (II.1.6)$$

Donde:

RQD = es el índice de calidad de la roca de Deere

J_n = Parámetro que representa el número de familias de diaclasas (joint set number)

J_r = Parámetro que representa la rugosidad de las diaclasas

J_a = Parámetro que representa el grado de alteración de las diaclasas

J_w = Parámetro de reducción que representa la influencia del agua en las diaclasas

SRF = Parámetro que representa el factor de reducción por esfuerzos.

Agrupando los 6 parámetros en tres factores:

RQD/J_n : Tamaño de los bloques

J_r/J_a : Resistencia al cizallamiento entre bloques

J_w/SRF : Esfuerzos activos

Los autores del método realizan los siguientes comentarios sobre estos tres últimos factores

RQD/J_n : es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques con dos valores extremos 100/0,5 y 10/20. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros. Los tamaños de partículas de 200 a 0,5 se pueden tomar como aproximaciones gruesas, pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrían varias veces este tamaño y los fragmentos más chicos menos de la mitad.

J_r/J_a: representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las diaclasas o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de las diaclasas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo. Estas superficies están cerca de la resistencia óptima tenderán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes y por lo tanto serán muy favorables a la estabilidad del túnel.

Cuando las diaclasas tienen recubrimientos y rellenos arcillosos delgados se reduce notablemente su resistencia. Sin embargo, el contacto de las paredes después de un ligero desplazamiento por el esfuerzo cortante puede ser muy importante y salvar la excavación de un colapso. Cuando no existe contacto entre paredes, la situación para la estabilidad del túnel se presenta de manera muy desfavorable.

J_w/SRF: este cociente representa dos parámetros de esfuerzos

SRF, se puede considerar un parámetro total de esfuerzos a:

*La carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y roca empacada en arcilla.

*Los esfuerzos de una roca competente.

*Las cargas comprensivas en una roca plástica incompetente.

J_w: corresponde a una medición de la presión del agua en las fisuras que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal."

El valor del índice de Q es un buen estimador de la estabilidad del macizo rocoso tal que altos valores indican buena estabilidad y bajos valores indican mala estabilidad, pudiendo ir éste valor desde 0,001 hasta 1000.

El valor de Q se calcula a partir de la determinación del valor numérico de los seis parámetros, que es la guía para la determinación del valor

numérico en terreno. Los valores de los parámetros se muestran en la tabla III.4

J_n (Número de sistemas de diaclasas) La forma y tamaño de los bloques dependerá de la geometría de los sistemas de diaclasas. Por lo general existen en forma mayoritaria entre dos y cuatro sistemas. Un conjunto de diaclasas constituye un sistema cuando éstas tienen una disposición más o menos paralela en rumbo y buzamiento con un espaciamiento regular, se muestran ejemplos para distinguir estos sistemas. Los sistemas de diaclasas subordinados son aquellos de poca continuidad y que no causan problemas en la estabilidad de la excavación.

J_r (medida de rugosidad de las paredes de las diaclasas) El valor de J_r depende de las características de las paredes de las diaclasas, si ellas son onduladas, planas, rugosas o suaves. El valor de J_r (número) depende de estas condiciones, las cuales se pueden separar en dos escalas. Los términos rugosas - suaves están referidas a escala de centímetros o milímetros en cambio los términos onduladas - planas están referidas a una escala de decenas de centímetros a metros.

Si las diaclasas tienen rellenos gruesos como arcillas, minerales blandos; entonces determinar el valor de la rugosidad tiene poca importancia, porque no hay contacto pared - pared y este contacto no ocurrirá en la deformación de la roca antes de 10cm (categoría C) ver tabla III.4

Si las diaclasas tienen rellenos delgados el contacto pared - pared ocurrirá antes de 10 cm de deformación (categoría B) ver tabla III.4

Ja (medida de la alteración de los rellenos) El valor de Ja depende del espesor del relleno y de su composición. Para la determinación de Ja se han dividido en tres categorías

- contacto pared - pared
- contacto pared – pared antes de 10 cm de deformación
- sin contacto pared – pared durante la deformación

Para ver los valores numéricos de Ja para estas tres categorías se debe ver tabla III.4

Los minerales a menudo son fáciles de identificar, pero en algunos casos puede ser necesario el uso de ensayos de laboratorio para determinar por ejemplo “arcillas expansivas”

Jw (factor de reducción por agua) La presencia de agua, ablanda los rellenos de diaclasas, incluso ocasiona su lavado. Es la causa de inestabilidad especialmente en rocas de mala calidad con rellenos blandos, donde la deformación ocurre en forma rápida.

El valor numérico del factor de reducción por agua depende de las infiltraciones de agua hacia el interior de la excavación.

SRF (factor de reducción de esfuerzos) En general el SRF describe la relación entre esfuerzos y resistencia de la roca en la periferia de la excavación. Ambos, resistencia y esfuerzos pueden ser medidos y entonces el SRF puede ser calculado de las relaciones entre la resistencia a la compresión uniaxial σ_c y el esfuerzo principal mayor σ_1 , o la relación entre el máximo esfuerzo tangencial σ_t y el esfuerzo a la compresión uniaxial σ_c . Si esta información no está disponible, el valor de SRF puede ser estimado de la experiencia, de las observaciones en la excavación y de los trabajos realizados antes de la excavación como: levantamiento topográfico e información geológica geotécnica.

Las situaciones de esfuerzos están clasificadas en cuatro categorías:

- i) Zonas de debilidad que intersectan la excavación, las cuales pueden causar inestabilidad en el macizo durante la construcción del túnel.
- ii) Roca competente, problemas de esfuerzos
- iii) Roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones de roca
- iv) Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua

II.1.7 RESUMEN DE COMPARACIÓN DE PARÁMETROS DE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE ROCAS.

La clasificación de rocas (Blandas o Duras) se realiza por medio de sistemas de clasificación, para lo cual mencionaremos los aspectos relevantes de los diferentes sistemas de clasificación existente:

El sistema de clasificación de Terzaghi (1946) fue el primer sistema de clasificación de rocas aplicado especialmente a túneles con sostenimiento con marcos de acero. Este método fue usado por 35 años con mucho éxito.

La clasificación de Lauffer (1958) basada en los trabajos de Stini (1950) fue un paso adelante introduciendo el concepto de stand-up time de la abertura activa en un túnel, el cual es altamente relevante en la determinación del tipo y cantidad de sostenimiento.

La clasificación de Deere (1967) introduce el índice de calidad de la roca (RQD), el cual es un método simple de evaluación de núcleos de sondajes, y forma parte de los sistemas de clasificación.

El concepto de valuación del sistema rocoso (RSR) desarrollado por Wickham (1972) fue el primer sistema que realiza una valuación de algunos parámetros geotécnicos que dependen directamente de la roca misma.

Los sistemas de clasificación geomecánica (RMR system) propuesta por Bieniawski (1973), y el Q-system, propuesto por Barton (1974) fueron desarrollados independientemente y ambos proporcionan una valoración cuantitativa de la clasificación de un macizo rocoso y el sostenimiento asociado a la calidad de roca.

El sistema Q fue desarrollado específicamente para túneles y cavernas, en cambio el sistema RMR inicialmente desarrollado para túneles, también tiene aplicaciones en taludes de roca y en fundaciones.

En 1977 Laubsher modificó la clasificación desarrollada por Bieniawski (RMR) para darle una aplicación dirigida al diseño minero en las excavaciones originadas por la explotación de minas.

En la tabla II.1.7, se muestra un resumen de comparación entre los parámetros de los sistemas de clasificación de roca.

Tabla II.1.7 Comparación de los sistemas Q, RMR, RMRM en función de sus parámetros

Parámetro	Sistema Q	RMR	RMRM
Resistencia de la roca intacta	Incorporado en SRF	IRS	IRS
Índice de calidad de la roca (Deere)	RQD	RQD	RQD
Nº de sistemas de diaclasas	Jn		
Espaciamiento de diaclasas o frecuencia de fracturas		Js	Js (o FF para reemplazar RQD y Js)
Condición de diaclasas	Jr , Ja	Jc	Jc(ajustes por afloramiento-de agua)
Afloramiento de agua	Jw	Jw	Incorporado en Jc
Esfuerzos, naturales o inducidos	SRF(está incorporado en IRS y profundidad bajo la superficie)		Ajustes por esfuerzos inducidos por la explotación minera
Orientación de las estructuras		Jo	Ajustes por orientación de las estructuras
Meteorización			Ajustes por meteorización
Efecto por voladura			Ajustes por voladura

II.1.8 CORRELACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES RMR Y Q DEL TÚNEL DE EXPLORACIÓN PAJA BLANCA

Para la verificación de la validación de los parámetros y criterios se recomienda que se consulten ambos sistemas (RMR y Q). En base a 111 historia en el mundo se puede aplicar la siguiente relación (Bienawski, 1976):

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad \dots\dots\dots EC (II.1.8)$$

Usando esta relación se correlacionó los valores de los índices RMR y Q del túnel de exploración paja blanca, Los datos de los índices RMR y Q del túnel, se muestra en el anexo V.

En la figura II.1.8 se muestra la correlación entre los índices RMR y Q del Túnel.

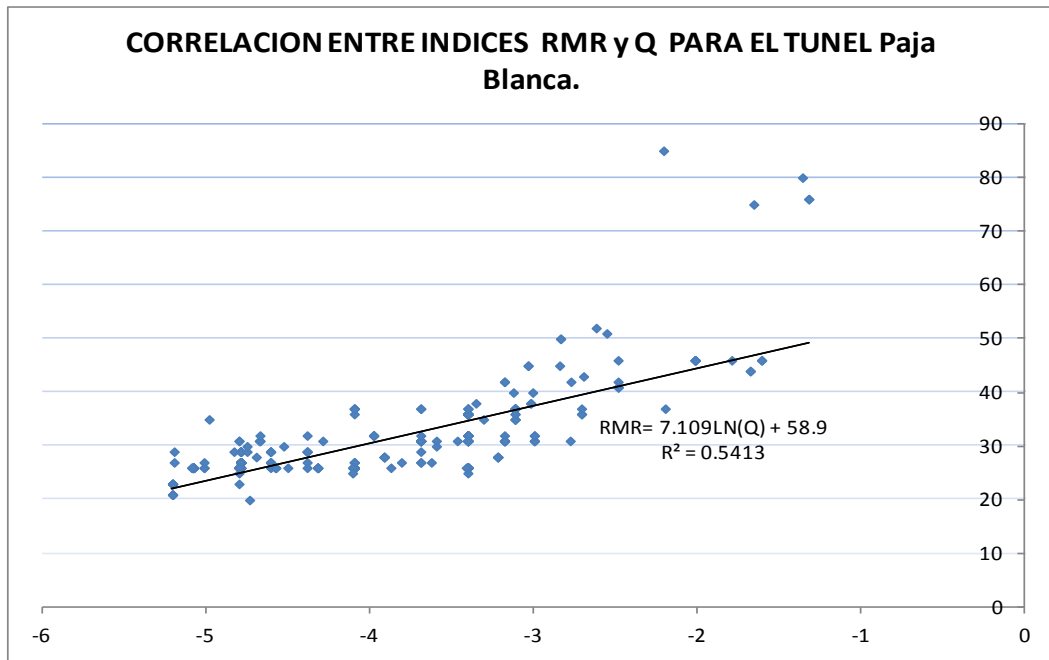


Figura II.1.8 Correlación entre índices RMR y Q para el túnel de exploración Paja Blanca.

II.2 SQUEEZING EN MACIZO ROCOSO BLANDO.

El término squeezing se refiere a la reducción de la sección del túnel cuando el túnel se está avanzando un ejemplo se muestra en la fotografía 1. Se ha definido que este término se refiere a las grandes convergencias alrededor del túnel en función del tiempo durante la excavación. Esto ocurre cuando el sostenimiento no ha sido cuidadosamente seleccionado originando la superación del límite del esfuerzo de corte. La deformación puede terminar durante la construcción o continuar durante un largo período de tiempo para tal caso es importante realizar mediciones de convergencia.



Fotografía 1: Fenómeno de Squeezing.

La magnitud de la convergencia del túnel, es decir la deformación alrededor del túnel dependerá de las condiciones geológicas y geotécnicas, del estado del esfuerzo in-situ " en relación con resistencia de la roca, el flujo de agua subterránea, y las propiedades del macizo rocoso. También depende en gran medida las técnicas de excavación y el tipo de sostenimiento que se utiliza. Si la instalación de sostenimiento se retrasa, se mueve la masa de roca en el túnel y una redistribución de la tensión tiene lugar alrededor de ella. El comportamiento de squeezing durante la excavación del túnel ha intrigado a los expertos durante años, y con frecuencia ha provocado grandes dificultades para completar las obras de gran envergadura. Hay numerosos casos en Europa y en todo el mundo donde han ocurrido fenómenos de squeezing, mencionamos las siguientes observaciones de expertos que fueron testigos de este fenómeno:

- El fenómeno de sqweezing está asociado con la deformabilidad del macizo rocoso blando y sus propiedades de resistencia. Hay una serie de rocas complejas donde la compresión puede ocurrir como son las: filitas, esquistos, pizarra, esquistos arcillosos, etc.
- Las orientaciones de las discontinuidades, tales como los planos de estratificación, juegan un papel muy importante en la aparición y el desarrollo de grandes deformaciones en torno a los túneles, y por lo tanto también en el comportamiento de squeezing

- La distribución de la presión del fluido interno en los poros de la roca puede influir en la resistencia de la masa rocosa generando deformaciones.
- Las técnicas de construcción para la excavación y la ayuda (es decir, las secuencias de la excavación y el número de etapas de excavación que se adopten, incluidos los métodos de estabilización utilizadas) pueden influir en las condiciones de estabilidad global de la excavación. En general, la capacidad de proporcionar un régimen de esfuerzos principales en la periferia del túnel y en los alrededores se considera el factor más importante en el control de deformaciones de la roca.
- Grandes deformaciones también puede ocurrir en las rocas susceptibles a la expansión, es difícil distinguir entre compresión y la expansión, como los dos fenómenos pueden ocurrir al mismo tiempo y tener efectos similares. Por ejemplo, en las arcillas más consolidadas, la tensión de alivio rápido debido a la excavación del túnel provoca un aumento de tensiones desviadoras con el inicio simultáneo de la presión de poros negativa. Sin embargo, debido a la presión de poros negativa, la expansión puede ocurrir con un inicio más brusco de las deformaciones bajo carga constante. Por lo tanto, si la expansión no está trabajada a tiempo, un incremento de esfuerzo puede tener lugar con la aparición un squeezing.
- Squeezing también implica el rendimiento de la excavación del túnel. La aparición de un aumento significativo en la convergencia del túnel puede generar contracciones en el túnel lo que generaría retrasos en la construcción una remodelación seria costosa.

CAPÍTULO III
APLICACIÓN DEL SISTEMA Q
PARA EL DISEÑO DE
SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL

CAPÍTULO III

APLICACIÓN DEL SISTEMA Q PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL

III.1 CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño preliminar de sostenimiento se basa en los criterios precedentes, que relacionan la calidad del macizo rocoso (Q), el período de excavación, y el tiempo de utilidad del túnel.

Para el diseño del sostenimiento de la excavación se considera lo siguiente:

III.1.1 DIMENSIÓN EQUIVALENTE (DE)

La dimensión equivalente es la relación de la dimensión mayor de la excavación D a un diámetro “equivalente”, que se define como $De = D/ESR$.

La expresión para la dimensión equivalente **De** esta dada por:

$$De = \frac{\text{Ancho, diámetro o altura excavación (m)}}{\text{Relación de soporte de la excavación (ESR)}} \quad \dots\dots\dots EC (III.1.1)$$

III.1.2 RELACIÓN DE SOPORTE DE LA EXCAVACIÓN (ESR)

El grado de importancia de la excavación es definido mediante el índice ESR (Excavation Support Ratio) que viene a ser un factor de seguridad. Los valores de ESR aparecen en la tabla III.1.2, la referencia (ESR=1.6) corresponde típicamente a “excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de aguas para hidroeléctricas, (con la excepción de las cámaras de alta presión para compuertas),

túneles pilotos (exploración), excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes”.

Para la sección de 4,0m x 4,5 m correspondiente al túnel de exploración Paja Blanca su diámetro equivalente está definido por $De = 4,5 \text{ m} / 1,6 = 2.8 \text{ m}$.

Tabla III.1.2: Tipo de excavación versus ESR (Relación de soporte de la excavación)

Tipos de excavación	ESR
A. Excavaciones mineras temporales	ca. 3-5
B. Piques verticales i) sección circular ii) sección cuadrada y rectangular	ca. 2.5 ca. 2.0
C. Excavaciones mineras permanentes túneles de conducción de aguas para hidroeléctricas, (con la excepción de las cámaras de alta presión para compuertas), túneles pilotos (exploración), excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes.	1.6
D. Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para el tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferrocarriles pequeños, cámaras de alta presión,	1.3
E. Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarriles mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túnel.	1
F. Estaciones nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas.	0.8
G. Cavernas y túneles muy importantes de una gran vida útil, túneles para cañerías de gas	0.5

III.1.3 DIAGRAMA Q Y CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

La relación entre el De y el valor de Q se muestra en el “Diagrama del sistema Q” figura III.1, donde los valores de Q se ubican en el eje horizontal y los valores del diámetro equivalente De en el eje vertical (lado izquierdo del diagrama).

El “Diagrama del sistema Q ” está basado en más de 1000 casos de túneles y cavernas en los cuales fueron estudiados sus: dimensiones equivalentes, sostenimientos ocupados y valores de Q . Este diagrama es una guía para el diseño de sostenimientos permanentes en túneles y cavernas

De acuerdo con el valor obtenido para este Índice “Q”, se determina el tipo de roca excavada, dentro de las cinco categorías que se presentan en la tabla III.1.3

Tabla III.1.3 Características Geotécnicas Según el Sistema Q.

Índice "Q"	Categoría		Características Geotécnicas
	Tipo	Denominación	
>0.7	I	Mala / Muy Mala	Roca ligeramente meteorizada o descompuesta; exhiben resistencia en roca intacta entre 50-100 MPa. Incluyen zonas de cizalla menores que 0.2m de espesor. La mayoría de las discontinuidades son planas y rugosas.
0.2 a 0.7	II	Muy Mala	Roca moderadamente meteorizada o descompuesta; exhibe resistencia en roca intacta entre 25-50 MPa. Incluyen zonas de cizalla menores que 0.2m de espesor. Fuertemente fracturada. La mayoría de discontinuidades son planas y rugosas.
0.05 a 0.2	III	Muy Mala / Extremadamente Mala	Roca moderada a fuertemente meteorizada o descompuesta, débil; exhibe resistencia en roca intacta entre 5-25 MPa. Incluye pequeñas zonas de roca altamente fracturada.
0.01 a 0.05	IV	Extremadamente Mala	Roca fuertemente meteorizada o descompuesta, débil y con comportamiento similar a un suelo. Exhibe resistencia en roca intacta entre 1-5 MPa. Ocurrencia de importantes zonas de falla y/o roca arcillosa disgregable
<0.01	V	Excepcionalmente Mala	Roca completamente descompuesta o meteorizada, con plena alteración a minerales arcillosos, blanda. Ocurrencia de importantes zonas de fallas y/o roca arcillosa disgregable con la mano. Comportamiento similar a suelo.

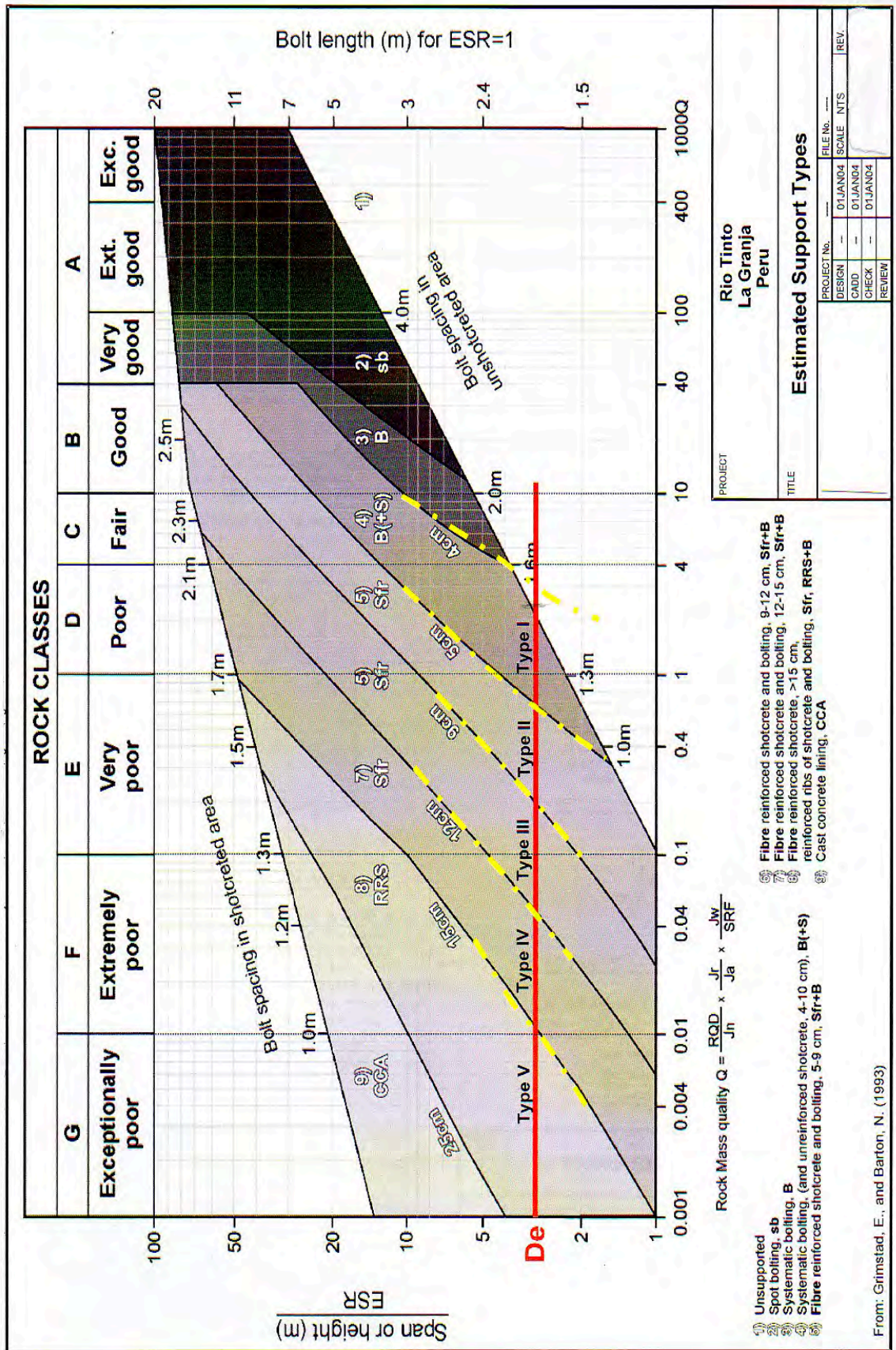


Figura III.1 Tipo de Sostenimiento Estimado según el sistema Q

III.1.4 DEFINICIÓN DEL SOSTENIMIENTO MEDIANTE EL SISTEMA Q

Las recomendaciones para el sostenimiento en esta sección del informe sólo pueden ser consideradas como preliminares, ya que se basan principalmente en las mediciones y observaciones del taladro de sondaje piloto.

Para estimar el tipo de sostenimiento del túnel se procede de la siguiente manera:

- Se clasifica el macizo rocoso según Q.
- Se selecciona el grado de importancia de la excavación definido mediante el índice ESR (Excavation Support Ratio) que viene a ser un factor de seguridad.
- Se define el “diámetro equivalente” D_e .

La relación entre el D_e y el valor de Q se muestra en el “Diagrama del Sistema Q” figura III.1, donde los valores de Q se ubican en el eje horizontal y los valores del diámetro equivalente D_e en el eje vertical (lado izquierdo del diagrama).

El punto de intersección entre la línea horizontal dada por el valor $D_e = 3,0$ y las líneas oblicuas separan regiones numeradas de 1 a 9 que definen los tipos de sostenimiento desde el tipo I al tipo V, trazando una línea vertical desde la intersección a la línea horizontal se determinan los valores de Q que limitan estas regiones. Desde cada región que corresponde a un tipo de sostenimiento se traza una línea vertical desde el punto medio hasta la línea oblicua superior (Línea de espaciamiento entre pernos) en la cual se determina la separación entre pernos. Para cada valor diferente de Q es posible definir un sostenimiento diferente (espesores de shotcrete y espaciamiento de pernos), por lo cual, se han definido sostenimientos medios para diferentes rangos de Q y de esta forma también definir sus calidades de roca asociadas, lo cual se resume en la tabla III.1.4

Con la formula siguiente se determina la longitud de perno a utilizar:

$$L=2 + 0,15*B/ESR \quad \dots\dots\dots EC. (III.1.4)$$

$$B= 4,5 \text{ m}$$

$$ESR=1,6$$

Reemplazando los valores de B y ESR en la ecuación (III.1.4) se obtiene una longitud de pernos de 2,5 m.

Tabla III.1.4: Calidad de roca vs Sostenimiento

Calidad de Roca	Valor de Q	Sostenimiento
I	$Q > 0.7$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2,5 m y shotcrete con fibra, 50 mm de espesor. Separación entre pernos 1,8 m. Separación entre anillos 1.8 m. 3 y 4 pernos alternados por anillo.
II	$0.2 < Q < 0.7$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2,5 m y shotcrete con fibra, 100 mm de espesor. Separación entre pernos 1,5 m. Separación entre anillos 1.5 m. 6 y 7 pernos alternados por anillo.
III	$0.05 < Q < 0.2$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2,5 m y shotcrete con fibra, 120 mm de espesor. Separación entre pernos 1,3 m. Separación entre anillos 1.3 m. 8 y 9 pernos alternados por anillo.
IV	$0.01 < Q < 0.05$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2,5 m. Shotcrete con fibra 150 mm de espesor. Separación entre pernos 1,0 m. Separación entre anillos 1.0 m. 10 y 11 pernos alternados por anillo. Cimbras metálicas de 30 kg/m, separación entre cimbras 1,0 m.
V	$0 < Q < 0.01$	Pernos de acero calidad A63-42H, diámetro 22 mm, longitud 2,5 m. Shotcrete con fibra 200 mm de espesor. Separación entre pernos 1,0 m. Separación entre anillos 1.0 m. 10 y 11 pernos alternados por anillo. Cimbras metálicas de 30 kg/m, separación entre cimbras 0,5 a 0,75 m.

Los sostenimientos asociados a cada una de estas clasificaciones se muestran en las figuras III.1.4 y III.1.5

Todos los pernos son de acero, calidad A 63-42-H con hilo helicoidal de longitud 2,5 m. diámetro 22mm., con placa cuadrada de 0,2 m de lado y 5 mm de espesor.

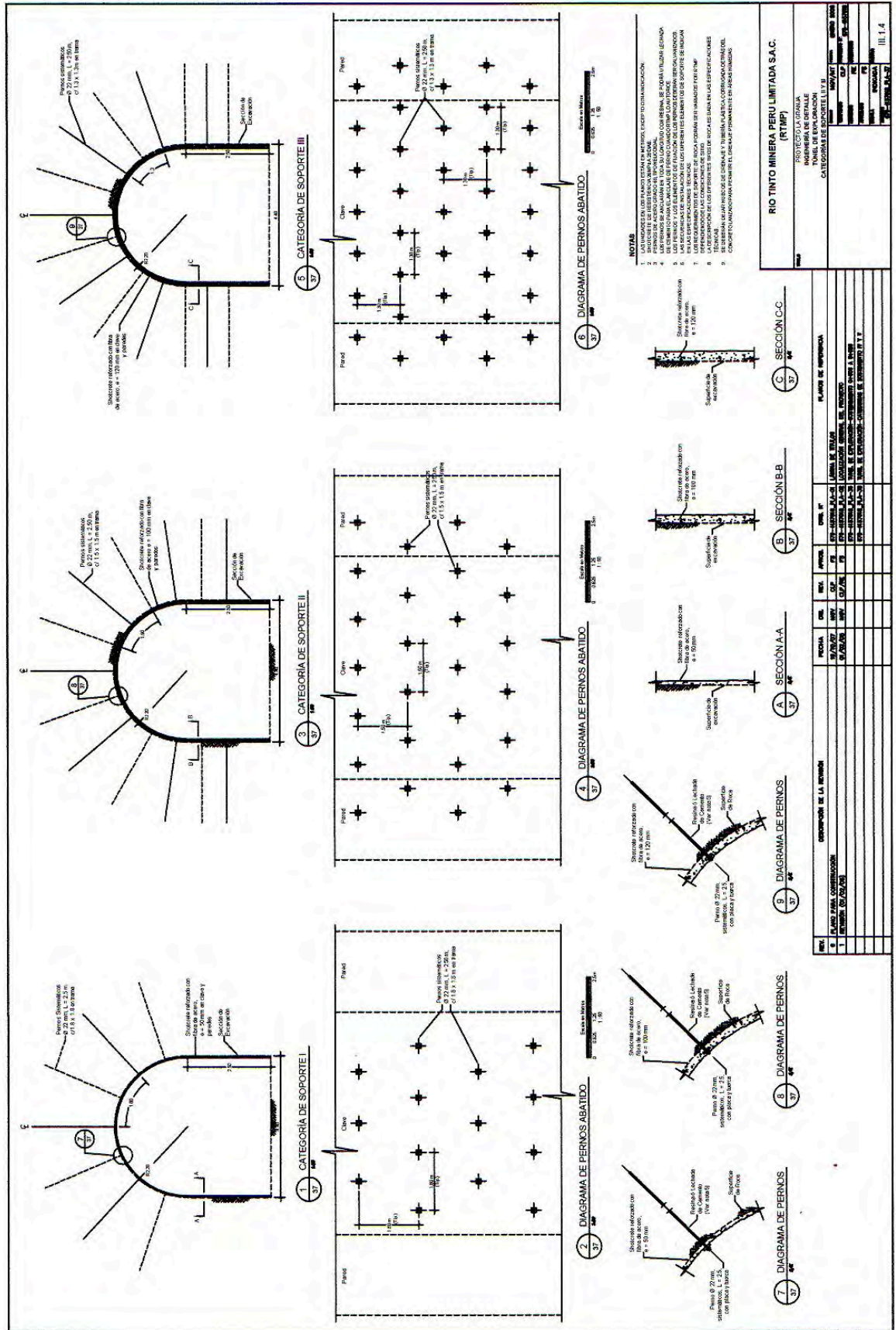


Figura III.1.4 Tipo de Sostenimiento estimado para tipo I,II,III

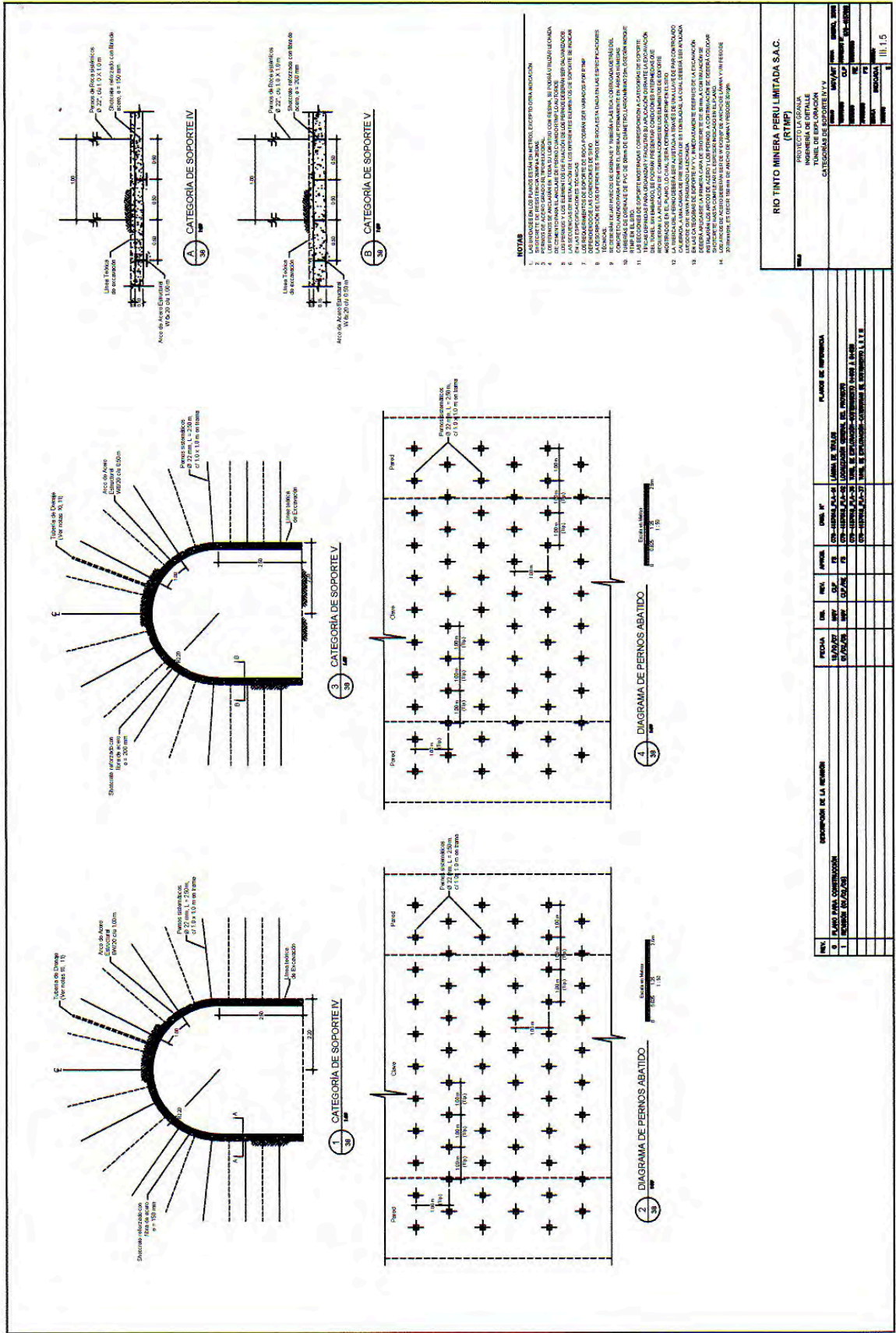


Figura III.1.5 Tipo de Sostenimiento Estimado para tipo IV y V

RIO TINTO MINERA PERU LIMITADA S.A.C.	
PROYECTO LA GRANJA	
INGENIERIA DE DETALLE	
CATEGORIA DE SOPORTE IV Y V	
NO. PLAN	NO. PLAN
FECHA	FECHA
ELABORADO	ELABORADO
REVISADO	REVISADO
APROBADO	APROBADO
NO. PLAN	NO. PLAN
FECHA	FECHA
ELABORADO	ELABORADO
REVISADO	REVISADO
APROBADO	APROBADO
NO. PLAN	NO. PLAN
FECHA	FECHA
ELABORADO	ELABORADO
REVISADO	REVISADO
APROBADO	APROBADO

REV.	FECHA	DESCRIPCION DE LA REVISION	ELABORADO	REVISADO	APROBADO	PLANO DE REFERENCIA
0	15/07/22	PLAN ANEXO CORRELACION	CP-100000-00-01	CP-100000-00-01	CP-100000-00-01	PLAN DE REFERENCIA
1	15/07/22	REVISION DE PLANOS	CP-100000-00-01	CP-100000-00-01	CP-100000-00-01	PLAN DE REFERENCIA

III.2 ESTIMACIÓN DE VALORES DE PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE Q EN ROCA BLANDA.

En base al registro de datos del taladro piloto 07D-LG-040 se sintetiza los datos para desarrollar los valores de Q para cada intervalo de registro del testigo del taladro piloto, información importante sobre la metodología utilizada tanto para el registro como el cálculo de la calidad del macizo rocoso (Q) se describen en esta sección. Se utiliza un enfoque estándar para la recolección de información geotécnica de la roca base. Esto incluye el registro de un RQD de 0% si el testigo no es "competente", como se sugiere en las primeras obras de Deere (1989). Tradicionalmente, el RQD sólo se registra como mayor que 0% para la base que se considera "competente", es decir, si la resistencia de la roca intacta es R2 o mejor (estimación campo ISRM de UCS > 5.0MPa). En base a estas reglas, se encuentran en los primeros 200 metros del taladro piloto la roca con resistencia menor que 5,0 MPa y por lo tanto el RQD se registró como 0% tampoco se registró ninguna característica de aspereza alteración (Jr y Ja) las características si el RQD fue de 0%.

Este enfoque tradicional de medición de RQD es generalmente bueno, como la pertinencia de la densidad disminuye en las fracturas en el límite entre la roca y el suelo. Sin embargo, importantes diferencias en el comportamiento geomecánico de la roca de muy débil a extremadamente débil (UCS ISRM <5,0 MPa) se pueden identificar con el parámetro RQD. Por lo tanto, las mediciones de RQD en el taladro de sondaje piloto 07-LG-040 se volvieron a registrar en base a las fotografías para las zonas rocosas con resistencia R1, aunque no necesariamente competentes, los valores de Jr y Ja no se registraron muy a menudo para las zonas de roca que exhiben resistencias fortalezas intactas R2, los valores supuestos fueron relativamente conservadores.

En tabla III.2 se resume las condiciones y reglas importantes utilizadas en el cálculo de la calidad del macizo rocoso (Q) de la base de datos de registro bruto.

Tabla III.2 Resumen de las condiciones y reglas importantes utilizadas en el cálculo de la calidad del macizo rocoso según el sistema Q.

Parámetro	Condición	Norma	Prioridad	Comentarios
RQD	RDQ igual a 0%. Por que la roca no es competente- se considera como resistencia intacta menos de R2	El RQD es del registro de testigos de sondaje	1	En zonas de cohesión, roca débil, la medida de RQD puede ser importante para la predicción del comportamiento de la excavación
	Si la medida de RQD es menor a 10%	Un valor nominal de 10% se utiliza para el cálculo de Q (Barton, 1974)	2	
Jn	Si UCS < 5.0 Mpa.	Jn=20, o Jn= 15 Si no apareció suelo en el testigo	1	
	Jn registrado es menor que 15	Jn= 9 tres familias de juntas	2	Jn constante, a menos que esté muy altamente fracturado.
Jr y Ja	La resistencia estimada es R0	Jr=(0.5-1) y Ja= (8-10)	1	Se hizo observaciones generales de las condiciones de las juntas, para determinar Jr y Ja
	Resistencia estimada R0/R1 o R1/R0	Jr=1.5, Ja=5		Se hizo observaciones generales de las condiciones de las juntas, para determinar Jr y Ja
SRF	La profundidad vertical es menor o igual a 25m	SRF=5, como guía Barton (1989)	1	
	$\delta\Theta/USC$ (dato estimado de campo)es mayor o igual 1-Squeezing ground condition	SRF oscila de 5 a 20 como sugiere Barton (1995)	2	SRF=20 Para rock Squeezing
	Para roca competente cuando $\delta\Theta/USC$ (dato estimado de campo)es menor que 1	SRF rango va de 1 a 5, SRF con la Fórmula desarrollada por Kirsten(1988)para rocas competentes		Máximo SRF=5 para roca competente conforme la estimación de esfuerzo insitu
Jw	Jw	Jw = 1 de 0 a 170 m Jw = 0.66 de 170 a 400m	1	valor para excavación seca o menor afluencia.

La estimación de los valores adecuados SRF se describe en la Tabla III.2. También hay que destacar que la condición del esfuerzo in - situ debe ser reevaluado a través de observaciones del comportamiento de la roca y el rendimiento del sostenimiento durante la excavación. Si las observaciones en las excavaciones indican que los esfuerzos reales son totalmente diferentes de las estimaciones, la descripción preliminar del diseño debe ser reevaluada.

El valor de J_w se asume 1.0 hasta el 170m en el túnel y de 0.66 después de 170m en el túnel.

III.3 PREDICCIÓN DE LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DEL REGISTRO Y MAPEO DEL SONDAJE GEOTÉCNICO.

La predicción fue realizada en base las estimaciones de la calidad del macizo rocoso (Q) con las observaciones y mediciones del taladro piloto de sondaje 07D-LG-040/040A, el cual durante la excavación del túnel esta información debe ser correlacionada.

Gran parte de la masa rocosa que se encuentra en los 400 m del túnel de exploración se puede describir, usando el sistema Q, como roca extremadamente pobre a muy pobre, el histograma de la calidad del macizo rocoso en el taladro sondaje 07-LG-040/040A se muestra en la figura III.3

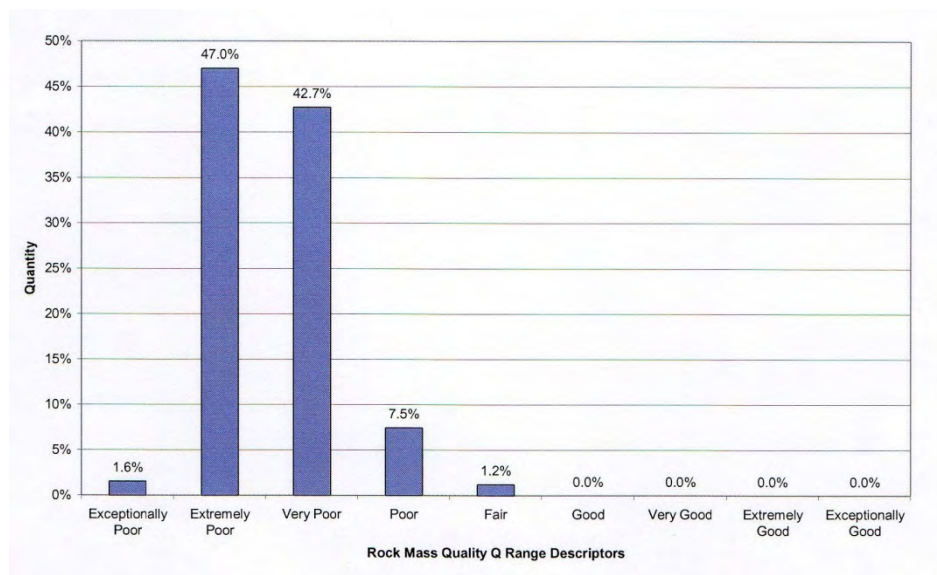


Figura III.3: Histograma de la calidad del macizo rocoso.

Además de recoger información para los parámetros geotécnicos como base del estudio también se usó la inspección visual del testigo del taladro piloto, la geología registrada a la intemperie, así como los parámetros geotécnicos, incluyendo: RQD, J_n , J_r , y J_a . La

delimitación geotécnica de los dominios en intervalos es muy importante en el desarrollo final de las estimaciones. Estos intervalos se han agrupado por lo general en no menos de 10 metros de longitud tal como se observa en la fotografía 2



Fotografía 2: Intervalo 185.80-193.45 del testigo de sondaje piloto 07D-LG-040

La distribución prevista de los tipos de roca, estrictamente fundamentada en la calidad del macizo rocoso (Q) se muestra en la Figura III.3.1. La gráfica muestra la predicción de la calidad del macizo rocoso para cada taladro de sondaje, intervalo de registro y un promedio de cinco puntos de ejecución (cada intervalo es de 1 m de largo).

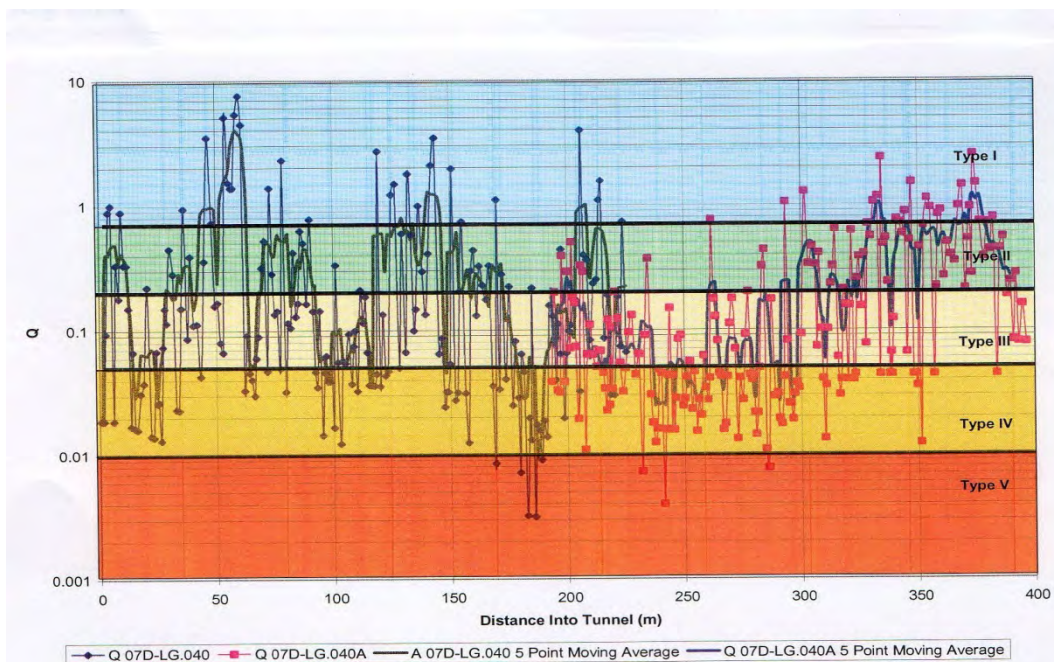


Fig. III.3.1 Gráfico de la predicción de la calidad del macizo rocoso

En la tabla III.3 se menciona una estimación de la clase de roca a lo largo del los 400 m. del taladro de sondaje. Lo que permite la planificación en la instalación del tipo de sostenimiento del túnel.

Tabla III.3 Estimación de la clase de roca a lo largo de los 400m del túnel

Desde (m)	Hasta (m)	Tramo (m)	% del total	Tipo de roca estimado	Tipo de roca conservativo
0	12	12	3	Tipo V	Tipo V
12	35	23	6	Tipo III / IV	Tipo IV
35	42	7	2	Tipo III	Tipo III
42	62	20	5	Tipo I / II	Tipo II
62	91	29	7	Tipo III	Tipo III
91	111	20	5	Tipo IV	Tipo IV
111	144	33	8	Tipo II / III	Tipo III
144	158	14	4	Tipo III / IV	Tipo IV
158	174	16	4	Tipo II / III	Tipo III
174	191	17	4	Tipo IV / V	Tipo IV / V
191	236	45	11	Tipo III	Tipo III
236	260	24	6	Tipo IV	Tipo IV
260	280	20	5	Tipo III / IV	Tipo IV
280	293	13	3	Tipo IV	Tipo IV
293	301	8	2	Tipo III / IV	Tipo IV
301	358	57	14	Tipo III	Tipo III
358	391	33	8	Tipo II	Tipo II
391	400	9	2	Tipo II	Tipo II

Se prevé que el tipo de roca V se encuentra en una zona de falla y requiere ser evaluado en el campo durante la excavación. Como se mencionó, estas estimaciones deben ser confirmadas con los mapeos del frente del túnel durante la excavación.

III.4 EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DEL FRENTE.

El control geotécnico del túnel tiene, como herramienta principal, el levantamiento geotécnico del frente y su caracterización geomecánica. En el levantamiento de túnel se toman datos geotécnicos que permiten la obtención de parámetros objetivos de valoración. Estos parámetros Q de Barton, son herramientas de decisión para el tipo de sostenimiento. De acuerdo con el valor obtenido para este Índice “Q”, se determina el tipo de roca excavada, dentro de las cinco categorías que se presentan en la Tabla III.1.3

Los parámetros del índice de Q pueden variar en tramos cortos en la excavación del túnel razón por la cual es necesario realizar esta evaluación ciclo a ciclo y así ir definiendo la calidad de roca y su tipo de sostenimiento. Los valores de los parámetros del Q de Barton se muestra en la tabla III.4

Tabla III.4 Valores de los parámetros del sistema Q

Parámetro	Número de Familias	Valores	Observaciones
Jn	Masivo, sin o con pocas juntas	0.5 - 1	1.-Para cruces en túneles utilizar (3 x Jn) 2.- Para Portales utilizar (2 x Jn)
	Una familia de juntas	2	
	Una familia y algunas juntas ocasionales	3	
	Dos familias de juntas	4	
	Dos familias y algunas juntas	6	
	Tres familias de juntas	9	
	Tres familias y algunas juntas	12	
	Cuatro familias o más, roca muy fracturada	15	
Roca triturada terrosa	20		
Jr	Juntas discontinuas	4	1.- Se añade 1.0 si el espaciamiento medio juntas es mayor de 3 m. 2.- Jr = 0.5 se puede usar para juntas de fricción planas y que tengan alineaciones orientadas para la resistencia mínima
	Junta rugosa o irregular ondulada	3	
	suave ondulada	2	
	Rugosa o irregulares plana	1.5	
	Suave plana	1	
	Espejo de falla o superficie de fricción plana.	0.5	
	Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las dos caras.	1	
Contacto entre las dos caras de la junta.			1.- Los valores del ángulo de fricción residual, se indican como guía aproximadas mineralógicas de los productos de la alteración si es que
Junta sellada, dura, sin reblandamiento relleno impermeable	0.75		
Caras de la junta únicamente manchadas.	1		
Las caras de la junta están alteradas ligeramente	2		
Recubrimiento de limo o arena arcillosa	3		
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción	4		

Ja	Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento lateral.		están presentes.
	Partículas de arena, roca desintegrada, libre de arcilla.	4	
	Fuertemente sobreconsolidados, rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos. Los recubrimientos son continuos menores de 5 mm. de espesor.	6	
	Sobre consolidación media a baja, reblandecimiento, relleno de mineral arcilloso Los recubrimientos son continuos menores de 5 mm. de espesor.	8	
	Relleno de arcillas expansivas ej. Montmorillonita, de espesor continuo de 5mm. El Valor Ja depende del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	
	- No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando esta es cizallada.		
	Zonas o bandas de roca desintegrada o machacada y arcilla.	6-8 8-12	
	Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fracción de arcilla sin reblandamiento.	5	
	Zonas o capas gruesas de arcilla.	10-13 13 – 20	
	Jw	Excavaciones secas o de fluencia poco importante, menos de 5 l/min. localmente.	
Fluencia o presión media, ocasional lavado de los rellenos de las juntas.		0.66	
Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las juntas.		0.33	
Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas con las voladuras disminuyendo con el tiempo.		0.1 - 0.2	
Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.		0.05 - 0.1	
SRF	Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor (cualquier profundidad).	10	
	Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación menor de 50 m.).	5	
	Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación mayor de 50 m.).	2.5	
	Varias zonas de fractura en roca competente (libre de arcilla), roca suelta alrededor (cualquier profundidad).	7.5	
	Solo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad de excavación menor de 50 m.).	5	
	Solo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad de excavación mayor de 50 m.).	2.5	
	Juntas abiertas sueltas, muy fracturadas, etc. (cualquier profundidad).	5	

El levantamiento geotécnico se realiza generalmente, después de finalizar la excavación, cuando las condiciones de seguridad lo permitan, el especialista geotécnico realizará la clasificación mediante el llamado mapeo geotécnico, realizado con huincha y brújula apropiada para tomar el buzamiento y dirección de buzamiento (DIP/DIR). El mapeo geotécnico detallado realizado durante la excavación se encuentra en el anexo III.

III.4.1 Modelo para cálculos y valores para SRF y RQD

Para **SRF** se definió un valor de 2,5 en roca competente con espesor de sobrecarga mayor de 50 metros, de 5,0 para espesores de sobrecarga menores a 50 metros.

Para el RQD su expresión de cálculo según Palmstron es:

$$\mathbf{RQD = 115 - 3,3*J_v} \quad \text{Para } J_v < 4,5 \quad \mathbf{RQD = 100}$$

donde J_v esta definido como cantidad de diaclasas por m^3 . Para un cálculo práctico de J_v se tomó la siguiente expresión:

$$\mathbf{J_v = 100/E_1 + 100/E_2 + 100/E_3 + \dots}$$

Siendo E_i el espaciamiento medio encontrado en los sistemas (familias) de diaclasas

Ejemplo: si hay tres sistemas de diaclasas con espaciamientos de 15 cm para cada uno de ellos.

Reemplazando estos valores en la expresión para J_v se tiene

que:

$$J_v = 100/15 + 100/15 + 100/15 = 20$$

entonces el RQD se puede calcular cómo:

$$\mathbf{RQD = 115 - 3,3*20 = 70}$$

III.4.2 Modelo para tomar medidas de diaclasas y discontinuidades

Para la determinación de las estructuras del macizo rocoso se consideran los siguientes aspectos:

Determinación de las orientaciones de los sistemas de diaclasas presentes en el tramo excavado, midiendo en cada sistema el ángulo de buzamiento y dirección de buzamiento (DIP/DIR) indicando el espaciamiento medio. El número de sistemas indicará un valor numérico para J_n de acuerdo a la tabla III.4. Para zona de portales se usó un valor de $2*J_n$ y en cruces $3*J_n$.

A las discontinuidades como fallas se les mide su rumbo y buzamiento indicando espesor, rellenos y condición de agua.

III.4.3 Modelo para tomar medidas para Jr,Ja,Jw

Para **Jr** se debe indicar un valor para la rugosidad de la superficie de las estructuras pudiendo ser éstas: planas lisas, planas rugosas, onduladas lisas y onduladas rugosas.

Para **Ja** su valor numérico dependerá del tipo de relleno que presenta la estructura, es decir, los minerales que forman este relleno. Se incluyen los materiales producto de movimientos (como brechas de falla), alteración de minerales in situ (productos de alteración) y estructurales como calcita. También se debe indicar el espesor del relleno y su dureza.

Para **Jw** se debe indicar la condición de agua: seco, húmedo, goteos, chorrillos, chorros estimando un valor en l/s según sea el caso. El valor numérico de acuerdo a las características que presenten Jr, Ja, Jw se encuentra en la tabla III.4

III.4.4 Dureza de la roca

Aunque la dureza de la roca no participa en el cálculo del valor de Q, es importante indicar un valor mediante observaciones de terreno y el uso del martillo de geólogo. Ésta se realiza de acuerdo al método de estimación de Jennings (1973). A cada una de las categorías de dureza, se le asigna un rango de valores de IRS (Intact Rock Strength) el que va de 1 a 200 MPa Tabla III.4.4

Tabla III.4.4 Dureza de la roca

Clase de Roca	Observaciones de terreno	IRS (Mpa)
Roca R1 Roca muy blanda	Fácilmente disgregable con la punta del martillo. Es posible hundir la uña	1- 20
Roca R2 Roca blanda	Es posible introducir un elemento punzante	20 –50
Roca R3 Roca media	La roca se fractura al golpe de martillo.	50 – 100
Roca R4 Roca dura	La roca se fractura con fuertes golpes de martillo	100 –200
Roca R5 Roca muy dura	Muy difícil de romper con fuertes y numerosos golpes de martillo	>200

III.5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TUNEL PAJA BLANCA EN SUS 303m. EXCAVADOS.

En la tabla III.5 se muestra el resumen de la caracterización geotécnica de los 303 m. del túnel. Cada mapeo corresponde a un tramo excavado, en el cual se realizó la clasificación de la roca y la definición de su sostenimiento. A cada excavación le corresponde un mapeo geotécnico. El número total de mapeos realizadas para el túnel fue de 309 considerando trabajos de excavación de día y noche. El resumen de los mapeos se ubica en el anexo III.

Tabla III.5: Caracterización geotécnica del túnel Paja Blanca durante su ejecución

Proyecto Túnel de Exploración Paja Blanca					
Resumen Calidad Geotécnica - Tramo 0+000 al 0+303					
Avance (m)			Q	Calidad Geotécnica	Tipo de Sostenimiento
Desde	Hasta	Tramo			
0.00	4.90	4.90	0.008	Q5	Tipo V
4.90	10.20	5.30	0.025	Q4	Tipo IV
10.20	32.90	22.70	0.008	Q5	Tipo V
32.90	34.02	1.12	0.013	Q4	Tipo IV
34.02	44.30	10.28	0.008	Q5	Tipo V
44.30	165.10	120.80	0.017	Q4	Tipo IV
165.10	174.90	0.60	0.009	Q5	Tipo V
174.90	175.70	0.80	0.013	Q4	Tipo IV
175.70	177.30	1.60	0.008	Q5	Tipo V
177.30	177.90	0.60	0.011	Q4	Tipo IV
177.90	185.30	7.40	0.008	Q5	Tipo V
185.30	196.30	11.00	0.019	Q4	Tipo IV
196.30	205.50	9.20	0.008	Q5	Tipo V
205.50	212.40	6.90	0.017	Q4	Tipo IV
212.40	231.00	18.60	0.058	Q3	Tipo III
231..00	241.90	0.30	0.027	Q4	Tipo IV
241.90	267.20	1.40	0.111	Q3	Tipo III
267.20	269.70	0.90	0.050	Q4	Tipo IV
269.70	271.20	1.00	0.008	Q5	Tipo V
271.20	274.80	0.90	0.010	Q4	Tipo IV
274.80	275.70	0.90	0.008	Q5	Tipo V
275.70	276.50	0.80	0.010	Q4	Tipo IV
276.50	282.00	0.80	0.008	Q5	Tipo V
282.0	285.1	3.1	0.017	Q4	Tipo IV
285.1	291.5	6.4	0.059	Q3	Tipo III
291.5	296	4.5	0.257	Q2	Tipo II
296.0	298.6	2.6	0.191	Q3	Tipo III
298.6	300.8	2.2	0.267	Q2	Tipo II
300.8	303.3	2.5	0.110	Q3	Tipo III

La excavación del túnel inicio un 24 de enero y finalizó el 10 de noviembre del 2008 con un total de 309 ciclos de excavación en guardias de día y noche. En la tabla III.6 se muestran los metros excavados mensualmente.

Tabla III.6 Longitud de excavación de enero a noviembre 2008

Mes	Longitud excav. m	Nro. de Ciclos
Enero	4.90	4
Febrero	13.00	14
Mayo	29.30	28
Junio	45.90	44
Julio	52.70	57
Agosto	31.55	40
Septiembre	36.45	52
Octubre	64.95	45
Noviembre	23.60	16

III.5.1 SONDAJES DE EXPLORACIÓN DURANTE LA EXCAVACIÓN.

Con el mismo equipo de perforación que se usa para la colocación de pernos de anclaje, se realizaron los sondeos de exploración con el objetivo estimar las condiciones geotécnicas delante del frente, pudiendo de este modo reconocer la roca de mala calidad y posibles filtraciones de aguas subterráneas. El largo de la perforación es entre 5 a 10 metros con un diámetro de 32 mm. Cuando se detectan importantes afloramientos de aguas, es posible realizar con cierto grado de certeza, una interpretación de las condiciones geotécnicas de carácter predictivo para el tramo sondeado.

CAPÍTULO IV

CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

CAPÍTULO IV

CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

IV.1 GENERALIDADES

El túnel de exploración Paja Blanca tiene una sección de 4 x 4.5m con 2% de gradiente, la longitud proyectada fue de 400m y solo fueron ejecutados 303m. En la figura IV.1 se muestra la sección típica del túnel. Antes de iniciar con la construcción del túnel se construyó primero el falso túnel.

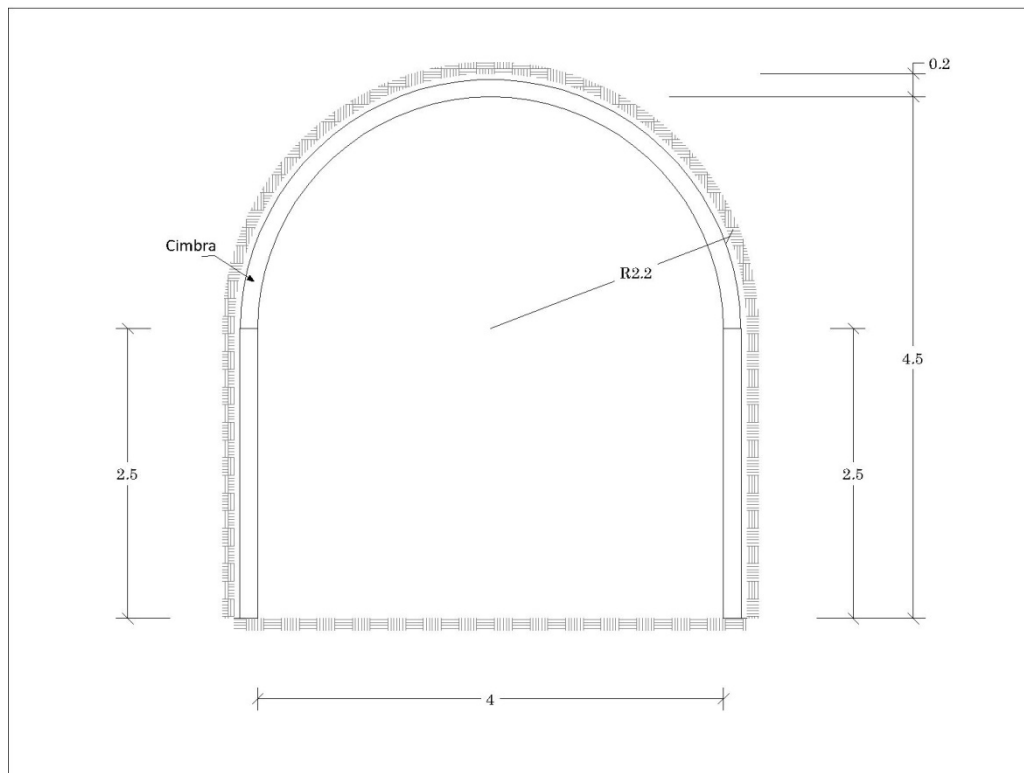


Figura IV.1: Sección típica del túnel

IV.2 CONSTRUCCIÓN DE PORTAL DEL TÚNEL O FALSO TÚNEL.

El falso túnel o portal del túnel tiene una longitud de 5m con una sección de 4 x 4.5m centrado al eje del túnel. La construcción de portal del túnel se inició una vez estabilizado el talud que intersecta con el túnel. En la Fotografía 3 se muestra el falso túnel terminado.

La construcción del falso túnel se ejecutó por etapas descritas a seguir :

- Construcción de zapata corrida de concreto a ambos lados del túnel de 0.8 x 1.0 x 5m con afloraciones de 4 pernos conectores espaciados a 1 m para el montaje de los arcos de acero.
- Montaje de los arcos de acero, centrados al eje del túnel y totalmente verticales, sobre la zapata corrida fijada en los 4 pernos conectores. Los arcos de acero se instalaron con un espaciamiento de 1m.
- Instalación de calaminón #18 de 1 m de ancho, fijados lateralmente entre arcos de acero. En la Fotografía 4 se muestra el calaminón instalado.
- Revestimiento de la superficie externa del arco y el calaminón con shotcrete un espesor de 0.20 cm.

El detalle del diseño del falso túnel se muestra en la Figura IV.2

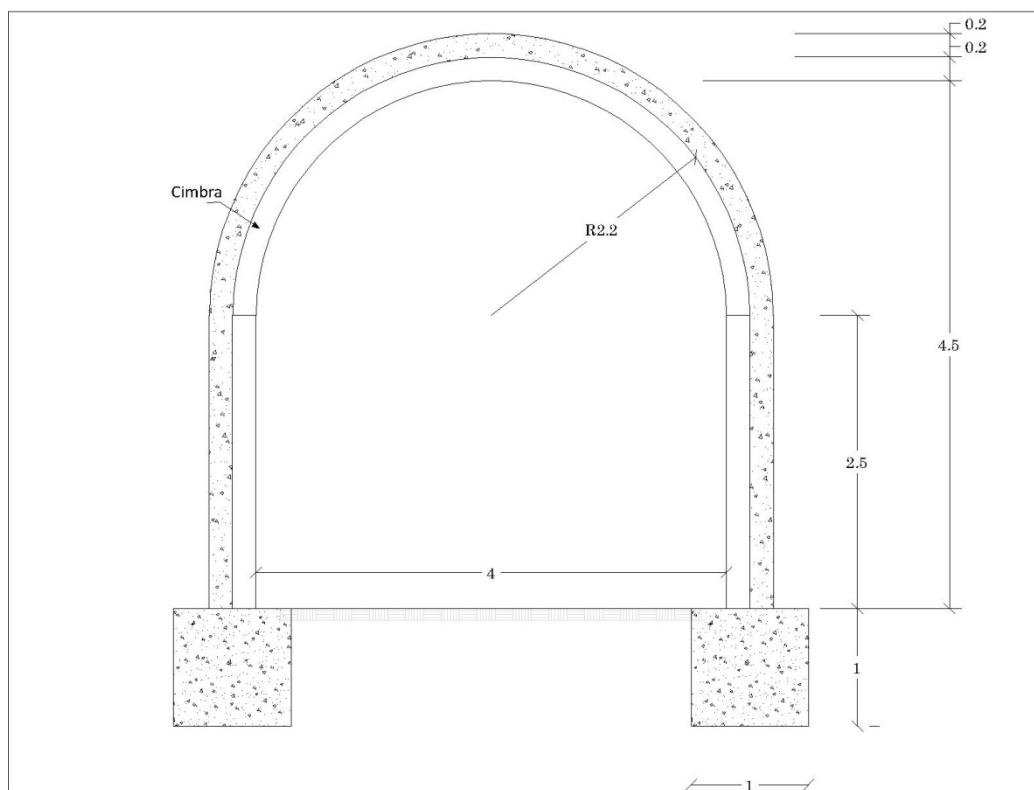


Figura IV.2: Sección típica de falso túnel

Las especificaciones de la calidad del arco de acero, shotcrete y el concreto usado en las zapata del falso túnel se mencionan en el Capítulo V del presente trabajo.



Fotografía 3: Vista panorámica del falso túnel



Fotografía 4: Vista interna del falso túnel y primera excavación del túnel

IV.3 METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL EN ROCA BLANDA.

El túnel de exploración Paja Blanca se ha construido mediante excavación con retroexcavadora, limpieza y sostenimiento a la brevedad posible debido a la roca blanda que atraviesa el túnel en su mayor parte.

El ciclo constructivo del túnel consistió en:

- a) Perforaciones perimetrales de pre-corte de 1.5 m de longitud, con espaciamiento de 0.30 m ejecutadas con perforadoras con barra de avance o jacklegs. (solo los primeros 20 metros del túnel)
- b) Excavación y perfilado del frente con retro-excavadora en roca mala y martillo hidráulico montado en retroexcavadora en roca ligeramente dura.
- c) Limpieza del material con scooptrams de 6 yardas cubicas.
- d) Levantamiento topográfico de la sección excavada.
- e) Aplicación de shotcrete con fibra de 5cm de espesor en toda la sección excavada (tiempo de fraguado 30 min.)
- f) Excavación de las zapatas para los arcos de acero y colocación de bolsacreto en la base del arco.
- g) Instalación de los arcos de acero (controlando el alineamiento y nivelación).
- h) Entibado de los arcos de acero con bolsacreto.
- i) Aplicación de la capa final de shotcrete entre cimbra a cimbra, con espesores de 0.15 a 0.20 cm.
- j) Perforación e instalación de pernos de anclaje (perno tipo I). Su instalación se dio en roca tipo I, II y III.
- k) Perforación e instalación de pernos Spilling (pernos tipo II) su instalación se dio en roca tipo IV y V.
- l) Colocación del eje y niveles del túnel para iniciar el nuevo ciclo de excavación.
- m) Ventilación constante.

CAPÍTULO V

CONTROL DE CALIDAD

CAPÍTULO V

CONTROL DE CALIDAD

V.1 GENERALIDADES

El control de calidad es el aseguramiento de la construcción del túnel estable, para tal caso es de suma importancia su control a lo largo de la construcción según las especificaciones técnicas de diseño.

V.2 DESCRIPCIÓN DEL CONCRETO PARA EL FALSO TÚNEL

El concreto que se uso en la zapata del falso túnel estuvo sujeto a las normas que se indican:

Cemento: Cemento Portland Tipo V.

Aditivos: ASTM C260 y ASTM C494; los aditivos solo se usarán con la aprobación de RTMP.

Agregados: ASTM C33.

Concreto: Asentamiento de 80 a 100 mm, a menos que se especifique de otra manera por RTMP.

Refuerzos: El refuerzo debe cumplir con los requisitos de los aceros de refuerzo ASTM A 615 Grado 60 y debe soportarse correctamente para mantener el espacio adecuado y el recubrimiento de concreto. No se acepta soldar el acero de refuerzo.

V.2.1 MEZCLAS DEL CONCRETO

El contratista debe proporcionar las mezclas de concreto de acuerdo con la norma ASTM C94. Las mezclas de concreto deben usar un tamaño máximo de agregado de 25 mm con un contenido total de aire de 4-7%, a menos que se especifique lo contrario por RTMP.

El concreto debe diseñarse de acuerdo con el ACI-214-89, tal que con la resistencia

requerida (FCR), no más de 10% de los ensayos a la compresión esté por debajo del valor de resistencia especificado ($f'c$) de 21 MPa a los 28 días, con un coeficiente de variación del 10%, de acuerdo con el ACI214. El Contratista debe establecer y mantener un programa de Control de Calidad de acuerdo con el ACI-214.

Antes de comenzar cualquier trabajo de concreto, el Contratista debe producir mezclas de prueba usando los mismos ingredientes propuestos para la fabricación del concreto para los trabajos. Debe producir y probar cilindros de prueba de cada mezcla de ensayo en concordancia con la especificación. Ningún trabajo de concreto será aceptado hasta tanto el Contratista haya producido una mezcla de prueba completa con los requerimientos de la Especificación y a satisfacción de RTMP.

V.2.2 INSPECCIÓN Y ENSAYOS

El Contratista deberá ejecutar el control de calidad del concreto para lo cual deberá contar en forma permanente con personal capacitado y un laboratorio con las instalaciones y equipos necesarios para realizar el control de calidad de los materiales y del concreto que se utilice en la obra.

RTMP realizará la inspección periódica mediante ensayos paralelos de aseguramiento de calidad y revisiones del laboratorio del contratista para garantizar que se cumplan las normas de control de calidad en cuanto a frecuencia, tipo de ensayos, procedimientos, registro y documentación. Todos los equipos deberán ser normalizados y tener sus registros de calibración vigentes.

V.2.3 PREPARACIÓN DEL ÁREA DE VACIADO.

Antes de colocar concreto adyacente a, o sobre el trabajo existente, el Contratista deberá: picar y quitar todo el material que pudiera reducir la adhesión del nuevo trabajo al existente.

Los encofrados se deben proporcionar para las zapatas y paredes que estén por debajo del nivel de excavación, a menos que se apruebe de otra manera por RTMP. El refuerzo debe cumplir con los requisitos de los aceros de refuerzo ASTM A 615 Grado 60 y debe soportarse correctamente para mantener el espacio adecuado y el recubrimiento de concreto. No se acepta soldar el acero de refuerzo.

Todas las piezas empotradas deben colocarse de manera precisa y sujetarse de

manera segura antes de colocar el concreto. Todas las áreas donde se va a colocar concreto deberán estar adecuadamente drenadas, sin empozamientos, firmes y compactas, limpias de material suelto.

V.2.4 VACIADO DEL CONCRETO

El Contratista debe seguir estrictamente las recomendaciones de ACI 304R-89 para el vaciado del concreto.

Todo el concreto debe colocarse lo más cerca posible a su posición final. Todo el concreto debe colocarse con la ayuda de vibradores mecánicos. Los vibradores no se deben utilizar para hacer que el concreto fluya horizontalmente o en pendientes.

El concreto al que se le haya agregado agua será rechazado si han transcurrido más de 60 minutos desde el momento de haberse introducido agua a la mezcla, a menos que se haya adicionado un retardador aprobado por RTMP.

En sitios donde el concreto se coloca sobre superficies en pendiente, el Contratista empezará colocándolo en el extremo inferior de la pendiente.

El concreto no se deberá dejar caer de una altura más grande de 3.0 m. Donde el concreto se transporte a través de una tubería de caída de concreto, esta deberá ser alimentada en superficie, de tal manera que se prevenga el bloqueo o que la tubería se llene completamente en cualquier punto.

V.3 ARCOS DE ACERO O CIMBRA

Los arcos de acero que se usaron en el falso túnel y en el túnel fueron de la misma calidad, los arcos de acero debe cumplir con los requisitos de ASTM 6, serán perfiles 6WF20, estos corresponden a un ancho de platina de 150 mm y un peso de 30 kilogramos/metro de arco, o similares aprobados por RTMP.

Todas las conexiones soldadas deben cumplir con los requerimientos del código AWS-O 1.1. Para proceso manual debe usarse el electrodo E7018 según AWSA 5.1. La ejecución y la inspección de soldaduras se regirán de acuerdo al código AWS 01.1 “Estructural Welding Code”. Se exigirán soldadores calificados con certificado vigente de acuerdo a la norma AWS O 1.1. El filete mínimo de soldadura será de 5 mm. o igual al espesor de las planchas a conectar. Las soldaduras de tope serán de penetración completa.

V.3.1 INSTALACIÓN DEL ARCO DE ACERO EN EL TÚNEL

Los arcos de acero deberán ser fijados con platinas de asiento de acero soldadas, extendiéndose un mínimo de 50 mm por fuera de la sección en todos los sitios. Las juntas entre las partes del arco deberán ser fijadas con 4 pernos circunferenciales.

Todos los arcos deberán ser pre perforados para los pernos de la junta y los puntales espaciadores.

Los arcos de acero deberán ser rápidamente posicionados y amarrados o fijados con espaciadores y o tirantes, para que los arcos en conjunto actúen como una unidad estructural.

Los tirantes serán de acero estriado de 16 mm., A44-28H, los cuales se encasillarán en guías tubulares soldadas a cada arco.

Todos los elementos que componen el sistema de fortificación con arcos de acero deberán ser correctamente instalados, alineados y colocados de acuerdo a lo indicado en los planos de proyecto

Los arcos de acero deberán quedar centrados y totalmente verticales y su eje no deberá apartarse de la posición de diseño más de 10 mm.

En las fotografías 5 y 6 se muestra la instalación de cimbra en el túnel.



Fotografía 5 Instalación de arco de acero



Fotografía 6 Elevación del arco de acero

V.4 ANCLAJE

El anclaje se realizó con pernos de acero anclados firmemente con lechada de cemento y acelerante, los pernos fueron colocados en huecos perforados con perforadoras jackleg.

La longitud de los pernos que se indica en los planos corresponde a la longitud realmente anclada en roca. El Contratista deberá tener en cuenta que el perno deberá sobresalir de la superficie del hormigón proyectado entre 10 y 15 cm. La extensión del perno más allá de la tuerca debe ser suficiente para permitir que se agregue un acople y una barra de extensión para los ensayos de tracción.

En anclaje se realizó con 2 tipos de pernos. Todos los pernos y sus aditamentos (platinas, tuercas, etc.) deben ser galvanizados. El galvanizado de los pernos, tuercas y platinas deberá consistir en un revestimiento de zinc de alta calidad por inmersión en caliente. El espesor del galvanizado deberá ser igual o superior a un grado 140 (140 μm) equivalente a 989 gr/m^2 de barra.

V.4.1 PERNOS TIPO I

Los pernos Tipo I, son barras helicoidales que presentan resaltes tipo corruga para favorecer la adherencia del concreto con el macizo rocoso, tienen una carga de trabajo de 7 Ton y deben cumplir con lo siguiente:

-Los pernos serán anclados con lechada de cemento.

- Los pernos Tipo I deberán tener diámetro nominal de 22 mm y 2.5 m de largo. Serán de acero grado 60 Calidad A63-42H
 - Los pernos serán barra helicoidal deformada de composición sólida, según la norma ASTM A 615-89.
 - Los pernos serán fabricados en acero cumpliendo con los requerimientos de ASTM A 615 para acero de refuerzo de 414 MPa torneados en caliente.
 - El perno deberá estar limpio y libre de grasa, pintura o suciedad.
 - Los pernos deben suministrarse con adaptadores de giro para facilitar la instalación por rotación.
 - Los pernos se transportarán y almacenarán de tal manera que estén protegidos contra daños y corrosión.
- Este tipo de pernos han sido sometidos a ensayos de tracción, el detalle de instalación de pernos por tipo de roca se muestra en la figura III.1.4 y III.1.5

V.4.2 PERNOS TIPO II O SPILLING

Los pernos Tipo II, proporciona una pre protección por delante de la cara del túnel para una excavación segura, tienen un diámetro de 32 mm y están diseñados para una carga de trabajo de 16 Ton y deben cumplir con lo siguiente:

- Los pernos serán anclados con lechada de cemento.
- Los pernos son de un diámetro nominal de 32 mm y con una longitud de 4.5 m.
- Los pernos serán fabricados en acero cumpliendo con los requisitos de ASTM A 615 de 414 MPa para acero de refuerzo torneado en caliente.
- Los pernos deben estar limpios y libres de grasa, pintura y suciedad.
- Los pernos deben instalarse con lechada de cemento sin retracción, y con guías para mantener el centro, si RTMP lo ordena. En la preparación de la lechada se deberán utilizar expansores para garantizar el llenado de la perforación.

Los pernos Tipo II se utilizarán en condiciones de roca particularmente inestables, como sistema de pre soporte inclinado hacia adelante, previniendo así derrumbes en las rondas siguientes de la excavación subterránea. El detalle de la instalación de los pernos spilling se muestra en la figura V.4.2

Los pernos tipo II no requieren ensayos de tracción.

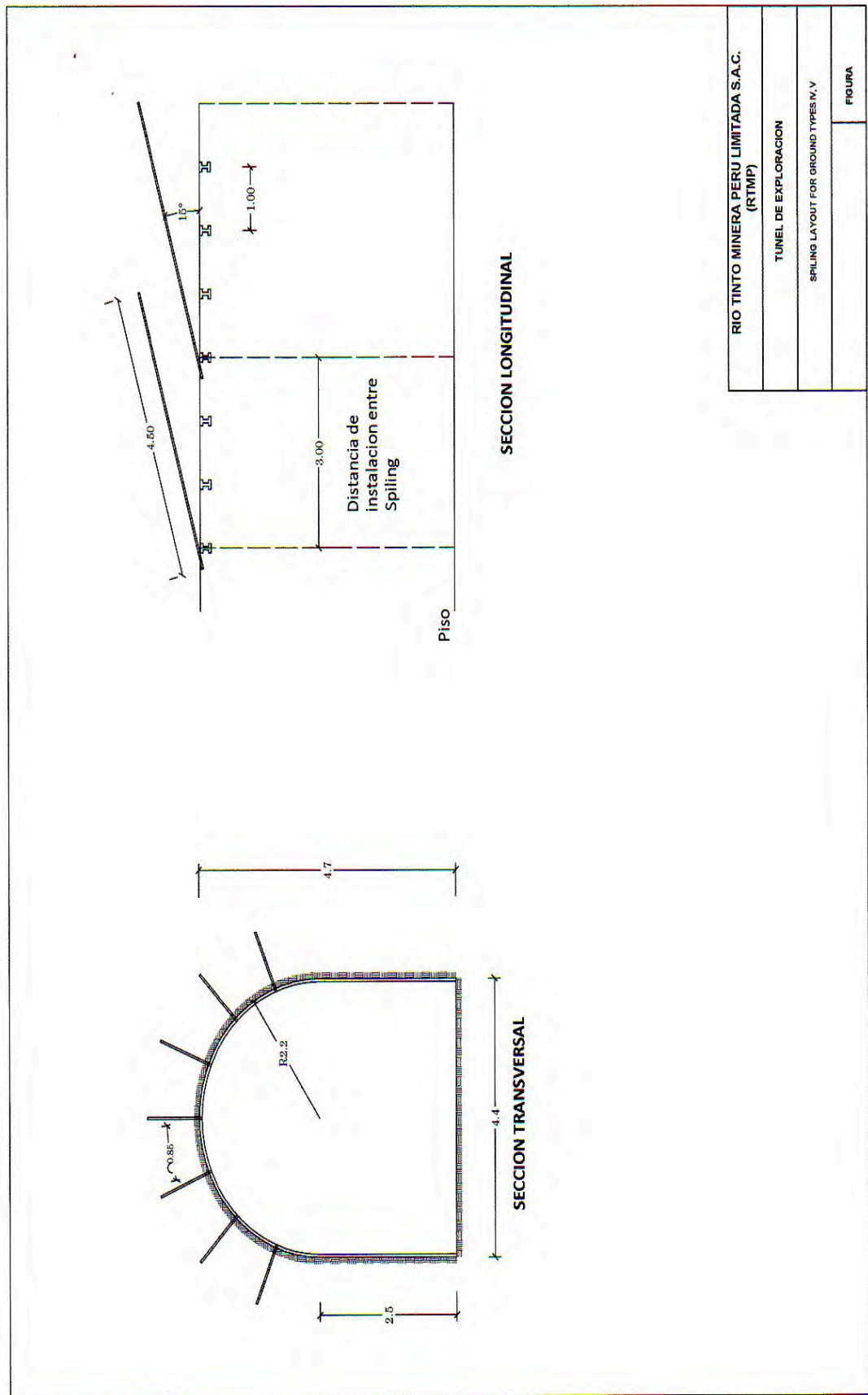


Figura V.4.2 Detalle de instalación de pernos spiling en roca tipo IV,V

V.5 DESCRIPCIÓN DE ACCESORIOS PARA LA INSTALACIÓN DE PERNOS

V.5.1 PIEZAS METÁLICAS MISCELÁNEAS

Las piezas metálicas misceláneas para los pernos de roca deberán ser galvanizadas por inmersión en caliente y deben ser compatibles con los diámetros de las barras para las que fueron suministradas.

Para poder instalar piezas metálicas los pernos de roca deben extenderse más allá de la superficie de roca o del concreto para permitir la instalación de las piezas metálicas en el extremo de éstos, pero en ningún caso el perno se extenderá más de 15 cm. de la superficie de concreto lanzado o de la superficie de roca.

Se debe verificar la tensión de toda las piezas metálicas de extremo del perno de roca ubicada a 8.0 m del frente de excavación después de cada avance.

Todas las piezas metálicas sueltas se deberán apretar como se requiera.

V.5.2 TUERCAS

Para los pernos helicoidales Tipo I se utilizarán tuercas hexagonales de acero fundido con base semiesférica, compatible con la platina. En los pernos Tipo II no se requerirán tuercas.

V.5.3 ARANDELAS

Las arandelas biseladas serán de acero o hierro maleable. Las arandelas de acero planas deben cumplir con ASTM A 325, y serán templadas.

Las arandelas biseladas aseguran un soporte uniforme entre la platina de asiento y la tuerca.

V.5.4 PLATINA DE APOYO

Las platinas de apoyo serán de acero calidad A37-24ES, cuadrada de 200 mm y 6 mm de espesor. Las platinas deben quedar ubicadas lo más pegadas que sea posible a la roca o al shotcrete.

En los pernos Tipo II no se colocará platina.

V.5.5 LECHADA DE CEMENTO

Por lo menos 14 días antes de iniciar la elaboración de la lechada de cemento para los pernos de roca, el Contratista debe presentar, para aprobación de RTMP, los

detalles de los materiales que utilizará en la lechada de cemento y las proporciones de la mezcla propuesta. Estos detalles deben incluir:

- Marca del material y nombre del proveedor;
- Resistencia a compresión inconfiada a 7 y 28 días;
- Resistencia friccional mortero-perno y mortero-roca.
- Diseño de la mezcla.

El cemento que se utilice en la preparación de la lechada deberá ser resistente a los sulfatos, Tipo V según la Norma ASTM C-150 o cementos puzolánicos (IP) o de escoria de alto horno (IS) según norma ASTM C-II57.

La lechada o mortero de cemento a emplear en los anclajes deberá ser de fraguado rápido y de alta resistencia, suficientemente plástica para ser inyectada y suficientemente consistente para que no escurra de la perforación.

La lechada o mortero deberán ser dosificados de modo tal de lograr un mortero impermeable y denso que brinde adecuada protección del acero contra la corrosión. Se podrá utilizar micro sílice o cenizas volantes en la dosificación de la lechada de cemento para mejorar la plasticidad y la impermeabilidad y la resistencia a los sulfatos.

La lechada se deberá preparar en el sitio por el Contratista, utilizando materiales y proporciones aprobadas por RTMP, antes de iniciar el trabajo.

La lechada de cemento se debe inyectar en el punto inferior de cada perforación mediante un tubo de inyección y se deberá llenar la perforación en una operación continua.

No se permitirá el flujo por gravedad de la lechada desde la superficie excavada hacia la perforación.

El tubo de la inyección debe mantenerse por lo menos a 1.5 m por debajo de la superficie de la lechada mientras se saca el tubo.

El tubo de lechada debe sacarse a una velocidad lenta y uniforme mientras se llena la perforación de una forma tal que se evite la formación de vacíos.

Una cantidad suficiente de lechada deberá estar disponible en el sitio para llenar la perforación completamente en el momento de colocar la primera lechada en cada perforación.

V.6 ENSAYOS DE PERNO

El sistema de anclaje con pernos tipo I, está sujeto a las pruebas de ensayo, la prueba de carga se hace periódicamente en 5 pernos por un lote de 50 pernos que haya sido instalados: en caso que fallaran la prueba el contratista debe reemplazar el perno colocado. Los ensayos se realizaron con máquina de arranque de pernos (rock bolt tester) sus componentes son un gato hidráulico de 15 ton de capacidad y manómetro de presión calibrado por un laboratorio de pruebas, bomba hidráulica, pistón con arrancador de perno y una guía de orientación de la perforación del taladro. Se usará el manómetro para medir la carga aplicada. El manómetro debe tener un rango que no exceda el doble de la presión máxima requerida durante las pruebas, a menos de que se apruebe por RTMP. La gata debe ser capaz de aplicar la carga en menos de un minuto. En la fotografía 6 y 7 se muestra la prueba de tracción de perno.

Se realizó pruebas de carga en los pernos, alcanzando presiones de 1700 psi, equivalente a 9 toneladas de fuerza de tracción. La prueba de carga dio resultados satisfactorios.



Fotografía 7: Equipo para prueba de tracción de pernos.



Fotografía 8: Prueba de tracción de pernos.

V.7 ENSAYOS PARA CONCRETO PROYECTADO CON FIBRA (SHOTCRETE)

El shocrete usado para el revestimiento del túnel fue el shocrete reforzado con fibras acero de mezcla húmeda, debido a que su resistencia es mayor a la resistencia del shocrete reforzado con fibras sintéticas.

El tipo de ensayo que se aplicó fue el ensayo de placa que se realizó en (paneles de 600x600x120 mm). Las placas destinadas a ensayo de punzonamiento-flexión debe estar realizada en probetas de 600x600x120mm para esta hay que tener especial cuidado en obtener una superficie uniforme y un espesor de 120mm. El material de los paneles deben ser de madera de buena calidad.

Las pruebas previas se realizaron con una anticipación no menor a 30 días antes de las aplicaciones de shotcrete en el túnel.

Los ensayos previos a la construcción serán utilizados para acreditar previamente a los operadores de boquilla y de soplete propuestos para la obra. Éstos deberán precalificar como un equipo. No se les permitirá aplicar shotcrete para la obra a los operadores de boquilla y de soplete que no hayan sido previamente acreditados.

Los paneles de prueba previos a la construcción deben curarse en el lugar en los moldes de madera sumergidos completamente en agua 24 horas después de lanzado, en un estanque construido para tal fin, de la misma manera que el trabajo propuesto de shotcrete, durante 5 días, previendo 2 días adicionales para el transporte de las muestras y rotura en el laboratorio en el día

Los paneles de prueba deben transportarse en sus molduras de madera y se debe tener cuidado de no quebrar o dañar la muestra durante su transporte.

Los paneles serán removidos de sus moldes en el laboratorio y se colocarán en un cuarto húmedo el cual se conservará a una temperatura de 23 ° C. Después del período de curado correspondiente, las muestras serán extraídas de los paneles utilizando cortadora o corona de diamante. Las muestras deben conservarse en un estado húmedo en una sala húmeda hasta el momento de la prueba.

Si las muestras de los ensayos previos a la construcción no cumplen con los requisitos de desempeño, el Contratista debe hacer los ajustes necesarios en los materiales y/o diseño de la mezcla de shotcrete, y volver a lanzar los paneles de prueba. No se iniciará ningún trabajo hasta que los requisitos previos de construcción se hayan cumplido.

V.7.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES PARA CONCRETO PROYECTADO

El cemento para el shotcrete debe ser cemento Portland, tipo V, de alta resistencia a los sulfatos de acuerdo a la Norma ASTM C-1157. El mínimo contenido de cemento de la mezcla no deberá ser inferior a 310m kg./m³.

La dosificación del shotcrete deberá considerar la incorporación de microsílíce (sílica fume) como adición mineral activa. El uso del microsílíce deberá cumplir con la norma ASTM-C 1240. El shotcrete con agregado de fibras de acero, mediante el método vía húmeda deberá incluir un contenido mínimo de 8% de polvo de sílice (microsílíce) sobre el peso de cemento de la mezcla de shotcrete.

El humo de sílice debe cumplir con los requisitos de ASTM C 1240 y se debe agregar al shotcrete en la planta de dosificación con una proporción mínima de 50 kg/m³ de shotcrete.

El agregado para el shotcrete debe ser un agregado de peso normal que cumpla con los requisitos de ASTM C 33. El agregado debe ser duro, limpio, denso y durable para cumplir con los límites de cantidades permisibles de substancias nocivas establecidas en la ASTM C 33. La composición granulométrica y humedad de las fracciones individuales deberá determinarse en obra al menos una vez por turno. Las fracciones individuales de los agregados deberán mantenerse permanentemente cubiertas y protegidas de la lluvia para evitar humedad excesiva y variaciones rápidas de esta.

Los aditivos para el shotcrete deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Los inclusores de aire deben cumplir con los requisitos de ASTM C 260.
- Los aditivos reductores de agua y retardantes de fraguado deben cumplir con los requisitos de ASTM C 494.
- Los acelerantes de fraguado no deben ser más alcalinos que el cemento Portland utilizado y no deben presentar un riesgo para la salud de la cuadrilla de aplicación o para demás personal.
- La dosificación de los acelerantes de fraguado deberá ser la menor necesaria para garantizar la evolución de la resistencia y la resistencia final del shotcrete según se establece en esta especificación.
- Los aditivos acelerantes de fragua deberán cumplir con la Norma ASTM C 1141. Los acelerantes de fraguado deberán ser ensayados de acuerdo a la presente especificación a lo menos una vez cada dos meses en relación a su compatibilidad con el cemento empleado.

El agua utilizada en la producción del shotcrete deberá ser potable, limpia y libre de aceite o impurezas químicas u orgánicas o de cualquier otra sustancia dañina para el cemento Portland o el acero.

La fibra de acero deberá cumplir con la norma ASTM A820 tipo II, Ensayo de Resistencia a Flexión usando (paneles de 600x600x100 mm, con una resistencia mínima a la tracción de 1000 MPa y una longitud de fibra mínima de 54 mm. La fibra de acero deberá cumplir con el ensayo de EFNARC Plate Test con un valor mínimo de 1000 Joules (condiciones difíciles de terreno/roca) y debe tener una alta resistencia a ácidos y sales, lo mismo que ser resistente a los álcalis. Además debe estar libre de aceite, grasa, corrosión u otros contaminantes y se debe agregar en cantidad no inferior a 30 kg por m³ por colada de shotcrete. La adición de la fibra de acero podrá ser realizada en planta ó en el tambor mezclador en el túnel. Esta adición deberá garantizar una distribución homogénea sin que se produzcan aglomeraciones.

El diseño de la mezcla de shotcrete deberá considerar la incorporación de aire incluido. El uso de aditivos incorporadores de aire deberá cumplir con las especificaciones ASTM C 1441. El diseño de mezcla debe presentar la siguiente

información:

- a) Una designación, número o código fácilmente identificable de la mezcla.
- b) Las cantidades por colada del agregado fino, agregado grueso, cemento, fibra de acero, demanda esperada de agua (a incluir el agua de humedad de los agregados, el agua agregada en la planta de dosificación para mezcla húmeda), aditivos químicos, y cualquier otro ingrediente del shotcrete, en kg/m³ o L/m³ basado en el agregado superficialmente saturado.
- c) Fuente del agregado, clasificación, densidad relativa a granel (gravedad específica) y absorción.
- d) Resistencia de compresión inconfiada a 24 horas, 7, 14 y 28 días, de acuerdo con la norma ASTM 615.
- e) Resistencia temprana del shotcrete.
- f) Resultados de ensayos de compatibilidad cemento - aditivo acelerante.

V.8 CONTROL DE CALIDAD DEL SHOTCRETE

El Contratista debe establecer y mantener un programa de Control de Calidad de acuerdo con el ASTM C94 para el shotcrete. El control debe basarse en lo siguiente:

-Mantenimiento de los registros de prueba de todas las operaciones de control de calidad.

-Para propósitos del control de calidad, la resistencia a la compresión inconfiada (especificada) a las diferentes edades según la resistencia del concreto (f'_c), no deberá ser menor de 26 MPa a los 28 días. De las 20 muestras iniciales ensayadas no más del 10 % de estas deberán ser menores al mínimo de la resistencia a la compresión inconfiada (especificada) a los 28 días, y ninguna deberá ser menor a 21 MPa. Las resistencias mínimas que se deben alcanzar a otras edades son: a las 12 horas: 0.5 MPa ,a las 24 horas: 10 MPa y a los 7 días: 20 MPa.

-Para todos los materiales mezclados in situ, se deberá realizar un monitoreo regular de la gradación del agregado y del contenido de humedad. Se debe realizar una prueba de contenido de humedad al inicio de cada producción de shotcrete o con cualquier cambio en el contenido de humedad del agregado.

-Para los materiales premezclados en bolsas secas, realizar pruebas de lavado para verificar

el contenido de material cementante, gradación del agregado y el contenido de fibra (en el shotcrete reforzado con fibra), con una frecuencia de una prueba por cada 50 m³ de shotcrete aplicado.

Al inicio de los trabajos se deberá lanzar un panel de prueba de construcción en cada día de colocación del shotcrete posteriormente, cuando se esté produciendo una mezcla homogénea y los primeros ensayos así lo corroboren, de acuerdo con lo manifestado por RTMP, se deberá lanzar un panel de prueba por cada 50 m³ de shotcrete.

Los paneles de prueba deben ser de las mismas dimensiones que los paneles previos a la construcción. Cada panel lanzado debe mantener un registro de:

- Fecha del lanzado;
- Personal que lanzó el panel;
- Fecha de envío del panel;
- Fecha de recibo por el laboratorio;
- Fecha de ensayo a edades tempranas.
- Fechas de ensayo a los 3, 7 y 28 días.

Los paneles de prueba durante construcción deben almacenarse, manejarse y curarse de la misma manera que los paneles de prueba previos a la construcción. Las muestras durante construcción deben prepararse y ensayarse de la misma manera que las muestras previas a la construcción.

Las muestras para las pruebas de absorción y vacíos permeables, según ASTM C 642, deben ser cubos de 100 mm cortados de los extremos quebrados de los prismas de prueba de flexión, o muestras extraídos de 75 mm de diámetro de por lo menos 100 mm de largo. Se probarán las tres muestras empezando en el período de 7 días después del lanzado.

Los paneles para el ensayo de absorción de energía tipo Efnarc se deberán tomar al menos uno por cada 150 m³ de shotcrete colocados.

V.8.1 CONTROL DE ESPESORES

El Contratista deberá implementar el control de espesores durante la aplicación para asegurar que se conserve el espesor mínimo especificado del shotcrete.

El control del espesor debe efectuarse mediante calibradores consistentes en alambres de acero 2.0 cm más largos que el espesor de shotcrete solicitado por RTMP.

Si RTMP solicita shotcrete en cualquier momento posterior, se deberán instalar

nuevos calibradores para monitorear estos nuevos espesores, y serán igualmente 2.0 cm. más largos que el nuevo espesor requerido.

Los calibradores de profundidad, deben instalarse durante la aplicación como mínimo uno por m² de shotcrete y en los puntos más sobresalientes del sector a soportar con shotcrete.

El control de espesor total colocado se realizará mediante la realización de 5 perforaciones cada 5 m de túnel. El espesor total medido en cada punto deberá cumplir el espesor total correspondiente a la categoría de soporte que se haya clasificado el sector. Si en alguno del punto de control no se cumple el espesor total requerido, el contratista deberá reparar el espesor de shotcrete en todo el sector de 5 m hasta cumplir el espesor requerido.

V.8.2 CURADO

Al terminar la aplicación en obras superficiales, el shotcrete se debe humedecer después de 24 horas de colocado y continuamente durante un período mínimo de 3 días por medio de mangueras.

V.9 EQUIPO DE APLICACIÓN DE SHOTCRETE

La mezcla húmeda de shotcrete debe aplicarse mediante el método de "chorro espeso" el cual utiliza una bomba regular de concreto con la adición de aire en la boquilla de descarga para aplicar el concreto neumáticamente sobre la superficie receptora.

El shotcrete debe aplicarse ya sea mediante boquilla manual o robótica.

El equipo de aplicación de shotcrete debe cumplir con las recomendaciones de ACI 506 R y debe ser capaz de suministrar un chorro constante de material mezclado uniformemente en la boquilla de descarga a la velocidad adecuada y caudal apropiado.

Se usarán bombas de pistón, con la adición de dispositivos de reducción de sobre presión y la adición de aire comprimido en la boquilla de descarga como el sistema de aplicación de la mezcla húmeda de shotcrete. Las pistolas de alimentación neumática, y aquellas de alimentación rotativa (similares a las pistolas de mezcla seca) y las bombas peristálticas pueden presentarse como alternativa, si el Contratista puede demostrar que el shotcrete producido cumple con todos los requisitos de desempeño de las Especificaciones.

El anillo de aire de la boquilla debe monitorearse cuidadosamente por cualquier señal de taponamiento de los agujeros individuales de aire. Si es evidente una descarga no uniforme

de shotcrete, se debe suspender la aplicación y se debe limpiar el anillo de aire o se deben tomar las acciones correctivas apropiadas.

El equipo utilizado para el lanzamiento del shotcrete deberá lavarse de residuos de mezcla fuera del túnel, en un sitio que permita recolectar los residuos y almacenar para luego tratar el agua utilizada.

En la fotografía 10 se muestra el equipo para lanzamiento de shotcrete.



Fotografía 9 Equipo para aplicación de shotcrete

V.10 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE PARA EL LANZADO DE SHOTCRETE.

El Contratista debe ubicar y remover mediante acuñamiento y/o chorro de agua a presión, toda la roca suelta, desprendida o deteriorada.

Las superficies de roca y las superficies con shotcrete previamente aplicado, deben limpiarse con aire y chorro de agua de todo polvo, material suelto, rebote, aplicación excesiva y otras sustancias nocivas.

En condiciones donde existen diaclasas rellenas de arcilla y/u otras rocas de calidad muy pobre, éstas se deben lavar con un chorro de agua a presión, como lo indique RTMP. En dichas situaciones, la roca de calidad pobre o el vacío dejado por el relleno arcilloso será primero llenado con shotcrete hasta una profundidad 3 veces su ancho, antes de la aplicación del shotcrete estructural.

Donde las filtraciones de agua en el frente de excavación impidan la adherencia del shotcrete a la roca, el Contratista deberá perforar huecos en las áreas húmedas y conducir las aguas lejos del área donde se efectuará el shotcrete, con mangueras plásticas flexibles

de no menos de 30 mm de diámetro. Estas mangueras se deberán penetrar completamente el shotcrete y deben actuar como desagües permanentes previendo que se levante la presión de agua detrás del shotcrete.

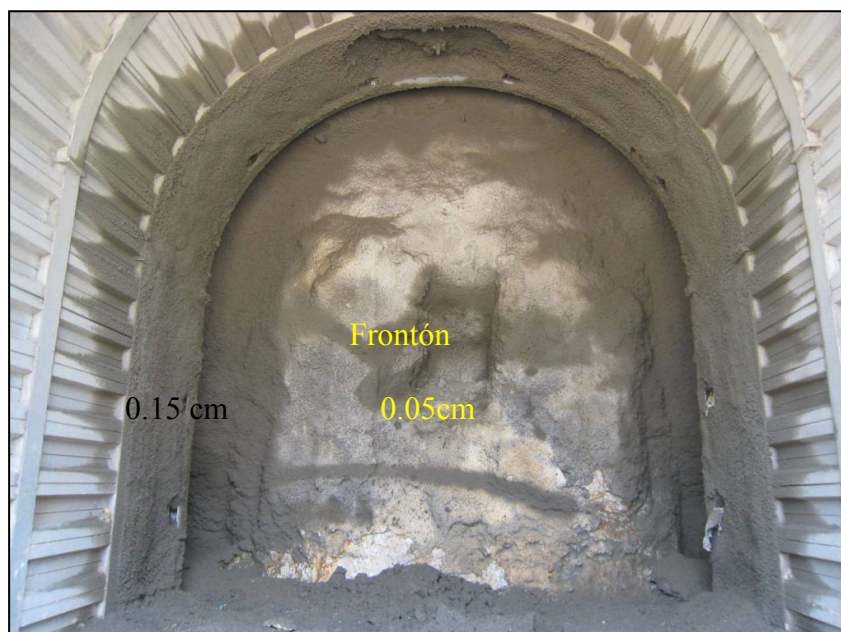
Donde lo requiera RTMP, el Contratista también deberá perforar huecos de drenaje de 75 mm de diámetro mínimo tal como se muestra en los planos o como lo indique por RTMP. Los huecos de drenaje tendrán tuberías de desagüe de PVC calibre 40 de 50 mm en diámetro acopladas y ranuradas. Las tuberías de desagüe también deberán penetrar completamente el shotcrete y/o el revestimiento del concreto y deben actuar como desagües permanentes.

En todo momento durante la obra, el Contratista deberá mantener los huecos de drenaje libres para que no se tapen con aceite, grasa, detritus de barrenación, desperdicios, shotcrete, concreto, rellenos u otros materiales.

Los huecos de drenaje, la instrumentación y otras instalaciones existentes deben ser protegidos del shotcrete y del lanzado excesivo o rebote.

V.11 LANZADO DEL SHOTCRETE

Una vez perfilado el frente se procede al lanzado del shotcrete con 0.5 cm de espesor en el frente y 0.15 cm a 0.20cm de espesor en las paredes del túnel entre cimbra a cimbra, tal como se muestra en la fotografía 9.



Fotografía 10 Frente del túnel con shotcrete.

El shotcrete se colocará en conjunto con fibra metálica, bajo las siguientes especificaciones de aplicación:

El shotcrete debe aplicarse de acuerdo con la buena práctica recomendada en ACI 506R. Si el shotcrete se modifica acelerándolo con humo de sílice y es aprobado por RTMP, el espesor completo de shotcrete deberá ser posible aplicarse con una sola pasada, en lugar de múltiples pasadas.

Antes de la aplicación del shotcrete, todas las superficies a las que se les aplicará el shotcrete deben lavarse con agua limpia hasta obtener una condición superficialmente saturada (SSD) antes de la aplicación del shotcrete.

La aplicación de shotcrete en las paredes del túnel debe hacerse de abajo hacia arriba.

Se utilizará el mínimo número de capas requeridas para acumular el espesor completo del shotcrete sin escurrimientos ni desprendimientos. Las juntas de construcción al final de una ronda de lanzado deben construirse a un filo de aproximadamente 45°. Los bordes afilados poco profundos del shotcrete en las juntas de construcción no serán permitidas.

- Se debe tener cuidado de proteger las superficies adyacentes de la acumulación de rebote y de aplicación excesiva. El rebote y la aplicación excesiva no deben incluirse en el trabajo terminado y deben removerse de las superficies para recibir al shotcrete mientras el material esté aún en estado plástico, utilizando sopletes, raspadores u otras herramientas adecuadas. El rebote y la aplicación excesiva ya endurecida deben removerse antes de la aplicación de shotcrete adicional, utilizando limpieza con chorro abrasivo, martillos neumáticos, limpieza con agua a presión u otras técnicas adecuadas. Bajo ninguna circunstancia se debe volver a utilizar el rebote para operaciones de shotcrete.

Se debe suspender el trabajo y tomar acciones correctivas si, en opinión de RTMP, la visibilidad y la ventilación no están adecuadas para la aplicación segura de un shotcrete de calidad.

- El shotcrete debe aplicarse de tal manera que minimice la formación de rebote o de aplicación excesiva. El ayudante del operador de la boquilla debe remover continuamente cualquier acumulación de rebote antes de la colocación del shotcrete nuevo.

- La aplicación del shotcrete en el frente, deberá realizarse para las diferentes categorías de soporte lo más pronto posible luego de realizado el avance para controlar rápidamente la estabilidad y la primera capa deberá estar colocada a más tardar 3 horas después del avance. Sin embargo, el Contratista deberá tener en cuenta que en algunos tipos de terreno será necesario aplicar el shotcrete antes de las tres horas, y antes de remover el material excavado, para evitar deterioro de la estabilidad de la sección excavada.

V.12 NORMAS Y CÓDIGOS PARA SHOTCRETE

El shotcrete debe cumplir con los requisitos de las siguientes normas y códigos, excepto donde esta Especificación difiera de esos estándares y códigos, en cuyo caso los requisitos de esta Especificación tendrán precedencia.

Instituto Americano del Concreto (ACI)

ACI 214-89 Recommended Practice for Evaluation of Strength test results of concrete.

ACI 306.1 Cold Weather Concreting

ACI 506R Guide to Shotcrete

ACI 506.1R State-of-the-Art Report on Fiber-Reinforced Shotcrete

ACI 506.2 Specifications for Materials Proportioning and Application of Shotcrete

Sociedad Americana de Normas de Ensayos y Materiales (ASTM)

ASTM C 33 Standard Specification for Concrete Aggregates

ASTM C 39 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

ASTM C 94 Standard Specification for Ready -Mixed Concrete

ASTM C 143 Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete

ASTM C 150 Standard Specification for Portland Cement

ASTM C 231 Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

ASTM C 260 Standard Specification for Air -Entraining Admixtures for Concrete

ASTM C 494 Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

ASTM C642 Standard Test Method for Specific Gravity, Absorption and Voids in Hardened Concrete

ASTM C685 Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing

ASTM C 1017 Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

ASTM C 1018 Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)

ASTM C 1116 Standard Specifications for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete

ASTM C 1140 Standard Practice for Preparing and Testing Specimens for Shotcrete Test Panels

ASTM C1240 Standard Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic -Cement Concrete and Mortar

CAPÍTULO VI

MONITOREO DEL

COMPORTAMIENTO DE ROCA

BLANDA

CAPÍTULO VI

MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE LA ROCA BLANDA

VI.1 GENERALIDADES

El objetivo de este capítulo es medir la deformación que adquiere el túnel durante la construcción además de constatar cuando y cómo se originan las deformaciones. Las convergencias en rocas de baja calidad mayores de 10 mm podrían indicar que se han producido desplazamientos inelásticos debido a deslizamientos a lo largo de los planos de diaclasas. Lo aceptable y recomendable es usar un criterio de 10 mm como máximo.

En la práctica se debe instalar la estación de convergencia lo más cercano que sea posible al frente, en este caso las estaciones se colocaron a 1m del frente después de su trabajo de sostenimiento (colocación de cimbras, pernos de anclajes y shocrete).

Las mediciones deberán hacerse mediante un instrumento llamado extensómetro con precisión de lectura de 0,01 mm.

VI.2 ESTACIONES DE CONVERGENCIA.

Las estaciones de convergencia consistieron en 3 puntos por sección, la ubicación exacta de los pernos fue posicionada por el área de topografía, un punto en el techo y uno en cada hastial como se muestra en la figura VI.2. Los pernos de medición son de tipo Hilti de 1/2” de diámetro a se colocaron en la roca una vez terminado los trabajos de sostenimiento al medio de 2 cimbras aproximadamente. Los pernos son de 60 cm de longitud, 50 cm empotrado y sobresale 10 cm para realizar las mediciones. y estar provistos, en su extremo libre, de ganchos adecuados para enganchar la huincha extensométrica.

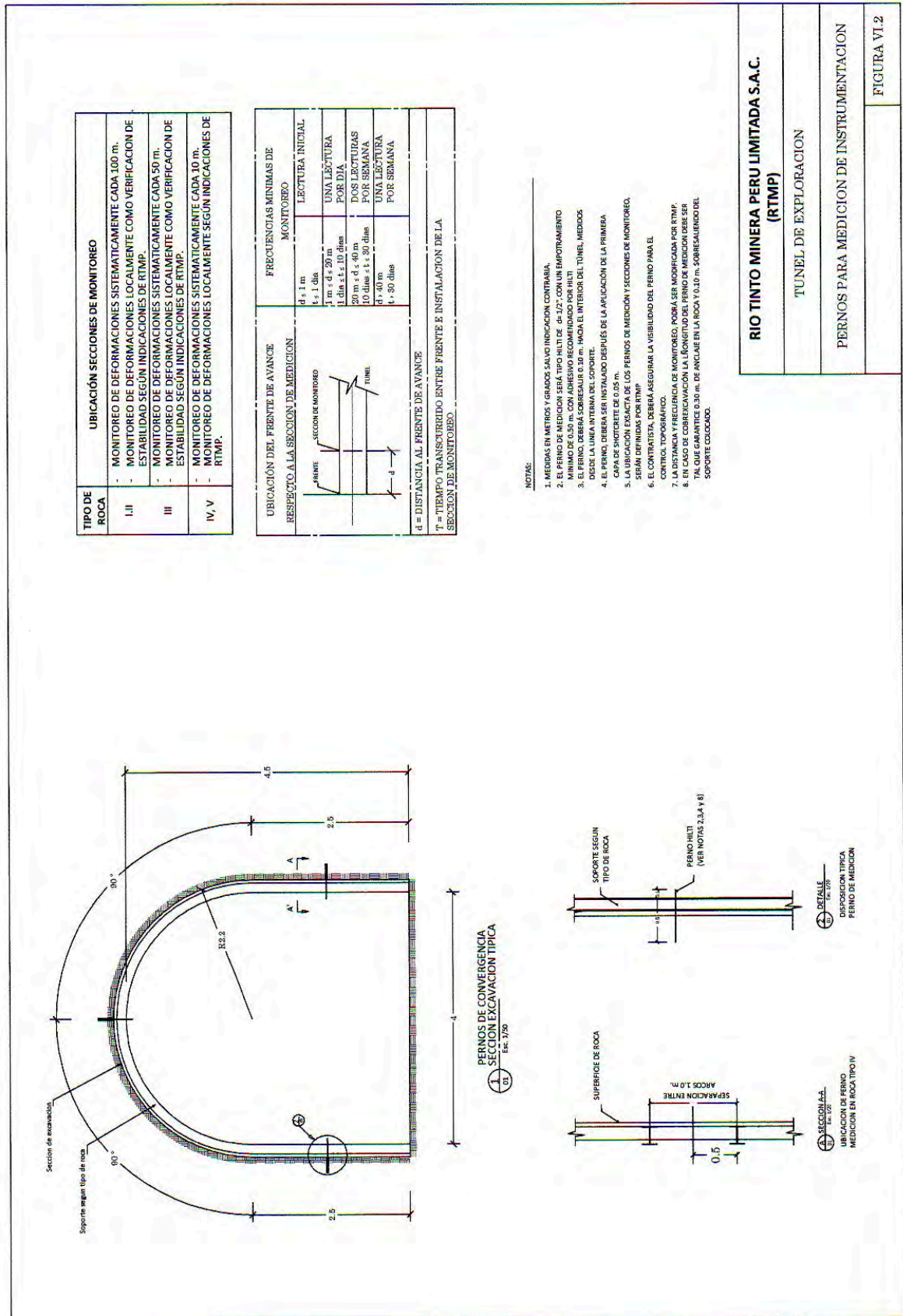


Figura VI.2 Detalle de ubicación de pernos para medición de convergencia

VI.3 MEDICIONES DE CONVERGENCIA.

Las mediciones de convergencia se realizaron con cinta extensométrica que consiste de una cinta métrica metálica junto con un sistema que permite ponerla a una cierta tensión constante y un reloj comparador que aprecia, como mínimo la décima de milímetro. La cinta debe tensarse para que se aproxime lo más posible a la línea recta entre los puntos de medida.

Una vez colocados los pernos de convergencia se empezó las mediciones lo más rápido posible tras la excavación, ya que de otro modo se pierde información de gran parte de las deformaciones producidas. En la fotografía 11 se muestra una medición de convergencia en la progresiva 0+205.

Las medidas se realizaron diariamente por 10 días luego 2 veces por semana pasando luego a 1 medición por semana, finalmente las mediciones mensuales para su control respectivo.

En la figura VI.3 se puede ver un modelo de medida de convergencias mediante cinta extensométrica. La medición se hace usando los 3 puntos en tramos: A-B, B-C, y A-C, con 3 lecturas por tramo.

Los valores de las mediciones de convergencia han sido graficados vs tiempo para su interpretación. Las mediciones de convergencia se muestran en el ANEXO IV.

MODELO DE MEDICION DE CONVERGENCIA

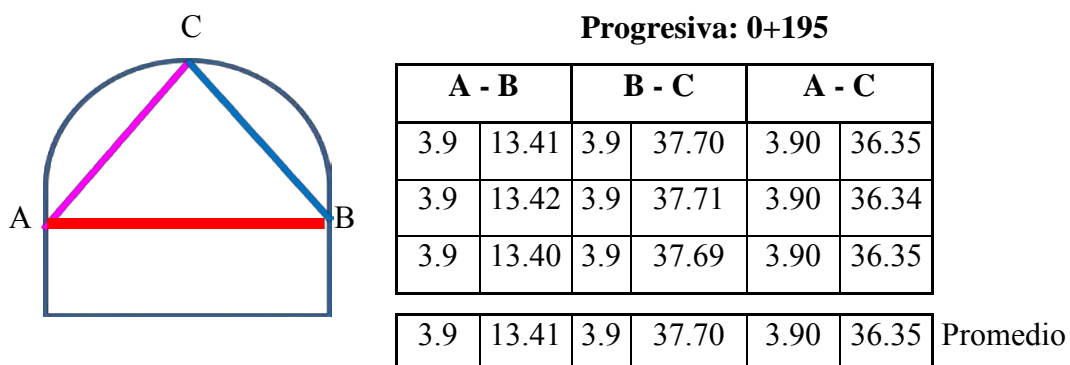


Figura VI.3 Modelo de medición de convergencia por progresiva



Fotografía 11: Medición de convergencia en la progresiva 0+205

VI.4 INTERPRETACIÓN DE DEFORMACIONES POR TIPO DE ROCA SEGÚN MEDICIONES DE CONVERGENCIA.

Los resultados nos muestran que no se observó deformaciones relevantes que pudiera exceder los 10 mm, las deformaciones oscilan entre los 3 a 5 mm por estación como se muestra a continuación:

En la progresiva 0+170 las deformaciones no exceden los 3 mm. se observa que hay una ligera reducción en los tramos A-C y C-B, el gráfico se muestra en la figura VI.4

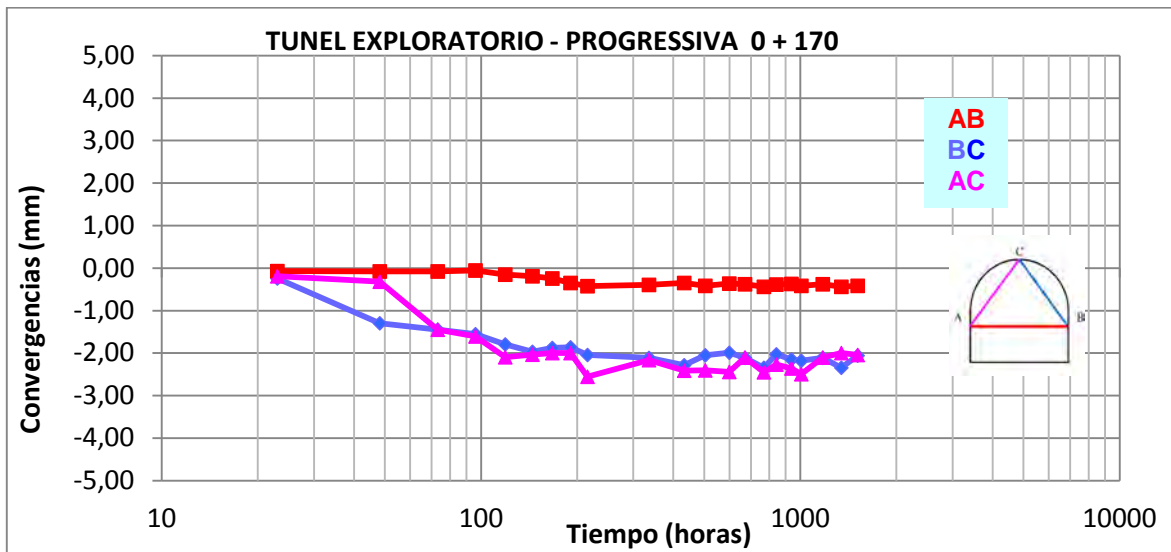


Figura VI.4: Representación gráfica de mediciones de convergencia en la progresiva 0+170

En la progresiva 0+195 las deformaciones exceden los 3 mm, se observa ligera reducción en los tramos A-C y C-B, el gráfico se muestra en la figura VI.5

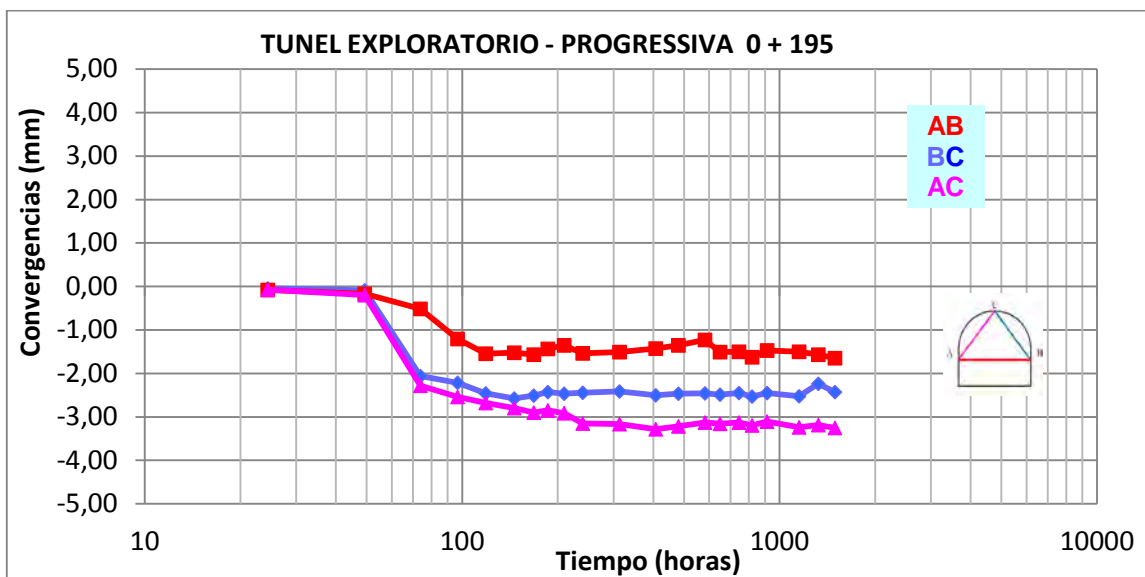


Figura VI.5: Representación gráfica de mediciones de convergencia en la progresiva 0+195

En la progresiva 0+205 las deformaciones no exceden de los 4 mm, se observa ligera reducción en los tramos A-C y C-B, el gráfico se muestra en la figura VI.6

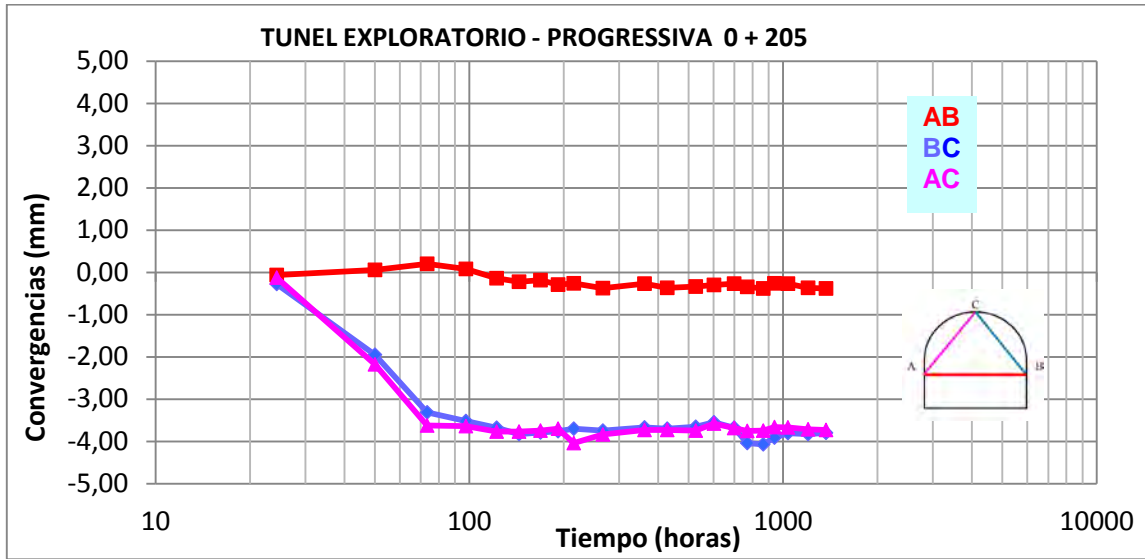


Figura VI.6: Representación gráfica de mediciones de convergencia en la progresiva 0+205

En la progresiva 0+275 las deformaciones no exceden de los 5 mm, se observa ligera reducción en los tramos A-C y C-B, el gráfico se muestra en la figura VI.7

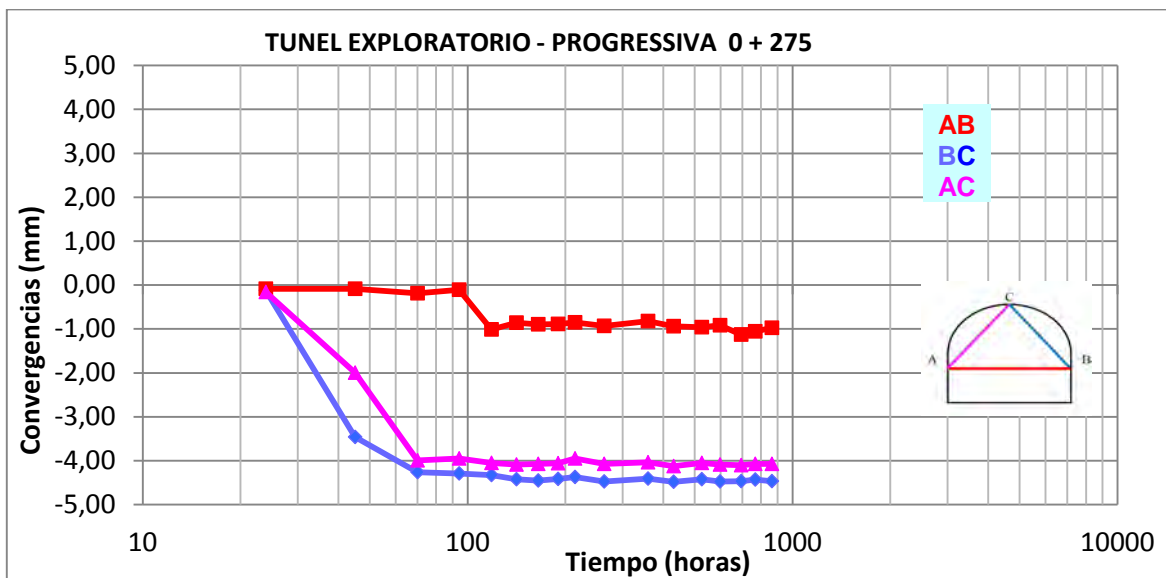


Figura VI.7: Representación gráfica de mediciones de convergencia en la progresiva 0+275

Los resultados indican que el tipo de sostenimiento aplicado por tipo de roca al túnel durante la construcción fue apropiado y no generó retrasos en la excavación haciendo trabajos de refuerzos de sostenimiento.

Según los resultados de las deformaciones oscilan entre los 3 a 5 mm por estación, esto indica que no alcanzó a la ocurrencia del “squeezing” en roca blanda, por que las convergencias no fueron grandes durante el tiempo de excavación y no llegó a superar el límite del soporte.

VI.5 ANÁLISIS DE ESFUERZO-DEFORMACION VERSUS DEFORMACIÓN DE MEDICIONES DE CONVERGENCIA.

El Análisis de esfuerzos – deformación se ha realizado en los puntos de monitoreo 0+170, 0+195, 0+205, 0+275 con el software Phase2 para lo cual se consideró los siguientes parámetros:

- Se ha modelado el Nivel freático
- La carga litostática.
- El soporte de pernos.
- El shotcrete + la línea de arcos de aceros.
- El macizo rocoso según el criterio de Hoek Brown generalizado.

Tabla VI.1 Constantes del macizo rocoso por progresiva según el criterio de Hoek Brown

Progresiva	Litología	Elevacion Cobertura	Cota Tunel	mb/mi	mb	s	a
0+170	Pórfido dacítico/Bx Hidr	2222	2100	0.0663	1.6563	0.0002	0.5330
0+195	Brecha hidrotermal	2238	2100	0.0071	1.7789	0.0003	0.5290
0+205	Brecha hidrotermal	2247	2100	0.0595	1.4880	0.0002	0.5410
0+275	Porfido Dacítico (EDP)	2286	2100	0.0595	1.4880	0.0002	0.5410

El cálculo de las constantes del macizo rocoso según el criterio de Hoek Brown generalizado y la estimación de parámetros elásticos se muestra en el anexo VI.

En la tabla VI.2 se muestra la diferencia de las deformaciones entre las mediciones de convergencia y la deformación del análisis de esfuerzo-deformación. Donde se observa la deformación según convergencia es menor.

Tabla VI.2 Resumen de diferencia entre deformación por convergencia y esfuerzo-deformación según modelo Hoek Brown

Progresiva	Cota Nivel Freático	Deformación (Convergencia) mm	Deformación Modelo Hoek Brown (mm).	
			Pared	Techo
0+170	2122.2	3.0	4.000	1.200
0+195	2127.8	3.0	4.100	1.400
0+205	2130.6	4.0	5.800	1.700
0+275	2141.7	5.0	7.800	3.100

El reporte del análisis de esfuerzo-deformación del software Phase2 se adjunta en el anexo VII.

VI.5.1 DESCRIPCION DEL PROGRAMA PHASE2.

El programa Phase2 es un programa que realiza análisis de esfuerzo en excavaciones Subterráneas o trabajos superficiales en roca o suelo con parámetros de diferentes criterios como: Mohr-coulomb, Hoek Brown generalizado, Cam Clay, etc. Para el caso del presente trabajo se ha aplicado los parámetros de Hoek Brown Generalizado (Anexo VI).

VI.6 ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN DEL SOSTENIMIENTO EN EL TÚNEL.

Se ha realizado la simulación de deformaciones para medir el efecto que causa el uso del sostenimiento. En este caso solo se ha realizado para la progresiva 0+195 del Túnel. La interacción entre el uso del sostenimiento y el no uso de sostenimiento usando el software Phase2 indica que las deformaciones se pueden disminuir considerablemente como se muestra en la tabla VI.6.

Para el análisis de la interacción del sostenimiento con el programa Phase2, se uso las constantes del macizo rocoso de la progresiva 0+195 que se indica en la tabla VI.1

Tabla VI.6 Comparación de deformaciones (mm) – interacción al usar sostenimiento

Ubicación en Borde de Excavación	Sin Sostenimiento	Solo Arcos de Acero	Solo Arcos de acero + Shotcrete	Sostenimiento combinado (pernos+shotcrete+arcos de acero)
1	4.3	3.9	2.7	2.6
2	3.6	3	1.6	1.4
3	4.3	3.9	2.7	2.6
4	4.8	4.7	4.2	4.1
5	5.3	5.1	4.6	4.6

Los resultados indican:

- Es posible alcanzar el mayor efecto de reducción de deformaciones con el uso del sostenimiento combinado (pernos+shotcrete+arcos de acero).
- El efecto de usar solo arcos de acero como sostenimiento la deformación es mayor en comparación al uso de (arcos de acero + shotcrete).
- Las mayores deformaciones se producen en las paredes del túnel y el piso (ubicación 4 y 5 de la tabla comparativa).

El reporte de análisis de interacción entre sostenimiento de arcos de acero y roca blanda se adjunta en el anexo VIII.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES

-La importancia del conocimiento de la geotecnia y el rendimiento de observación de la calidad de la roca insitu en cada etapa de excavación del túnel puede advertir las diferencias del tipo de sostenimiento asignado en el diseño proyectado y el tipo de sostenimiento requerido en el momento.

-El diseño proyectado no tiene mucha semejanza con la información insitu. En tal sentido hay que tener en cuenta que en un estudio de anteproyecto los valores que se adoptan son conservadores.

-La finalidad de este trabajo ha sido mostrar el comportamiento del túnel en roca blanda diseñado con la aplicación de uno de los métodos de clasificación de rocas más usados en excavaciones subterráneas.

Las conclusiones que podemos realizar de los resultados de deformaciones obtenidos son las siguientes:

-El comportamiento de la roca blanda, según los resultados de las mediciones de convergencia, indican que el tipo de sostenimiento aplicado según el sistema Q durante la construcción fue apropiado, lo cual no originó deformaciones mayores de 5 mm. medida que está dentro del rango permisible.

-Se ha realizado el análisis esfuerzo- deformación para hacer una comparación de deformación con las mediciones de convergencia lecturados durante la excavación del túnel usando el programa phase2, según el modelo Hoek Brown Generalizado. Los resultados de las deformaciones de este análisis no fue mayor de 7.8 mm.

-Es necesario mencionar que las mediciones de convergencia son medidas de longitud entre dos puntos cuya aplicación es para tener magnitud de desplazamientos que se producen en el interior del túnel. Por tanto las técnicas usadas para determinar la deformación son diferentes y los resultados obtenidos no son muy distanciadas.

RECOMENDACIONES

-Es necesario mencionar que el control de calidad durante la construcción es un factor importante para que el túnel no sufra mayores deformaciones.

-Para hacer un diseño de túnel en roca blanda es recomendable hacer un estudio cuidadoso debido a que sus errores podrían generar grandes pérdidas.

-Es importante la capacitación del personal para realizar mediciones de convergencia para obtener lecturas de mucha precisión.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Bieniawski, Z. T., 1976, Rock Mass Classification in Rock Engineering. In proceedings of symposium on Exploration for Rock Engineering, Cape Town, 1976, published by Balkema.
- Barton, N., Grimstad, E., and Plamstrom, A., 1995, Design of Tunnel Support .
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. 1974, "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6.
- Carranza-Torres, C., 2004, Elasto-plastic solution the generalized form of the Hoek–Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Proceedings of the ISRM SINOROCK 2004 Symposium, edited by J.A. Hudson and Xia-Ting Feng, Volume 41, Issue 3.
- Deere, D.U., and Deere, D.W., 1989, Rock Quality Designation (RQD) After Twenty Years, Contract Report GL-89-1, US Army Corps of Engineers.
- EFNARC, 1996, European Specification for Sprayed Concrete.
- Grimstad, E., and Barton, N., 1993, Updating of the Q-System for NMT, in: Proceedings of the International Symposium of Sprayed Concrete, 46-66, Norwegian Concrete Associates, Oslo.
- Hoek, E., and Brown, E.T., 1980, Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining, Metallurgy, London.
- Hoek, E., (1999) Support for very weak rock associated with faults and shear zones. Proc. International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia, 14-19 March, 1999.
- Hoek, E. and Marinos, P., 2000, Predicting tunnel squeezing. Tunnels and Tunneling International. Part 1 – November 2000, Part 2 – December 2000.
- International Society for Rock Mechanics (ISRM), 1991, Suggested Methods for Determining Point Load Strength.
- Wickham, G.E., Tiedemann, H.R., Skinner, E.H. (1972) "Support determination based on geologic predictions".
- Terzagui, K. (1946) " Rock defects and loads on tunnel supports".
- Phase2 v6.0 is a powerful 2D elasto-plastic finite element stress analysis program for underground or surface excavation in rock or soil.
- The information taken as reference was the geotechnical mapping from the pilot hole along side of the tunnel made by RTMP.