

# **“Análisis, diseño y control geotécnico de la excavación del túnel y pozo vertical de la Descarga de Fondo del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón”**



CARLOS DARÍO CALDERÓN QUIRÓS  
CARNÉ: 200537248

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio 2013

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN



# Abstract

This project comes as a contribution to the Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) in the area of geotechnical engineering, with the goal of expanding the design and construction techniques, used in the development of underground works. The geological conditions in Costa Rica have great variety of changes in their curriculum, and its lithology belongs mainly to sedimentary and igneous rocks. Therefore the presence of these rocks are common in tunnel construction, which require flexible methods in the temporary support of the rock, to help overcome the various properties in these clumps. The type of media used underground, applies depending on the behavior of the rock, in most of these works, the strains that threaten its stability, are controlled by a set of support with reinforcement. The temporary support discussed in this paper is intended for use in future projects of the ICE, as an alternative method that provides resistance to control convergence in tunnels, if you comply with the structural requirements and required safety. This support has been very useful in other parts of the world, and is made of a lightweight system or reticulated lattice trusses, which are embedded in a layer of concrete lining, obtaining as a final product a composite section steel reinforced concrete. Recommendations for this support is based on evaluations of different classification systems geomechanical, in the same way to determine the load on the support, resting theories were considered in these systems.

**Keywords:** Control geotechnical excavation methods, types of rock support.

# Resumen

El presente proyecto surge como aporte al Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), en el área de ingeniería Geotécnica con el objetivo de expandir las técnicas de diseño y construcción, utilizadas en el desarrollo de obras subterráneas.

Las condiciones geológicas en Costa Rica presentan gran diversidad de cambios en sus formaciones, y su litología pertenece principalmente a rocas sedimentarias e ígneas. Por lo tanto la presencia de este tipo de rocas, son frecuentes en la construcción de túneles, los cuales requieren de métodos flexibles en el soporte temporal de la roca, que ayuden a superar las distintas propiedades en estos macizos.

El tipo de soporte utilizado en obras subterráneas, se aplica en función del comportamiento de la roca, en la mayoría de estas obras, las deformaciones que afectan su estabilidad son controladas mediante un conjunto de sostenimiento con refuerzo. El soporte temporal analizado en este trabajo, se pretende utilizar en proyectos futuros del ICE, como un método alternativo que provea la resistencia para controlar las convergencias en túneles, siempre y cuando cumpla con las necesidades estructurales y de seguridad requeridas. Este soporte ha sido muy útil en otras partes del mundo, y consiste en un sistema ligero fabricado con cerchas reticuladas o de celosía, las cuales quedan embebidas por una capa de revestimiento de hormigón, y se obtiene como producto final una sección compuesta de hormigón reforzado con acero.

Las recomendaciones para este soporte se basan en las evaluaciones de distintos sistemas de clasificación geomecánica, de la misma forma para determinar la carga sobre el soporte, se consideraron las teorías apoyadas en esos sistemas.

**Palabras clave:** Control geotécnico, Métodos de excavación, Tipos de soporte de roca.

# Contenido

<b>Prefacio</b> .....	3
<b>Resumen Ejecutivo</b> .....	4
<b>Introducción</b> .....	6
<b>Marco Teórico</b> .....	8
Geología regional .....	8
Caracterización del macizo rocoso .....	10
Sistema de clasificación geomecánico.....	12
Metodología para la estimación de cargas de diseño .....	14
Método de las curvas, convergencia- confinamiento .....	18
Análisis numérico del macizo rocoso .....	20
Tipos de soporte .....	22
Sección equivalente .....	27
Método de excavación.....	29
<b>Metodología</b> .....	31
<b>Resultados</b> .....	32
<b>Análisis de resultados</b> .....	53
<b>Conclusiones y recomendaciones</b> .....	56
<b>Apéndice</b> .....	59
Registro del control de convergencias para el pozo y túnel de la descarga de fondo...60	
Modelo axisimétrico del pozo vertical.....	62
Carga sobre el sostenimiento.....	68
Costo del soporte elaborado con cercha reticular .....	71
Fotografías del proceso constructivo y avance de la excavación .....	73
<b>Anexos</b> .....	78
Anexo A .....	79
Anexo B .....	81
Anexo C .....	83
Anexo D .....	85
Anexo E .....	89
Anexo F .....	91
<b>Referencias</b> .....	93

# Prefacio

Las obras subterráneas, se deben a un conjunto de circunstancias favorables, pero de distinta naturaleza, concurridas durante los últimos años en el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), como consecuencia se produce un auge en la excavación, específicamente en túneles, las cuales están presentes desde el inicio en todo proyecto. La etapa de factibilidad arranca con la construcción de galerías de investigación para la exploración geológica, hasta excavaciones de túneles con mayores dimensiones, que serán parte del diseño hidráulico de la presa.

Desde que se iniciaron este tipo de proyectos, las obras subterráneas han sido parte importante en la infraestructura de presa, y equivalen a un gran porcentaje en los objetivos de avance de un proyecto en general, por lo tanto una empresa como el ICE, se considera que ya ha construido una cantidad importante en kilómetros de túneles. La mayoría de estos túneles han sido excavados con técnicas modernas para el soporte y revestimiento, de las cuales algunas técnicas se han basado en la teoría descrita en el siguiente trabajo. Y generan así una ganancia invaluable de conocimiento y experiencia en este campo, que se proyecta en la buena labor de los profesionales a cargo, con la actualización constante en relación con los criterios de diseño, en la utilización de nuevos software y tecnologías que faciliten el proceso, y permitan la optimización en cada uno de los proyectos, los cuales dan mayor seguridad y eficiencia en las construcciones de esta tipología.

En este trabajo se pretende aportar una forma diferente en el tratamiento de sostenimiento para estas excavaciones, con base en el conocimiento actual del método de análisis y diseño, con miras a la transmisión del conocimiento y así poder llegar a una utilidad, dentro de los métodos de trabajo establecidos por la institución, en proyectos futuros. El fin es generar economía y versatilidad a la hora de resolver distintas situaciones en el área de ingeniería de túneles,

que son parte de las experiencias acumuladas en este campo.

El desarrollo de este proyecto de graduación se logró realizar, gracias a la colaboración del departamento de ingeniería de PH Reventazón del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), por lo tanto, un especial agradecimiento por la revisión, atención y colaboración, al profesor Oldemar Ramírez Escribano (profesor guía) y a la profesora Sonia Vargas. Asimismo, se extiende el agradecimiento por toda su colaboración a los ingenieros: Danilo Jiménez Ugalde (geotecnista), Fabián Arquín Boloños (geotecnista), Manuel Cubillo (Ing. Estructural) y Erick Campos Vargas (coordinador de ingeniería).

# Resumen ejecutivo

El presente informe describe un modelo geotécnico y su respectivo análisis de esfuerzos y deformaciones, para la obra subterránea de la Descarga de fondo del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón, desarrollado por el ICE, básicamente apoyado en modelos de elementos finitos, los cuales permiten verificar el refuerzo temporal seleccionado y el comportamiento del macizo durante el proceso de excavación, el cual a su vez se complementa con el monitoreo geotécnico, durante el proceso del pozo vertical y el túnel de la descarga de fondo. Con el fin de brindar información oportuna en la prevención de problemas potenciales de inestabilidad durante la construcción; y así salvaguardar la integridad de la obra y a todos sus colaboradores.

Dentro de los proyectos desarrollados por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), se destacan actividades de importancia como lo es la excavación subterránea, en las cuales se invierte mucho dinero, ya que su desarrollo va: desde la exploración geológica, y pasa por la etapa de diseño, seguida de la construcción; hasta finalizar con la operación funcional para la cual fue diseñada. Es por eso que dentro de la institución, las buenas prácticas del diseño geotécnico y constructivas de las excavaciones, se basan en el control de las deformaciones y los esfuerzos que genera el macizo rocoso, para garantizar la estabilidad de un túnel desde que inicia su excavación, y la forma de lograr la estabilidad, se hace a través de la combinación de sostenimiento y refuerzo.

Entre los objetivos, se pretende que el ICE pueda utilizar en un futuro, otros métodos de soporte distintos a los que normalmente usa, pero que sean aplicados de acuerdo con la teoría para los casos que así requieran. Permitiendo avanzar en sus obras subterráneas, en una forma rápida y económica, sin dejar a un lado la seguridad, de manera que, con la implementación de esta práctica, se puedan reducir costos totales en la inversión de sus proyectos.

Con respecto a la elaboración del trabajo, se ha suministrado un marco teórico, donde se resumieron las diferentes teorías utilizadas en el modelaje de la excavación. Allí se explican los conceptos geotécnicos referentes a la clasificación geomecánica de las rocas, hasta los métodos para calcular las cargas actuantes sobre la estructura de soporte de la excavación. Las teorías descritas se basan en parámetros geológicos, geométricos y tensionales, que caracterizan al macizo, cada una de ellas considera un factor importante en su diseño, con el fin de haber modelado la excavación, lo más fiel a la realidad. Estos modelos han sido elaborados con el Software PHASE 2, el cual permite el modelaje del comportamiento del macizo rocoso, mediante elementos finitos que simulan un análisis en tridimensional de la excavación, por medio de un modelo de deformación plana, que utiliza la sustitución de núcleo, para determinar la secuencia de reducción del módulo de elasticidad del material, dentro de la excavación, sobre un número de etapas.

Con este modelo se obtuvo las condiciones de esfuerzos y deformaciones alrededor del túnel, las cuales fueron comparadas con los esfuerzos reales obtenidos durante la excavación. Lo mencionado anteriormente junto con la información que se extrajo del monitoreo geotécnico, y del control topográfico, a través de la medición de convergencias, ha sido resumida en tablas y cuadros de resultados en este trabajo. Esa es la información necesaria que ayudó a verificar la validez del diseño.

Por otra parte como ya se había mencionado, la estabilidad de la excavación es controlada por la combinación del sostenimiento y refuerzo. En este caso en particular, por las condiciones geomecánicas presentes, la excavación fue estabilizada mediante arcos de acero, (fabricados con vigas de perfil W 8X31), en conjunto con malla electrosoldada y un revestimiento de concreto lanzado de 10, 15 o 20 cm de espesor, según la unidad geotécnica presente. En fin, fue

objetivo de este trabajo, llegar a la comparación de un método de apoyo distinto a los utilizados actualmente, ello fue una alternativa más económica y que sirve para la variedad de condiciones en el terreno.

Este sistema consistió en un conjunto de vigas de celosías, embebidas en hormigón proyectado, donde se variaron sus propiedades elásticas y el espesor, con el fin de llegar a una sección equivalente que pueda hacerse valer por su propia rigidez, para soportar la influencia de las deformaciones que trasmite la roca, incluyendo el efecto generado por el frente de excavación, el cual va en función de la distancia a la que se coloca el sostenimiento. Para su análisis se modeló esta sección en el software SAP 2000 (Versión 14), con el propósito de observar los momentos flectores y fuerzas axiales desarrolladas en el soporte generado por la carga de la roca. De esta manera se comparó con los resultados del modelo en el programa PHASE 2, del cual se obtuvo la influencia del avance del frente de la excavación sobre el sostenimiento, y con ello la atribución sobre el coeficiente de seguridad. El estudio del coeficiente de seguridad generado por el software, fue reforzado de forma manual, con un cálculo de sección equivalente y luego se redistribuyó el momento y el empuje del concreto y el acero en conjunto. Así se obtuvo los diagramas de capacidad de soporte que fueron comparados con los del software.

Dentro del mismo trabajo se encuentra un apartado de anexos, en el cual se muestran varios documentos, que ayudarán al correcto entendimiento de los criterios y teorías establecidas para el diseño y fabricación del soporte con cerchas reticulares, además aparece un cuadro resumen con el costo de fabricación de los diferentes tipos de cerchas.

Durante la generación de estos documentos se contó con el apoyo de profesionales, tanto en la rama de ingeniería geotécnica, estructural como geológica.

# Introducción

El Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), es una institución pública que cuenta con muchos años de experiencia en el campo de generación de energía, explotada en diversos sectores del territorio nacional, y brinda servicios en las áreas de telecomunicaciones y electricidad. Esta institución es la principal generadora y distribuidora de energía eléctrica, industrial y residencial. Se encarga de realizar el diseño y construcción de sus proyectos de generación y telecomunicaciones.

En la actualidad el ICE desarrolla el Proyecto Hidroeléctrico Reventazón (PHR), localizado en la cuenca media del río denominado, aproximadamente 8 km al suroeste de la ciudad de Siquirres. El proyecto aprovechará el potencial energético de este río entre las cotas 265 msnm y 120 msnm.

El área del proyecto se ubica en el distrito de La Florida, cantón Siquirres de la provincia de Limón, se enmarca dentro de las coordenadas geográficas de proyección CRTM05: norte 1116314.998 a 1116306.909 y este 541673.970 a 549662.372. Se le puede ubicar dentro de estas coordenadas en la hoja cartográfica de Bonilla del Instituto Geográfico Nacional, en escala 1:50 000.

Está constituido por una presa de enrocado con cara de concreto (CRFD), que embalsa el agua para transportarla mediante un túnel, y una tubería de presión, hasta la casa de máquinas ubicada en la margen derecha, previendo la construcción de obras subterráneas de magnitud e importancia, como lo es la descarga de fondo, la cual cumple un papel importante durante el llenado del embalse y la etapa de operación del proyecto, inicialmente, controla la velocidad de llenado del embalse y mantiene el caudal aguas abajo en el proceso. Luego a lo largo de la etapa de operación su funcionalidad es primordial para:

- mantener limpia el área de la toma de aguas.

- Disminuir la acumulación de sedimentos en el embalse, mediante descargas parciales.
- Vaciar parcialmente el embalse ante alguna eventualidad relacionada con la seguridad de las obras.

Para cumplir con las funciones previstas, la descarga de fondo debe ubicarse en las cercanías de la toma de aguas. Consiste en un túnel excavado en la margen derecha del río, de 613m de longitud y 8.7 m de diámetro interno, complementado por un pozo vertical de 95m de profundidad, y de 10,81m de diámetro. La compuerta de control es de 3,20 m x 4,70 m (ancho x alto); y tiene la capacidad de descargar 500 m<sup>3</sup>/s, con el nivel máximo de operación del embalse.

Por otra parte, es importante mencionar, que los proyectos en obra realizados por el ICE, están coordinados por el Centro de Servicio de Diseño, y dentro de este departamento, existe una subdivisión llamada Asociación de Ingeniería Geotécnica (AIGT), donde una de sus principales tareas es el control geotécnico de las excavaciones, para brindar información oportuna y así prever problemas potenciales de inestabilidad, verificar criterios de diseño, y a la vez salvaguardar la integridad de la obra y sus colaboradores.

En la mayoría de túneles construidos por el ICE, la estabilidad ha sido controlada por una particular combinación de refuerzo para el sostenimiento temporal, la cual consiste en una sección de viga tipo W (típicamente secciones W6x20 hasta W8x31), que son colocados en conjunto con malla electro soldada y concreto proyectado de espesor variable. Este tipo de sostenimiento implica un alto costo de fabricación, debido al precio del acero en la actualidad. Aun cuando el comportamiento del sostenimiento colocado típicamente en los túneles del ICE es satisfactorio, en muchos casos



podría ser remplazado por un sistema de sostenimiento diferente, que de la misma forma involucra la combinación de acero y concreto, pero en este caso se utilizaría un arco más ligero, el cual estaría constituido por una cercha de acero o vigas de celosías embebidas en concreto lanzado.

Por último se hace referencia, que para el análisis de la excavación se supone un comportamiento elastoplástico del macizo rocoso, basado en el criterio de ruptura de Hoek –Brown.

Aunque el estudio de la interacción del macizo y sostenimiento debe ser tridimensional, en algunos casos específicos, los resultados de análisis dimensionales aportan resultados similares que utilizan técnicas que simulan el avance de la excavación, de tal forma que se pueda reducir el efecto del frente.

En este trabajo en particular se describe el CoreReplacementTechnique, por sus siglas en inglés (Técnica de remplazo de núcleo), con la cual se logra simular un análisis en tres dimensiones, mediante un modelo de deformación plana, que utiliza la sustitución de núcleo, para determinar la secuencia de reducción del módulo de elasticidad del material dentro de la excavación, sobre un número de etapas, y con ello ver la respuesta del sostenimiento empleado en una excavación realizada en un macizo rocoso de distintas características resistentes.

La práctica profesional dirigida que se expone en este documento, consiste en la elaboración de un modelo de elementos finitos para corroborar la estabilidad del túnel, a la hora de utilizar un soporte temporal fabricado con cerchas reticulares en combinación con concreto lanzado.

Para la ejecución de esta práctica, se definieron los siguientes objetivos:

## Objetivo general

- Analizar el diseño y la factibilidad técnica de un soporte temporal que garantice la estabilidad y seguridad de la excavación con la combinación de concreto y acero, para que sea utilizado como soporte auxiliar y expanda los métodos en la construcción de túneles utilizados por el ICE.

## Objetivos específicos

- Recabar y procesar la información geológica y geotécnica de la excavación de la obra.
- Elaborar modelos de elemento finito en secciones determinadas del pozo y el túnel de la descarga de fondo, mediante la utilización del software PHASE 2, para obtener una aproximación de la distribución de esfuerzos y deformaciones alrededor de las excavaciones.
- Controlar la excavación de las obras que forman la descarga de fondo, mediante un apropiado monitoreo geotécnico, que incluye medidas de convergencia, que proporcionen la información necesaria para verificar la validez del diseño.
- Proponer el diseño teórico de una cercha reticular como soporte temporal para el túnel de la descarga de fondo.
- Comparación económica de las cerchas reticulares con las vigas de acero tradicionales.
- Garantizar la factibilidad técnica de utilizar el soporte propuesto en condiciones requeridas por la excavación, con base en el soporte usualmente utilizado por el ICE.

# Marco Teórico

## Geología Regional

El sector donde se ubica el PH Reventazón posee condiciones geológicas complejas, debido a la presencia de estructuras de fallas y pliegues producto de la configuración tectónica regional, además de la presencia de depósitos volcánicos recientes que cubren gran parte de la zona.

En la zona del proyecto se registra la historia geológica que ha experimentado la región a partir del Mioceno Superior reciente. Las unidades sedimentarias encontradas corresponden con las formaciones Uscari, Río Banano y Suretka.

Las formaciones volcánicas o subvolcánicas que se encuentran son Doán y depósitos volcánicos recientes. Además la actividad erosiva- fluvial y aluvial reciente genera depósitos extensos de aluviones y coluvios.<sup>1</sup>

### Geología de la descarga de fondo

Las litologías presentes en los sitios de presa corresponden a tres formaciones geológicas: Fm. Doán, Suretka y Fm. Guayacán. La parte superior es generada por una brecha lahárica consolidada asociada a la Fm Doán, cuyo espesor varía entre 50 m y 200 m; la parte intermedia está conformada por un conglomerado de la formación Suretka (depósito de abanico aluvial) con un espesor que varía entre 65 m y 130 m; la parte inferior está constituida por varias coladas de lava (Formación Guayacán) y paleosuelos, las lavas son de composición basáltica alcalina con un espesor variable entre 30 m y 190 m.

El pozo y el túnel de la descarga atravesarán rocas volcánicas de la formación Doán y/o sedimentarias continentales de la formación Suretka. Su distribución a lo largo de la línea del

túnel puede ser observada en cada uno de los perfiles geológico - geotécnico. A continuación se describe cada una de las formaciones.

### Brecha (formación Doán)

La formación Doán corresponde con rocas ígneas laháricas. Lo conforman bloques angulares a subredondeados inmersos en una matriz limo-arcillosa con arenas. La matriz es muy heterogénea, por lo general se presenta bien soldada y muy fina, en ocasiones muestra un alto contenido de vidrio volcánico y es común encontrar restos de materia vegetal. La proporción de bloques es de un 60% con respecto a un 40% de la matriz. Los bloques tienen un diámetro que oscila entre los 2 cm y 50 cm y no se observa contacto entre ellos. Su edad corresponde al Pleistoceno superior.

Las excavaciones subterráneas en rocas de este tipo tienen comportamientos variables. El elemento clave en el comportamiento de la estabilidad de la roca, está condicionado a la presión hidrostática. Con bajas presiones hidrostáticas, la roca tiene un comportamiento muy favorable y los soportes de la roca son livianos. Lo contrario ocurre con presiones hidrostáticas altas, donde el comportamiento de la roca decae significativamente y permite mucha inestabilidad dentro de la excavación, por lo que se requieren tratamientos de soporte pesados.

### Conglomerado (formación Suretka)

La formación Suretka corresponde a una secuencia estratificada de rocas sedimentarias continentales. La conforman capas de gravas y bloques con excelente redondez, de 2 cm a 60 cm de diámetro, inmersos en una matriz arenosa de grano principalmente medio, el contacto es por

---

<sup>1</sup> ICE, Agosto 2009. Informe de Factibilidad, vol.1

matriz, con contacto ocasional entre bloques. Su edad corresponde al Plioceno.

Esta unidad es susceptible a experimentar una rápida descompresión en superficies expuestas al medio, consideración que debe ser tomada en cuenta cuando se requiere planificar una excavación. La permeabilidad primaria del conglomerado tiende a ser baja, debido a la consolidación de la matriz, y aumenta a través de las fisuras, producto de una permeabilidad secundaria, ya que esta última incluye todo el macizo como tal y su permeabilidad varía según la frecuencia en la que se encuentren las fracturas.

Desde el punto de vista geomecánico tanto la brecha Doán como el conglomerado Suretka son rocas blandas, formadas por clastos duros, embebidos en una matriz de consistencia variable.

Las propiedades geotécnicas de la roca intacta y del macizo rocoso, se estimaron mediante ensayos in situ ejecutados en las galerías, trincheras y perforaciones realizadas, y ensayos de laboratorio ejecutados en muestras representativas tomadas durante la investigación de campo.

La resistencia a la compresión simple promedio de la formación Doán es de 5,0 MPa y de la formación Suretka es de 7,0 MPa. Como estos materiales no presentan un diaclasado sistemático, su comportamiento tiende a ser el de un material masivo, pero de alta deformabilidad y baja resistencia. Sin embargo, los conglomerados presentan una asinotropía relacionada con su origen sedimentario, que se ha traducido en planos de debilidad paralelos a la estratificación.

Los módulos de deformabilidad de las brechas Doán varían entre 1000 MPa y 1200 MPa, y los módulos de los conglomerados oscilan entre 1500 MPa y 2000 MPa. Sin embargo, en ambos materiales se presentan profundidades de descompresión entre 30 m y 40 m, donde los módulos de deformabilidad no superan los 300 MPa.

En la descripción anterior se resumieron las formaciones geológicas predominantes en el área principal, donde se desarrollan las obras del proyecto, además se mencionaron algunas propiedades básicas consideradas a la hora del diseño, seguidamente se muestra en la figura.1, el mapa geológico del área en estudio.<sup>2</sup>

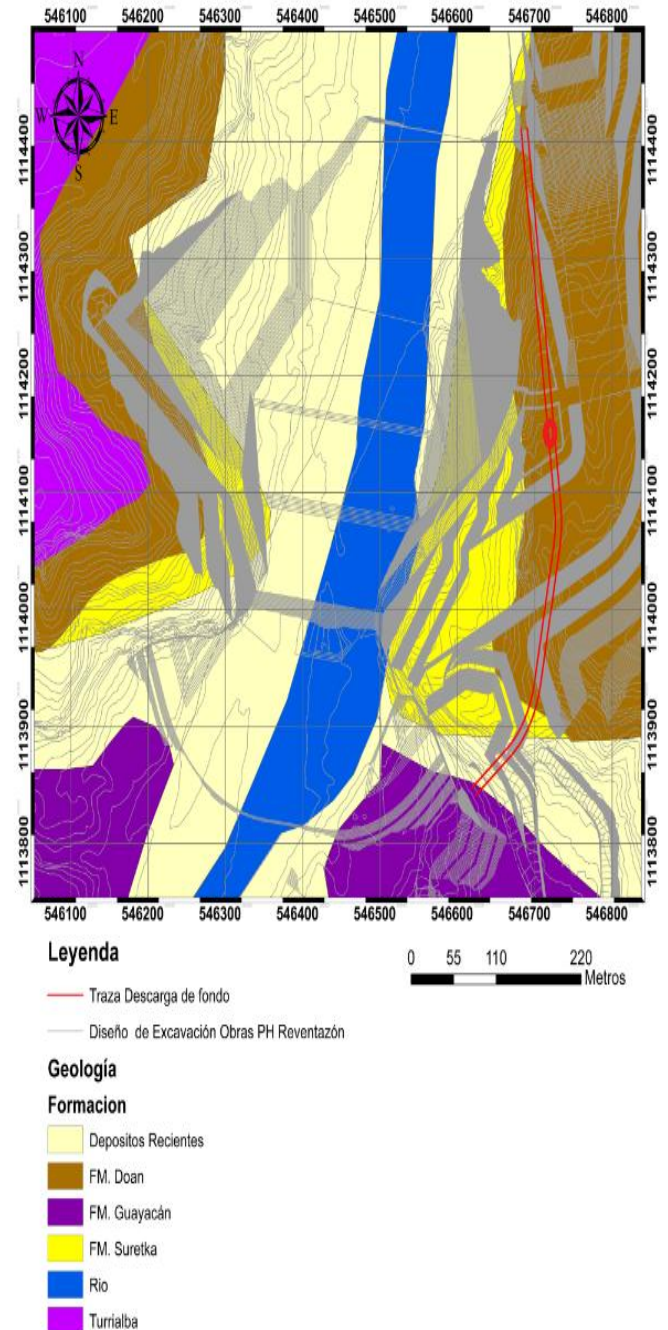


Figura1. Mapa geológico del área en estudio (Geol. Salazar Jorge, 2013)

<sup>2</sup> ICE, Agosto 2009. Informe de Factibilidad, vol.1

## Caracterización del macizo rocoso

La investigación del macizo rocoso en el PHR se desarrolló mediante el levantamiento detallado de campo, galerías de investigación (en el sitio de la presa) y perforaciones con recuperación de testigo. En las galerías de investigación se llevaron a cabo ensayos de corte directo, y ensayos de deformabilidad con placa rígida. En las perforaciones se ejecutaron ensayos de deformabilidad con el Goodman Jack y en el laboratorio geotécnico se realizaron pruebas de corte directo, ensayos triaxiales, resistencia a la compresión uniaxial, resistencia a la tracción, clasificación SUCS, densidad, gravedad específica, entre otros, utilizados como complemento para estimar parámetros del macizo rocoso.

### Criterio de Rotura

El criterio de rotura se define como la superficie límite expresada en coordenadas de tensiones principales  $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)=0$ , de forma que cualquier punto en el que las tensiones principales caigan en esta superficie o fuera de ella, representa la falla. Debido a las limitaciones físicas existentes en la fase experimental, los criterios de rotura se suelen expresar en dos dimensiones, al indicar la relación existente entre la tensión principal mayor y menor, ya que la influencia de la tensión intermedia sobre la rotura es pequeña.  $f$  es la superficie que limita el dominio elástico del material, en el espacio bidimensional de tensiones principales, y la ecuación que describe esta superficie de fluencia es el criterio de rotura (ver Figura 2).

Dependiendo de cómo se defina la ecuación de la superficie de fluencia ( $f$ ) se obtienen distintos criterios de rotura. A continuación se hace una descripción del criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb, y del criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown.

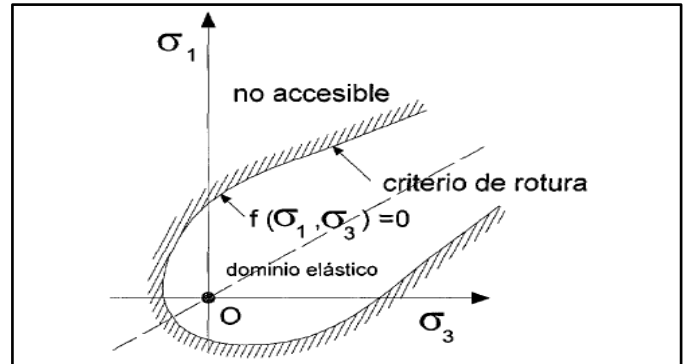


Figura 2. Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales. (Modificada de según Melentijevic, 2005).

### Criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb

Es un criterio de rotura lineal, esto significa que la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal.

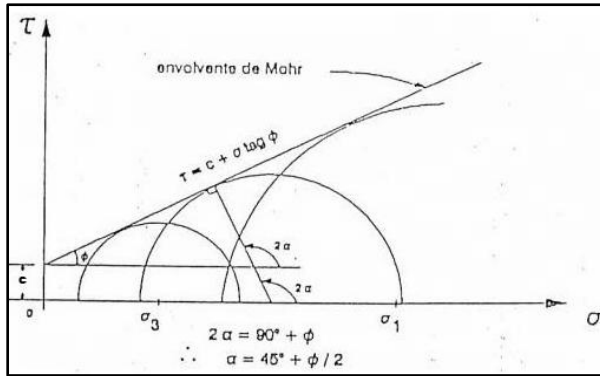
Aunque el comportamiento de la roca en un ensayo triaxial no concuerda con un modelo lineal, Mohr-Coulomb se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad.

Generalmente para el caso del criterio de Mohr-Coulomb, se define el criterio de rotura en función de la tensión tangencial y la tensión normal en un plano (Ver figura 3). En este caso la superficie de fluencia es de la forma  $\tau = f(\sigma)$ . La expresión matemática de dicha ecuación es:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \dots \dots \dots \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

- $c$  es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- $\phi$  es el ángulo de fricción
- $\tau$  es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura
- $\sigma_n$  es la tensión normal que actúa en el plano de rotura



**Figura 3.** Representación de la envolvente de Mohr Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Modificada de según Melentijevic, 2005.

En este caso, el dominio elástico viene representado por la envolvente de Mohr. Por lo tanto, haciendo referencia a la que se ha dicho anteriormente, los puntos del macizo con estado tensional por debajo de dicha envolvente, están en un estado elástico, mientras que los que se sitúan encima se encuentran en rotura. La zona de estados tensionales inaccesibles para este macizo, es aquella que se encuentra por encima de la envolvente de Mohr<sup>3</sup>

### Criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown

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

Este criterio va dirigido a estimar la resistencia triaxial de los macizos rocosos, para el diseño de excavaciones subterráneas. Es un criterio experimental que está definido por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m\sigma_c * \sigma_3) + (S * \sigma_c^2)} \quad \text{..Ecuación 2}$$

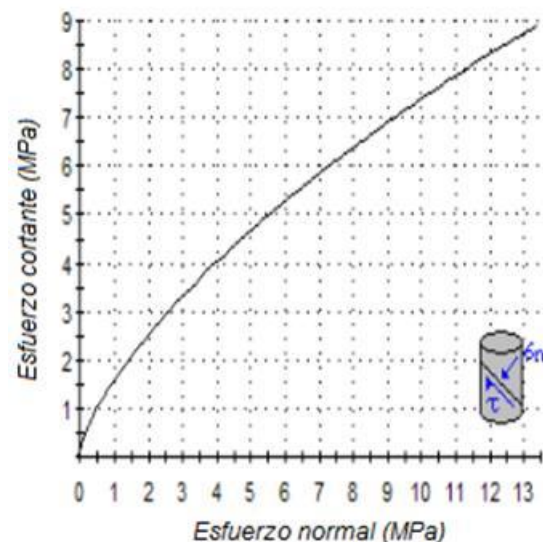
dónde:

- $\sigma_1$  es la tensión principal mayor en la rotura.

<sup>3</sup><http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6529/7/06.pdf>

- $\sigma_3$  es la tensión principal menor aplicada a la muestra.
- $\sigma_c$  es la resistencia a compresión simple de la roca.
- $m, s, a$ , son constantes que dependen de la roca y el macizo rocoso.

En la Figura 4 se representa las tensiones de rotura para el criterio de rotura de Hoek&Brown, en donde se aprecia que la función que define el dominio elástico es no lineal. Tal y como se ha indicado para el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, los estados de tensiones encima de la curva están en rotura, mientras que los interiores están en el dominio elástico, y los estados tensionales por encima de la curva son inaccesibles para este determinado caso.



**Figura 4.** Representación del criterio de rotura de Hoek&Brown, en el espacio de tensiones normal y tangencial.

La resistencia o compresión simple de la roca se determina en el laboratorio. La resistencia del macizo rocoso se obtiene sustituyendo  $\sigma_3 = 0$  en la ecuación 19.<sup>4</sup>

<sup>4</sup><http://www.inforock.es/Georock2.htm>

## Sistemas de clasificación geomecánica

Los métodos de clasificación geomecánica son de especial interés en excavaciones subterráneas. De estos podemos obtener recomendaciones para la excavación y el soporte temporal del túnel.

Sin embargo para el estudio de la descarga de fondo del PH Reventazón se utilizaron varios métodos de clasificación geomecánica: el **Sistema Q** propuesto por Barton en 1974, el **RMR** (Rock Mass Rating) propuesto por Bienawski en 1989, el **RSR** (Rock Structure Rating) de Wickman en 1972 y el **GSI** (Geological Strength Index) de Hoek en 1994.

### Sistema Q

El valor Q es calculado con base a seis parámetros de la masa de roca, determinados durante un mapeo geológico. El valor de Q da una buena descripción de la estabilidad de un macizo rocoso. La forma para calcularlo es la siguiente:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \dots \dots \dots \text{Ecuación 3}$$

Dónde:

Q= índice de calidad de túneles

RQD= índice de calidad de roca

Jn= familia de discontinuidades

Jr= rugosidad

Ja= alteración

Jw= factor de reducción por agua

SRF= factor de reducción por esfuerzo

Q	Grupo	Clasificación
0.001-0.01	3	Excepcionalmente pobres
0.01-0.1		Extremadamente pobres
0.1-1		Muy pobre
1-4	2	Pobre
4-10		Regular
10-40		Buena
40-100	1	Muy buena
100-400		Extremadamente buena
400-1000		Excepcionalmente buena

Figura 5. Clasificación del macizo rocoso basado en valores de Q.

## Sistema RMR

Es una forma de clasificar el macizo de manera similar al método anterior, basado en 6 parámetros geológicos, pero para aplicar esta clasificación en un sitio determinado, se debe dividir en un número de unidades estructurales geológicas, de tal manera que cada tipo de masa de roca se representa por separado de acuerdo a la unidad estructural geológica que corresponda.

Los parámetros para cada unidad son:

1. Resistencia a la compresión uniaxial del material de roca intacta.
2. Designación de la calidad de roca (RQD)
3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Condición de juntas
5. Condición del agua subterránea
6. Orientación de las juntas

$$RMR = (1) + (2) + (3) + (4) + (5) + (6) \dots \text{Ecuación 4}$$

Rango RMR	Descripción del macizo rocoso	Clase
81-100	Muy bueno	I
61-80	Bueno	II
41-60	Medio	III
21-40	Malo	IV
0-20	Muy malo	V

Figura 6. Clasificación RMR

Además, el RMR permite la obtención de la cohesión y el ángulo de fricción, parámetros resistentes del criterio de Mohr Coulomb. En las siguientes ecuaciones se muestran las relaciones entre el RMR y los parámetros resistentes.

$$c = 5 RMR \text{ (kPa)} \dots \dots \dots \text{Ecuación 5}^5$$

$$\phi = 5 + \frac{RMR}{2} \text{ (deg)} \dots \dots \dots \text{Ecuación 6}^6$$

<sup>5,6</sup>Singh B. &Goel R.K., 2006.Tunnelling in Weak Rocks.

## Sistema RSR

Describe un método cuantitativo para referirse a la calidad de una roca y para la selección de un apoyo adecuado sobre la base de la estructura. Para llegar al cálculo numérico es necesario considerar los siguientes 3 factores:

**Parámetro A**, Geología: Valoración general de la estructura geológica con base en:

- Tipo de origen de la roca (ígneas, metamórficas, sedimentarias).
- Dureza de la roca (duro, medio, blando, descompuesto).
- Estructura geológica (masiva, ligeramente defectuosa / plegada, criticada moderadamente / plegada, intensamente criticada / doblada).

**Parámetro B**, Geometría: Efecto de la discontinuidad patrón con respecto a la dirección de la unidad de túnel con base en:

- Espaciamiento de las juntas.
- Orientación de las juntas (dirección y pendiente).
- Dirección de la unidad de túnel.

**Parámetro C**: Efecto de la entrada de dichas aguas y la condición conjunta con base en:

- La calidad global masa de roca sobre la base de A y B combinados.
- Condición de la articulación (buena, regular, mala).
- Importe de la entrada de agua (en galones por minuto por cada 1000 pies de túnel).

**RSR = A + B + C**.....Ecuación 7

## Sistema GSI

El GSI (Índice de resistencia geológica) estima la reducción de la resistencia del macizo para diferentes condiciones geológicas, se considera una relación empírica, ya que para determinar sus parámetros se basa en descripciones de la calidad del macizo, a partir de observaciones geológicas de campo. Hoek et al.; (1995) lo presenta como un complemento a su criterio generalizado de falla en roca, y como una forma

de calcular los parámetros “s” y “m<sub>b</sub>”, utilizados para el cálculo de la resistencia en el criterio.

Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficie. A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la unión que existe entre ellas, que viene dada por las formas yaristas que presentan, así como de su cohesión. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si esta alterada, si ha sufrido erosión o qué tipo de textura presenta, y el tipo de recubrimiento existente.

Una vez realizadas las observaciones se escoge en la Figura 4, la situación que más se acerca a la realidad del macizo en estudio, y se obtiene de esta forma, el valor del GSI.

Tal y como se observa en la Figura 7, los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los valores cercanos al 1 corresponden a las situaciones del macizo rocoso de menor calidad, es decir con la superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas, y con una estructura poco resistente debido a las formas redondas, y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.<sup>7</sup>

---

<sup>7</sup><http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6529/julio/06.pdf>

ROCAS DIACLASADAS (Hoek and Marinos, 2000)		CONDICIONES DE SUPERFICIE				
A partir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima un valor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso. Un rango de 33-37 es más realista que un GSI=35. Note que la tabla a macizos estructuralmente controlados por fallas, donde planos estructurales débiles están presentes en una dirección desfavorable con respecto al frente de excavación, estos podrán dominar el comportamiento del macizo rocoso. Las zonas de falla son propensas a la alteración como resultado de los cambios de humedad que pueden reducirse cuando el agua está presente. Cuando trabajamos en rocas de regular o mala calidad, cambian las condiciones por el cambio de humedad. La		MUY BUENAS	BUENAS	REGULAR	POBRE	
		Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, frescas	Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas, manchadas con hierro	Superficies lisa, moderadamente meteorizadas y alteradas	Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y rellenos compactos o rellenos de frag.	
		MUY POBRE				
		Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcillas suaves.				
		DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE				
INTACTA O MASIVA - Especímenes de roca intacta o masiva in-situ, roca con discontinuidades amplias y espaciadas	90				N/A	N/A
FRACTURADA - Macizo rocoso con bloques entrelazados, consistente en bloques cúbicos formados por tres intersecciones de	80	70				
MUY FRACTURADA - Macizo parcialmente perturbado con bloques entrelazados y angulares, formados por cuatro o más		60				
FRACTURADA / PERTURBADA - Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares formados por la intersección de varios			50			
DESINTEGRADA - Macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente				40		
FOLIADA / LAMINADA - Se carece de bloques debido débil material presente en los planos de foliación o de cizalla					30	
						20
						10
	N/A	N/A				

Figura 7. Estimación del GSI, basado en observaciones geológicas. (Extraído de Hoek et al., 2002.)

## Metodología para la estimación de cargas de diseño

La carga de roca, se ha definido a lo largo del tiempo por un conjunto diverso de teorías establecidas desde antes de la década de 1950, se considera a Terzaghi (1946) como el primero en clasificar el terreno orientado a la construcción de túneles, con esta clasificación basada en el RQD (Rock Quality Designation) estableció el método para calcular las cargas actuantes sobre la estructura de soporte de la excavación, de ahí parten las nuevas teorías, las cuales se basan en parámetros geológicos, geométricos y tensionales que caracterizan al macizo, cada una de ellas considerando un factor muy importante en su diseño, como lo es el de diferenciar las secciones de excavación, de acuerdo con un rango de coberturas y a su diámetro, principio

que nace con el simple experimento del “efecto de arqueo”, del cual se deduce que el sostenimiento sobre un túnel es cargado por un volumen de terreno que entra en descompresión a la hora de excavar, y está delimitado por una variación parabólica de altura  $H_p$ , la cual se mide en función de la cobertura del túnel.

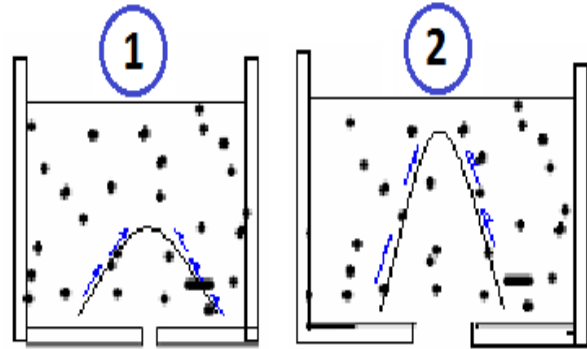


Figura 8. Efecto de arqueo, cajón lleno de arena con ranura en la parte inferior. Teoría de Terzaghi (1925-1946)<sup>8</sup>

Como se puede observar en la figura 8, conforme aumenta la ranura, la presión tiende a aumentar gradualmente, aunque no alcanza el valor de la columna de arena, la cedencia de una ranura puede asimilarse a la cedencia del techo de un túnel, por el efecto de presión vertical. Si el techo se deja sin soporte (lo que equivale a dejar la ranura abierta) se llegará a regenerar la presión sobre él.

A pesar de ser métodos empíricos, las teorías existentes para calcular las cargas sobre el sostenimiento, todas convergen a la conclusión de ser el resultado de la interacción entre:

- Estado de sollicitación.
- Propiedades geomecánicas del sitio.
- El método de construcción.
- Tipo de sostenimiento.

Las consideraciones descritas anteriormente son aseveraciones tomadas en métodos antiguos y en algunos más recientes para estimar cargas actuantes y definir soportes por aplicar: Bierbaumer (1913), Terzaghi (1946), Protodyakonov (1960), Wickham (1972),

<sup>8</sup>[http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/silviorojas/tunel/Clase1\\_RocasDiscontinuidades.pdf](http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/silviorojas/tunel/Clase1_RocasDiscontinuidades.pdf)



Bienawski (1973), Barton (1974), Rose (1982), Perri(2000), son solamente algunos ejemplos más importantes en la teoría y práctica del *tunneling*.<sup>9</sup>

## Bierbaumer

Bierbäumer (1913) supone que la forma de esfuerzos en la zona relajada producto a la excavación del túnel podría ser una parábola, como se muestra en la Figura 5. En esta misma figura, “*b*” es el ángulo de fricción interna de la masa de roca, “*m*” es la altura del túnel, y “*B*” es la anchura de la zona relajada. Como puede verse, la zona superior actúa sobre el túnel a lo largo de  $45^\circ + \phi / 2$  plano inclinado, como una carga vertical. La altura de la zona relajada (*h*) se supone que es proporcional a la profundidad del túnel (*H*),  $h = \alpha H$  ( $\alpha$  es el factor de reducción).<sup>10</sup>



Figura 9. La relajación asumida de Bierbaumer (Széhy, 1973)

En el túnel de corona, la carga vertical se puede dar como sigue;

$$P_v = \alpha \gamma H \dots\dots\dots \text{Ecuación 8}$$

<sup>9</sup>G - Artículo - Perri - Clases de comportamiento y cargas de diseño para túneles excavados convencionalmente.

<sup>10</sup><http://www.crcnetbase.com/doi/abs/10.1201/NOE0415408073.ch130>

Donde  $\gamma$  es el peso específico del macizo rocoso, y el factor de reducción puede calcularse:

- Cuando *H* es muy pequeño:  
 $\alpha = 1 \dots\dots\dots \text{Ecuación 9}$

- Cuando  $H \leq 5B$ :  
 $\alpha = 1 - \frac{\tan \phi + \tan^2(45 - \phi/2)H}{b + 2m \tan(45 - \phi/2)} \dots\dots \text{Ecuación 10}$

- Cuando  $H \geq 5B$ :  
 $\alpha = \tan^4(45 - \phi/2) \dots\dots\dots \text{Ecuación 11}$

## Terzaghi

Terzaghi clasifica el terreno en nueve categorías y proporciona la "carga de roca" o tensión vertical que soportarían las cerchas de sostenimiento de un túnel construido por procedimientos tradicionales. Refleja la práctica habitual de los años 1930-1970 en Norteamérica. Los conceptos de Terzaghi en relación con el comportamiento del terreno están sintetizados en la Fig. 10.

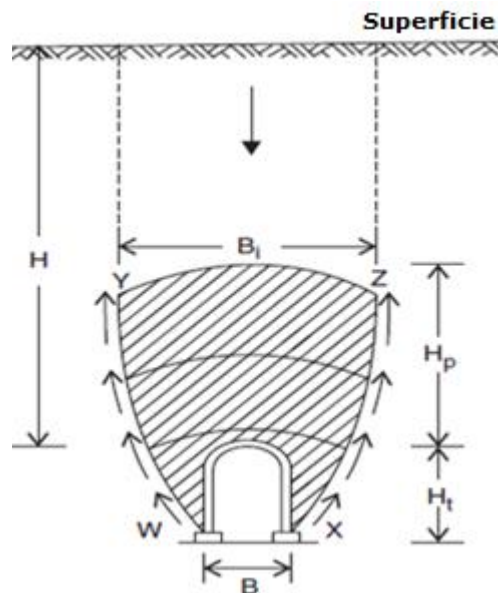


Figura 10. Configuración del arco de tierra (Terzaghi 1946)

La carga vertical en la roca se determina a partir de la ecuación:

$$P_v = \gamma H_p \dots\dots\dots \text{Ecuación 12}$$

Es importante señalar, que el método de Terzaghi proporciona una presión de apoyo razonable,

para túneles pequeños con valores de  $B < 6m$ ; limitando la metodología a un tipo de excavación en particular. Es por esta razón que otros autores la toman como base y consideran parámetros en los que se involucran las propiedades de la roca y nuevos métodos de excavación.

Deere *et al.* (1970) modifica el sistema de clasificación de Terzaghi, mediante la introducción del RQD como la medida única de la calidad de la roca, seguidamente modificada por Rose (1982).<sup>11</sup> Sin embargo, también se consideran insuficiente para describir el macizo rocoso, y estimar un cálculo certero de la presión que ejerce la roca sobre el soporte.

Rock class	Rock condition	Rock load factor $H_p$	Remarks
I.	Hard and intact	Zero	Light lining required only if spalling or popping occurs.
II.	Hard stratified or schistose	0 to 0.5B	Light support mainly for protection against spalling. Load may change erratically from point to point.
III.	Massive, moderately jointed	0 to 0.25B	
IV.	Moderately blocky and seamy	0.25B to 0.35 (B + H <sub>t</sub> )	No side pressure.
V.	Very blocky and seamy	0.35 to 1.10 (B + H <sub>t</sub> )	Little or no side pressure.
VI.	Completely crushed but chemically intact	1.10 (B + H <sub>t</sub> )	Considerable side pressure. Softening effects of seepage toward bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs.
VII.	Squeezing rock – moderate depth	1.10 to 2.10 (B + H <sub>t</sub> )	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
VIII.	Squeezing rock – great depth	2.10 to 4.50 (B + H <sub>t</sub> )	
IX.	Swelling rock	Upto 250 ft (80 m), irrespective of the value of (B + H <sub>t</sub> )	Circular ribs are required. In extreme cases, use of yielding support recommended.

Figura 11. Carga de roca en tuneles, para los diferentes tipos de roca establecidos por Terzaghi.

### Protodyakonov

Este método fue desarrollado también para suelos granulares y está basado en que el fenómeno de arqueo por encima del túnel tiene la forma de bóveda parabólica como se indica en la figura 12, cuyo equilibrio se logra cuando los

esfuerzos a lo largo de la frontera son exclusivamente a compresión.

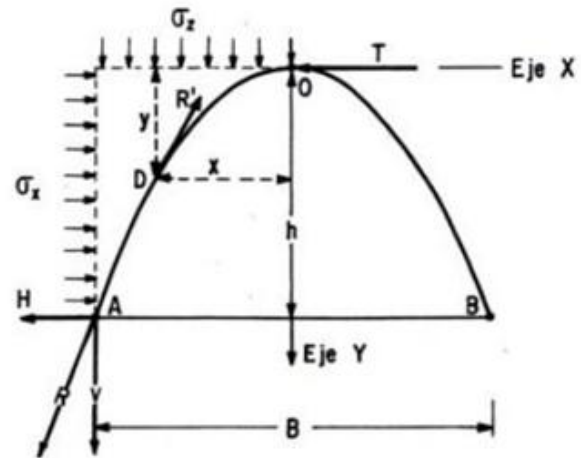


Figura 12. Criterio de Protodyakonov

Con este criterio, la carga vertical que actúa sobre el sostenimiento del túnel está dada por la siguiente expresión:

$$Pv = \frac{1}{3} * \frac{\gamma B}{f} \dots \dots \dots \text{Ecuación 13}$$

Dónde:

$$f = \tan\phi * \frac{c}{q_u} \dots \dots \dots \text{Ecuación 14}$$

Para este la presión vertical es independiente de la profundidad del túnel (este criterio no toma en cuenta el nivel de esfuerzos a la profundidad del túnel) y depende únicamente de la geometría del mismo y de las propiedades geomecánicas del material.

### Bienawski

El método establecido para calcular la presión vertical sobre el túnel es basado en la clasificación del RMR (Bienawski) pero la fórmula la establece Unal en 1983, quien propone que la carga sobre el sostenimiento es:

$$Pv = \gamma H_p \dots \dots \dots \text{Ecuación 15}$$

Donde,

$$H_p = \left( \frac{100 - RMR}{100} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 16}$$

<sup>11</sup>Singh B. &Goel R.K., 2006.Tunnelling in Weak Rocks.

## Barton

Barton *et al.* (1974, 1975) traza las capacidades de apoyo de 200 aberturas subterráneas contra la calidad de masa de roca (Q), como se muestra en la fig. 9. Se encontró la siguiente correlación empírica de presión de soporte final<sup>12</sup>:

$$P_v = \left(\frac{0.2}{J_r}\right) * Q^{-1/3} \dots\dots\dots \text{Ecuación 17}$$

$$P_h = \left(\frac{0.2}{J_r}\right) * Q_w^{-1/3} \dots\dots\dots \text{Ecuación 18}$$

El factor de pared (Q<sub>w</sub>) se obtiene después de multiplicar Q por un factor que depende de la magnitud de Q como se indica a continuación:

Rango de Q	Factor de Q <sub>w</sub>
>10	5.0Q
0.1-10	2.5Q
<0.1	1.0Q

## Perri

Para la determinación de las cargas del terreno es necesario determinar si el túnel posee coberturas bajas, intermedias o altas. El valor de la cobertura límite depende de las dimensiones de la sección y de las características geomecánicas del terreno. En general, los valores correspondientes a las dos coberturas límites se pueden estimar con las siguientes relaciones:

$$H_i = b \left(\frac{50}{GSI}\right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 19}$$

$$H_s = b \left(\frac{GSI}{5}\right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 20}$$

Donde H<sub>i</sub> es el valor que delimita las secciones con coberturas bajas de las intermedias, H<sub>s</sub> es el valor que delimita las secciones con coberturas intermedias de las altas, b es el ancho o diámetro equivalente del túnel y GSI es el índice de resistencia geológica de la roca.

Para las zonas con coberturas bajas, la carga vertical sobre el revestimiento será igual a la carga gravitacional (γ<sub>H</sub>), correspondiente a un sólido de altura coincidente con la cobertura específica. Las cargas horizontales de diseño serán iguales a las que se deriven de la aplicación de la teoría clásica de empujes sobre estructuras de contención de tierras y además, actuarán también acciones sísmicas.

La carga del terreno en las zonas del túnel con coberturas intermedias se puede estimar como la presión correspondiente a la base de un sólido de altura H<sub>p</sub> = α (b+h), siendo “α” un coeficiente de proporcionalidad lineal (de Terzaghi) en función de las características geomecánicas del terreno y siendo “b” el ancho y “h” la altura de la sección del túnel. Las acciones sísmicas no deberán ser consideradas en el diseño del revestimiento en zonas de profundidades intermedias.

El coeficiente de proporcionalidad (α) es función del “GSI” y “m<sub>i</sub>” (constante que define el carácter friccionante de la roca), y responde aproximadamente a la fórmula (Perri, 2006):

$$\alpha = 1244 \cdot m_i^{-1.4330} \cdot GSI^{(0.0004 \cdot m_i^2 - 0.0046 \cdot m_i - 1.2344)} \dots\dots\dots \text{Ecuación 21}$$

Los valores de presión vertical y horizontal sobre el revestimiento obedecen a las expresiones:

$$CV = \gamma \cdot \alpha (b + h) \dots\dots\dots \text{Ecuación 22}$$

$$CH = K_0 \cdot P_v \dots\dots\dots \text{Ecuación 23}$$

Donde K<sub>0</sub> es la relación entre las presiones horizontal y vertical del terreno. Para efectos del diseño se recomienda utilizar en los análisis un valor de K<sub>0</sub> entre 0,20 y 0,30. Adicionalmente, se redujeron las cargas de empuje del terreno para el diseño del revestimiento en un 50% asumiendo que durante el periodo de construcción el soporte temporal ya ha absorbido dicho porcentaje de las cargas.

<sup>12</sup>Singh, B., & Goel, R.k., 2006. Tunnelling in Weak Rocks.

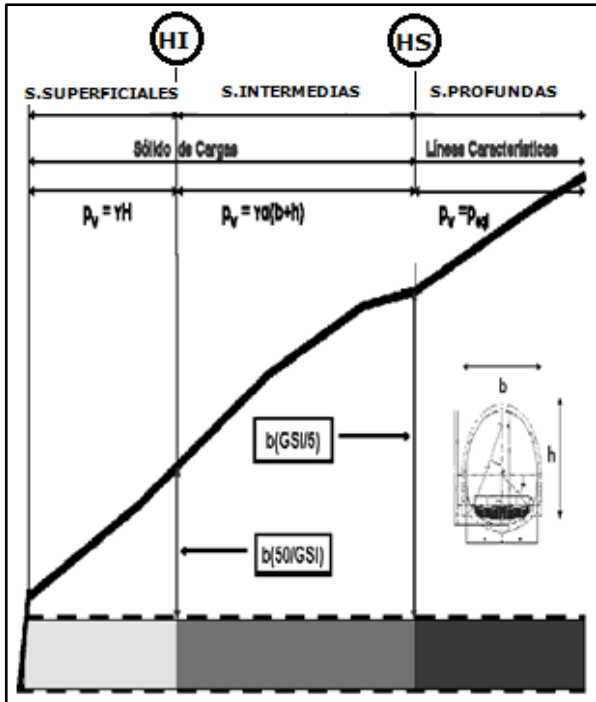


Figura 13. Esquema de coberturas (Perri, 2000)

## Método de las curvas, convergencia-confinamiento

Para caracterizar correctamente un macizo rocoso, a la hora de ejecutar una obra subterránea, es importante conocer las propiedades básicas que describen la calidad del material, estructuras y características geomecánicas, pero también es necesario conocer el estado tensional in-situ.

Un macizo rocoso desarrolla una respuesta ante una determinada excavación, ya que esta origina un cambio del estado tensional del mismo.

Es importante plantear un modelo constructivo adecuado, de forma que el macizo trabaje en forma continua o discontinua.

Las formas que definen el comportamiento de una roca pueden ser mediante el estado de tensiones o mediante deformaciones.

Al realizar una excavación en un macizo rocoso, se produce una redistribución en el estado tensional existente, lo que puede originar

deformaciones permanentes o incluso el colapso de la excavación, debido a que se ha superado la resistencia de la roca.

Este método se basa en dos supuestos, el campo de tensiones normal principal a lo largo del eje del túnel, es una magnitud constante  $\sigma_o$ , independientemente de la orientación radial, y el túnel es de sección circular de radio R. La característica principal del método (Panet (1995)) es que sustituye un problema tridimensional por uno de deformaciones planas.

La ley de convergencias del macizo o curva característica de una excavación, puede definirse como la representación gráfica de la relación entre la presión radial aplicada en el perímetro de la excavación  $\sigma_r$  y el desplazamiento radial  $u$  del mismo al estabilizarse el sistema, y viene dado por:

$$f_m(\sigma, u) = 0 \dots \dots \dots \text{Ecuación 24}$$

El sostenimiento es una estructura cuyo comportamiento viene representado por una relación del mismo tipo que la del macizo; además al tener que colocarlo a una cierta distancia del frente del túnel, se produce un desplazamiento  $u(d)$  por el cual la curva característica del sostenimiento, que depende del tipo de sostenimiento y del método constructivo, toma la forma:

$$f_s[(\sigma, u - u(d))] = 0 \dots \dots \dots \text{Ecuación 25}$$

El equilibrio final que resulta de la iteración entre el macizo y el sostenimiento, viene dado por el sistema formado por ambas ecuaciones. En el caso más simple, el equilibrio final viene dado por la intersección entre la curva característica del terreno, y la curva del sostenimiento.

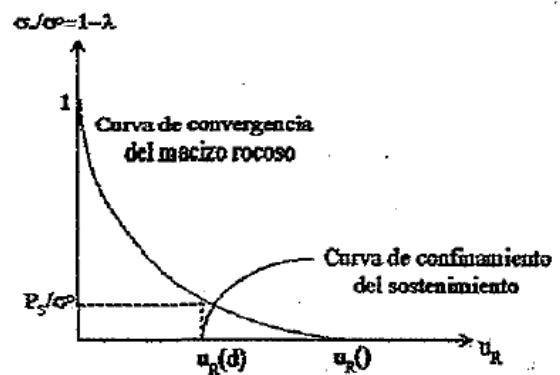


Figura 14. Determinación de la presión del sostenimiento.

En el caso de túneles, este método permite estimar la carga impuesta por el sostenimiento, colocado en una sección situada por detrás del frente del túnel y ver el fenómeno denominado confinamiento del frente, por el cual este soporta parte de las tensiones que debería soportar el sostenimiento. Conforme la excavación del túnel avanza, este confinamiento disminuye, y el sostenimiento debe soportar gran parte de la carga que soportaba el frente.<sup>13</sup>

## Frente de excavación

La estabilidad en el avance del túnel en este tipo de roca está relacionada con la deformación que ocurre después de la excavación. Las deformaciones de la masa de roca comienzan a una distancia aproximada de un diámetro y medio del frente de excavación del túnel. En masas de roca débil estas deformaciones ya podrían dar lugar a inestabilidad en la cara del túnel (Hoek, 2000).

El análisis de la estabilidad de la cara del túnel requiere hacerse en tres dimensiones, aunque en casos simples se puede con una aplicación axisimétrica de un análisis numérico bidimensional

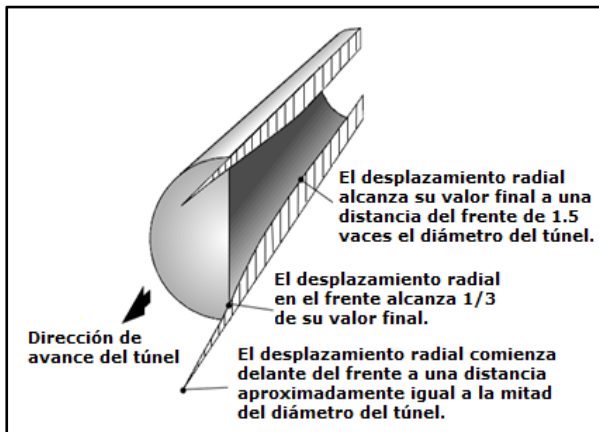


Figura 15. Patrón de la deformación radial en el techo y el piso de un túnel de avance (E. Hoek, 1993)

Con el fin de determinar el momento apropiado de la instalación de soporte del túnel específico, se debe tener un conocimiento del comportamiento de la deformación de la roca y la

<sup>13</sup>Garrido Rodríguez M. 2008. Evaluación del coeficiente de seguridad en el sostenimiento de túneles y galerías en función de su rigidez.

capacidad de desplazamiento del soporte (Hoek et al., 2008).

Para análisis bidimensionales, el método seguido para modelar este comportamiento es considerar una presión radial ficticia, con un valor máximo en la sección del frente y que se anula a suficiente distancia del mismo (de 1 a 3 veces el diámetro del túnel). En la figura 15, pueden verse las curvas del desplazamiento radial en función de la distancia al frente, según distintos autores.

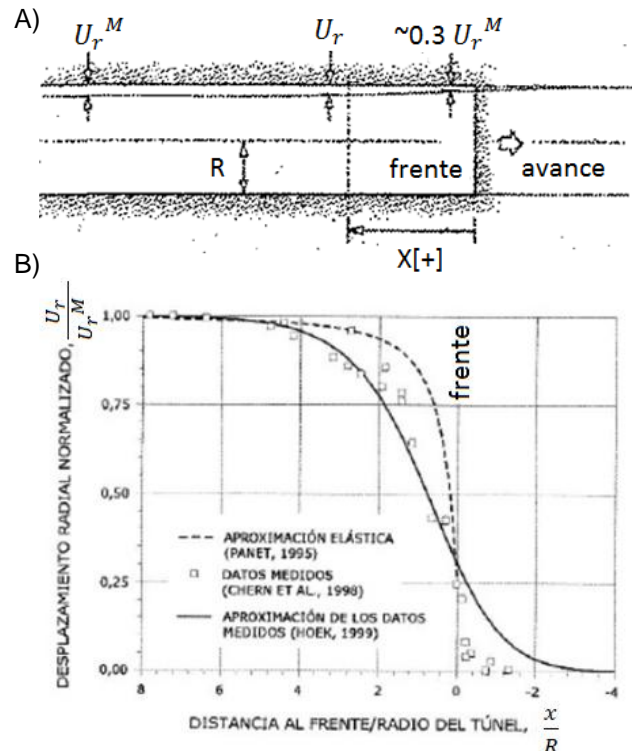


Figura 16. A) Perfil de desplazamientos  $u_r$  de un túnel sin sostenimiento cerca del frente de excavación, B) Perfiles de deformación (Carranza-Fairhurst 2000)

De acuerdo con esto, y siguiendo el método de Panet y Guenot, 1982, se supone una presión radial ficticia en el contorno del túnel de valor:

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0 \dots \dots \dots \text{Ecuación 26}$$

Siendo  $\sigma_0$  la tensión inicial geostática, y  $\lambda$  una función creciente desde el frente hasta la unidad, éste último valor que se adopta a suficiente longitud del frente para que ya no se tenga en cuenta el efecto del mismo.

El valor  $\lambda$  se toma igual a:

$$\lambda = \lambda_0 + (1 - \lambda)m \dots \dots \dots \text{Ecuación 27}$$

Siendo  $\lambda_0$  un parámetro que varía con el grado de plastificación del macizo, y “m” un parámetro en función de la distancia al frente y del radio de plastificación.

Tanto el radio de plastificación como el grado de la misma pueden estimarse en función del número de estabilidad:

$$N = 2\sigma_0/\sigma_c \dots \dots \dots \text{Ecuación 28}$$

Siendo  $\sigma_0$  la presión geostática, y  $\sigma_c$  la resistencia a la compresión del macizo.

Por otra parte en función del valor N se tiene:

N= 1 Túnel en estado elástico.

N=2.75 Comienza la plastificación del túnel.

N=4 Frente con problemas.

N=6 Frente inestable.

De acuerdo con esto se obtiene que en el caso elástico con N=1

$$m = 1 - e^{-\frac{x}{0.7xr}} \dots \dots \dots \text{Ecuación 29}$$

Donde r= diámetro de excavación y x= la distancia al frente del túnel.

En el caso elastoplástico con N=3

$$m = 1 - \left(1 + \frac{x}{0.84xrp}\right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 30}$$

Con  $r_p$ = radio de plastificación, que puede estimarse también en función del número de estabilidad, según la tabla siguiente:

RADIO DE PLASTIFICACIÓN SEGÚN ESTABILIDAD					
N	1	1.5	2	2.5	3
$r_p/r$	1	1.125	1.45	1.75	2.15

**Figura 17.** Radio de plastificación según la estabilidad (Carranza- Fairhurst 2000).

## Análisis numérico del macizo rocoso

La modelización numérica de un macizo rocoso, nace con la observación del papel que juegan las discontinuidades en cuanto a la deformabilidad y resistencia de las rocas.

Esta modelización es un poco delicada a causa de factores geológicos y geotécnicos y debe considerar que la solución de los problemas no es perfecta, pero si se aproxima a las condiciones dadas en la realidad.

Es por esta complejidad que se hace uso de los métodos numéricos, para la resolución de estos casos, siendo los elementos finitos uno de los más empleados, el cual se ha usado como método de aproximación, para solucionar en forma numérica problemas físicos descritos por ecuaciones en medios continuos.

Es decir, que el macizo se considera como una masa continua, y solo un número limitado de discontinuidades.

Para construir un modelo de elementos finitos del macizo rocoso, se deben definir sus propiedades geológicas y el campo de esfuerzos virgen de la roca. Se genera una malla que divida la masa rocosa en elementos individuales y condiciones de contorno determinadas. Por último la magnitud de las tensiones y deformaciones se calculan para cada punto nodal en la malla para el macizo dado y sus condiciones de contorno.

En este trabajo, tanto para el modelo de elementos finitos de la masa de roca que rodea el pozo, como la del túnel de la descarga, se utilizó el programa Phase 2 ( versión 7 ), el cual es un programa capaz de generar la malla de elementos, tomando en cuenta los aspectos geológicos – geotécnicos y el perfil de cada excavación.

## Programa PHASE 2

El PHASE 2 es desarrollado en la Universidad de Toronto, el cual es un programa que utiliza un híbrido de elementos finitos en dos dimensiones, y se caracteriza por la facilidad de usar sus gráficos antes y después de ser procesados. La malla graduada de elementos finitos que se genera automáticamente en el procesador, rodea la abertura de la excavación y se extiende hacia los extremos de la interfaz de los elementos de contorno.

El uso de elementos finitos en la masa de roca que rodea inmediatamente la abertura, permite la inclusión de una variedad de tipos de materiales y sistemas de apoyo en el modelo. Un número de etapas sucesivas de excavación puede ser considerado, el fallo progresivo de la masa de roca y la reacción del soporte. Utilizando los criterios de falla de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown podemos definir la fuerza de la masa rocosa.<sup>14</sup>

Existen casos donde es necesario realizar un análisis en tres dimensiones de la estabilidad del frente, seguidamente se explicará la metodología del Core Replacement Technique, con la cual se logra simular ese análisis a partir del PHASE 2, el cual está diseñado para modelos de deformación plana.

## Técnica del remplazo de núcleo

Esta técnica es necesaria para determinar la cantidad de deformación en la cara del túnel antes de instalar el soporte, la cual se consigue con la ayuda del software Phase2, simulando un análisis en tres dimensiones de la excavación mediante un modelo de deformación plana, utilizando la sustitución de núcleo, para determinar la secuencia de reducción del módulo de elasticidad del material dentro de la excavación sobre un número de etapas. La etapa final con el material excavado en el interior del túnel es la que nos dará la magnitud de deformación antes de la instalación del soporte.

Es importante mencionar que el cálculo de esta deformación total se hace mediante la relación empírica propuesta por Vlachopoulos y Diederichs, explicada más adelante en este

---

<sup>14</sup> E Hoek, P.K Kaiser and W.F Bawden. Support of underground excavation in hard rock. Rotterdam, .AA Balkema, 2000.

documento. Además, en el tutorial del programa utilizado para el modelo se describe detalladamente la técnica descrita anteriormente, la cual se resume en esta explicación:

El módulo se reduce de acuerdo con el número de etapas generadas, ya que para cada etapa se define un mismo material, pero con un módulo diferente, es decir, que en el primer material, el módulo va ser mayor, ya que corresponde al de la masa de roca in situ (el túnel sin excavar), el mismo es generalizado por el criterio de falla de Hoek-Brown. Para una excavación de túnel de diámetro pequeño excavado en rocas blandas, se pueden usar 9 etapas para la reducción del núcleo. Los materiales de la etapa 2 a la 8 se utilizan dentro de la excavación (núcleo de la excavación).

El material del núcleo se reemplaza progresivamente en cada etapa, esta sustitución junto con la reducción del núcleo son los que permiten que la frontera del túnel se vaya deformando progresivamente. Además el material dentro de la excavación, hasta la etapa 8 debe ser sustituido con tensión interna igual a cero (es decir, elementos de carga inicial= nula). En la etapa final el material dentro de la excavación se elimina. Este proceso modela el avance del frente de excavación, siendo cada etapa el módulo correspondiente del núcleo a cierta distancia de la cara del túnel. La etapa 9 representa el estado deformado lejos de la cara del túnel, a una distancia donde el frente no tiene influencia sobre las tensiones o desplazamientos<sup>15</sup>.

Este procedimiento genera un criterio más confiable para poder estimar el momento en que se debe instalar el soporte ( a una distancia del frente que permita estabilizar la excavación ), y así poder construir un nuevo modelo que añada el apoyo necesario que defina la estabilidad del túnel, basada en los diagramas de capacidad de soporte que genera el programa, según los requisitos de seguridad.

---

<sup>15</sup> Tutorial 18 3D Tunnel Simulation using Core Replacement.fez, Phase 2

# Tipos de soporte

El soporte en la roca es utilizado para mejorar la estabilidad de apertura subterránea, en el cual se requiere previamente de una investigación geológica para obtener información de las características principales del macizo rocoso por donde pasará la excavación, y así llegar a un diseño de soporte que cumpla con las distintas condiciones geológicas del túnel, ya que estas podrían cambiar rápidamente, y exigir métodos flexibles de apoyo que puedan adaptarse a las circunstancias actuales.

Pernos de anclaje, hormigón proyectado, arcos de acero, cerchas reticulares son de los principales sostenimientos utilizados en túneles alrededor del mundo, a continuación se describen en este capítulo.

## Empernado de roca

El empernado es un método flexible y de uso general en el sostenimiento de roca.

Los pernos de anclaje son utilizados usualmente como soporte inicial en la cara del túnel para poder brindar a las personas condiciones más seguras de trabajo. Después de asegurar la caída de bloques en el frente de la excavación por medio de pernos in situ, los pernos sistemáticos se van utilizando a menudo, definiendo su patrón de instalación de acuerdo con las condiciones geológicas y pueden ser instalados al final o durante la excavación.



Figura 18. Fijación de un solo bloque y empernado sistemático (Palmstønet al, 2000)

La siguiente ecuación para longitudes de pernos ha sido sugerida por Palmstöm (2000) para pernos de bloques sueltos individuales:

$$L_{b_{techo}} = 1.4 + 0.16D_t(1 + \frac{0.1}{D_b}) \dots \dots \dots \text{Ecuación 31}$$

$$L_{b_{pared}} = 1.4 + 0.08(D_t + 0.05W_t(1 + \frac{0.1}{D_b})) \text{Ec 32}$$

Dónde:

- $D_b$ = diámetro del bloque (en metros)
- $W_t$  = altura de la pared del túnel (en metros)
- $D_t$  = el diámetro ajustado del túnel (en metros)

## Tipos de empernado

Los pernos de anclajes se producen en diferentes tipos y longitudes, pueden clasificarse en dos tipos principales; pernos por adherencia o pernos por fricción, entre los más comunes están:

- Pernos con extremo anclado.
- Pernos completamente rellenos lechada o resina
- Pernos de combinación.
- Perno de hinchamiento
- Tornillos autoperforantes

Los pernos con extremo anclado se pueden utilizar cuando la activación rápida de los pernos es necesaria. La cabeza de anclaje puede ser de expansión, poliéster o lechada.

Los pernos totalmente inyectados, son anclajes pasivos y no se activan a la hora de ser instalados, sino hasta que las deformaciones de la roca con el tiempo lo activen, después de que la lechada de cemento se ha curado.

Los de combinación, son pernos finales anclados, que después pueden ser totalmente inyectados, los más comunes son los CT-bolts, son relativamente rígidos, son convenientes en el uso de roca débil o roca fuertemente unida.

Pernos de hinchamiento, se caracterizan por estar en contacto directo con la masa de roca y por tanto en gran peligro de corrosión. El procedimiento de instalación es sin embargo muy rápido y por lo tanto favorable en virtud de circunstancias especiales.

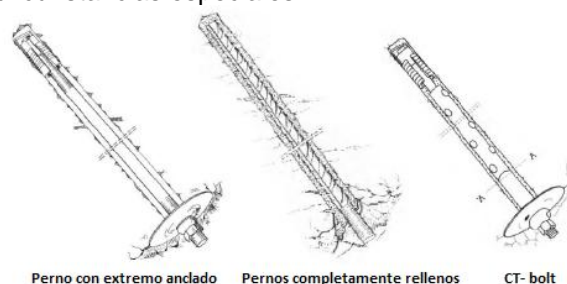


Figura 19. Tipos de pernos utilizados en excavación (Statens Vegvesen, 2000).



## Concreto lanzado

El concreto lanzado se ha convertido a través del tiempo en uno de los métodos más utilizados para el apoyo de las excavaciones, y de gran eficiencia en el sostenimiento de túneles.

Este tipo de soporte se obtiene con el rociado del concreto sobre la roca, el cual se aplica sobre una superficie limpia y rugosa

De acuerdo con ACI 506 R, el concreto lanzado "es un mortero o concreto lanzado neumáticamente a gran velocidad contra una superficie".

### Métodos de concreto lanzado.

Existen diferentes formas en la que se puede utilizar el concreto lanzado, las cuales dependen de las condiciones del sitio en donde se va aplicar. Se puede clasificar en dos métodos para la colocación: vía seca y vía húmeda; ambos procedimientos se distinguen por el método de elaboración de la mezcla y por el equipo mecánico utilizado en la aplicación.

### Mezcla de concreto

Cuando se produce un concreto, la dosificación varía de acuerdo con las propiedades que se requieren, además esta debe ser la adecuada para cada material, ya que cada uno cumple con una finalidad específica.

CUADRO 5. CONSIDERACIONES GENERALES DE PARAMETROS PARA EL DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO LANZADO	
MATERIALES	PROPORCIONES POR MASA
Cemento Portland (tipo I,II,III)	16-20%
Microsilice	13-25%
Agregados (Grava y arena)	75-80%
Acelerante (opcional)	Si se requiere
Reductor de agua de alto rango	Par obtener adecuada trabajabilidad (V.H)
Inclusor de aire	Si se requiere
Fibras sintéticas (opcional)	7-12 kg/m <sup>3</sup>
Fibras metálicas (opcional)	35-60 kg/m <sup>3</sup>

Figura 20. Parámetros para el diseño de mezcla<sup>16</sup>

<sup>16</sup>Manual de Concreto lanzado T.F Ryan, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

## Refuerzo de fibra

Las fibras de acero han sido utilizadas desde finales de 1950 para mejorar las propiedades en tracción de los hormigones. Mediante la adición del 1% en volumen de fibras de acero en una mezcla de hormigón proyectado, puede aumentar la capacidad de carga en más de un 50%.

Existen otros materiales utilizados en las fibras, como son las de nylon, que favorecen el control de las contracciones superficiales, y las fibras de polipropileno que no sufren corrosión, tienen una gran resistencia a los ácidos minerales y bases de sales minerales. Son muy estables y no absorben agua, además poseen una alta resistencia a la tensión.

Las fibras sintéticas benefician al concreto, tanto en estado plástico como endurecido. Entre sus ventajas se puede mencionar:

- Reducción de la fisuración por asentamiento (reventamiento).
- Reducción de la fisuración por la contracción plástica.
- Disminución de la permeabilidad.
- Incremento en la resistencia a la abrasión y al impacto.
- Aporte en la resistencia a la fractura.

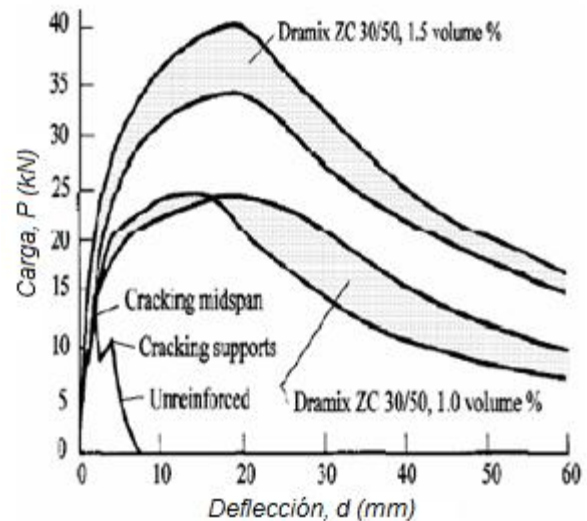


Figura 21. Curvas de deflexión de losas de hormigón con y sin fibras de acero (Palmstöm Y Nilsen, 2000)

## Malla de alambre

Se utiliza en combinación con el concreto lanzado, principalmente donde el refuerzo con fibras no es suficiente, la instalación de la malla consume un poco más de tiempo, sin embargo resulta muy económico, a parte es muy fácil para la combinación del sostenimiento con pernos, ya que estos quedan unidos con la malla y embebidos en el concreto. La malla de alambre también se utiliza comúnmente en combinación con las costillas de hormigón proyectado, arcos de acero y cerchas reticulares, ya que ayuda a distribuir la fuerza del macizo rocoso a los elementos de apoyo.

### Principales ventajas:

- Aumenta la resistencia al corte y la ductilidad de un revestimiento de hormigón proyectado.

### Desventajas principales:

- La instalación consume mucho tiempo y por lo tanto sustituye por fibras de acero, si es posible.

## Arcos de hormigón proyectado

Se construyen mediante la colocación de barras de acero a lo largo del perfil del túnel, con pernos de anclaje y luego cubierto con hormigón proyectado. El diámetro de las barras es generalmente de 20 mm (estándar noruega) y el número de barras de refuerzo y el espaciamiento entre rasga se ajusta a la condición local y capacidad de carga requerida.



Figura 22. Costilla de hormigón proyectado (Vegagerðin, 2008)

## Arcos de acero

Los arcos de acero son elementos muy utilizados en la construcción de túneles, porque se pueden trabajar como un soporte temporal o como una parte del revestimiento final de apoyo.. Entre las principales ventajas de la utilización de arcos, se pueden mencionar:

- Apoyo inmediato después de la instalación
- Excelente soporte de pernos
- Fácil de desmontar y para la formación de la pared de hormigón proyectado temporal.

Algunas desventajas son:

- pesado y caro
- Mala unión con el hormigón proyectado

## Cerchas reticuladas

Su nombre en inglés *Latticegirders*, o también llamadas vigas de celosías se han utilizado para el soporte en túneles desde finales de 1970, aunque básicamente tiene la misma función de los arco de acero, es un sistema más ligero.

Las vigas de celosía son muy similares a las costillas de hormigón proyectado normales, lo más importante de distinguir en estos dos métodos de apoyo, es el método de instalación. El producto final es una barra de revestimiento de hormigón proyectado reforzado<sup>17</sup>

Entre sus principales ventajas podemos mencionar:

- La instalación simple y rápida
- una ayuda temporal para el concreto hasta que en gana fuerza suficiente para mantenerse.
- Apoyo inmediato en el área de la cara del túnel.
- Alta capacidad de momento

Y como desventajas:

- debe ser ordenado a tiempo o construido en el sitio.
- conduce con frecuencia a un mayor uso de hormigón proyectado.

<sup>17</sup>EinarHrafnHjálmarsson, October 2011. Tunnel support, Use of lattice girders in sedimentary rock,

## Tipos de cerchas reticuladas

Existen dos tipos que son los más utilizados, de tres acordes y cuatro acordes (cantidad de varillas longitudinales que la conforman). La primera tiene una sección triangular con una varilla de mayor diámetro en el vértice superior (25-40mm) y dos barras de menor diámetro en las esquinas de la base, con barras sinusoidales (10-12mm) que separan el vértice superior de las varillas de la base. Las de 4 varillas, son barras de igual tamaño (20-40mm) en las esquinas de la sección rectangular.

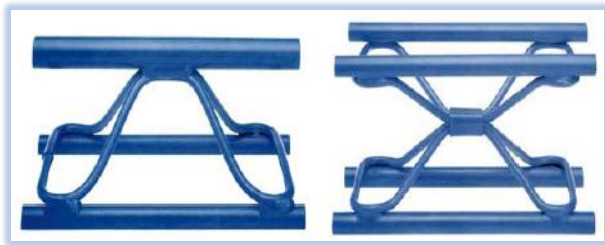


Figura 23. Cerchas reticulares de 3 y 4 barras.

## Proceso de Instalación

El procedimiento de instalación de vigas de celosía está muy relacionado con las circunstancias geológicas y el propósito de su instalación. Se puede utilizar como soporte temporal de roca para asegurar un ambiente de trabajo más seguro para los trabajadores del frente, o se consideran como parte del revestimiento de roca final.

En condiciones donde el sostenimiento debe ser instalado muy cerca de la cara del túnel, este tipo de cercha es de gran utilidad.

A continuación se describe el proceso de instalación en 10 pasos:

1. Escalar los bloques sueltos y en descompresión según el perfil de excavación, para evitar el desprendimiento de hormigón proyectado y generar un entorno de trabajo más seguro.

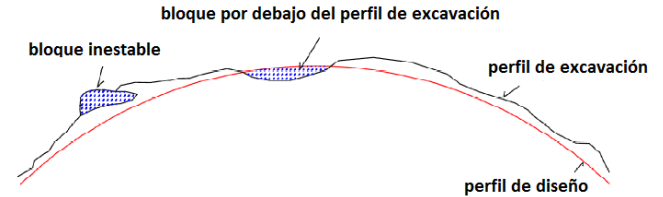


Figura 24. Cambio de escala de los descansos y en los bloques de roca sueltos (Hjálmarsson, 2011)

2. Después de escalar las paredes del túnel y el techo debe ser asegurado por la instalación de hormigón proyectado.

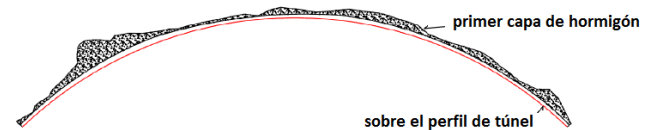


Figura 25. Primer capa de hormigón (Hjálmarsson, 2011)

3. En este caso las vigas de celosía, es el primer miembro estructural que se instalará desde la capa de hormigón proyectado inicialmente, la cual no se considera un elemento estructural, sino una medida de seguridad y no está involucrado en los cálculos de capacidad. La viga de celosía está montada sobre el piso del túnel y levantada por una excavadora o por el equipo de perforación. Para asegurarse de que la viga está en la posición correcta se debe comprobar por un sistema de guía láser o un inspector.

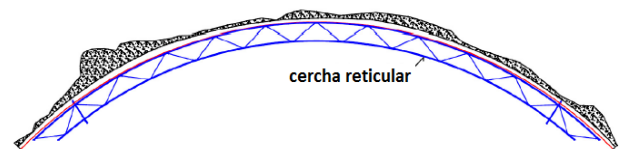


Figura 26. Instalación de cercha reticular. (Hjálmarsson, 2011)

4. Las vigas se deben sujetar en su lugar. Todas las vigas deben ser fijadas, al menos lo más cerca del suelo. Esto se hace para evitar que el extremo de la viga se deslice desde la pared cuando las fuerzas de la masa de roca empieza a actuar sobre la viga. El perno de anclaje extra, se puede añadir en algún lugar inestable del perfil.
5. Se instala la malla de alambre por detrás de la viga, la cual añade fuerza

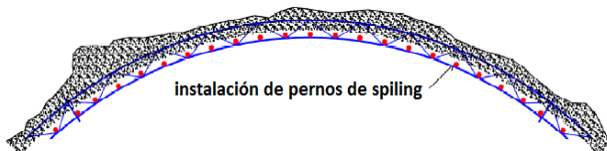
tensional, tanto para el hormigón entre las vigas y también ayudan con la transferencia de carga, a las unidades de apoyos principales que en este caso son las barra de viga de hormigón reforzado, construidas por vigas de celosía y hormigón proyectado. Se debe instalar barras para solapar las uniones de la viga y para unificar el momento y la capacidad de corte de la viga.

- Hay que cubrir la malla de alambre y la viga de celosía. En esta etapa la viga está sólo medio incrustada en el hormigón proyectado para evitar que la viga está sobrecargada con hormigón proyectado no curado que no es capaz de soportar.



**Figura 27.** Cercha reticular embebida a la mitad (Hjálmarsson, 2011).

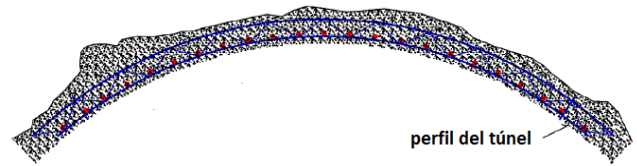
- La viga se usa ahora como un voladizo de pernos hacia adelante en el frente de la excavación (spilling), usados para apoyar la roca para la ronda de explosiones que viene. Los orificios para pernos spilling se perforan a través de la viga de celosía y se instala los pernos. Mediante la instalación de una serie apretada de spilling, la roca antes ha contado con el apoyo y la reducción de posibilidades de que se rompa.



**Figura 28.** Instalación de pernos. (Hjálmarsson, 2011)

- En esta etapa el túnel se sigue excavando
- Después de repetir la etapa 1-5, con el fin de instalar la viga de celosía siguiente, la viga previamente instalada está conectada a la nueva, con barras laterales y cubierta con hormigón proyectado. Un revestimiento continuo de

apoyo se logra mediante la conexión de todas las vigas con paneles laterales.



**Figura 29.** Viga de celosía totalmente integrada con hormigón proyectado (Hjálmarsson, 2011)

- La instalación de la viga de celosía anterior ha terminado y la etapa 6-10 ahora se puede repetir para la viga de celosía actual.

Este procedimiento de instalación de vigas es necesario cuando las capas de roca causan inestabilidad en el frente, de igual manera puede variar de acuerdo con las condiciones geológicas, pero igual forma, su instalación será muy similar, ya que una de las características principales a la hora de utilizar este sostenimiento, es que se coloca conforme avanza el frente de excavación.



**Figura 30.** Instalación de cercha reticular en el frente del túnel

# Sección equivalente

El uso de la cercha reticular en conjunto con el concreto lanzado aporta una mayor rigidez como conjunto, disminuyesensiblemente el espesor de hormigón proyectado, y por lo tanto el costo total del sostenimiento.

Este sistema funcionará como una sección equivalente, cuyo cálculo se detalla posteriormente, ya que por su función estructural los esfuerzos transmitidos por la roca al sostenimiento, son inducidos por momentos y empujes axiales a cada uno de los materiales (concreto lanzado y acero).

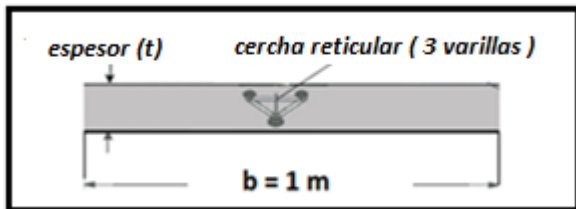


Figura 31. Sección equivalente

## Cálculo de la sección equivalente

Las propiedades de la sección rectangular equivalente se calculan de la siguiente forma

Para las condiciones de deformación plana los coeficientes de compresibilidad y flexibilidad del acero y concreto respectivamente son:

### Acero

$$D_{st} = \frac{E_{st}A_{st}}{1-\nu_{st}^2} \dots\dots\dots \text{Ecuación 33}$$

$$k_{st} = \frac{E_{st}I_{st}}{1-\nu_{st}^2} \dots\dots\dots \text{Ecuación 34}$$

### Concreto lanzado

$$D_{sh} = \frac{E_{sh}A_{sh}}{1-\nu_{sh}^2} \dots\dots\dots \text{Ecuación 35}$$

$$k_{sh} = \frac{E_{sh}I_{sh}}{1-\nu_{sh}^2} \dots\dots\dots \text{Ecuación 36}$$

Dónde:

E= Módulo de Young

A= Área de sección transversal

$\nu$ = Coeficiente del Poisson.

De estas dos ecuaciones se obtienen los coeficientes de compresión y flexión equivalentes para la sección compuesta:

$$D_{eq} = n(D_{st} + D_{sh}) \dots\dots\dots \text{Ecuación 37}$$

$$k_{eq} = n(k_{st} + k_{sh}) \dots\dots\dots \text{Ecuación 38}$$

La sección equivalente posee un ancho b y un espesor de  $t_{eq}$  y un módulo  $E_{eq}$ , Los cuales se obtienen de:

$$t_{eq} = \sqrt{\frac{12k_{eq}}{D_{eq}}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 39}$$

$$E_{eq} = \frac{D_{eq}}{bt_{eq}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 40}$$

## Capacidad de soporte

Con el fin de comprobar si las tensiones inducidas en los conjuntos de acero y revestimiento de hormigón proyectado se encuentran dentro de los límites permisibles, es útil graficar los momentos, las fuerzas cortantes y los ejes en los diagramas de capacidad de soporte. Las curvas de capacidad de soporte se calculan como sigue<sup>18</sup>:

## Capacidad de Momento

La compresión máxima permitida y las tensiones de tracción inducidas en el revestimiento están dadas por:

$$\frac{\sigma_{max}}{FS} = \frac{N}{A} + \frac{M_t}{2I} \dots\dots\dots \text{Ecuación 41}$$

$$\frac{\sigma_{min}}{FS} = \frac{N}{A} - \frac{M_t}{2I} \dots\dots\dots \text{Ecuación 42}$$

Donde FS= factor de seguridad.

La máxima y mínima capacidad de cortante permisible se deriva de las ecuaciones 43 y 44, sustituyendo M=0

$$N_{max} = \frac{A\sigma_{max}}{FS} \dots\dots\dots \text{Ecuación 43}$$

$$N_{min} = \frac{A\sigma_{min}}{FS} \dots\dots\dots \text{Ecuación 44}$$

<sup>18</sup> Integration of geotechnical and structural design in tunnel engineering E. Hoek(1), C. Carranza-Torres(2), M. Diederichs(3), B. Corkum(4)

El máximo momento de obtiene cuando la tensión y compresión ocurren simultáneamente, eliminando N de la ecuación 43 y 44

$$M_{max} = \pm \left( \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{FS} * \frac{I}{t} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 45}$$

La fuerza normal  $N_{cr}$  correspondiente al máximo momento, está dada por:

$$N_{cr} = \frac{A(\sigma_{max} + \sigma_{min})}{2FS} \dots \dots \dots \text{Ecuación 46}$$

## Capacidad de Fuerza Cortante

Para falla en compresión:

$$N = \frac{\sigma_c A}{FS} - \frac{9Q^2 FS}{4\sigma_c A} \dots \dots \dots \text{Ecuación 47}$$

Para falla en tensión

$$N = \frac{\sigma_t A}{FS} - \frac{9Q^2 FS}{4\sigma_t A} \dots \dots \dots \text{Ecuación 48}$$

El valor crítico de la fuerza cortante asociada a un F.S en ambas fallas de tensión o cortante al mismo tiempo:

$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \sqrt{-\frac{4\sigma_c \sigma_t}{9}} \dots \dots \dots \text{Ecuación 49}$$

## Redistribución del cortante y momento en el acero y concreto

Los momentos de flexión, las fuerzas cortantes y empujes axiales se calculan por medio de un análisis numérico, para el revestimiento equivalente compuesto de anchura  $b$  y espesor  $t_{eq}$ . Con el fin de examinar el comportamiento de los conjuntos de acero y el hormigón proyectado por separado, es necesario redistribuir estos empujes y momentos de nuevo en los elementos de soporte individualmente.<sup>19</sup>

Debe considerarse una viga curva de un espesor definido a la hora de la redistribución, ya que en muchos casos el espesor del revestimiento es demasiado grueso debido al perfil de la excavación.

<sup>19</sup>EinarHrafnHjálmarsson, october 2011. Integration of geotechnical and structural design in tunnel engineering E. Hoek, C. Carranza-Torres, M. Diederichs, B. Corkum.

Las ecuaciones para la redistribución del momento M, Fuerza axial N y cortante Q son las siguientes:

### Acero

$$M_{st} = \frac{MK_{st}}{n(K_{st} + K_{sh})}$$

$$N_{st} = \frac{ND_{st}}{n(D_{st} + D_{sh})} + \frac{M(D_{sh}K_{st} - D_{st}K_{sh})}{nR(D_{st} + D_{sh})(K_{st} + K_{sh})}$$

$$Q_{st} = \frac{QK_{st}}{n(K_{st} + K_{sh})}$$

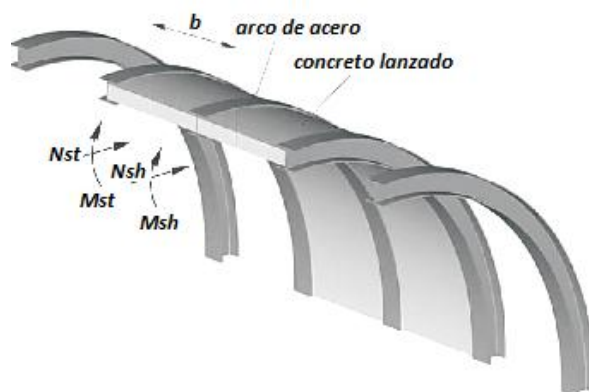
### Concreto

$$M_{sh} = \frac{MK_{sh}}{n(K_{st} + K_{sh})}$$

$$N_{sh} = \frac{ND_{sh}}{n(D_{st} + D_{sh})} - \frac{M(D_{sh}K_{st} - D_{st}K_{sh})}{nR(D_{st} + D_{sh})(K_{st} + K_{sh})}$$

$$Q_{sh} = \frac{QK_{sh}}{n(K_{st} + K_{sh})}$$

El análisis descrito anteriormente será presentado en la sección de resultados y anexos mediante una hoja de cálculo elaborada con Excel y una tabla de datos exportada del Phase 2, para el cálculo de los diagramas de iteración, que reflejan la capacidad del soporte. (Sección equivalente).



**Figura 32.** Sección de ancho  $b$ , de revestimiento compuesto, que consta de arcos de acero separados a una distancia  $s$ . (Carranza-Torres)

# Método de Excavación

Las obras subterráneas en PH. Reventazón siguen un proceso constructivo similar, al tratarse de una roca en estado masivo se opta por el método de perforación y voladura, ya que el método de excavación depende fundamentalmente del tipo de terreno a atravesar.

Como es el caso para este proyecto, las secciones de excavación de obras varían, y a lo largo del avance la geología es cambiante, por lo que se contempla un método versátil que permita adaptarse a las diferentes condiciones.

## Perforación y voladura

Es el método más utilizado para túneles en roca, aplicado cuando la roca es muy abrasiva y resistente. Conocido como método convencional, el cual se realiza con base en una barrenación, la cual puede ser mediante martillos manuales accionados por aire comprimido o martillos hidráulicos (jumbo) y el uso de explosivos. A continuación se presenta el ciclo de trabajo mediante este sistema:

- a) Replantear en el frente un esquema de tiro que permita el avance de acuerdo a las condiciones presentes.
- b) Perforación de los taladros.
- c) Carga de taladros con explosivos (barrenos)
- d) Voladura y ventilación.
- e) Retirada del escombros y saneo del frente.

La extracción del material rezagado producto de la voladura se realiza mediante maquinaria especial para este fin, pero el equipo permitido es variado, porque depende de las circunstancias que se den en el frente.

Para dejar la idea más clara, se menciona la diferencia que existe del método empleado en una excavación vertical (Pozo de la descarga) con una excavación horizontal (túnel de la descarga); ya que en el pozo es necesario una grúa con un balde para sacar el material fragmentado, y una retroexcavadora de tamaño considerable al radio de la excavación, permitiendo que se complete el ciclo de una manera segura, aunque un poco más lenta, además, la barrenación se logra con martillos manuales por las limitaciones del espacio. Por el

contrario en la extracción del túnel, el ciclo opera de una manera más rápida, porque el trabajo de extracción se completa utilizando un back hoe de mayor tamaño y acarreado el material con vagonetas. Lo que permite mayor eficiencia y menor tiempo para completar el ciclo de avance, y por supuesto las perforaciones son agilizadas por medio de la maquinaria mencionada anteriormente (perforadoras jumbo).

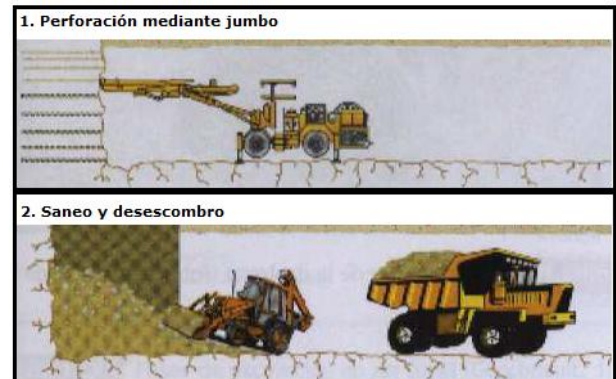


Figura 33. Secuencia de avance por perforación y voladura en túnel horizontal. (INOCSA)

Es importante mencionar que la voladura debe ser suave y controlada, para minimizar el daño estructural del macizo, por lo que se debe diseñar una plantilla de disparo según lo requiera la forma de la sección y las condiciones de la roca. Ya que cada zona de la sección tiene diferentes densidades de perforación y carga específica. Estas zonas se representan en la siguiente figura:

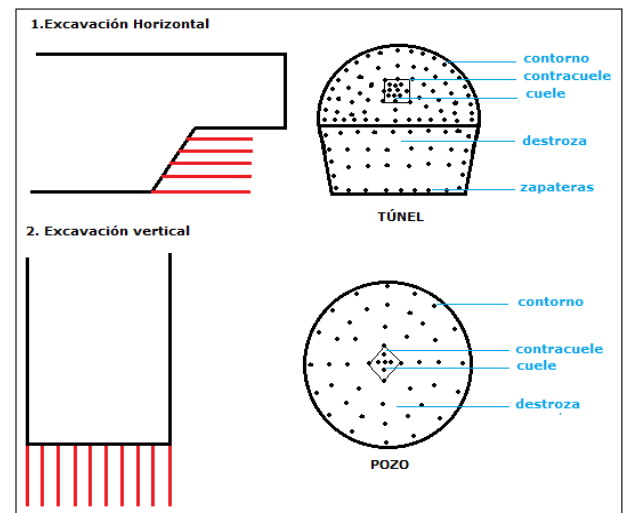


Figura 34. Esquema de tiro típico, en la sección de avance del pozo y túnel de la descarga de fondo.

**El cuele**, es el área que se dispara primero, crea una abertura para facilitar el arranque de las rocas, y liberar las siguientes detonaciones, ya que el esquema de tiro se dispara con cierto desfase (microretardado o retardado) entre ellos, con el fin de hacer una voladura más efectiva.

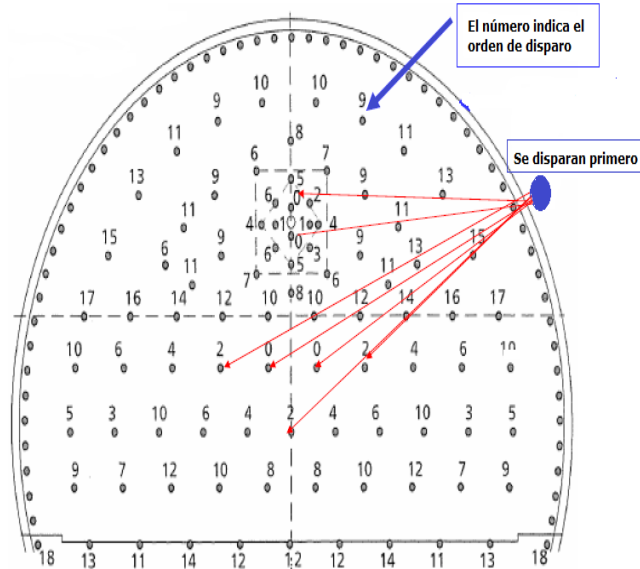
**Destroza**, parte central más amplia de la voladura, y su eficacia depende del éxito en la zona del cuele y contracuele.

**Zapateras**, zona de la voladura situada en la base, al ras del suelo, se perforan con cierta inclinación hacia afuera, con el fin de dejar espacio para la perforación del siguiente avance.

**Contorno**, definen la forma perimetral de la excavación, aunque las discontinuidades e irregularidades de la roca dificultan lograr la forma de la sección.

## Ventajas del método de voladura

- Adaptación a cualquier morfología del terreno, sin importar las dimensiones de la sección o longitud del túnel a construir.
- Bajos tiempos de mantenimiento y reposición de equipo.
- Construcción continua del túnel, las variaciones geológicas encontradas en el avance de obra producen menores rendimientos, pero no ameritan el detener el frente de excavación.
- Reducción de costos (en condiciones ideales de trabajo).



**Figura 35.** Distribución típica de los taladros por carga y por tiempo de detonación, en una sección de arco.

El esquema de tiro comprende la disposición en el frente de los taladros que se van a perforar, la carga de explosivo que se va a introducir en cada uno y el orden en que se va a detonar cada barreno.<sup>20</sup>

<sup>20</sup>S. Rojas, Clase N°2 de túneles, Universidad de los Andes, Mayo 2009.



# Metodología

El trabajo de graduación se realizó en el Proyecto Hidroeléctrico Reventazón, desarrollado por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). Para dar inicio al tema, se facilitó la bibliografía necesaria para el estudio y conocimiento detallado de las condiciones del sitio; tanto el Informe de factibilidad (Volumen 1 Texto), como algunos reportes geológicos y geotécnicos, sirvieron de ayuda para la extracción de diferentes datos como: las propiedades de índice, condiciones geológicas y parámetros de resistencia del macizo

La investigación dio inicio con visitas diarias a las obras (pozo y túnel de la descarga de fondo), de las que se extrajo gran parte de información referente a la roca, así como el comportamiento del macizo a la hora de ser excavado; el cual fue monitoreado mediante instrumentación geotécnica, como por ejemplo, se hizo instalación de placas a lo largo del túnel, para las medidas de convergencias mediante cinta invar. Por otra parte ayudado por el departamento de geología, se hizo un levantamiento diario del frente excavado, con la descripción metro a metro de las condiciones en el sitio, se generó un perfil geológico que corroboró las litologías de las formaciones descritas en los informes de factibilidad.

Al mismo tiempo que fue revisada la geología del macizo, se estudiaron las teorías en las que se basa un modelo geomecánico, y algunos métodos de clasificación de rocas más conocidos. Para la aplicación de estos métodos, se asumió una división del macizo rocoso en unidades geotécnicas a lo largo de la línea de excavación, y se definió las propiedades y parámetros de cada unidad.

Posteriormente se realizó en conjunto un modelo de elementos finitos con ayuda del programa PHASE 2, que generó un análisis numérico del macizo, basado en una simulación tridimensional del túnel, y se reforzó el resultado del comportamiento de la roca, a la hora de ser

excavado, con este software también se definió el radio plástico y deformación máxima causada en la excavación, para el análisis de estabilidad del frente de avance, por medio de la curva característica del sistema (convergencia-confinamiento), el cual fue información vital a la hora que se propuso el tipo de soporte.

Una vez obtenida esta información, se planteó una cercha reticular como soporte temporal, donde se escogió previamente, una unidad geotécnica que correspondiera a la aplicación del soporte propuesto. Se consultó con profesionales en el área de geotecnia y estructura, que ayudaron con la definición básica de las premisas de diseño del nuevo soporte, y la forma en la que se relacionaría con el arco de acero (viga W 8x31) establecido en los objetivos. De varias consultas se concluyó que la cercha trabaja en conjunto con el concreto lanzado, y se optó por el diseño de una sección equivalente que contemplaba la función del concreto y el acero de la cercha en conjunto estructural.

Se confeccionó una memoria de cálculo en Excel, basada en las teorías que determinaron la carga sobre el soporte utilizado, con la cual se generó los datos de presiones verticales y horizontales que transmitía la roca al soporte (sección equivalente). Con esto, se elaboró un modelo estructural en el programa SAP 2000 (versión 14), y se tomó en cuenta las condiciones más reales posibles, confiando en el criterio ingenieril de varios expertos. Sin dejar atrás una amplia investigación con base en publicaciones relacionadas, teorías de diseño por expertos en el tema y recomendaciones de los profesionales a cargo del proyecto, es de importancia mencionar que se llevó un delicado proceso, acatando cada una de sus menciones y medidas.

En relación con esto se generó este documento, incluyendo tablas, gráficas, planos, procedimientos y diseños en los que se basó este trabajo, enfocado a la obra subterránea.

# Resultados

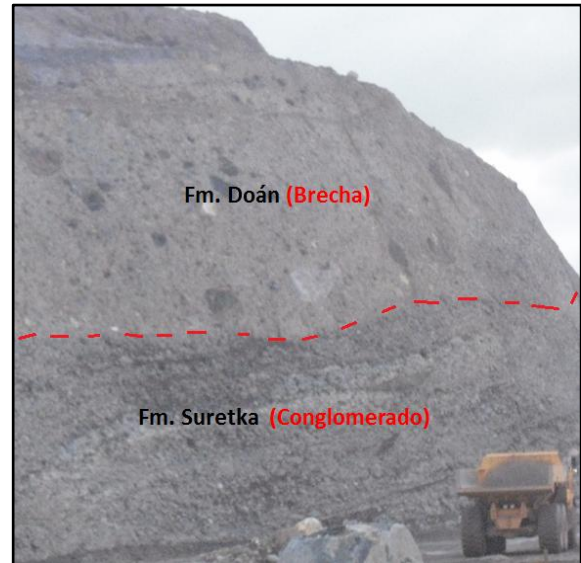
Los resultados de esta práctica profesional dirigida, los constituyen a continuación un conjunto de tablas, gráficas y cuadros que resumen cada procedimiento de diseño y seguimiento de los objetivos, además, de las salidas obtenidas por cada software utilizado para la verificación de los diseños.

Debido a la extensión y gran cantidad de información que pueden suministrar estos análisis, solo se presentarán los ejemplos más relevantes y representativos de los diferentes casos descritos. Y el resto de documentación de complemento se puede encontrar en el apartado de apéndices y anexos, con el fin de aclarar los detalles.

## Descarga de Fondo

Obra subterránea conformada por un túnel y el pozo vertical con el fin de mantener limpia el área de tomas. Capacidad para descargar 500 m<sup>3</sup>/s.

Las litologías presentes en el sitio de presa por donde se proyecta la descarga corresponden a dos formaciones geológicas, ver fotografía 1:



Fotografía 1. Contacto estratigráfico conglomerado y brechas, en la zona donde se ubica la descarga.

A continuación en la figura 36 se presenta el perfil geológico de la descarga, donde se proyecta el pozo y el túnel que la conforman.

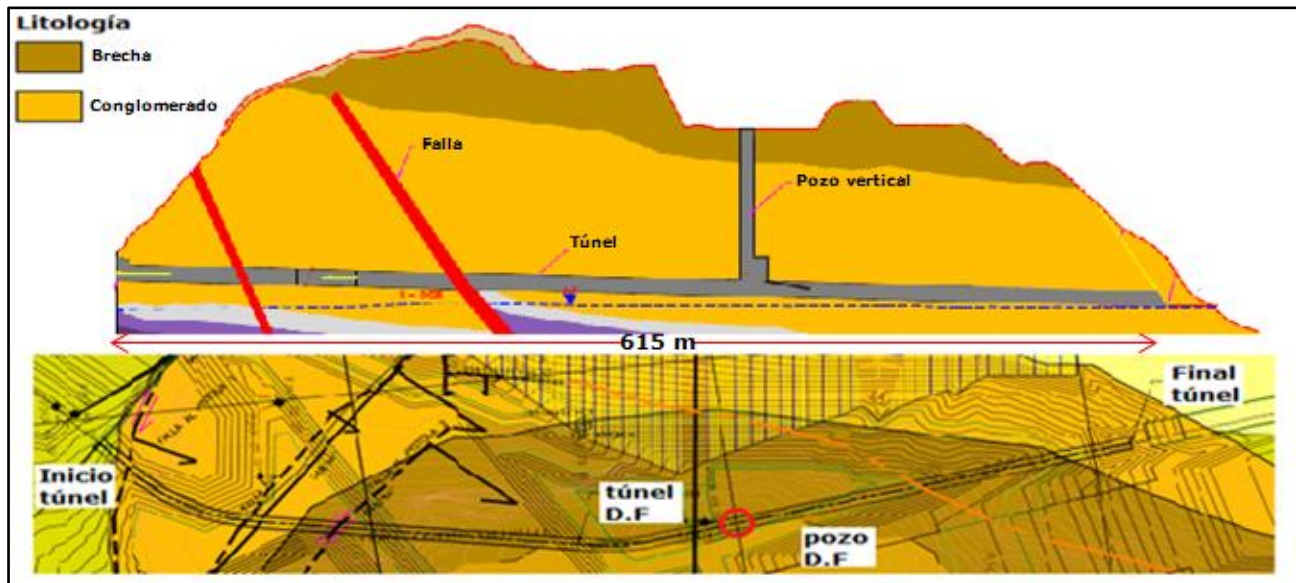


Figura 36. Perfil geológico longitudinal de la descarga de fondo.

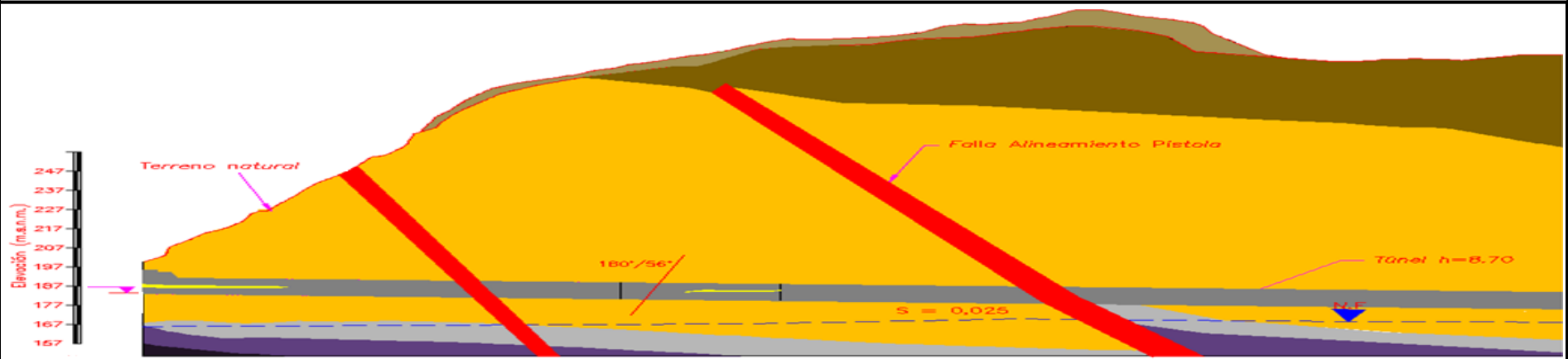
# Perfil geológico

En el cuadro 1 y 2, se muestra detalladamente el control geológico-geotécnico de la descarga de fondo, donde se confirma la geología que está inmersa en la excavación del túnel y el pozo.

**CUADRO 1. RESUMEN DE MEDICIÓN DE CONVERGENCIAS DEL TÚNEL DE D.F**

Soporte temporal	Descripción geológica	msnm elevación	m profundidad	Norte		Oeste		Sur		Este		Norte																									
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
De 0 a 19 metros de profundidad Anillos de acero (viga w8x31) @ 1m+Malla electrosoldada + Concreto Lanzado, este en algunos espacios alcanzo los 40cm de espesor por sobre-excavación	De 0 a 19.50 metros de profundidad el material que aflora en un 100% es brecha lahárica color café, su condición geo mecánica de regular a buena no se reportan brotes de agua, lo que se observó fueron infiltraciones por medio de las diaclasas hasta el fondo del pozo, provocadas por la lluvia durante el tiempo de excavación, se utilizó voladura para avanzar en este tramo, el material fue favorable para la barrenada pues no había caído dentro de las perforaciones, en la zona del cambio de material no hubo problemas de inestabilidad.	274	0	[Geological profile visualization]																																	
		273	1	[Geological profile visualization]																																	
		272	2	[Geological profile visualization]																																	
		271	3	[Geological profile visualization]																																	
		270	4	[Geological profile visualization]																																	
		269	5	[Geological profile visualization]																																	
		268	6	[Geological profile visualization]																																	
		267	7	[Geological profile visualization]																																	
		266	8	[Geological profile visualization]																																	
		265	9	[Geological profile visualization]																																	
		264	10	[Geological profile visualization]																																	
		263	11	[Geological profile visualization]																																	
		262	12	[Geological profile visualization]																																	
		261	13	[Geological profile visualization]																																	
		260	14	[Geological profile visualization]																																	
		259	15	[Geological profile visualization]																																	
		258	16	[Geological profile visualization]																																	
257	17	[Geological profile visualization]																																			
De 19 a 51m metros de profundidad CL de 15cm espesor + Malla Electrosoldada	De 19.50 a 23.51m afloró conglomerado con una matriz bien compacta que no ocasiona problemas con la estabilidad de las paredes, durante la barrenada los huecos que se hacen no se obstruyen por caídos. De 23.51 a 25.85 afloró un lente de arenisca de 2.30m de alto x 21.36m de largo Los bloques son sub-redondeados a redondeados con un tamaño de 20 a 40cm de diámetro ocasionalmente aparece algún bloque de 1 a 1.2m que se detona si queda en la periferia del radio del pozo.	256	18	[Geological profile visualization]																																	
		255	19	[Geological profile visualization]																																	
		254	20	[Geological profile visualization]																																	
		253	21	[Geological profile visualization]																																	
		252	22	[Geological profile visualization]																																	
		251	23	[Geological profile visualization]																																	
		250	24	[Geological profile visualization]																																	
		249	25	[Geological profile visualization]																																	
		248	26	[Geological profile visualization]																																	
		247	27	[Geological profile visualization]																																	
		246	28	[Geological profile visualization]																																	
		245	29	[Geological profile visualization]																																	
		244	30	[Geological profile visualization]																																	
243	31	[Geological profile visualization]																																			
242	32	[Geological profile visualization]																																			
241	33	[Geological profile visualization]																																			
240	34	[Geological profile visualization]																																			
	De 32m a 33.8 la matriz aumento en relación a los bloques 70% matriz 40% bloques, la condición de la matriz es buena y mantiene una adecuada cohesión.	239	35	[Geological profile visualization]																																	
		238	36	[Geological profile visualization]																																	
		237	37	[Geological profile visualization]																																	
		236	38	[Geological profile visualization]																																	
		235	39	[Geological profile visualization]																																	
		234	40	[Geological profile visualization]																																	
		233	41	[Geological profile visualization]																																	
	De 33.8m a 35m la matriz tiene un mayor porcentaje 70% con respecto a los bloques. la condición de la matriz esta bien consolidada	232	42	[Geological profile visualization]																																	
		231	43	[Geological profile visualization]																																	
		230	44	[Geological profile visualization]																																	
		229	45	[Geological profile visualization]																																	
		228	46	[Geological profile visualization]																																	
		227	47	[Geological profile visualization]																																	
		226	48	[Geological profile visualization]																																	
De 51 a 55.19m AA a 1.5+CL en un tramo de tres metros, solo por asegurar aun más la zona de transición entre el pozo y la galería 220.	De 35m a 55.19m la matriz tiene un mayor porcentaje 70% con respecto a los bloques, 30% esta bien consolidada, pues no presenta inestabilidad, ni estructuras, las discontinuidades presentes son la arenisca que aflora en los sitios indicados en el levantamiento con espesores de 20 a 35 cm y atraviesan la	225	49	[Geological profile visualization]																																	
		224	50	[Geological profile visualization]																																	
		223	51	[Geological profile visualization]																																	
		222	52	[Geological profile visualization]																																	
		221	53	[Geological profile visualization]																																	
		220	54	[Geological profile visualization]																																	
		219	55	[Geological profile visualization]																																	

**CUADRO 2. CONTROL GEOLÓGICO-GEOTECNICO DE LA EXCAVACIÓN DE D.F (Estación 0+00 hasta 0+300)**

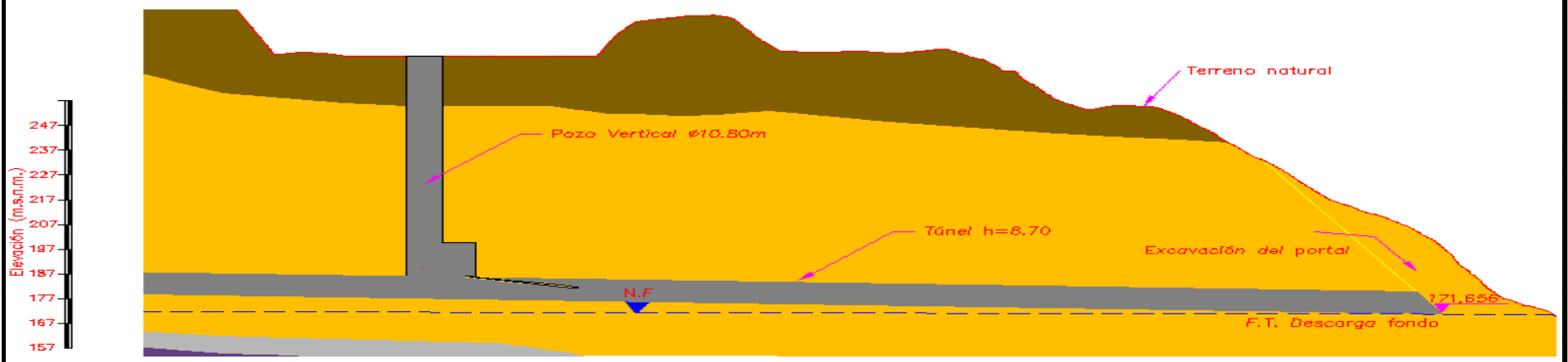


<b>Estación</b>	0+000.00   0+050.00   0+100.00   0+150.00   0+200.00   0+250.00   0+300.00												
<b>Perfil de Túnel</b>													
<b>Cobertura</b>	16.93	31.13	56.65	74.08	79.00	95.31	92.42	65.28	47.15	47.90			
<b>Frente de Excavación</b>													
<b>Descripción Litológica</b>	De 0+000.00 a 0+012.00 se dieron tres fracturas por descompresión las cuales se pasaron con arco de acero a 1 m, no hubo sobre-excavación importante material seco. De 0+012.00 a 0+109.42 la arenisca que aflora ha sido en la media sección inferior del tope la condición geomecánica de este se clasifica de II a III según RMR, no se han dado colapsos del material en la corona				De 0+109.42 a 0+112.44 afloro una fractura por descompresión 180°/65°, su espesor fue de 45cm y se paso con tres arcos de acero			De 0+112.44 a 0+119.20 se avanza solo con concreto lanzado y fibra metálica pero de 0+119.42 a 0+153.31 se dan dos circunstancias, que obligan a utilizar el arco de acero: 1- una fractura por descompresión con un ángulo de 54°y un rumbo Norte-Sur con una separación de 15 a 18cm con un lijero goteo. 2- Esta fractura coincidio con último tramo de la curva, y de una concentración de bloques métricos en la corona, que se estabilizaron con AA@1.5+LC+CL			De 0+153.31 a 0+300.00 se mantiene el conglomerado con ocasionales lentes de arenisca color gris, de medianamente a muy soldada		
<b>Soporte Temporal</b>	De 0+000.00 a 0+022.00 se utilizaron AA @ 1m (perfil W8X31) + CL (e = 15 cm), o bien soporte tipo S4		De 0+022.00 a 0+067.00 se utilizaron CL + Perno, además de AA en el tramo 0+067.00-0+070.00 @ 1m			De 0+070.00 a 0+109.00 se utilizaron CL + FM, además de AA en el tramo 0+109.00-0+153.00 @ 1m			De 0+153.00 a 0+300.00 se utilizó CL + pernos (Soporte tipo S1)				
<b>Simbología</b>	CL: Concreto lanzado, AA: Arcos de acero ( Perfil W8X31), ME: Malla electrosoldada #2, FM: Fibra metálica.												

<b>SIMBOLOGÍA DE SOPORTE TEMPORAL</b>	<b>SIMBOLOGÍA</b>	<b>LEYENDA LITOLÓGICA:</b>
AA: ARCOS DE ACERO CL: CONCRETO LANZADO ME: MALLA ELECTROSOLDADA LC: LÁMINA CORRUGADA	ZONA DESCOMPRESIONADA VETAS DE TOBA FRACTURA POR DESCOMPRESIÓN FALLAS	SUELO ARENISCA COLUMO ALUVIÓN CONGLOMERADO BRECHA LAHARICA TOBITA LAVA 1 LAVA 2 LAVA ALTERADA

"Análisis del diseño y control geotécnico de la excavación del túnel y pozo vertical de la descarga de fondo del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón"

**CUADRO 3. CONTROL GEOLÓGICO-GEOTECNICO DE LA EXCAVACIÓN DE D.F (Estación 0+300 hasta 0+600)**

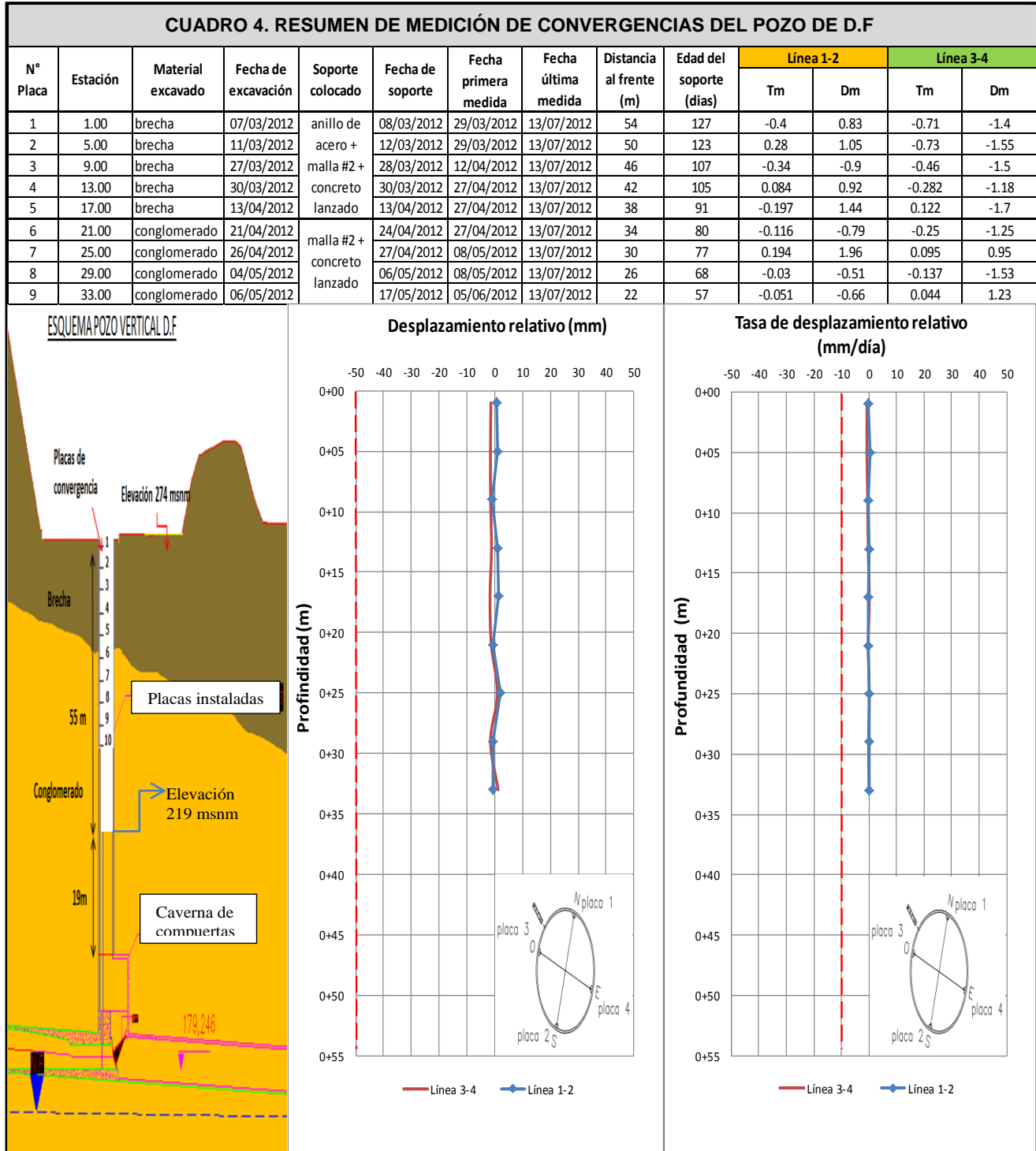


<b>Estación</b>	0+300.00	0+350.00	0+380.43	0+400.00	0+450.00	0+500.00	0+550.00	0+600.00											
<b>Perfil de Túnel</b>	[Diagram showing the tunnel profile across the stations]																		
<b>Cobertura</b>	56.12	88.19	86.45	89.69	90.65	91.24	16.93	31.13	56.65	74.08									
<b>Frente de Excavación</b>	0+310.16	0+325.78	0+341.28	0+350.80	0+361.70	0+371.28	0+380.43	0+396.68	0+403.12	0+415.44	0+425.49	0+436.37	0+449.86	0+459.86	0+472.65	0+483.78	0+490.88	0+507.00	0+592.82
<b>Descripción Litológica</b>	De 0+300.00 a 0+380.43 se mantiene el conglomerado con ocasionales lentes de arenisca color gris, de medianamente a muy soldada en la zona de 0+380.43 a 0+388.70 afloró un lente de toba de 70cm de espesor en la corona, con un ángulo de 25° de elevación y una orientación muy horizontal, el color es café con poca cohesión, por ese motivo fue necesario colocar arcos de acero			De 0+388.70 a 0+390.00 se mantiene el conglomerado con ocasionales lentes de arenisca color gris, de medianamente a muy soldada			De 0+390.00 a 0+608.00 se mantiene el conglomerado con ocasionales lentes de arenisca color gris, de medianamente a muy soldada. Además es importante mencionar la buena condición de la matriz con una relación de 60% con respecto a los bloques 40%, bien consolidada o cementada puesto a que no presenta inestabilidad.												
<b>Soporte Temporal</b>	De 0+300.00 a 0+390.00 se utilizó CL + pernos (Soporte tipo S1)			De 0+390.00 a 0+397.00 se utilizaron CL + AA @ 1m (Soporte S4)			De 0+390.00 a 0+390.00 se utilizó CL + pernos (Soporte tipo S1)												
<b>Simbología</b>	CL: Concreto lanzado, AA: Arcos de acero ( Perfil W8X31), ME: Malla electrosoldada #2, FM: Fibra metálica.																		

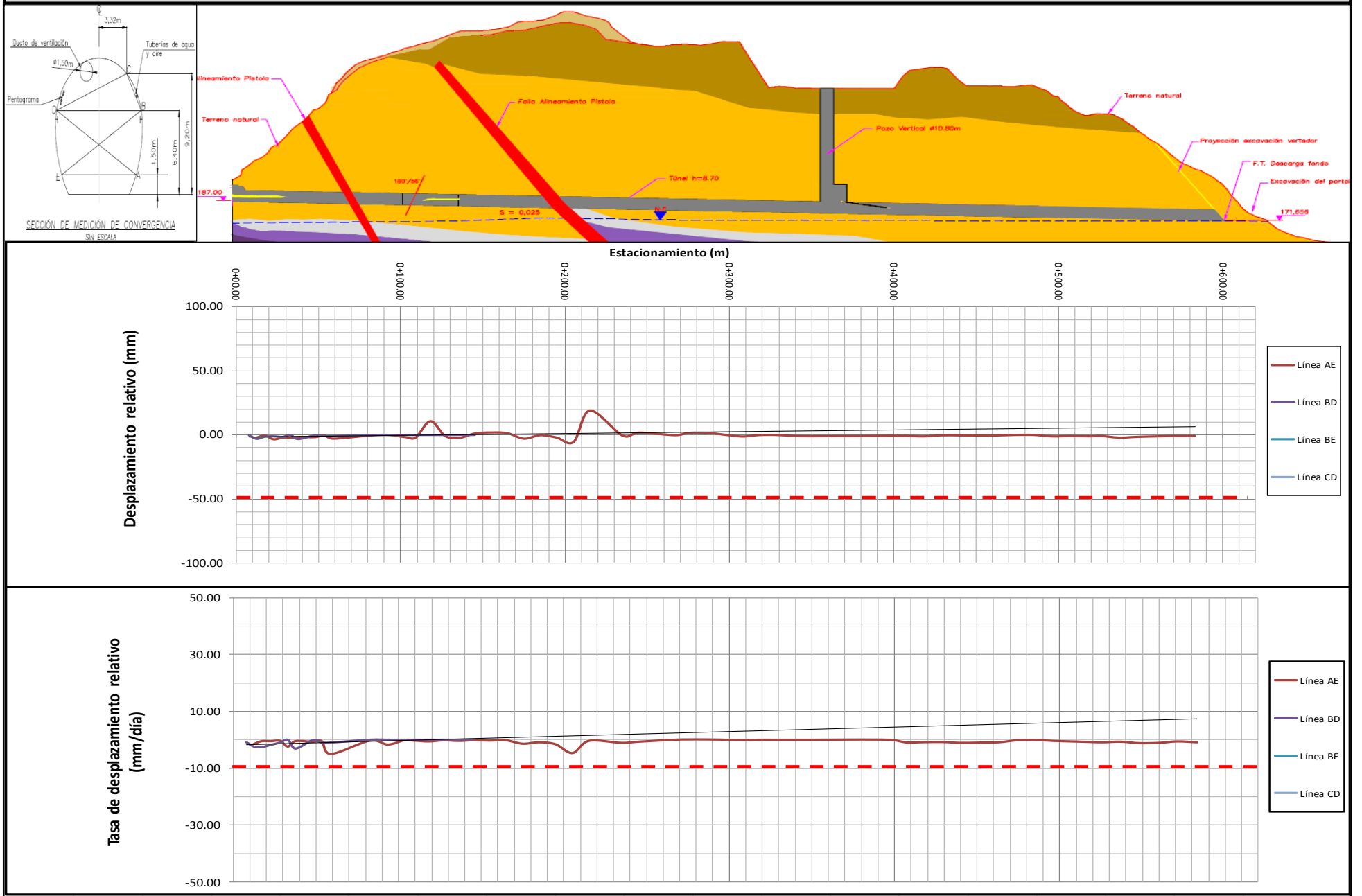
<p><b>SIMBOLOGÍA DE SOPORTE TEMPORAL</b></p> <p>AA: ARCOS DE ACERO          CL: CONCRETO LANZADO          ME: MALLA ELECTROSOLDADA          LC: LÁMINA CORRUGADA</p>	<p><b>SIMBOLOGÍA</b></p> <p>[Symbol] ZONA DESCOMPRESIONADA          [Symbol] VETAS DE TOBA          [Symbol] FRACTURA POR DESCOMPRESIÓN          [Symbol] FALLAS</p>	<p>[Symbol] N.F. NIVEL FREÁTICO</p>	<p><b>LEYENDA LITOLÓGICA:</b></p> <p>[Symbol] SUELO          [Symbol] ARENISCA          [Symbol] COLUVIO ALUVIÓN          [Symbol] CONGLOMERADO          [Symbol] BRECHA LAHARICA          [Symbol] TOBITA          [Symbol] LAVA 1          [Symbol] LAVA 2          [Symbol] LAVA ALTERADA</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

## Medidas de convergencias

Para llevar un control de las deformaciones sufridas por la excavación, y así verificar el diseño en el modelo Phase 2, se realizó una tabla en Excel para generar las gráficas según registro como se muestra en el cuadro 4 y 5.



**CUADRO 5. RESUMEN DE MEDICIÓN DE CONVERGENCIAS DEL TÚNEL DE D.F**



## Definición de unidades geotécnicas

Las unidades geotécnicas del macizo rocoso han sido establecidas en función de la litología, los ambientes de alteración, e índices descritos en el marco teórico, para la descarga de fondo se asumen cuatro unidades geotécnicas, las cuales son consideradas para el análisis de la excavación del pozo y el túnel. A continuación se describen brevemente cada una de las unidades geotécnicas y se reportan sus principales características geomecánicas.

### Unidad geotécnica UG1: roca de matriz sana, poco fracturada

En esta unidad geotécnica la roca intacta se muestra sana y posee una dureza media. Su caracterización geomecánica se llevó a cabo por medio de ensayos de laboratorio, así como análisis retrospectivos realizados en excavaciones subterráneas, ejecutadas en litologías y diámetros similares de los túneles estudiados. Las propiedades geomecánicas de la UG1 se encuentran resumidas en el cuadro 6.

<b>CUADRO 6. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO DE LA UG1</b>	
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,0 – 22,0
$\sigma_c$ (MPa)	5,0 – 10,0
$E_{rm}$ (GPa)	1500 – 2000
$m_i$	17,0 – 21,0
GSI	60 – 70
RMR	70 – 80
Q	>4,0

### Unidad geotécnica UG2: roca medianamente alterada, fracturada

En esta unidad geotécnica la roca intacta se muestra medianamente alterada y posee una dureza media a baja. Su caracterización geomecánica se llevó a cabo por medio de ensayos de laboratorio, así como análisis retrospectivos realizados en excavaciones subterráneas, ejecutadas en litologías y diámetros similares de los túneles estudiados. Las propiedades geomecánicas de la UG2 se encuentran resumidas en el cuadro 7.

<b>CUADRO 7. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO DE LA UG2</b>	
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,0 – 22,0
$\sigma_c$ (MPa)	2,5 – 5,0
$E_{rm}$ (GPa)	1000,0 – 1500,0
$m_i$	17,0 – 21,0
GSI	50 – 60
RMR	60 – 70
Q	1,0-4,0

### Unidad geotécnica UG3: roca alterada, muy fracturada

En esta unidad geotécnica la roca intacta se muestra alterada y posee una dureza baja; su caracterización geomecánica se llevó a cabo por medio de análisis retrospectivos realizados en excavaciones subterráneas, ejecutadas en litologías y diámetros similares de los túneles estudiados. Las propiedades geomecánicas de la UG3 se encuentran resumidas en el cuadro 8.



<b>CUADRO 8. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO DE LA UG3</b>	
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,0 – 22,0
$\sigma_c$ (MPa)	2,5 – 5,0
$E_{rm}$ (GPa)	750,0 – 1250,0
$m_i$	17,0 – 21,0
GSI	40 – 50
RMR	50 – 60
Q	0,4-1,0

Durante la excavación de los túneles en cualquiera de estas unidades, se espera que el comportamiento del agua subterránea sea de seco a como máximo chorros de poco caudal y presiones bajas.

### Unidad geotécnica UG4: roca afectada por falla

Esta UG está constituida por rocas afectadas por falla, donde la matriz roca se presenta alterada, con presencia de lentes de arcilla, espejos de fricción y/o un alto fracturamiento.

La roca intacta se presenta con una consistencia blanda a muy blanda, pudiéndose intentar con el pulgar. Las propiedades geomecánicas de la UG4 se encuentran resumidas en el cuadro 9.

<b>CUADRO 9. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO DE LA UG4</b>	
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,0 – 22,0
$\sigma_c$ (MPa)	1,0 – 2,5
$E_{rm}$ (GPa)	500,0 – 1000,0
$m_i$	15,0 – 19,0
GSI	20 – 40
RMR	20 – 50
Q	<0,4

## Modelos FEM

El siguiente modelo considera las circunstancias geológicas donde el soporte temporal podrá ser utilizado. La sección analizada se encuentra en la unidad geotécnica UG4, dentro del macizo. Los parámetros estimados en esta unidad han sido contemplados en el modelo FEM, para el túnel de la descarga de fondo. (Ver figura 37).

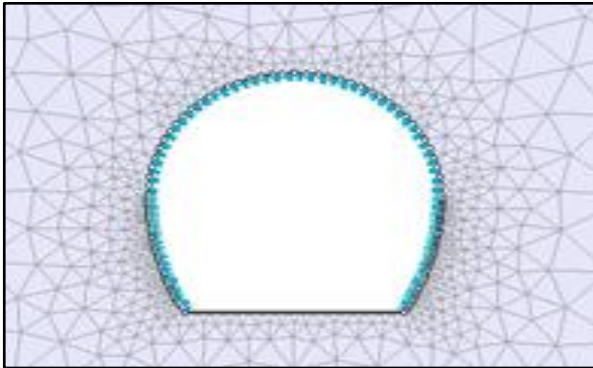


Figura 37. Modelo de la excavación, simulada en 3D, con el soporte de sección equivalente propuesto.

Para la construcción de un modelo FEM, confiable, se utilizó la técnica de remplazo de núcleo, la cual se describe el tutorial del Phase2 y la sección de apéndice, con el fin de tener un simulación en 3D del túnel.

Como resultado del modelo se obtuvo que el máximo radio plástico es 9.708 m, ver figura 38, la máxima deformación en las paredes, sin soporte, lejos de la cara del túnel es 45mm, y se da en el techo de la excavación, ver figura 39.

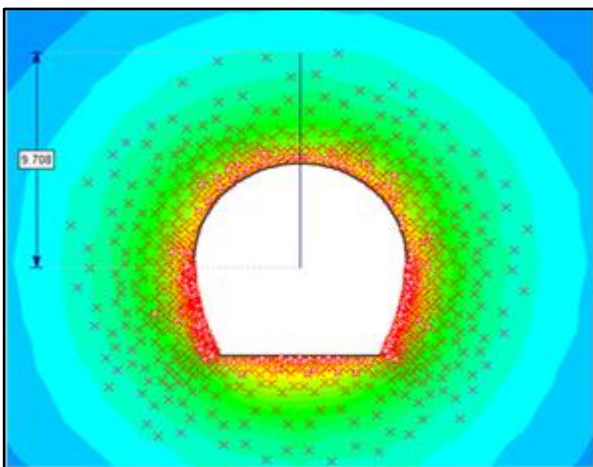


Figura 38. Deformación máxima en la sección excavada y radio plástico ( $x$ =falla de corte y  $o$ =falla de tensión).

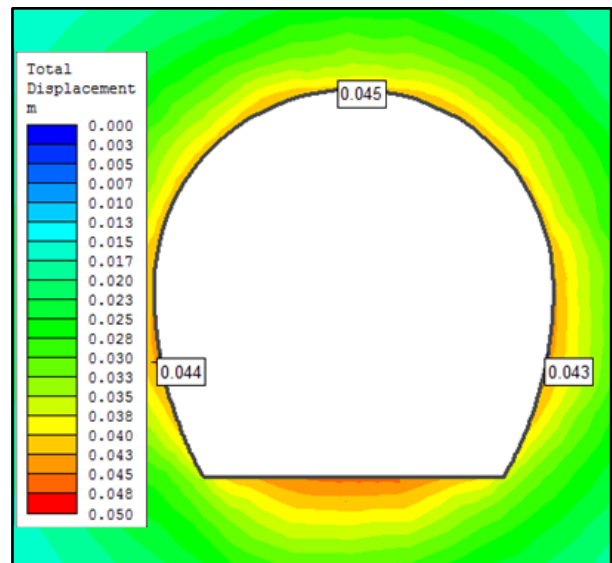


Figura 39. Máximo desplazamiento en el techo ( $U_{max}=0.045$  m), en la última etapa de excavación, alejado del frente del túnel.

De la siguiente gráfica (Vlachopoulos y Diederichs), mostrada en la figura 40, se calculó la magnitud de cerramiento, antes de admitir la instalación del soporte, a partir del radio plástico y el desplazamiento lejos de la cara del túnel.

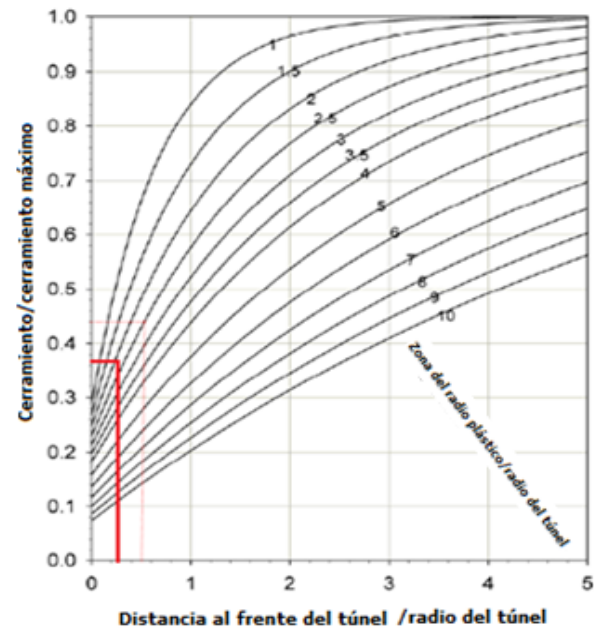
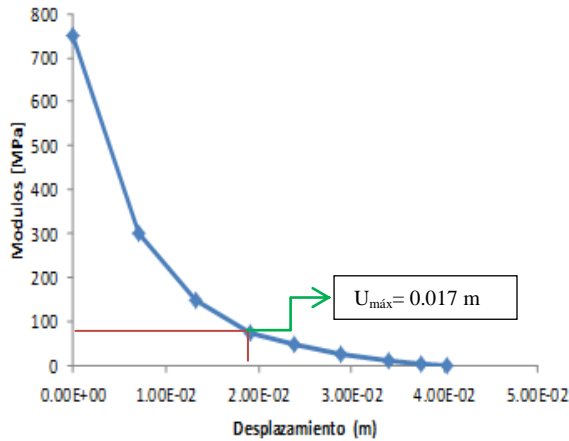


Figura 40. Gráfica para calcular el cerramiento de excavación.) Vlachopoulos y Diederichs).

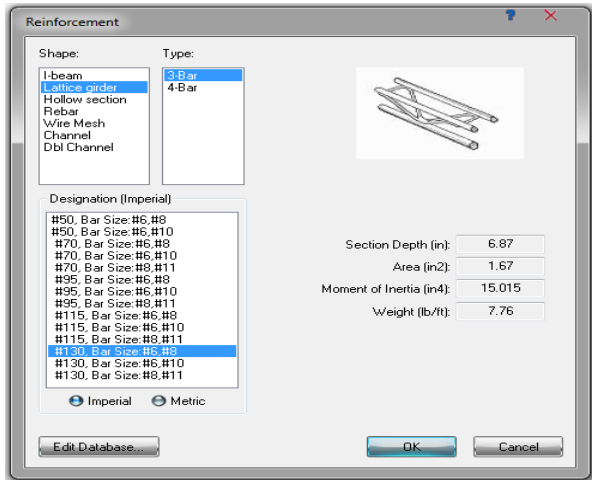
Como resultado el cierre =  $(0.375) \cdot (0.045)$  **cierre**  
**= 0.017m**

La imagen 41, muestra el gráfico de convergencia-confinamiento para el ejemplo en estudio. Se puede observar que el módulo es reducido a 75 MPa, calculado por encima del punto de instalación (0.017 m).



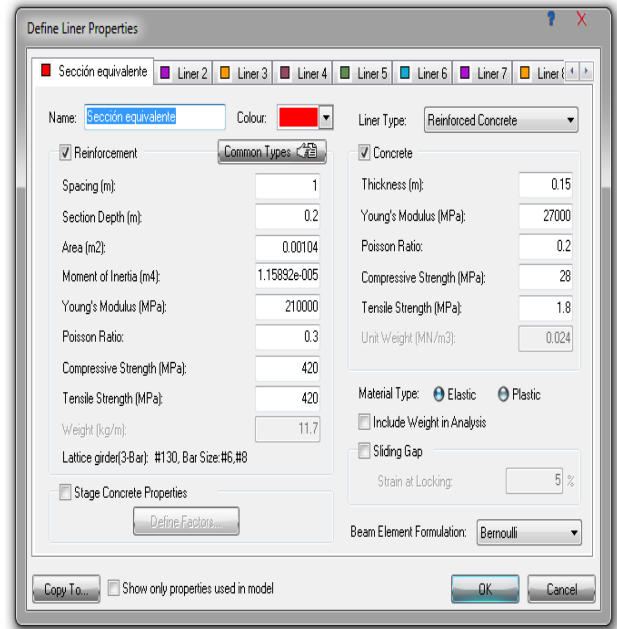
**Figura 41.** Gráfica convergencia confinamiento, para la reducción del módulo.

Con el cálculo anterior, se logra simular el comportamiento del macizo, en la figura 42 se muestra la simulación del soporte mediante el programa, que equivale a una capa de 15 cm de concreto lanzado, reforzado con una cercha reticular comprendida por 3 varillas (2 var. #6 + 1 var. #8), separados cada metro a lo largo del túnel.



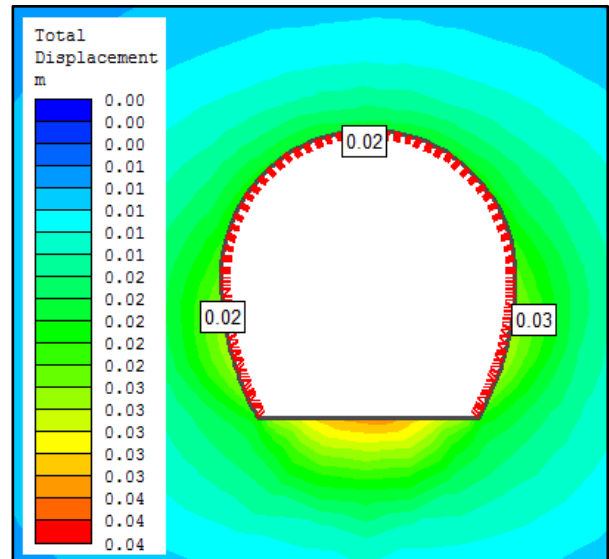
**Figura 42.** Definición de las propiedades de la cercha reticular, empleada en la simulación del soporte. (Phase 2)

La versatilidad del Phase 2 permite la introducción de las propiedades del concreto en conjunto con la cercha, ver figura 43.



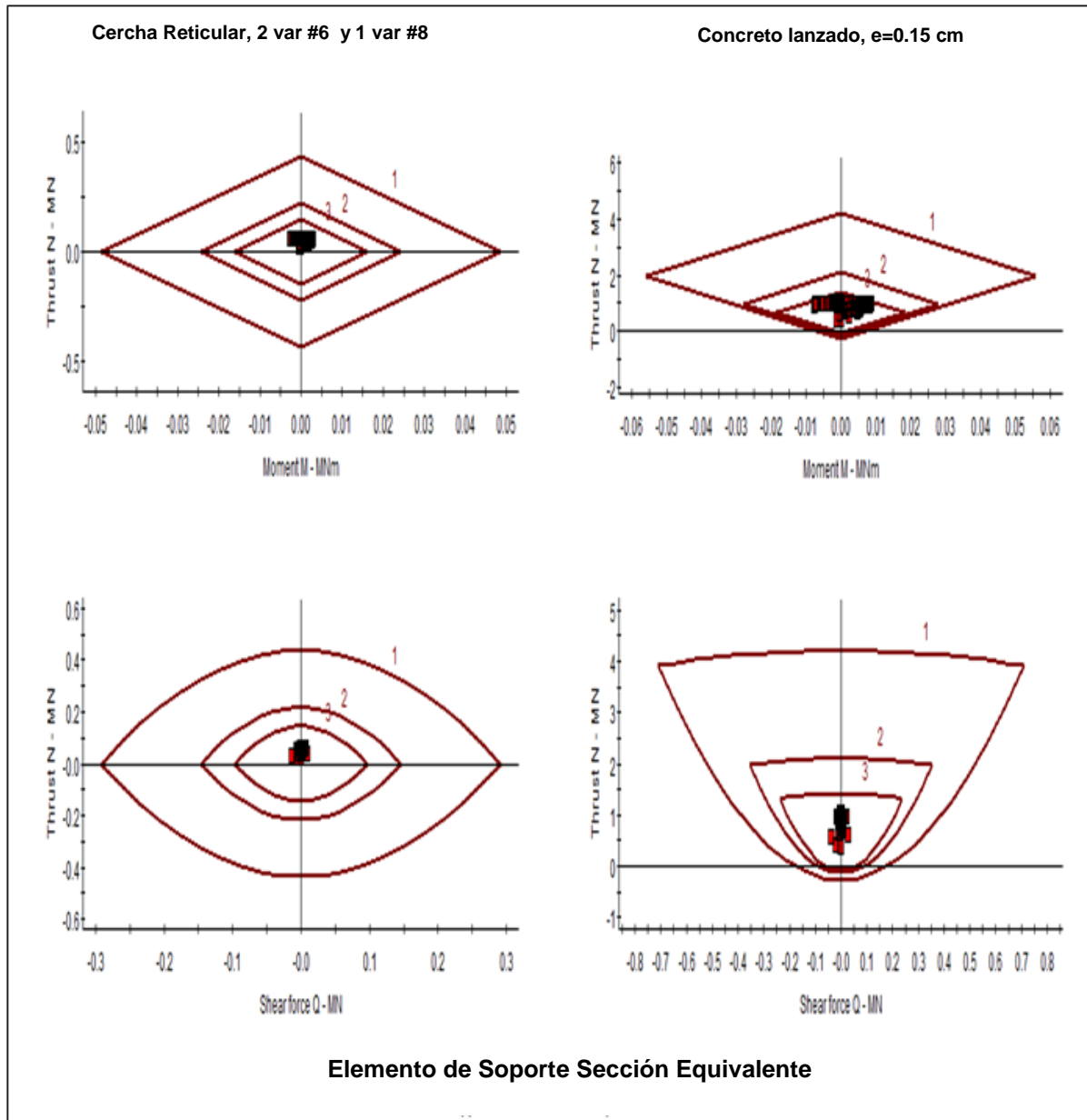
**Figura 43.** Dialogo resumen de las propiedades del soporte, introducidas en el PHASE 2.

Una vez definida las propiedades, se realiza la corrida del programa para obtener el desplazamiento total máximo con soporte, como se presenta en la figura 44.



**Figura 44.** Desplazamiento total alrededor de la excavación, utilizando el soporte equivalente. (Phase 2)

A continuación se presentan en la figura 45, un conjunto de gráficas de Momento y Cortante relacionados con la línea soporte utilizado, donde se distribuyen de acuerdo con la acción de cada elemento que conforma la sección equivalente.



**Figura 45.** Diagramas de capacidad de soporte para el revestimiento final de la cercha en conjunto con el concreto lanzado, representado para tres envolturas asociadas al Factor de seguridad del diseño.

Seguidamente en la figura 46 y 47, se muestran los esfuerzos principales inducidos por la excavación al macizo, donde se refleja las magnitudes de estos generadas alrededor de la sección más cercana al frente en el momento que es colocado el soporte.

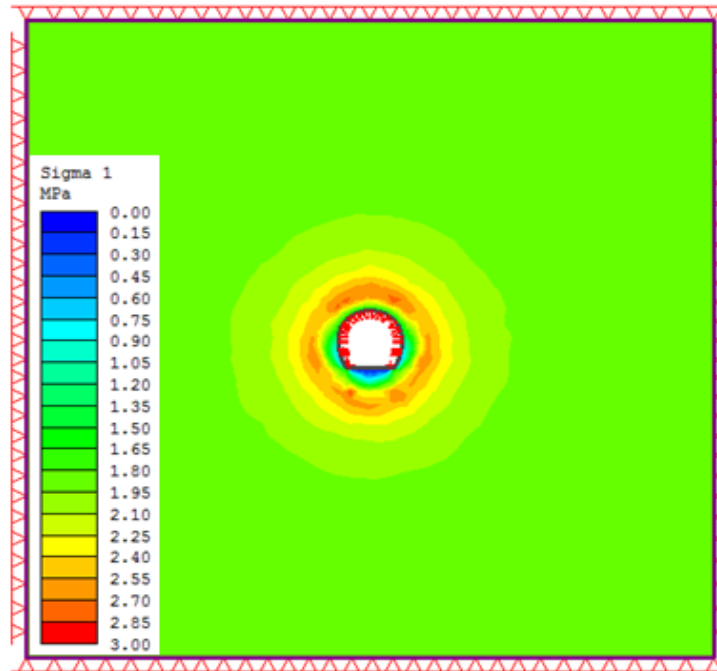


Figura 46. Esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ), generado en el macizo rocoso, (Phase 2)

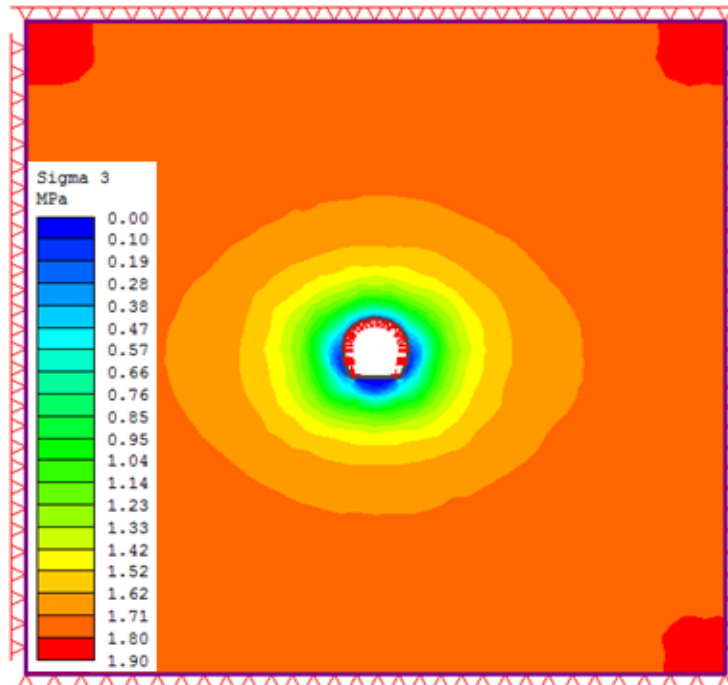


Figura 47. Esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ), generado en el macizo rocoso, (Phase 2)

Anteriormente se mostró los desplazamientos en el frente de excavación momentos antes de colocar el soporte, en las figuras 48 y 49 se presentan los desplazamientos finales luego de colocar el sostenimiento.

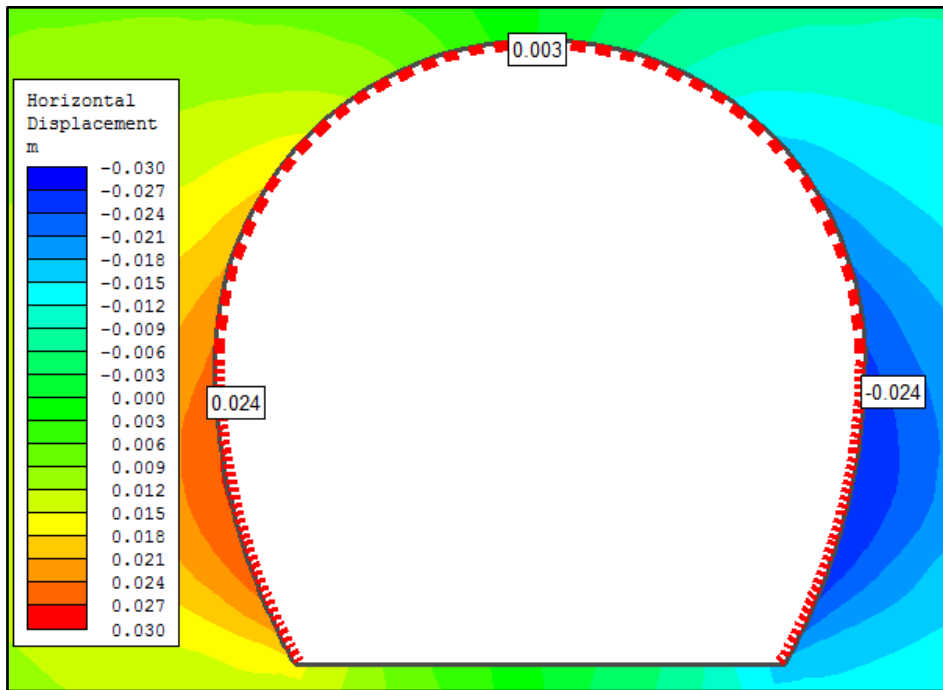


Figura 48. Desplazamiento horizontal alrededor de la excavación, utilizando el soporte equivalente. (Phase 2)

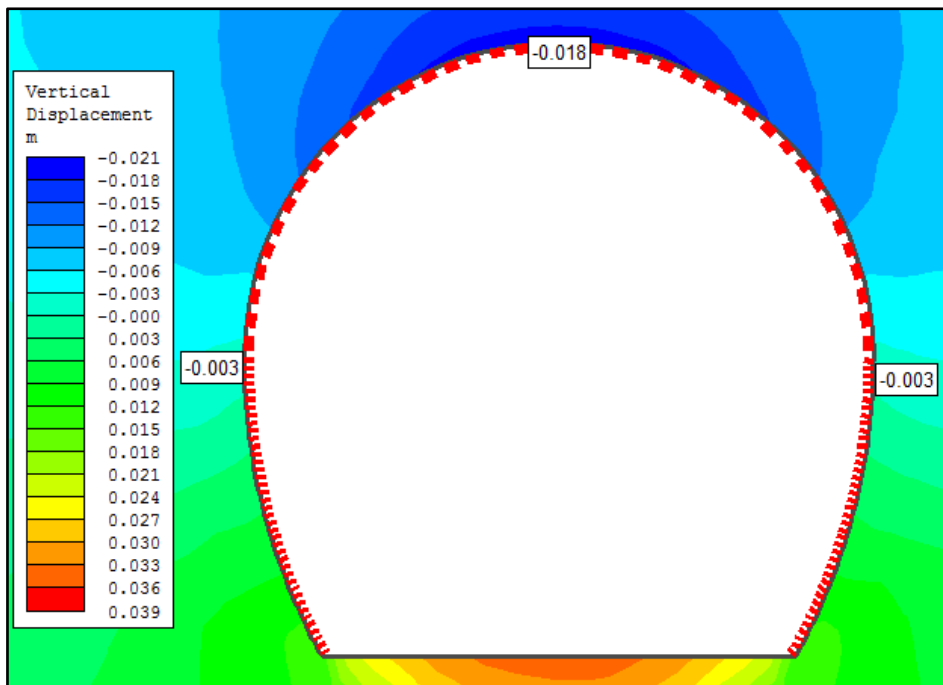


Figura 49. Desplazamiento horizontal alrededor de la excavación, utilizando el soporte equivalente. (Phase 2)

Finalmente se observa en la figura 50 ,51 y 52, la distribución de carga axial, cortante y momentogenerados alrededor de la sección excavada luego de ser colocado el sostenimiento de la cercha en conjunto con el concreto lanzado.

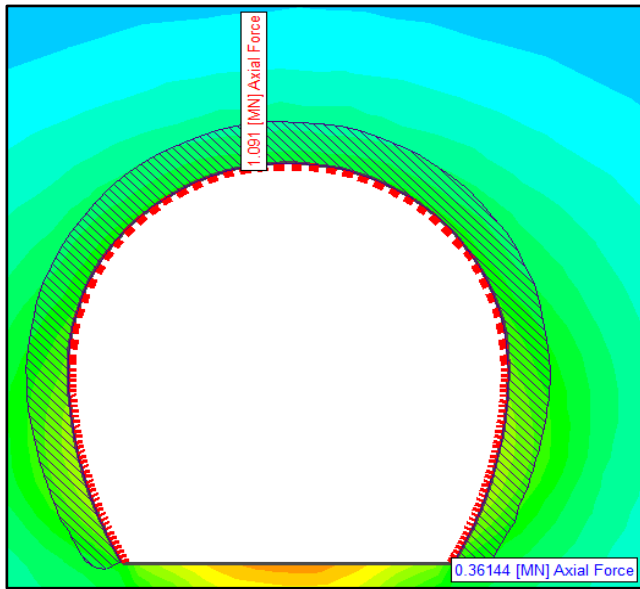


Figura 50. Diagrama de carga axial. (Phase 2)

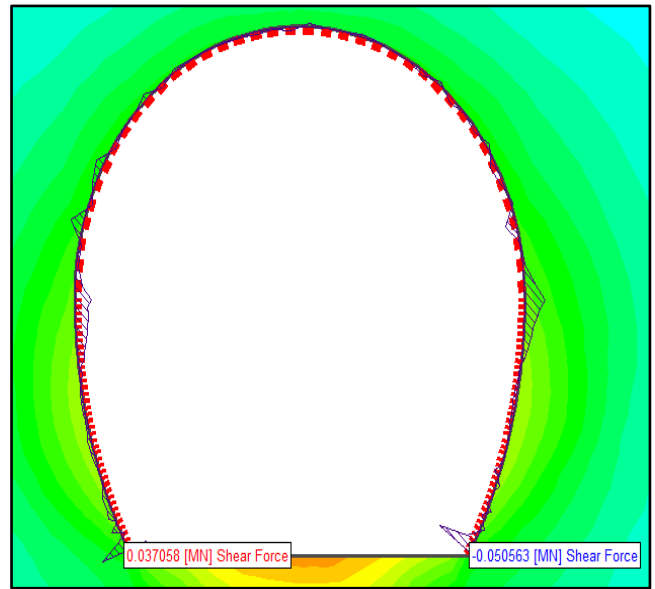


Figura 51. Diagrama de cortante. (Phase 2)

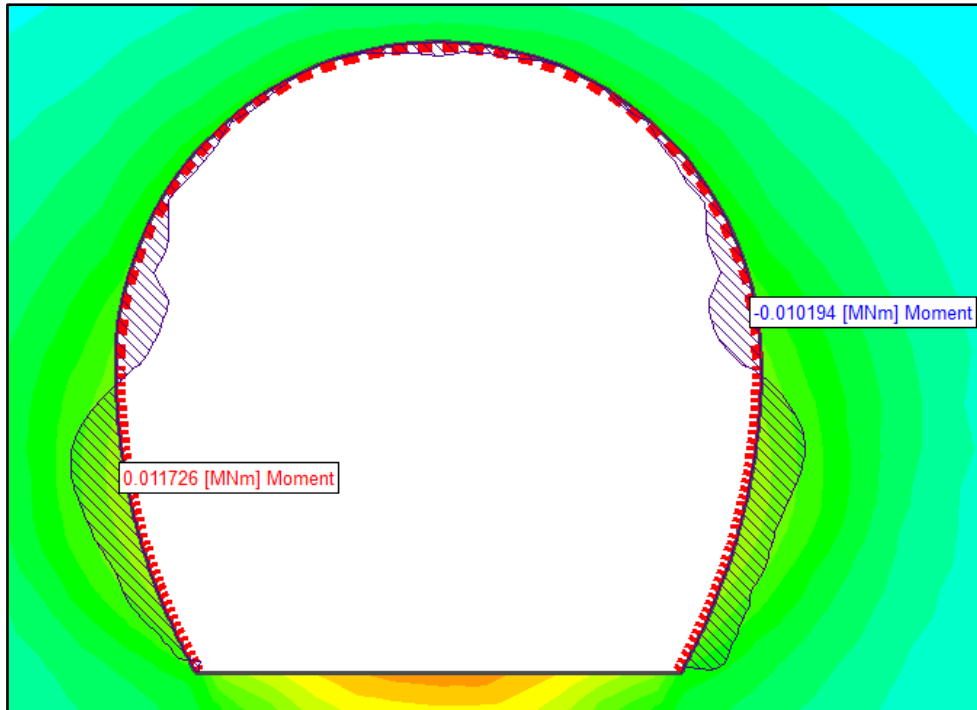
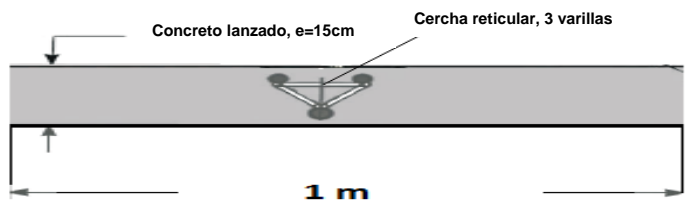


Figura 52. Diagrama de momento. (Phase 2)

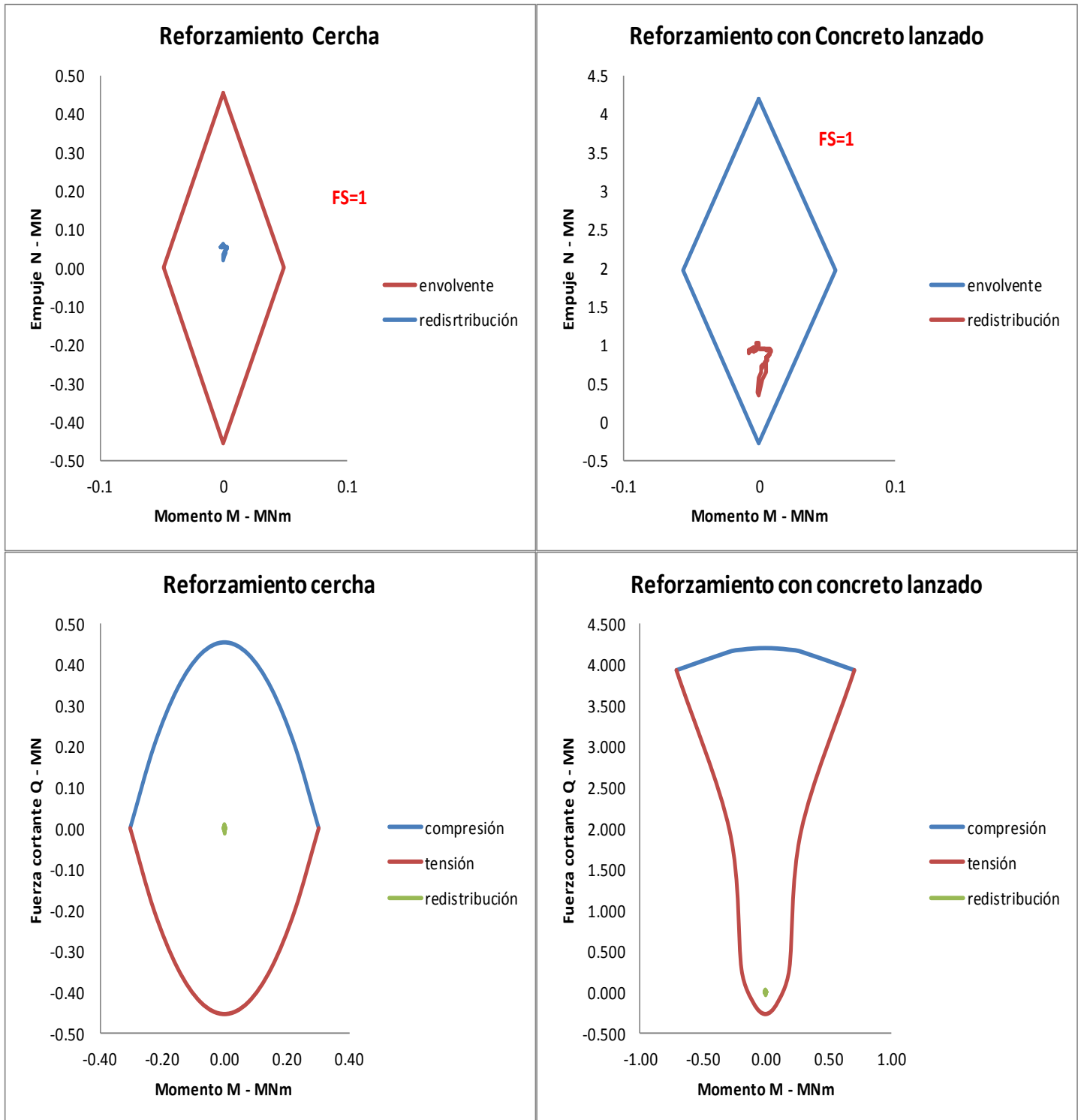
En el cuadro 10 se muestra la metodología empleada para el análisis de participación de una sección de revestimiento, compuesto por un ancho  $b = 1\text{ m}$ , que comprende una cercha de acero y un metro de concreto lanzado, con un espesor  $e = 15\text{ cm}$ . Donde la sección compuesta es considerada una sección equivalente de anchura  $b$  y  $t_{eq}$ . Los conjuntos de cercha se suponen que están colocados simétricamente en el revestimiento de concreto lanzado, de modo que el eje neutro de ambos conjuntos coincida.

CUADRO 10. DISEÑO DE LA SECCION EQUIVALENTE	
	
Coeficiente en compresión del acero	Coeficiente en compresión del concreto
$D_{st} = \frac{E_{st} A_{st}}{1 - \nu_{st}^2}$	$D_{sh} = \frac{E_{sh} A_{sh}}{1 - \nu_{sh}^2}$
$E_{st} = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$ $A_{st} = 10.81 \text{ cm}^2$ $\nu_{st} = 0.3$ $D_{st} = 24946153.85$	$E_{sh} = 270000 \text{ Kg/cm}^2$ $A_{sh} = 1500 \text{ cm}^2$ $\nu_{sh} = 0.2$ $D_{sh} = 421875000$
$D_{eq} = 446821153.8$	
Coeficiente en flexión del acero	Coeficiente en flexión del concreto
$K_{st} = \frac{E_{st} I_{st}}{1 - \nu_{st}^2}$	$K_{sh} = \frac{E_{sh} I_{sh}}{1 - \nu_{sh}^2}$
$R = 4.25 \text{ m}$ $I_{st} = 1158.920 \text{ cm}^4$ $K_{st} = 2674430769$	$b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$ $I_{sh} = 28125.00 \text{ cm}^4$ $K_{sh} = 7910156250$
$k_{eq} = 10584587019.23$	
$t_{eq} = \sqrt{\frac{12 K_{eq}}{D_{eq}}}$	$t_{eq} = 16.86 \text{ cm}$
$E_{eq} = \frac{D_{eq}}{b t_{eq}}$	$E_{eq} = 265016.56 \text{ Kg/cm}^2$



Una vez obtenida la sección equivalente, se procede a calcular las gráficas de capacidad de soporte que se muestran en la figura 53, las cuales se obtienen por medio de la hoja de cálculo descrita en el cuadro 11. Donde se observan los parámetros de entrada considerados en el análisis y además el desarrollo de las expresiones descritas en el capítulo llamado “Sección Equivalente” del marco teórico.

CUADRO 11. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE SOPORTE					
<b>Esfuerzos del acero</b>			<b>Esfuerzos del concreto</b>		
$\sigma_c =$	420	MPa	$\sigma_c =$	28	MPa
$\sigma_t =$	-420	MPa	$\sigma_t =$	-1.8	MPa
$\tau_{max} =$	2.17	MPa			
<b>Espaciamiento de cercha</b>	1	m	<b>Espesor CL</b>	0.15	m
<b>Altura cercha</b>	0.2	m	<b>Area CL</b>	0.15	m <sup>2</sup>
<b>Area cercha</b>	1.08E-03	m <sup>2</sup>	<b>M Inercia</b>	0.00028	m <sup>4</sup>
<b>M Inercia</b>	1.15892E-05	m <sup>4</sup>	<b>Modulo CL</b>	27000	MPa
<b>Modulo acero</b>	210000	MPa	<b>Poisson`s relación</b>	0.2	
<b>Poisson`s relación</b>	0.3				
<b>Momento de empuje</b>					
<b>Cercha de Acero</b>			<b>Concreto lanzado</b>		
	<b>M</b>	<b>N</b>		<b>M</b>	<b>N</b>
Máx emp	0	0.45	Máx emp	0	4.2
Máx Mom	0.05	0	Máx Mom	0.06	1.96500
Mín emp	0	-0.45	Mín emp	0	-0.27
Mín Mom	-0.05	0	Mín Mom	-0.06	1.96500
Comp Fig	0	0.45	Comp Fig	0	4.2
<b>Fuerza cortante</b>					
<b>Cercha de Acero</b>			<b>Concreto lanzado</b>		
<b>Q</b>	<b>N</b>	<b>N</b>		<b>Q</b>	<b>N</b>
0.30			Máx F cortante	0.71	
-0.30			Mín F cortante	-0.71	
0.30	0.00	0		0.71	3.930
0.23	0.20	-0.20		0.29	4.156
0.15	0.34	-0.34		0.19	4.181
0.08	0.43	-0.43		0.10	4.195
0.00	0.45	-0.45		0.00	4.200
-0.08	0.43	-0.43		-0.10	4.195
-0.15	0.34	-0.34		-0.19	4.181
-0.23	0.20	-0.20		-0.29	4.156
-0.30	0	0		-0.71	3.930



**Figura 53.** Diagramas de capacidad de soporte para la sección equivalente, representado para una envolventes asociadas a un Factor de seguridad (FS=1).

## Estimación de carga sobre el soporte equivalente para el modelo en SAP 2000 (V.14)

Para realizar un modelo por medio del software estructural SAP 2000, fue importante comparar el resultado de todas las metodologías que la mecánica de rocas ha investigado a lo largo del tiempo. Por lo que se elaboró una hoja de cálculo en Excel para facilitar las repetidas pruebas, como la que se muestra en la figura 54.

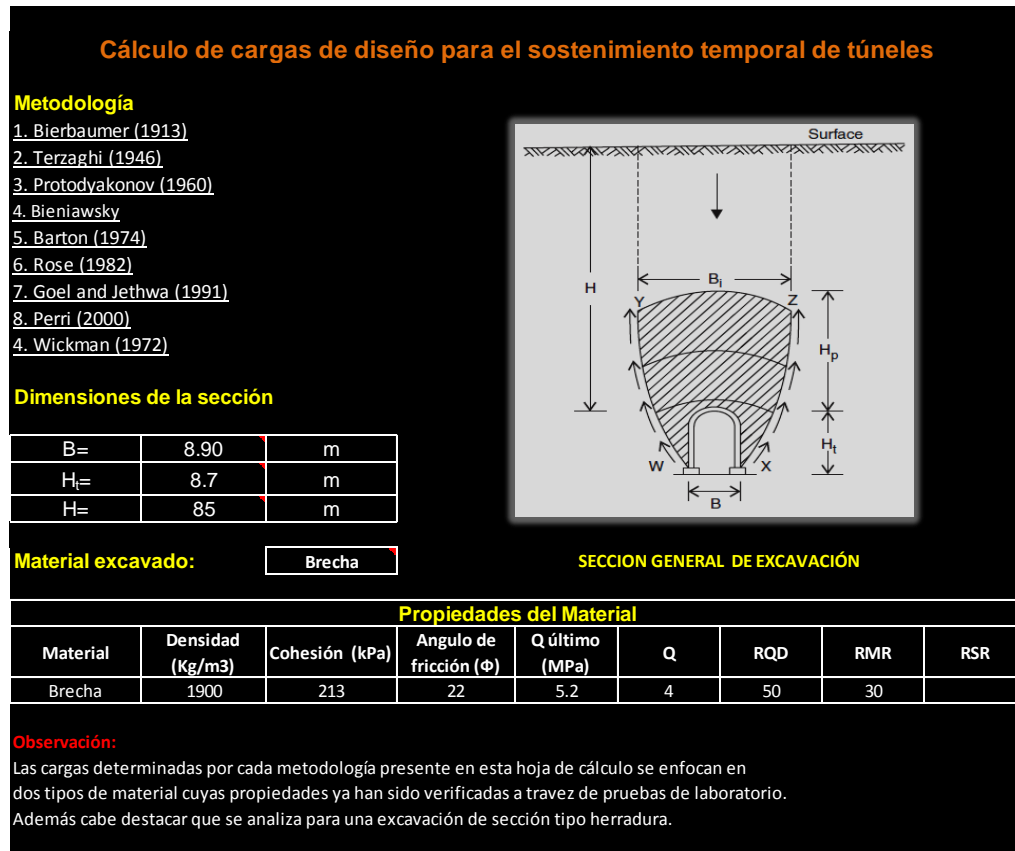


Figura 54. Memoria de cálculo elaborada en Excel, para la estimación de cargas sobre la excavación.

La metodología elegida, después de varias pruebas, es la estimación establecida por el Ing. Gianfranco Perri (2000), de donde se obtienen los siguientes resultados:

$$P_v = \gamma \alpha (B + H_t)$$

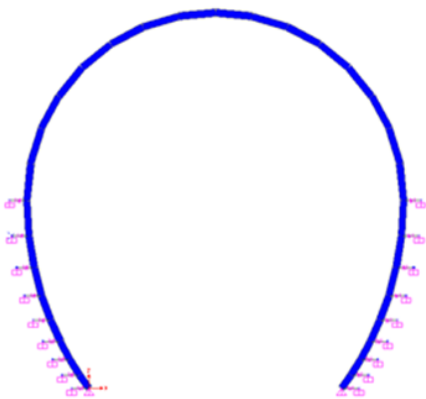
<b>P<sub>v</sub> =</b>	<b>10.53</b>	<b>Ton/m</b>
------------------------	--------------	--------------

Siendo P<sub>v</sub>, la presión o carga vertical considerada para el modelaje en SAP 2000.

## Modo de sección equivalente en SAP 2000

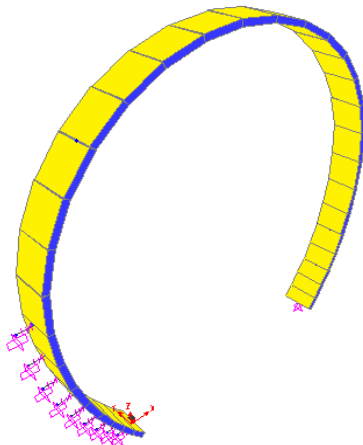
La modelación en SAP 2000 considera tres etapas bien definidas: el proceso, donde se define el tipo de análisis, la geometría, las cargas, las restricciones del modelo, y por último la solución, ejecuta el modelo de cálculo que para este caso es un algoritmo implementado bajo el esquema numérico de los elementos finitos.

Se ha definido un análisis en dos dimensiones como se muestra en la figura 55, el cual se basa en un arco creado por elementos tipo FRAME.



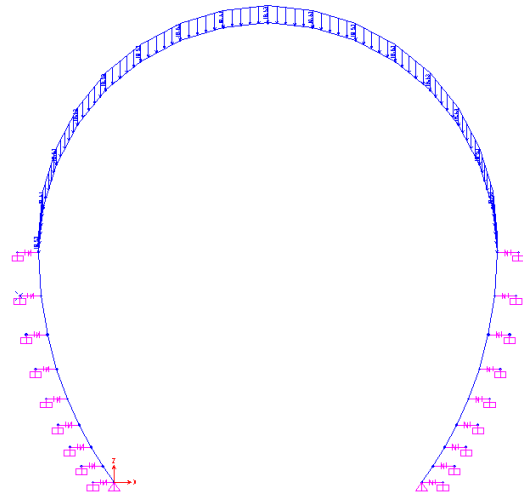
**Figura 55.** Sección de arco modelado col elementos tipo FRAME, . (SAP 2000)

Se simulan las características geomecánicas del macizo, por medio de resortes que representan el módulo de reacción del terreno ( $E=32000 \text{ t/m}^3$ ), analizado para 1 m lineal correspondiente a la separación entre cerchas, ver figura 56.



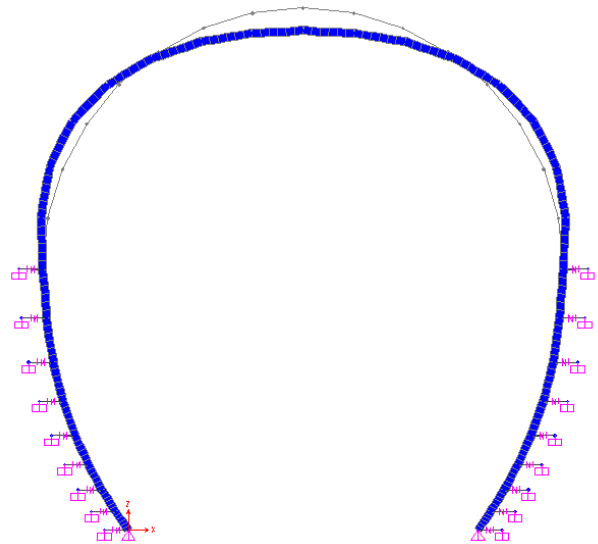
**Figura 56.** Simulación de reacción del suelo, . (SAP 2000)

Se aplica una carga normal como se muestra en la figura 57, en la superficie del soporte correspondiente a la media sección superior, con una magnitud en bóveda de 10.53 Ton/m



**Figura 57.** Forma de carga de la sección analizada. (SAP 2000)

Las tracciones más elevadas en el soporte se obtienen en la corona, en correspondencia de la forma en la que es cargado, ver figura 58. Con una presión uniforme sobre el perímetro superior de la sección, donde se aprecia la zona más crítica. Mientras que en la zona de los hastiales la magnitud de las tracciones es menor.



**Figura 58.** Deformada del soporte. (SAP 2000)

Seguidamente se muestra en la figura 59, el resumen de los desplazamientos verticales (U3) y los desplazamientos horizontales (U2), que sufre la sección equivalente, a la hora de aplicar una carga actuante en la forma que lo establecen las diferentes teorías de carga sobre el sostenimiento, las cuales se basan en el efecto de arqueado. Además la figura 37, donde se resumen la distribución de fuerza axial, cortante y momento distribuidos alrededor del sostenimiento.

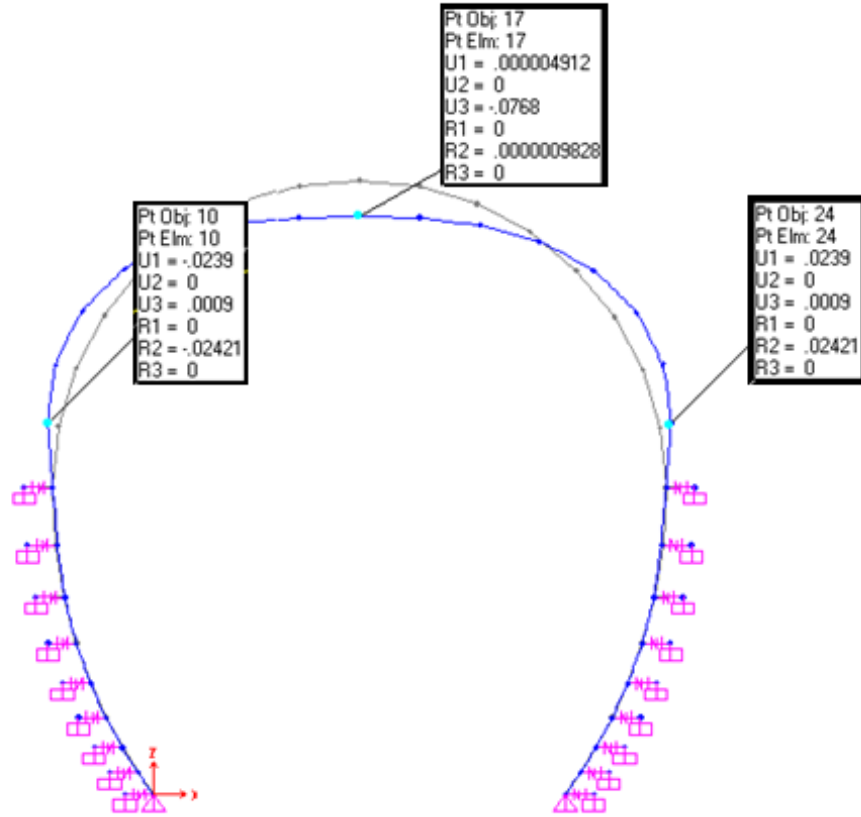


Figura 59. Magnitud del desplazamiento vertical sobre el soporte, (unidades en m.)

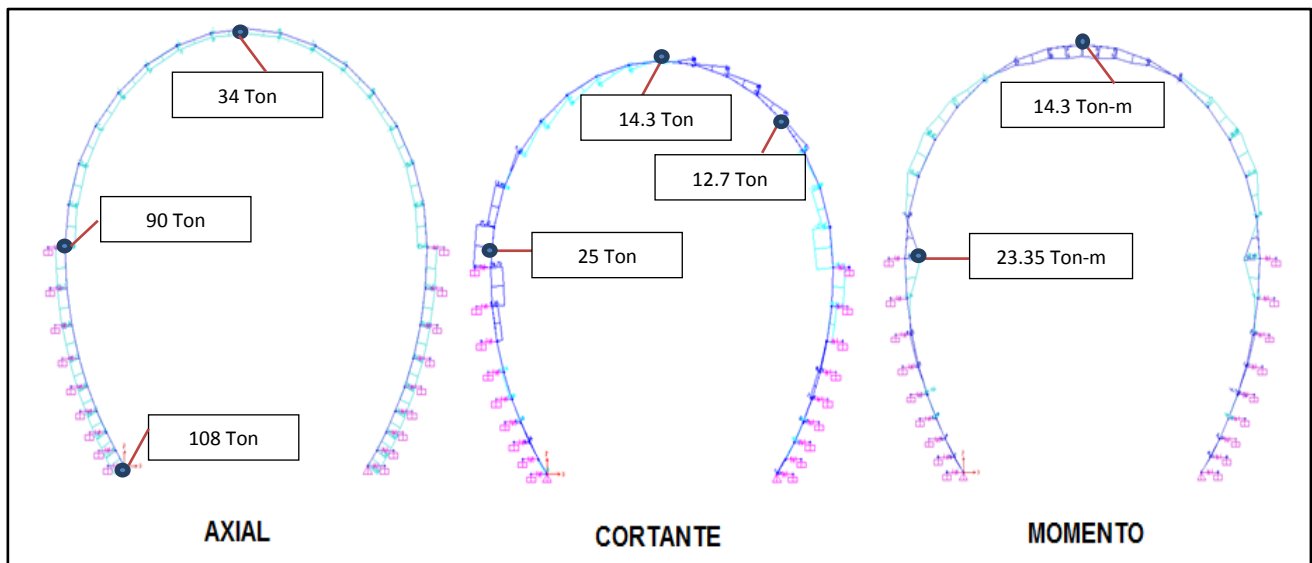
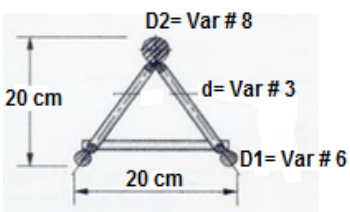
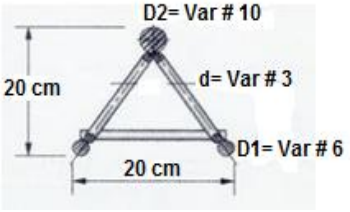
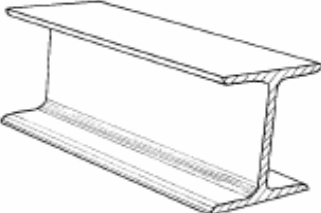


Figura 60. Diagramas de capacidad de soporte

**Cuadro 12. Costo de fabricación y colocación del sostenimiento con cercha y el arco de acero.**

Caso 1: Cercha tipo 1 + CL				Caso 3: Cercha tipo 1 + CL + ME				Cercha Tipo 1	
SOPORTE CON CERCHA				SOPORTE CON CERCHA					
Actividad	Precio	Actividad	Precio	Actividad	Precio	Actividad	Precio		
Material	₡ 191.657,54	Material	₡ 191.657,54	Material	₡ 191.657,54	Material	₡ 191.657,54		
Mano de obra	₡ 191.657,54	Mano de obra	₡ 191.657,54	Mano de obra	₡ 191.657,54	Mano de obra	₡ 191.657,54		
Revestimiento	₡ 333.750,00	Revestimiento	₡ 556.250,00	Revestimiento	₡ 556.250,00	Revestimiento	₡ 556.250,00		
Instalación	₡ 1.200.000,00	Instalación	₡ 1.200.000,00	Instalación	₡ 1.200.000,00	Instalación	₡ 1.200.000,00		
Precio total	₡ 1.917.065,09	Precio total	₡ 2.139.565,09	Precio total	₡ 2.139.565,09	Precio total	₡ 2.139.565,09		
Caso 2: Cercha tipo 2 + CL				Caso 4: Cercha tipo 2 + CL + ME				Cercha Tipo 2	
SOPORTE CON CERCHA				SOPORTE CON CERCHA					
Actividad	Precio	Actividad	Precio	Actividad	Precio	Actividad	Precio		
Material	₡ 254.616,37	Material	₡ 254.616,37	Material	₡ 254.616,37	Material	₡ 254.616,37		
Mano de obra	₡ 254.616,37	Mano de obra	₡ 254.616,37	Mano de obra	₡ 254.616,37	Mano de obra	₡ 254.616,37		
Revestimiento	₡ 333.750,00	Revestimiento	₡ 556.250,00	Revestimiento	₡ 556.250,00	Revestimiento	₡ 556.250,00		
Instalación	₡ 1.200.000,00	Instalación	₡ 1.200.000,00	Instalación	₡ 1.200.000,00	Instalación	₡ 1.200.000,00		
Precio total	₡ 2.042.982,74	Precio total	₡ 2.265.482,74	Precio total	₡ 2.265.482,74	Precio total	₡ 2.265.482,74		
Simbología: CL= Concreto lanzado con e=15cm , ME=Malla electrosoldada #2								Tipo de cercha	
Caso 5: Viga W 8X31 + CL				Caso 6: Viga W 8X31 + CHR				Viga W 8X31	
SOPORTE CON VIGA W				SOPORTE CON VIGA W					
Actividad	Precio	Actividad	Precio	Actividad	Precio	Actividad	Precio		
Material	₡ 864.000,00	Material	₡ 864.000,00	Material	₡ 864.000,00	Material	₡ 864.000,00		
Mano de obra	₡ 200.000,00	Mano de obra	₡ 200.000,00	Mano de obra	₡ 200.000,00	Mano de obra	₡ 200.000,00		
Revestimiento	₡ 250.000,00	Revestimiento	₡ 450.000,00	Revestimiento	₡ 450.000,00	Revestimiento	₡ 450.000,00		
Instalación	₡ 1.500.000,00	Instalación	₡ 1.500.000,00	Instalación	₡ 1.500.000,00	Instalación	₡ 1.500.000,00		
Precio total	₡ 2.814.000,00	Precio total	₡ 3.014.000,00	Precio total	₡ 3.014.000,00	Precio total	₡ 3.014.000,00		
Simbología: CL= Concreto lanzado con e=5-10cm , CHR=Chapa de revestimiento								Tipo viga	

# Análisis de los resultados

El desarrollo de este trabajo se inició eligiendo una obra subterránea, la cual permitió el completo seguimiento de su ejecución, en este caso la descarga de fondo, comprendida por un pozo vertical de sección circular y un túnel de sección tipo herradura. Basado en información previa generada en la etapa de factibilidad, se esperaba que fuera excavada en su totalidad en un macizo rocoso constituido por rocas sedimentarias (Formación Suretka), y rocas ígneas (Formación Doan). Durante el proceso de excavación de las obras se llevó un control y monitoreo geológico geotécnico desde el inicio hasta el final, además paralelo a ese objetivo se trabajó en el diseño de una nueva propuesta de soporte, analizando un escenario donde pueda ser utilizado, en condiciones donde garantice la estabilidad de la excavación y la seguridad de los trabajadores. Con esto se respalda la necesidad de comparar la factibilidad técnica y económica de utilizar el sostenimiento propuesto contra el uso del soporte tradicional, en condiciones donde ambos sean funcionales.

Se elaboraron dos perfiles geológicos con levantamientos en campo, a partir de visitas diarias a la obra, y se analizó el material en el frente excavado con la colaboración de profesionales en el tema de geología y geotecnia, en los que se incluyeron el método de excavación y el soporte utilizado, de manera que resumiera los detalles más importantes de la excavación para crear una adecuada interpretación.

El perfil geológico del pozo está plasmado por una sección extendida, que representa las paredes de una excavación circular, es decir, vista perimetralmente, donde se pueden observar metro a metro los detalles de esta obra, mientras que el perfil del túnel está resumido en un corte longitudinal que permite conocer no solo la litología del perfil por donde pasa el túnel, sino también las relevancias geológicas encerradas en el macizo, como planos de falla, discontinuidades y los diferentes planos de estratificación presentes. Con los perfiles

generados se verificó la geología del perfil existente y contribuyó en algunas actualizaciones al original.

El control geotécnico se realizó por medio de la instalación de placas para la medición de convergencias, colocadas de acuerdo con una plantilla basada en la forma de la sección, las cuales se instalaron a lo largo del perfil excavado, separadas a 5m o 10m dependiendo los requerimientos de la excavación. El uso de estas placas permitió medir la distancia relativa entre ellas utilizando una cinta INVAR. Los resultados de la medición de convergencias indicadas en el cuadro 4 y 5 en el pozo y túnel respectivamente, muestran una gráfica con desplazamientos relativos y otra de tasas máximas de deformación, donde los valores a lo largo de la línea excavada se consideran muy bajos. Así se interpreta que las dos excavaciones presentaron una condición estable durante todo el periodo de medición, lo que validó la premisa inicial establecida en la etapa de factibilidad, de que las obras se excavarían en un macizo con propiedades regulares a buenas, presentando deformaciones casi despreciables para las coberturas que presentan las excavaciones.

En relación con lo anterior, se procedió a clasificar el macizo en cuatro unidades geotécnicas, las cuales se determinaron en función de la litología, los ambientes de alteración y propiedades geomecánicas. Apoyados en la bibliografía, ensayos de campo descritos en el informe de factibilidad e investigación adicional, se logró confirmar parámetros como el módulo de elasticidad y se consideró aceptable la definición de estas unidades.

Una buena caracterización del macizo rocoso, es la base fundamental en el buen diseño de una obra subterránea, y depende tanto del criterio geológico como del geotécnico.

Por otra parte se realizó un modelo de elementos finitos con la ayuda del software Phase 2, con el objetivo de simular el comportamiento del soporte dentro de la excavación. En este modelo se

consideraron las características elastoplásticas que siguen el criterio de ruptura de Hoek-Brown, ya que representa un comportamiento más real del macizo rocoso. Es importante mencionar que para estudio de la interacción del macizo y sostenimiento, este debe ser analizado con un modelo tridimensional de elementos finitos, donde presente el comportamiento lo más fiel posible a la realidad. En este trabajo en particular se realizó un análisis bidimensional, y se aportó resultados similares, utilizando una técnica para simular el avance de la excavación, de tal forma que se pudiera reducir el efecto de relajación de esfuerzos, generado en el frente del túnel. Con la técnica de “reemplazo de núcleo”, se logró simular el análisis en tres dimensiones, mediante un modelo de deformación plana. Esto determinó la secuencia de reducción del módulo de elasticidad del material dentro de la excavación sobre un número de 9 etapas, siendo cada etapa el módulo correspondiente del núcleo a cierta distancia de la cara del túnel.

En la primera fase de este modelo se obtuvo las condiciones de esfuerzos y deformaciones alrededor del túnel, pertenecientes a cada módulo, a lo largo de su progresiva reducción. Con esto se logró proyectar la curva característica del terreno y se determinó la magnitud de cerramiento a 1m detrás del frente donde será activado el soporte, la cual fue del valor de 1.70 cm en el techo de la excavación, donde el módulo necesario para limitar la deformación del túnel a este valor fue de 75 MPa. Asegurando la activación del sistema de soporte instalado, permitiéndole al mismo reaccionar ante la deformación que se producirá a medida que avanza el túnel. Este cálculo se realizó con base en la relación empírica propuesta por Vlachopoulos y Diederichs resumida en este trabajo.

Seguidamente se procedió a la segunda etapa del modelo. La simulación del soporte dentro de la excavación, donde se definieron las dimensiones y propiedades mecánicas del apoyo inicial del túnel, compuesto por una cercha reticular (3 varillas), embebidas en un revestimiento de concreto con espesor de 15 cm. De este análisis se obtiene que la deformación adicional que se genera alrededor del sostenimiento, una vez que el soporte ha sido activado, es del valor de 2.00 cm en la corona del túnel (zona de la sección excavada donde se presenta la mayor deformación), es decir que el

soporte responde ante esta deformación del macizo rocoso, y el desplazamiento vertical cede una magnitud de 3.00 mm desde el momento que el soporte empieza a trabajar, hasta el momento que la excavación deja de converger. El cual es considerado un valor de convergencia bajo, garantizando que el soporte entra en interacción con la roca y se ha logrado estabilizar la excavación. Se certifica este resultado con un factor de seguridad del orden de 2 a 2.5, según el diagrama de capacidad de carga generado por el Phase 2.

Adicionalmente se calculó la sección equivalente con la capacidad en conjunto del acero y concreto, donde se obtuvo una cubierta de concreto de 1m de ancho, con un espesor equivalente de 16.92 cm y un módulo equivalente aproximado a 26000 MPa. Se analizó suponiendo que el revestimiento compuesto se comportaba elásticamente y se determinaron los momentos y empujes axiales inducidos por la combinación del acero y concreto. Estos esfuerzos fueron distribuidos en función de la rigidez de los elementos que conforman el revestimiento, se generaron los diagramas de capacidad de soporte, los cuales fueron comparados con los diagramas generados por el modelo en Phase 2; y de esta manera se comprobó que la propuesta del diseño para el soporte temporal es aceptable, pues cumple con la capacidad de momento y con la capacidad cortante dentro de la envolvente de rotura.

La sección equivalente se modeló con el software estructural SAP 2000, para completar este modelo se calculó la carga que ejerce la roca sobre el sostenimiento, mediante la metodología establecida por Perri (2000), y se obtuvo una presión vertical de 10,53 Ton/m, la cual fue aplicada sobre la superficie que comprende la bóveda del sostenimiento. A los elementos que constituyen el modelo se les asignó propiedades de deformación del concreto, y el terreno circundante se simuló con elementos llamados resortes que reaccionan a compresión y se anulan a tensión, a los cuales se le asignó la magnitud del módulo de reacción del terreno  $E=32000 \text{ T/m}^3$ , simulando las características geomecánicas de la excavación.

Del análisis de los resultados del modelo se obtuvo la distribución de carga axial, cortante y momento generados en la superficie del revestimiento, los cuales se compararon con los obtenidos por el programa Phase 2, de donde se determinó que los dos modelos no pueden ser



comparados estrictamente, ya que poseen dos principios de análisis diferentes, así como la manera en la que se asignan los parámetros a los distintos elementos que componen los dos modelos. Sin embargo la forma del diagrama de momento y el resultado de los desplazamientos, es útil para concluir que las magnitudes más elevadas, corresponden al análisis que simula la carga del terreno sobre el soporte en la zona de la bóveda (Modelado en SAP) y las más bajas por el contrario corresponden al análisis con presiones uniformes sobre todo el perímetro del soporte (Modelado en Phase). Es decir que cada modelo varía sustancialmente según el escenario de la realidad que este representando, y si se quiere concluir la factibilidad del sostenimiento desde un punto meramente estructural, se debe hacer un análisis numérico que correlacione la forma de transmisión de carga hacia el sostenimiento empleado por cada software. Esta metodología permite idealizar un modelo donde se pueda calcular por medio del diseño estructural, la resistencia equivalente a la tracción por flexión de un concreto reforzado como fue el caso estudiado.

Por último y no menos importante en la lista de objetivos de este trabajo, se generó un cuadro comparativo de precios que resumen el costo de fabricación e instalación del soporte fabricado con cercha, en comparación al soporte elaborado con arco de acero. Del cual se determinó que en el peor de los casos, la cercha debe ir acompañada de malla electro soldada y un espesor de 15 cm concreto lanzado, y resultó ser alrededor de un 25% más barata; garantizando de esta manera la factibilidad económica al usar este soporte temporal.

Actualmente la institución ha optado por probar el uso de este sostenimiento en obras de igual magnitud, que permitan corroborar los resultados teóricos desarrollados en este trabajo. Por lo tanto se afinaran detalles que optimicen el diseño y los cálculos para cualquier necesidad de condiciones donde sea utilizado.

# Conclusiones y recomendaciones

La elaboración de este proyecto de graduación conlleva a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El perfil geológico de la Descarga de Fondo elaborado a partir del levantamiento diario en campo, permitió verificar la geología y contribuir con algunas actualizaciones del perfil existente generado en la etapa de factibilidad.
- El control geotécnico en obras subterráneas, es la medida de seguridad para proteger y alertar a los trabajadores y la obra como tal, por lo que el monitoreo diario mediante instrumentación en la etapa constructiva, debe ser coordinada y adoptada a las necesidades del escenario donde se aplica. De igual forma esta actualización permite visualizar permanentemente la situación de la excavación y el tratamiento muy necesario e imprescindible para la toma de decisiones constructivas y de avance de la obra.
- La instalación de placas permitió el monitoreo de deformaciones dentro del macizo, mediante la medición de convergencias con cinta INVAR. Además los resultados generados ayudaron a interpretar que las excavaciones del pozo y el túnel presentaron una condición estable durante el período de medición, comprobando la hipótesis de excavar en un material con propiedades físicas de regulares a buenas.
- Se consideró aceptable la clasificación en cuatro unidades geotécnicas para el macizo rocoso, las cuales se determinaron en función de la litología, ambientes de alteración y propiedades geomecánicas. Se confirmaron parámetros importantes como el módulo de elasticidad, los cuales son fundamentales en el buen diseño de una obra subterránea.
- La clasificación del macizo en unidades geotécnicas, ayudó a optimizar el modelo de la excavación del túnel, proporcionando el sostenimiento a utilizar y la manera de excavar para cada unidad según se requiera.
- La falta de datos de campo resultó ser un factor problemático, que dio un enfoque conservador a la estimación de los parámetros del macizo rocoso utilizados en la definición de las unidades geotécnicas.
- Al realizar una simulación tridimensional del avance del frente de excavación, se puede obtener la secuencia de reducción del módulo de elasticidad del material excavado y con ello determinar la magnitud de cerramiento necesario que debe sufrir el macizo, a cierta distancia antes de colocar el soporte.
- En función a la reducción del módulo de elasticidad por etapas, se puede concluir que la condición de esfuerzos y deformaciones alrededor de la excavación, aumenta cuanto mayor sea la distancia de la cara del túnel al núcleo correspondiente a la etapa analizada. Asumiendo un comportamiento inelástico en la deformación de la excavación, esta colapsará si no tiene un sostenimiento adecuado.
- El método de sustitución del núcleo de excavación utilizado para determinar una relación entre la rigidez y deformación producida en el frente de excavación, funcionó de forma correcta y dio resultados realistas que fueron verificados en campo.
- El modelo del túnel elaborado con el software PHASE 2, proporcionó un análisis satisfactorio del comportamiento para el soporte propuesto. Se garantiza que la combinación del concreto y acero entra en interacción con la roca y logra estabilizar la excavación, verificando este resultado con un factor de seguridad del orden de 2 a 2.5

- según el diagrama de capacidad de carga generado por el programa.
- La necesidad de generar la gráfica donde muestre el equilibrio final que resulta de la interacción entre el macizo y el sostenimiento a través de la curva característica del terreno y la curva del sostenimiento, se convierte en una debilidad para este trabajo, ya que este método permite estimar la carga impuesta por el sostenimiento, la cual pudo haberse comparado con los resultados obtenidos por el método del remplazo de núcleo y con la estimación de la carga mediante metodologías empíricas.
  - Es aplicable el cálculo de la sección equivalente para determinar los momentos y fuerzas axiales inducidas por la combinación del acero y concreto, y distribuirlos en función de su rigidez para generar los diagramas de soporte que sirvan de comparación con los generados por el software PHASE 2, ya que usan la misma metodología de deducción.
  - El diseño teórico de la sección equivalente propuesta, elaborada con una cercha reticular triangular (3 varillas de acero) embebidas en un revestimiento de concreto con espesor de 15 cm, cumplió con la capacidad de momento y cortante dentro de la envolvente de rotura.
  - La determinación de las cargas actuantes sobre la estructura de soporte, dependerá del rango de cobertura y la calidad del macizo, además su distribución alrededor del soporte se verá influida por la geometría de la sección.
  - Al considerar que el túnel de la descarga de fondo fue excavado en una cobertura intermedia (cobertura máxima no supera los 85 m), se recomienda la metodología de Perri (2000) como la más adecuada para este caso en particular, para estimar la carga se aplicó el método de sólido de cargas,  $H_p = \alpha(b+h)$ .
  - La sección equivalente calculada, proporcionó las propiedades de deformación de la combinación del concreto y el acero ( $E_{eq}$  = módulo de elasticidad equivalente) y la geometría equivalente que fueron asignadas al modelo en SAP.
  - Con respecto al modelaje en SAP 2000, se deberá simular el terreno alrededor del soporte, con elementos conocidos como resortes, que reaccionan a compresión y se anulan a tensión y cuya rigidez se obtiene a partir del módulo de reacción del terreno.
  - Para este caso en particular, la forma más adecuada de cargar el sostenimiento en el modelaje hecho en SAP, es aplicando cargas normales sobre la bóveda, ya que después de varias pruebas fue la que generó valores más realistas.
  - El modelaje estructural de un soporte temporal, varía sustancialmente según el escenario de la realidad que este representando, y si se quiere concluir la factibilidad del sostenimiento desde un punto meramente estructural, se debe hacer un análisis numérico que correlacione la forma de transmisión de carga hacia el sostenimiento empleada por cada software.
  - Ambos modelos son válidos, pero no comparables, puesto a que usan metodologías de análisis distintos y cada uno encierra condiciones particulares que no son tomados en cuenta para los dos casos. El SAP es más adecuado para modelar excavaciones ante bajas coberturas (donde el efecto confinante no tiene tanto efecto) y el PHASE 2 es correcto donde existe interacción suelo-estructura.
  - El modelado de los resortes en SAP para simular el suelo es muy inexacta, eso no significa que la relación utilizada por el PHASE para este caso sea la mejor, ya que un macizo rocoso no puede ser considerado como homogéneo, sin embargo un diseñador debe hacer uso de todas las herramientas a su disposición para crear un criterio más fundamentado a la hora de tomar las decisiones.
  - La descarga de fondo fue excava en su totalidad por el método convencional de la media sección, esto permitió garantizar una buena medida para estabilizar el frente de excavación, evitando los derrumbes inmediatos que se dan como consecuencia de las operaciones de avance, y con ello respaldar la sustitución del soporte

tradicional por el uso de un soporte auxiliar más liviano.

- Las cerchas reticuladas son fabricadas fuera del túnel y son consideradas una estructura relativamente liviana, y el tiempo empleado en la instalación del soporte en el frente, es un poco menor en comparación con otros métodos tradicionalmente utilizados.
- Las cerchas de celosía son aplicables a frentes de excavación con un bajo grado de inestabilidad, donde el tiempo autosoportante sea suficiente para trabajar, ya que se puede adaptar mejor a al perfil irregular, sin inducir un alto consumo de concreto lanzado al estar debidamente colocadas; al contrario de los arcos de acero elaborados con perfiles W 8X31, los cuales en la mayoría de los casos, deben ser retacados con madera, para alcanzar el contacto de las paredes del túnel producto de la sobre excavación.
- Se determinó que para las condiciones geomecánicas intermedias, donde la instalación del soporte propuesto debía ser complementado con mallay pernos spilling, resultó ser alrededor de un 25% más barata que la forma de soporte tradicional con arcos de acero; garantizando de esta manera la factibilidad económica al usar este soporte temporal.
- Se recomienda que el ICE realice las pruebas necesarias, utilizando este sostenimiento en obras de igual magnitud y condiciones similares para las cuales fueron analizadas, lo cual permitiría corroborar los resultados teóricos desarrollados en este trabajo. Lo anterior con el fin de optimizar el diseño para cualquier necesidad de condiciones donde sea utilizado.

# Apéndice

En este apartado se incluirán los siguientes documentos que fueron desarrollados durante la práctica y respaldan el apartado de resultados.

**Apéndice 1:** Registro del control de convergencias para el pozo y túnel de la descarga de fondo.

**Apéndice 2:** Modelo axisimétrico del pozo vertical de la descarga de fondo

**Apéndice 3:** Metodología de cálculo de carga sobre el sostenimiento.

**Apéndice 4:** Tablas de cálculo del costo lineal para el soporte elaborado con cercha reticular

**Apéndice 5:** Fotografías del proceso constructivo avance general de la excavación de la descarga de fondo.

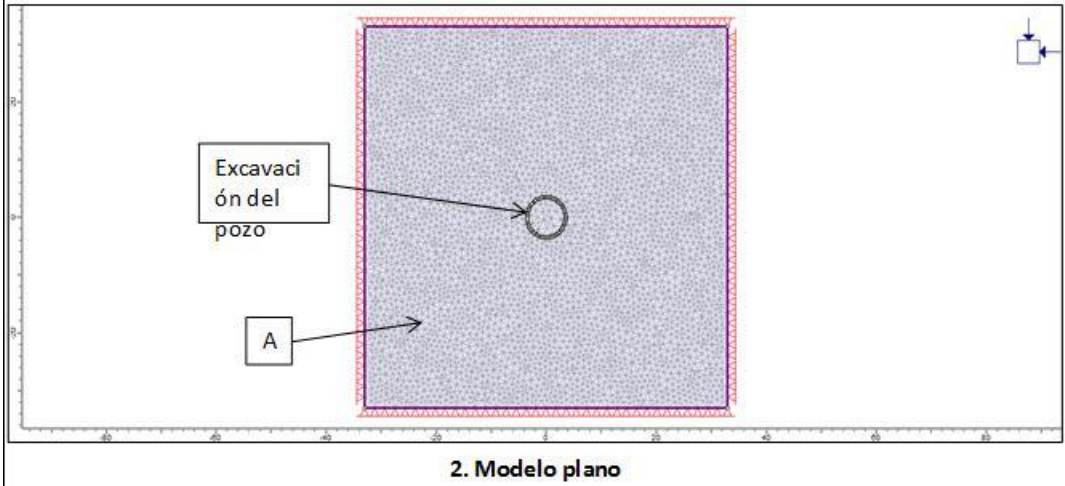
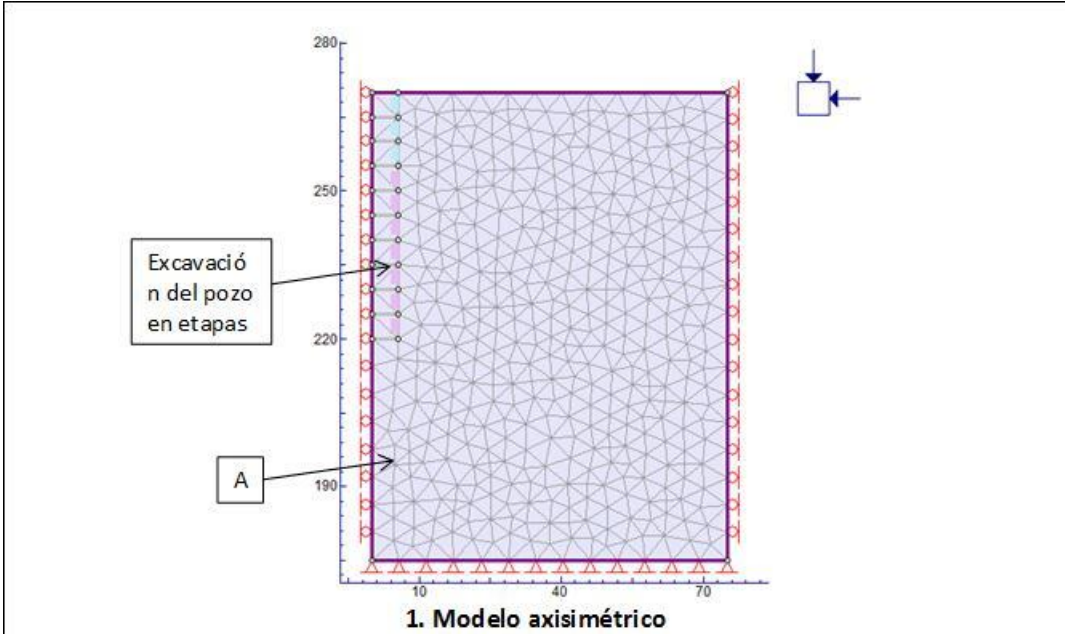
**Apéndice 1:**  
Registro del control de convergencias para el pozo y túnel de la  
descarga de fondo.

Resumen de medición de convergencias túnel de la descarga de fondo														
No. Placa	Estación	Material excavado	Soporte colocado	Fecha de excavación sección superior	Fecha de excavación del banco	Fecha de soporte	Fecha de primera medida	Fecha de última medida	Distancia al frente (m)	Edad del soporte (días)	Línea AE		Línea BD	
											Dm	Tm	Dm	Tm
1	0+07,78	Conglomerado	AA+CL	29/05/2012	13/07/2012	25/05/2012	20/06/2012	28/10/2012	600,2	319,0			-0,30	-0,80
2	0+012,40	Conglomerado	AA+CL	02/06/2012	14/07/2012	02/06/2012	20/06/2012	29/01/2013	595,6	311,0	-2,10	-1,50	-3,00	-2,40
3	0+017,24	Conglomerado	AA+CL	06/06/2012	16/07/2012	06/06/2012	27/06/2012	31/09/2013	590,8	307,0	-0,50	-0,50	-1,40	-2,60
4	0+022,70	Conglomerado	AA+CL	12/06/2012	14/08/2012	12/06/2012	27/06/2012	31/09/2013	585,3	301,0	-3,40	-0,50	-1,10	-1,80
5	0+028,30	Conglomerado	CL+M	14/06/2012	17/08/2012	14/06/2012	27/06/2012	31/09/2013	579,7	299,0	-2,10	-0,40	-1,50	-1,00
6	0+032,96	Conglomerado	CL+M	15/06/2012	21/08/2012	14/06/2012	22/01/2013	31/09/2013	575,0	299,0	-2,40	-2,40	0,00	0,00
7	0+037,62	Conglomerado	CL+M	16/06/2012	25/08/2012	16/06/2012	29/06/2012	31/09/2013	570,4	297,0	-1,60	-0,50	-3,20	-3,10
8	0+047,85	Conglomerado	CL+M	18/06/2012	30/08/2012	18/06/2012	30/06/2012	31/09/2013	560,2	295,0	-1,70	-0,70	-0,30	-0,20
9	0+053,48	Conglomerado	CL+M	19/06/2012	04/09/2012	19/06/2012	22/01/2013	31/09/2013	554,5	294,0	-0,40	-0,50	-0,90	-1,00
10	0+059,10	Conglomerado	CL+M	20/06/2012	07/09/2012	20/06/2012	02/07/2012	31/09/2013	548,9	293,0	-2,90	-5,00	-0,90	-1,00

<b>Proyecto:</b>	P.H. Reventazón																																																																																																																																																													
<b>Obra:</b>	Pozo de la descarga de fondo																																																																																																																																																													
<b>Estadón:</b>	0+5.00																																																																																																																																																													
<b>Fecha de excavación:</b>	11/03/2012																																																																																																																																																													
<b>Material de excavación:</b>	Brecha Lahárica																																																																																																																																																													
<b>Tipo de soporte:</b>	aros de acero (perfil W8X31) + malla y concreto lanzado (e=10 cm) @ 1m			∅=10.81m																																																																																																																																																										
<b>Fecha de última lectura:</b>	13/07/2012			<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Fecha</th> <th colspan="3">Calibración de la cinta</th> <th colspan="6">Datos de campo</th> <th rowspan="3">Comentarios</th> </tr> <tr> <th colspan="3"></th> <th colspan="3">Línea 2-1</th> <th colspan="3">Línea 3-4</th> </tr> <tr> <th>Cinta</th> <th colspan="2">Deformímetro</th> <th>Cinta</th> <th colspan="2">Deformímetro</th> <th>Cinta</th> <th colspan="2">Deformímetro</th> </tr> <tr> <th>dd/mm/aa</th> <th>m</th> <th>cm</th> <th>mm</th> <th>m</th> <th>cm</th> <th>mm</th> <th>m</th> <th>cm</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>29/03/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>11,43</td><td>9</td><td>85</td><td>8,49</td><td></td></tr> <tr><td>10/04/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>11,99</td><td>9</td><td>85</td><td>8,94</td><td></td></tr> <tr><td>12/04/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>12,07</td><td>9</td><td>85</td><td>7,48</td><td></td></tr> <tr><td>17/04/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>11,83</td><td>9</td><td>85</td><td>8,34</td><td></td></tr> <tr><td>19/04/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>12,38</td><td>9</td><td>85</td><td>7,94</td><td></td></tr> <tr><td>21/04/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>11,52</td><td>9</td><td>85</td><td>7,66</td><td></td></tr> <tr><td>25/04/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>12,48</td><td>9</td><td>85</td><td>7,54</td><td></td></tr> <tr><td>27/04/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>12,15</td><td>9</td><td>85</td><td>7,21</td><td></td></tr> <tr><td>02/05/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>11,68</td><td>9</td><td>85</td><td>8,15</td><td></td></tr> <tr><td>08/05/2012</td><td></td><td></td><td></td><td>9</td><td>90</td><td>11,94</td><td>9</td><td>85</td><td>7,32</td><td></td></tr> </tbody> </table>						Fecha	Calibración de la cinta			Datos de campo						Comentarios				Línea 2-1			Línea 3-4			Cinta	Deformímetro		Cinta	Deformímetro		Cinta	Deformímetro		dd/mm/aa	m	cm	mm	m	cm	mm	m	cm	mm	29/03/2012				9	90	11,43	9	85	8,49		10/04/2012				9	90	11,99	9	85	8,94		12/04/2012				9	90	12,07	9	85	7,48		17/04/2012				9	90	11,83	9	85	8,34		19/04/2012				9	90	12,38	9	85	7,94		21/04/2012				9	90	11,52	9	85	7,66		25/04/2012				9	90	12,48	9	85	7,54		27/04/2012				9	90	12,15	9	85	7,21		02/05/2012				9	90	11,68	9	85	8,15		08/05/2012				9	90	11,94	9	85	7,32	
Fecha	Calibración de la cinta										Datos de campo						Comentarios																																																																																																																																													
											Línea 2-1			Línea 3-4																																																																																																																																																
	Cinta	Deformímetro								Cinta	Deformímetro		Cinta	Deformímetro																																																																																																																																																
dd/mm/aa	m	cm	mm							m	cm	mm	m	cm	mm																																																																																																																																															
29/03/2012										9	90	11,43	9	85	8,49																																																																																																																																															
10/04/2012										9	90	11,99	9	85	8,94																																																																																																																																															
12/04/2012										9	90	12,07	9	85	7,48																																																																																																																																															
17/04/2012										9	90	11,83	9	85	8,34																																																																																																																																															
19/04/2012										9	90	12,38	9	85	7,94																																																																																																																																															
21/04/2012										9	90	11,52	9	85	7,66																																																																																																																																															
25/04/2012										9	90	12,48	9	85	7,54																																																																																																																																															
27/04/2012										9	90	12,15	9	85	7,21																																																																																																																																															
02/05/2012				9	90	11,68	9	85	8,15																																																																																																																																																					
08/05/2012				9	90	11,94	9	85	7,32																																																																																																																																																					

**Apéndice 2:**  
Modelo axisimétrico del pozo vertical de la descarga de fondo.





Estrato	Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	E (Mpa)
A	conglomerado	21,5	30 - 45	30 - 35	150

PH Reventazón	Diseño geotécnico del pozo de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.1	Malla de análisis - 1. Modelo axisimétrico, 2. Modelo plano 2D	Febrero , 2013

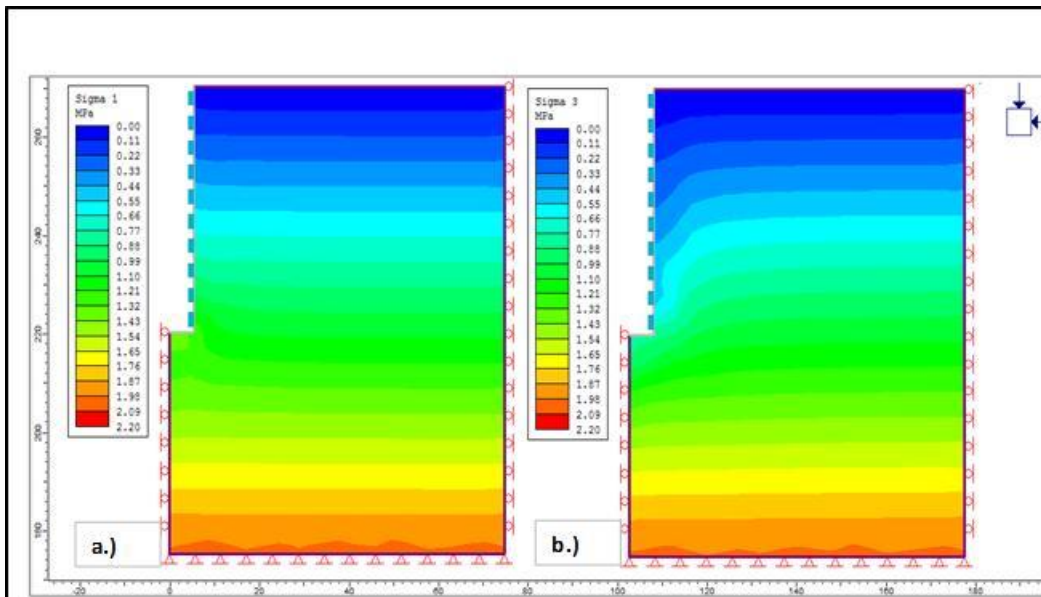


Figura a. Esfuerzo principal mayor con cercha reticular – modelo axisimétrico pozo. (izquierda)  
 Figura b. Esfuerzo principal menor con cercha reticular – modelo axisimétrico pozo. (derecha)

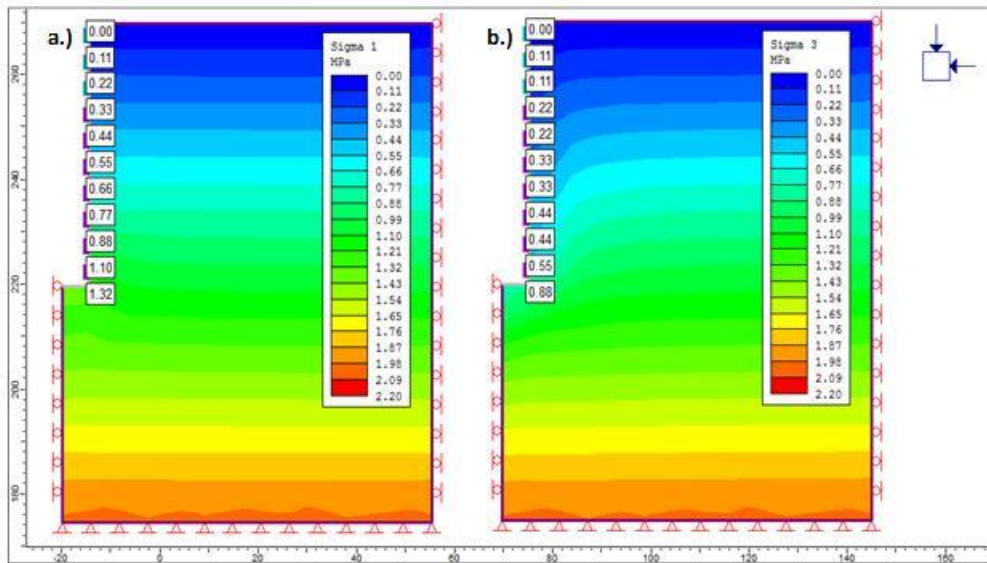


Figura a. Esfuerzo principal mayor con viga de acero – modelo axisimétrico pozo. (izquierda)  
 Figura b. Esfuerzo principal menor con viga de acero – modelo axisimétrico pozo. (derecha)

PH Reventazón	Diseño geotécnico del pozo de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.2	Análisis de esfuerzos utilizando viga o cercha como soporte (modelo axisimétrico)	Febrero, 2013

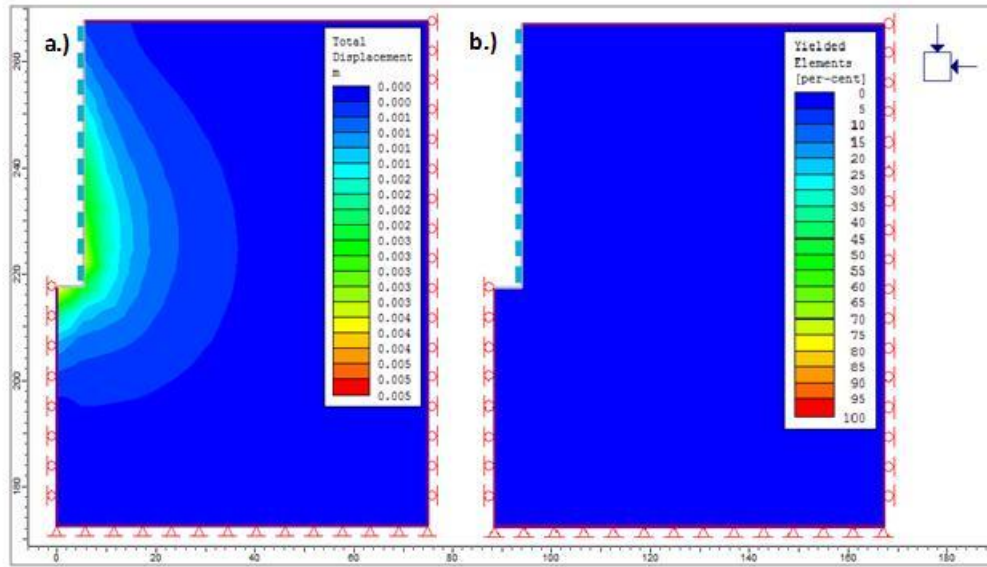


Figura a. Desplazamiento total con cercha reticular – modelo axisimétrico pozo. (izquierda)  
 Figura b. Zona plastificada con cercha reticular – modelo axisimétrico pozo. (derecha)

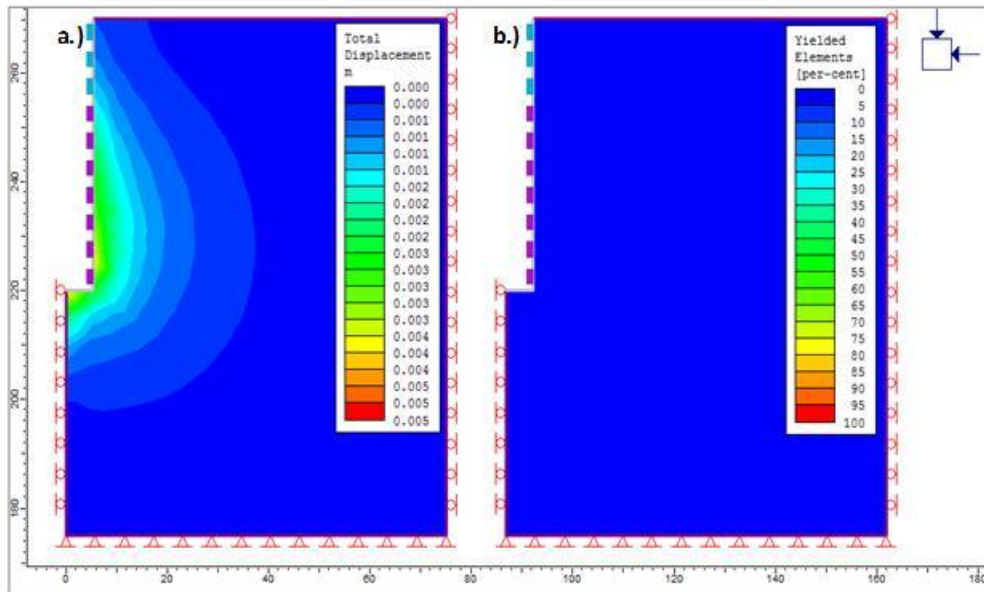


Figura a. Desplazamiento total con viga de acero – modelo axisimétrico pozo. (izquierda)  
 Figura b. Zona plastificada con viga de acero – modelo axisimétrico pozo. (derecha)

PH Reventazón	Diseño geotécnico del pozo de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.3	Análisis de desplazamientos totales y zona plastificada (con y sin soporte)	Febrero, 2013

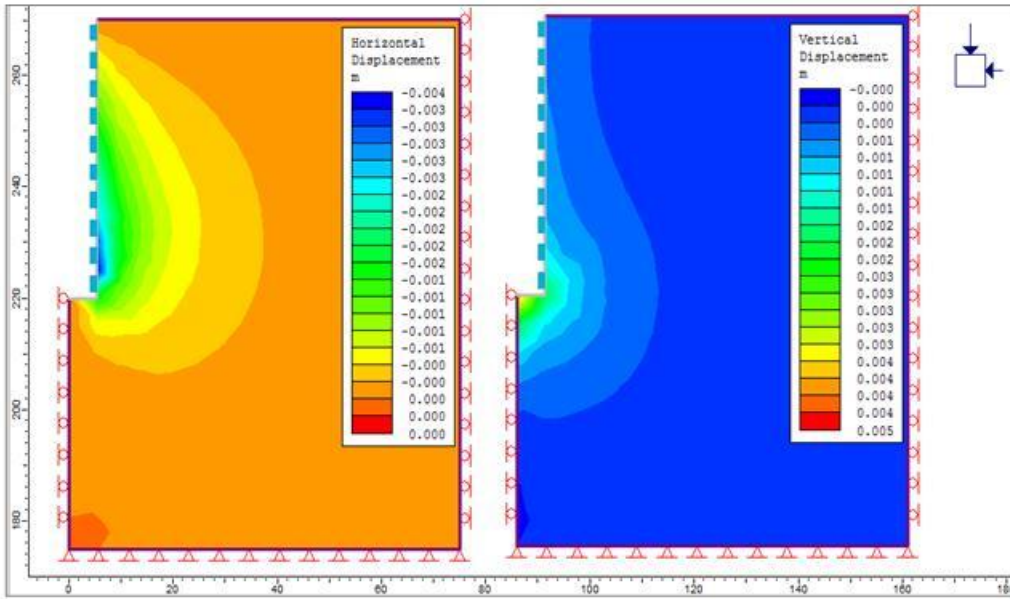


Figura a. Desplazamiento horizontal con cercha reticular – modelo axisimétrico pozo (izquierda)  
 Figura b. Desplazamiento vertical con cercha reticular – modelo axisimétrico pozo. (derecha)

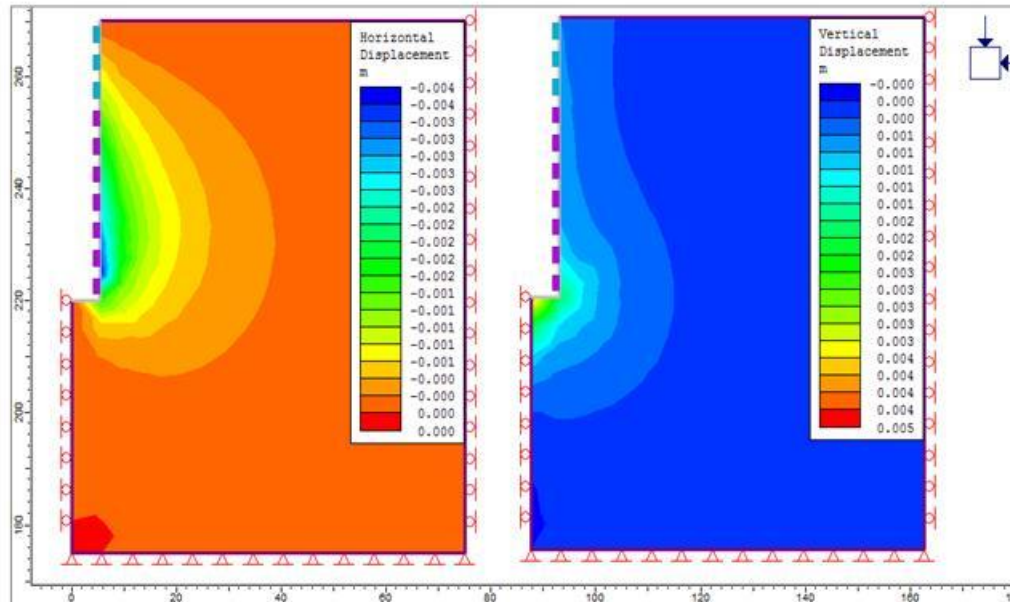


Figura a. Desplazamiento horizontal con viga de acero – modelo axisimétrico pozo. (izquierda)  
 Figura b. Desplazamiento vertical con viga de acero – modelo axisimétrico pozo. (derecha)

PH Reventazón	Diseño geotécnico del pozo de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.4	Análisis de desplazamientos horizontales y verticales	Abril, 2013

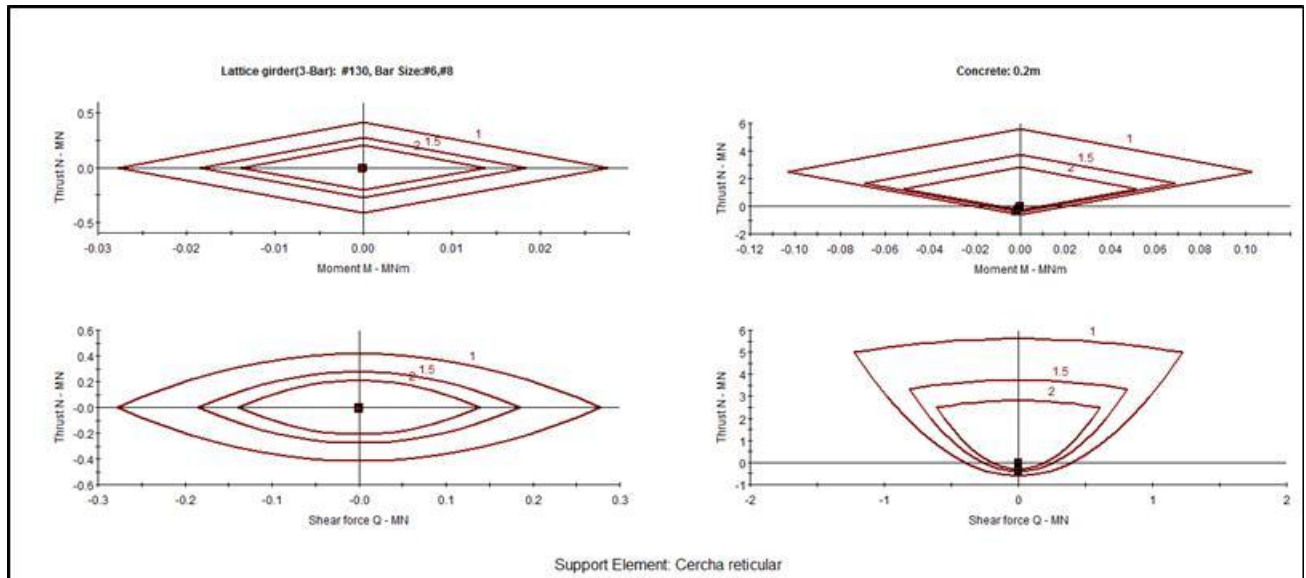


Figura A1. Graficas de capacidad de soporte (F.S.=1, 1.5 y 2)– modelo axisimétrico pozo elev. 275 msnm

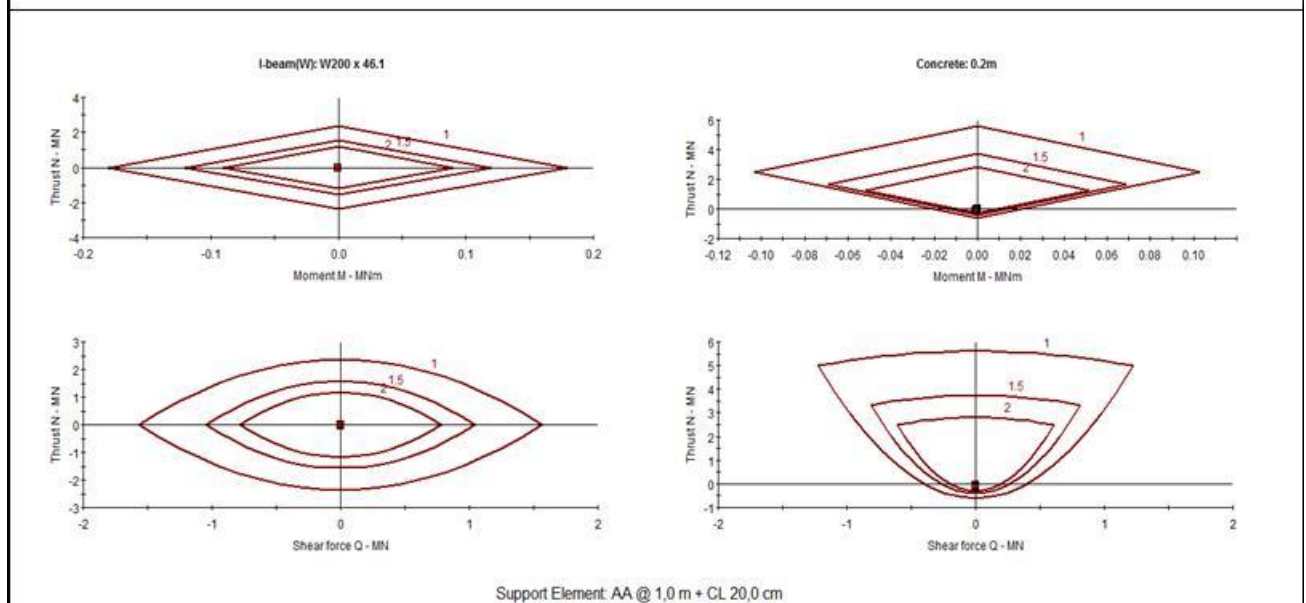


Figura A2. Graficas de capacidad de soporte (F.S.=1, 1.5 y 2)– modelo axisimétrico pozo elev. 275 msnm

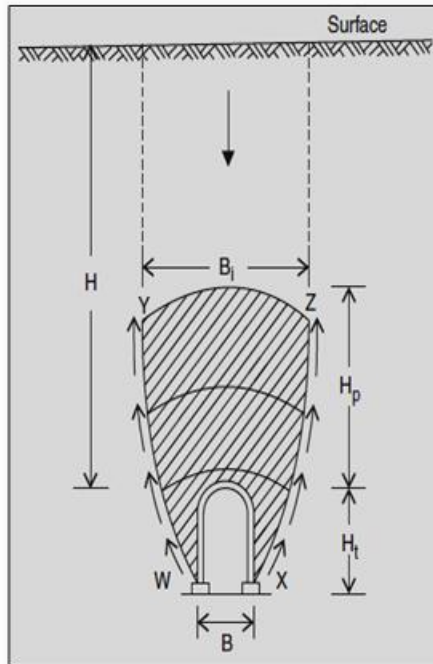
PH Reventazón	Diseño geotécnico del pozo de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.5	Graficas de capacidad de soporte y Fuerza axial generada en la sección con cercha reticular o viga de acero	Febrero, 2013

**Apéndice 3:**  
Metodología de cálculo de carga sobre el sostenimiento.

## Cálculo de cargas de diseño para el sostenimiento temporal de túneles

### Metodología

1. Bierbaumer (1913)
2. Terzaghi (1946)
3. Protodyakonov (1960)
4. Bieniawsky
5. Barton (1974)
6. Rose (1982)
7. Goel and Jethwa (1991)
8. Perri (2000)
4. Wickman (1972)



### Dimensiones de la sección

B=	8,90	m
H <sub>t</sub> =	8,7	m
H=	85	m

Material excavado: Conglomerado

SECCION GENERAL DE EXCAVACIÓN

### Propiedades del Material

Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Cohesión (kPa)	Angulo de fricción (Φ)	Q último (MPa)	Q	RQD	RMR	RSR
Conglomerado	2150	259	34	6,4	10	60	45	

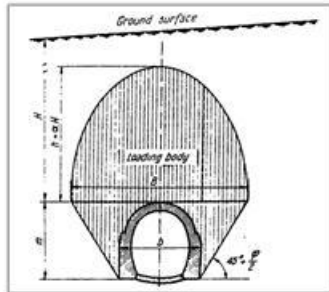
### Observación:

Las cargas determinadas por cada metodología presente en esta hoja de cálculo se enfocan en dos tipos de material cuyas propiedades ya han sido verificadas a través de pruebas de laboratorio. Además cabe destacar que se analiza para una excavación de sección tipo herradura.

PH Reventazon	Diseño y control geotécnico de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.6	Metodologías de calculo de carga sobre el sostenimiento	Noviembre, 2012

1. Bierbaumer

$$P_v = \alpha \gamma H$$



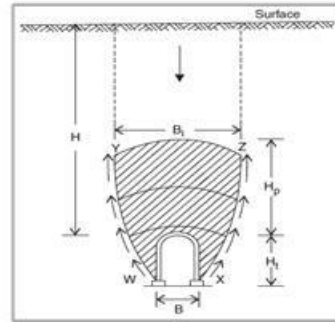
$$\alpha = \text{reduction coefficient} = \left[ 1 - \frac{H \tan \phi \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})}{b + 2m \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})} \right]$$

$$\alpha = 0,107$$

Conglomerado  $P_v = 19,56$  Ton/m

2. Terzghi

$$P_v = \gamma H p$$



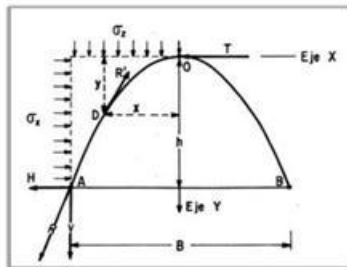
$$H_p = 19,36 \text{ m}$$

Conglomerado  $P_v = 41,62$  Ton/m

3. Protodyakonov

$$P_v = \frac{1}{3} \frac{\gamma B}{f} \quad f = \frac{1}{10} Q_u$$

nota: ecuación establecida para rocas

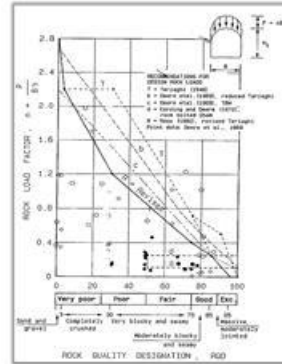


$$f = 0,64$$

Conglomerado  $P_v = 9,97$  Ton/m

6. Rose

$$P = n B \gamma$$



$$H_p = 10,56 \text{ m}$$

Conglomerado  $P_v = 22,70$  Ton/m

PH Reventazón	Diseño y control geotécnico de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.7	Metodologías de calculo de carga sobre el sostenimiento	Noviembre, 2012



**Apéndice 4:**  
Tablas de cálculo del costo lineal para el soporte elaborado con  
cercha reticular.

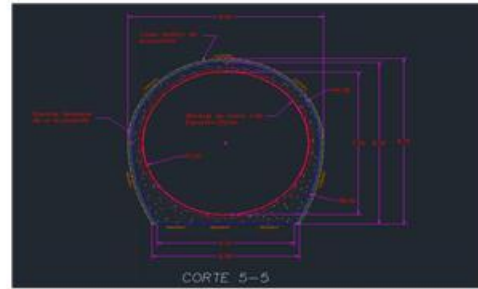
### Cálculo de acero para cercha reticular

longitud del arco = 22,25 m

Costo del acero

Longitud: 6 m

Tipo de varilla	Precio (colones)	Precio/m (colones)
#3	2560	426,67
#6	10092	1682,00
#8	17941	2990,17
#10	30721	5120,17

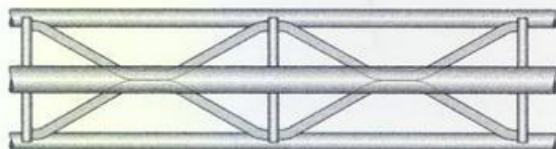
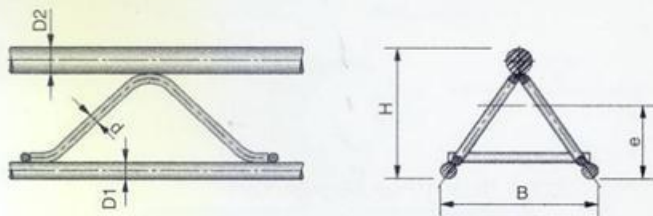


Costo del material para la cercha 1				
tipo	cantidad	longitud/u	long. total	Precio
separadores	57	0,2	13,11	5593,6
arriostres	112	0,5811	71,59	30545,7
larguero #8	1	22,25	24,48	73184,3
larguero #6	2	22,25	48,95	82333,9
<b>Valor total</b>				<b>191657,5</b>

Costo por metro lineal de cercha 1				
tipo	cantidad	longitud/u	long. total	Precio
separadores	4	0,2	0,92	392,53
arriostres	5	0,5811	3,34	1425,63
larguero #8	1	1	1,15	3438,69
larguero #6	2	1	2,30	3868,60
<b>Valor total</b>				<b>20076,01</b>

Costo del material para la cercha 2				
tipo	cantidad	longitud/u	long. total	Precio
separadores	57	0,2	13,11	5593,6
arriostres	112	0,5811	74,85	31934,2
larguero #10	1	22,25	25,59	131012,3
larguero #6	2	22,25	51,18	86076,4
<b>Valor total</b>				<b>254616,4</b>

Costo por metro lineal de cercha 2				
tipo	cantidad	longitud/u	long. total	Precio
separadores	4	0,2	0,92	392,53
arriostres	5	0,5811	3,34	1425,63
larguero #10	1	1	1,15	5888,19
larguero #6	2	1	2,30	3868,60
<b>Valor total</b>				<b>25464,91</b>



**Apéndice 5:**  
Fotografías del proceso constructivo y avance de la excavación de la  
descarga de fondo.



Fotografía 1. Inicio de la excavación del pozo vertical



Fotografía 2. Colocación del soporte temporal (viga w&x31)



Fotografía 3. Limpieza final de tramo para continuar la excavación



Fotografía 4. Primeros metros del pozo excavado en brecha

PH Reventazón	Diseño y control geotécnico de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.8	Seguimiento de la excavación del pozo de la descarga de fondo	Noviembre, 2012



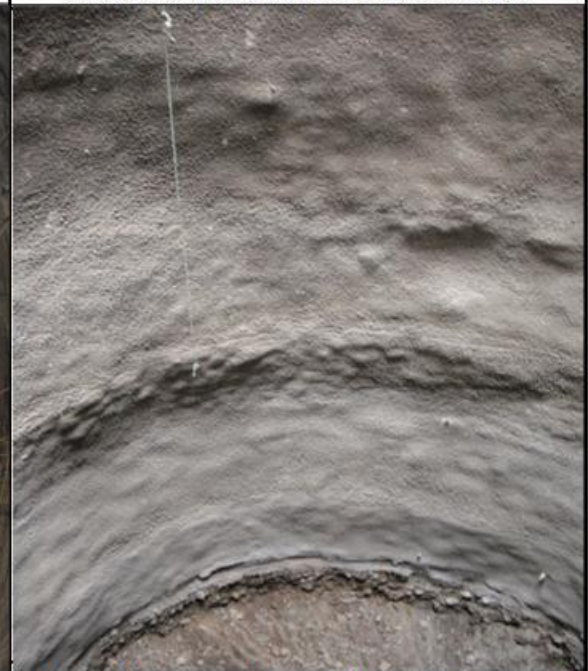
Fotografía 5. Método de instalación de soporte



Fotografía 6. Soporte listo para ser revestido de concreto

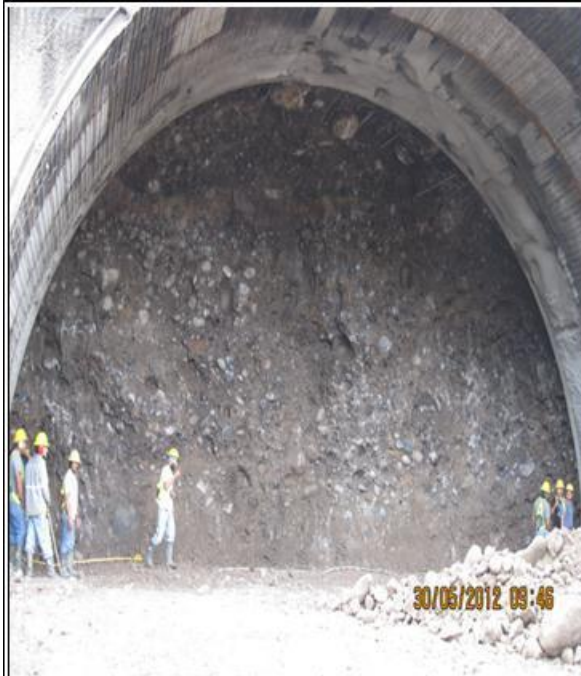


Fotografía 7. Primera etapa de la excavación concluida, elevación: 220 m.s.n.m



Fotografía 8. Soporte mas liviano en el tramo del conglomerado (malla + concreto lanzado)

PH Reventazón	Diseño y control geotécnico de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.9	Seguimiento de la excavación del pozo de la descarga de fondo	Noviembre, 2012



Fotografía 9. Portal de entrada del túnel de la descarga, excavado a media sección.



Fotografía 10. Excavación del frente del túnel, realizando perforaciones para la colocación de explosivos







Fotografía 11. Colocación de los hastiales del arco, para continuar con la excavación del banco inferior



Fotografía 12. Excavación de la sección completa en el inicio de túnel de la descarga de fondo

PH Reventazón	Diseño y control geotécnico de la descarga de fondo	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro A.10	Seguimiento de la excavación del túnel de la descarga de fondo	Noviembre, 2012

		
<p>Fotografía 13. Tramo del túnel excavado a roca desnuda.</p>	<p>Fotografía 14. Colocación del arco de acero (perfil WBX31) en la media sección superior</p>	
		
<p>Fotografía 15. Medición de convergencia mediante placas en las paredes de la excavación</p>	<p>Fotografía 16. Final de túnel de la excavación</p>	
<p>PH Reventazón</p>	<p>Diseño y control geotécnico de la descarga de fondo</p>	<p>Área Ingeniería Geotécnica</p>
<p>Cuadro A.11</p>	<p>Seguimiento de la excavación del túnel de la descarga de fondo</p>	<p>Noviembre, 2012</p>

# Anexos

En el presente documento se muestra como Anexo A, Estimación del índice de calidad de la roca (RQD), desarrollado por Deere et al. (1967).

Como Anexo B: Guía para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek & Brown, (Hoek, 2000).

Como Anexo C: Estimación de categorías de soporte según el sistema Q, (Grimstad & Barton, 1993)

Como Anexo D: Metodología de cálculo de la sección equivalente, Fuente: I Simposio suramericano de excavaciones en roca.

Como Anexo E: Capacidad máxima aproximada para los diferentes tipos de soporte instalados en una sección circular, *Symposium of Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, Taiwan, November 20-22, 1998.

Como Anexo F: Fotografías de la colocación y fabricación detallada de las cerchas reticulares, Pantex Lattice girders.



**Anexo A:**  
Estimación del índice de calidad de la roca (RQD), desarrollado por  
Deere et al. (1967).

## Índice de calidad de las rocas, RQD

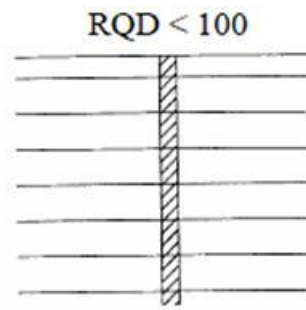
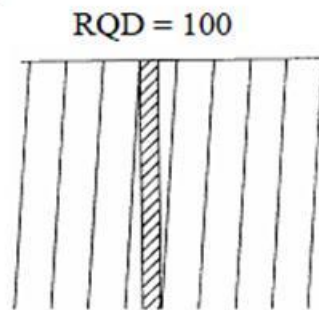
“rock quality designation” Deree et al. (1967)

- Se basa en la recuperación modificada de un testigo (El porcentaje de la recuperación del testigo de un sondeo)
  - Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de la alteración del macizo rocoso
- Se cuenta solamente fragmentos iguales o superiores a 100 mm de longitud.
- El diámetro del testigo tiene que ser igual o superior a 57.4 mm y tiene que ser perforado con un doble tubo de extracción de testigo.

$$RQD = \frac{\Sigma(\text{longitud\_fragmentos} \geq 10\text{cm})}{\text{longitud\_total\_perforada}} \times 100$$

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	muy mala
25 - 50	mala
50 - 75	regular
75 - 90	buena
90 - 100	excelente

Ejemplos:



➔ **Formula alternativa (cuando no hay sondeos):**

$$RQD = 115 - 3.3J_v \text{ para } J_v > 4.5$$

$$RQD = 100 \text{ para } J_v \leq 4.5$$

$J_v$  : numero de juntas identificadas en el macizo rocoso por  $m^3$

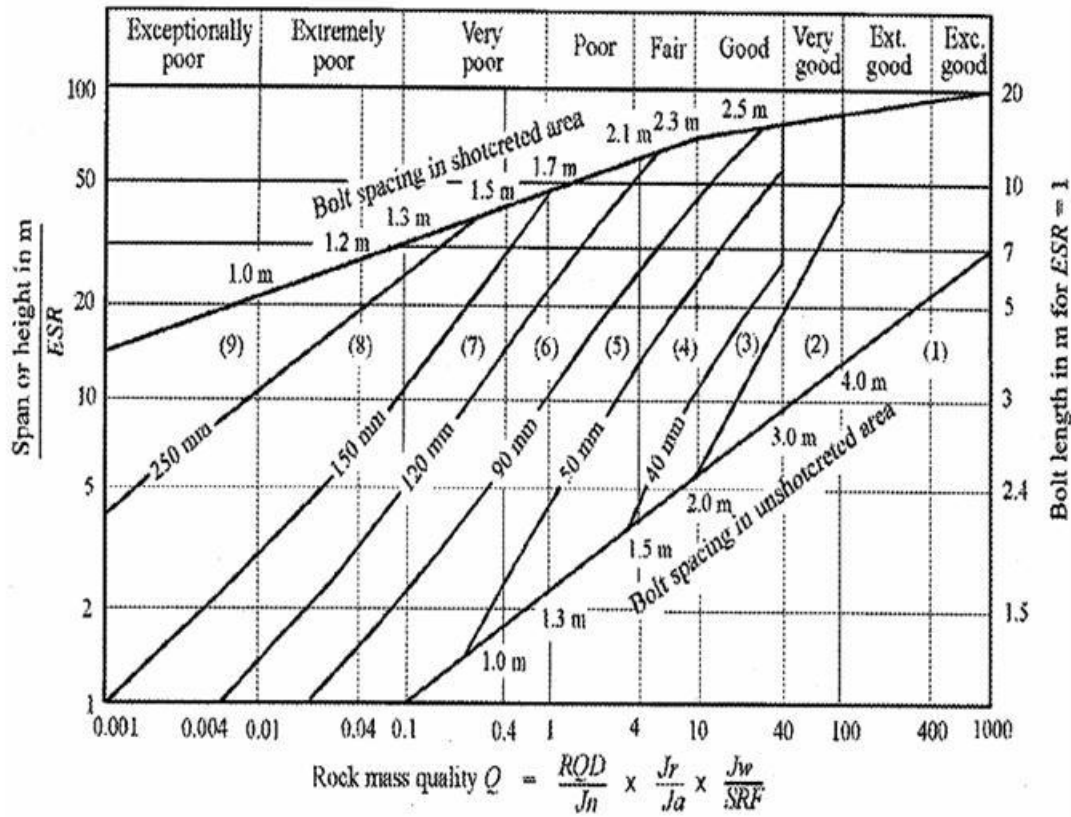
Marcel Hürlimann

**Anexo B:**  
Guía para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura  
de Hoek& Brown, (Hoek, 2000).

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

**Anexo C:**  
Estimación de categorías de soporte según el sistema Q,  
(Grimstad& Barton,1993)

# Estimación de las categorías de soporte según el sistema Q



## REINFORCEMENT CATEGORIES

- |                                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>1) Unsupported</li> <li>2) Spot bolting</li> <li>3) Systematic bolting</li> <li>4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting</li> <li>6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting</li> <li>7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting</li> <li>8) Fibre reinforced shotcrete, &gt; 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting</li> <li>9) Cast concrete lining</li> </ul> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

## **Anexo D:**

Metodología de cálculo de la sección equivalente, Metodología de cálculo de la sección equivalente, Fuente: I Simposio suramericano de excavaciones en roca.

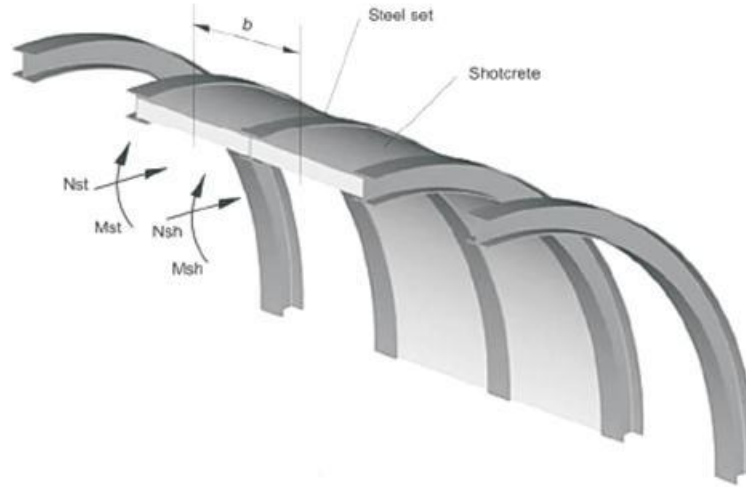


Figure A2.1. A section of width  $b$  in a composite lining consisting of steel sets, spaced at a distance  $s$ , embedded in shotcrete. Moments  $M_{st}$  and axial thrusts  $N_{st}$  are induced in the steel sets and moments  $M_{sh}$  and thrusts  $N_{sh}$  are induced in the shotcrete shell.

ditions the compressibility coefficient  $D_{st}$  and flexibility coefficient  $K_{st}$  for the steel sets are:

$$D_{st} = \frac{E_{st} A_{st}}{1 - \nu_{st}^2} \quad (A2.1)$$

$$K_{st} = \frac{E_{st} I_{st}}{1 - \nu_{st}^2} \quad (A2.2)$$

where  $E_{st}$  is the Young's modulus of the steel;  $A_{st}$  is the cross-sectional area of each steel set;  $I_{st}$  is the moment of inertia of each steel set; and  $\nu_{st}$  is the Poisson's ratio of the steel.

For the shotcrete shell, the compressibility and flexibility coefficients are:

$$D_{sh} = \frac{E_{sh} A_{sh}}{1 - \nu_{sh}^2} \quad (A2.3)$$

$$K_{sh} = \frac{E_{sh} I_{sh}}{1 - \nu_{sh}^2} \quad (A2.4)$$

where  $E_{sh}$  is the Young's modulus of the shotcrete;  $A_{sh}$  is the cross-sectional area of each unit of shotcrete ( $A_{sh} = st_{sh}$ );  $I_{sh}$  is the moment of inertia of each unit of shotcrete ( $I_{sh} = st_{sh}^3/12$ ); and  $\nu_{sh}$  is the Poisson's ratio of the shotcrete.

The equivalent compressibility and flexibility coefficients for the composite lining are:

$$D_{eq} = n(D_{st} + D_{sh}) \quad (A2.5)$$

$$K_{eq} = n(K_{st} + K_{sh}) \quad (A2.6)$$

The equivalent section has a width of  $b$ , an equivalent section thickness  $t_{eq}$  and the equivalent modulus  $E_{eq}$ . The equivalent compressibility and flexibility coefficients can be written as:

$$D_{eq} = bt_{eq} E_{eq} \quad (A2.7)$$

$$K_{eq} = E_{eq} \frac{bt_{eq}^3}{12} \quad (A2.8)$$

Solving for the variables  $t_{eq}$  and  $E_{eq}$

$$t_{eq} = \sqrt{\frac{12K_{eq}}{D_{eq}}} \quad (A2.9)$$

$$E_{eq} = \frac{D_{eq}}{bt_{eq}} \quad (A2.10)$$

### A2.1 Calculation of support capacity

In order to check whether the induced stresses in the steel sets and shotcrete lining are within permissible limits, it is useful to plot the moments, shear forces and thrusts on support capacity diagrams. The support capacity curves are calculated as follows:



### A2.1.1 Moment-thrust capacity

The maximum permissible compressive and tensile stresses induced in the lining are given by:

$$\frac{\sigma_{max}}{FS} = \frac{N}{A} + \frac{Mt}{2I} \quad (A2.11)$$

$$\frac{\sigma_{min}}{FS} = \frac{N}{A} - \frac{Mt}{2I} \quad (A2.12)$$

where  $FS$  is the factor of safety.

The maximum and minimum permissible thrust capacity is obtained by substituting  $M = 0$  in equations A2.11 and A2.12, giving:

$$N_{max} = \frac{A\sigma_{max}}{FS} \quad (A2.13)$$

$$N_{min} = \frac{A\sigma_{min}}{FS} \quad (A2.14)$$

The maximum bending moment is obtained when tensile and compressive failures occur simultaneously which, by eliminating  $N$  from equations A2.11 and A2.12, gives:

$$M_{max} = \pm \left( \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min} I}{FS t} \right) \quad (A2.15)$$

The corresponding normal force  $N_{cr}$  at which these maximum moments occur is given by:

$$N_{cr} = \frac{A(\sigma_{max} + \sigma_{min})}{2FS} \quad (A2.16)$$

### A2.1.2 Shear force-thrust capacity

In terms of shear force and axial thrust relationships:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \quad (A2.17)$$

$$\tau_{max} = \frac{3Q}{2A} \quad (A2.18)$$

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{max}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{max}}{2}\right)^2 + \tau_{max}^2} \quad (A2.19)$$

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3} \quad (A2.20)$$

For failure in compression:

$$N = \frac{\sigma_c A}{FS} - \frac{9Q^2 FS}{4\sigma_c A} \quad (A2.21)$$

For failure in tension:

$$N = \frac{\sigma_t A}{FS} - \frac{9Q^2 FS}{4\sigma_t A} \quad (A2.22)$$

The critical value of the shear force  $Q_{cr}$  associated with a particular factor of safety  $FS$  for both failure in compression and tension at the same time is:

$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \sqrt{\frac{4\sigma_c \sigma_t}{9}} \quad (A2.23)$$

Note that  $\sigma_t$  is negative.

### A2.3 Redistribution of thrust and moment onto steel sets and shotcrete

The bending moments, shear forces and axial thrusts are calculated by means of a numerical analysis and for the equivalent composite lining of width  $b$  and thickness  $t_{eq}$ . In order to consider the behavior of the steel sets and the shotcrete separately, it is necessary to redistribute these thrusts and moments back onto the individual support elements.

Since many of the linings are attached to curved surfaces and, in some cases, these linings are relatively thick compared to their radius  $R$ , it is necessary to consider the redistribution in terms of a thick curved beam solution. This solution is the most general since it automatically degenerates to a thin beam solution as the radius of curvature increases to infinity.

The equations for the redistribution of the moment  $M$ , axial thrust  $N$  and shear forces  $Q$  induced in any one of the beam elements representing the equivalent shell are as follows:

Steel set moments,

$$M_{st} = \frac{MK_{st}}{n(K_{st} + K_{sh})} \quad (A2.24)$$

Shotcrete moments,

$$M_{sh} = \frac{MK_{sh}}{n(K_{st} + K_{sh})} \quad (A2.25)$$

Steel set thrusts,

$$N_{st} = \frac{ND_{st}}{n(D_{st} + D_{sh})} + \frac{M(D_{sh}K_{st} - D_{st}K_{sh})}{nR(D_{st} + D_{sh})(K_{st} + K_{sh})} \quad (A2.26)$$

Steel set thrusts,

$$N_{sh} = \frac{ND_{sh}}{n(D_{st} + D_{sh})} - \frac{M(D_{sh}K_{st} - D_{st}K_{sh})}{nR(D_{st} + D_{sh})(K_{st} + K_{sh})} \quad (A2.27)$$

Steel set shear forces,

$$Q_{st} = \frac{Q K_{st}}{n (K_{st} + K_{sh})} \quad (\text{A2.28})$$

Shotcrete shear forces,

$$Q_{sh} = \frac{Q K_{sh}}{n (K_{st} + K_{sh})} \quad (\text{A2.29})$$

#### A2.4 Support capacity plots

The capacity plots described above can be calculated by means of a simple spreadsheet. This is illustrated by the example that follows. The input parameters considered in the analysis are summarized in Table A2.1. Table A2.2 presents the spreadsheet used to compute the capacity diagrams according to the expressions discussed earlier.

The forces induced in the lining redistributed into the steel and shotcrete components as defined by Equations A2.24 to A2.29. The lining was installed in a circular tunnel with a radius of 5 m in a rock mass with properties defined by: Young's modulus 4000 MPa; peak cohesion 2 MPa; residual cohesion 1 MPa; peak friction angle 40°; and residual friction angle 35°.

The rock mass is subjected to a horizontal stress normal to the tunnel axis of 4 MPa and a vertical stress of 2 MPa. The horizontal stress parallel to the tunnel axis is 2 MPa.

The results of these calculations are plotted in Figure A2.2.

## **Anexo E:**

Capacidad máxima aproximada para los diferentes tipos de soporte instalados en una sección circular, Simposio de ingeniería en roca sedimentaria, Taipéi, Taiwán, Noviembre 20-22, 1998

Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $p_{max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres) and a set spacing of $s$ (metres)
Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{jmax} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{jmax} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{jmax} = 7.0D^{-1.4}/s$
I section rib	203	254	82	4	$p_{jmax} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{jmax} = 11.1D^{-1.33}/s$
TH section rib	171	138	38	6	$p_{jmax} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{jmax} = 8.8D^{-1.27}/s$
3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{jmax} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{jmax} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt			10	$p_{jmax} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$p_{jmax} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$p_{jmax} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$p_{jmax} = 0.10/s^2$
	SS39 Split set			14	$p_{jmax} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$p_{jmax} = 0.11/s^2$
	20mm rebar			16	$p_{jmax} = 0.17/s^2$
	22mm fibreglass			17	$p_{jmax} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$p_{jmax} = 0.15/s^2$
Birdcage cable			19	$p_{jmax} = 0.30/s^2$	

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $p_{max}$ (MPa) for a tunnel of diameter $D$ (metres)
Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$p_{jmax} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{jmax} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{jmax} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{jmax} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{jmax} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{jmax} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{jmax} = 0.6D^{-1.0}$

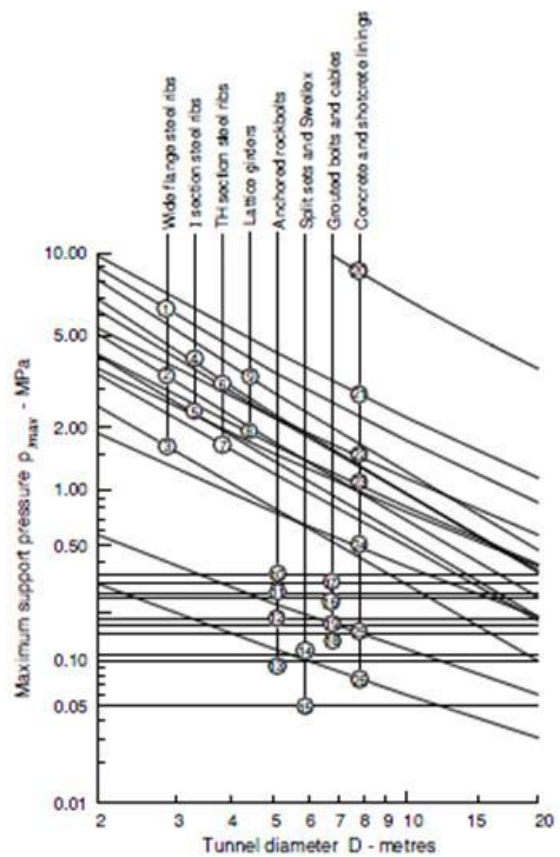


Figure 9: Approximate maximum capacities for different support systems installed in circular tunnels. Note that steel sets and rockbolts are all spaced at 1 m.

**Anexo F:**  
Fotografías de la colocación y fabricación detallada de las cerchas  
reticulares, Pantex Lattice girders.



**Fotografía 1. Fabricación de la cercha**



**Fotografía 2. Colocación del soporte en el**



**Fotografía 3. Estabilización del frente**



**Fotografía 4. Revestimiento final de**

PH Reventazón	Soporte temporal en obras subterráneas	Área Ingeniería Geotécnica
Cuadro Anexo F	Eaboración de soporte temporal con cercha reticular y concreto lanzado.	Mayo, 2013

# Referencias

## Consultas de libros, normas, tesis y códigos.

- Hilje, L. 1987. Tunnel support, use of lattice girders in sedimentary rock. Informe proyecto final de graduación. Escuela de Ingeniería y Ciencias naturales, Universidad de Islandia, 78p
- Garrido Rodríguez, M. 2003. Evaluación del coeficiente de seguridad del sostenimiento de galerías y túneles en función de su rigidez y distancia al frente en diferentes macizos rocosos y caracterización mediante el método de impacto-eco, Informe proyecto final de graduación, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de minas, Universidad politécnica de Madrid, 159p
- E. Hoek, C. Carranza, M. Diederichs, B. Corkum 2008. Integración de diseño geotécnico y estructural en ingeniería en túneles, Colombia, I Simposio Suramericano de excavaciones en roca, 52p
- Singh B &Goel R.K. 2006. Túneles en rocas débiles. London U.K: Editorial EISELVIER Ltd, 500p
- E Hoek, P.K. Kaiser. 2000. Soporte de excavación subterránea en roca dura, Rotterdam, AA Balkema.
- U.S Army Corps Engineers.1997. Manual de ingeniería y diseño de túneles y pozos en roca. Washington, DC, 236p

Instituto Costarricense de Electricidad. Agosto 2009. Informe de factibilidad, Volumen 1

Artículos y manuales disponibles en internet

Roberto Perri. 2004. Concreto reforzado con fibra metálica: Soporte primario y revestimiento definitivo para los túneles del tramo ferroviario Puerto cabello-Valencia, Universidad Metropolitana. Caracas.

Gianfranco Perri. 2004. Revestimiento de túneles en concreto reforzado con fibra, XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia.

Rocscience Inc. 1990-2009. Phase 2 Tutorial and software.

<http://www.rocscience.com>

MyungSagong, Jun S. Lee. 2007. Estimación de la carga de roca para el diseño del arco del revestimiento del túnel. <http://www.crcnetbase.com>

## Consultas personales

Jiménez U. Danilo. 2012. Diseño de obra subterránea. Ingeniero geotecnista. Centro de servicio y diseño ICE.

Cubillo D. Manuel. 2012. Diseño estructural. Ingeniero estructural. Centro de servicio y diseño ICE.

Salazar C. Jorge. 2012. Perfil geológico. Geólogo. Centro de servicio y diseño ICE





