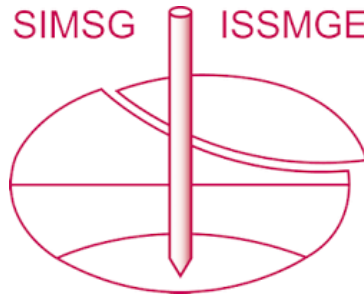


# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

# Diseño geotécnico del túnel de desfogue del proyecto hidroeléctrico La Yesca, México

R. Padua-Fernández\*, R. Rivera-Constantino\*\* & H. Marengo-Mogollón\*

\*Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, CFE, México

\*\* Profesor, Facultad de Ingeniería, UNAM, México



## ABSTRACT

This paper combine design criteria for tunnels in rock, from semiempirical methods having their basis in the experience of tunnels already constructed, to those who make use of role models, whose solution requires the use of more sophisticated numerical techniques. A methodology for the design of tunnels in geological adverse conditions, as was the case of tunnel vent the large hydroelectric project Tindal, a rockfill dam with concrete face of 205.5 m in height, it's located within the boundaries of the states of Nayarit and Jalisco, Mexico. This methodology represents a new alternative for geotechnical design of tunnels in rock, considering the heterogeneity of the environment through the formation of wedges of rock and stabilization. Under the assumption of a homogeneous medium can analyze the relaxation zone of the rock mass surrounding the tunnel through the finite element method and some empirical criteria applicable to the elastic range of rock. The design is based on the calculation of the response of the support system based on the resistance ratio of the element, which leads to the determination of the mechanical elements necessary for the structural design of the tunnel. Finally we describe the construction procedure adopted in building combining the Austrian Method and of Madrid, whose implementation led us to good results in the construction of the tunnel.

## RESUMEN

En este trabajo se presentan algunos criterios de diseño de túneles en roca, desde los métodos semiempíricos que tienen su sustento en la experiencia de túneles ya construidos, hasta aquellos que hacen uso de modelos de comportamiento, cuya solución necesita el uso técnicas numéricas más elaboradas. Se desarrolla una metodología para el diseño de túneles en roca en condiciones geológicas adversas, como fue el caso del túnel de desfogue del gran proyecto hidroeléctrico La Yesca, una presa de enrocamiento con cara de concreto de 205.5 m de altura, que se localiza entre los límites de los estados de Nayarit y Jalisco, en México. Esta metodología constituye una nueva alternativa de diseño geotécnico de túneles en roca, al considerar la heterogeneidad del medio a través de la formación de cuñas de roca y su estabilización. Bajo el supuesto de un medio homogéneo se puede analizar la zona de relajación del macizo rocoso que circunda al túnel por medio del método del elemento finito, y de manera aproximada, se pueden emplear algunos criterios empíricos aplicables al rango elástico de la roca. El diseño se basa en el cálculo de la respuesta del sistema de soporte en función de la razón de resistencia del elemento, lo cual conduce a la determinación de los elementos mecánicos necesarios para el diseño estructural del túnel. Finalmente se describe el procedimiento constructivo adoptado en obra, que es una combinación del Método Austriaco y el de Madrid, cuya aplicación condujo a muy buenos resultados en la construcción del túnel.

## 1 INTRODUCCIÓN

El Proyecto Hidroeléctrico (P.H.) La Yesca, se localiza en las coordenadas geográficas 21°11'49" de latitud Norte y 104°06'21" de longitud Oeste, el cual se construye sobre el río Santiago entre los límites de los estados de Nayarit y Jalisco, México. La Yesca es una presa de enrocamiento con cara de concreto, construida para la generación de energía eléctrica de pico, con una generación media anual de 1210 GWh.

Las obras subterráneas de generación están conformadas por: Túneles de Conducción, Casa de Máquinas, Túneles de Aspiración, Galería de Oscilación, Túnel de Desfogue y Túneles de acceso, localizadas en la margen derecha de la presa.

La principal función del túnel de desfogue es desalojar el agua aprovechada para la generación de energía eléctrica proveniente del embalse.

El túnel tiene una longitud de 326 m y su sección transversal es tipo portal de 13 m ancho por 14 m de alto, en su sección constante, hasta desembocar en el río Santiago aguas abajo de la cortina y en la salida de la galería de oscilación tiene 21 m de alto. Está diseñado para trabajar como canal y como conducto a presión, descargando hasta 503 m<sup>3</sup>/s.

## 2 CONDICIÓN GEOLÓGICA

El túnel de desfogue quedó alojado en rocas ígneas del tipo ignimbrita de composición dacítica porfídica de la unidad litológica denominada Tmid. A lo largo de su eje longitudinal el túnel está afectado por fallas escalonadas y alabeadas, entre las que destacan las fallas Crucero-Pitayo, Pilar, Escondida, Esperanza y Sabanilla, las cuales favorecen bloques basculados hacia el NE.

En las tablas 1 y 2 se reportan las características geológicas y mecánicas del sistema de fallas, respectivamente.

Tabla 1. Datos geológicos de las principales fallas

| Sistema de Fallas         | Rumbo | Echado |
|---------------------------|-------|--------|
| 1 Falla Pilar y Esperanza | N79°E | 62°NW  |
| 2 Crucero – Pitayo        | N25°E | 67°SE  |
| 3 Seudoestratificación    | N50°W | 54°NE  |

Tabla 2. Propiedades mecánicas del sistema de fallas

| Sistema de Falla          | Ángulo de Fricción |        |
|---------------------------|--------------------|--------|
| Cohesión                  | Ø                  | c MPa* |
| 1 Falla Pilar y Esperanza | 30°                | 0.04   |
| 2 Crucero – Pitayo        | 26°                | 0.03   |
| 3 Seudoestratificación    | 39°                | 0.012  |

Las propiedades mecánicas y la clasificación geomecánica de la roca (Tmid) se muestran en las tablas 3 y 4, respectivamente.

Tabla 3. Propiedades mecánicas de la roca

| Unidad de Litológica | Resistencia compresión | Relación Poisson | Peso volumétrico | Módulo de Elasticidad |
|----------------------|------------------------|------------------|------------------|-----------------------|
|                      | MPa                    | v                | KN/m³            | MPa                   |
| 1 Tmid               | 77                     | 0.2              | 24               | 6600                  |

Tabla 4. Clasificación geomecánica de la masa rocosa

| Unidad Litológica | RMR | Q  | Calidad de la roca |
|-------------------|-----|----|--------------------|
| 1 Tmid            | 59  | 13 | Regular a Buena    |
| 2 Tmird           | 68  | 4  | Buena              |

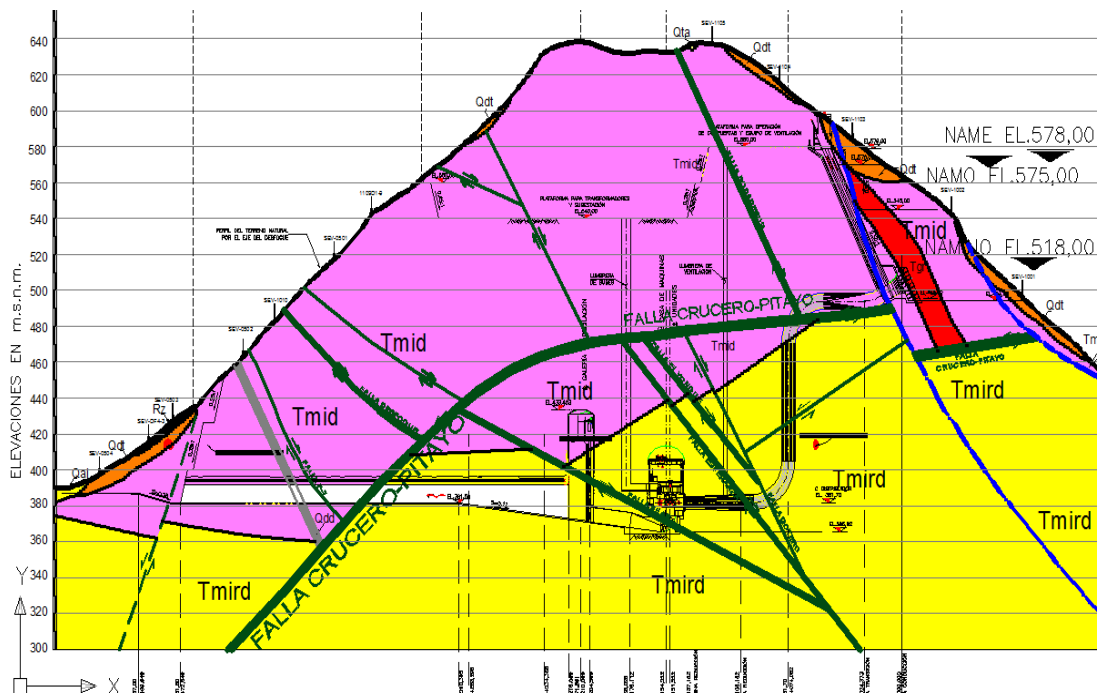


Fig. 2.1 Sección geológica por el eje longitudinal de obras subterráneas de generación

### 3 CRITERIOS DE ANÁLISIS SEMIEMPIRICOS Y MODELACIÓN BIDIMENSIONAL (2D)

En el análisis geotécnico del túnel de desfogue se utilizaron diferentes criterios semiempiricos que se reportan en la literatura técnica especializada, con el propósito de determinar el valor de la “presión” que deberá ser aplicada al sistema de soporte del túnel.

a) Método de Terzaghi (1946). Se calcula la altura de relajación en función del estado de alteración del macizo rocoso. Para una roca en estado triturado compacta se tiene.

$$H_p = 0.01 \cdot (B + H_t) \quad [1.3]$$

Para una roca en estado muy agrietado.

$$H_p = 1.1 \cdot (B + H_t) \quad [1.4]$$

Para roca que fluye en estado plástico a gran profundidad.

$$H_p = 4.5 \cdot (B + H_t) \quad [1.5]$$

Siendo B el ancho de la excavación del túnel y Ht la altura de aflojamiento por encima de la clave del túnel.

b) Método de Barton (1976). Se calcula la altura de relajación en función de algunos parámetros ligados a la clasificación de la calidad del macizo rocoso.

$$H_p = 66.7 \left( \frac{J_n^{0.5}}{J_r \cdot Q^{0.5}} \right) \quad [1.2]$$

donde:

Hp: altura de relajación.

Jn índice de fracturamiento

Jr: índice de rugosidad de las discontinuidades.

Q: índice de clasificación geomecánica de Barton

c) Método de Maldonado (1984). Se basa en la hipótesis de que un arco de carga de altura  $H_p$  se genera naturalmente en la masa de roca, siendo el material por debajo de este arco considerado como zona inestable.

$$H_p = 0.681 \cdot B \quad [1.6]$$

d) Método de Goodman and Shi (1985). Está basado en la teoría de bloques, el cual se fundamenta en la formación natural de cuñas al intersectarse distintos planos de discontinuidades, "fallas geológicas", formando un bloque con saliente hacia la excavación (Fig. 3.1).

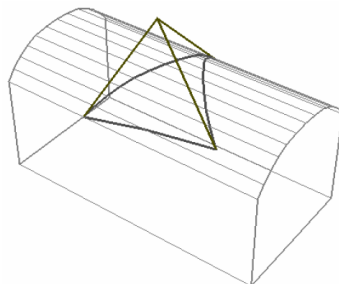


Figura 3.1 Método de la cuña máxima probable

Este método considera la descarga por peso de la cuña sobre el revestimiento, en esta hipótesis  $H_p$  puede ser considerada la altura de máxima de la cuña normal a la superficie del soporte.

e) Método de Hoek y Brown (1985). Consiste en el análisis de interacción macizo rocoso-revestimiento. El método se basa en determinar el equilibrio de presiones entre la curva de comportamiento del macizo rocoso y del revestimiento.

La curva de comportamiento del suelo también es conocida como curva característica del suelo, línea de cedencia, o línea de soporte requerido y define la evolución del comportamiento presión de soporte versus la deformación en la periferia del túnel desde la etapa previa a la excavación (condición inicial) hasta la

redistribución total de los esfuerzos por efecto de la excavación (Fig. 3.2).

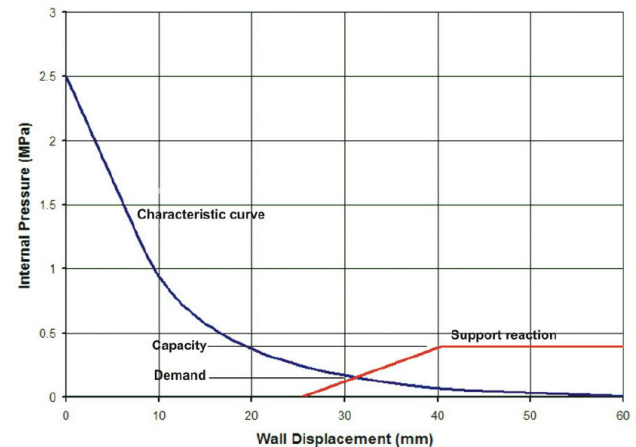


Figura 3.2 Método de pérdida de confinamiento interno

Para determinar la presión del sistema de soporte se consideraron tres diferentes escenarios:

*Escenario A.* Se considera una posible zona inestable en la región donde no se forman cuñas, pero existe la posibilidad de un desprendimiento de roca por aflojamiento del macizo rocoso; congruente con el método de arqueo, y el método de la zona plastificación MEF; cabe mencionar que el método de excavación es a base de explosivos.

Los resultados para el escenario A antes descrito se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5. Criterios empíricos aplicables al escenario A

| Criterio         | Carga de Roca $H_p$ (m) |
|------------------|-------------------------|
| Terzaghi         | 14,40                   |
| Bieniawski (RMR) | 5,90                    |
| Barton           | 11,20                   |
| Arqueo           | 9,53                    |

*Escenario B.* Se considera una posible zona inestable en la región donde se tiene formación de cuñas potenciales, que surgen como consecuencia de la intersección del sistema de fallas (ver tabla 1).

Tabla 6. Criterio mediante el método de cuña máxima probable

| Criterio                          | Presión de Roca $H_p$ kN/m <sup>2</sup> |
|-----------------------------------|-----------------------------------------|
| Método de la Cuña Máxima Probable | 64                                      |

*Escenario C.* Se consideran presiones externas que corresponden a las cargas durante la etapa de operación del túnel, el cual estará trabajando bajo presiones hidrostáticas (subpresión) y bajo condiciones extremas con sobrepresión interna, es decir, como conducto a presión debido al aumento en los niveles aguas abajo de la cortina por efecto de la descarga del vertedor en la obra de excedencias.

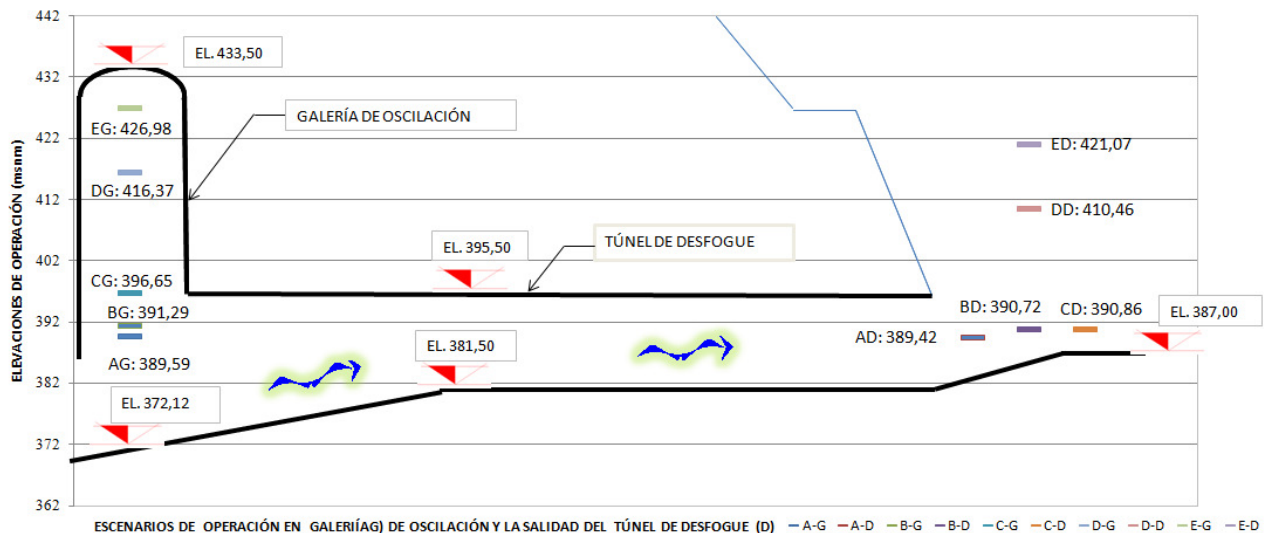


Fig. 3.3 Escenarios de operación dentro del túnel de desfogue

Tabla 7. Niveles y escenarios de operación aguas abajo.

| Escenario de Operación Desfogue         | $Q$ m <sup>3</sup> /s | Elev. Galería Oscilación | Elev.  |
|-----------------------------------------|-----------------------|--------------------------|--------|
| A. Baja (1 unidad)                      | 250                   | 389,59                   | 389,42 |
| B. Normal (2 unidades)                  | 500                   | 391,29                   | 390,72 |
| C. Inusual (Qmáx 2 unidades)            | 503                   | 396,65                   | 390,86 |
| D. Accidental (Qvert + 2 unidades)      | 8058                  | 416,37                   | 410,46 |
| E. Accidental (Qmáx Vert. + 2 unidades) | 15613                 | 426,98                   | 421,07 |

#### 4 MODELACIÓN NUMÉRICA PARA EL ESCENARIO A

Con el objetivo conocer el comportamiento de la roca después de la pérdida de confinamiento, así como el de determinar la zonas de plastificación se llevó a cabo un análisis tridimensional (3D) con el método del elemento finito (MEF), obteniéndose la grafica característica del medio.

##### 4.1 Etapas de la modelación numérica tridimensional.

Tomando como base las propiedades geotécnicas, las características geométricas del túnel (sección transversal, longitud, inclinación, cobertura de roca), se generó un modelo tridimensional. A continuación de mencionan algunas de las etapas y criterios que se consideraron para su elaboración:

- 1) La malla de elementos finitos se formó con elementos semisólidos sin peso, comportamiento elástico y deformación plana, en este modelo se

tomo en cuenta la geometría con la escala real del túnel con una separación de 3 veces el diámetro entre las fronteras (apoyos) y el túnel con el fin de no traslapar los efectos generados en el estado de esfuerzos por la presencia del túnel con las fronteras del mismo.

- 2) Se considero la condición inicial de esfuerzos como la geoestática.
- 3) Se aplicó una carga variable en la periferia superior de la malla.
- 4) Se calculo el factor de plastificación (FP). el cual se define mediante el cociente entre la resistencia máxima admisible en el medio dividida entre el esfuerzo cortante obtenido mediante el análisis con el método de elementos finitos, tomando como criterio de falla el valor para el cual el factor de plastificación sea menor a la unidad la región donde se presenta el desprendimiento de la roca.
- 5) Se determino la presión de roca, que deberá ser soportada por el correspondiente mecanismo de estabilización (anclas, concreto lanzado, marcos metálicos etc).

##### 4.2 Resultados obtenidos

Usando el MEF en la plataforma SAP-3D se obtuvo una carga de roca de 6 m.

En la figura 4.1 se observa una sección longitudinal del túnel en el cual se presentan los esfuerzos principales máximos, como puede observarse es congruente con el método de arqueo y el método de pérdida de confinamiento, ya que se incrementan los esfuerzos en las paredes del túnel y por delante del frente de excavación formando un arco auto soportable, sin embargo por debajo de este arco existen zonas de tensión o aflojamiento que deben ser soportadas de alguna forma.

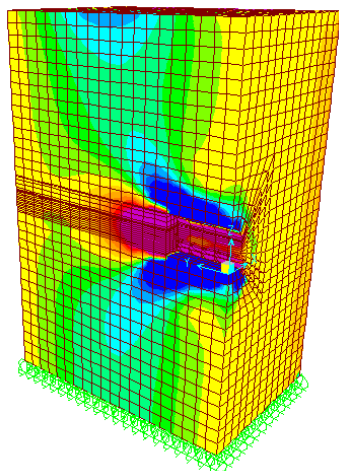


Figura 4.1 Modelo en elemento finito 3-D del Túnel de Desfogue. Contornos de esfuerzos principales.

## 5 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA EL ESCENARIO B

Para el escenario B se utilizó el programa comercial UNWEDGE, el cual permite obtener la presión de diseño en el sistema de soporte debida a la formación de cuñas de roca, cuya génesis es la intersección de las discontinuidades presentadas en la masa de roca circundante al túnel de desfogue. Algunas de las etapas de la modelación de la cuña máxima probable se enlistan a continuación:

- 1) Se determina la geometría de la cuña utilizando la teoría de bloque y asumiendo falla plana.
- 2) Se determina las componentes vectoriales de la fuerza actuante resultante de la cuña.
- 3) Se termina la dirección del deslizamiento de la cuña.
- 4) Se determina la fuerza normal en cada plano de la cuña.
- 5) Se calcula la fuerza resistente.
- 6) Se calcula el factor de seguridad el cual se define mediante el cociente entre la fuerza actuante y la fuerza resistente en el plano de deslizamiento.
- 7) En caso de que el factor de seguridad sea menor de la unidad se proporcionan los elementos estabilizadores (anclas, concreto lanzado, ademe) para aumentar dicho factor.

## 6 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA EL ESCENARIO C

Las principales variables que intervienen en el escenario C son: el gradiente hidráulico ocasionada por los diferentes niveles de operación, la permeabilidad  $k$  del macizo rocoso, la permeabilidad  $k_L$  del concreto y por último el daño ocasionado por el método de excavación (voladura).

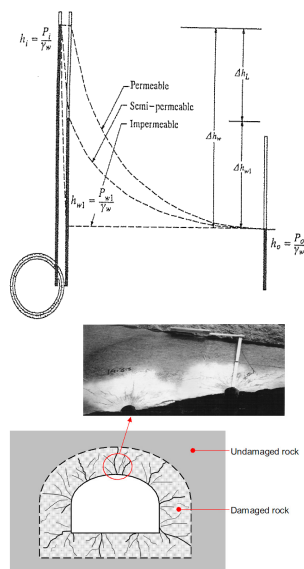


Figura 6.1 Criterios de análisis aplicables al escenario C

$$K_L = \frac{\gamma_w \cdot w^3}{12\mu \cdot S} \quad [6.1]$$

Siendo  $K_L$  la permeabilidad del revestimiento,  $\gamma_w$  el peso volumétrico del agua,  $\mu$  la viscosidad dinámica,  $w$  la grieta estructural del concreto y  $S$  la separación de grieta.

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad [6.2]$$

Donde  $Q$  es el caudal de paso,  $k$  la permeabilidad de la roca en la zona de estudio,  $i$  el gradiente hidráulico y  $A$  el área de la sección transversal al flujo. El valor de la permeabilidad se estimó mediante pruebas Lugeon, resultando de  $7.5 \times 10^{-5}$  cm/s.

Una vez analizados los criterios anteriores se presenta el diagrama de cuerpo libre con las presiones hidrostáticas para uno de los escenarios obtenidos.

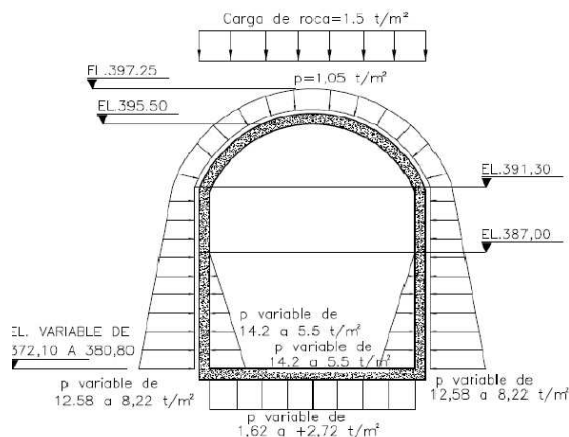


Figura 6.2 Presiones hidrostáticas externas e internas



## 7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para la construcción del túnel primeramente se excava la bóveda por medio de barrenación, carga de explosivos y voladura, se retira la rezaga y se proporciona el sostenimiento convencional mediante anclas de fricción y concreto lanzado. En aquellas zonas que lo requieren, se colocan marcos metálicos empacados con concreto hidráulico en una etapa posterior a la colocación del concreto lanzado. (Fig. 7.1).

Concluida la excavación de la bóveda se prosiguió con la excavación del centro de la media sección inferior a través de barrenación, carga y voladura vertical. Una vez excavado el centro de la media sección se prosiguió con la excavación del estribo izquierdo, estabilizando las paredes mediante anclaje, concreto lanzado, y ademes metálicos empacados con concreto hidráulico, una vez terminado este, se continuó con la excavación del estribo derecho con el mismo procedimiento de estabilización ya descrito.

En el caso del revestimiento definitivo se coloca el acero de refuerzo en bóveda y paredes del túnel, una vez concluida la colocación del acero de refuerzo para el revestimiento definitivo o último se habilita una estructura espacial soportada por un marco metálico, el cual descansa en dos rieles los cuales le permiten deslizar a lo largo del eje longitudinal del túnel, la presión requerida para ajustar la cimbra deslizante es proporcionada por mecanismos hidráulicos los cuales se encuentran instalados a los costados y encima del marco metálico ejerciendo presión a la armadura espacial antes de iniciar la colocación del concreto (Fig. 7.2).



Figura 7.1 Excavación del Túnel de Desfogue



Figura 7.2 Revestimiento definitivo

## 8 CONCLUSIONES

Se mostraron varios métodos para estimar la carga de roca actuante en el revestimiento de un túnel, siendo los métodos empíricos los más fáciles de aplicar, obteniéndose resultados razonables y posiblemente conservadores, sin embargo, los métodos más refinados, como es el caso del MEF, si bien permiten manejar un mayor número de variables ligadas al fenómeno que se quiere estudiar, no están exentos de incertidumbres que pueden dificultar la interpretación de los resultados obtenidos. Por ejemplo, al realizar la excavación por medio de voladura ocurre una deformación y redistribución de esfuerzos de forma instantánea, por tal motivo se desconoce con exactitud la deformación del medio en el instante de colocar el revestimiento. Otro aspecto importante a considerar es el hecho de que las fallas que se han presentado en excavaciones de túneles en roca son de tipo frágil, es decir sin presentarse grandes deformaciones.

La metodología propuesta constituye una alternativa más en el diseño geotécnico de túneles en roca, al considerar la heterogeneidad del medio a través de la formación de cuñas de roca y su estabilización. El diseño se basa en el cálculo de la respuesta del sistema de soporte en función de la razón de resistencia del elemento (curva característica), lo cual conduce a la determinación de los elementos mecánicos necesarios para el diseño estructural del túnel. Se describe también el procedimiento constructivo adoptado en obra, que es una combinación del Método Austriaco y el de Madrid, cuya aplicación condujo a muy buenos resultados en la construcción del túnel.

Es importante considerar un sistema de instrumentación del túnel que permita calibrar los resultados obtenidos a partir de modelos teóricos, ya que de esta manera se podrán hacer los ajustes necesarios a los modelos, buscando con ello representar de manera más fidedigna el fenómeno estudiado.

## 9 REFERENCIAS

- Alberro, J. (1983). *Presiones de roca en túneles e interacción roca-revestimiento*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Bienieawski, Z. T. (1974). *Geomechanical Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling*. Proceedings: Third International Congress of Rock Mechanics.
- Fernández, G.(1994). *Behaviour of Pressure Tunnels and Guidelines for liner Design*. USA. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering.
- Hoek, E. (2006). *Practical Rock Engineering*.
- Kolymbas. (2005). *Tunnelling and Tunnel Mechanics*. Germany: Springer.
- Petrops, P. (1991). *Ground Anchors and Anchored Structures*. Canada: Wiley- Interscience Publication.
- Saiang, D. (2008). *Behaviour of Blast-Induced Damaged Zone Around Underground Excavations in Hard Rock Mass*. Sweden: Lulea University of Technology.
- Tamez, E., Rangel J. y Holguín E. (1997). *Diseño Geotécnico de Túneles*. México: TGC Geotecnia.
- USACE, (1997). *Engineering and Design Tunnels and Shafts in rock*. US Army Corps of Engineers.
- Vallejo, G. (2005). *Ingeniería Geológica*. España: Limusa.