



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

GALERIAS DE INYECCION, DRENAJE E INSPECCION
DEL PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN.
(EXCAVACION E INYECCION)

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
VICENTE AREVALO MENDOZA



Director de Tesis:
Ing. Rafael Aburto Valdés

Cd. Universitaria, México, D. F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**GALERIAS DE INYECCION, DRENAJE E INSPECCION DEL
PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN.
(EXCAVACION E INYECCION)**

INDICE

INTRODUCCION.....	1
I. DESCRIPCION GENERAL DEL P.H. ZIMAPAN.....	3
I.1 Generalidades.....	3
I.2 Localización.....	4
I.3 Obras principales.....	5
II. LAS GALERIAS DE INYECCION, DRENAJE E INSPECCION.....	13
II.1 Generalidades.....	13
II.2 Descripción del proyecto.....	14
II.3 Estudios previos y geología del sitio.....	18
II.4 Estrategias de excavación propuestas.....	22
II.5 Programa y control de obra.....	27
III. PROCESO DE EXCAVACION DE LAS GALERIAS.....	30
III.1 Ciclo de excavación de las galerías.....	30
III.2 Diseño de la plantilla de barrenación.....	39
III.3 Avances, tiempos y consumos.....	53
IV. PANTALLAS DE INYECCION Y DRENAJE.....	57
IV.1 Generalidades.....	57
IV.2 Criterios básicos del diseño de inyecciones y drenes....	59
IV.3 Proceso de inyección	65
IV.4 Diseño de las pantallas de inyección y drenaje.....	69
V. CONCLUSIONES.....	75
BIBLIOGRAFIA.....	78

INTRODUCCION.

En esta etapa de transición que vive nuestro país, como respuesta a los grandes cambios que se están generando en el exterior, se abren nuevas expectativas de desarrollo que implican, por un lado, la posibilidad de incrementar el nivel de vida de nuestra población, y por otro, la necesidad de vencer los grandes y nuevos retos que se nos presentan al entrar en una competencia internacional directa.

Es evidente que uno de los polos de desarrollo más importantes como lo es la industria, en nuestro país acusa un gran rezago. Por tal motivo se debe apoyar este sector de manera importante, creando para ello condiciones económicas favorables para su crecimiento, así como la infraestructura necesaria para mantenerla en niveles competitivos.

El sector eléctrico, como parte fundamental de dicha infraestructura, tiene la enorme responsabilidad de generar la electricidad suficiente para satisfacer las elevadas demandas de energía de la creciente industria, así como de la población en general, requiriendo para ello, no sólo mantener en perfectas condiciones de operación sus actuales centros de generación y distribución, sino también la necesidad imperativa de incrementar su capacidad instalada total, que actualmente tiene una aportación próxima a los 27,000 MW y de acuerdo al proyecto de inversiones destinadas para este sector, la capacidad instalada deberá ser de aproximadamente 47,000 MW para el año 2000, es decir, se espera un incremento del 75% en tan sólo nueve años.

Para lograr esta ambiciosa meta, además de aprovechar eficientemente las fuentes tradicionales de generación, será necesario abrir nuestros horizontes hacia otras fuentes que aún no son bien aprovechadas en nuestro país, como son la energía nuclear, la eólica, la marítima, etc.

Actualmente la participación de las diferentes fuentes de generación de energía eléctrica es como sigue:

POTENCIA INSTALADA (1991)

FUENTE	MW	PORCENTAJE
Hidrocarburos	16,271	60.7
Hidráulica	7,931	29.6
Carbón	1,200	4.5
Geotérmica	720	2.7
Nuclear	675	2.5
Total	26,797	100.0

Dentro de las diversas fuentes de generación de electricidad destaca el uso de la energía hidráulica que representa el 29.6% de la electricidad que consumimos, pero en la actualidad sólo se aprovecha el 15% del potencial hidroeléctrico probable en nuestro país, convirtiéndose así en una de las fuentes más importantes, que a pesar del alto costo inicial de un proyecto hidroeléctrico, resulta atractiva por los bajos costos de mantenimiento y la larga vida útil de los mismos.

Así pues, dada la importancia de este tipo de obras en el ámbito nacional, actualmente se encuentran en proceso de construcción dos importantes proyectos hidroeléctricos, Aguamilpa en el estado de Nayarit y Zimapán entre los estados de Querétaro e Hidalgo, que en conjunto incrementarán la potencia instalada en nuestro país en un 4.6% .

El proyecto hidroeléctrico Zimapán es el primer aprovechamiento del río Moctezuma el cual ocupa el quinto lugar en la clasificación de los ríos con mayor potencial hidroeléctrico, este proyecto se caracteriza por tener la cortina de concreto más alta en nuestro país (204 m), siendo también la segunda cortina de mayor altura considerando todos los tipos, sólo atrás de la cortina de Chicoasén (251 m).

Este trabajo se refiere al Proyecto Hidroeléctrico Zimapán y en particular a las galerías de inyección, drenaje e inspección cuya construcción es necesaria para el buen funcionamiento de esta presa; se presenta en primer lugar una descripción de las principales obras que conforman este proyecto, posteriormente se señalan las características generales de las galerías, describiendo la estrategia de excavación, los rendimientos y avances obtenidos, y el proceso de cálculo de una plantilla típica de barrenación, por último se señalan los principales criterios que se siguieron para el diseño del sistema de inyección y drenaje en estas galerías.

Nota: Los datos estadísticos presentados en esta sección se refieren a cifras del año 1991 y se obtuvieron de una publicación de C.F.E. denominada "Unidades Generadoras en Operación"

I.2 Localización.

El proyecto hidroeléctrico Zimapán se encuentra ubicado en la zona de colindancia entre los estados de Querétaro e Hidalgo. Sobre el cauce natural del río Moctezuma, aproximadamente a 300 m aguas abajo de la confluencia de los ríos Tula y San Juan, en el interior del cañón del infiernillo se ubica el lugar donde se desplantará la cortina, las coordenadas geográficas de este sitio son $90^{\circ}30'$ de longitud oeste y $20^{\circ}40'$ de latitud norte, a 39 km al oeste de la boquilla se encuentra el poblado de Cadereyta, Qro. y a 30 km al noreste se localiza Zimapán, Hgo. siendo ambas poblaciones las más cercanas. En esta zona de la boquilla se concentran varias de las estructuras que conforman este proyecto, como son: la atagüía aguas arriba, el túnel de desvío, la obra de excedencias, la obra de toma y la cortina.

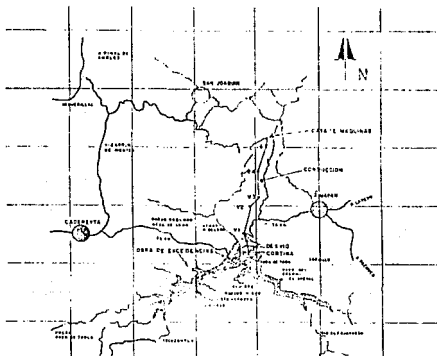


Figura 1.2. Localización del P.H. Zimapán.

A partir de la obra de toma se inicia el túnel de conducción que se extiende 21 km hasta unirse con una tubería a presión de 1 km de longitud guiando el agua hasta la casa de máquinas que se localiza a 36 km, aguas abajo de la cortina, medidos sobre el cauce del río, y aproximadamente a 20 km al sureste del poblado de San Joaquín, Qro.

I.3 Obras principales.

Para poder lograr el propósito de generar electricidad a partir de la utilización del agua que escurre a través del río Moctezuma, en el P.H. Zimapán se ha contemplado la construcción de un conjunto de obras de las cuales se señalan las principales:

- Obras de desvío.
- Obra de contención.
- Obras de generación.
- Obra de excedencias.

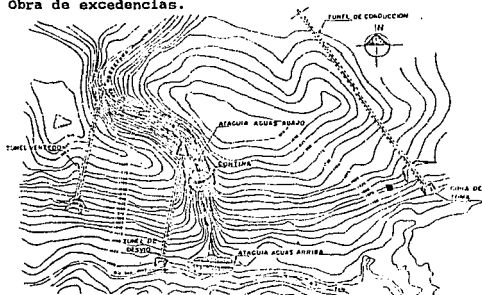


Figura 1.3. Localización de las obras principales.

I.3.1 Obras de desvío.

Dentro de las obras de desvío se consideran la ataguía de aguas arriba y el túnel de desvío, es necesario comentar que en este proyecto también se contempló la construcción de una ataguía aguas abajo, sin embargo por retrasos en el programa de ejecución aunados a las condiciones adversas del sitio que dificultaban la construcción de la obra, obligaron a postergar su realización hasta tomarse la determinación de que esta obra no se llevaría a cabo, por lo tanto se requirió buscar una solución alternativa para resolver el problema que se presentaría cuando en la temporada de lluvias el nivel del río se incrementara hasta inundar la zona de desplante de la cortina, la alternativa sugerida para hacer frente a este problema fue abrir una zanja en posición transversal al cañón, aproximadamente a 40 m aguas arriba de la salida del túnel de desvío, dentro de la cual se colocaría un corazón impermeable de arcilla recubierto con el material producto de la excavación de las laderas del cañón y será auxiliada por un sistema de bombeo con una capacidad de desalooje suficiente para mantener libre de agua en exceso la zona de la excavación para el desplante de la cortina.

La ataguía de aguas arriba se construyó justamente en la confluencia natural de los ríos Tula y San Juan a partir de la cota 1372 m.s.n.m. alcanzando una elevación hasta su corona de 1405 m.s.n.m, es decir 33 metros de altura con taludes de pendiente 1.8:1 y una longitud de 174 m. La colocación de los materiales que constituyen la ataguía se rigió bajo dos tipos de secciones, la sección típica I, que tiene un grado menor de permeabilidad, se usó en la zona que se localiza sobre el cauce natural del río, mientras que la sección típica II se utilizó en la zona fuera del cauce.

A continuación se presentan las secciones de la ataguía aguas arriba y los materiales usados para su conformación.

1. Enrocamiento para preataguía y contraataguía. Roca hasta $\phi=1$ m.
2. Transiciones en preataguía y contraataguía. Rezaga fina.
3. Limo arenoso.
4. Enrocamiento para respaldos. Roca hasta $\phi=0.4$ m.
5. Filtros. Aluvión bien graduado hasta $\phi=3$ pulg.
6. Núcleo impermeable. Arcilla arenosa con grava.
7. Filtro. Grava-Arena hasta $\phi=0.2$ m.
8. Base para camino en corona.
9. Enrocamiento de gran tamaño. Roca mayor que $\phi=0.5$ m.

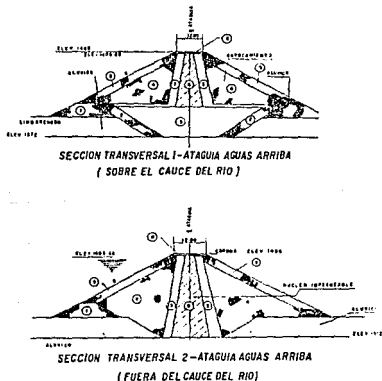


Figura 1.4. Secciones de ataguía aguas arriba.

El túnel de desvío se encuentra ubicado en la margen izquierda del cañón del infiernillo, el portal de entrada se localiza en la margen izquierda del río San Juan aproximadamente a 100 m aguas arriba de la ataguía. Su longitud total es de 566 m, con una pendiente de 1.2 ‰, su diseño se basó en una sección portal de 9.4 m de altura y 9.4 m de ancho para permitir el desvío de un gasto máximo de 702 m³/s, que corresponde a un periodo de retorno de 20 años.

Este túnel fue excavado totalmente en roca dolomía masiva de color gris oscuro de la Formación El Doctor, ésta se clasifica como una roca de buena competencia, alta resistencia y poco deformable, dadas las características del terreno, el túnel se revistió únicamente en las zonas cercanas a los portales de entrada y salida en una longitud de 30 m, esto se debió a que en esas zonas se presentó un proceso normal de decompresión por la cercanía a las caras libres del macizo, lo cual resquebraja la roca de esta zona.

El proceso de construcción que se llevó a cabo para realizar esta excavación consistió en subdividir la sección del túnel abriendo primero la sección superior o bóveda, para posteriormente atacar la parte inferior mediante banqueros con barrenación vertical, este sistema de barrenación no es lo más adecuado si se desea obtener un buen perfilamiento en la sección ya que se tienen que realizar trabajos posteriores de afinamiento del contorno, pero su ventaja radica en que se pueden hacer banqueros muy largos sin limitarse por la longitud de las barrenas del Jumbo, como sucede con la barrenación horizontal.

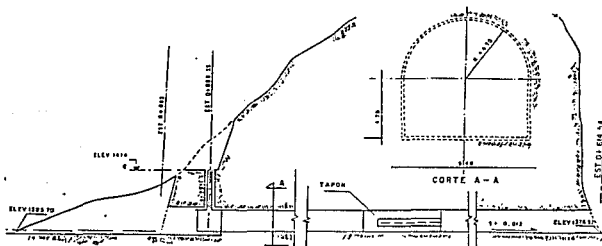


Figura 1.5. Corte longitudinal y transversal del túnel de desvío.

I.3.2 Obra de contención.

La obra de contención considerada para este proyecto consiste en una cortina de concreto tipo arco-bóveda cuyas dimensiones la colocan dentro de las más importantes en nuestro país, cuenta con 204 m de altura, la elevación al desplante es de 1361 m.s.n.m., en la corona su longitud es de 105 m y 18 m en el nivel inferior, el espesor de la pared de concreto es variable desde 5 m en la parte superior hasta 23 m en la parte más baja. Para conformar el cuerpo de esta estructura se requerirá la colocación de 210,000 m³ de concreto con una resistencia $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

La estructura de la cortina se encuentra cimentada sobre rocas calizas y dolomías, ambos tipos de roca pertenecen a la formación el Doctor. Para encontrar roca suficientemente sana que soportara sobre ella el desplante de la cortina fue necesario excavar las laderas del cañón a una profundidad promedio de 15 m y en el recinto se excavó hasta alcanzar la cota 1361 m.s.n.m. aproximadamente 13 m a partir del nivel original del cauce del río, sin encontrarse en esta zona ninguna fractura importante que requiriera algún tratamiento especial.

Al momento de la elaboración de este trabajo ya se ha ejecutado la excavación para el desplante y los colados correspondientes a los bloques 4 y 5 que se localizan contiguos a la margen izquierda en la parte superior de la cortina, donde las características del terreno permitieron apoyar ambos bloques, logrando así disminuir el tiempo de construcción de la cortina.

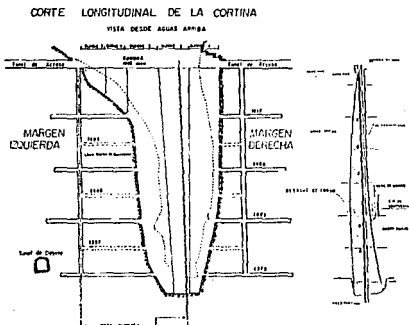


Figura 1.6. Cortina del P.H. Zimapán

b) Túnel de conducción. Su función es conducir el agua desde el embalse hasta el sitio de aprovechamiento hidroeléctrico, es de sección circular de 4.7 m de diámetro con una longitud de 21,132 m, se revestirá de concreto simple y en zonas más desfavorables se usará concreto reforzado.

Debido a la gran longitud de este túnel se hizo necesaria la excavación de cinco ventanas, que son túneles auxiliares que se conectan con el principal permitiendo el ataque simultáneo de nueve frentes de trabajo, lográndose así disminuir el tiempo de excavación de una manera considerable.

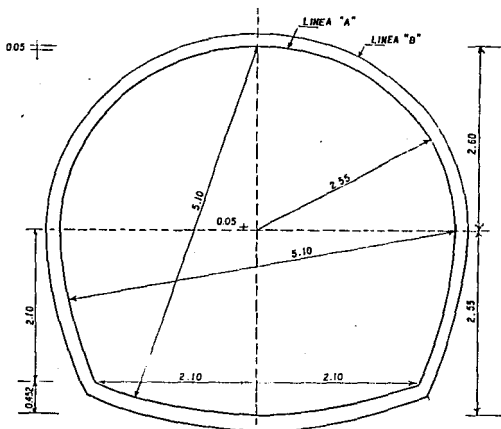


Figura 1.8. Sección del túnel de conducción.

c) Pozo de oscilación. Esta estructura persigue el fin de disminuir las presiones y subpresiones en el sistema de conducción provocadas por cierres en válvulas y compuertas de control, evitando con ello que el sistema trabaje con requerimientos de esfuerzos excesivos. El pozo de oscilación será de sección circular de 17 m de diámetro y una altura de 85 m, con revestimiento de concreto en toda su sección.

d) Tubería a Presión. Tiene la finalidad de aumentar la presión del agua justo antes de llegar a la casa de máquinas, logrando con esto tener un mejor aprovechamiento hidráulico, es de sección circular de 5 m de diámetro en el interior de la camisa metálica, con una reducción a 3.5 m de diámetro, su longitud es de aproximadamente 950 m y estará revestida de concreto reforzado.

e) Casa de máquinas. Es el lugar donde se concentran las turbinas y generadores que en última instancia aprovechan la energía hidráulica para la generación de electricidad, es una estructura subterránea tipo caverna cuyas dimensiones son 22 m de ancho y 86 m de longitud por 36.6 m de altura, las turbinas que aquí se alojarán son del tipo Pelton y trabajarán bajo una carga bruta de 603 m y girando a una velocidad de 300 r.p.m., ambas turbinas se acoplan a dos generadores de 147.4 MVA, constituyendo así un par de unidades con una potencia de 146 MW cada una.

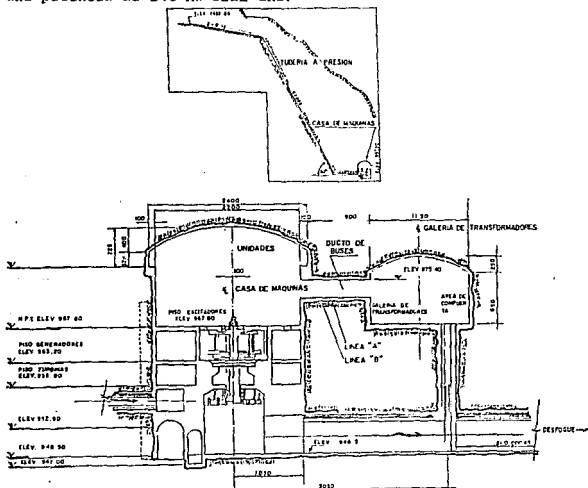


Figura 1.9. Sección de tubería a presión y Casa de máquinas.

II. LAS GALERIAS DE INYECCION, DRENAJE E INSPECCION.

II.1 Generalidades.

Sin duda una de las obras más sobresalientes por ejecutarse en este proyecto es la cortina, cuyo objetivo primordial es contener el agua almacenada en el embalse de la presa, por tal motivo no sólo es importante asegurar el óptimo funcionamiento estructural de la cortina, sino también que el macizo rocoso donde se desplantará resista los esfuerzos a los que será sometido.

Vale la pena destacar que un macizo de roca es un medio no homogéneo cuya característica principal es la discontinuidad ya que siempre se ve afectado por diversos factores como son fallas, fracturas, carsticidad, etcétera. Estos factores podrían provocar un determinado grado de permeabilidad en el macizo, lo cual es indeseable en el área aledaña a la cortina porque un posible flujo de agua en esa zona acarrearía problemas diversos, por ejemplo, la acumulación de agua en la región inmediata aguas abajo de la cortina, surgiendo con ello presiones intersticiales que pondrían en riesgo la estabilidad de bloques de roca potencialmente definidos en la zona de apoyo de la cortina. Para resolver el problema planteado por el flujo de agua en cuestión, es necesaria la creación de una pantalla impermeable en la zona del macizo contigua a la cortina cuyo objetivo será limitar al máximo la presencia de agua en este sitio.

Para generar la pantalla impermeable se ha propuesto un tratamiento al macizo rocoso que consiste en rellenar los huecos existentes en el medio, a base de la inyección de mezclas cementantes que se conducen a través de una barrenación previa, este tratamiento además de disminuir la permeabilidad y la deformabilidad del terreno también aumenta su resistencia. Para llevar a cabo la ejecución de este tratamiento se requiere, por razones prácticas, de la excavación de algunos túneles de pequeña sección en el interior del macizo, distribuidos de tal forma que permitan alcanzar el mayor número de discontinuidades y disminuir la longitud de los barrenos de inyección, evitando así desviaciones en su dirección y en consecuencia una pantalla de mala calidad, a estos túneles se les conoce como galerías de inyección y su función es servir como vías de ejecución para el inyectado de las mezclas.

Debido a la imposibilidad de asegurar que la pantalla de impermeabilización haya logrado sellar todas las grietas y huecos existentes en su zona de influencia, es necesario conceder una vía de desalojo que permita dar salida al agua que haya logrado infiltrarse a través de la pantalla de inyección, esto se logra mediante la excavación de las galerías de drenaje, a partir de las cuales se perforan los barrenos que fungirán como drenes, éstos tendrán el objetivo de captar la mayor cantidad de agua posible y conducirla hasta las galerías en donde se incorporará a una canaleta cuya pendiente esta dirigida hacia aguas abajo de la cortina permitiendo así su salida al cañón.

En una obra de tanta responsabilidad como lo es la cortina del P.H. Zimapán es muy importante verificar constantemente su comportamiento estructural, las fuerzas internas y externas que actúan sobre la cortina producen ciertos efectos que es necesario medir sistemáticamente para verificar si sus magnitudes se mantienen dentro de los rangos de tolerancia, para realizar esta actividad es necesario que en el cuerpo de la cortina se instalen una serie de instrumentos como piezómetros, acelerógrafos, extensómetros, termómetros, etc., con el fin de medir las presiones, aceleraciones, deformaciones, temperaturas, infiltraciones y demás efectos que se presenten en la estructura. Debido a que el monitoreo de estos instrumentos se debe realizar cotidianamente es preciso contar con accesos al interior de la cortina, para lo cual son útiles las galerías de inspección, los extremos de estas galerías son excavados en el macizo rocoso y en el cuerpo de la cortina se dejan los huecos correspondientes para los conductos de inspección.

II.2 Descripción del proyecto.

Una vez que se han planteado los principales objetivos que se persiguen con la excavación del sistema de galerías en la zona de la cortina del P.H. Zimapán, se presenta a continuación una descripción del proyecto de excavación e inyección.

El proyecto considera la excavación de galerías de inyección en ambas márgenes del cañón distribuidas en todo lo alto de la cortina con una separación de 48 m entre sí, en las elevaciones 1373, 1421, 1469 y 1517 m.s.n.m., las galerías de drenaje son una rama que parte de las galerías de inyección hacia aguas abajo, por lo tanto se localizan en los mismos niveles antes descritos, la forma típica de estas galerías se muestra en la figura siguiente.

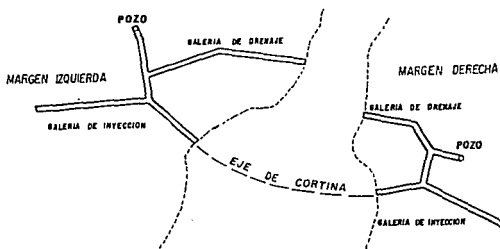


Figura 2.1. Planta típica de una galería de inyección y drenaje.

Las galerías de inspección se localizan en las elevaciones 1397, 1445 y 1493 m.s.n.m., siendo su forma más sencilla debido a que su finalidad es la de fungir como acceso al interior de la cortina.

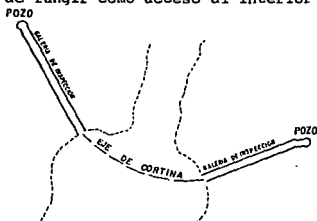


Figura 2.2. Planta de una galería de inspección.

Para los tres tipos de galería el proyecto marca una sección transversal única que es del tipo herradura de 2.8 m de base, 3.6 m de altura y un radio de 1.65 m, siendo éstas las dimensiones mínimas de excavación, es decir, hasta la línea "A" de proyecto, contando con una tolerancia de 20 cm hasta la línea "B" que representa el límite superior de excavación. Estos límites representan uno de las restricciones más importantes al momento de ejecutar la excavación de las galerías ya que puede considerarse como un índice de la calidad del trabajo y además al descuidar su observación se incurre en la necesidad de ejecutar trabajos de detalle muy costosos como son "peines" (rebajes para alcanzar el límite mínimo) y reposición de concreto en las sobreexcavaciones.

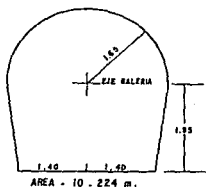
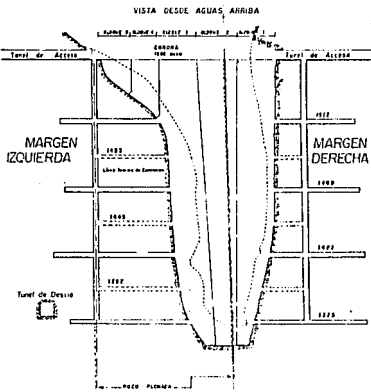
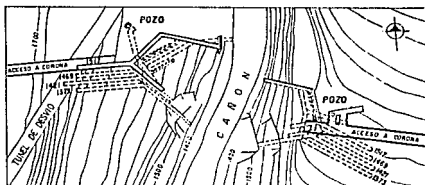


Figura 2.3. Sección tipo para galerías.

Nota: En lo sucesivo se entenderá que los niveles de las galerías están representados en m.s.n.m.

Para ejecutar los trabajos de excavación de las galerías es necesaria la realización de un par de lumbreras, una en cada margen, cuya finalidad es permitir el acceso de personal y equipo a los diferentes niveles por excavar, las dimensiones de ambos pozos son 2.65 m de diámetro y una profundidad de 189 m.

En seguida se muestran esquemas que representan en conjunto el sistema de galerías y los pozos auxiliares.



II.3 Estudios previos y geología del sitio.

El cañón del infiernillo, lugar elegido para la ubicación de la boquilla de este proyecto, fue sometido a una serie de estudios previos que permitieron, en primer lugar, determinar el sitio más adecuado para desplantar la cortina, y en segundo lugar, determinar las características generales del lugar seleccionado que permitieran disminuir el grado de incertidumbre en cuanto a su capacidad para soportar los esfuerzos inducidos al colocar sobre sí esta estructura. Además, en base a estos estudios se definen los criterios que rigen el diseño de las obras que se realizarán en este sitio, incluyendo las galerías de inyección, drenaje e inspección.

El río moctezuma recorre la zona de estudio de sur a norte, conformando el cañón del infiernillo, surca en dirección normal a una estructura homoclinal de 10° de inclinación, la cual buza de margen derecha a margen izquierda y hacia aguas abajo.

Con la formación del cañón es fácil apreciar la secuencia estratigráfica, compuesta por calizas, dolomías y dolomías brechoides de la Formación el Doctor, las que por efectos de tectonismo regional sobreyacen a una alternancia de lutitas calcáreas, areniscas y algunos estratos de calizas arcillosas de la Formación Soyatal.

Morfológicamente el cañón, en la zona de la boquilla, tiene un perfil asimétrico, con altura en margen izquierda menor que en la derecha, con ambas paredes casi verticales y en partes con pendiente contraria, el cañón tiene una amplitud de 9 m en el cauce y 270 m de separación en su parte más alta.

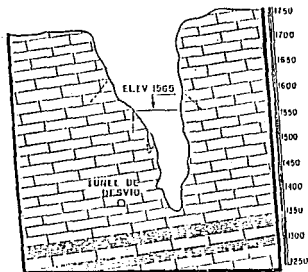


Figura 2.6. Perfil estructural de la boquilla.

Para llevar a cabo las labores de exploración en la zona de estudio se requirió de la perforación de 2,150 m de barrenos exploratorios, con un promedio de recuperación del 91% y un RQD de 76%, en tanto que la velocidad compresional oscila entre los 5000 y los 5100 m/s en roca sana, mientras que las pruebas de permeabilidad arrojan valores inferiores a 0.7 Unidades Lugeón.

Además, se excavaron cinco socavones de exploración geológica, a partir de los cuales se realizaron diversos estudios que comprenden:

- a) Estudios geológicos de detalle.
- b) Estudios a base de métodos geofísicos.
 - Resistividad eléctrica.
 - Refracción sísmica.
 - Reflexión sísmica.
- c) Perforación y muestreo.
- d) Pruebas de permeabilidad en barrenos.
- e) Pruebas de mecánica de rocas in situ.
 - Deformabilidad.
 - Corte directo.
 - Esfuerzos internos.
- f) Control piezométrico de barrenos.

De los estudios realizados se concluyó que el macizo rocoso está conformado por una roca de buena competencia, alta resistencia y baja permeabilidad.

Hasta aquí se han presentado los resultados de las investigaciones realizadas con el objeto de contar con bases para la planeación de la obra, sin embargo, es importante que los estudios geológicos tengan continuidad incluso en las etapas de diseño y construcción, ya que a partir de estos estudios es posible definir los parámetros de diseño de las obras civiles proyectadas, como es el caso de las galerías de inyección y drenaje, en las que es preciso conocer a detalle la localización y orientación de las discontinuidades y otros fenómenos geológicos de la zona, para determinar a su vez la forma y distribución de las pantallas de inyección y drenaje.

Debido a que en este proyecto se ha observado la continuidad de dichos estudios aún en la etapa de construcción, fue posible detectar la presencia de pequeños estratos de material arcilloso de 2 a 5 cm de espesor, los cuales son asociados principalmente a sobrecorrimientos entre los planos de estratificación provocados

por el tectonismo regional. Cabe señalar que estos estratos cobran especial importancia en la zona del empotramiento de la cortina, por representar eventuales rutas para la fuga de agua del embalse, ya que por efecto de la presión hidrostática del mismo y con el transcurso del tiempo se podría provocar la migración o erosión de las arcillas, teniéndose como consecuencia una serie de conductos a través de los cuales circularía el agua hacia aguas abajo de la cortina, por tal motivo se hizo necesario realizar un tratamiento a estos estratos, que se describe en el capítulo de inyecciones.

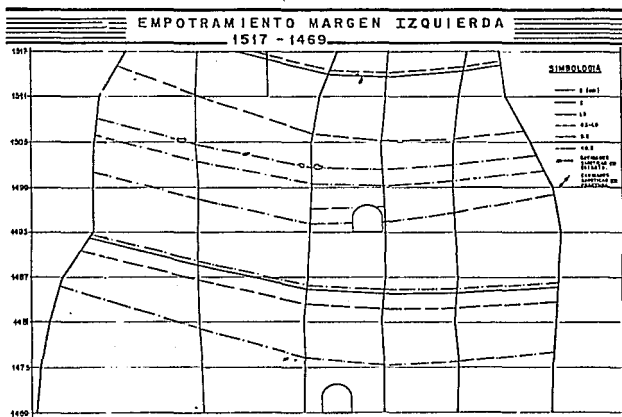


Figura 2.7. Ubicación de estratos arcillosos en el empotramiento.

Como ya se mencionó anteriormente, es necesario conocer las características geológicas a detalle de la zona de la boquilla, de acuerdo a esto, se han realizado levantamientos geológicos que han permitido observar las tendencias de las discontinuidades agrupándose principalmente en cuatro sistemas de fisuración que se describen a continuación en orden de importancia:

Sistema β (NW-SE).- Las discontinuidades de esta familia son las que se encuentran en mayor número, su dirección es N 40° W y una inclinación de 85° al SW.

Sistema α (NE-SW).- Se determina como una familia de segundo orden, orientada N 33° E con buzamiento de 85° SE.

Sistema γ (N-S).- Esta familia es prácticamente paralela al eje del río.

Sistema δ (E-W).- Este sistema de fisuración no es muy persistente.

Otra de las características geológicas importantes en la zona de la boquilla es la presencia de oquedades cársticas cuya incipiente formación se debió a que el río horadó rápidamente el cañón sin permitir el agrandamiento de estos huecos, sin embargo, a pesar de no contar con gran tamaño esta carsticidad representa una de las principales vías para la circulación del agua a través del macizo rocoso. Debido a lo anterior, actualmente se está estudiando la ocurrencia del carst, en sus diferentes tipos y geometrías, con el fin de determinar su génesis, los primeros resultados de estos estudios muestran que la carsticidad se presenta principalmente en los planos de estratificación con una geometría semicircular y alargada y con tamaños que varían entre 5 y 15 cm de diámetro, aunque hay algunos que alcanzan los 30 cm.

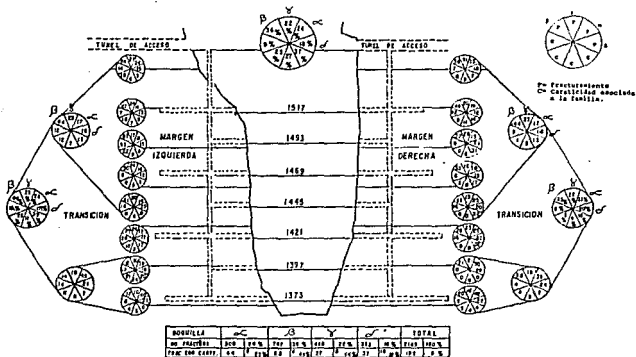


Figura 2.7. Diagrama de Fracturamiento-Carsticidad.

II.4 Estrategia de excavación.

Para establecer el plan de trabajo que se seguiría para la excavación de las galerías fue necesario determinar, en primera instancia, las condiciones de trabajo que se presentaban en la zona de la obra, ya que el programa general del proyecto proponía la ejecución de otras actividades en el mismo lapso, como son la excavación de las laderas del cañón para el empotramiento y el colado de los bloques 4 y 5 de la cortina. La realización de estos trabajos prioritarios obligaron a adecuar el programa de obra de las galerías de tal manera que las interferencias con los mismos se redujeran sustancialmente.

Por otra parte, había que considerar en la propuesta de ataque los conceptos normales por optimizar, como son: recursos, rendimientos, costos, etc. Dadas las características de esta obra, su realización representa un alto riesgo para los trabajadores que la ejecutan, introduciéndose así una restricción adicional que se debe tomar en cuenta al momento de definir la mejor estrategia, esta restricción es la seguridad del personal.

Se estudiaron diversas opciones de excavación, entre las cuales se seleccionó aquella que optimizó la integración de los conceptos antes mencionados, definiéndose así la estrategia de excavación base para la programación de la obra.

Es una cuestión interesante señalar que el planteamiento original sufrió varias modificaciones derivadas de las condiciones reales observadas en el transcurso de la ejecución de la obra, dentro de esos cambios se destaca uno que alteró en forma definitiva el programa original, el cual planteaba la necesidad de excavar dos pozos en cada margen, uno de ellos para habilitarse como acceso de personal y que además serviría para alojar las instalaciones necesarias para la excavación, el otro pozo estaba destinado para funcionar como "chorreadero" o vía para el desalojo de la rezaga producto de la excavación y asimismo a través de él se pensaba introducir a los diferentes niveles el equipo pesado utilizado para rezagar. Lográndose, con esta separación de funciones entre los pozos, una mayor seguridad en el traslado y permanencia de los trabajadores en el sitio, y la posibilidad de atacar varios niveles a la vez, sin menoscabo de la seguridad del personal y logrando una reducción importante en el tiempo de excavación.

Sin embargo, en la excavación del primer pozo se presentaron diversos problemas de índole contractual que retardaron la fecha de inicio de este trabajo, convirtiéndolo en un concepto crítico que amenazaba con retrasar considerablemente las otras actividades, esto obligó a tomar la decisión de eliminar la excavación de dos de los cuatro pozos considerados originalmente, restringiéndose a la utilización de un sólo pozo en cada margen, a través del cual se deberían realizar todas las funciones antes consideradas para dos lumbreras.

Obviamente con esta nueva condición, por razones de seguridad quedaría excluida la posibilidad de trabajar en diferentes niveles en forma simultánea y las maniobras para llevar la maquinaria a las diferentes elevaciones se complicarían de manera importante.

Siendo lo anteriormente descrito uno de los cambios más radicales en la propuesta original, a continuación se presenta la estrategia de excavación definitiva, incluyendo las modificaciones realizadas al momento de la construcción.

El primer objetivo de esta estrategia establecía la necesidad de excavar inicialmente las galerías correspondientes al nivel 1373, persiguiendo con esta acción dos fines fundamentales, el primero, excavar los cruceros que conectan las galerías con los niveles inferiores de las lumbreras, y el segundo, establecer la infraestructura requerida para llevar a cabo la labor de rezaga permanente del material producto de la excavación de los demás niveles incluyendo el de las lumbreras de ambas márgenes.

Las galerías de inyección y drenaje tienen comunicación al exterior del cañón, la galería de inyección justo en el eje de la cortina y la de drenaje aproximadamente a 50 m aguas abajo del anterior, representando ambos extremos frentes de ataque lógicos para el desarrollo de las galerías, sin embargo, la zona del recinto estaría constantemente afectada por las excavaciones para el empotramiento de la cortina, por tal motivo fue necesario incluir en la estrategia, la excavación de túneles auxiliares cuya función es la de permitir el acceso a la zona de galerías sin invadir la zona del recinto.

Debido a la naturaleza de los túneles auxiliares se consideró ventajoso que se excavaran a sección portal de 3.3 X 3.3 m, cuya manufactura es más sencilla con respecto a la sección de herradura considerada para las galerías.

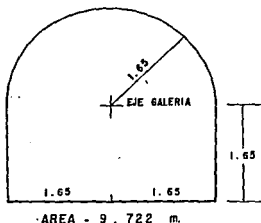


Figura 2.8. Sección de túneles de acceso.

La primera etapa del túnel de acceso de la margen derecha se inició aproximadamente a 180 m aguas arriba del eje de la cortina desarrollándose un corredor semiparalelo al eje del cañón, hasta llegar a la zona de las galerías, a partir de este acceso se abre un crucero para alcanzar la parte inferior de la lumbrera correspondiente a la margen derecha y posteriormente excavar la segunda etapa del túnel cuya finalidad era rodear la zona perimetral de la cortina y comunicarse con el cañón fuera del área de influencia, aproximadamente a 40 m aguas arriba de la salida del túnel de desvío. Las dos etapas antes mencionadas constituyen un túnel de 330 m.

Una vez alcanzada esta zona se inició la excavación del túnel de acceso para la margen izquierda con una longitud de 80 m, además de un nicho para unirse con la lumbrera proyectada en esta margen.

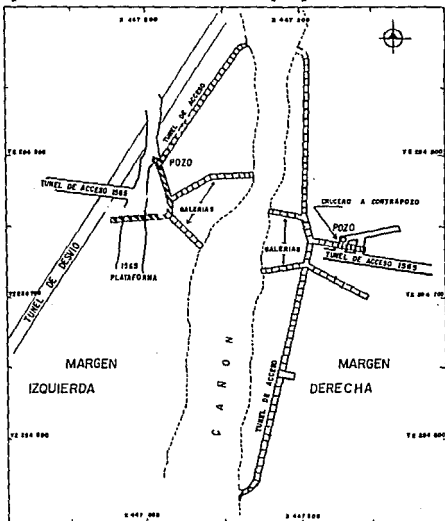


Figura 2.9. Excavaciones en el nivel 1373.

Para la ejecución de las lumbreras auxiliares consideradas en esta estrategia se analizaron diversos métodos de excavación, resultando el más adecuado uno que proponía el uso de una máquina contrapocera. Esta máquina es un equipo eléctrico montado sobre orugas, cuenta con un émbolo rotatorio conectado a un sistema computarizado a través del cual se controla la presión y la velocidad de rotación tomando en cuenta las características de la roca a excavar, en este émbolo se acopla la tubería de perforación de 8" de diámetro en cuyo extremo de ataque se coloca una broca formada por tres pequeñas cabezas escariadoras. Entre los equipos complementarios se cuenta también una rima que agrupa tres elementos de excavación que horadan el terreno en etapas a 0.8 m, 1.2 m y 2.65 m siendo ésta última el diámetro final del pozo.

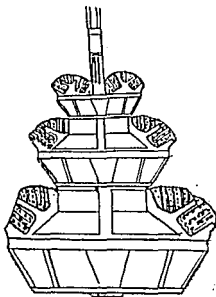
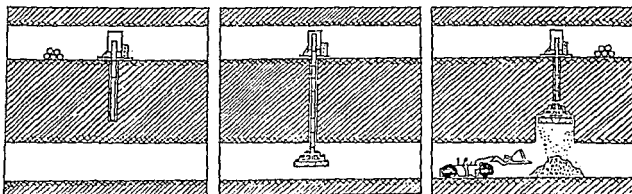


Figura 2.10. Rima de la contrapocera.

El método de excavación consiste en la perforación de un barreno piloto que conecta el nivel superior del pozo con el crucero abierto en el nivel 1373 para tal fin, a partir del cual se instalará en la tubería la rima de 2.65 m de diámetro, esta rima se hace girar en la dirección de la perforación y con el alimentador tirando en vez de empujar, logrando con esta acción la excavación del pozo de abajo hacia arriba. Obviamente el material producto de la excavación se retira por la parte inferior con los cargadores y carros de bajo perfil utilizados para rezañar las galerías.

Mediante este proceso de excavación se alcanzaron avances de 8 m/día en promedio, estos avances son muy elevados comparados con otros procedimientos de excavación y además se obtiene un acabado muy fino en las superficies del pozo, evitando con ello un amacise posterior a la excavación y se elimina el riesgo de algún desprendimiento.



Cuadro 1.- Perforación del barreno piloto a 8".

Cuadro 2.- Instalación de la rima.

Cuadro 3.- Rimado del contrapozo a sección definitiva $\varnothing = 2.65$ m.

Figura 2.11. Proceso de excavación de las lumbreras.

Una vez concluida la excavación de los contrapozos la estrategia de ataque contemplaba la ejecución de las galerías de los niveles superiores en orden ascendente iniciando con el nivel 1397, excepto en la margen izquierda en donde se dio prioridad a la excavación de los niveles 1517 y 1493 por localizarse en la zona donde se colarían los bloques 4 y 5 de la cortina, evitando con esta medida que las vibraciones provocadas por las detonaciones de la excavación alteraran el buen funcionamiento de dichos bloques.

Posterior a la excavación de estos niveles superiores en la margen izquierda, se retomó el programa original que establecía atacar los niveles inferiores en primera instancia, lo anterior es con el fin de que la excavación de las galerías no interfiriera con la colocación de concreto en la cortina.

Lo anteriormente descrito, engloba la estrategia que se siguió para la excavación de las galerías de inyección, drenaje e inspección del P.H. Zimapán.

Sin embargo, antes de tratar otro tema, es importante mencionar que en este tipo de trabajos, la ubicación y el control topográfico desempeñan un papel destacado, pero en especial en esta obra representó uno de los retos a vencer. Debido a que las galerías de los niveles superiores se iniciaron a partir de la lumbrera de acceso, era necesario llevar a cabo una orientación en ese sitio para determinar la dirección de la excavación y así alcanzar el punto obligado de llegada en el otro extremo de la galería con un grado de precisión que garantizara diferencias máximas de 10 cm. Este objetivo era difícil de lograr mediante el procedimiento de orientación tradicional, que consiste en colgar plomadas a partir de dos puntos cuyas coordenadas son conocidas, deduciéndose analíticamente el azimut correspondiente a la línea que une ambos puntos y posteriormente se calcula el rumbo de la galería. Con el uso de este método se podrían obtener errores del orden de un grado, que a lo largo del desarrollo de la galería representarían desviaciones de hasta 1 m, por tal motivo fue necesario implementar un sistema innovador que permitió llevar a cabo las orientaciones con la precisión requerida, en este método se emplea una plomada de 25 kg de peso que se sumerge en aceite de alta densidad para evitar oscilaciones y se cuelga a partir de un punto fijo cuyas coordenadas son conocidas, desde la galería se traza una línea entre un punto dado y el hilo de la plomada, posteriormente para conocer el rumbo de esta línea se usa un equipo denominado Giróscopo, este aparato realiza orientaciones mediante la rotación de un péndulo que es girado a 2200 rpm, el cual se inclina invariablemente al norte al alcanzar esta velocidad. Una vez conocido el rumbo de esta línea imaginaria se puede determinar trigonométricamente el rumbo de la galería, lográndose con este sistema muy buenos resultados.

II.5 Programa y control de obra.

Para realizar el programa de obra se definió previamente la estrategia de excavación, posteriormente basándose en un promedio del avance diario esperado y los volúmenes de obra se determinó la duración de la excavación de cada galería.

Para obtener el avance diario promedio se analizó la conjugación de dos aspectos principales, el primero fue el estudio de los rendimientos y tiempos de cada una de las actividades que integran el ciclo de excavación, cuya suma nos da el tiempo de excavación por ciclo para un avance determinado y el segundo factor a considerar fueron los obstáculos que se presentarían en ciertos puntos del trabajo, como por ejemplo, en los emportalamientos o inicios de las galerías en los niveles superiores, donde, debido a la incomodidad que representa el espacio reducido y la falta de un apoyo firme para las perforadoras, se esperaban avances muy reducidos con una inversión de tiempo muy alta.

A continuación se presenta el programa de obra que rigió la excavación de las galerías.

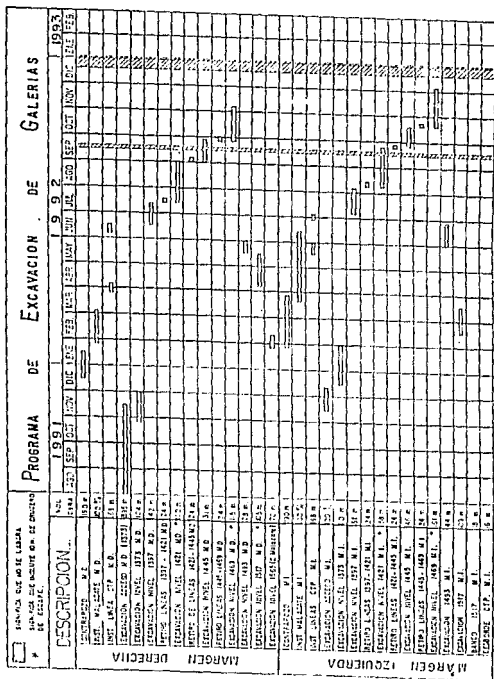


Figura 2.12. Programa de excavación de las galerías.

Del programa anterior resaltan tres puntos interesantes que valen la pena mencionar, el primero consiste en que las actividades referentes al retiro de líneas en los diferentes niveles se llevan a cabo debido a que el proceso de rezagado se realiza a través del mismo contrapozo, lo que obliga a retirar las instalaciones para que no sean dañadas, lo cual no sería necesario si se contara con dos pozos por margen; el segundo punto se refiere al tiempo de excavación de los contrapozos que considera un mes para el de margen derecha y aproximadamente tres meses para el de la margen contraria, a pesar de considerar en ambos la misma longitud, esto se debe a que el terreno de la margen izquierda se encuentra afectado por un grado mayor de carsticidad, fallas, fracturamiento, etc., que empeoran las condiciones de trabajo y complican el avance normal de la rima; y por último, el tercer punto lo representa la actividad denominada "Desborde CTP M.I." que se refiere al desborde del contrapozo que se requirió en la margen izquierda debido a que en la zona superior del contrapozo se llevó a cabo un severo tratamiento a base de anclajes, temiéndose que la rima de la contrapocera pudiera atorarse con alguna de estas anclas se decidió suspender la excavación 16 m antes de completar el contrapozo.

Cabe mencionar que para el desborde del contrapozo se utilizaron explosivos, dejándose una superficie muy rugosa que necesitaba de un severo amacise después de cada voladura, además de requerir mucho tiempo de barrenación, comparando este procedimiento con la contrapocera nos muestra una de las grandes ventajas de esta última.

El programa de obra, además de servir como base para la previsión de los recursos necesarios en cada etapa del proyecto, es un excelente medio de control de obra, ya que se pueden visualizar rápidamente desviaciones o retrasos en cualquiera de sus conceptos.

En lo referente al control de obra se implementó la utilización de un programa de computadora desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad denominado SEGUI en el cual se introducen los datos principales como avance de obra, recursos humanos y financieros ejercidos durante el periodo de estudio, este programa realiza una evaluación general del proyecto, destacando el estado de las actividades ejecutadas y la comparación entre las erogaciones reales y las presupuestadas, estos datos son de gran utilidad para detectar desviaciones con respecto al programa original y permiten ejecutar las acciones correctivas necesarias en el momento justo.

Por otra parte, para llevar un control adecuado de los costos de obra, se realizó un desglose de las actividades involucradas en el proyecto, siéndoles asignada una clave de control a cada una de éstas, y posteriormente, se incluyeron en un catálogo general que permitía agrupar las erogaciones correspondientes a materiales, mano de obra, herramienta y equipo, para cada actividad por separado, logrando así obtener una buena definición de los costos inherentes a cada actividad en particular.

III. PROCESO DE EXCAVACION DE LAS GALERIAS.

III.1 Ciclo de excavación de las galerías.

En las Galerías de Inyección, Drenaje e Inspección del P.H. Zimapán, se utilizó el método convencional de excavación mediante el uso de explosivos, el cual involucra una serie de actividades que se describirán a continuación.

Después de cada tronada, es muy común encontrarse en el frente de excavación lascas o fragmentos de roca, adheridos a las paredes y el techo de la galería, manteniendo un estado de equilibrio inestable, el desprendimiento de estos fragmentos constituye un gran riesgo para los trabajadores si no son retirados oportunamente, para lograr lo anterior es necesaria una labor de amacise del frente de trabajo, que consiste en desprender deliberadamente esos pedazos de roca mediante el uso de barretas de acero, representando lo anterior, la primera actividad por realizar en cada ciclo.



Figura 3.1. Amacise del frente.

Una vez que ha sido despejada la zona de trabajo de todo material inestable, es preciso acumular la rezaga producto de la voladura anterior en el frente de excavación, acomodándola de tal manera que se forme una plataforma lo suficientemente amplia para permitir apoyar sobre ella el equipo de barrenación. Esta acción es factible dado que las dimensiones del túnel se prestan para ello, y es muy favorable porque se evita la necesidad de construir andamios especiales para la barrenación, que además implicarían una considerable inversión de tiempo para acercar y retirar estos andamios del frente de trabajo en cada ciclo.

El siguiente paso es ejecutado por una brigada de topografía que debe realizar una serie de actividades; en primera instancia se mide el avance correspondiente al ciclo anterior, posteriormente se procede a trazar en el frente la sección teórica de excavación, dejando marcas que permitan controlar el rumbo y la pendiente de la nueva barrenación y por último se lleva a cabo un seccionamiento cuyo objetivo es verificar que la sección real de la excavación se encuentre dentro de los límites permisibles y en su defecto tomar las medidas correctivas necesarias.

Teniendo el trazo de la sección teórica en el frente, se proceden a marcar los puntos donde se deberán localizar los barrenos de acuerdo a las distribución establecida en la plantilla de barrenación.

Después de trazar la plantilla en la sección superior del frente, es posible iniciar el trabajo de perforación de los barrenos necesarios para introducir el material explosivo en la zona por excavar. En esta obra, la barrenación se llevó a cabo mediante el uso de máquinas perforadoras neumáticas BBC-35 marca Atlas Copco, acopladas a una pierna empujadora tipo telescópica cuya función es transmitir una presión constante a la perforadora para que ésta avance en la misma proporción que avanza la perforación.

El principio de operación de estas máquinas consiste básicamente en un pistón que se mueve en forma recíprocante dentro del cilindro de la perforadora, golpeando en cada ciclo el zanco o espiga del acero de barrenación. La energía es transmitida a través de la barrena hasta la roca, fragmentándola en pequeñas partículas que son desalojadas del agujero por medio de una corriente de aire y agua que son inyectados desde la perforadora a través de un conducto coaxial en el interior del acero de barrenación, llamado conducto de circulación. La broca realiza un sucesivo cincelado en el fondo del barreno, ya que además del movimiento giratorio, se presenta un movimiento angular en cada ciclo del pistón, con lo cual se logra que los filos de la barrena golpeen en posición diferente en cada percusión.

De acuerdo al párrafo anterior, para conformar un buen equipo de perforación es importante contar con un acero de barrenación de buena calidad, ya que en caso contrario sería común que se presentarían rupturas del acero o despostillamiento de las brocas, lo que ocasionaría pérdidas de tiempo frecuentes al cambiar de barrena, además del alto costo de este accesorio. Para la excavación de las galerías se utilizó acero de barrenación integral principalmente en barras hexagonales de 0.8, 1.8 y 2.4 m, cada una de las cuales tenía un uso específico: Las barrenas de 0.8 m se utilizaban para los emportalamientos de las galerías, donde el reducido espacio hacía imposible la utilización de una barrena más larga; las barras de 1.8 m se usaban cuando se requería de un avance corto, ya sea por la proximidad de una deflexión o para la barrenación de peñes; el acero de 2.4 m era el de uso más común debido a que el cuele recomendado para un túnel de estas dimensiones fluctúa entre 2.3 y 2.5 m.

El buen funcionamiento del equipo de barrenación depende de la conjugación de los tres accesorios, la perforadora, la pierna neumática y el acero de barrenación, por tal motivo es necesario establecer un buen programa de mantenimiento para que estos mecanismos siempre se encuentren en óptimas condiciones de servicio y en lo referente a las barras, se deben limpiar los conductos de circulación y las brocas deberán estar bien afiladas.

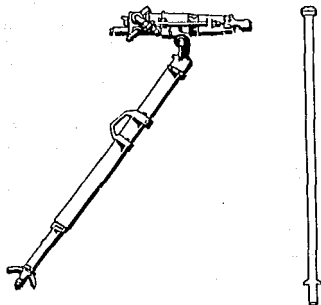


Figura 3.2. Equipo de perforación.

Para la alimentación de las perforadoras se utilizaron compresores marca Ingersoll Rand de 750 pcm y una presión de trabajo de 8 kg/cm², cada uno de estos compresores tiene capacidad de abastecer sin ningún problema dos máquinas perforadoras trabajando a una distancia de 400 m, tal como fue necesario en la excavación del nivel 1373 donde los compresores se localizaron en la entrada del túnel de acceso de la margen derecha y no se requirió moverlos de su sitio para abastecer el aire necesario para las excavación de las galerías de la margen izquierda.

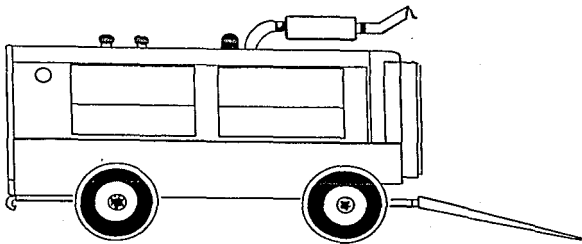


Figura 3.3. Equipo de aire comprimido.

Para llevar a cabo el proceso de barrenación de las galerías, en cada frente se requirió una brigada de personal compuesta por un jefe de grupo, dos perforistas, dos ayudantes, un compresorista y un operador de bomba de agua.

Una vez concluida la barrenación de la parte superior de la sección, se procede con la actividad de rezagado, que consiste en retirar del frente de trabajo el material producto de excavación, para tal efecto se usaron carros mineros de bajo perfil marca Schopf.

Es importante hacer mención de algunas peculiaridades que se presentaron en las diferentes etapas de la excavación de las galerías, con relación a la actividad del rezagado.

En el nivel 1373, que es la elevación más baja donde se excavaron galerías, el proceso de rezaga se realizó mediante el uso de un cargador con capacidad de 2.5 yd³, el cual alimentaba a una vagoneta de 5 yd³ que acarrea el material de desperdicio hasta un lugar de acopio determinado, después de haber culminado las excavaciones en este nivel, a los dos equipos antes mencionados se les asignó la tarea de retirar en forma permanente la rezaga, que fluía a través de las lumbreras, proveniente de la excavación de los niveles superiores.

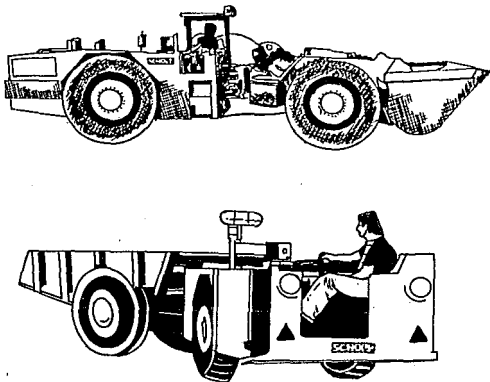


Figura 3.4. Cargador y vagoneta de bajo perfil.

La extracción de la rezaga de los niveles superiores presentó algunas variantes que se describirán a continuación: Al inicio de la galería, en los primeros 10 m de avance, era poco práctico habilitar un equipo mecánico para rezagar, por tal motivo se tenía que realizar esta actividad con palas de mano y carretilla convirtiéndose en una labor muy ardua que incrementaba el tiempo del ciclo de una manera considerable; una vez que se había abierto el espacio suficiente, se utilizaba un Cavo 310 marca Atlas Copco, que es un equipo de motor neumático con capacidad de 1 m³, equipado con un sistema autocargable que lo convierte en un equipo autónomo, su eficiencia es muy buena en distancias de hasta 25 m, pero su característica más sobresaliente es que la descarga la realiza por la parte trasera, lo que implica que no requiere hacer maniobras de giro para descargar, esto es particularmente importante en las galerías de inspección ya que su único frente de excavación no permite otra mejor opción de rezagado; sin embargo, las galerías de inyección cuentan con varios brazos en cuyas intersecciones se abre un espacio que permite la utilización de un cargador de bajo perfil con capacidad de 1 yd³, ya que este cargador requiere girar 180° para poder vaciar su carga, en distancias mayores de los 20 m su eficiencia es mayor que la del Cavo.

Es importante hacer mención que para llevar los equipos de rezagado a los diferentes niveles, éstos se deben de introducir a través del pozo de acceso, lo que implica la ejecución de varias maniobras que permitan cumplir el objetivo con el menor riesgo posible para los trabajadores y el equipo mismo.

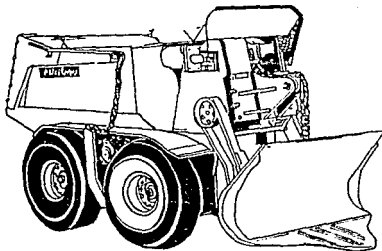


Figura 3.5. Equipo rezagador.

Concluyendo la labor de rezaga, el frente está listo para ser barrenado en su nivel inferior, completándose con ésta acción el ciclo de barrenación.

Previo a la introducción del material explosivo en los barrenos, se requiere limpiarlos perfectamente, retirando los residuos de roca y el exceso de agua dentro de barreno, para ejecutar esta acción se utiliza aire a presión que se introduce en la perforación mediante un tubo de fierro galvanizado conocido como "soplador". A esta actividad se le denomina sopleteado.

Antes de describir el procedimiento de carga del frente de trabajo, abriré un paréntesis para describir algunas de las principales características de los materiales explosivos usados en esta obra.

La selección del explosivo adecuado, se determina en base a las condiciones de trabajo, ya que existen explosivos con diferentes propiedades para cubrir varios propósitos.

Los explosivos comúnmente utilizados en ingeniería civil se clasifican en dos tipos:

- * Altos explosivos.
- * Agentes explosivos.

Los altos explosivos se caracterizan por tener una alta velocidad de detonación, una alta presión de detonación y por ser muy densos. A lo largo de su evolución se pueden distinguir tres generaciones, la primera estuvo regida por la utilización de las Dinamitas cuyo agente sensitizador es la nitroglicerina, posteriormente aparecieron los Hidrogeles, sensitizados por TNT, y la última generación de los altos explosivos se rige por las Emulsiones explosivas cuyo agente sensitizador son unas microesferas de plástico o vidrio.

La sensibilidad de un explosivo se refiere a su facilidad para ser iniciado, las Emulsiones tienen una baja sensibilidad y en el aspecto de seguridad esto es muy importante, considerando que la manipulación de estos materiales se realiza cotidianamente en el proceso de excavación, lo anterior es una de las principales razones por las que la Emulsión ha desplazado con facilidad a sus predecesores, además de su gran capacidad para resistir el contacto con el agua.

La emulsión esta compuesta por una solución de nitrato de amonio y otros oxidantes, su consistencia es muy similar a la plastilina y se encartuchan mediante una delgada película plástica.

Los agentes explosivos son combinaciones de combustibles y oxidadores, que no son explosivos. Su principal característica es su baja sensibilidad, por lo cual es necesario emplear un iniciador de alta potencia para su detonación.

El ANFO (ammonium nitrate - fuel oil), es el agente explosivo típico, está constituido por una mezcla de nitrato de amonio granulado y combustible, su velocidad de detonación es de 2,000 m/s aproximadamente, debido a su insensibilidad es posible manejarlo a granel y así depositarlo en el barreno aprovechando mejor el espacio de barrenación.

Por otra parte, en lo referente al sistema de detonación, cabe destacar que la utilización del Nonel ha desplazado totalmente al estopín eléctrico, ya que su conexión es más rápida y confiable, y en el aspecto de seguridad supera totalmente al iniciador eléctrico.

El Nonel es completamente inmune a las descargas eléctricas, su funcionamiento es muy similar al estopín eléctrico, pero en el Nonel se sustituyen los alambres por un tubo de plástico que contiene un material reactivo, a través del cual es transmitida una onda de choque hasta el elemento detonador.

Para completar este sistema de detonación y en caso de que no se cuente con un conector de noneles, es posible la utilización de cordón detonante, que es una cuerda redonda y flexible con un núcleo central de alto explosivo, regularmente PETN, este explosivo posee una velocidad de detonación del orden de 6,700 m/s. La cuerda detonante es relativamente insensitiva y requiere de un fulminante del No. 6 para ser iniciada.

En resumen, los materiales usados para la excavación de las galerías fueron: Como alto explosivo, Emulsión; el Anfo se usó como agente explosivo y el sistema de noneles con cordón detonante como iniciadores del alto explosivo.

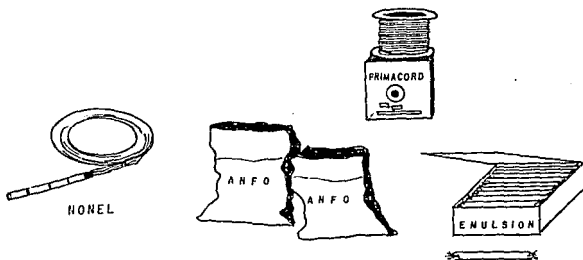


Figura 3.6. Materiales explosivos.

Cerrando el paréntesis, en seguida se describen las acciones necesarias para la carga de explosivos en el frente de excavación.

En primer lugar se preparan los cartuchos de alto explosivo, dentro de los cuales se coloca el fulminante del nonele. Después se introducen estos cartuchos en los barrenos auxiliándose de un bastón de madera (fainero) para retacarlos hasta el fondo.

Una vez que se ha colocado el alto explosivo en los barrenos, se prepara el Anfo para ser depositado en el interior del barreno, mediante el uso de un cargador neumático, el cual permite aumentar la concentración de carga y por consiguiente la velocidad de detonación, lo que redundará en una mayor eficiencia en la voladura.

Posterior al cargado de los barrenos, se inicia la conexión de los noneles al cordón detonante, hasta formar un circuito, en el cual se conecta un estopín eléctrico que se detona mediante un explosor. Produciéndose así la voladura.

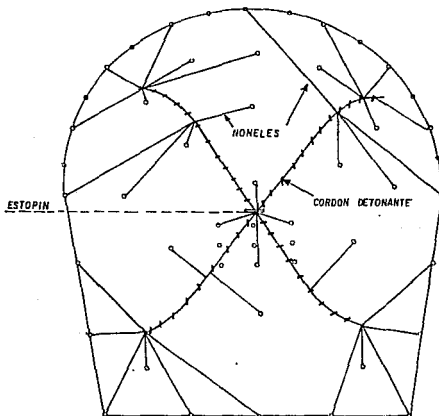


Figura 3.7. Circuito de noneles y cordón detonante.

Después de la explosión se generan gases tóxicos como el monóxido de carbono, CO, y óxido de nitrógeno, NO, productos de la descomposición del agente explosivo, por tal motivo es necesario esperar a que se desalojen estos gases, para ayudar a que éstos se retiren rápidamente es necesario contar con un buen sistema de ventilación, logrando así disminuir el tiempo muerto provocado por la espera.

En síntesis, se presentan a continuación las actividades que conforman el ciclo de excavación y los tiempos promedio de duración de cada actividad que fueron observados en las excavaciones para esta obra.

A C T I V I D A D	Tiempo (hr)
- Amacise del frente.	-- 0.50
- Acomodo de rezaga.	-- 0.25
- Marca topográfica de la sección.	-- 0.50
- Arrimado de equipo.	-- 0.25
- Barrenación de la sección superior.	-- 1.50
- Rezaga.	-- 1.75
- Barrenación de la sección inferior.	-- 1.00
- Sopleteado.	-- 0.50
- Carga del frente.	-- 1.00
- Retiro de equipo.	-- 0.25
- Voladura.	--
- Ventilación.	-- 0.50
TOTAL	<u>8.00</u>

Para la determinación de los tiempos presentados en la gráfica anterior fue necesaria la obtención de un promedio general, además de ciertas consideraciones adicionales, ya que estos tiempos son afectados por diversas circunstancias y varían en grado considerable, como es el caso del tiempo de rezaga, en el que influyen el equipo utilizado y la longitud excavada de la galería, el tiempo de rezaga corresponde a una longitud media de 25 m utilizando un cargador minero de bajo perfil marca Schopf de 1 yd³.

Otra actividad que varía con la longitud excavada es la ventilación del frente después de la tronada, en un caso extremo puede llegar a ser hasta de 2 hr, además también influye si se utiliza un sistema de ventilación, con el cual se reduce este tiempo en forma considerable.

En lo que respecta al tiempo de barrenación éste se refiere a la perforación de 53 barrenos en promedio, mediante la utilización de dos máquinas perforadoras BBC-35 marca Atlas Copco.

III.2 Diseño de la plantilla de barrenación y carga.

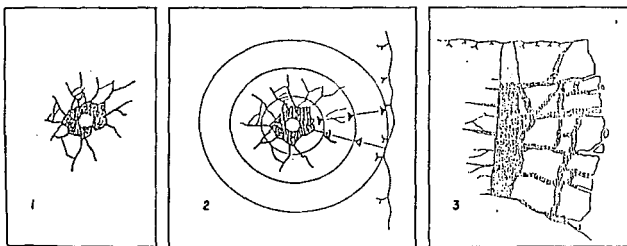
Antes de describir el proceso de cálculo de una voladura, es preciso establecer un marco teórico básico para comprender los efectos de los explosivos sobre la roca.

La teoría de las voladuras establece que la detonación de un explosivo en el interior de una roca provoca una serie de fenómenos que se pueden dividir en tres etapas.

En la primera etapa, inmediatamente después de la iniciación, los barrenos se expanden hasta romper sus paredes, esto se debe a la alta presión de detonación.

En la segunda etapa, emanan, a partir del barreno, esfuerzos de compresión en todas direcciones, éstos se trasladan a una velocidad igual a la velocidad de transmisión del sonido a través de la roca. Cuando estos esfuerzos de compresión se proyectan contra la cara libre de la roca, se producen esfuerzos de tensión en la masa de roca localizada entre el barreno y la superficie libre. Si la resistencia a la tensión de la roca es excedida por dichos esfuerzos, se produce la ruptura de la roca en el área del bordo, esto en el caso de un correcto diseño de la voladura.

En la tercera etapa, el gran volumen de gas, provocado por las altas temperaturas de la detonación, penetra entre las grietas de la roca ya fracturada y en el proceso de expansión la proyecta hacia la superficie libre.



Cuadro 1. Formación de la ruptura radial.

Cuadro 2. Transmisión de esfuerzos de compresión.

Cuadro 3. Penetración del gas y formación de la voladura.

Figura 3.8. Efectos del explosivo en la roca.

En seguida se presentará, con un enfoque práctico, la descripción de un procedimiento para el diseño de una voladura, sin pretender abarcar detalladamente los aspectos teóricos del cálculo por no ser el objetivo de este trabajo.

En la excavación de túneles como obras civiles a diferencia de las minas, la roca excavada se considera como material de desperdicio, por lo tanto, el diseño de la plantilla de barrenación adecuada se enfoca principalmente a lograr un avance rápido, seguro y eficiente de la excavación.

La principal diferencia entre las voladuras en túneles y las voladuras en bancos, radica en que estas últimas tienen dos o más caras libres, mientras que en los túneles sólo se tiene una cara libre que es el frente de avance, por tal motivo, la roca tiene un mayor grado de confinamiento y se requiere una carga específica más alta para lograr una voladura de buenos resultados.

En el caso de los túneles se debe producir una segunda cara libre en forma artificial, esto se logra mediante la detonación de una cuña perpendicular a la cara libre del túnel. La cuña inicial es la parte más crítica en el diseño de la voladura de túneles. Existen varios tipos de cuñas, la de barrenos paralelos, barrenos en V, etc., para elegir el tipo de cuña más adecuado, el mejor camino es realizar pruebas en el terreno con diferentes cuñas, seleccionando aquella que dé mejores resultados.

Actualmente es muy común que en la cuña se incluyan uno o más barrenos vacíos cuyo objetivo es reducir el riesgo de una expulsión deficiente del la cuña. Es importante señalar que los barrenos pertenecientes a la cuña son los que requieren una carga específica mayor, debido a que deben de vencer el alto confinamiento inicial de la roca y abrir el espacio suficiente para que las siguientes etapas de la voladura cuenten con una superficie libre adicional.

Una vez que se la cuña ha creado el espacio libre, los demás barrenos trabajan como en una voladura de banco, aunque introducirles en los barrenos una carga específica relativamente alta es ventajoso para protegerse contra alguna desviación excesiva en la perforación de los barrenos y obtener una mejor fragmentación, además, dado el caso de una sobrecarga de estos barrenos, esto no representa un riesgo muy grande, como lo sería en una voladura a cielo abierto, en las que sí es necesario una alta precisión en el cálculo.

El acabado final del túnel está regido por una buena perforación de los barrenos del contorno (piso, paredes y techo), un parámetro para determinar el rango de desviación aceptable está dado por el criterio "look-out": $10 \text{ cm} + 3 \text{ cm/m}$ de profundidad.

Para el caso de las galerías este valor "look-out" está definido en el proyecto, en el que se establece una tolerancia máxima entre la línea A y B de 20 cm.

A continuación se presenta el diseño de una voladura típica para las galerías de inyección, drenaje e inspección del P.H. Zimapán.

DATOS BASICOS

* Área por excavar -----	= 10.23 m ²
* Volumen teórico de excavación -----	= 23.53 m ³
* Diámetro de la barrenación -----	= 38 mm
* Longitud de barrenación -----	= 2.3 m
* Alto explosivo utilizado -----	= Emulsión 20 X 2.5 cm
* Densidad de alto explosivo -----	= 1.2 g/cm ³
* Agente explosivo usado -----	= ANFO
* Densidad del agente explosivo -----	= 0.85 g/cm ³ (cargado)
* Concentración de carga del agente expl. =	1 kg/m

CALCULOS

A = Área por excavar

A = A1 + A2

A1 = ((2.8 m + 3.3 m) / 2) * 1.95 m = 5.95 m²

A1 = 5.95 m²

A2 = (3.14159 * (1.65 m)²) / 2 = 4.28 m²

A2 = 4.28 m²

A = 5.95 m² + 4.28 m² = 10.23 m²

A = Área por excavar = 10.23 m²

V = Volumen teórico de excavación

V = A * L

A = Área por excavar

L = Longitud de barrenación = 2.3 m

V = 10.23 m² * 2.3 m = 23.53 m³

V = Volumen teórico de excavación = 23.53 m³

I1 = Concentración de carga del agente explosivo.

I1 = Vu * T1

Vu = Volumen unitario del barreno

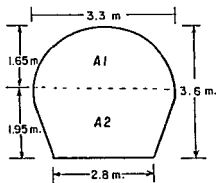
T1 = Densidad del agente explosivo cargado = 0.85 g/cm³

Vu = 3.14159 * (1.95 cm)² * 100 cm/m = 1,194 cm³/m

I1 = 1194 cm³/m * 0.85 g/cm³ = 1,014 g/m

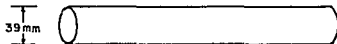
en términos prácticos I1 = 1000 g/m

I1 = Concentración de carga del agente explosivo = 1 kg/m



SECCION HERRADURA

Nota: Para el cálculo del volumen del barreno se utiliza un Ø = 39 mm es decir, Ø = 33.9 cm y radio = 1.95 cm.



A partir de los datos básicos presentados en la página anterior, se procede a realizar el diseño de la voladura.

En primera instancia se define el cuele o avance por tronada recomendado en función del área de la sección.

Según la gráfica siguiente para $A = 10.23 \text{ m}^2$, el avance recomendado = 2.33 m. Dado que la barrena comercial de 2.4 m permite una barrenación de 2.3 m éste se considerará como el cuele práctico.

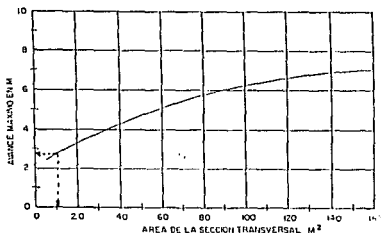


Figura 3.9. Cuele por tronada en función del área de la sección.

Basándose en la gráfica siguiente es posible obtener una idea de la densidad de carga de la voladura, en donde se determina para una área de 10.23 m^2 una carga específica de 2.5 kg/m^3 usando acero de barrenación de 38 mm.

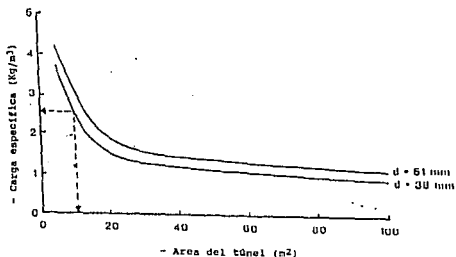


Figura 3.10. Carga específica para diferentes áreas de túneles.

Antes de determinar la distribución y la concentración de carga de los barrenos se definirá la nomenclatura siguiente.

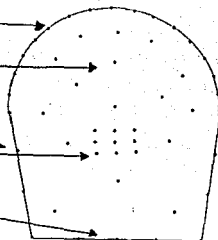
- Barrenos de techo.

- Barrenos de destrosa.

- Barrenos de pared.

- Cuña.

- Barrenos de piso.



La cuña.- En la actualidad el tipo de cuña más común son las que cuentan con un barreno quemado (sin cargar) de gran diámetro en el centro, dando muy buenos resultados, sin embargo, en esta obra no se cuenta con el equipo necesario para realizar una barrenación de gran diámetro, por lo tanto, se puede utilizar el criterio de Olofsson (1991) que permite la posibilidad de crear una cuña con un barreno quemado ficticio de acuerdo a la siguiente fórmula:

D = Diámetro del barreno quemado ficticio.

$$D = d \sqrt{n}$$

donde:

d = Diámetro de barrenación.

n = No. de barrenos vacíos.

entonces:

$$D = 38 \text{ mm} \sqrt{6}$$

$$D = 38 \text{ mm} * 2.45 = 93.1 \text{ mm}$$

D = Diámetro del barreno quemado ficticio = 93.1 mm

Uno de los parámetros para lograr buenos avances es que el diámetro del barreno quemado debe ser compatible con la profundidad de barrenación. Cuando se obtienen avances cortos, normalmente se debe a que el volumen vacío del barreno quemado es muy pequeño en comparación con la profundidad de perforación. En la siguiente gráfica se representa esa relación. Considerando un barreno quemado de 93.1 mm y una profundidad de barrenación de 2.3 m y de acuerdo a la gráfica se pueden esperar avances del 94 % de la longitud de

barrenación, es decir, avances de hasta 2.16 m son aceptables.

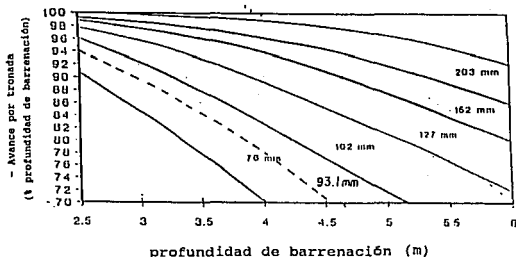


Figura 3.11. Relación entre profundidad de barrenación y espacio vacío de los barrenos quemados.

A continuación se procede a calcular el primer cuadro de la cuña, en primer lugar se calcula el espaciamento entre los barrenos y su distribución, esto es importante ya que con un espaciamento reducido puede comunicarse los barrenos entre sí en la perforación y con un espaciamento muy grande se requiere una mayor concentración de carga. Para una primera aproximación se recomienda, para lograr un voladura limpia en la zona de la cuña, que la separación de los barrenos sea regida por la fórmula:

$$a = 1.5 D$$

donde,

a = Distancia de centro a centro entre los barrenos quemados y los barrenos cargados.

D = Diámetro del barreno quemado ficticio.

entonces,

$$a = 1.5 * 93.1 \text{ mm} = 139.65 \text{ mm} = 13.96 \text{ cm}$$

en términos prácticos $a = 15 \text{ cm}$.

Para determinar la carga de la cuña es necesario consultar la figura 3.11. Cabe mencionar que una sobrecarga en la cuña puede ocasionar una recompactación de la misma y consecuentemente disminuir la efectividad de la tronada.

De la gráfica se puede observar que la mínima concentración de carga requerida es de $Q_c = 0.4 \text{ kg/m}$.

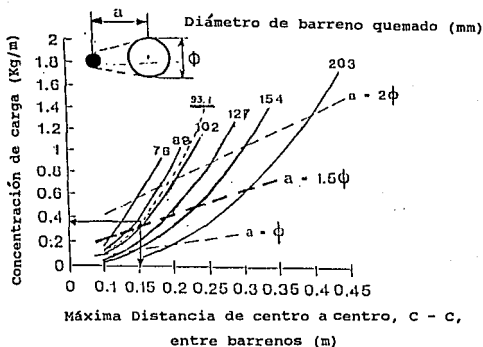


Figura 3.12 Concentración de carga mínima requerida y máxima separación de barrenos en la cuña.

En la práctica se hicieron pruebas con diferentes tipos de cuña, resultando la más favorable la que se muestra a continuación, la cual está constituida por seis barrenos quemados o vacíos y tres cargados.



Figura 3.13. Distribución de barrenos en la cuña.

Debido a que la cuña anterior cumple con los requisitos propios de los cuadros de barrenos iniciales, se considera completa esa secuencia y se prosigue con el cálculo de los barrenos ayudantes de la cuña.

Para el cálculo de los barrenos ayudantes de la cuña se considera un bordo (B) igual al espacio abierto por la cuña (W) y el espaciamento de centro a centro entre los barrenos es como se indica.

$$B2 = W2$$

$$C-C = 1.5 W2$$

$$W3 = 1.5 W2 \sqrt{2}$$

Si $W2 = 30$ cm (Espacio abierto por la cuña), entonces:

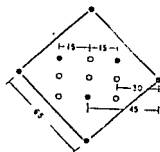
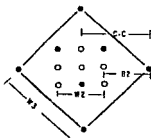
$$\underline{B2 = 30 \text{ cm}}$$

$$C-C = 1.5 * 30 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$\underline{C-C = 45 \text{ cm}}$$

$$W3 = 1.5 * (30 \text{ cm}) * 1.41 = 63.6 \text{ cm}$$

$$\underline{W3 = 65 \text{ cm}} \text{ prácticamente.}$$



La distribución de los barrenos ayudantes se deduce por el mismo criterio.

$$B3 = W3$$

$$C-C = 1.5 W3$$

$$W4 = 1.5 W3 \sqrt{2}$$

como $W3 = 65$ cm, entonces:

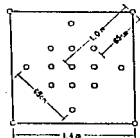
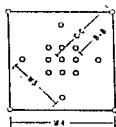
$$\underline{B3 = 65 \text{ cm}}$$

$$C-C = 1.5 * 65 \text{ cm} = 96 \text{ cm}$$

$$\underline{C-C = 100 \text{ cm}} \text{ prácticamente,}$$

$$W4 = 1.5 * (65 \text{ cm}) * 1.41 = 138 \text{ cm}$$

$$\underline{W4 = 140 \text{ cm}} \text{ prácticamente.}$$



Para determinar las cargas de las dos rondas anteriores, se utiliza la gráfica siguiente, donde podemos observar que para los barrenos ayudantes con $B = 30$ cm se recomienda una concentración de carga mínima de $Q_c = 0.4$ kg/m y en el caso de los barrenos contraayudantes con $B = 65$ cm, la concentración de carga requerida es de $Q_c = 0.7$ kg/m.

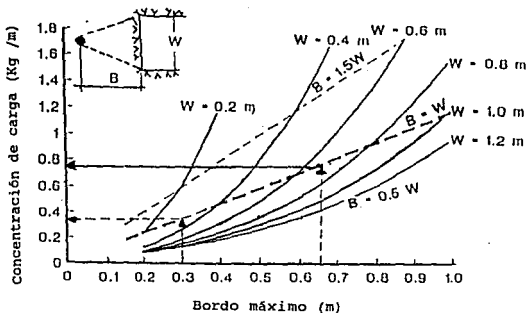


Figura 3.14. Concentraciones de carga requeridas en barrenos ayudantes y contraayudantes.

Es evidente que en el fondo del barreno la roca presenta un mayor grado de confinamiento, por lo tanto, es de esperarse que en esta parte requiera una mayor concentración de carga y no así en la parte cercana a la cara libre, debido a lo anterior en cada barreno cargado se pueden definir tres zonas: el fondo con una carga alta, la columna con una carga media y una zona sin cargar denominada taco.



Figura 3.15. Distribución de cargas en el barreno.

Las concentraciones de carga calculadas a partir de las gráficas anteriores, corresponden a las cargas de columna (Q_c), para obtener las cargas de fondo (Q_f), se duplica el valor de la carga de columna, la longitud de la carga de columna (F) esta dada por $(1.5 \times B)$, siendo B el bordo libre, mientras que la longitud de la zona sin cargar (T) se define como $(0.5 \times B)$.

Por lo anterior se determina que:

Si $F = 1.5 \times B$ y $T = 0.5 \times B$, excepto en la cuña primaria donde, $F = 45$ cm y $T = a = 15$ cm $Q_f = 0.8$ Kg/m.

Para los barrenos ayudantes con $B = 30$ cm.
 $F = 45$ cm, $Q_f = 0.8$ kg/m y $T = 15$ cm.

Para los barrenos contraayudantes con $B = 65$ cm.
 $F = 100$ cm, $Q_f = 1.4$ kg/m. y $T = 30$ cm.

Destrosa.- Cuando los barrenos de la cuña se han calculado, es posible realizar el cálculo para los barrenos restantes. La destrosa puede ser dividida en:

- Barrenos de piso.
- Barrenos de pared.
- Barrenos de techo.
- Barrenos de destrosa con rompimiento hacia arriba y horizontal.
- Barrenos de destrosa con rompimiento hacia abajo.

La carga de fondo y el bordo libre para los barrenos anteriores puede ser calculada con la siguiente gráfica.

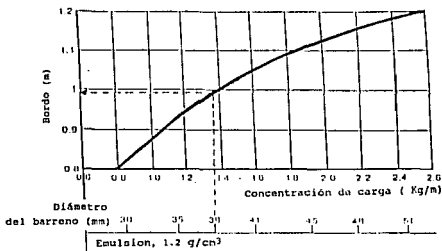


Figura 3.16. Carga de fondo y bordo libre para diferentes diámetros de barrenación.

La gráfica anterior indica que para un diámetro de barrenación de 38 mm y un alto explosivo con densidad de 1.2 g/cm³, la concentración de la carga de fondo Qf = 1.35 kg/m y un bordo de 98 cm, el cual se considerará por razones prácticas B = 1.0 m.

Para determinar los parámetros de cada tipo de barreno se utilizan las fórmulas incluidas en la siguiente tabla:

BARRENO EN	BORDO (m)	ESPACIAMIENTO (m)	LONGITUD C. FONDO (m)	CONCENTRACION DE CARGA		TACO (m)
				FONDO kg/m	COLUMNA kg/m	
PISO	1 X B	1.1 X B	1/3 X H	Qf	1 X Qf	0.2 X B
	1.0 m	1.1 m	0.8 m	1.35 kg/m	1.35 kg/m	0.2 m
PARED	0.9 X B	1.1 X B	1/6 X H	Qf	0.4 X Qf	0.5 X B
	0.9 m	1.1 m	0.38 m	1.35 kg/m	0.54 kg/m	0.5 m
TECHO	0.9 X B	1.1 X B	1/6 X H	Qf	0.5 X Qf	0.5 X B
	0.9 m	1.1 m (0.52)*	0.38 m	1.35 kg/m	0.40 kg/m	0.5 m
DESTROSA H. ARRIBA	1 X B	1.1 X B	1/3 X H	Qf	0.5 X Qf	0.5 X B
	1.0 m	1.1 m	0.8 m	1.35 kg/m	0.68 kg/m	0.5 m
DESTROSA HORIZONTAL	1 X B	1.1 X B	1/3 X H	Qf	0.5 X Qf	0.5 X B
	1.0 m	1.1 m	0.8 m	1.35 kg/m	0.68 kg/m	0.5 m
DESTROSA H. ABAJO	1 X B	1.2 X B	1/3 X H	Qf	0.5 X Qf	0.5 X B
	1.0 m	1.2 m	0.8 m	1.35 kg/m	0.68 kg/m	0.5 m

* SE MODIFICA EL VALOR POR EL CRITERIO "LINE DRILLING"

En seguida se presenta una tabla resumen con los datos teóricos calculados anteriormente.

BARRENOS EN	CONCENTRACION DE CARGA		LONGITUD CARGADA		TACO (m)	CARGA POR BARRENO (kg)	No. BROS.	CARGA TOTAL (kg)
	FONDO (kg/m)	COLUMNA (kg/m)	FONDO (m)	COLUMNA (m)				
CUÑA PRIMARIA	0.80	0.40	0.45	1.70	0.15	1.04	3	3.12
AYUDANTES CONTRA-AYUDANTES	0.80	0.40	0.45	1.70	0.15	1.04	4	4.16
	1.40	0.70	1.00	1.00	0.30	2.10	4	8.40
PISO	1.35	1.35	0.80	1.30	0.20	2.84	4	11.34
PARED	1.35	0.54	0.38	1.42	0.50	1.28	6	7.68
TECHO	1.35	0.40	0.38	1.42	0.50	1.08	7	7.57
DESTROSA	1.35	0.68	0.80	1.00	0.50	1.76	10	17.60
TOTALES							38	59.87

De la tabla anterior se pueden observar algunos detalles, los cuales pueden depurarse para obtener los valores reales de las cargas.

1) Los valores de concentración de carga en la columna son muy bajos si se considera que el agente explosivo utilizado (ANFO), tiene una concentración de carga de 1 kg/m. Por lo tanto es necesario ajustar algunos valores como por ejemplo la longitud del taco, con el fin de que baje la carga del barreno, siempre y cuando no afecte en forma adversa el cálculo.

2) El alto explosivo utilizado se presenta en cartuchos de 2.54 X 20 cm, por otra parte el diámetro de barrenación real es de 39 mm. Dadas estas dimensiones, al introducir el cartucho en el barreno queda un espacio vacío entre ellos, el cual se rellena posteriormente con ANFO, para tener presente esta carga extra se ha calculado un factor que equivale al peso del ANFO extra y es de (0.12 kg), éste se adiciona al peso del bombillo (0.11 kg) y se obtiene un total de 0.23 kg/bombillo.

3) Otro factor por considerar es que siguiendo el criterio de "Line drilling", a los barrenos ubicados en el techo se les debe reducir la carga normal en aproximadamente 50%.

Haciendo válidas las observaciones anteriores se procede a calcular las cargas finales reales que se usaron para la excavación de las galerías.

BARRENOS EN CARGADOS	CANTIDAD BMS.	LONGITUD CARGA DE PROF BMS (m)	ALTO EXP. POF BMS (kg)	ANFO EXTRA (kg)	LONGITUD CARGA DE TOLONOMA (m)	BAJO EXP. FOR BMS. (kg)	LONG. TACO (m)	CARGA FOR BMS. (kg)	CARGA TOTAL (kg)	CANTIDAD BMS. SIN CARGA	CANTIDAD TOTAL BMS.
CUBA											
FRONTALIA	3	0.40	0.23	0.23	1.40	1.40	0.30	2.07	6.21	0	3
AYUDANTES CONTRA-AYUDANTES	4	0.47	0.23	0.23	1.67	1.67	0.50	1.87	7.48	0	4
PISO	4	0.67	0.35	0.36	1.50	1.20	0.50	1.91	7.64	0	4
PARED	6	0.40	0.23	0.23	1.30	1.30	0.40	1.77	10.62	0	6
TECHO	7	0.25	0.11	0.12	0.50	0.50	1.40	0.71	5.11	0	15
DESTROTA	10	0.40	0.23	0.24	1.00	1.00	0.40	1.67	16.7	0	10
TOTALES	30								56.84	0	57

Como se puede observar los resultados de las dos tablas anteriores, la teórica y la práctica, son muy similares.

Con el fin de comprobar los resultados del análisis anterior, considerando un volumen teórico a excavar de 23.53 m³, y con la carga total real se puede obtener la densidad de carga.

$$\text{Densidad de carga} = 58.84 \text{ kg} / 23.53 \text{ m}^3 = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

Si se compara el resultado anterior, con lo propuesto en la Figura 3.10. se verificará que son muy similares.

Por último, sólo resta definir el orden de encendido de los barrenos, es recomendable que en la cuña se utilice un sólo retardo y que los barrenos del techo sean detonados después de los barrenos de piso, esto con el fin de asegurar que los barrenos del techo tienen el espacio para caer libremente. Otra recomendación que establece la literatura es que estos barrenos del techo se truenen con un sólo número de retardo, sin embargo, en esta obra no se llevó a cabo debido a que se restringe a la utilización de una carga máxima por tiempo, la cual no debe ser muy elevada con el fin de que no se fracture demasiado a la roca. Se debe procurar que los retardos para los barrenos de destrosa se encuentren opuestos entre si con un espacio abierto entre ellos.

A continuación se presenta una distribución típica de retardos usada para la excavación de las galerías.

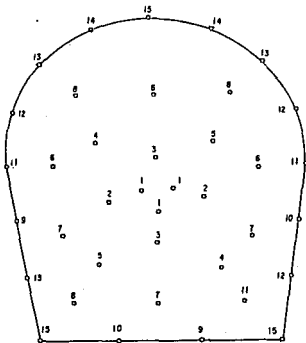


Figura 3.17. Distribución de retardos.

En lo que respecta a la plantilla de barrenación, cabe destacar que los barrenos de techo tienen una mayor densidad de perforación para que aunado a una baja carga produzca un agrietamiento menor en la superficie perimetral del túnel y por lo mismo obtener un mejor perfilamiento. En general la plantilla de barrenación queda definida con las dimensiones presentadas en la siguiente figura.

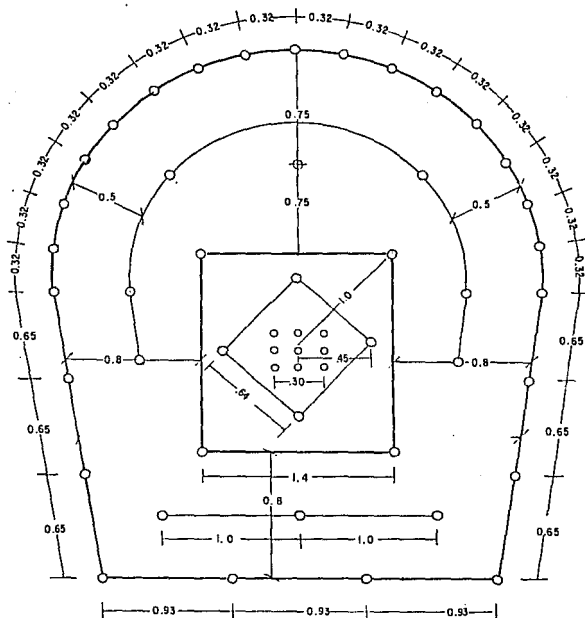


Figura 3.18. Plantilla de barrenación.

III.3 Avances, tiempos y consumos.

En esta sección se expone un concentrado de datos relevantes, los cuales se verificaron en el proceso de excavación de las galerías de inyección, drenaje e inspección del P.H. Zimapan, con el objeto de que su presentación sirva como guía o información inicial para la elaboración de programas y presupuestos de obras similares.

MES	1 9 9 1					1 9 9 2					TOTAL					
	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY		JUN	JUL	AGO	SEP	OCT
AVANCE (m)	82.1	118.7	187.1	158.3	188.2	89.5	101.6	93.3	16.9	113.1	90.8	101.6	186.7	151.3	167.1	1822.3
JORNOS TRABAJADOS	63.0	61.0	97.0	89.0	70.0	51.0	72.0	57.0	55.0	75.0	78.0	81.0	95.0	49.0	75.0	1070.0
VOLUMEN REGAGA (m ³)	671.6	1385.0	2382.0	1988.9	1865.0	1319.3	1510.6	1358.8	640.7	1613.8	1308.9	1391.4	2576.1	2012.8	2201.1	23205.0
CAJERÍA (m)	2524.1	5124.0	8471.3	8031.6	7366.0	6889.8	5257.1	5227.9	2401.6	6439.3	4978.6	6318.1	11203.1	8617.3	8580.6	85050.3
NÚMERO DE PARRIDOS (AL)	1538.0	2'737.0	6388.0	3888.0	3203.0	1952.0	2285.0	2273.0	1662.0	3300.0	2287.0	1958.0	6680.0	3710.0	4235.0	48828.0
EXPL. (kg)	335.4	339.0	439.2	443.8	337.0	191.3	159.7	185.2	82.2	389.8	195.8	282.2	682.8	339.8	306.1	4657.8
BASTO																
EXPL. (kg)	2121.5	5805.0	9374.0	6788.0	6325.0	3780.0	2881.5	3116.0	1687.0	1782.0	3013.0	3570.0	6518.5	5226.0	4865.0	67626.5
INICIADES (m ³)	1283.0	2605.0	3285.0	2185.0	2788.0	1717.0	1813.0	1734.0	749.0	2301.0	1710.0	2115.0	3806.0	3007.0	2439.0	31785.0
TIEMPO DE PERP. (hr)	150.3	212.7	252.0	213.9	160.0	93.8	168.0	138.1	89.5	237.5	211.1	222.0	320.5	228.0	215.8	2872.1
TIEMPO DE PEZANDE (hr)	59.5	91.6	169.0	143.8	113.0	68.1	186.5	72.8	31.0	183.5	170.5	192.0	223.0	187.8	178.3	2070.2
TIEMPO DE CARBA (hr)	61.5	81.0	119.0	93.2	69.0	88.1	52.6	36.6	24.5	68.3	51.6	73.8	101.1	76.5	88.0	1039.8
TIEMPO DE VENT. (hr)	16.0	60.2	80.0	69.8	61.0	17.0	16.8	21.9	15.7	67.5	31.9	67.0	65.0	62.8	65.0	713.7
OTROS TIEMPOS	36.7	38.5	166.0	191.6	158.0	147.0	251.3	181.7	237.3	63.0	158.8	113.2	67.7	16.9	37.9	1861.6

En los datos presentados en la tabla anterior, se puede apreciar que en los últimos cuatro meses se obtuvieron avances elevados, producto principalmente de la optimización de las actividades del ciclo de excavación. Otro dato interesante es la reducción de tiempos perdidos, que incide directamente en el renglón denominado "otros tiempos", el cual presenta una disminución considerable en los meses finales.

En las siguientes gráficas es posible apreciar que los avances reales obtenidos en la excavación de las galerías son muy parecidos a los programados, en la primera de ellas se observa una tendencia muy similar entre ambas curvas de volúmenes acumulados, pero en los últimos meses se remonta el volumen programado logrando así una importante reducción en el tiempo de ejecución de la obra.

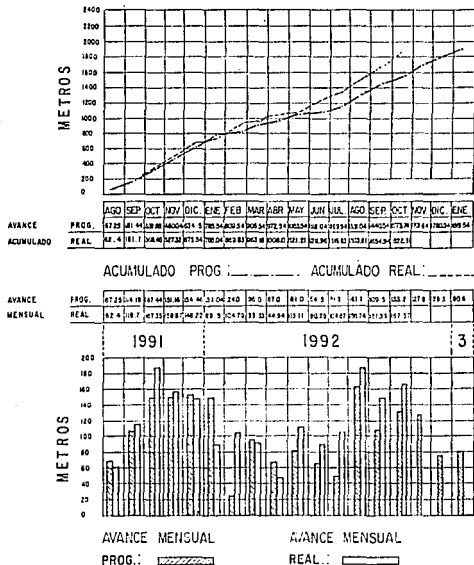


Figura 3.19. Volúmenes de excavación.

Como ya se mencionó anteriormente el tiempo total del ciclo de excavación en promedio es de 8 hr, variando de acuerdo a diversos factores como son: La longitud entre el frente de excavación y el lugar para el tiro de rezaga, el propio método de rezagado, así como la distancia entre el frente y un espacio abierto al aire libre, ya que esto favorece la ventilación.

En la siguiente gráfica se presenta la historia de excavación de una galería de inspección a través del desglose de sus tiempos, en esta gráfica se puede observar la magnitud del incremento del tiempo en las actividades al emportarse las galerías a partir de las lumbreras de acceso. En este caso, correspondiente al nivel 1493, se puede ver que hasta el ciclo 6 el tiempo de rezagas se eleva considerablemente, esto se debe a que en esa zona la rezaga se debe efectuar con pala de mano. A partir de este ciclo, una vez que se ha abierto el espacio suficiente, es posible utilizar el Cavo para rezagar, viéndose una reducción considerable en el tiempo de rezaga.

También se pueden ver en los primeros dos ciclos de la gráfica, que el tiempo de barrenación es muy elevado, esto se debe a que se barrena desde una plataforma localizada en el pozo de acceso, la cual no permite un apoyo firme a las perforadoras, dificultando así la realización de esta actividad.

Cabe aclarar que en esta gráfica se representa una galería de inspección, cuya característica principal es que sólo cuenta con un brazo de desarrollo, por lo que se obliga al rezagado mediante el uso de los Cavos 310, pero en las galerías de inyección y drenaje, que cuentan con varios brazos, es posible rezagar mediante cargadores mineros de bajo perfil, lo que modifica la distribución de los tiempos aquí presentados, lográndose una reducción en el tiempo promedio por ciclo. TIEMPOS DE EXCAVACION EN GALERIA 1493 N.I

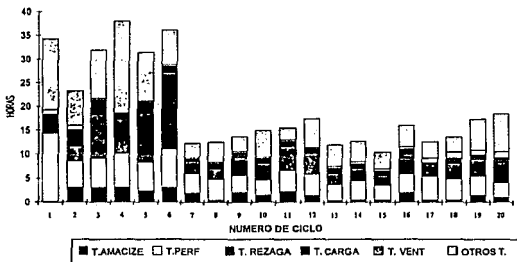


Figura 3.20. Gráfica de tiempos de excavación.

En la siguiente gráfica se presentan los consumos mensuales de los explosivos usados en la excavación de las galerías, como ya se mencionó con anterioridad, el alto explosivo usado fue Emulsión sensitiva, mientras que el bajo explosivo utilizado fue ANFO.

El consumo de explosivos generalmente se presenta en función directa del avance registrado en el mes, siendo lo anterior evidente, ya que fueron muy pocas las ocasiones en las que la carga se perdía completamente al no tronar el frente de manera adecuada, principalmente esas fallas se debieron a que el terreno en algunas zonas se encontraba excesivamente fracturado.

También es evidente la proporcionalidad entre los consumos de alto y bajo explosivo, ya que la cantidad de explosivos utilizados en una tronada es casi invariable.

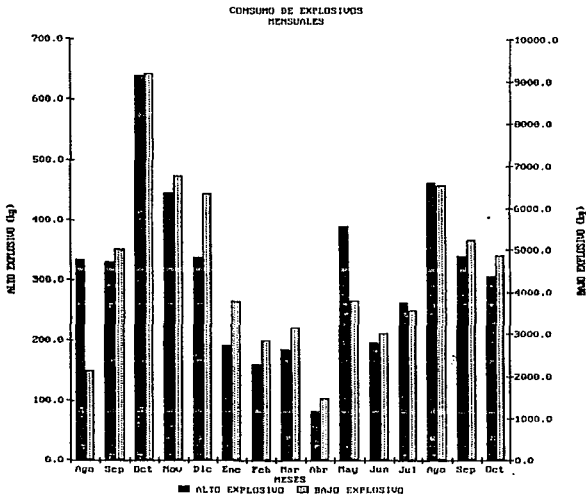


Figura 3.21. Gráfica de consumos de explosivos.

IV. PANTALLAS DE INYECCION Y DRENAJE.

IV.1 Generalidades.

La inyección de mezclas cementantes en macizos rocosos, es un tratamiento comúnmente utilizado, cuya finalidad es disminuir la permeabilidad, reducir la deformabilidad y aumentar la resistencia del macizo.

El procedimiento consiste en rellenar los huecos y fisuras del medio en tratamiento con un líquido, que puede ser lechada o mortero, el cual se solidifica después de la inyección, en algunas ocasiones puede utilizarse una solución de productos químicos, aunque estos últimos tienen el inconveniente de involucrar un alto costo en su utilización.

Para realizar la selección del método de inyección apropiado y el tipo de lechada por inyectar en un macizo de roca, es necesario realizar pruebas que permitan determinar la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad del macizo.

La mayor parte de las rocas tienen permeabilidades muy bajas, pero los macizos rocosos pueden ser altamente permeables, debido a la presencia de discontinuidades tales como fracturas abiertas, suelos permeables (capas trituradas) y canales o huecos de disolución. Estas discontinuidades raramente ocurren en forma regular como para considerar a la roca homogénea e isotrópica con respecto a la permeabilidad, por lo tanto, no es realista en la mayoría de los casos expresar la permeabilidad de la roca en términos del parámetro de conductividad hidráulica K, por esto se expresa comúnmente en unidades Lugeón (U.L.).

Se recomienda que un macizo rocoso con una permeabilidad inferior a 3 U.L. no requiere tratamiento de inyección, aunque para cortinas de más de 30 m de altura se establece como límite de permeabilidad para tratamiento una unidad Lugeón. En el caso de la obra que nos ocupa, según se mencionó en la parte correspondiente a los estudios previos, la roca presenta una permeabilidad de 0.7 U.L., es decir, un valor ubicado abajo del límite anteriormente mencionado, sin embargo, debido a la magnitud de la obra y algunas características especiales del terreno, como la presencia de oquedades cársticas, se consideró importante llevar a cabo el tratamiento de inyección.

Es importante mencionar que las características geológicas del sitio marcan la pauta para el diseño del tratamiento, en cuanto a la localización de las vías de ejecución (galerías), orientación y profundidad de la barrenación, el espaciamiento entre los barrenos, el número de líneas de inyección y mediante la observación de las aberturas de las discontinuidades es posible determinar una aproximación inicial del tipo de lechada y las presiones de inyección requeridas.

En relación con la obra en estudio, es importante remarcar algunas de las características geológicas más importantes de la zona de trabajo, ya mencionadas en la parte correspondiente a la geología del sitio.

De acuerdo con los levantamientos geológicos realizados en la zona de la boquilla, en la parte superficial del macizo se presenta un sistema de fisuración cuya dirección es casi paralela al río (sistema α), el cual está asociado a la decompresión natural de la ladera, estas discontinuidades por sí mismas no representarían ningún problema, sin embargo, al conjugarse con otro sistema de fracturación cuya dirección es diagonal a las paredes del cañón (sistema β), definen cuñas de roca cuya estabilidad se vería seriamente amenazada por efectos del empuje de los arcos de la cortina, aunados a las presiones intersticiales en los planos de discontinuidad provocadas por la presencia de agua producto de las filtraciones que se podrían presentar. lo anterior representa una de los principales objetivos a cubrir con la creación de una pantalla de inyección y drenaje.

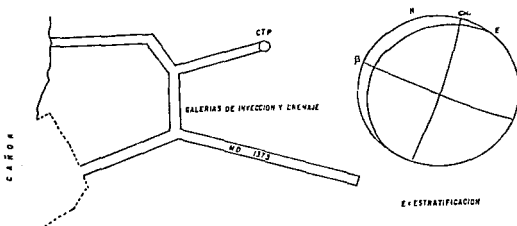


Figura 4.1. Conjugación de los sistemas de discontinuidad.

Otra de las características geológicas importantes relacionadas con este trabajo, es la presencia de carsticidad en el macizo rocoso, su incipiente distribución se debe a que el río erosionó rápidamente el cañón sin permitir la formación de oquedades cársticas de gran tamaño. Sin embargo, considerando la capacidad de conducción hidráulica de un ducto cárstico aún de tamaño modesto, ésta puede ser mucho más importante que la de un sistema extenso de fracturas finas, por tal motivo, aún así representan una de las principales vías para la circulación de agua a través del macizo de roca, por lo tanto una de las metas de la inyección es la de sellar eficientemente estos huecos. Por otro lado, estos ductos cársticos, aguas abajo de la cortina, pueden contribuir a drenar el macizo de roca.

En términos generales, y de acuerdo con los conceptos anteriores, los principales objetivos que se pretenden alcanzar mediante la creación de las pantallas de inyección y drenaje en el P.H. Zimapán son:

- Limitar las fugas de agua del embalse.
- Evitar la acumulación de agua en la zona inmediata aguas abajo de la cortina.

Para lograr el primer objetivo es necesario rellenar las posibles vías de circulación de agua, huecos, fracturas y fallas, mediante la inyección a presión de mezclas agua-cemento, hasta formar una pantalla impermeable que impida la fuga de agua del embalse.

Posteriormente, debido a que es imposible asegurar que se sellaron todas las discontinuidades, es necesario crear un sistema de drenaje que permita desalojar eficientemente el agua que haya logrado atravesar la pantalla de inyección, evitando, con este sistema, la acumulación del agua en la zona inmediata aguas abajo de la cortina, cumpliéndose así el segundo objetivo.

Con la consecución del segundo objetivo, además de asegurar la estabilidad de los apoyos de la cortina, también se logra disminuir el nivel freático de la zona y en consecuencia se evita la presencia de presiones negativas de magnitud importante en la parte baja de la cortina, cuya acción podría alterar el adecuado funcionamiento estructural de la misma.

IV.2 Criterios básicos del diseño de inyecciones y drenes.

El diseño de las pantallas de inyección y drenaje se realizó tomando como base una serie de criterios que se describirán en esta sección, cabe mencionar que algunos de estos criterios son innovadores en el campo de las inyecciones, los cuales han dejado a un lado antiguos conceptos que se consideraban infranqueables.

En relación con la pantalla de inyección destacan tres conceptos principales:

- Mezclas de inyección.
- Presiones de inyección.
- Intensidad de inyección.

Mezclas de inyección. Para definir el tipo de mezcla adecuado para este proyecto de inyección hay que considerar los siguientes conceptos.

Para cumplir con la factibilidad económica, en el diseño de la pantalla de inyección sólo se considera la utilización de mezclas a base de cemento, con la posibilidad de usar algún aditivo químico para mejorar sus características cuando se requiera.

Debido a que en el macizo de roca se han detectado fisuras finas y sabiendo que la penetración de las mezclas de inyección en estas fisuras depende del diámetro de los granos del cemento, hay especial interés en que el tipo de cemento a usar para la formación de las mezclas presente una granulometría lo más fina posible.

La mezcla de inyección, una vez fraguada, debe cumplir con la condición de convertirse en un material mecánicamente resistente, con un grado de contracción muy bajo y tener capacidad para soportar el deslave ocasionado por el agua de infiltración.

Es importante mencionar que si durante el proceso de fraguado de la mezcla se presenta una contracción de la misma, se presentaría una holgura a lo largo de la fisura que permite un flujo de agua, el cual fácilmente puede disolver el cemento y hacer inefectiva la inyección en un tiempo determinado.

Por las razones anteriormente expuestas es preciso evitar cualquier exceso de agua en la mezcla.

Es evidente que para las mezclas de inyección se requiere una cantidad de agua adicional con respecto al mínimo teórico necesario para la hidratación del cemento, ya que para lubricar la mezcla y hacerla inyectable se requiere que se forme una fina película de agua alrededor de cada grano de cemento.

Una solución aceptable entre las dos exigencias anteriormente mencionadas es, según la experiencia, la utilización exclusiva de mezclas estables, es decir, mezclas que presenten menos del 5 por ciento de decantación en 3 horas. Cabe señalar que nos se considera recomendable agregar bentonita a la mezcla, ya que de acuerdo a estudios recientes, con esta adición se reduce sensiblemente su resistencia mecánica sin aumentar la viscosidad, contrariamente a lo que se pensaba anteriormente.

No se recomienda el uso de mezclas inestables, ya que éstas presentan una separación entre el cemento y el agua de la mezcla aun con presiones de inyección muy bajas, en consecuencia la mezcla inyectada pierde la posibilidad de ser efectiva.

Por otra parte, los especialistas recomiendan considerar como una aproximación inicial una relación agua-cemento en peso (A/C) del orden de 0.6 a 0.8, estos valores se deben ajustar de acuerdo a los resultados de las pruebas del laboratorio en campo, ya que depende del tipo de cemento, de su finura, de la temperatura de inyección y del agua, así como de los aditivos utilizados.

Es evidente que una mezcla estable con una relación agua-cemento baja, es decir, con una menor cantidad de agua por parte de cemento, presenta una cohesión y una viscosidad elevada, que a su vez requieren presiones de inyección mayores, sin embargo, estas características pueden ser deseables o no, dependiendo del tipo de hueco por rellenar.

Para la inyección de fisuras finas y medianas se requiere disminuir la cohesión y la viscosidad de la mezcla, sin aumentar la relación agua-cemento, para lograr lo anterior existen aditivos que permiten disminuir estas propiedades actuando como fluidificantes del cemento, con algunos aditivos se llegan a tener reducciones de hasta 10 veces la cohesión de la mezcla. Es necesario hacer pruebas para determinar el tipo de aditivo y la dosificación adecuada del mismo.

Por el contrario, para la inyección de oquedades o ductos cársticos, no se requieren mezclas con cohesión y viscosidad bajas, por lo tanto, además de no usar aditivos fluidificantes, es importante reducir la relación agua-cemento y si es posible agregar arena a la mezcla, obteniéndose así un mortero.

En caso de no tomarse en cuenta estas recomendaciones se corre el riesgo de que se presenten tomas de lechada excesivas e innecesarias en el caso de la inyección de los ductos cársticos, mientras que para las fisuras delgadas es posible que no se logre la penetración de la mezcla de inyección.

Es importante que en el laboratorio se vigilen constantemente los siguientes valores para cada mezcla:

- a) Densidad.
- b) Cohesión.
- c) Viscosidad.
- d) Tiempos de fraguado inicial y final.
- e) Resistencia a la compresión a distintas edades.
- f) Decantación.

La observación correcta de estas propiedades permite definir parámetros de aceptación o rechazo de las mezclas por utilizarse en la inyección.

Presiones de inyección. Con la utilización de mezclas estables, es decir, con una cantidad de agua mínima, las presiones requeridas para realizar la inyección deben ser mayores que las que se requieren para mezclas más fluidas, normalmente se trata de evitar el uso de presiones de inyección elevadas ya que se teme que el agua de la mezcla se logre separar y producir efectos de hidrofracturamiento en la roca, aunque realmente esto sucede sólo cuando se usan mezclas inestables, por tal motivo la insistencia de utilizar en esta obra únicamente mezclas estables.

En el caso de que se llegara a producir una fractura por la presión de inyección, ésta quedaría inmediatamente sellada por una mezcla de buena calidad y por lo tanto mecánicamente sana. Por otra parte, sería ilógico esperar que con la inyección no se abriera ninguna fisura, ya que el proceso de inyección presupone la aplicación de una presión relativamente alta que permita hacer penetrar la mezcla entre las discontinuidades finas. En los ductos cársticos es posible disminuir la presión de inyección.

Con el objeto de asegurar que la pantalla de inyección sea impermeable o poco permeable, se debe usar una presión de inyección que sea cuando menos igual a la futura presión que ejercerá el agua en los mismos puntos. Es decir, la presión de inyección efectiva a partir de los barrenos debe ser de 2 o 3 veces la presión del agua del embalse.

En el caso específico de esta obra, siendo la altura de la cortina de 200 m, se usarán en la parte inferior de la misma presiones máximas de 50 bares, las cuales podrán ser reducidas hasta llegar a una presión de 30 bares en la parte superior de la cortina.

En la zona de contacto entre la cimentación y los arcos de la cortina, es posible utilizar presiones de inyección menores, ya que en esta zona existe una gran cantidad de barrenos, además el empuje de los arcos sobre el macizo rocoso tiende a cerrar las posibles fisuras existentes.

Intensidad de inyección. La serie de criterios más relevantes e innovadores que se aplicaron para el diseño de la pantalla de inyección del P.H. Zimapán, son aquellos que se engloban en el concepto de intensidad de inyección (II).

La costumbre clásica, en la práctica de la inyección, es la de fijar una presión máxima de inyección así como un volumen máximo de toma. Esta práctica conduce constantemente a soluciones arbitrarias que son poco efectivas y muy costosas.

El concepto de intensidad de inyección (II) se define como el producto del volumen de la mezcla tomada por la presión de inyección final, es decir, el volumen en litros de lechada por la presión en bares, (II = V X P).

El principio consiste en fijar una intensidad de inyección límite y exigir una presión final de inyección que disminuye en función del volumen ya tomado.

Las consideraciones que dieron origen a la formulación de este criterio son las siguientes:

- No existe una relación entre el volumen de toma a inyectar y los resultados de las pruebas tipo Lugeón, contrariamente a lo que se maneja comúnmente, esto se debe a la total heterogeneidad del macizo con respecto a la permeabilidad en diferentes puntos.

- Por tal motivo el proceso de inyección debe ser autoregulante en función de las características variables de la roca en cada sitio.

- En cada etapa de inyección se debe pretender sellar únicamente las discontinuidades más importantes que hayan quedado abiertas después del inyectado de las etapas anteriores.

- Si se encuentran huecos o fisuras muy abiertas, la lechada penetra a grandes distancias, en algunos casos fuera de la zona de influencia de la pantalla, provocando con esto desperdicios de mezcla que pueden ser cuantiosos. Para evitar lo anterior, se debe reducir la presión de inyección, es decir, utilizar presiones bajas si las tomas son altas. Al contrario, si las fisuras son finas la mezcla no penetra en el espacio libre si la presión no es suficiente, en este caso se debe aumentar la presión.

Dados los criterios anteriores se entiende que con el método de intensidad de inyección, la primera serie de barrenos sellará únicamente las fisuras más abiertas hasta grandes distancias, usando baja presión de inyección; los barrenos secundarios y los terciarios sellarán las fisuras que hayan permanecido después de la etapa anterior, obviamente las tomas serán menores y las presiones más altas en cada etapa posterior. En el caso de que se continúen presentando tomas excesivas, se perforarán barrenos adicionales, tantos como sean necesarios para asegurar la impermeabilidad de la pantalla.

Para la correcta aplicación del principio de intensidad de inyección es necesario establecer los cuatro parámetros básicos que intervienen en el proceso de inyección.

1) Presión máxima (P max). Se refiere a la presión máxima establecida para cada zona de la pantalla, esta presión se determina de acuerdo a los esfuerzos que se presentarán en el área por inyectar.

2) Volumen límite teórico (Vlt). Es el valor límite del volumen de toma asociado con la presión máxima, a partir de los cuales se determina la intensidad de inyección, es decir, la teoría establece que una vez rebasado este volumen de toma se debe disminuir la presión en función del volumen excedente, de acuerdo a la fórmula: $II = P \text{ max} \times Vlt$.

3) Volumen límite práctico (Vlp). Para obtener una mayor confiabilidad sobre los resultados de la inyección, el valor del volumen límite teórico se multiplica por un factor de seguridad, que normalmente se considera de 0.5, el resultado de esta operación es el valor límite práctico.

4) Volumen máximo (V max). Su objetivo es evitar desperdicios inútiles de cemento, ya que la lechada podría encontrar un ducto de escape o cubrir zonas muy alejadas de la pantalla, lo cual sería incosteable, por tal motivo se determina este valor, que en general suele fijarse entre 10 a 20 veces el valor del volumen límite práctico.

Hasta aquí se han descrito los criterios bases para desarrollar, a partir de ellos, el procedimiento general de inyección a utilizarse en el P.H. Zimapán, el cual se detallará en el siguiente subcapítulo.

En relación con el sistema de drenaje es necesario plantear ciertas consideraciones que permitan definir los lineamientos que regirán su construcción, con el fin de que este sistema cumpla con su objetivo de una manera eficiente. La necesidad de un sistema de drenaje surge del problema que plantea el desalojo eficaz del agua acumulada dentro del macizo rocoso en zonas indeseables.

Los drenes son simples barrenos perforados sin ningún tipo de filtro, ni revestimiento, su función es la de captar y conducir el agua, acumulada en el macizo de roca, hasta la galería, donde, a través de un sistema de canaletas será desalojada hacia el cañón, aguas abajo de la cortina.

Su diámetro será de 3 pulgadas y se perforarán con un equipo de rotopercusión, es importante que los drenes sean severamente lavados con agua a presión inmediatamente después de su perforación, con el objeto de eliminar totalmente el polvo y el lodo que invariablemente quedan como residuos indeseables de la perforación.

El agua proveniente de las inyecciones normalmente se contamina con el cemento, presentando altas concentraciones de hidróxido de calcio disuelto. Esta agua humedece las paredes de los drenes, los cuales, al estar en contacto directo con el aire, están expuestos a un fenómeno químico que se presenta al mezclarse el hidróxido de calcio del agua contaminada con el dióxido de carbono del aire, a partir de los cuales se genera carbonato de calcio, el cual se adhiere a las paredes del barreno provocando con esto una disminución considerable en la eficiencia de los drenes ya que reduce la permeabilidad de los mismos, para evitar este fenómeno indeseable es necesario dejar los drenes llenos de agua, donde esto no sea factible, se recomienda la instalación de un sifón que impida la libre circulación de aire dentro del barreno. Como última medida, se debe contar con las instalaciones necesarias para, en caso necesario, limpiar los drenes con un chorro de agua a alta presión.

Es muy importante que la pantalla de drenaje no se perfora hasta que la pantalla de inyección haya sido realizada en las zonas cercanas, para evitar el riesgo de que éstos se tapen o que sirvan como vías para la fuga de la lechada. Sin embargo, se debe cuidar que la distancia entre las dos pantallas debe ser suficiente para evitar que aun en caso de reinyecciones los drenes no corran el riesgo de ser tapados.

Además, el gradiente hidráulico entre las dos pantallas no debe ser excesivo para disminuir el riesgo de que se presenten erosiones o disoluciones del producto endurecido de la inyección.

Otra vía de drenaje importante, la representan las propias galerías de drenaje y los pozos de acceso, los cuales al no contar con revestimiento son apropiados para trabajar como drenes de gran diámetro.

IV.3 Proceso de inyección.

En esta sección se detalla el procedimiento de inyección que se seguirá para la formación de la pantalla impermeable del P.H.Zimapán.

Dadas las características geológicas del macizo donde se creará la pantalla de inyección, se ha determinado como factible la utilización del sistema de inyección conocido como "tramos de regreso", que consiste en realizar la perforación completa del barreno por inyectar, posteriormente, comenzando por el fondo del barreno se inicia la inyección por tramos, en este caso el barreno se subdividirá en secciones de 5 m, la parte superior del tramo en inyección queda aislada por medio de un obturador, el cual se va desplazando hacia la boca del barreno una vez inyectada cada sección.

Para la perforación del barreno se recomienda el uso de una máquina perforadora a base de rotopercusión, en este tipo de máquinas se pueden distinguir dos clases, aquellas en que la acción del martillo se comunica a la broca a través de la tubería de barrenación, otras, cuentan con un martillo de fondo cuya acción se transmite directamente a la broca, cualquiera de los dos tipos anteriormente mencionados aportan resultados satisfactorios.

Con respecto al equipo de inyección y dada la importancia de la obra, es deseable la utilización de dosificadoras automáticas con el objeto de ahorrar tiempo y elevar la precisión de la dosificación de los materiales y mantener una alimentación eficiente de las mezcladoras, también es necesaria la instalación de un turbomezclador, el cual permite la elaboración eficiente de las mezclas que se conducirán hasta las bombas de inyección.

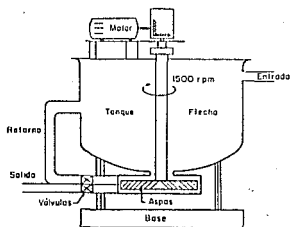


Figura 4.2. Esquema de un turbomezclador.

Las bombas de inyección más empleadas actualmente son las que funcionan a base de dos émbolos que se contraponen, los pistones son movidos por un gato hidráulico. La presión y el flujo de aceite que accionan el gato hidráulico pueden ser regulados para ajustar a su vez la presión del pistón sobre la bomba, con esto se consigue la posibilidad de regular con precisión la presión de inyección y el flujo de la mezcla, que es un aspecto básico para la aplicación del principio de intensidad de inyección.

Dentro del equipo de inyección se deben considerar los manómetros registradores, los cuales permiten obtener reportes gráficos de las presiones aplicadas durante la inyección, y por lo tanto, ofrecen la posibilidad de verificar el comportamiento de las operaciones de inyección.

Por último, es importante señalar que la selección del tipo de obturador adecuado estará basada en las pruebas realizadas en el campo, ya que los tres tipos de obturadores comúnmente utilizados presentan diferentes características que los hacen adecuarse a un tipo de superficie determinada.

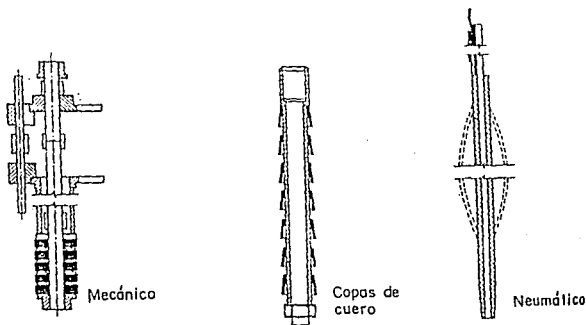


Figura 4.3. Principales tipos de obturadores.

Mediante la correcta integración y coordinación del equipo de perforación e inyección, y el seguimiento adecuado de las normas establecidas como proceso para la inyección, se puede esperar la obtención de resultados satisfactorios, teniéndose la certidumbre de la creación de una pantalla impermeable de calidad.

Regresando al procedimiento de inyección propiamente dicho, es importante evitar que las mezclas de inyección pierdan agua durante el proceso, ya que esto podría provocar una fricción entre los granos de cemento que detendría la inyección por falta de la película lubricadora. Es común que esta pérdida de agua se deba a la absorción del macizo rocoso, o bien, por efecto de microfisuras que permiten el paso del agua y no así del cemento. Con el fin de evitar o disminuir esta pérdida de agua es necesario saturar el macizo de roca mediante la inyección de agua durante 2 o 3 horas antes de la inyección de lechada.

Para iniciar los trabajos de inyección, el primer paso es determinar la presión máxima de inyección, ésta se calcula de acuerdo a la ubicación del barreno por inyectar en el macizo, como ya se explicó anteriormente para los barrenos que se alojen en la parte baja de la cortina, la presión máxima será de 50 bares, este valor se obtiene al considerar a la presión igual al doble de la presión hidrostática sobre este punto.

Posteriormente se determina la intensidad de inyección óptima por utilizar, ésta depende del grado de fracturación de la roca y se puede definir en base a los resultados de las primeras inyecciones. como una primera aproximación se puede determinar una intensidad de inyección de 2000. La intensidad de inyección corresponde también al producto de la presión máxima por el volumen límite teórico, así, $P_{max} = 50 \text{ bar}$ y $V_{lt} = 40 \text{ lt/m}$. Lo que corresponde a una intensidad de $II = 50 \times 40 = 2000 \text{ bar}\cdot\text{lt/m}$.

De la expresión anterior se puede obtener el volumen límite práctico, al afectar al volumen límite teórico por el factor de seguridad 0.5, dando como resultado $V_{lp} = 20 \text{ lt/m}$.

Una vez determinados los parámetros involucrados se puede construir la siguiente gráfica.

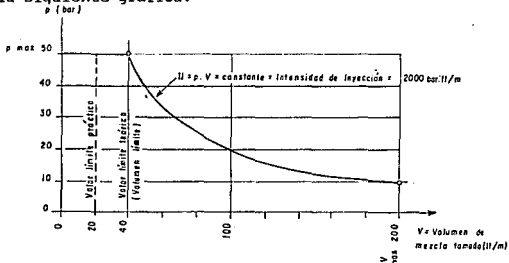


Figura 4.4. Aplicación del principio intensidad de inyección.

La inyección de cada tramo se realiza de la manera acostumbrada hasta conseguir el rechazo, con la variante de que la presión de rechazo no es fija, sino que varía en función del volumen de mezcla tomado, como se puede ver en la gráfica anterior. Presión de rechazo = $II / \text{Volumen tomado}$. Es importante recalcar que la presión de rechazo nunca podrá ser mayor que la presión máxima.

En caso de que se alcance el volumen máximo, se debe proceder a suspender la inyección para permitir el fraguado de la mezcla ya inyectada, ya que es posible que exista una fuga de la mezcla, evitándose con esta acción su desperdicio, después de 12 o 24 horas puede reanudarse la inyección.

Este procedimiento se repite para cada serie de barrenos hasta que no se haya alcanzado el valor de la presión máxima de inyección en cada tramo de la serie anterior, es decir, que se perforan los barrenos adicionales solamente en las zonas y tramos donde la cantidad de mezcla haya sobrepasado el volumen límite práctico, como se indica en la gráfica siguiente, donde es fácil apreciar si se requerirá de la perforación de barrenos adicionales.

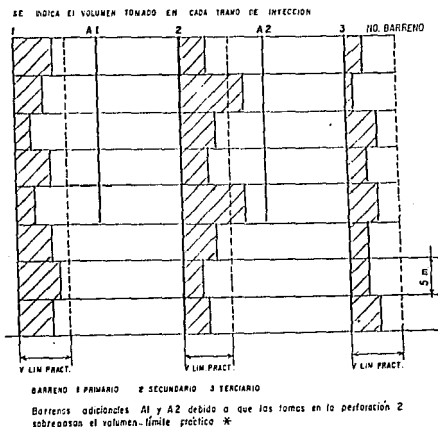


Figura 4.5. Gráfica de volúmenes de toma por tramo.

En la práctica se puede considerar que el esquema de inyección fue bien seleccionado si el volumen de toma promedio en cada serie de barrenos, se ubica entre un 33 y un 67% de los volúmenes tomados en la serie anterior, ya que con esto se demostraría que se está llevando a cabo un cierre progresivo y regular de las fisuras y huecos de la zona inyectada.

Para conformar la pantalla de inyección se utilizó el método habitual de subdivisión en tres series iniciales.

Los barrenos de la primera serie tienen una distancia entre sí de 12 m, una vez inyectada esta serie se inicia la serie secundaria, la cual intercala barrenos a la mitad de la distancia de la primera, usándose la misma razón para la serie terciaria.

Los barrenos adicionales se hacen solamente en las zonas donde se haya sobrepasado el volumen límite práctico de inyección, perforando un barreno adicional a cada lado del barreno que haya presentado la toma excesiva.

IV.4. Diseño de las pantallas de inyección y drenaje.

El análisis de las características del sitio donde se localizan las pantallas de inyección y drenaje dió la pauta para la determinación de la forma y ubicación de éstas.

El diseño establece que la distancia entre las galerías de inyección es de 48 m, esto con el fin de permitir la realización de la pantalla de inyección con barrenos de solamente 24 m de longitud, con barrenos de estas dimensiones se puede garantizar una buena precisión en cuanto a su posición.

La pantalla de inyección tiene dirección hacia aguas arriba de cada lado del cañón, de tal manera que el empuje de agua sea dirigido hacia el interior de la montaña. Por la misma razón en la parte inferior de la pantalla se le dará un buzamiento hacia aguas arriba (Figura 4.6).

Las direcciones de las galerías y de las perforaciones de inyección y drenaje fueron escogidas de tal manera que se intersectaran el mayor número de discontinuidades posible, sin embargo, la dirección de los barrenos podrá modificarse si las observaciones geológicas del sitio así lo recomiendan (Figura 4.7).

El tramo de pantalla más cercano a la cortina, se inyectará solamente después de que se haya colocado el concreto contra la roca y éste haya llegado a su temperatura final. En las zonas de la pantalla alejadas de la cortina no existe esta restricción.

Los revestimientos de las galerías fueron diseñados para resistir la presión hidrostática exterior total, lo cual les permite soportar también la presión de inyección.

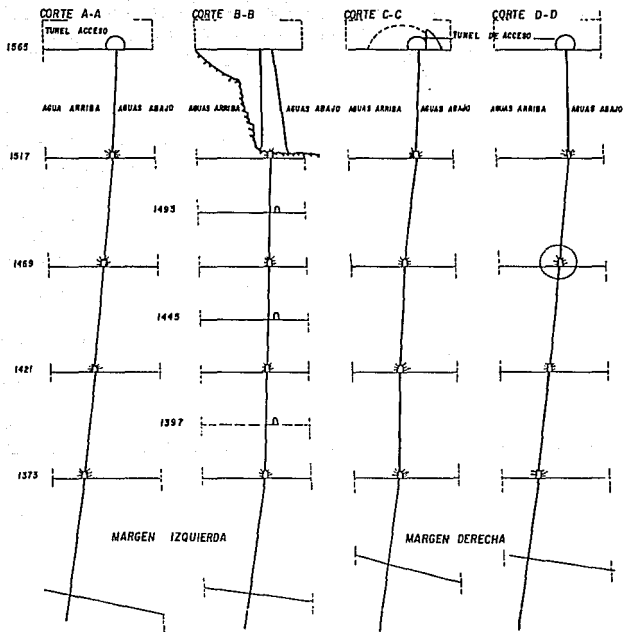


Figura 4.6. Cortes transversales de la pantalla de inyección.

En resumen los datos de proyecto quedan definidos como sigue:

* Mezcla de inyección:

Relación agua/cemento.	A/C = 0.6 - 0.8 en peso.
Aditivo fluidificante.	F/C = 1% - 1.5% en peso.
Decantación máxima en 3 hr	D < 5%

* Barrenos de inyección:

Diámetro.	$\phi = 50$ mm
Tramos de inyección.	L = 5 m
Espaciamiento entre primarios.	d = 12 m

* Presiones de inyección:

En el fondo del cañón.	P max = 50 bares
En la corona.	P max = 30 bares
En contacto roca-concreto.	P max = 25 bares

* Intensidad de inyección. II = 2000 bar*lt/m

* Volumen límite práctico. Vlp = 20 lt/m (100 lt/tramo)

* Volumen máximo. V max = 200 lt/m (1000 lt/tramo)

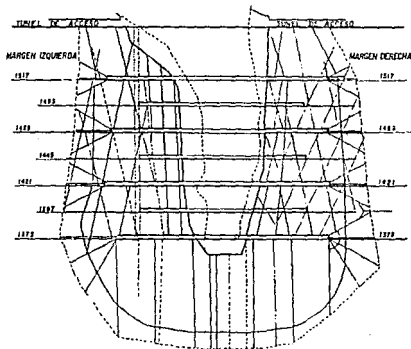


Figura 4.7. Corte longitudinal de la pantalla de inyección.

Con relación a la pantalla de drenaje, se perforarán los drenes en forma de abanico, con el fin de captar el mayor volumen de agua, cubriendo la mayor parte de la pantalla de inyección, cabe mencionar que los pozos de acceso y las galerías de drenaje se dejarán sin revestimiento para aprovechar su gran capacidad de captación.

La distribución de la pantalla de drenaje es como se muestra a continuación.

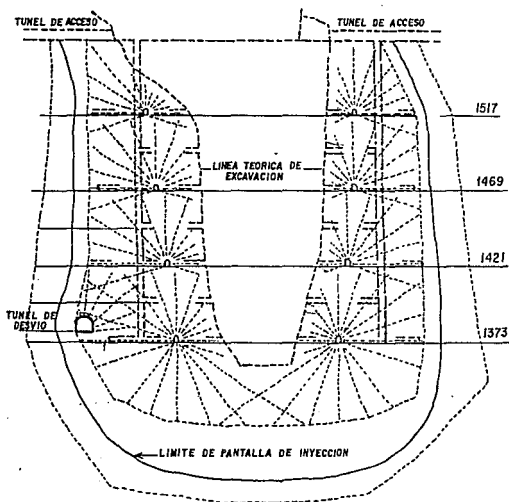


Figura 4.8. Pantalla de drenaje.

IV.5 Inyecciones especiales.

Además de las inyecciones para la conformación de la pantalla impermeable, existen dos tipos de inyecciones especiales cuya ejecución se hizo necesaria por la presencia de dos fenómenos de tipo geológico que se detectaron en el sitio de trabajo.

El primero se refiere a las oquedades cársticas que se hallaron durante el proceso de excavación de las galerías, requiriendo estas oquedades un tratamiento especial a base de inyección de mortero, ya que a pesar de contar con una sección reducida, estos huecos posibilitan la circulación de grandes volúmenes de agua a través del macizo.

Para el tratamiento del carst se recomienda seguir el procedimiento que a continuación se describe:

- Limpieza cuidadosa de los ductos cársticos, mediante el uso de agua a alta presión y algunas herramientas mecánicas, eliminando todo material suelto a la mayor profundidad posible.
- Colocación de mangueras de inyección y purga de aire, en número suficiente, hasta alcanzar la mayor profundidad posible.
- Sellado de la boca del tubo con mortero. (Calafateado)
- Colado del revestimiento de las galerías, con el fin de que soporte la presión de inyección.
- Inyección del sello entre revestimiento y roca, en la bóveda de la galería.
- Inyección de los ductos cársticos a través de las mangueras previamente lavadas. La inyección será con mortero con una relación arena-cemento de 0.5 a 1.0 en peso.

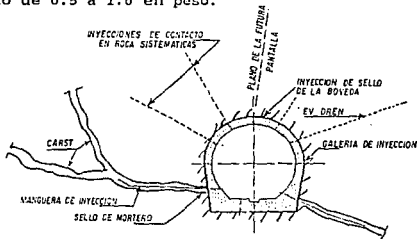


Figura 4.9. Tratamiento del carst.

El segundo tratamiento especial se refiere a los estratos arcillosos, mencionados en la sección de geología del sitio, localizados en las laderas del cañón, los cuales deben tratarse también a base de inyecciones por representar planos de debilidad donde se podrían presentar fugas de agua del embalse.

El tratamiento consiste en las siguientes acciones:

- Limpieza del estrato por medio de agua a presión, hasta 1 m de profundidad y en toda la longitud que se ubique en la zona de influencia de la cortina.

- Calafateo e inyección de la zona limpiada.

- Perforación de un barreno de 10 1/2" de diámetro, el cual tendrá una inclinación igual a la del plano de estratificación hasta una distancia de 15 m.

- Lavado del barreno terminado, con agua a presión para desalojar impurezas o residuos de arcilla.

- Colocación de mangueras de inyección y calafateo del barreno.

- Inyección del barreno.

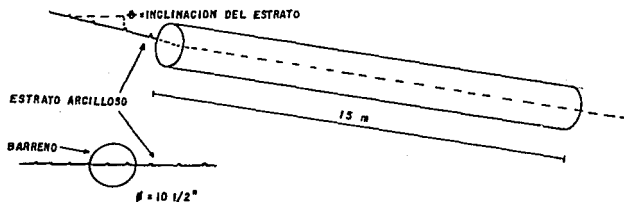


Figura 4.10. Tratamiento de estratos arcillosos.

V. CONCLUSIONES.

Es claro que el desarrollo de nuestro país, se encuentra fincado en la capacidad de respuesta que muestre la población en general, esta respuesta se debe reflejar en un cambio de actitud tendiente a mejorar la calidad de los bienes y servicios que producimos, además de afrontar con responsabilidad los nuevos retos que nos impone el propio crecimiento de la población y la búsqueda del desarrollo económico.

En el sector eléctrico, existe el compromiso de cubrir el déficit de energía actual y la firme intención de satisfacer las demandas futuras que exigirá la creciente industria en desarrollo.

Por tal motivo, actualmente se esta prestando todo el apoyo para la construcción de obras que permitan incrementar al capacidad eléctrica instalada en nuestro país, tal es el caso del P.H. Zimapán, el cual se encuentra actualmente en construcción. Sin embargo, para poder solventar los requerimientos futuros, es necesario que se continúe con esta tendencia de crecimiento, además de implantar programas de mantenimiento que permitan preservar en buenas condiciones de operación las plantas generadoras ya existentes.

Para lograr que una obra cumpla con las expectativas que de ella se esperan, es muy importante que en cada una de sus partes se ponga un especial empeño por mantener un nivel de calidad adecuado. En el caso de P.H. Zimapán, cuya finalidad es la generación de electricidad a partir de un aprovechamiento hidráulico, en cada una de las estructuras que lo integran se han intentado conjugar, tanto procedimientos tradicionales de comprobada eficacia, como algunos procesos y conceptos innovadores que se han probado en algunas presas construidas recientemente en otros países, con la finalidad de obtener resultados satisfactorios con una menor inversión de recursos.

Tal es el caso de las galerías de inyección y drenaje construidas en este proyecto, en las que se obtuvieron excelentes rendimientos mediante el procedimiento convencional de excavación a base de explosivos, mientras que en la creación de la pantalla de inyección se utilizarán los más recientes conceptos europeos aplicados a este campo, lográndose una integración muy ventajosa que hace esperar la obtención de una pantalla impermeable que cumplirá los objetivos para los que fue diseñada.

Del estudio y análisis de la obra objeto de este trabajo, se desprenden algunas experiencias interesantes, las cuales valen la pena destacarse.

En primer lugar, me refiero a la importancia que representa en una obra la programación detallada y acertada de las actividades y los recursos requeridos, cuya correcta planeación permite un funcionamiento equilibrado de todos los departamentos que colaboran

de una u otra forma en la ejecución de los trabajos, lográndose con ello un avance rápido y sistemático en el frente de acción.

Normalmente la programación de una obra se realiza a base de una serie de aproximaciones muy ajenas a la realidad. En el caso de la programación para la excavación de las galerías se obtuvieron resultados muy similares a los que originalmente se plantearon, y en consecuencia los recursos eran suministrados oportunamente, sin representarse erogaciones excesivas fuera de programa. Como complemento de la programación se implementó un sistema de control de obra que permitía identificar ágilmente las desviaciones del programa original y tomar las medidas correctivas pertinentes en forma oportuna.

Otro aspecto importante que se observó en la excavación de las galerías, fue la búsqueda continua de técnicas y procedimientos tendientes a mejorar la plantilla de barrenación y carga, así como todas las actividades que conforman el ciclo de excavación, con el fin de optimizar el uso de los recursos y obtener avances mayores.

Lo anterior es muy importante, ya que a pesar que los resultados obtenidos eran buenos, nunca se descartó la posibilidad de mejorar los procedimientos en el transcurso de la obra.

Otro ejemplo claro del interés por superar los criterios usados comúnmente, lo representa la aplicación del concepto de intensidad de inyección usado para la conformación de la pantalla de inyección, el cual modifica el procedimiento convencional aportando ahorros en el consumo de mezclas de inyección que se traduce en un importante ahorro económico.

En conclusión, para lograr la calidad total de una obra, deben ser cubiertas cada una de las etapas del proceso, involucrando una actitud que promueva la ejecución de cada actividad con responsabilidad profesional.

En la etapa del proyecto, se deben aplicar los conceptos cuya utilización conlleve a los resultados que optimicen el aspecto económico y el técnico, siendo responsabilidad del proyectista estar informado sobre los últimos adelantos tecnológicos en el ramo de la ingeniería cuya aplicación en la obra sea factible.

La etapa de la programación, debe llevarse a cabo en estricto apego a las condiciones de la obra y basándose en experiencias de obras similares, procurando siempre que su ejecución sea posible, manteniendo además un grado de holgura aceptable.

Por último el ejecutor de la construcción, debe cumplir con las especificaciones del proyecto, además de respetar el programa de ejecución de la obra, para evitar trastornos que podrían alterar la disponibilidad de recursos en cierta etapa de la obra, teniéndose como consecuencia retrasos con respecto al programa que podrían ser irre recuperables.

Además debe vigilar que en todos los procesos, en este caso de excavación e inyección, se cumplan con los lineamientos de calidad establecidos, asimismo, responsabilizarse de que todos los trabajos se desarrollen con estricto apego a las normas de seguridad para el personal.

En la medida en que todas las etapas mencionadas anteriormente se logren integrar, mediante el establecimiento de un flujo de información continuo y constructivo, y asumiendo cada uno sus responsabilidades, será posible el surgimiento de una nueva forma de pensar y de actuar, que son ya indispensables, para elevar el nivel de competencia de la industria de la construcción en nuestro país.

BIBLIOGRAFIA.

- Applied explosives technology for construction and mining.
Stig O Olofsson (1991) Sweden.
- Informe, Lombardi Consultores.
Lombardi (1991), Suiza
- Manual de diseño de obras civiles.
(Procedimiento de excavación)
C.F.E. (1982) México.
- Manual de diseño de obras civiles.
(Tratamiento de macizos rocosos)
C.F.E. (1982) México.
- Maquinaria para construcción.
Ing. Rafael Aburto Valdés. (1990) México.