

**UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA**



**TESIS**

**“EVALUACIÓN GEOMECÁNICA Y TIPO DE SOSTENIMIENTO EN LA  
VENTANA 2 FRENTE 4 PROGRESIVA 8+400 A 8+300 TÚNEL DE ADUCCIÓN  
DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE CHAGLLA, DISTRITO DE  
CHINCHAO HUÁNUCO”**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO GEÓLOGO**

**BACHILLER ANIBAL CAJAHUANCA CAPCHA**

**CERRO DE PASCO – PERU - 2018**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA**



**TESIS**

**“EVALUACIÓN GEOMECÁNICA Y TIPO DE SOSTENIMIENTO EN LA  
VENTANA 2 FRENTE 4 PROGRESIVA 8+400 A 8+300 TÚNEL DE ADUCCIÓN  
DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE CHAGLLA, DISTRITO DE  
CHINCHAO HUÁNUCO”**

**Presentado por:**

**Bach. Anibal CAJAHUANCA CAPCHA**

**SUSTENTADO Y APROBADO ANTE LA COMISION DE JURADOS**

---

**Dr. Magno Ledesma Velita.**

**Presidente**

---

**Mg. Luis Lazo Pagan**

**Miembro**

---

**Ing. Ramiro De la Cruz Ferruzo**

**Miembro**

### DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres por el apoyo que me brindaron durante toda mi vida, a mi amada esposa Dina y a mis hijos por ser mi gran fortaleza

## INDICE

	Pág.
DEDICATORIA	03
INDICE	04
INDICE DE FIGURAS	07
INDICE DE TABLAS	08
INDICE DE FOTOGRAFIAS	09
INTRODUCCION	10
AGRADECIMIENTO	11
RESUMEN	12

## CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	
1.1 DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA	13
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	13
1.3 OBJETIVOS	14
1.3.1 Objetivos Generales	14
1.3.2 Objetivos Específicos	14
1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	14
1.5 IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	14
1.6 LIMITACIONES	14

## CAPITULO II

MARCO TEÓRICO	
2.1 ANTECEDENTES	15
2.2 BASES TEORICO – CIENTIFICO	18
CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS POR EL METODO CONVENCIONAL DE PERFORACION Y VOLADURA	18
2.2.1 Metodología de Diseño y Principios de la Ingeniería de Rocas	19
2.2.2 Clasificaciones Geomecánicas en Excavaciones Subterráneas	20
Clasificaciones Geomecánicas de Terzaghi a Barton	

2.2.3 Comparacion de Parametros de los Sistemas de Clasificacion de Rocas	37
2.2.4 Aplicación del Sistema Q para Diseño de Sostenimiento del Tunel Criterios de Diseño	39
2.2.5 Definicion del Sostenimiento Mediante El Sistema Q	43
2.3 DEFINICION DE TERMINOS	46
2.4 HIPOTESIS	
2.4.1 Hipotesis General	49
2.4.2 Hipotesis Específico	49
2.5 IDENTIFICACION DE LAS VARIABLES	
2.5.1 Variables Independientes	50
2.5.2 Variables Dependientes	50
2.5.3 Variables Interdependientes	50

### CAPITULO III

#### METODOLOGIA

3.1 TIPO DE INVESTIGACION	51
3.2 DISEÑO DE INVESTIGACION	51
3.3 POBLACION Y MUESTRA	51
3.4 METODOS DE LA INVESTIGACION	52
3.5 TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS	
3.5.1 Tecnicas	52
3.5.2 Instrumentos	52
3.6 TECNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS	
3.6.1 Etapa de Campo	52
3.6.2 Etapa de Gabinete	53
3.6.3 Etapa de Preparacion de Informe	53
3.7 TRATAMIENTO ESTADISTICO DE DATOS	53

### CAPITULO IV

#### RESULTADOS

4.1 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD	54
4.2 GEOMORFOLOGIA	56

4.3 ESTRATIGRAFIA	
4.3.1 Complejo Basal Marañon	61
4.3.2 Grupo Mitu	61
4.3.3 Grupo Pucara	63
4.3.4 Intrusiones Dioriticas	64
4.3.5 Depositos Aluviales Recientes	64
4.4 GEOLOGIA ESTRUCTURAL	65
4.5 GEOLOGIA LOCAL DEL TUNEL DE ADUCCION	66
4.6 GEOMECANICA	68
4.7 MATERIALES DE CONSTRUCCION	71
4.8 INSTRUMENTACION	72
4.9 SISMICIDAD	74
4.9.1 Sismicidad Historica	76
4.9.2 Evaluacion del Riesgo Sismico	76
4.10 EVALUACION GEOMECANICA DEL TUNEL DE ADUCCION EN EL TRAMO	
4.10.1 Generalidades	80
4.10.2 Analisis del Comportamiento de Soporte Colocado en el Tunel de Aduccion	
Macizo Rocoso Clase I	
Macizo Rocoso Clase II-A	
Macizo Rocoso Clase III-A	
Macizo Rocoso Clase IV-F	
Macizo Rocoso Clase V E-F	
4.10.3 Deformacion Frente 04	86
4.10.4 El Sostenimiento Adicional Refuerzo en el Frente 04	88
4.10.5 Comportamiento del Macizo en las Estaciones de Convergencia	97
4.10.6 Tratamiento de Filtraciones en el Tunel de Aduccion	101
4.10.7 Ciclo de Excavacion en la Construcccion de Tuneles	105
CONCLUSIONES	107
RECOMENDACIONES	109
BIBLIOGRAFIA	110
ANEXO DE LOS MAPAS	111

## INDICE DE TABLAS

	Pag.
Tabla II 1 Tipo de Clasificacion de Roca	21
Tabla II 2 Clasificacion de Terzaghi	23
Tabla II 3 Clasificacion de Lauffer	25
Tabla II 4 Relacion entre el Valor RQD y la Calidad de Roca	26
Tabla II 5 RMR de Bieniawshi	30
Tabla II 6 Factores de Ajuste	31
Tabla II 7 Clases de Macizo Rocoso según el Valor de RMR ajustado	31
Tabla II 8 Significado de las Clases de Rocas	31
Tabla II 9 Recomendaciones para la Excavacion y Sostenimiento de Tuneles Excavados en Rocas	32
Tabla II 10 Comparacion de los Sistemas Q, RMR, RMR Modificado en Funcion de sus Parametros	38
Tabla II 11 Tipos de Excavacion versus ESR	40
Tablas II 12 Caracteristicas Geotecnicas Según el Sistema Q	41
Tabla II 13 Calidad de Roca vs Sostenimiento	44
Tabla II 14 Resumen de las condiciones y reglas importantes utilizados en el calculo de la calidad del macizo rocoso según el Sistema Q	45
Tabla IV 1 Clasificacion de las Clases de Rocas	71

## INDICE DE FIGURAS

	Pag.
Figura II 1 Características de un salto	17
Figura II 2 Tuneles hidraulicos	17
Figura II 3 Esquema de Terzaghi	22
Figura II 4 Tiempo de frente sin desmoronarse en dicha longitud libre	24
Figura II 5 Clasificación modificada por Deere	27
Figura II 6 Estimación de Sostenimiento RSR para túneles	29
Figura II 7 Tipo de sostenimiento estimado según el Sistema Q	42



## INDICE DE FOTOS

	Pag.
Foto 1 Deformacion del hastial izquierdo hidraulico en el Frente 04	86
Foto 2 Deformacion del piso en el Frente 04 Ventana 02	86
Foto 3 Presencia de shotcrete fisurado en el hastial izquierdo en Frente 04	87
Foto 4 Platinas de los pernos deformados	87
Foto 5 Presencia de agua en el Frente 04 Ventana 02	88
Foto 6 Macizo rocoso del Frente 04 Ventana 02 del Tunel de Aduccion	89
Foto 7 Formato usado para la evaluación geomecánica	90

## **INTRODUCCIÓN**

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.

Para realizar este trabajo se recopiló información geomecánica basada en mapeos de los frentes de avance, 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.

## **AGRADECIMIENTOS**

**Agradecimientos a todas las personas que me apoyaron para realizar el presente trabajo.**

## **RESUMEN**

En el presente trabajo trata sobre la Evaluación Geomecánica en la Progresiva 8+300 a 8+400 del Túnel de Aducción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla, Distrito de Chinchao, Huánuco. En este tramo de la construcción del túnel de aduccion se observa la deformación de la masa rocosa, determinando la clasificación de la masa rocosa según los parámetros del Q de Barton en base a esta clasificación, se determina el valor de Q que permite determinar el tipo de sostenimiento que se aplicara para asi asegurar la estabilidad del túnel durante su vida útil. La información tomada como referencia para el presente trabajo fue la evaluación geomecánica en frente de avance en la construcción del túnel asi como se realizo el seguimiento del comportamiento del macizo rocoso mediante las mediciones de las convergencias en las 4 estaciones instaladas a lo largo del tramo observado.

## **CAPITULO I**

### **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

#### **1.1 DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA**

El proyecto de la construcción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla responde al problema de abastecimiento de la electricidad en la región de Huanuco. El problema se caracteriza por la dificultad en la construcción del Túnel de Aducción de la Central Hidroeléctrica en las progresivas 8+300 a 8+400 donde se presenta deformaciones geológicas, requiriendo una evaluación geomecanica detallada y determinar un adecuado sostenimiento acorde a este tipo de terreno, para asi poder culminar con la construcción del túnel en este tramo.

## **1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿La evaluación geomecánica determinará el tipo de sostenimiento en la progresiva 8+300 al 8+400, en la construcción del Túnel de Aducción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla, distrito de Chinchao, Huánuco?

## **1.3 OBJETIVOS:**

### **1.3.1 Objetivos Generales**

El objetivo de la presente investigación es:

Determinar la evaluación geomecánica en la progresiva 8+300 al 8+400, el tipo de sostenimiento, en la construcción del Túnel de Aducción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla, distrito de Chinchao, Huánuco.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Analizar la influencia de las deformaciones geológicas en la construcción del túnel
- Analizar la influencia de las características físicas cualitativas de rocas en la construcción del túnel.
- Analizar la influencia de las características físicas cuantitativas de rocas en la construcción del túnel

## **1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA**

El presente proyecto se realiza para brindar una solución integral al abastecimiento de electricidad en la región de Huanuco y determinar la calidad del macizo rocoso que conforman la geología en el la sección longitudinal del Túnel de Aducción de Central Hidroeléctrica de Chaglla.

## **1.5 IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN**

Este trabajo de tesis tiene la importancia de aplicar la geomecánica en la determinación de tipos de sostenimiento en la construcción de túneles, especialmente cuando se presentan deformaciones que dificultan el avance en la construcción, por lo que la solución determinada en el presente trabajo, puede

ayudar en la construcción de túneles en condiciones similares del macizo rocoso y es base para futuros estudios que se desarrollan en el Perú.

## **1.6 LIMITACIONES**

Como todo estudio el presente trabajo solo está limitado a la zona de estudio y los resultados solo serán aplicados a la zona de estudio.

## **CAPITULO II MARCO TEÓRICO**

### **2.1 ANTECEDENTES.**

Existen diversos tipos de túneles que no son ferroviarios ni carreteros que se han construido y es bueno conocer como los túneles para la conducción de agua que hoy en día en Norteamérica conducen agua desde los grandes lagos, o de los grandes ríos hasta las ciudades: al sur de California se construyó un acueducto de 370 Km. de longitud que conducía el agua del río Colorado a varias ciudades, se excavaron 29 túneles (148 Km.) de los cuales los más largos fueron el de East Coachello (29 Km.) y el de San Jacinto (21 Km.). El túnel que lleva agua a la ciudad de Nueva York desde el Delaware, con 137 Km., es considerado el más largo del mundo.

Asimismo, es importante las centrales hidroeléctricas, con sus redes de túneles que conducen el agua, las grandes cavernas donde se instalan las turbinas y los túneles

de acceso a las instalaciones. Incluso ya no es necesario construir grandes presas, sino que se construyen centrales subterráneas que se abastecen del agua de lagos de montaña, aguas conducidas por largos túneles, con el consiguiente ahorro de hormigón y de acero, como la de Montpezat (Francia) con más de 20 Km. de galerías subterráneas.

Las modernas estaciones generadoras de energía hidráulica son subterráneas; en ellas se construye una compleja red de túneles con distintas funciones: túneles de acceso desde el exterior hasta la sala de máquinas y de transformadores, túneles que conducen los cables, y los propios para la generación de la energía que podemos clasificar, por sus distintas características, en tres tipos: de descarga libre, de alta presión y salas de máquinas y transformadores. Consideramos túneles de descarga libre al túnel para la captación del agua y al de desagüe; el primero suele estar siempre lleno, pero a una presión relativamente baja, y debe tener una pendiente suave para que una vez vacío se pueda realizar su inspección y mantenimiento. El túnel para el desagüe tendrá la mínima pendiente ya que la sala de turbinas conviene situarla al nivel más bajo posible para aprovechar la máxima carga hidrostática del agua. La sección tipo, normalmente circular, y el revestimiento son similares a los de los túneles para abastecimientos urbanos, aunque en los de desagüe se debe prever un revestimiento capaz de soportar la erosión bajo cualquier condición de descarga. Los túneles de alta presión o conducciones forzadas suelen tener una fuerte pendiente, e incluso pueden ser verticales por lo que en su construcción se emplean técnicas propias de la construcción de pozos; es muy importante hacer mínima la pérdida de carga hidrostática por lo que un revestimiento liso es imprescindible. Se producen muy altas presiones en los tramos próximos a las turbinas, y además en todo el túnel, cuando se cierran o abren los tubos de alimentación de las turbinas según las necesidades de producción, se producen presiones por ondas de choque y oleaje que se controlan construyendo chimeneas o tiros de alivio. El revestimiento debe ser capaz de soportar estas altas presiones y además ser impermeable, por lo que a menudo será de acero o de hormigón con un revestimiento interior de acero. También se puede excavar un túnel en el que se instala una tubería de acero de menor diámetro y al que se puede acceder para su mantenimiento.



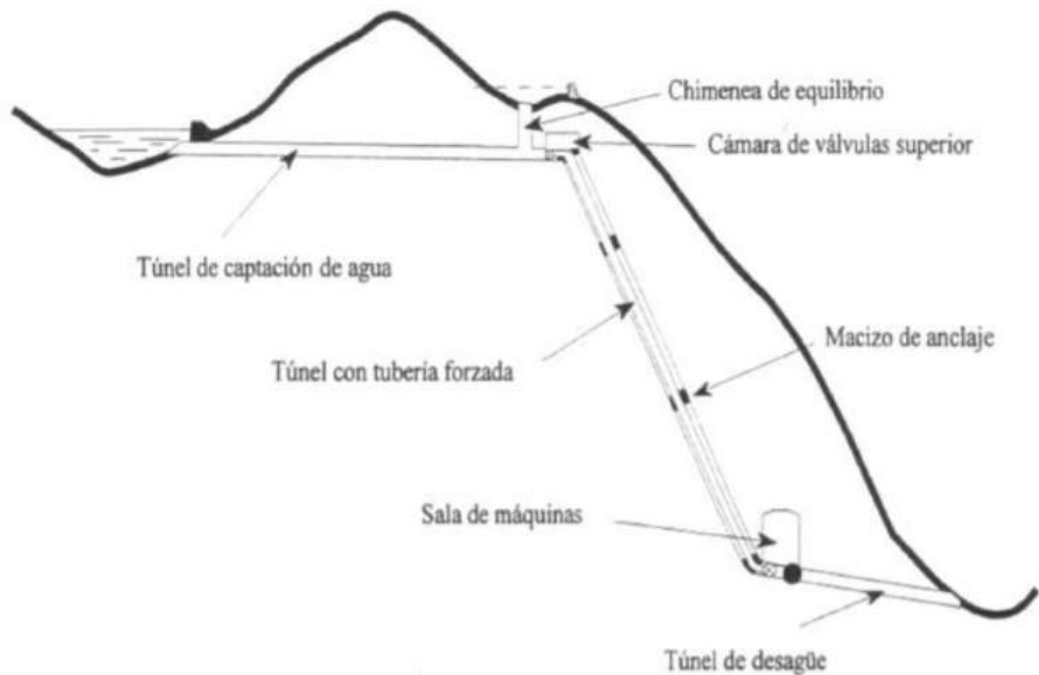


Figura II 1 Características de un salto

Circuito hidráulico

longitud galería de abastecimiento	3.60 0 m
longitud tubería de presión	1.050 m
longitud galería de desagüe	620 m
salto bruto medio	762 m



Figura II 2 Túneles hidráulicos en una central hidroeléctrica

Las salas de máquinas y de transformadores son grandes cavernas que albergan todo tipo de equipos (turbogeneradores, transformadores, tuberías de alimentación a las turbinas, etc.). Suelen tener paredes verticales y techo en bóveda (sección de herradura), y la anchura oscila entre 15 y 30 m. La construcción de estas grandes salas requiere una roca resistente. (CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES, Tesis Para Optar PEDRO ROBERTO SOTO SAAVEDRA 2004)

Los criterios y factores de la evaluación geomecánica (propiedades físicas cualitativas y cuantitativas de rocas en el proyecto), son parámetros físicos de un determinado proyecto; son esenciales para culminar la construcción del túnel de aducción y la factibilidad de la Central Hidroeléctrica de Chaglla, definitivamente estos parámetros pueden determinar la viabilidad o no del proyecto, por ejemplo si no se realiza una evaluación geomecánica adecuada para este tipo de deformaciones geológicas y no se determina el tipo de sostenimiento, la construcción del túnel de aducción no se ejecutaría y la Central Hidroeléctrica de Chaglla no estaría operativa con perjuicio de abastecimiento de electricidad para la región Huánuco.

## **2.2 BASES TEÓRICO – CIENTÍFICOS**

### **CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS POR EL MÉTODO CONVENCIONAL DE PERFORACIÓN Y VOLADURA**

En la minería subterránea, dependiendo de sus características y condiciones, la masa rocosa puede variar de una mina a otra, como también de área en área dentro de una misma mina. Con el paso del tiempo crecen las labores mineras y el minado se realiza a mayores profundidades, presentándose de esa manera diferentes problemas de inestabilidad en la roca.

Con el fin de organizar y mantener una adecuada estrategia de control de la estabilidad de la roca en las labores mineras, el personal de una mina debe estar familiarizado con las características y condiciones de la masa rocosa propias de su mina, y con los peligros potenciales que podrían causar accidentes.

Conocer la roca también permitirá tomar decisiones correctas sobre diferentes aspectos relacionados con las labores mineras; entre otras, se podrá establecer la dirección en la cual se deben avanzar las excavaciones, el tamaño de estas, el tiempo de exposición abierta de la excavación, el tipo de sostenimiento a utilizar y el momento en que este debe ser instalado.

Método constructivo de túneles empleando TBM (máquina perforadora tuneladora)

En años anteriores, la selección de los equipos necesarios para la excavación de un túnel se dejó a la discreción de los constructores, con una intervención mínima de los proyectistas. Hay que recordar que los métodos más modernos de clasificación de macizos rocosos (Wickham et al., 1972; Bieniawski, 1973; y Barton, 1974)

estaban fundamentalmente dirigidos hacia los túneles construidos mediante perforación y voladura, sin considerar los túneles construidos con TBM.

Cuando se analiza el desarrollo de las tuneladoras y los hitos conseguidos en los últimos años, se comprueba que la utilización de las modernas tuneladoras para roca (TBM) proporciona espectaculares rendimientos y logros, pero también supone complejos desafíos y problemas para los diseñadores y constructores, que deben hacer grandes esfuerzos para esclarecer la interacción entre las características del macizo rocoso y el rendimiento de las TBM.

Hoy en día, esta situación ha cambiado, pues las TBM han aumentado en potencia, tamaño y modelos: abiertas, escudadas y dobles-escudos, extendiéndose su campo de aplicación de tal forma que su uso condiciona fuertemente el proyecto del túnel. Más aún, la selección de una tuneladora para construir un túnel puede suponer un gran progreso debido a la mejora en la seguridad en el trabajo y excelentes rendimientos que se pueden conseguir, pero también es fuente de profundas decepciones cuando las características de la tuneladora no están bien adaptadas a las condiciones del terreno y la tuneladora queda atrapada durante meses y, a veces, debe ser rescatada empleando métodos clásicos, como la simple excavación a mano o los explosivos.

### **2.2.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO Y PRINCIPIOS DE LA INGENIERÍA DE ROCAS**

El macizo rocoso es un medio discontinuo, complejo, con un comportamiento geomecánico que puede ser estudiado y clasificado en función de su aptitud para distintas aplicaciones. ¿Los túneles pueden diseñarse usando bien las clasificaciones geomecánicas, los modelos numéricos, o a partir de los datos de la instrumentación? No es cierto. Hacerlo así es un grave error.

Este mito se refiere al diseño de túneles en general, que implica tres formas de aproximarse al problema que deberían ir de la mano para formar parte de un único proceso de diseño de ingeniería.

## **2.2.2 CLASIFICACIONES GEOMECAICAS EN EXCAVACIONES SUBTERRANEAS**

Las clasificaciones geomecánicas aportan índices de calidad relacionados con parámetros geomecánicos del macizo, sostenimiento de túneles y excavabilidad. La descripción de las características, propiedades de la matriz y las discontinuidades del macizo rocoso proporcionan los parámetros requeridos por las distintas clasificaciones.

Es primordial evitar elegir un único método de diseño, justificándolo con “no teníamos el tiempo y el dinero” para afrontar la aproximación correcta. Los tres métodos señalados son: el empírico (clasificación RMR o la Q), el analítico (se obtienen en los modelos numéricos de ordenador) y el observacional (mediciones durante la construcción o el nuevo método austriaco NMA).

Las clasificaciones RMR y Q son especialmente adecuadas en la planificación del proyecto de un túnel, donde es necesaria una valoración preliminar del sostenimiento más adecuado basándose en la testificación de sondeos, en la cartografía geológica y en los estudios de sísmica de refracción.

### **CLASIFICACIONES GEOMECAICAS 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:

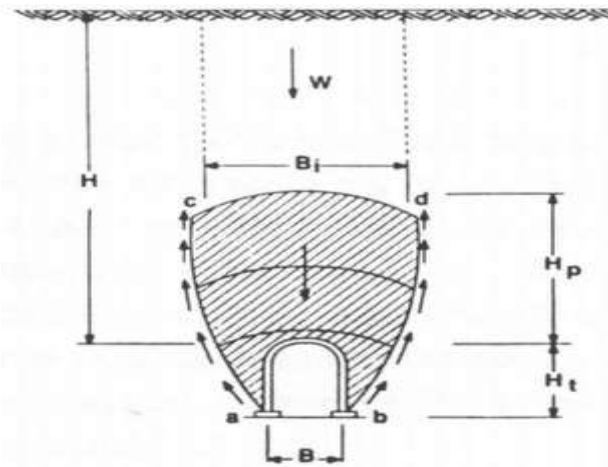
**Tabla II 1:** Tipos de clasificación de roca.

Nombre de la	Creador	Año	Pais	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-

### **I. 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 3. 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 él 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 2.



**Figura II 3:** 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.

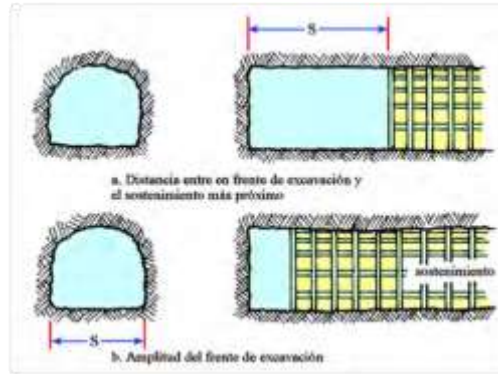
Con la aparición del shotcrete y pernos de acero sistemáticos como elementos combinados de sostenimiento, el sistema de Terzaghi empieza a quedar obsoleto, ya que los pernos y shotcrete pasan a ser elementos activos, los cuales interactúan con la roca deformándose junto con ella, no siendo así el caso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

**Tabla II 2:** Clasificación de Terzaghi para cargas de roca en túneles con soporte de marcos de acero.

<b>Estado de Roca</b>	<b>Carga de roca Hp (en pies)</b>	<b>Observaciones</b>
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	

## **II. 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 4:** 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 3:** 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	

### III. 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 con la siguiente expresión:

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

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

**Tabla II 4:** Relación entre el valor RQD y la calidad de roca

<b>RQD</b>	<b>Calidad de roca</b>
<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 4. 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 el testigo el RQD puede ser calculado como el número de diaclasas por m<sup>3</sup> mediante la siguiente fórmula:

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

Donde  $J_v$  es el número de diaclasas por m<sup>3</sup>.

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. RMR,

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				
	95	3. Massive, moderately jointed	0	0.5B	Side pressure if strata inclined, some spalling			
			90	4. Moderately blocky and seamy		0	0.25B to 0.35C	
20	75	5. Very blocky, seamy and shattered	0 to 0.6C		0.35C to 1.1C	Little or no side pressure		
			5	25	6. Completely crushed			1.1C
10	7. Gravel and sand	0.54C to 1.2C				0.62C to 1.38C	Dense Side pressure $P_h = 0.3\gamma(0.5H_t + H_p)$ Loose	
		2				0.94C to 1.2C		1.08C to 1.38C
Weak and coherent	2	8. Squeezing, moderate depth		1.1C to 2.1C	Heavy side pressure. Continuous support required			
		9. Squeezing, great depth		2.1C to 4.5C				
		10. Swelling		up to 250ft.	Use circular support. In extreme cases: yielding support			

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 5:** Clasificación modificada por Deere et al (1970) sobre la de Terzaghi (1946)

#### **IV. 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 (ígnea, metamórfica, sedimentaria)
- b. Dureza de la roca (dura, media, blanda, descompuesta)
- c. Estructura geológica (masivo, 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 <sup>a</sup>					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.				
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 <sup>b</sup>					
	Bueno	Regular	Malo	Bueno	Regular	Malo
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

<sup>a</sup> Buzamiento: bajo: 0-20°, mediano: 20-50°, y vertical: 50-90°

<sup>b</sup> Condición de juntas: bueno = ajustado o cementado; regular = ligeramente intemperizada o alterada; malo = severamente intemperizado, alterado o abierto

Figura II 6 Estimado de sostenimiento RSR para túnel según (WICKHAM ET AL, 1972)

## V. 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 5: RMR de Bieniawski**

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

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 6:** 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
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 7:** 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 8:** “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	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 9 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 9 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

## VI. 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.

### **Factores y Parámetros del Sistema Q**

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

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

(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 = P a r á m e t r o 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<sub>n</sub>**: 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<sub>r</sub>/J<sub>a</sub>**: 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<sub>w</sub>/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<sub>w</sub>**: 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, variando 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<sub>n</sub> (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<sub>r</sub> (medida de rugosidad de las paredes de las diaclasas)**

El valor de J<sub>r</sub> depende de las características de las paredes de las diaclasas, si ellas son onduladas, planas, rugosas o suaves. El valor de J<sub>r</sub> (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).

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

**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

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  $\sigma_c$  y el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ , o la relación entre el máximo esfuerzo tangencial  $\sigma_t$  y el esfuerzo a la compresión uniaxial  $\sigma_c$ . 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

### **2.2.3 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.

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 por 35 años con mucho éxito.

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 10, se muestra un resumen de comparación entre los parámetros de los sistemas de clasificación de roca.

**Tabla II 10 Comparación de los sistemas Q, RMR, RMRM en función de sus parámetros.**

<b>Parámetro</b>	<b>Sistema Q</b>	<b>RMR</b>	<b>RMRM</b>
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		J <sub>s</sub>	J <sub>s</sub> (o FF para reemplazar RQD y J <sub>s</sub> )
Condición de diaclasas	J <sub>r</sub> , J <sub>a</sub>	J <sub>c</sub>	J <sub>c</sub> (ajustes por afloramiento-de agua
Afloramiento de agua	J <sub>w</sub>	J <sub>w</sub>	Incorporado en J <sub>c</sub>
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		J <sub>o</sub>	Ajustes por orientación de las estructuras
Meteorización			Ajustes por meteorización
Efecto por voladura			Ajustes por voladura

## **CORRELACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES RMR Y Q**

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

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad \dots\dots\dots EC (1)$$

## 2.2.4 APLICACIÓN DEL SISTEMA Q PARA EL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO DE TÚNEL 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:

### I. DIMENSIÓN EQUIVALENTE (DE)

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

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

$$De = \frac{\text{Ancho, diámetro o altura excavación (m)}}{(2) \text{ Relación de soporte de la excavación (ESR)}} \dots\dots\dots EC$$

### II. 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 11, 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”.

**Tabla II 11: Tipo de excavación versus ESR (Relación de soporte de la excavación)**

<b>Tipos de excavación</b>	<b>ESR</b>
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. 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 7, 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 12



**Tabla II 12 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.

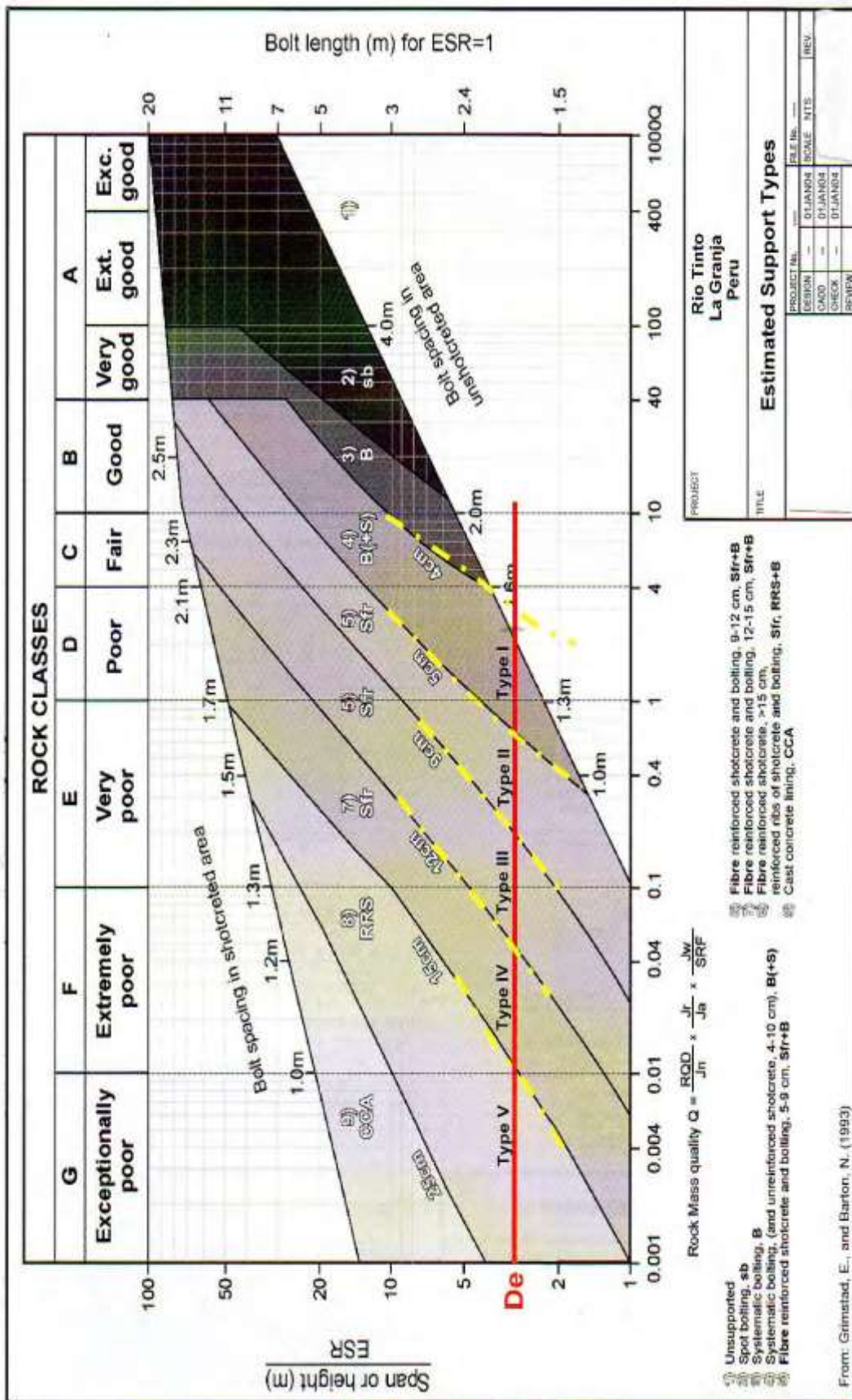


Figura II 7 Tipo de Sostenimiento Estimado según el sistema Q

### 2.2.5 DEFINICIÓN DEL SOSTENIMIENTO MEDIANTE EL SISTEMA Q

Las recomendaciones para el sostenimiento en esta sección sólo pueden ser consideradas como preliminares. 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” De.

La relación entre el De y el valor de Q se muestra en el “Diagrama del Sistema Q” figura 7, 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 punto de intersección entre la línea horizontal dada por el valor  $De = 3,0$  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 13.

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

$$L=2 + 0,15*B/ESR \quad \dots\dots\dots EC. (3)$$

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

$$ESR=1,6$$

Reemplazando los valores de B y ESR en la ecuación (3) se obtiene una longitud de pernos de 2,5 m.

**Tabla II 13: 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.

En tabla 14 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 II 14 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 guia 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 14. 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 170 m en el túnel y de 0.66 después de 170 m en el túnel.

### 2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

**ROCA:** agregado natural de partículas de uno o más minerales, con fuerte unión cohesiva permanente, que constituyen masas geológicamente independientes y cartografiables.

**SUELO:** agregado natural de partículas minerales granulares y cohesivas, separables por medios mecánicos de baja energía o por agitación en agua.

**MACIZO ROCOSO:** conjunto de matriz rocosa y discontinuidades. Presenta carácter heterogéneo, comportamiento discontinuo y normalmente anisótropo, consecuencia de la naturaleza, frecuencia y orientación de los planos de discontinuidad, que condicionan su comportamiento geomecánico e hidráulico.

**MATRIZ ROCOSA = ROCA MATRIZ = ROCA INTACTA:** material rocoso sin discontinuidades, o bloques de roca entre discontinuidades. (Se caracteriza por su densidad, deformabilidad y resistencia; por su localización geográfica; y por su litología, ya sea ésta única o variada).

**DISCONTINUIDAD:** cualquier plano de origen mecánico o sedimentario en un macizo rocoso, con una resistencia a la tracción nula o muy baja. (Genera comportamiento no continuo de la matriz rocosa, y normalmente anisótropo).

**TIPOS DE DISCONTINUIDADES** - El comportamiento (mecánico, hidráulico) del macizo condicionado por las discontinuidades. - Distinguir: discontinuidades sistemáticas (tratamiento estadístico) y singulares (individual).

**CONTINUIDAD O PERSISTENCIA** (longitud o extensión superficial del plano de la discontinuidad) - Es difícil cuantificar: puede ser mayor que el afloramiento. - Determina si la matriz rocosa se ve involucrada en la rotura del macizo.

**RUGOSIDAD** (ondulación de la superficie, irregularidades a pequeña escala) - Gran influencia en el comportamiento geomecánico, sobre todo en la resistencia al corte (la influencia decrece con: abertura, relleno y desplazamiento de las discontinuidades). - Requiere dos escalas de observación: ondulación (dm, m) y rugosidad (mm) - ondulación: superficies planas, onduladas, escalonadas - rugosidad: superficies pulidas, lisas, rugosas.

**RELLENO** (material distinto de la roca que aparece entre las paredes de una discontinuidad) - Gran variedad de materiales de relleno (cuarzo, calcita, óxidos...; arena, arcilla...; brecha...) - Deben describirse todos los aspectos referentes a su estado y sus propiedades (en materiales blandos o alterados las propiedades pueden variar con el contenido en humedad). - Las propiedades influyen en: la resistencia la corte, la deformabilidad y la permeabilidad.

**FILTRACIONES** - El agua procede mayoritariamente del flujo en discontinuidades (permeabilidad secundaria), en rocas sedimentarias puede haber también filtración en la matriz rocosa (permeabilidad primaria). - Las filtraciones influyen en la resistencia al corte

**AFANÍTICA.** - Textura de las rocas constituidas por minerales o partículas muy finas, sólo pueden ser discriminadas al microscopio. Esta textura es característica de las rocas volcánicas.

**AGLOMERADO.** - Conjunto de fragmentos rocosos, heterogéneos en cuanto a forma y composición, consolidados generalmente por materiales finos (arena, limo, arcilla).

**AGREGADO.** - Conjunto de minerales más o menos uniformes, pertenecientes a una o más especies.

**ALTERACIÓN.** - Proceso de modificación de los minerales y rocas por acción de los agentes de erosión: agua, viento, hielo, sol, etc. Sinónimo: Intemperismo, meteorización.

**BLOQUE.** - Fragmento de roca de dimensiones superiores a 20 cms. De diámetro.

**BRÚJULA.** - Instrumento que sirve para medir el rumbo y azimut y el buzamiento de las estructuras geológicas.

**BUZAMIENTO.** - (dip), término usado para indicar el ángulo de inclinación de las rocas estratificadas o de estructuras geológicas.

**CIZALLAMIENTO.** - Es el proceso de fracturamiento de las rocas debido a los esfuerzos tectónicos.

**COMPACTACIÓN.** - disminución del espesor o potencia de la secuencia estratigráfica por el peso y la presión de las rocas suprayacentes.

**CONGLOMERADO.** - Roca sedimentaria compuesta de cantos rodados cementados en una matriz fina.

**DEFORMACIÓN.** - Modificación que sufre una roca o material por acción de uno o más esfuerzos.

**DEFORMACIÓN Elástica.** - Cuando una roca se deforma por acción de un esfuerzo, y al cesar dicho esfuerzo la roca o material deformado recupera su forma original.

**DEFORMACIÓN Plástica.** - cuando una roca o material se deforma por acción de un esfuerzo y al cesar dicho esfuerzo la roca o material alterado conserva su deformación.

**DESPLAZAMIENTO.** - Es la distancia recorrida por un bloque rocoso a través de un plano de movimiento.

**DETRÍTICO.** - roca formada por fragmentos o detritus provenientes de la erosión de rocas preexistentes.

**ESFUERZO.** - fuerza aplicada sobre un área y/o superficie que tiende a cero.

**ESTRATIFICACIÓN.** - Disposición paralela o subparalela que toman las capas de las rocas sedimentarias, durante su sedimentación.

**ESTRATO.** - Es la roca formada por la sedimentación de fragmentos o partículas provenientes de la desintegración de las rocas pre existentes.

**ESTRUCTURA.** - Esta referido a la disposición, arreglo y cohesión de los materiales constituyentes de un determinado cuerpo rocoso.

**EXFOLIACIÓN.** - Propiedad de las rocas de separarse en forma de láminas, cuando se refiere a minerales es sinónimo de clivaje.

**FALLA.** - Desplazamiento de un bloque rocoso con respecto a otro colindante a esta o de ambos bloques, a través de un plano denominado “plano de falla”.

**GRANULOMETRÍA.** - Tecnología que se encarga de dictar normas correspondientes para determinar las dimensiones y las formas de los fragmentos de los materiales detríticos.

**GRAVEDAD.** - Es la fuerza de atracción que ejerce la tierra sobre los cuerpos que se ubican en la superficie terrestre.

**MACIZO.** -Termino usado en geotecnia para referirse a áreas rocosas cuyo núcleo está constituido de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias.



**MUESTRA.** - Pedazo de roca o mineral, de un tamaño y peso adecuado que pueda servir de elemento del cual se pueda obtener toda la información necesaria para realizar un estudio propuesto.

**PLASTICIDAD.** - Propiedad de las rocas de deformarse al recibir un esfuerzo conservando la deformación al cesar el esfuerzo.

**POROSIDAD.** - Es la relación existente entre el volumen de los intersticios porosos y el volumen total de la roca o suelo. La porosidad se expresa siempre en porcentaje.

**PROYECCIÓN.** - representación grafica

**RUMBO.** - Dirección que sigue la línea de intersección formada entre el plano horizontal y el plano del estrato o estructura geológica, con respecto al norte o al sur.

**SATURACIÓN.** - Cantidad de agua necesaria para que una roca porosa y permeable tenga todo su volumen de vacíos lleno de agua.

**SUELO.** - Cobertura superficial de la corteza terrestre producto de la alteración de los minerales de las rocas pre-existentes. La formación del suelo implica la meteorización química de los minerales primarios dando lugar a nuevos minerales.

**TALUD.** - Superficie inclinada del terreno que se extiende de la base a la cumbre del mismo.

**TEXTURA.** - tamaño, forma y disposición de los minerales componentes de las rocas.

## **2.4 HIPOTESIS**

### **2.4.1 HIPOTESIS GENERAL**

La evaluación geomecánica determina el tipo de sostenimiento en la progresiva 8+300 al 8+400, en la construcción del Túnel de Aducción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla, distrito de Chinchao, Huánuco.

### **2.4.2 HIPOTESIS ESPECIFICOS**

- Las deformaciones de las rocas influyen en la construcción del túnel de aducción.
- Las características físicas cualitativas de las rocas influyen en la construcción del túnel de aducción.
- Las características físicas cuantitativas de las rocas influyen en la construcción del túnel de aducción.

## **2.5 IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES**

Se estudian cada una de las variables, las que se correlacionarán y compararán. Se identificaron las siguientes variables:

### **2.5.1 VARIABLES INDEPENDIENTES**

Evaluación geomecánica

### **2.5.2 VARIABLES DEPENDIENTES**

Tipo de sostenimiento en la progresiva 8+300 al 8+400, en la construcción del Túnel de Aducción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla, distrito de Chinchao, Huánuco.

### **2.5.3 VARIABLES INTERVINIENTES**

Agua

Peso específico de la roca

Calidad de macizo rocoso

Política de desarrollo regional

## **CAPITULO III METODOLOGIA**

### **3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Es una investigación observacional - descriptivo, por cuanto no se interviene modificando la realidad; así mismo corresponde a un tipo de investigación cualitativa y cuantitativa

### **3.2 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

El diseño de la investigación es transversal descriptivo, puesto que buscamos y recolectamos información con respecto a deformaciones geológicas que afectan este tramo del túnel de aducción y que mediante una evaluación geomecanica determinar el tipo de sostenimiento a fin de completar la construcción del túnel en este tramo.

### **3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **POBLACIÓN**

Para el desarrollo del siguiente trabajo la población incluye todo el tramo del túnel de aducción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla.

## **MUESTRA**

La muestra está comprendida entre las progresivas 8+400 a 8+300, en donde se observó las deformaciones geológicas en la construcción del túnel de aducción.

### **3.4 METODOS DE LA INVESTIGACIÓN**

Este trabajo de tesis estará basado en la toma de datos de campo, de forma objetiva y sistemática, en donde se investigarán “como son” o “como están” las variables que se estudian y la frecuencia como ocurre un hecho o precisando donde o cuando ocurre en situaciones naturales, mediante enfoques de observación transversal o longitudinal.

### **3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

#### **3.5.1. TÉCNICAS**

La Recolección de datos se realizó con una búsqueda minuciosa de información acerca del problema de investigación, para ello se recurre a documentos verídica acerca de la construcción de túneles hidroeléctricos, excavaciones subterráneas e informes del INGEMMET con referencia a la geología del Perú.

#### **3.5.2. INSTRUMENTOS**

- Evaluaciones Geomecánicas por cada metro avanzado.
- Mediciones de convergencias en el túnel de aducción.
- Análisis de la resistencia del concreto utilizado como loza de arco invertido.

### **3.6 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**

#### **3.6.1 ETAPA DE CAMPO**

- Se realizó a diario en el campo la evaluación geomecánica, el propósito fue verificar en el campo la información geológica obtenida en el gabinete.
- Se realizó el levantamiento o mapeo geomecánico de campo de las unidades estratigráficas y estructuras geológicas establecidos en los mapas temáticos preliminares, con la utilización del Sistema de Posicionamiento Global (GPS)
- Se realizó a diario el levantamiento de los puntos de convergencia con la estación total en el tramo del túnel de aducción observado.

### **3.6.2 ETAPA DE GABINETE**

- Se elaboró los mapas temáticos definitivos: Ubicación de la zona de trabajo, planos: geológico regional, local y estructurales.
- Se digitalizaron mapas temáticos definitivos en la base a datos georreferenciados, utilizando el software ArcMap, AutoCAD, Google Earth.

### **3.6.3 ETAPA DE PREPARACIÓN DEL INFORME**

- Copilación, integración y edición del estudio definitivo, conteniendo toda la información temática preparada y generada a la fecha.
- El procesamiento y análisis de los datos será por el método estadístico - clásico; así mismo se empleará tablas dinámicas del Excel 2013.

### **3.7. TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE DATOS**

El tratamiento estadístico comprende desde el estudio de línea base y el análisis de resultados obtenidos en las evaluaciones geomecánicas mediante tablas cuadros y gráficos estadísticos los cuales nos ayudan a interpretar e avance en la construcción del túnel de aducción de la Central Hidroeléctrica de Chaglla.

## CAPITULO IV RESULTADOS

### 4.1 UBICACIÓN ACCESIBILIDAD



Plano de Ubicación de la Central Hidroelectrica de Chaglla



La hidroeléctrica Chaglla esta ubicado en el Centro-este del Perú, en la Región Huánuco, con la presa ubicada en las coordenadas UTM O 408.440 y S 8928.080.

Este proyecto comprende una presa en el Río Huallaga cerca de 1,8 Km aguas arriba de la desembocadura de la quebrada Lluto, con un túnel de aducción de cerca de 15 km de largo con chimenea y una casa de maquinas externa a 2,6 Km aguas debajo de la desembocadura de la quebrada Chimao.

Para llegar al proyecto se puede utilizar el transporte aéreo con un tiempo de 1 hora de viaje desde Lima o el transporte Terrestre con un viaje de 8 horas desde Lima hacia la ciudad de Huánuco,

Desde Huánuco el traslado es terrestre hasta el poblado de Cayumba, por una carretera asfaltada (carretera hacia Tingo María) y luego por una carretera afirmada hasta la localidad de Santa Rita Sur por la margen derecha del Río Huallaga, hacia la obra nohay acceso con vehículos existiendo caminos estrechos para personas y animales de carga.

Cerca a Pampamarca existe un puente peatonal, recorriendo de esa manera por la margen izquierda hasta las áreas de la casa de máquinas, túnel, ventanas de acceso y presa.

## **4.2 GEOMORFOLOGIA**

El río Huallaga tiene una dirección hacia el Este y Sur Este para luego dirigirse hacia el Norte y Noroeste después de la confluencia con la quebrada Santo Domingo.

La región se caracteriza por presentar cerros entre cumbres abruptas y pronunciadas con fuerte pendiente. Frecuentemente los valles son asimétricos y profundos, hecho observado en el río Huallaga el cual posee la margen derecha más empinada y regular que la izquierda, por consecuencia la margen derecha tiene menos vegetación.

Los principales drenajes del río Huallaga en el tramo estudiado constituyen profundos valles en "V", que en algunos casos forman cataratas y corrientes de agua, en otros casos se muestran como flujos de detritos aparentemente estabilizados. Estos drenajes son las quebradas: Agua Nueva, Saria, Lluto, Chuglla, Cachiyacu, Receacu e Chimao — margen izquierda y Quebrada Santo Domingo Rio Tambo, Quebradas Chichipara, Huishuishi, Pampamarca, Quebrada sin nombre aguas arriba de Santa Rita Sur, Quebrada Santa Rita Sur e Quebrada las Palmas — margen derecha.

En general el cauce del río Huallaga es encañonado y torrentoso, discurriendo entre empinadas pendientes de morfología controlada por las estructuras o por la litología. Las mismas características se observan en los numerosos tributarios. Los flancos están prácticamente constituidos por rocas sin cubierta hasta la inflexión del río hacia el norte pasando a terrenos más húmedos y con floresta, lo que indica mayores coberturas de suelos. La diferencia de cotas entre la línea más alta de cumbres y el nivel del río es de aprox. 2.350 m, debido a que las cumbres más altas comprenden altitudes de la orden de 3.300 m y el punto más bajo donde está ubicado el canal de restitución presenta altitud próxima a 820 m.

Este río se presenta con corrientes de agua muy fuertes en su mayor parte, aunque haya tramos más calmos, como es el caso del tramo entre las quebradas Agua Nueva y Saria. El cual transporta gravas y grandes bloques de litologías variadas como



diabásio, riolitas, andesitas, brechas vulcánicas, cuarzitos, calizas, margas, etc; disminuye su ancho y se encañona en función de las condiciones geométricas de sus márgenes.

Poco material fino es observado en el río principal en las épocas de estiaje (abril a septiembre), cuando el agua tiene un color amarillo verdoso y no parece transportar mucho sedimento en suspensión, al paso que en las épocas húmedas (octubre a marzo) el agua pasa a transportar una gran cantidad de sedimentos. Los afluentes tienen agua más limpia en todas las estaciones climáticas.

Este trecho de la cuenca del río Huallaga se caracteriza por presentar frecuentes deslizamientos en las estaciones lluviosas o provocados por actividades sísmicas, como será tratado en seguida.

Los procesos geodinámicos externos están controlados por factores climáticos, litológicos y estructurales que producen deslizamientos, huaycos, derrumbes y cárcavas. En el cauce del río Huallaga se desarrolla además el proceso de transporte e incisión fluvial.

Los procesos geodinámicos externos de mayor ocurrencia en la cuenca alta del río Huallaga son los deslizamientos que consisten en desplazamientos de grandes volúmenes de roca y suelo, movimientos que se producen en las estaciones lluviosas por sobresaturación del material inestable localizado en las laderas de fuerte pendiente. También se producen en rocas de fuerte fracturación y en zonas donde el buzamiento y/o foliación de las rocas metamórficas o sedimentarias está a favor del talud de las laderas.

En lo que se refiere a los deslizamientos que tienen relación con las obras proyectada cabe señalar las áreas ubicadas aguas arriba en la margen derecha a 10,7km o 7,5km del eje. En la margen izquierda se observó un derrumbe de bloques de roca, en la media ladera, y cuya masa todavía no atinge el cauce del río

Deslizamientos más pequeños existen en las dos márgenes, principalmente en la margen derecha que es más empinada y seca. Además, los cortes inestables hechos para las carreteras y trochas que caen con frecuencia produciendo deslizamientos, tanto arriba cuanto abajo del eje de la vía.

A causa de las erosiones existen muchos depósitos de materiales gruesos y granulares que son vistos puntualmente a lo largo de las laderas y de los valles, además del propio río Huallaga. Algunos ejemplos de esto son los huaycos y

depósitos de material aguas debajo de la quebrada Liuto. En el caso de la Quebrada de Santo Domingo localizada en la margen derecha es bastante expresivo, ya que parte de su valle está completamente relleno por sedimentos finos.

Además de los factores descritos arriba, la actividad sísmica en esta región puede deflagrar deslizamientos dada la frecuencia e intensidad de los sismos y topografía escarpada. La bibliografía indica que se pueden producir 14 tipos de deslizamiento por sismo, siendo los más frecuentes derrumbes de roca, deslizamientos de roca y deslizamientos de suelos. Estos casos son originados por los sismos más leves. Las condiciones geológicas que parecen ser más susceptibles a deslizamientos inducidos por sismos incluyen rocas intemperizadas poco cementadas y muy fracturadas; rocas más competentes con frecuentes juntas; arenas coluviales o residuales y suelo volcánico con arcilla sensitiva; loes; suelos cementados; y aluviones granulares.

Pocos deslizamientos inducidos han reactivado deslizamientos antiguos y la mayoría ocurre en materiales que no se han deslizado o fallado previamente.

Adicionalmente a estas características Keefer, 1984 (in Lavalin, 1994) ha concluido que la intensidad Mercalli Modificada mínima que puede causar caídas y deslizamientos está entre VI y VII para deslizamientos coherentes.

En el caso del río Huallaga, con base en la fotointerpretación y reconocimiento de campo, se sugiere que los deslizamientos predominantes son del tipo desprendimiento de roca, deslizamiento de roca y deslizamiento de suelo perturbado.

Los desprendimientos de roca son superficiales (menores a 3 m de profundidad) y consisten en bolones o masas de roca perturbada que descienden por la ladera rodando. Ocurren en rocas íntegramente diaclasadas o débilmente cementadas y en laderas con pendientes superiores a 40°.

Los deslizamientos de roca también son poco profundos y consisten de masas desordenadas de fragmentos de roca y bloques que deslizan sobre superficies planas desde juntas, planos de buzamiento y otras discontinuidades que se sobresalen en la ladera. Se originan en depresiones de la ladera en pendientes superiores a 35°.

Los deslizamientos de suelo perturbado igualmente son superficiales y están compuestos de delgadas capas de suelos que se desintegran durante el movimiento, en conjuntos caóticos de cantos rodados y suelo. El plano de deslizamiento ocurre en la interfase entre la base de la roca y suelo, en pendientes superiores a 15%.

La ocurrencia de estos deslizamientos ha originado la formación de capas gruesas de material coluvial en la margen izquierda del río Huallaga, en puntos aislados.

Lo que se concluye con base en la historia sísmica de la región y de la clasificación de Keefer es que en el pasado han ocurrido movimientos sísmicos del terreno que han producido deslizamientos superficiales en áreas aguas arriba de la presa. Esto sugiere que el tipo de deslizamiento pueden ocurrir en el futuro debido a sismos.

En cuanto a los procesos de karstificación, se obtuvo datos de la bibliografía y datos primarios del potencial riesgo asociado a las rocas calcáreas.

Según los estudios de Lavalin en el área de implantación de la obra no se encuentran muchas evidencias macroscópicas de karst, pero en las visitas técnicas de junio de 2009, diciembre de 2009 y agosto de 2010 hechas por la equipo de Intertechne se observaron cavidades de diversas dimensiones en la superficie, tanto en la margen izquierda como en la margen derecha del río, aunque ubicadas distantes del trazo actual del túnel.

Las observaciones y especulaciones de Lavalin sobre el desarrollo kárstico en las formaciones calcáreas comprenden lo siguiente:

- Las cuevas de dimensiones reducidas (2 a 4 m de diámetro) y rellenas de material residual observadas en las calizas masivas están por encima del nivel
- Las calizas carbonáticas gris oscuras parecen menos permeables y más resistentes a la disolución a las no carbonáticas (gris claras).
- En el mapeo no se han detectado zonas de fracturas de tensión donde, en general, la acción kárstica es más intensa, ni zonas de cizallamiento que favorecen un importante movimiento del agua kárstica.
- La combinación de estratificación y diaclasas constituye la red probable de desarrollo kárstico en la zona. Las fracturas o fallas de tipo "intertestratificado" de buzamiento intermedio (45 — 50%) agregarían una fuente de desarrollo.
- No existen evidencias en superficie de una verdadera topografía kárstica en el área.

- El nivel freático se considera generalmente bajo en todas las rocas carbonáticas lo que es una indicación de permeabilidad y de actividad de aguas kársticas.
- Las etapas de desarrollo del valle actual se correlacionan con un proceso continuo de levantamiento (orogénesis Andina). Se estima que la última fase de este levantamiento sea muy reciente para ser consistente con un verdadero desarrollo kárstico bajo el nivel freático.

Como conclusión se especula que se encontrarán cavernas kársticas de dimensión reducida en las calizas por encima del nivel freático. Por debajo del nivel freático la probabilidad de encontrar cavernas es muy reducida, debiéndose tener en cuenta que la metodología de excavación y los criterios de soporte deberán considerar que el túnel podrá cruzar zonas de cavidades llenas de agua y/o suelo residual.

Principalmente en función de los posibles problemas relacionados a zonas karsticas es que se debe investigar de la mejor manera posible la región de intervención. Para el caso de la CH. Chaglla será indispensable la realización de investigaciones geofísicas, investigaciones directas y mapeo geológico, para que se construya el modelo geológico lo más real posible en la etapa de Ingeniería de detalle, con la finalidad de contar con las informaciones sobre los problemas más frecuentes, soluciones y el costo de las mismas.

### **4.3 ESTRATIGRAFIA**

Litológicamente la región es formada por rocas antiguas — esquistos del Complejo Basal Maraón (Neo-Proterozóico), que afloran aguas arriba de la desembocadura del río Panao, por rocas vulcanosedimentarias del Grupo Mitu (Permiano Superior a Triásico inferior) y rocas calcáreas del Grupo Pucará (Triásico superior a Jurásico inferior).

Específicamente, el tramo que abarca el reservorio y todo emprendimiento se ubica sobre las rocas del Grupo Pucará, con ocurrencias de menor amplitud de rocas volcánicas.

A nivel regional los depósitos cuaternarios son vistos al largo del río Huallaga y de los afluentes mayores: Río Panao, Santo Domingo, Lluto y en las lagunas. A nivel

local. ellos se distribuyen a lo largo de los afluentes menores. A continuación, se describen las unidades litológicas encontradas.

#### **4.3.1 COMPLEJO BASAL MARAÑÓN**

Esta secuencia corresponde al basamento más antiguo del área y está constituido por rocas metamórficas Pre-ordovicianas.

Se trata de micaesquistos con un afloramiento al oeste del área de estudio, de color gris a gris oscuro y verdoso, en algunos casos asociados a venillas de cuarzo paralelos a la esquistosidad.

Los esquistos más comunes son cuarzo-micáceos y esquistos cuarzo moscovíticos, esquistos de cuarzo-moscovitas-cloritas, esquistos de micas-cuarzo y esquistos de cuarzo-biotitas-moscovitas. Las texturas más frecuentes son granoblásticas y granoblásticas suturadas.

#### **4.3.2 GRUPO MITU**

Litológicamente este grupo está constituido por rocas volcánicas intercaladas con conglomerados, areniscas y lutitas.

De acuerdo con el informe de INGENMET (1996) la base de este grupo está constituida principalmente por conglomerados intercalados con areniscas. Los conglomerados contienen rodados de rocas graníticas, metamórficas y en menor cantidad sedimentarias, los cuales están relativamente bien arredondados.

La parte intermediaria consiste mayormente de areniscas con intercalación de lutitas y conglomerados. Las areniscas son de grano medio a fino de color marrón, bien estratificadas y localmente tufáceas.

La parte superior de este grupo consiste en lavas andesíticas y tufos de color marrón rojizo a verdoso.

El informe del estudio de Factibilidad de CH Chaglla (Lavalin,1994) separa las unidades litológicas encontradas durante el mapeo geológico ejecutado, los cuales son descritos a continuación.

Unidad M-I: Consiste en intercalaciones de lodolitas rojizas muy alteradas, tobas volcánicas gris-blanquecinas con fragmentos de andesitas y lavas andesíticas de textura afanítica. Estas rocas medianamente duras están muy fracturadas. Al

interior de esta secuencia se observan delgados horizontes de areniscas rojizas de grano fino a grueso. El espesor promedio de la unidad se estima en 300 m, el rumbo varía de N20<sup>0</sup> a 40<sup>0</sup> y los buzamientos de 40<sup>0</sup> a 60<sup>0</sup> hacia el NE.

Unidad M-II: Consiste en intercalaciones de lavas riolíticas y andesíticas con textura porfirítica y capas gruesas de aglomerados, brechas y lapilli de matriz andesítica, muy competentes. Se encuentran en la cumbre del cerro Sariapunta. El espesor de esta unidad es de 400 m y está sobrepuesta de forma concordante a la unidad anterior. buzamiento de 30-40<sup>0</sup> a 60-70<sup>0</sup> . Su espesor se considera dentro del orden de los 500 m.

Unidad M-II: Consiste en intercalaciones de lavas riolíticas y andesíticas con textura porfirítica y capas gruesas de aglomerados, brechas y lapilli de matriz andesítica, muy competentes. Se encuentran en la cumbre del cerro Sariapunta. El espesor de esta unidad es de 400 m y está sobrepuesta de forma concordante a la unidad anterior.

Unidad M-III Gruesos paquetes de andesitas afaníticas, color gris verdusco a gris rojizo con intercalaciones de microdrita. El afloramiento ocurre en paredes verticales con estructuras columnares, fracturadas y poco alteradas. El contacto con la unidad que está debajo de esta posiblemente es de falla, ya que cambia bruscamente el buzamiento de 30-40<sup>0</sup> a 60-70<sup>0</sup>, Su espesor se considera dentro del orden de 500m.

Unidad M-IV: Intercalaciones de lavas, aglomerados y tufos de composición riolítica y andesítica con textura porfirítica, extremadamente duros y medianamente fracturados. Se presentan en estratos muy gruesos. Sobrepuestos de forma concordante a la unidad M-III. Se estima un espesor de 700 m.

Unidad M-V: Consiste predominantemente en lodositas, lavas finamente bandeadas, tobas y lavas afaníticas con estructuras laminares. La unidad está presente como una intrusión por stocks y sills de diorita fanerítica. Se encuentran muy fracturadas y medianamente alteradas y algunas capas tienen alto grado de sericitación y cloritización. Su contacto con la unidad M-IV es concordante con rumbo N25<sup>0</sup> y buzamiento de 30 a 40<sup>0</sup> NE. El espesor estimado es de 900 m.

### 4.3.3 GRUPO PUCARÁ

Según los datos de INGEMMET (1996) el Grupo Pucara en su parte basal consiste de calizas algo dolomíticas y nodulares, con presencia de una estratificación mediana a gruesa.

La parte intermedia consiste de una serie de intercalaciones de lutitas y calizas; las lutitas son gris oscuras a negras, en bancos medianos; las calizas son principalmente micríticas, gris oscuras a negras, semibetuminosas, ocasionalmente arcillosas o limosas y con concreciones de chert, presenta estratos delgados a medianos.

Hacia la parte superior la secuencia está compuesta por una predominancia de calizas micríticas, gris claras, en bancos delgados a muy gruesos con dolomitas interestratificadas.

El mapeo de 1994 de Lavalin divide este grupo en dos unidades:

Pucará inferior a medio (P-II): Sobrepuesta en discordancia paralela al contacto de falla con el Grupo Mitú. Consiste en intercalaciones de calizas masivas bituminosas (color gris oscuro a negras) en capas de 30 a 40 cm, con lutitas carbonosas de 2 cm de espesor y calizas grises con intercalaciones de chert en bancos de 0,7 a 1,0 m de espesor. En esta secuencia se observó capas delgadas de dolomita, cavidades karsticas, lentes y venillas de calcita. El espesor es de 2700 a 2900 m. Se encuentra como una intrusión de stocks y sills de diorita fanerítica, especialmente en las cercanías al contacto con el Grupo Mitú.

Pucará medio (P-III, IV, V): Sobrepuesta en forma concordante al miembro inferior a medio. Consiste de intercalaciones de capas de gran espesor de dolomitas blancas de textura granular, muy competentes, con dolomitas con estructura "cebra". Dentro de estos paquetes existen horizontes delgados de calizas de color gris oscuro a gris blanquecino. El espesor es de 700 a 900 m y tiene rumbo N25<sup>0</sup> y buzamiento de 30 a 50<sup>0</sup> NE.

#### **4.3.4 INTRUSIONES DIORÍTICAS**

Estos cuerpos se encuentran formando "stocks" y "sills" o grandes cuerpos intrusivos. Generalmente son rocas de grano fino, contienen principalmente plagioclasa, hornblenda con poca cantidad de biotita, cuarzo y feldespato potásico. Presenta algunos xenolitos de rocas ultrabásicas y hornblendita, esta última muestra reacción con la roca caja y en muchos casos su aureola no es muy clara. Estos cuerpos cortan el Grupo Mitú y a las rocas sedimentarias del Pucará así como las rocas precámbricas. SE pueden dividir en:

Complejo intrusivo diorítico-tonalítico: color gris verdoso compuesto de IO a 15% de cuarzo, 50 a 60% de feldespatos y 15 a 20% de ferromagnesianos. Se encuentra muy fracturado y medianamente alterado, como una intrusión de diques de diabasa y andesita.

Complejo intrusivo microdiorítico-microgranítico: de colores gris verdusco a gris claro, textura fanerítica de grano fino, de composición variable conteniendo de 10 a 40% de cuarzo, 40 a 60% de feldespatos y 10 a 20% de ferromagnesianos. Se encuentra poco fracturado y poco alterado. En el topo de este intrusivo se encuentran grandes xenólitos de gneis e intrusitos bandeados muy competentes.

Diorita fanerítica: color gris verdusco de grano grueso, muy poco alterada, compuesta de 10 a 15% de cuarzo, 50 a 60% de feldespatos. Se lo encuentra formando pequeños stocks y sills que intruyen en los volcánicos del Grupo Mitú y calizas del Grupo Pucará.

#### **4.3.5 DEPÓSITOS ALUVIALES RECIENTES**

Estos depósitos se acumulan en los flancos de los valles, en las quebradas tributarias y en los ríos más grandes; están constituidos por conglomerados polimíticos poco consolidados con clastos de tamaño heterogéneo con matriz limo-arcillosa.



#### 4.4 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

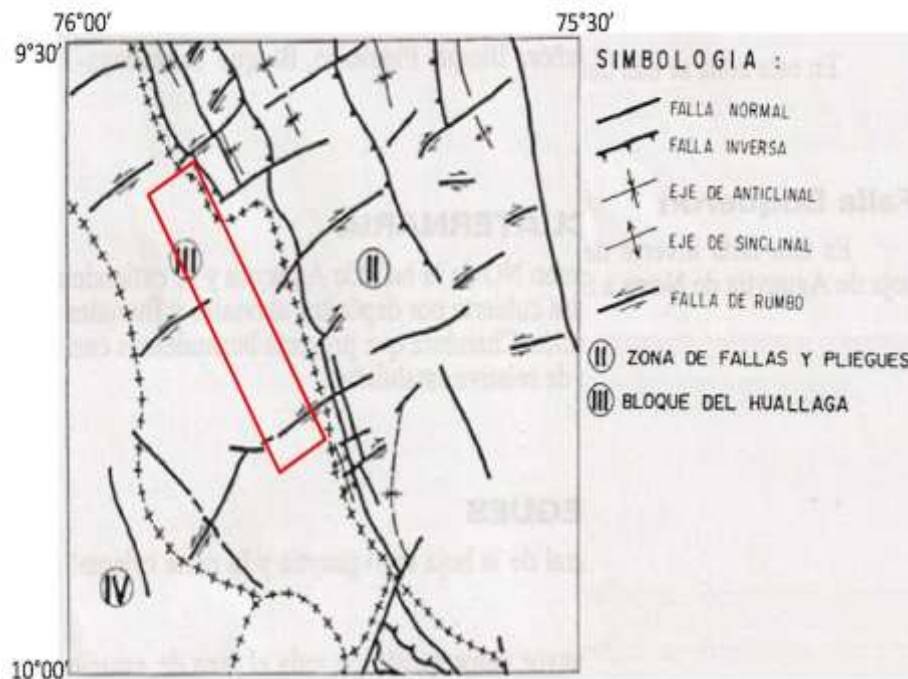
Como ya dicho, en términos regionales, la zona del proyecto está bajo la influencia del Grupo Pucará, dividido en dos unidades, P-II y P-III-IV-V.

Unidad P-II — Secuencia de calizas masivas y pizarrosas; calizas chertosas y brechas calcáreas.

Unidad P-II-IV-V — Secuencia de dolomitas masivas y "tipo cebra", calizas en bancos gruesos, nodular, caliza recristalizada, margas, Iodolitas y areniscas.

Esa secuencia encuéntrase afectada por un plegamiento de tipo monoclinal. El grado de diaclasamiento es moderado.

En lo que se refiere a los fallamientos, el que tiene correlación directa con el sitio del proyecto es el de la quebrada Lluto con 9 km de extensión y rumbo NE-SW, siendo que esta cruzará el túnel de aducción. Adicionalmente ocurre una falla grande que pasa por la localidad de Chaglla hasta cruzar el Huallaga, con cerca de 20 km de longitud y rumbo NW-SE, la cual es cortada por la falla de la quebrada Santo Domingo, rumbo NE-SW. Sub-paralela a esta y en su continuación existe otro fallamiento en el codo que forma el Río Huallaga. A excepción de la primera, todas las otras están en la margen derecha del río principal. La más larga separa unidades estratigráficas y pone en contacto rocas precámbricas del Complejo Marañon con las rocas volcánicas-sedimentarias mientras la de Santo Domingo hace el contacto de Grupo Mitú con Grupo Pucara.



#### 4.5 GEOLOGIA LOCAL DEL TUNEL DE ADUCCION

El circuito de generación estará ubicado en la margen izquierda y constará de una toma de agua junto al vertedero, un túnel de aducción con sección arco-herradura con altura de 7,60 m y base de 6,10 m, con extensión de aprox. 15.583 m y una casa de máquinas a cielo abierto ubicada aguas abajo de la desembocadura de la quebrada Chimao.

El circuito de generación está casi totalmente ubicado en las rocas del Grupo Pucara. Esa secuencia solamente es interrumpida cerca de la margen derecha de la quebrada Cachyacu hasta aguas abajo de la margen izquierda de la quebrada Roceacu, cerca de Huanipampa, dónde ocurren rocas de granulación fina tipo margas y areniscas cruzadas por un pequeño cuerpo de roca volcánica.

Desde la Toma de aducción hacia la quebrada Lluto ocurren rocas de la unidad P-II y de ahí hacia la casa de Máquinas las rocas pertenecen a la unidad P-III-IV-V.

Por los caminos que llevan de la Casa de Máquinas hacia la Presa, en la superficie, ocurre una secuencia de rocas carbonáticas, que varían entre las calizas estratificadas, las masivas e intercalaciones de brechas y conglomerados carbonaticos y arenisca fina de cemento calcáreo.

El túnel de aducción en su primer tramo desde el emboque hacia la Quebrada Lluto tiene cobertura máxima de 380 m y cruza roca estratificada en bancos gruesos a finos de caliza y brechas carbonáticas con orientación N30 E/50<sup>0</sup> a 90<sup>0</sup> W.

El valle en la zona del cruce del túnel con la Quebrada Lluto ocurre calizas estratificadas.

De la Quebrada Lluto hacia la Quebrada Chuglla, donde está ubicada la Ventana 1 , la cobertura máxima del túnel es de 354m. A partir de la Quebrada Lluto la orientación de las capas rocosas cambia variando entre N17-65W/48<sup>0</sup>-76<sup>0</sup> NE a N30E/68<sup>0</sup> NW. La secuencia rocosa pertenece a la Unidad P-III-IV-V del Grupo Pucará. El valle de la quebrada Chuglla es angosto cerca del cauce y sus vertientes son verticalizadas, abriéndose hacia arriba. De la Quebrada Chuglla hacia la Quebrada Cachiyacu, la cobertura máxima sobre el túnel es casi 850 m y la secuencia rocosa es la misma del tramo anterior y la orientación N15-30W/53-80NE. Aguas arriba de la Quebrada Cachiyacu, en la trocha de acceso ocurre un cambio en la secuencia litológica, con la aparición de rocas de granulación fina, margas, areniscas y una pequeña exposición de roca tipo volcánica. La orientación cambia para N35W/75NE

De la Quebrada Cachiyacu hasta dónde está ubicada la ventana 2 en la Quebrada Roceacu, el túnel tiene coberturas superiores a 800 m, en la misma secuencia de rocas de granulación con orientación N25W/40-45NE. El valle de la quebrada es más abierto. En la margen derecha la pendiente es más suave que la de la margen izquierda. La quebrada se angosta aguas arriba y sus paredes próximas al emboque de la ventana son verticales. La margen izquierda posee una gruesa cobertura vegetal.

De la Quebrada Roceacu hacia la Quebrada Chimao, donde se ubica la ventana 3 la cobertura máxima sobre el túnel es de 660m cerca de la Quebrada Chimao. En la secuencia rocosa, cerca de Huanipampa, entre las ventanas 2 y 3 aparece una capa de arenisca calcárea, un poco menos resistente que las capas de calizas. El valle de La Quebrada Chimao, en la región del cruce con el túnel es sostenido por vertientes muy altas. La vertiente izquierda es más suave y más baja que la derecha. Ambas en la parte

inferior son sostenidas por paredes rocosas de caliza dura. De la Quebrada Chimao hacia la Ventana de Chimenea 4, la máxima cobertura sobre el túnel es de aproximadamente 700 m. La secuencia rocosa es constituida de capas de calizas finas y capas de caliza masiva, y capas gruesas de brecha/conglomerado calcáreo.

Superficialmente las brechas y conglomerados son menos resistentes que las calizas. La orientación general de las capas rocosas es NI 5-45W/70-88NE — 85SW.

De la ventana 4 hacia la Casa de Máquinas la máxima cobertura es del orden de 400 m y predominan las calizas de estratificación fina, duras, con orientación general N20-45W/45-70NE. La Casa de Máquinas está ubicada en el pie de un plató de ubicado en la cota 925 en el cual se proyectó la subestación 220 kv.

#### **4.6 GEOMECANICA**

El túnel de aducción será excavado por frentes mediante perforación y voladura, en cada uno de los tramos las declividades varían a partir de la toma de agua. En el primer tramo de excavación se tiene 1.000 m desde la toma de agua hasta el cambio de inclinación; 3.243 m desde la primera ventana de acceso hasta encuentro de frentes agua arriba; 2.250 m de la primera ventana de acceso para aguas abajo;

2.510 m desde la segunda ventana de acceso hasta encuentro de frentes agua arriba  
2.200 m desde la segunda ventana de acceso para aguas abajo; 1.600 m desde la tercera ventana de acceso hasta encuentro de frentes agua arriba; 1.200 m desde la tercera ventana de acceso para aguas abajo; 1.181 m desde la ventana de acceso pela casa de máquina hasta encuentro de frentes agua arriba y 398 m desde la ventana de acceso de la casa de máquina hasta la casa de máquinas (tubería forzada).

Este alineamiento del túnel fue seleccionado en función de las siguientes consideraciones geomecánicas:

(1) Garantizar la cobertura de roca vertical, lateral y frontal en el túnel de aducción para evitar el fracturación hidráulica en el macizo rocoso, esto debido a la acción de

las cargas estática y dinámica del embalse y chimenea de equilibrio, respectivamente;

(2) Ubicación de las ventanas de acceso y frentes de excavación en función de la reducción de sus distancias y de un drenaje por gravedad del agua proveniente de las infiltraciones en el túnel durante su excavación.

(3) Evitar en lo posible áreas con problemas geológico-geotécnicos que comprometan la estabilidad del túnel.

La Toma de Agua está en la cota de fundación 180,00m y ubicada junto al vertedero en el estribo izquierdo, con una cimentación en roca. Serán necesarios tratamientos geotécnicos en su portal y en los taludes arriba de este, que podrán estar compuestos de roca débil o roca fracturada. Los tratamientos serán definidos con ayuda del mapeo geológico durante las excavaciones, pero lo que se tienen en cuenta de antemano es la aplicación de concreto lanzado con fibras metálicas con 10 cm de espesor, pernos de anclaje de 3 m de longitud con un espaciamiento de 2,5 m y drenes cortos entre los pernos de anclaje.

Los tipos de tratamientos a utilizar en el túnel de aducción fueron establecidos en función de los datos levantados en la revisión bibliográfica de la geología regional, geología local, estudio realizado por Lavalin y visitas a campo, así como, probables problemas de disolución y influencia en las excavaciones por condiciones kársticas.

Los tipos de tratamientos considerados a realizar durante la excavación del túnel de aducción se presentan en la tabla siguiente:

Tratamiento	Descripción
<b>CLASE I</b> ( $Q > 60$ )	Concreto lanzado con fibras metálicas espesor de 7 cm aplicado en la bóveda y paredes.
<b>CLASE II</b> ( $7 < Q \leq 60$ )	Un perno de anclaje pasivo esporádico por sección reforzada, diámetro de 25 mm y longitud de 3,00 m Concreto lanzado con fibras metálicas espesor de 7 cm aplicado en la bóveda y paredes. Drenes cortos de aplicación esporádica con longitud de 0,50 m y diámetro de 50 mm.
<b>CLASE III</b> ( $0,64 < Q \leq 7$ )	Seis pernos de anclaje pasivos por sección reforzada, instalados en la bóveda, con diámetro de 25 mm, longitud de 3,00 m y espaciamiento a cada 2 m. Concreto lanzado con fibras metálicas espesor de 10 cm aplicado en la bóveda y paredes. Seis drenes cortos por sección de túnel, a cada 2,0 m, longitud de 0,50 m y diámetro de 50 mm.
<b>CLASE IV</b> ( $0,08 < Q \leq 0,64$ )	Siete pernos de anclaje pasivos por sección reforzada, instalados en la bóveda, con diámetro de 25 mm, longitud de 4 m y espaciamiento a cada 1,50 m. Cuatro pernos de anclaje pasivos por sección reforzada, instalados en las paredes, con diámetro de 25 mm, longitud de 4 m y espaciamiento a cada 1,50 m. Concreto lanzado con fibra o malla electrosoldada espesor de 10 cm aplicado en las paredes y bóveda. Seis drenes cortos por sección de túnel, a cada 1,50 m, longitud de 0,50 m y diámetro de 50 mm.
<b>CLASE V-A</b>	Siete pernos de anclaje activos por sección reforzada, instalados en la bóveda, con diámetro de 25 mm, longitud de 4 m y espaciamiento a cada 1 m, Cuatro pernos de anclaje pasivos por sección reforzada, instalados en las paredes, con diámetro de 25 mm, longitud de 4 m y espaciamiento a cada 1 m. Concreto lanzado con malla electrosoldada espesor de 20 cm aplicado en las paredes y bóveda. Cimbra metálica H de 6", instaladas a cada 1 m. Pernos de anclaje para fijación de cimbra instalados a cada 1 m, con longitud de 2 m y diámetro de 25mm. Seis drenes cortos por sección de túnel, a cada 1 m, longitud de 0,50 m y diámetro de 50 mm.
<b>CLASE V-B</b>	Veintiséis enfilajes por sección reforzada con longitud de 9 m e instaladas con una sobreposición de 3 m. Concreto lanzado con malla electrosoldada y espesor de 20 cm aplicado en las paredes y bóveda. Cimbra metálica H de 6", instaladas a cada 1 m. Pernos de anclaje para fijación de cimbra instalados a cada 1 m, con longitud de 2 m y diámetro de 25mm. Seis drenes cortos por sección de túnel, a cada 1 m, longitud de 0,50 m y diámetro de 50 mm.

Tabla IV 1 Clasificación de las Clases de Rocas según el Sistema Q de Barton

El perfil geomorfológico del trazo del túnel de aducción muestra aspectos de contraste debido a la naturaleza y variedad de los tipos litológicos, a la tectónica que afecta en diferentes grados al área y en menor proporción a las condiciones climáticas.

La zona de del arreglo está representada por el dominio de los calcáreos donde frecuentemente las rocas se muestran con un aspecto tabular al relieve, en diversas direcciones y con buzamientos variados. El sostenimiento de las excavaciones de rocas calcáreas puede que varíe bastante en función de las diferencias en las litologías (calizas, dolomitas, pizarras, margas, brechas calcáreas, etc.), grado de fracturación posición del nivel freático, permeabilidad del macizo y presencia o no de zonas kársticas. En el tramo del túnel de baja presión en las rocas calcáreas, los tratamientos propuestos se basan en el índice Q esperado y varían desde sostenimientos esporádicos hasta sistemáticos (la mayor parte) con concreto lanzado.

Es importante observar que las rocas calcáreas en general muestran buen comportamiento geotécnico, sin embargo cuando hay presencia de karstificación pueden ocurrir los mayores problemas en la construcción y operación de los túneles.

#### **4.7 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

Los materiales para utilizar en la construcción de la presa y estructuras de concreto se resumen a la utilización material del río bien como de los extraídos de las excavaciones obligatorias, como los taludes para la implantación del vertedero, túnel de aducción y túnel de desvío, los cuales corresponden a calizas, dolomitas, brechas calcáreas, etc. Se resalta que deberá ser realizada la clasificación de materiales según su origen, después del mapeo de detalle y ensayos de laboratorio respectivos.

Los materiales necesarios para las zonas impermeables de las ataguías deberán ser buscados en canteras próximas a la zona de la presa, estos serán compuestos por arcilla y/o limo.

Las cantidades de volumen de material necesario para la construcción del túnel, se encuentra resumida en:

Túnel de Aducción	Concreto	82.081 m3
-------------------	----------	-----------

#### 4.8 INSTRUMENTACIÓN

Para el control del comportamiento de las estructuras de la CH Chaglla está prevista la instalación de sistemas de instrumentación en las regiones de la presa y excavaciones subterráneas. Esto tiene por objetivo registrar el comportamiento local y global de las estructuras mediante la medición de desplazamientos verticales y horizontales, asentamientos, infiltraciones, valores de subpresión, temperatura, etc. A seguir son descritos los instrumentos previstos, así como su función y ubicación:

- Medidores de convergencia — Puntos fijos instalados en el interior de las excavaciones subterráneas para la medición de desplazamientos a partir un equipamiento topográfico. Están previstos en las secciones durante el avance de las excavaciones de los túneles.
- Extensómetros de junta — Son medidores de desplazamientos relativos entre dos puntos. Utilizado para la medición de abertura o cierre en las juntas de construcción.
- Medidor de deformación triortogonales — cumplen la función de medir los desplazamientos relativos entre dos puntos e son instalados en las uniones de la losa de concreto con el plinto, mediante una configuración que permita la medición de los desplazamientos en las tres direcciones ortogonales, por medio de la utilización de tres instrumentos ligados a un punto determinado.
- Vertederos de medición de infiltraciones - Los caudales de infiltración por la presa se medirán mediante aforadores ubicados en diferentes puntos como canaletas colectoras y sistema de drenaje intemo de la presa.
- Puntos topográficos para medición de asentamientos - Sirven para el control de desplazamientos verticales y horizontales. Son puntos topográficos fijos construidos como mojones concretos armado, que en la parte superior contienen una placa de bronce anclada en el concreto, con un perno liso de bronce y cabeza semiesférica. La instalación de estos puntos topográficos estará localizados en el coronamiento y estribos de la presa.

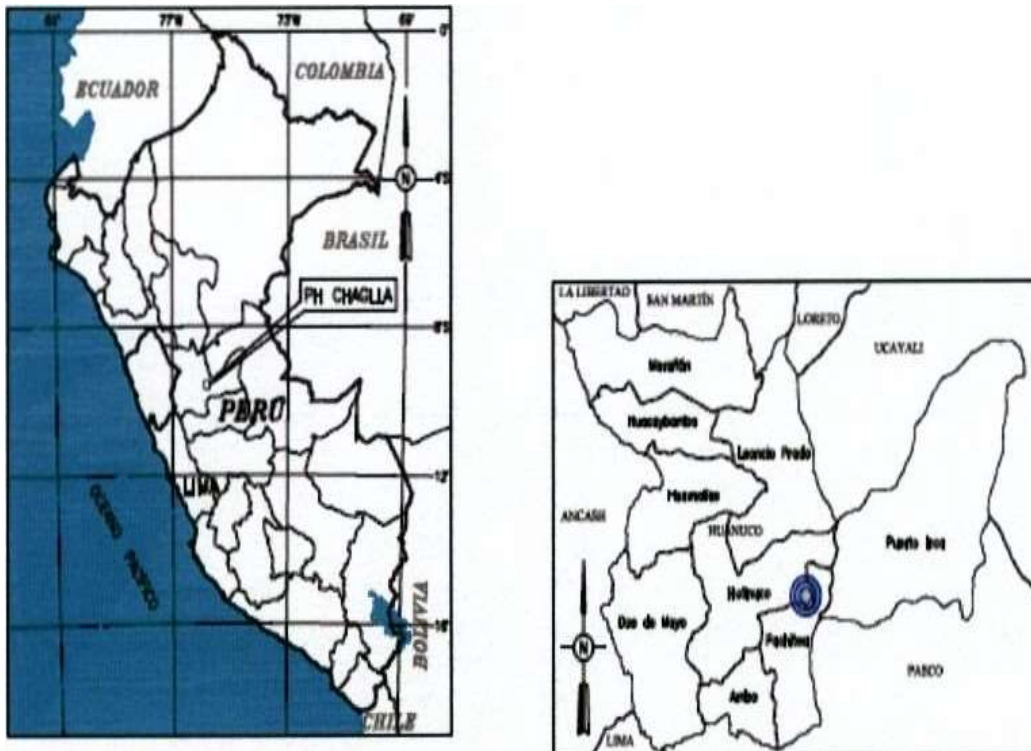


- Puntos de control superficial - Son instalados en la cresta y en el talud aguas abajo de la presa. Utilizado para la medición de desplazamientos horizontales y verticales.
- Cajas terminales - Son pequeñas cajas de concreto que reciben los cables para la medición de las celdas de asentamiento, instaladas en la superficie del talud aguas abajo.
- Acelerógrafos — Instrumento que permite registrar las aceleraciones provocadas por un sismo tanto en la roca de fundación como en la misma estructura. Se instalarán dos dispositivos ubicados en la siguiente configuración: uno en el coronamiento - en el módulo más elevado - y otro en roca firme, de esta forma se obtendrá la información de las características de las aceleraciones de entrada (en la roca de fundación) y de la respuesta dinámica de la presa.
- Termómetros - El objetivo de estos instrumentos es el control del calor de hidratación en el interior del concreto utilizado en presa de enrocado con cara de concreto.
- Piezómetro - Permiten conocer el nivel de presión de agua existente en un determinado punto del cuerpo de la presa, que sirve para evaluar los criterios utilizados en el proyecto. Está prevista su instalación en el pie del talud de aguas arriba y debajo de la cara de concreto.
- Electro niveles Son instrumentos permanentes instalados en diferentes profundidades en la cara de concreto de la presa antes del llenado del embalse, haciendo posible conocer la deformada de la losa de concreto una vez flexionada, por medio de la medición sus deformaciones angulares en determinados puntos.
- Celdas de asentamiento - Utilizados para la medición de los asentamientos en el cuerpo de la presa, supervisión y control de las condiciones de seguridad durante los periodos de construcción, llenado del embalse y operación de la presa.

## 4.9 SISMICIDAD

La evaluación del riesgo sísmico para el proyecto Chaglla empezó al momento de ejecución de los estudios de Pre-Factibilidad (Lavalin, 1986) y fue revisada para los estudios de Factibilidad (Lavalin, 1994). Para la fase actual no fueron adicionados datos nuevos, sin embargo, para la etapa posterior deberá ser contratado un estudio específico.

Se muestran las Figuras siguientes donde se encuentra señalizada a localización del proyecto.



La evaluación del riesgo sísmico para este proyecto tiene como base un entendimiento global del cuadro tectónico Cuaternario y actual en el Perú, en particular en su zona Central, donde está localizado el futuro aprovechamiento.

La tectónica en el Perú es gobernada por la interacción de la placa oceánica Nazca y la placa continental Sudamericana. La placa Nazca converge bajo la placa Sudamericana a razón de cerca de 10 cm por año ocasionando subducción de la

placa oceánica en dirección este-oeste debajo de la placa continental a profundidades de por lo menos 200 km bajo la zona centro-oeste del Perú. Esto ocurre aprox. desde la era Mesozóica.

La subducción al este de la placa Nazca bajo la placa Sudamericana da lugar a tres regiones tectónicas principales que poseen características diferentes con respecto a terremotos y fallas. Estas regiones incluyen:

- La zona costera superficial de subducción;
- La placa que sufre subducción profunda; y
- La corteza continental de la placa Sudamericana superior.

El acoplamiento de las placas y la acumulación de deformaciones a razón de 10 cm por año a lo largo de este mega-sobrescurrimiento resultan en la liberación de deformaciones sísmicas de manera periódica en la forma de terremotos de gran magnitud (mayores a 8.0). Estos pueden ocurrir a profundidades de 40 a 50 km a largo de la interfase de placas. La sección costera de la placa Nazca es también un lugar de sismos normales de gran magnitud que ocurren en la placa inferior.

A profundidades mayores que 50 km, la interfase de la placa se vuelve asísmica y los terremotos que ocurren en la placa de Nazca son tensionales; estos ocurren en la placa descendente. Los terremotos con foco más profundos (profundidades mayores a 70 km) bajo las regiones central y este del Perú se regeneran en esta región de intraplaca.

La convergencia y subducción de la placa Nazca produce en general esfuerzos de compresión de dirección este-oeste en la placa sudamericana. El resultado de esta compresión ha sido el desarrollo de la cadena montañosa de orientación nor-noroeste, con sus fallas, pliegues e intrusión de plutones.

La representación actual de la deformación de la corteza continental que expresa la convergencia de las placas son: la cordillera occidental, la cordillera oriental y la cordillera subandina. Las cordilleras se caracterizan por la intensa deformación interna y están limitadas por valles lineales de orientación noroeste, normalmente controladas estructuralmente por fallas. Las fallas que delimitan algunos de estos valles muestran evidencias de actividad geológica reciente o callamiento histórico en superficie.

Adicionalmente a las áreas de fallamientos activos, el lado este de la cordillera oriental se caracteriza por fallamiento con escarpados notables. A pesar de que en la región andina son evidentes las fallas normales, el estudio de mecanismos focales de terremotos sugiere que la mayoría de los terremotos ocurren en la corteza continental sudamericana y se desarrollan a lo largo de fallas inversas de fuerte buzamiento.

#### **4.9.1 SISMICIDAD HISTÓRICA**

Los terremotos más importantes que han afectado a la región son los siguientes:

- El terremoto de Lima de octubre de 1746 con intensidad de X en escala de Mercalli modificada y VI en Huánuco;
- El terremoto de Chontabamba de diciembre de 1937, con intensidad de IX en Chontabamba y VI en Huánuco;
- El terremoto de Satipo en noviembre de 1947 con intensidad de X en Satipo y VI en Huánuco;
- El terremoto de octubre de 1956 con intensidad de V-VII en Huánuco y Tingo Maria;
- El terremoto de marzo de 1962 con intensidades de VI-VII en Yungul, Provincia de Junin;
- El terremoto de febrero de 1970 con intensidad de VII-VIII en Pano, Chaglla y Quero.

La sismicidad histórica del Perú Central está asociada con las tres principales regiones tectónicas mencionadas anteriormente.

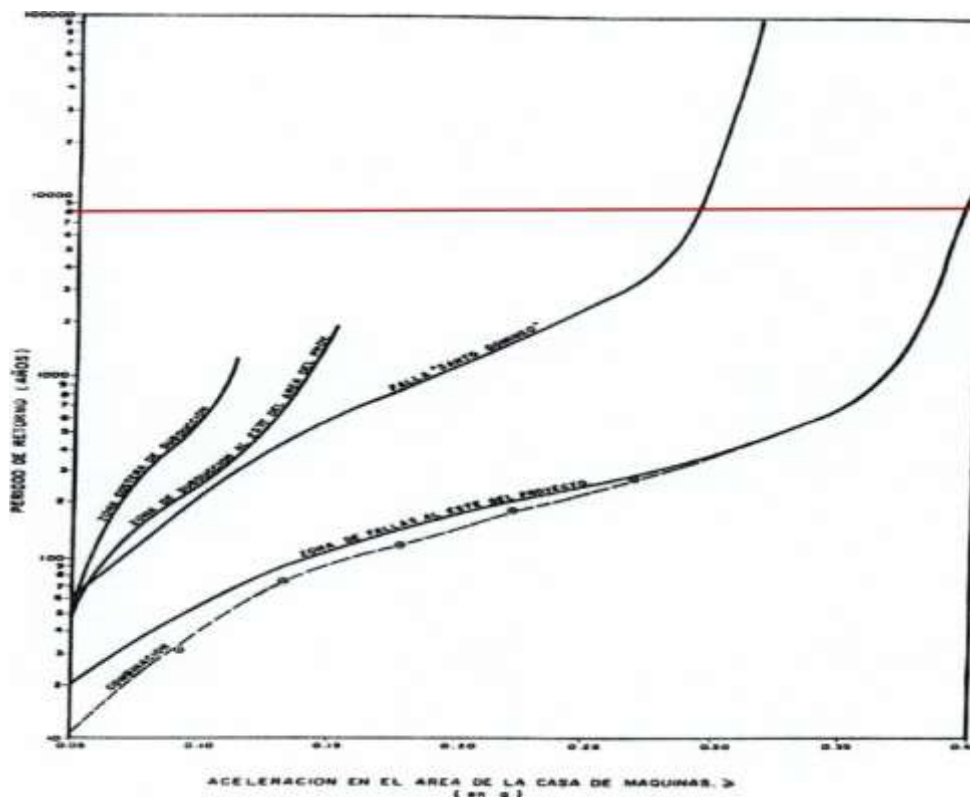
#### **4.9.2 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO**

La evaluación de riesgo sísmico para el proyecto tiene como objetivo definir los parámetros para los análisis seudo estáticos y los espectros de respuesta o el time history de las vibraciones registradas por sismos representativos para los análisis dinámicos, que mejor definan las sollicitaciones dinámicas a las que serán sometidas las estructuras del proyecto.

Para el MCE (Máximo Sismo Creíble) los estudios de la Factibilidad (Lavalin, 1994), han tomado en cuenta la evaluación cualitativa de los resultados del análisis determinístico y probabilística, recomendando una aceleración de 0,30g que corresponde a un período de retorno de 500 años. Esta aceleración aplicable como coeficiente sísmico corresponde a un valor de PGA(Peak Ground Acceleration) coincide con la gráfica de la aceleración próxima ala cas de máquinas del mismo informe de Lavalin, para un período de retomo de 10.000 años, que coincide con el criterio de ICOLD. (Comité Técnico de Seguridad de Presas de ICOLD)

Este valor de la aceleración es usado para la verificación al deslizamiento de lo taludes de la presa al fallamiento.

Figura Aceleración próximo de la casa de máquinas



En cuanto al criterio para adoptar los parámetros para el sismo de operación, también denominado OBE, se han considerado las siguientes referencias de bibliografías específicas:

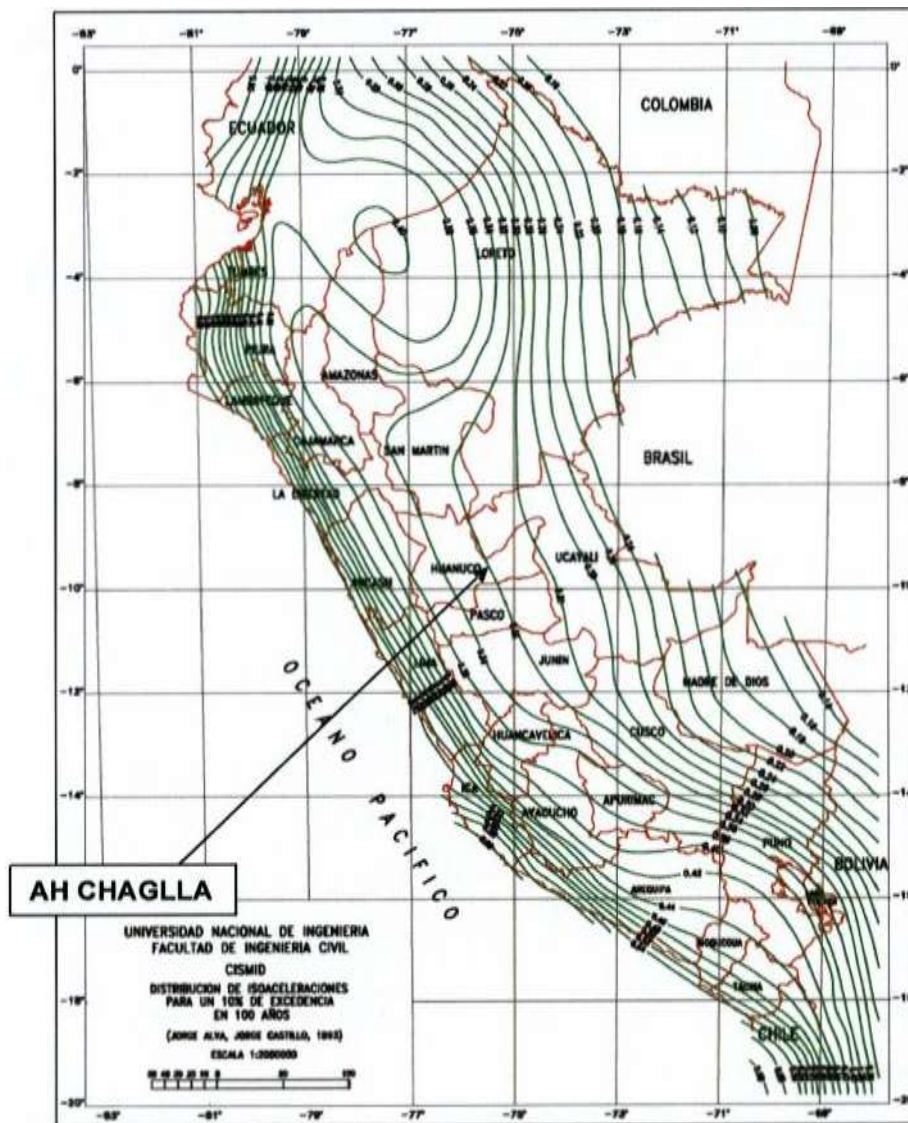
- El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y de enrocado (Ruiz,

P. F. R., Colantes, J. D. & Hurtado, J. E. A., 1988)

- Peligro sísmico en el Perú ( Aedo, J. L. C. & Hurtado, J. E.A., 1993)

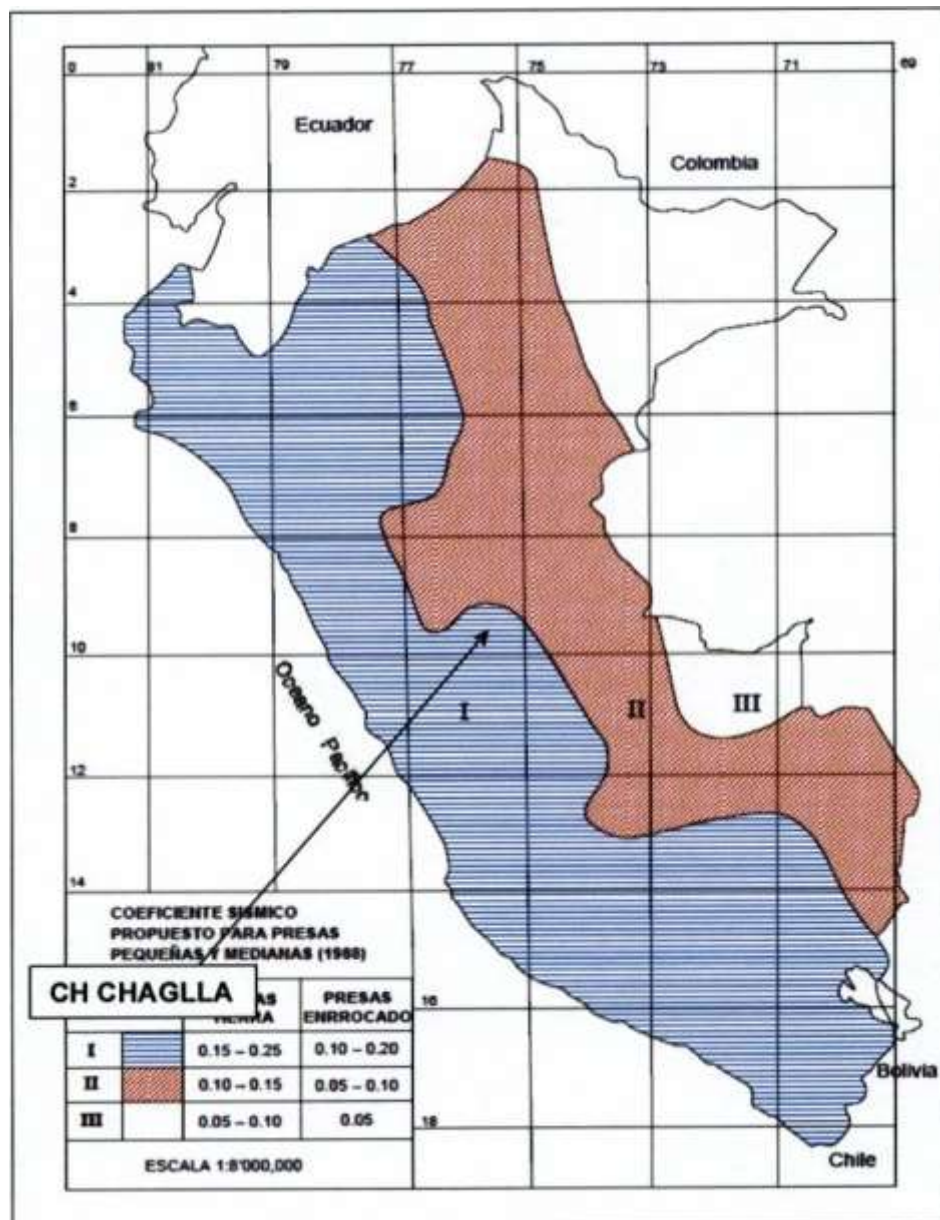
Tomando la distribución de las isoaceleraciones para un periodo de retorno de 100 años con 10% de excedencia y con la localización del proyecto, resulta en un valor de PGA de 0,32g.

Distribución de las isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años



Por otro lado, basado en la figura que muestra la zonificación de Perú con el correspondiente coeficiente sísmico, el proyecto queda localizado en el límite entre la zona II y I, siendo que el valor máximo del coeficiente sísmico para presas de enrocado es de 0,20g (el cual corresponde a un PGA de 0,30g).

## Zonificación de los coeficientes sísmicos de Perú



De este análisis y teniendo en cuenta el criterio de ICOLD de considerar 50% de excedencia para 100 años para determinación del OBE, adoptamos el valor de P de 0,30g y el correspondiente coeficiente sísmico de 0,20g, como valor suficientemente aceptable.

## **4.10 EVALUACION GEOMECANICA DEL TUNEL DE ADUCCION EN EL TRAMO**

### **4.10.1 GENERALIDADES**

El túnel de aducción tiene una longitud de 14.3 KM, de los cuales se realizará la evaluación geomecánica en el Tramo 2 Frente 4.

El perfil geomorfológico del trazo del túnel de aducción muestra aspectos de contraste debido a la naturaleza y variedad de los tipos litológicos, a la tectónica que afecta en diferentes grados al área y en menor proporción a las condiciones climáticas.

La zona de del arreglo está representada por el dominio de los calcáreos donde frecuentemente las rocas se muestran con un aspecto tabular al relieve, en diversas direcciones y con buzamientos variados.

El sostenimiento de las excavaciones de rocas calcáreas varía bastante en función de las diferencias en las litologías (calizas, dolomitas, pizarras, margas, brechas calcáreas, etc.), grado de fracturación posición del nivel freático, permeabilidad del macizo y presencia o no de zonas kársticas. En el tramo del túnel de baja presión en las rocas calcáreas, los tratamientos propuestos se basan en el índice Q esperado y varían desde sostenimientos esporádicos hasta sistemáticos (la mayor parte) con concreto lanzado.

Es importante observar que las rocas calcáreas en general muestran buen comportamiento geotécnico, sin embargo, cuando hay presencia de karstificación pueden ocurrir los mayores problemas en la construcción y operación de los túneles.

### **4.10.2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL SOPORTE COLOCADO EN TÚNEL DE ADUCCIÓN**

En el túnel de Aducción, se tienen cinco clases de macizo rocoso esperadas, para las que existen cinco soportes diferentes. Para clasificar el macizo rocoso se utiliza el sistema Q desarrollado por Barton (2.000).



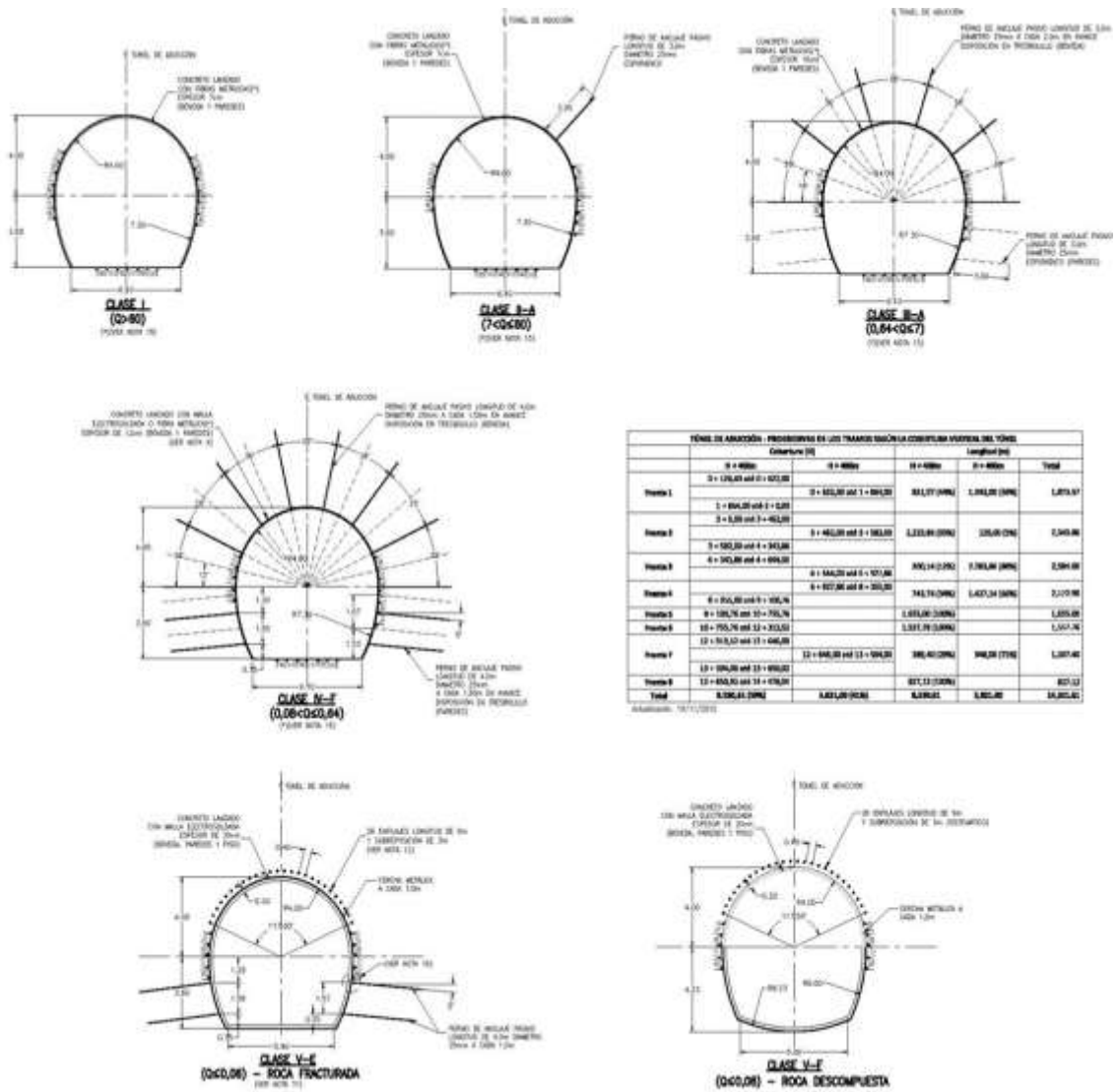
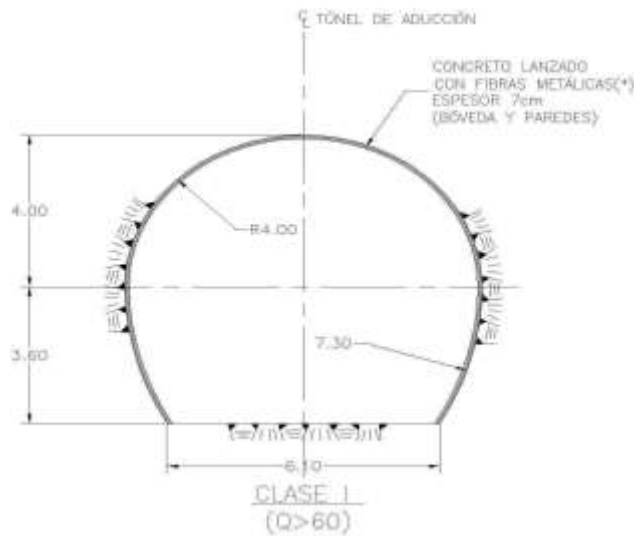


Figura IV 8 Clases de roca y sus respectivo sostenimiento para el túnel de aduccion de la Central Hidroeléctrica de Chaglla.

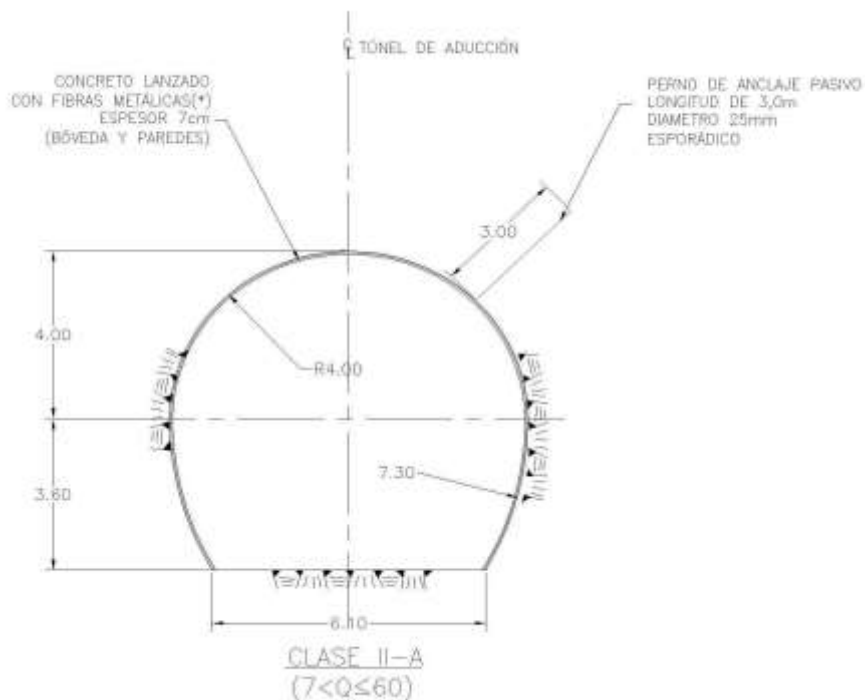
## MACIZO ROCOSO CLASE I

Se trata de un macizo rocoso de muy buenas condiciones, con eventuales o ninguna discontinuidad que en general sólo requiere de un concreto lanzado de regularización  $e=7\text{cm}$  en bóveda y paredes.



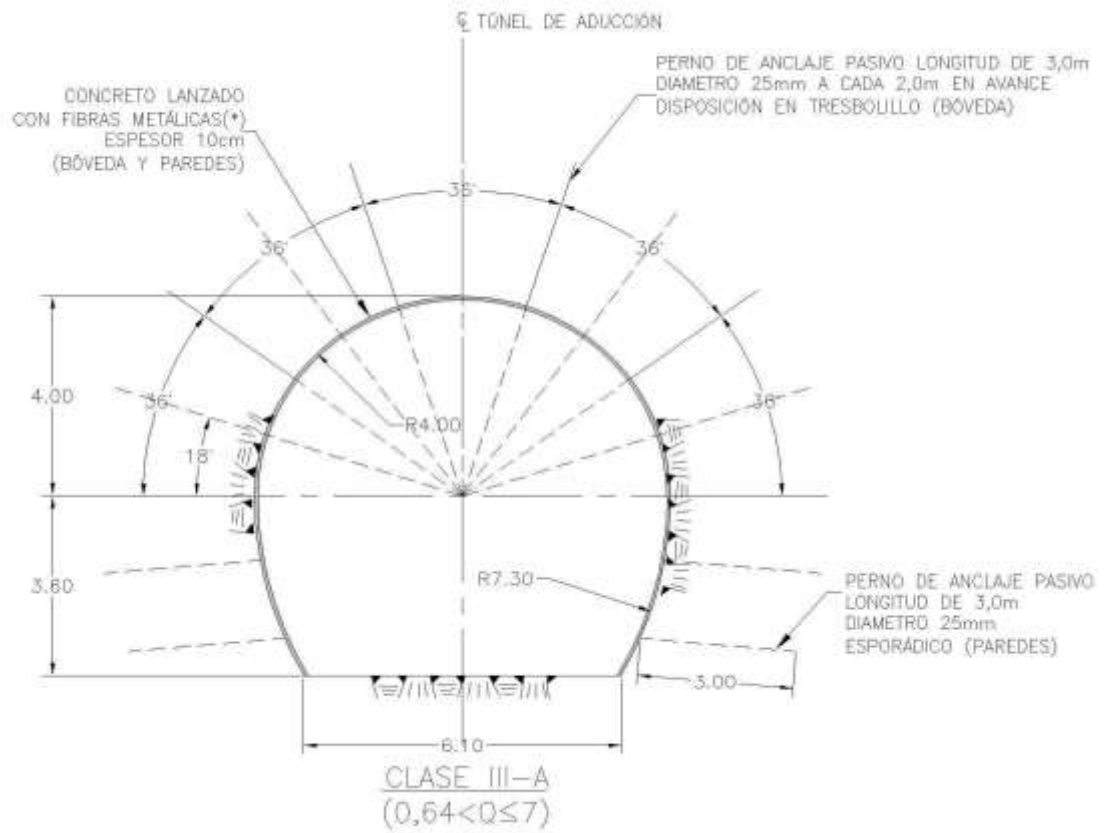
## MACIZO ROCOSO CLASE II-A

Macizo rocoso de buenas condiciones, eventuales formaciones de cuñas para lo cual requiere de pernos esporádicos  $L=3\text{ m}$  y un concreto lanzado  $e=7\text{cm}$  en bóveda y paredes



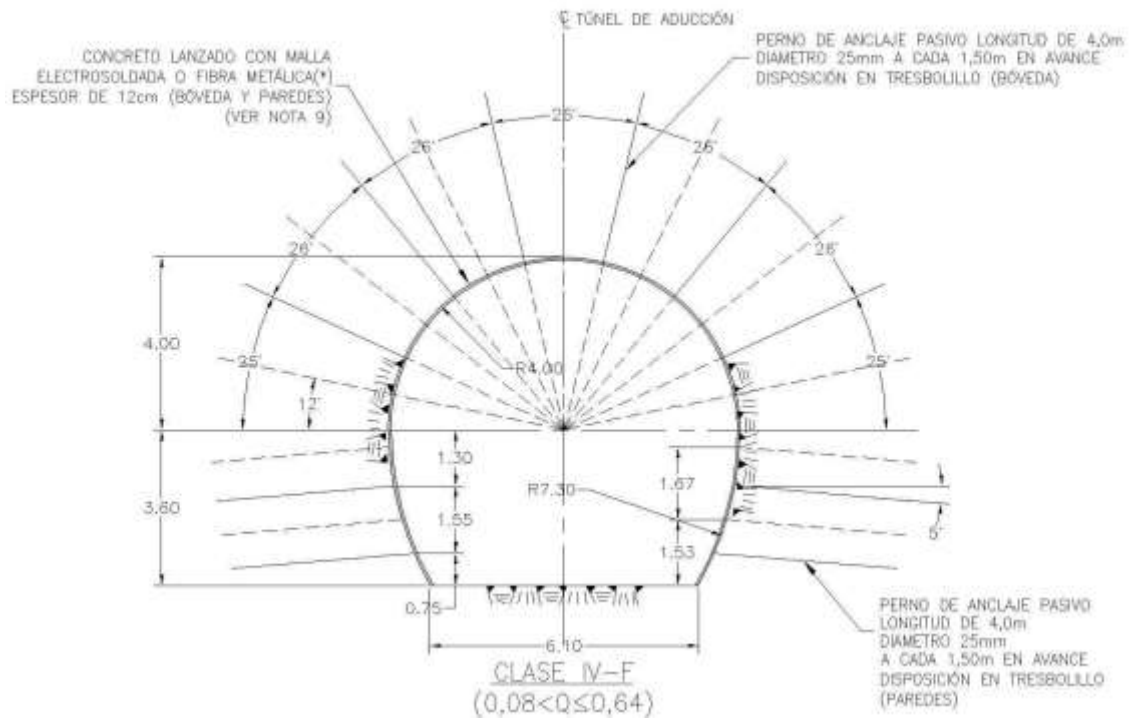
### MACIZO ROCOSO CLASE III-A

Macizo rocoso regular con múltiples cuñas por intersección de discontinuidades, alteración media, requiere de pernos de anclaje pasivos L=3m, diámetro 25 mm a cada 2 m en avance sistemáticos en bóveda y esporádicos en las paredes más concreto lanzado con fibras e=10 cm en bóveda y paredes.



### MACIZO ROCOSO IV-F

Macizo rocoso de mala calidad, con presencia de múltiples cuñas, zonas altamente fracturadas muy alteradas, requiere de pernos de anclaje pasivos L=4m, diámetro 25 mm a cada 1.50 m en avance sistemáticos en bóveda y paredes más concreto lanzado con fibras o malla electrosoldada e=12 cm.



## MACIZO ROCOSO CLASE V

Macizo rocoso de muy mala calidad, en general con muy poco auto soporte con tendencia a descomprimir con los avances. Se subdivide en dos clases

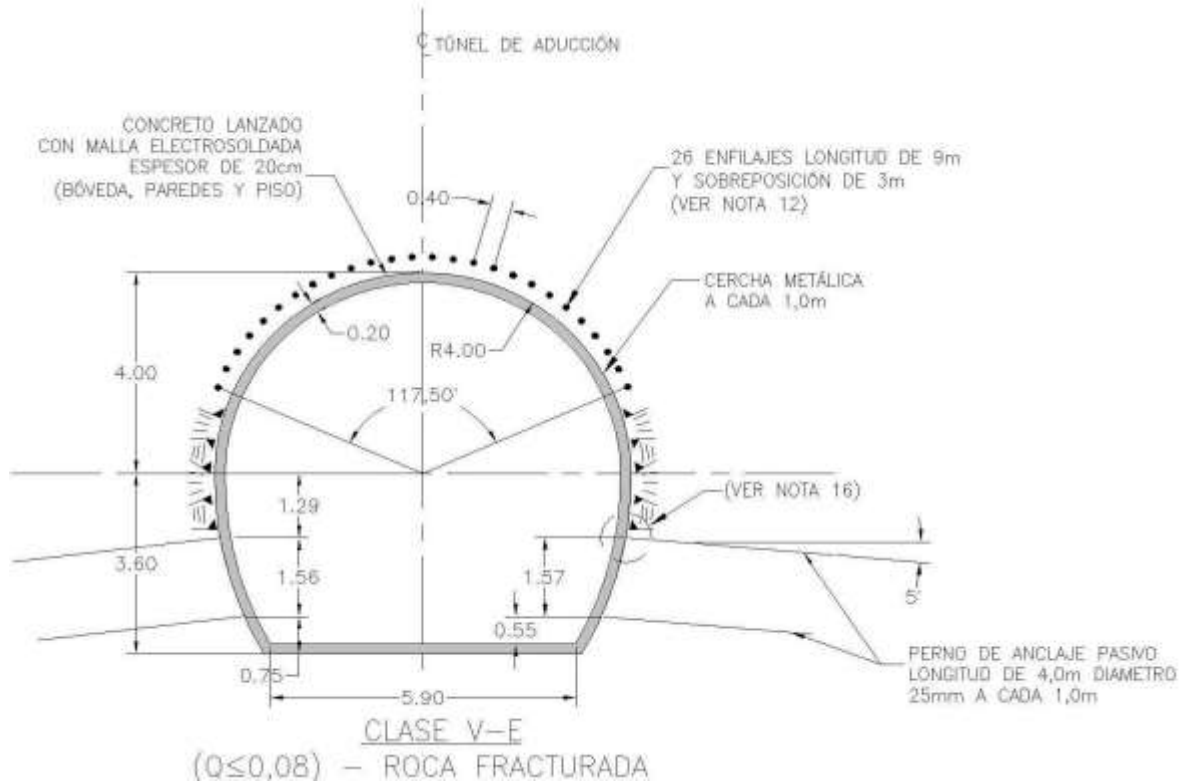
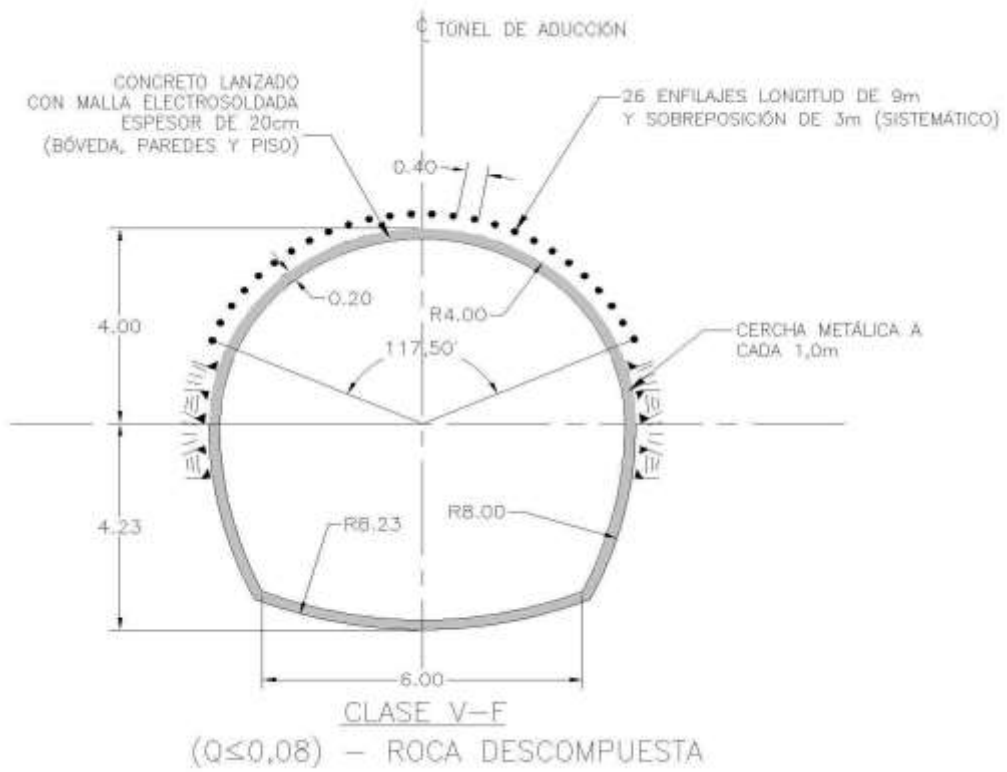
V-E para el caso de roca muy fracturada

V-F para el caso de roca descompuesta o suelo.

En ambos casos requiere de cerchas colocadas a cada 1.0 m y concreto lanzado con malla  $e=20$  cm en bóveda paredes y piso.

Para el caso de la V-E se colocan 4 pernos de anclaje pasivos en los hastiales L:4 m, diámetro 25 mm para el refuerzo de esta zona más propensa a sufrir deformación

Para el caso de V-F se implementa losa de arco invertido.



#### **4.10.3 DEFORMACIONES FRENTE 04**

Se producen grandes deformaciones en zona clasificada como roca IV en el frente 04 en una longitud de 80m, con afectación de la izquierda hidráulica y el piso; la deformación es producto de la energía potencial acumulada en una zona plegada afectada por estructura geológica fuera de la sección del Túnel.

**Foto 1 Deformacion del hastial izquierdo hidraulico en el Frente 04**



**Foto 2 Deformacion del piso y presencia de agua en el Frente 04**





**Foto 3 Producto de las deformaciones hastial izquierdo fisurado**



**Foto 4 También se observó que las platinas de los pernos colocados entre las cimbras se deformaron en el tramos por los esfuerzos compresionales.**



**Foto 5 Presencia de agua en el Frente 04 en la Ventana 02 del Túnel de Aduccion.**

#### **4.10.4 EL SOSTENIMIENTO ADICIONAL REFUERZO EN EL FRENTE 4**

Según la PC CHC-IC4-07B35-0175-R0 para lo cual mencionaremos los siguientes procedimientos de trabajo y que son:

- 1.- Evaluación Geológica.
- 2.- Sostenimiento con el Shotcrete.
- 3.- Colocación de Cimbras.
- 4.- Construcción de Loza de Arco Invertido.
- 5.- Inyecciones de Contacto entre las Cimbras.
- 6.- Lectura de Puntos de Convergencia.
- 7.- Colocación de Pernos Sistemáticos.



## 1.- EVALUACION GEOMECANICA DE FRENTE DE AVANCE



**Foto 6 Macizo rocoso del Frente 04 Ventana 02 del Tunel de Aduccion.**

### **Descripcion:**

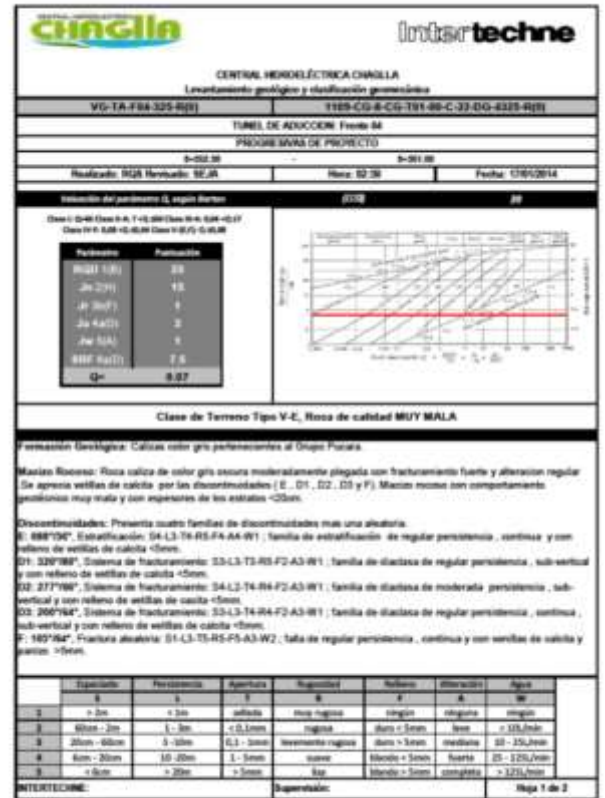
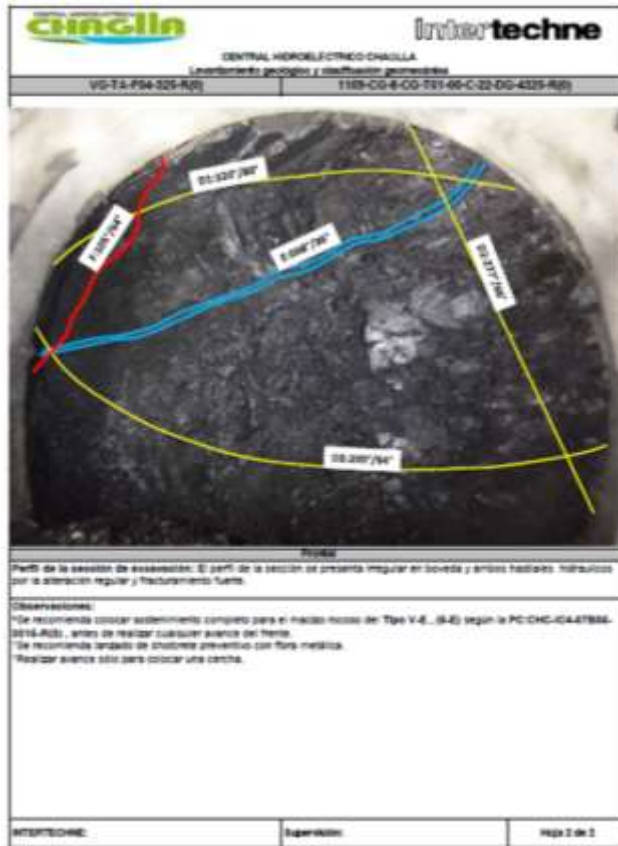
**Progresivas** 8+317.50 – 8+316.50 Tipo de roca V-E

**Litología:** Roca caliza bituminosa de color negro con estratificación sub vertical con espesor de los estratos de 0.10 a 0.15m, calcita como relleno de la estratificación y de algunos sistemas de diaclasas.

**Geomecánica:** Roca con una resistencia moderada a baja por la presencia de la falla geológica en bóveda derecha hidráulica con relleno de roca triturada y panizo, roca con un fracturamiento fuerte, presenta 4 sistemas de diaclasas, no hay presencia de agua no es visible la sobre excavación.



Foto 7 Formato usado para la evaluación geomecánica del tramo excavado en el Tunnel de Aduccion.



## 2. SOSTENIMIENTO CON SHOTCRETE



### Tipo de Sostenimiento

V-E

Observación: Se lanzó shotcrete primera capa (preventivo) 6 m<sup>3</sup> sobre la sección de avance vía húmeda con fibra metálica.

También se lanzó shotcrete segunda capa (reapeo) sobre las cimbras y malla electrosoldada un total de 20m<sup>3</sup> con fibra sintética vía húmeda (roca tipo V-E). Sobre la malla electrosoldada sección completa un total de 5 m<sup>3</sup> con fibra sintética

### 3. COLOCACION DE CIMBRAS



#### **Tipo de Roca V-E**

Colocación de Cimbras: Se colocaron 2 cimbras a 1 metro de distancia, tipo herradura con el apoyo del telehandler estas cimbras son sujetados con pernos tipo cancamo de 1.80m de longitud.

Colocación de Malla Electrosoldada: se colocan malla sobre las 2 cimbras 38m<sup>2</sup> y también como relleno entre las cimbras y el macizo rocoso con el apoyo del telehandler (roca tipo V-E) se colocó malla electrosoldada como relleno entre las cimbras





Una vez limpio el área se procede a colocar malla electrosoldada en dos capas. En total se colocaron 150m<sup>2</sup> de malla electrosoldada en las dos capas, en cada loza de arco invertido.



Colocado la malla electrosoldada se procede a lanzar concreto 350 en el área de la loza invertida. Se lanzó en total 30m<sup>3</sup> en promedio para cada loza invertida en dos capas de concreto cubriendo la malla electrosoldada.





Se observa el acabado final de la loza de arco invertido en donde se trata de controlar la presencia de agua. La loza es rellenada y así finaliza la construcción de la loza de arco invertido.

## **5. SOSTENIMIENTO FRENTE 04 – INYECCIÓN DE CONTACTO**



### **Progresivas**

8+317.50 a 8+316.50 Tipo de Sostenimiento V-E

PC CHC-IC4-07B35-0175-R0

Se emitió la PC el día 15 de setiembre refuerzo, donde se realizaron inyecciones de contacto para rellenar el espacio vacío entre las cimbras y el macizo rocoso con lechada de cemento a una presión máxima de 2 bares en 7 taladros en zona horario de 9,10,11,12,1,2 y 3 con el apoyo del telehandler, fotos 16, 17, 18 y 19

## **6. SOSTENIMIENTO FRENTE 04 – INYECCIÓN DE CONSOLIDACIÓN**



### **Progresivas en el frontón Observación**

Según la PC CHC-IC4-07B35-0152-R0 emitido. Se observa la inyección con la lechada de cemento. Se perforo con el rock drill un total de 30 taladros para la consolidación del frente y la bóveda con una longitud de 15 y 12 m en cada taladro

### **7. COLOCACIÓN DE PERNOS SISTEMATICOS**







#### **Tipo de Sostenimiento V-E**

Se colocaron pernos pasivos de 4 metros de longitud y con el Jack leg con lechada de cemento entre las cimbras.

### **8. LA LECTURA DE PUNTOS DE CONVERGENCIA**



Son realizadas en forma diaria, Inter diaria, semanal y mensual por el personal de calidad

#### **4.10.5 COMPORTAMIENTO DEL MACIZO EN LAS ESTACIONES DE CONVERGENCIA**

Para medir el comportamiento del macizo y el soporte se instalan y miden estaciones de convergencia a lo largo del túnel, sistemáticas a cada 100 m y donde se requieran, en las zonas de intersección de túneles, nichos, emboquilles y zonas identificadas por el geólogo donde se infiera alguna deformación debido a las condiciones del macizo. En general se espera que en las clases I y II-A la deformación sea prácticamente imperceptible; en la clase III-A en condiciones normales, tampoco se deberían tener mayores deformaciones mientras que en las clases IV-F y V-(E,F) se espera alguna

solicitud sobre el soporte que debe ser monitoreada para evaluar la necesidad de refuerzo .

Para evaluar el comportamiento de las deformaciones y discriminar en qué momento tomar las medidas pertinentes se establecieron unos límites de atención, alerta y alarma en función de una deformación límite para cada nivel. Así tenemos que para el caso del túnel de aducción los límites son: Atención: 20 mm; Alerta: 40 mm; Alarma: 80 mm. Cuando se pasa del primer nivel se incrementa la frecuencia de mediciones mientras que pasando el segundo nivel sin tendencia a estabilizar, se implementa un refuerzo antes de llegar al tercer nivel; de llegar a este último sin tendencia a estabilizar se deben aplicar medidas de refuerzo rígido, cierre de la sección por medio de arco invertido e inyecciones de consolidación del macizo si fuera necesario.

En los tramos excavados del túnel de aducción, las estaciones de convergencia han dado los resultados esperados con solicitudes sobre el soporte en las zonas de intersección de Ventana 1 y Ventana 2. En ambos casos la deformación pasó los límites de atención y alerta y fueron aplicados los respectivos refuerzos con la posterior estabilización de la anomalía.

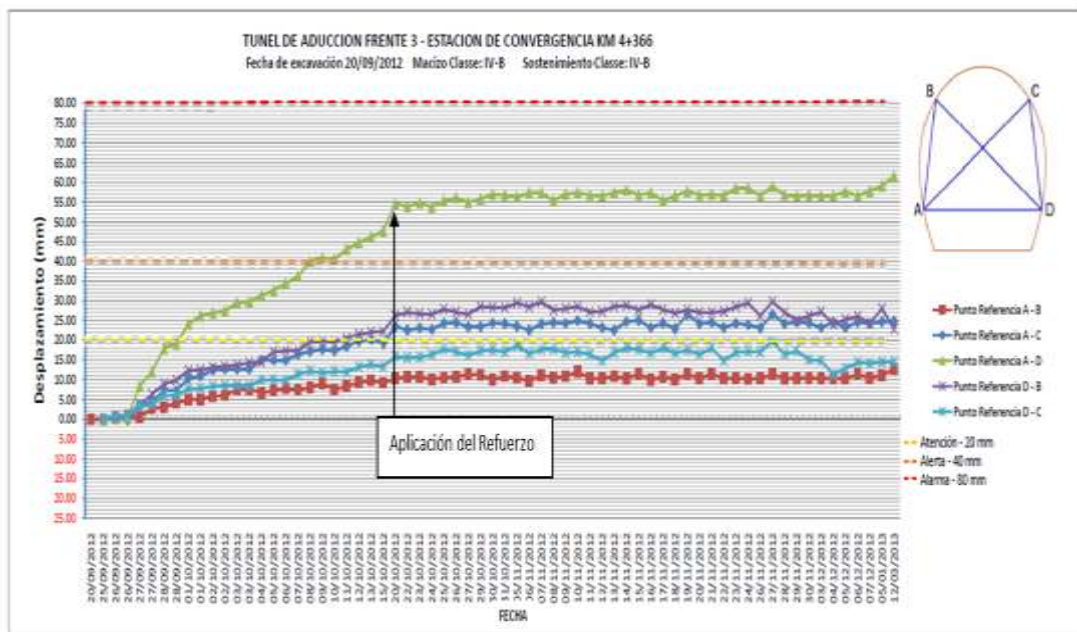
En la clase III-A en condiciones normales, no se esperan mayores deformaciones; sin embargo, al tener una variación de estas condiciones, por ejemplo, en zonas donde la sección del túnel no quedó de forma regular debido a la intersección de estructuras principales, se registraron deformaciones importantes incluso con agrietamiento del concreto lanzado por descompresión de la roca, por lo que también debió aplicarse refuerzo para estabilizar la sección.

### **COMPORTAMIENTO DE LAS DEFORMACIONES SEGÚN LA LITOLOGÍA**

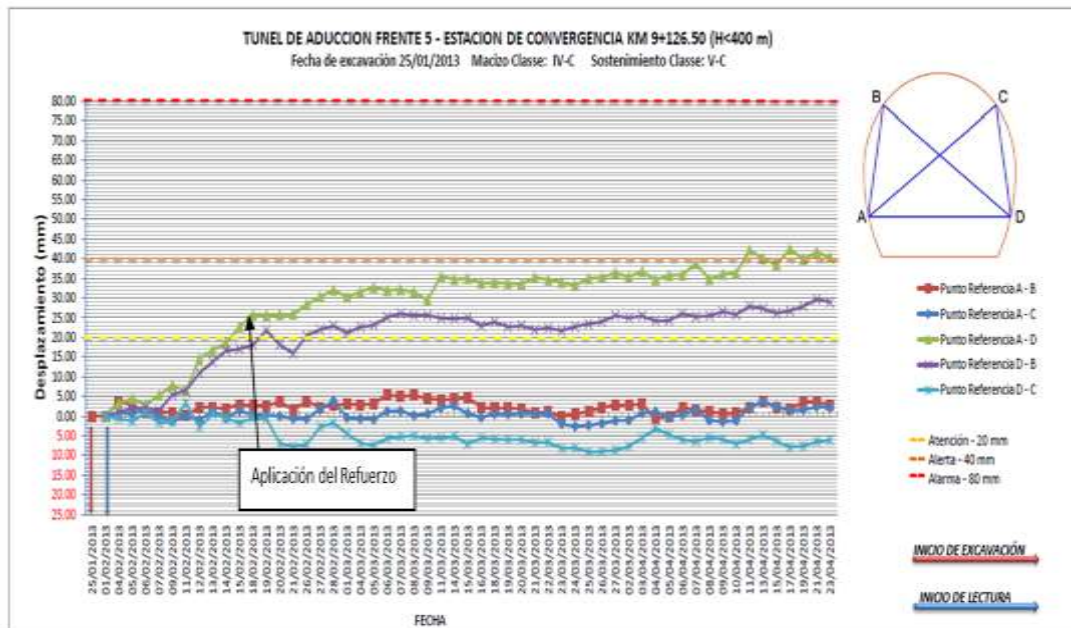
En los frentes cercanos a la salida del túnel de aducción Frente 08, el comportamiento de la convergencia ha sido muy favorable con deformación mínima registrada, en general estable. En estos frentes la condición litológica es muy diferente a la presentada en el resto de los frentes ya que en los primeros tenemos calizas grises y bandeadas con mayor rigidez y fricción entre las juntas, el comportamiento estructural también favorece la estabilidad ya que las secciones excavadas son bastante regulares manteniendo la forma de herradura del proyecto y no hay mayor influencia de agua subterránea. En los frentes 02, 03, 04 y 05 la roca observada es una caliza bituminosa, más deformable con baja fricción entre las juntas y mayor influencia del agua

subterránea; las estructuras también han tenido influencia ya que las secciones no son muy regulares, todo lo anterior deriva en un comportamiento menos favorable para la estabilidad y más susceptible a las deformaciones.

En general el soporte de proyecto atiende la sollicitación del macizo; sin embargo, hemos observado particularmente en los frentes de caliza bituminosa que cualquier variación de las condiciones normales: estructuras geológicas importantes, variación de la sección de proyecto, intersecciones de túnel con las ventanas de acceso; influyen la deformación y en muchos de estos casos ha habido la necesidad de refuerzo.



Deformación inicial y estabilización posterior al refuerzo en el frente 3



Interseccion de ventana 2 con el tunel de aducción – frente 4

#### 4.10.6 TRATAMIENTO DE FILTRACIONES EN TÚNEL DE ADUCCIÓN INYECCIONES DE IMPERMEABILIZACIÓN

En el túnel de aducción, particularmente en los frentes de caliza bituminosa (02,03,04 y 05); se ha observado la ocurrencia de filtraciones de agua subterránea que han afectado las labores y el sostenimiento colocado. El comportamiento de las filtraciones tiene relación directa con la temporada de lluvias y se piensa que esto se debe a la influencia de sumideros identificados en cotas superiores que tienen conexión con el túnel por medio de las estructuras del macizo.

Conforme se avanza por general las filtraciones disminuyen en las secciones anteriores y se incrementan en las nuevas, sin embargo, cuando se incrementan las lluvias vuelven a recargar estas zonas que ya se mostraban secas. En vista de esta situación, se emplean

inyecciones de impermeabilización de avance (tipo paraguas) para los tramos por excavar e inyecciones de impermeabilización radiales para las secciones ya excavadas.

**INYECCIONES DE AVANCE (PARAGUAS):**

Se realizan perforaciones de L:15 m a 20 m  $\Phi$  2 ½” las cuales se inyectan por etapas

15 – 20 m (15 bar)

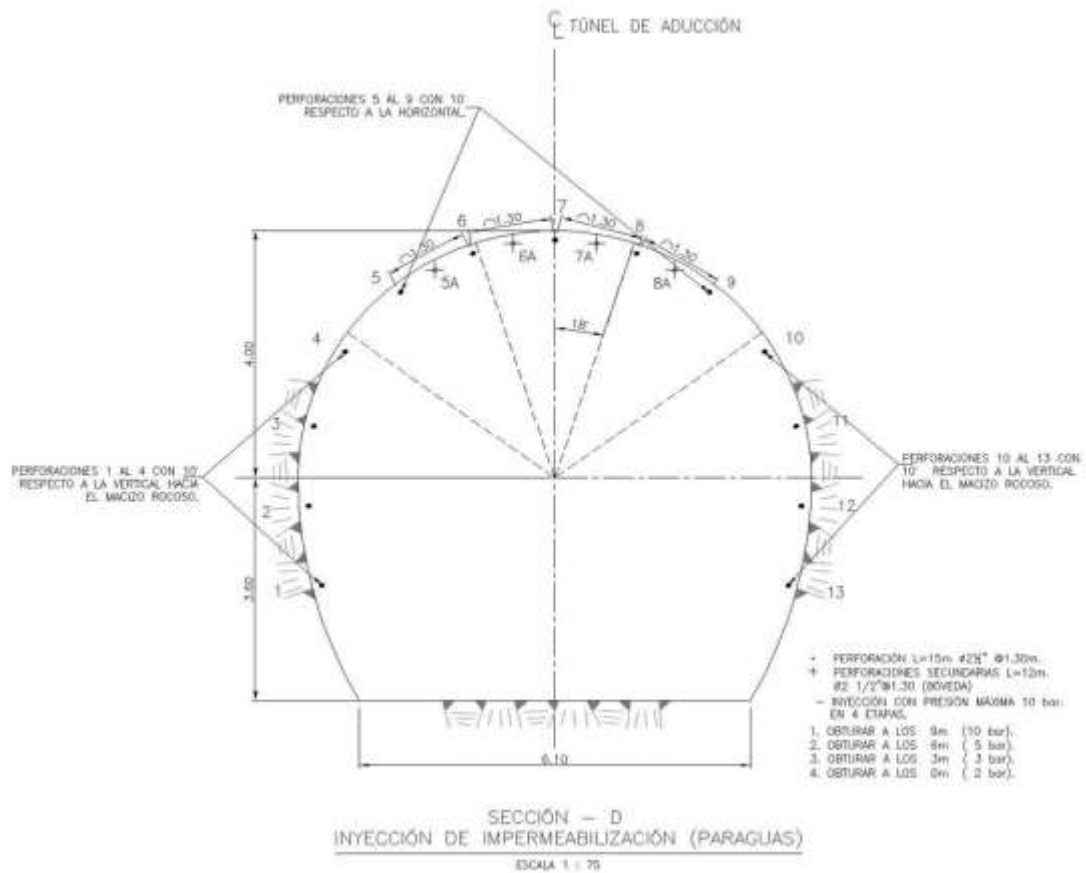
09 – 15 m (10 bar)

06 – 09 m (5 bar)

03 – 06 m (3 bar)

00 – 03 m ( 2 bar)

Las presiones indicadas son efectivas debiéndose considerar la presión del agua. La secuencia de ejecución es desde la clave de la bóveda hacia los hastiales. En algunos casos donde amerita por la cantidad de agua, se realizan inyecciones secundarias con barrenos un poco más cortos entre los existentes a fin de mejorar la impermeabilización haciendo una mejor comunicación entre los barrenos rellenando las fracturas.



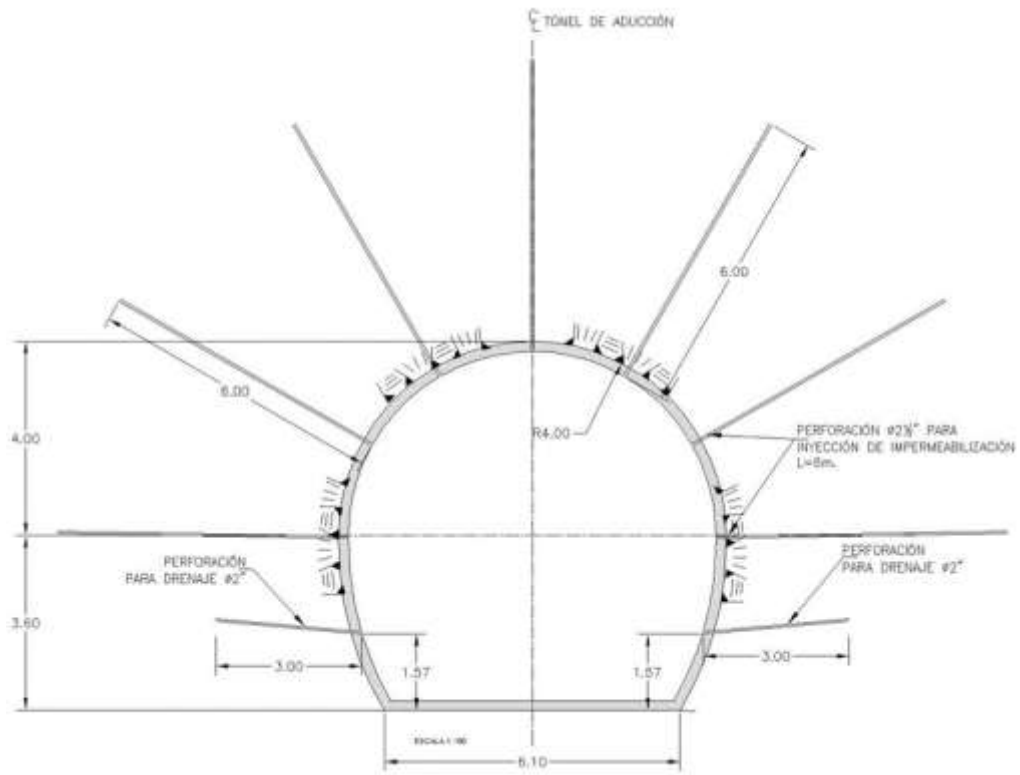
Inyecciones de Avance (Paraguas):

### INYECCIONES RADIALES:

Se realizan perforaciones radiales para inyección de impermeabilización de L: 6 m  $\Phi$  2 ½" con anillos de perforación a cada 1,5 -2 m La inyección también es por etapas:

03 – 06 m (4bar)

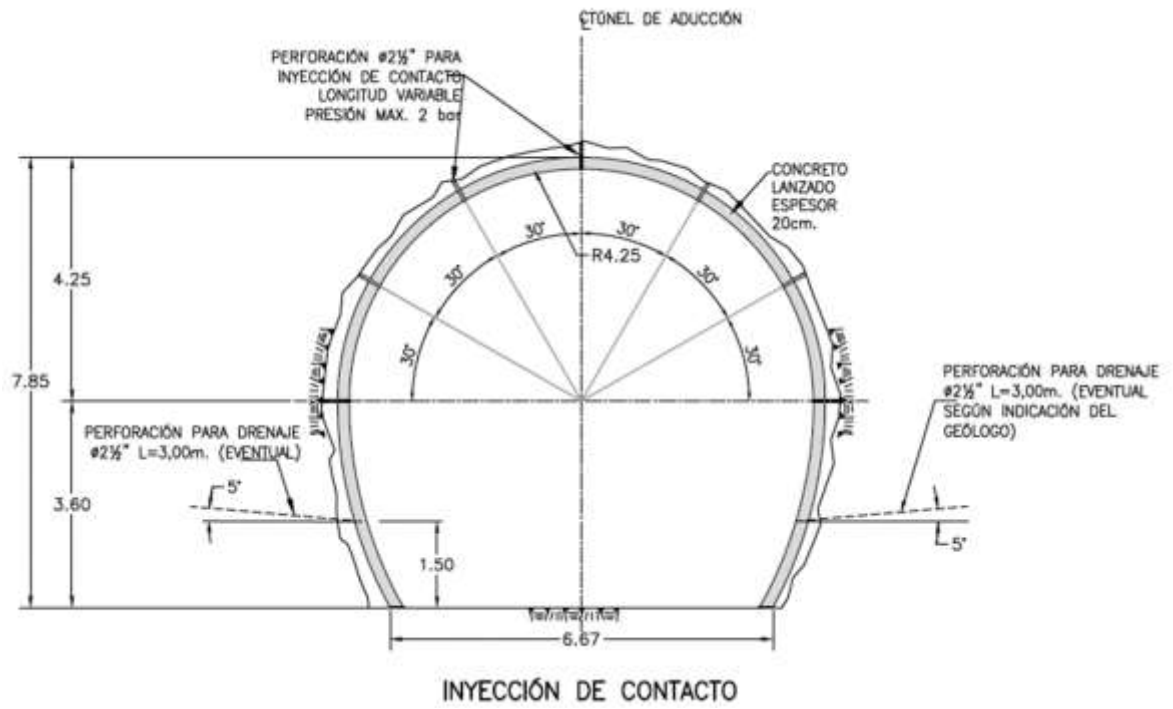
00 – 03 m (2 bar)



**INYECCIONES RADIALES:**



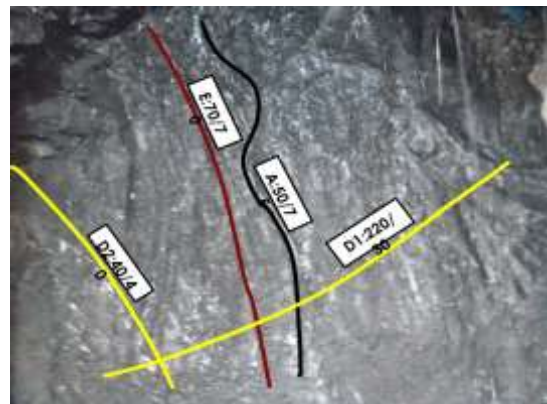
INYECCIONES DE CONTACTO:



TRATAMIENTO DE INYECCIONES:

ANTES DE INYECCIÓN

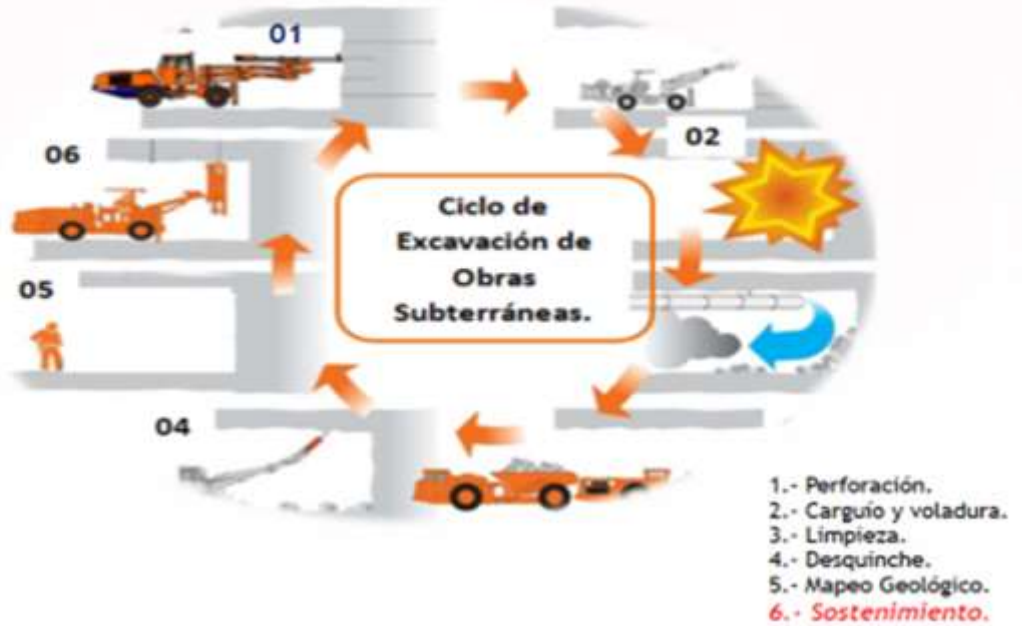
DESPUES DE INYECCIÓN





## PROCESOS PARA SOSTENIMIENTO EN TÚNELES

ODEBRECHT  
Infraestructura



### 4.10.7 CICLO DE EXCAVACION EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES

1



2



3



4



4



5



6



6



6



6

## CONCLUSIONES

- ✓ La importancia de realizar una adecuada evaluación geomecánica y así determinar mediante la clasificación geomecánica del Q de Barton y RMR de Bieniawski, un tipo de sostenimiento para este tipo de rocas deformadas que pudieran presentarse en la construcción de túneles hidroeléctricos en otros proyectos.
- ✓ La finalidad de este trabajo es mostrar que se producen grandes deformaciones en zona clasificada como roca IV en el frente 04 en una longitud de 100m, con afectación de la izquierda hidráulica y el piso; la deformación es producto de la energía potencial acumulada en una zona plegada afectada por estructura geológica fuera de la sección del Túnel.
- ✓ Las conclusiones que podemos realizar de los resultados de deformaciones obtenidos son las siguientes:
- ✓ Ha sido necesario un refuerzo en el sostenimiento en el piso que sólo pudo ser detenido después de la construcción de una loza de arco invertido reforzado ( 30cm + doble malla ) , la instalación de los puntos de convergencia cada 5 metros, así como las mediciones a diario, semanal, quincenal y mensual de los puntos de convergencia.
- ✓ Así como la inyección de contacto para asegurar que no exista espacios vacíos entre las cimbras y el macizo rocoso.
- ✓ El comportamiento de las deformaciones, 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.
- ✓ Es necesario mencionar que las mediciones de convergencia son medidas de longitud entre 4 puntos cuya aplicación es para tener magnitud de desplazamientos que se producen en el interior del túnel.
- ✓ Para evaluar el comportamiento de las deformaciones y discriminar en qué momento tomar las medidas pertinentes se establecieron unos límites de atención, alerta y alarma en función de una deformación límite para cada nivel. Así tenemos que para el caso del túnel de aducción los límites son: Atención: 20 mm; Alerta: 40 mm; Alarma: 80 mm. Cuando se pasa del primer nivel se

incrementa la frecuencia de mediciones mientras que pasando el segundo nivel sin tendencia a estabilizar, se implementa un refuerzo antes de llegar al tercer nivel; de llegar a este último sin tendencia a estabilizar se deben aplicar medidas de refuerzo rígido, cierre de la sección por medio de arco invertido e inyecciones de consolidación del macizo si fuera necesario.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar una evaluación geomecánica en campo, que nos permite determinar mediante el uso de aplicación de uno de los métodos de clasificación de rocas más usados en excavaciones subterráneas (cada avance de excavación) un tipo de sostenimiento acorde al tipo de roca que se presente en la construcción de los túneles hidroeléctricos, carreteros, ferroviarios, etc.
- Es necesario mencionar que el control de calidad de los elementos de sostenimiento colocados tales como la medición del espesor del shotcrete via humeda lanzada, la prueba de resistencia de los pernos de anclaje colocados (1 prueba cada 100 pernos colocados), la adecuada colocación de las cimbras tipo herradura, la medición de los puntos de convergencia colocados cada 5 metros de longitud en este tramo de túnel, es un factor importante para la construcción de túneles.
- Se recomienda la instalación y medición de los puntos de convergencia para medir el comportamiento de macizo rocoso y el sostenimiento que se instalaron a lo largo del túnel especialmente en rocas de clases IV-F y V (E, F).
- Se recomienda realizar inyecciones de impermeabilización de avance (tipo paraguas) para los tramos por excavar e inyecciones de impermeabilización radiales para las secciones ya excavadas, si se ha observado la ocurrencia de filtraciones de agua subterránea que han afectado las labores y el sostenimiento colocado

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

1. 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.
2. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. 1974, "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6.
3. Barton, N 2002 Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int J Rock Mech Min Sci., 39(2): 185-216.
4. 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.
5. Hoek, E., and Brown, E.T., 1980, Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining, Metallurgy, London.
6. Terzagui, K. (1946) "Rock defects and loads on tunnel supports".
7. Contrato de Construcción de la Central Hidroeléctrica Chaglla, Ingeniería Básica, Informe Técnico Volumen I, Planos Volumen II.
8. Informe Técnico Consultora Intertechne.
9. Informe Técnico Consultora Mott Mac Donald.

# ANEXO DE MAPAS