



15
2007
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

**MAQUINARIA, EQUIPO Y MANO
DE OBRA ESPECIALIZADA EN LA
PERFORACION DE TUNELES**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
MANUEL GARRO MALDONADO



MEXICO, D. F.

1992

**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.

I N D I C E

HOJA

INTRODUCCION

CAPITULO 1

1.GENERALIDADES	...	1
1.1. ANTECEDENTES HISTORICOS DE LOS TUNELES	...	1
1.2. PROCEDIMIENTOS EFECTIVOS LLEVADOS A CABO EN NUESTRO PAIS	...	6
1.2.1. METODOS DE EXPLORACION	...	6
1.3. CONOCIMIENTOS GENERALES DEL TIPO DE SUELO	...	12
1.3.1. PROPIEDADES DE LOS SUELOS	...	12
1.3.2. PROPIEDADES DE LAS ROCAS	...	15
1.3.3. CLASIFICACION DEL MATERIAL EXCAVADO	...	16
1.4. CONOCIMIENTOS GENERALES DE LOS ASPECTOS GEOLOGICOS	...	19
1.5. ESTABILIDAD DE TUNELES	...	20

CAPITULO 2

2. MEDICIONES DE CAMPO EN TUNELES	...	27
2.1. MEDICIONES ANTES DE LA CONSTRUCCION	...	28
2.1.1. ESFUERZOS RESIDUALES	...	28
2.1.2. PIEZOMETRIA	...	28
2.2. MEDICIONES DURANTE LA CONSTRUCCION	...	30
2.2.1. FLUCTUACIONES PIEZOMETRICAS	...	30
2.2.2. DEFORMACIONES EN LA PERIFERIA DE LA EXCAVACION (CONVERGENCIAS)	...	30
2.3. MEDICIONES DE LOS SISTEMAS DE SOPORTE	...	31
2.3.1. MEDICIONES DE CONVERGENCIA	...	31
2.3.2. ESFUERZOS EN LOS SISTEMAS DE SOPORTE	...	32
2.3.3. PRESIONES DEL TERRENO CONTRA EL SOPORTE	...	33
2.4. MEDICIONES AL TERMINO DE ALGUNAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS	...	33

2.4.1. MEDICIONES GEOMETRICAS	...	33
2.4.1.1. TRAZO Y PERFIL LONGITUDINAL	...	33
2.4.2. PERFILES TRANSVERSALES	...	33

CAPITULO 3

3. MAQUINARIA. OBRA DE MANO Y EQUIPO		
3.1. PROYECTO DE CIERTO TUNEL PUESTO EN FUNCIONAMIENTO	...	38
3.1.1. ESPECIFICACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS TUNELES GEMELOS DE ARTEGA Y SALAZAR UBICADOS ENTRE LOS KILOMETROS 14+613.791 Y 14+685.836 CORRESPONDIENTES A LA CARRETERA MEXICO-TOLUCA	...	38
3.2. COSTOS BASICOS PARA DICHA CONSTRUCCION (TANTO DE MANO DE OBRA, EQUIPO Y MAQUINARIA)	...	46
3.3. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION EN TUNELES	...	68
3.4. CONOCIMIENTOS BASICOS ACERCA DE LAS NECESIDADES	...	70
3.5. CONOCIMIENTOS GENERALES DE LOS EQUIPOS A NECESITAR	...	72
3.5.1 MAQUINARIA	...	72
3.5.1.1. TRACTORES	...	72
3.5.1.2. MOTOCONFORMADORAS	...	82
3.5.1.3. MOTOESCREPAS	...	84
3.5.1.4. CARGADORES FRONTALES	...	86
3.5.1.5. PALAS MECANICAS	...	89
3.5.1.6. RETROEXCAVADORAS	...	92
3.5.1.7. HERRAMIENTAS	...	94
3.5.1.8. EQUIPOS DE ACARRED	...	97
3.5.2. SELECCION DE EQUIPO	...	100
3.5.3. OBRA DE MANO ESPECIALIZADA	...	101
3.5.3.1. ESTIMACION DE LA MANO DE OBRA PARA EXCAVAR EL TUNEL	...	102

CAPITULO 4

4. ESCUDOS	...	104
4.1. TUNELES EN SUELOS DURES	...	104
4.1.1. CARACTERISTICAS DEL TUNELEO EN SUELOS DURES	...	104
4.1.2. EXCAVACION DE TUNELES CON ESCUDO DE FRENTE ABIERTO	...	104
4.2. TUNELES EN SUELOS BLANDOS	...	117

4.2.1. TECNICAS DE EXCAVACION EN SUELOS BLANDOS	... 117
4.3. TUNELES CON FRENTE MIXTOS	... 127
4.3.1. INTRODUCCION	... 127
4.3.2. SITUACIONES MAS COMUNES	... 127
4.3.3. ALTERNATIVAS CONSTRUCTIVAS	... 131
CAPITULO 5	

5. DIRECCION DE OBRA	... 133
5.1. CONTRATACION	... 137
5.2. PRECIOS UNITARIOS	... 146
5.3. CONTROL PRESUPUESTAL	... 155
5.4. SUPERVISION DE OBRA	... 164
5.4.1. ALCANCES DE LA SUPERVISION	... 164
5.4.2. PROGRAMAS Y PRESUPUESTOS	... 165
5.5. CONTROL DE CALIDAD	... 166
CONCLUSIONES	... 167

BIBLIOGRAFIA	... 170

INTRODUCCION

INTRODUCCION

El arte de construir túneles tiene sus propios fundamentos teóricos, métodos y su propia experiencia adquirida. Aún hoy en día este hecho no es plenamente aceptado, motivo por el cual, la excavación de túneles plantea situaciones de incertidumbre y sorpresa, casi siempre desagradables durante el periodo de construcción, lo que se traduce en pérdidas de tiempo y dinero.

El Ingeniero que diseña túneles, en áreas urbanas debe ser capaz de predecir las consecuencias debidas a la excavación, considerando el método constructivo, la facilidad de trabajo en el frente del túnel y el daño potencial en la superficie. Contando con una predicción adecuada de la distribución especial de los asentamientos y deformaciones a lo largo del trazo del túnel, el Ingeniero estará en la posición ventajosa de poder modificar el procedimiento constructivo de manera que se reduzcan los asentamientos a valores tolerables.

Existen opciones en que no es posible modificar el procedimiento constructivo o el alineamiento del túnel. En estos casos es importante conocer el perfil de asentamientos potenciales para estudiar el comportamiento de estructuras vecinas y de tuberías de servicio.

Los túneles en Ingeniería civil son construídos casi invariablemente como estructuras permanentes, cuyo objetivo básico, es la excavación de cavidades adecuadas para el tránsito o la transportación; teniendo así: Túneles para transporte de líquidos, Túneles en carreteras, Túneles ferroviarios y aquellos para transporte colectivo en ciudades, en este último caso las cavernas subterráneas colocadas en puntos específicos y conectadas con la superficie se utilizan como estaciones.

Uno de los aspectos primordiales para la perforación de túneles corresponde al equipo y maquinaria adecuada que se emplea para dicha construcción.

Los procedimientos para construcción requieren equipos y maquinaria de todas clases. Algunos equipos son de diseño especial para fines o proyectos específicos y se consideran como equipos especiales. Sin embargo, la mayoría de los equipos para construcción han sido diseñados por los fabricantes para utilizarse, con cierta flexibilidad, en una gran variedad de proyectos o trabajos. En ambos casos, el equipo se diseña para ejecutar alguna fase de las necesidades de manejo de materiales que requieren los trabajos de construcción.

De igual forma, la penetración de túneles en campo presenta una especial atención en cada uno de los procesos constructivos que lo forman, así como en la selección de personal y equipo idóneo para dicha construcción.

La incertidumbre generada al excavar un túnel, proviene principalmente de la determinación de las características del material. En consecuencia, es especialmente importante la observación del comportamiento de aberturas subterráneas realizando mediciones de deformaciones a lo largo del proceso de construcción, tomando en cuenta, además, las necesidades de equipo y maquinaria, así como personal capacitado para dicho proceso, obteniéndose por consiguiente, suministrar información, personal, equipo y maquinaria necesaria para realizar un diseño seguro y al mismo tiempo económico.

Para comprender y poder calcular el trabajo a efectuar por un equipo dado, es necesario conocer la naturaleza de los materiales de construcción. Son importantes las diferentes formas en que se encuentran los materiales y las diversas maneras en que se manejan para un trabajo de construcción. Debe comprenderse la forma en que puede aplicarse la potencia de un equipo para trabajar en el material y vencer las fuerzas de la naturaleza. También es conveniente conocer las maneras más efectivas de aplicar la potencia y consecuentemente, las bases para planear una operación con un mínimo consumo.

Sin duda, el activo más valioso con que cuenta cualquier empresa es su personal y es labor de los dirigentes motivarlos para que siempre estén dispuestos a progresar y hacer su mejor esfuerzo.

Un incentivo para que el personal ponga su mejor esfuerzo en el desempeño de sus actividades, es la obtención de una remuneración extra. Esta puede concederse dependiendo de las utilidades obtenidas y es progresiva conforme ésta aumente.

Dentro del contenido de éste trabajo, se observan, de una manera general, las necesidades, funciones y actividades correspondientes a la maquinaria, equipo y mano de obra indispensables dentro de la construcción de túneles.

CAPITULO 1

1. GENERALIDADES.

1.1. ANTECEDENTES HISTORICOS DE LOS TUNELES.

Los antecedentes más antiguos que conocemos sobre la construcción de túneles se remonta hasta los tiempos prehistóricos, cuando el hombre primitivo, buscando su protección y abrigo excavo cuevas o bien agrandó y acondicionó algunas ya existentes. En tal caso podemos mencionar a las Cuevas de Altamira, localizadas en España, cuyo testimonio se puede comprobar al observar y admirar las pinturas rupestres que nos dejaron los moradores de las mismas.

Se tiene referencia que el túnel más antiguo, es quizá el construido en la antigua Babilonia, hace más o menos 4,000 años, por la Reina Semíramis, en tiempos de Nabucodonosor. Dicho túnel comunicaba al Palacio Real con el Templo de Júpiter pasando por debajo del Río Eufrates. Su sección fue rectangular de 3.6 x 4.5 m. y su longitud se estimó en 1 Km.

Para poder realizar dicha obra, antes mencionada, hubo necesidad de realizar cierto desvío al Río Eufrates; las paredes del túnel fueron construidas de ladrillo pegados con mortero bituminoso y su techo fue formado a base de una bóveda.

Ezequías, Rey de Judea en Jerusalem, hace 2,700 años, construyó un túnel de 200 m. de longitud y que con sección cuadrada de 0.70 x 0.70 mts. servía para conducir agua desde un manantial cercano.

En Egipto se tienen antecedentes de construcción de túneles en roca desde 1,500 años antes de Cristo, generalmente para formar cámaras en donde se enterraban a los Faraones. Algunos ejemplos notables los podemos admirar en algunas tumbas encontradas en el Alto Nilo, construidas en la época de Ramses II.

Los Romanos emplearon numerosos túneles para la construcción de sus famosos acueductos. El construido por el emperador Adriano para dar agua a Atenas, hace 1,800 años, llama poderosamente la atención, ya que reconstruido en 1925, se encuentra en servicio en la actualidad.

El primer acueducto público romano fue terminado por el Censor Aulus Claudius Secus, quien había adquirido experiencia ingenieril en la construcción de la Vía Apia, durante la construcción de la compuerta de Copena Acapua en el acueducto que corre paralelo a dicha vía, al Este de Nápoles. La toma de la Vía Apia estaba en el Estado de Lucuyán, al Este de Roma y en esa parte del acueducto corría totalmente bajo tierra en un tramo de aproximadamente 1.6 Km.. Solamente

100 m. de él estaban formados por estructuras sobre el suelo; justamente fuera de la Ciudad se unía con el acueducto de Augusto y continuaba nuevamente a través de túneles por otros 10 Km. hasta el pie de Clivus Publici. El acueducto de la Via Apia conducía aproximadamente 2.00 m³/seg. de agua hasta dentro de la Ciudad de Roma.

Reconociendo las maravillosas obras del genio constructor Leonardo de Vinci, se menciona que dentro de los numerosos canales diseñados por de Vinci, se incluye uno que tuvo un túnel de kilómetro y medio que permitió unir dos ríos cuyos valles estaban separados por una barrera geográfica.

Por lo que se refiere a la explotación minera, Georgias Agrícolas en su obra denominada "Red Metálica", la cual fué publicada en 1556, un año después de su muerte, describe los increíbles métodos que se usaban para la explotación de minerales de túneles y galerías subterráneas. Cabe hacer notar que los graves problemas de las inundaciones en las minas, se trataban de resolver desaguando, con el uso de la rueda de cangilones de madera o metálicas, y se iba extrayendo el agua por niveles hasta su expulsión fuera del área donde se trabajaba; para ello, en algunas ocasiones se utilizaban animales de tiro que accionaban las ruedas de cangilones.

La habilidad de los romanos para la construcción de túneles llegó años más tarde a México a través de los conquistadores españoles quienes se dedicaron a la explotación de minas mediante la construcción de galerías, socavones y túneles. Sin embargo, es oportuno señalar que nuestros ancestros indígenas, en la época prehispánica ya extraían minerales diversos en forma subterránea, habiendo quedado pruebas de ello en las distintas explotaciones que encontraron los conquistadores. Ejemplo de ello lo constituyen las minas que los indígenas explotaban en el hoy Estado de Querétaro, en donde extraían Cinabrio para obtener pintura roja. En la actualidad podemos observar socavones existentes que tienen más de 200 m. de profundidad por los que se extraía dicho mineral.

El apogeo de la construcción de galerías, socavones y túneles en México, fue durante la época de la Colonia cuando los españoles en su afán por conseguir la mayor parte de oro y plata posible, desarrollaron una intensa actividad minera en toda la República, en especial, en Zacatecas, San Luis Potosí, Pachuca, Taxco, Tamascaitepec, Tlalpujahua, Sombrerete, Fresnillo, El Rosario, Bolaños, Guanajuato, Sultepec, Zimapan y Chihuahua.

Dentro de lo que corresponde a túneles destinados a otras funciones se debe de referir, a los esfuerzos que se hicieron durante la Colonia para drenar la cuenca cerrada del Valle de México y que originalmente abarcaba una superficie de 8,060 Km., y que debido a la acción del hombre se le incorporó la Cuenca de Apan contando ahora con una superficie de aproximadamente 9,600 Km.

No se puede dejar de mencionar a un excelente ingeniero prehispánico en México. el Rey Netzahualcoyotl, quien diseñó los sistemas de abastecimiento de agua potable y drenaje del Valle de México, a través de acueductos compuestos de algunos túneles y canales; además dejó en sus escritos proyectos interesantes de como evitar las inundaciones del Valle, las cuales serían propuestas y llevadas a cabo en la época de la Colonia.

El proyecto para el desagüe del Valle de México del Sr. Ruy González fué presentado en 1555 al Virrey. A finales del mismo año el Sr. Francisco Budiel presentó un segundo proyecto. Ambos proyectos proponían dar salida a las aguas del Río Cuautitlan fuera del Valle por la ruta de Nochistongo basados en gran parte en las ideas de Netzahualcoyotl. Sin embargo dichos proyectos quedaron en el olvido y no fue sino hasta después que la Ciudad de México padeció las graves inundaciones de 1556, 1579, 1580 y ya en el siglo XVII las de 1604 y 1607, cuando el Virrey Don Luis de Velasco aprobó un estudio presentado por el cosmógrafo e ingeniero Enrico

Martínez, quien con la misma idea antes señalada propuso dar salida a las aguas del Río Cuautitlán por Nochistongo. En esta ocasión el proyecto sí fue aprobado y las obras se iniciaron el 30 de Noviembre de 1607 bajo la dirección de su autor. Las obras consistieron en construir un tajo de 500 m. de ancho y 4.20 m. de alto, la obra se realizó en un periodo record de once meses, habiéndose terminado el 17 de Septiembre de 1608. El método constructivo empleado fue a base de excavar a pico y pala y se construyeron numerosas lumbreras, habiéndose empleado del orden de 60,000 Indígenas.

El Barón de Humboldt quien conoció la obra, externó su admiración comentando que "Aún en Europa llamaría la atención de los ingenieros el perforar 6,600 m. con más de 10 m2. de sección en menos de un año".

Desafortunadamente por razones políticas y por falta de fondos, la obra no pudo ser revestida, por lo que al paso de las avenidas se presentaron grandes caídos o derrumbes que obstaculizaron el paso de las aguas, situación que empeoró catastróficamente al ordenar el Virrey Matías de Gálvez que se taponara el túnel, ocasionándose la inundación de la Ciudad de México en 1629, misma que tuvo una duración de 6 años en los cuales por poco desaparece la Ciudad.

Posteriormente en 1856, se aprobó un proyecto presentado por el ingeniero Luis Espinoza que tenía la idea de construir un canal y un túnel que desembocara en Tequixquiac. Los trabajos en cuestión se iniciaron en el año de 1868 bajo la dirección del ingeniero Espinoza, autor del proyecto, pero por diversas causas las obras se suspendieron entre 1871 y 1885 reanudándose en 1886 para terminarse en 1900.

En el siglo XIX, el arranque de la era tecnológica, la aparición del ferrocarril, con sus limitaciones para vencer fuertes pendientes, incrementó la construcción de túneles. El primer túnel para dar paso a un ferrocarril de tracción animal fue construido en Francia para la línea Ruen-Andresleux en 1826.

En 1842 el ingeniero Marc Brunel terminó un túnel de dos carriles bajo el Río Támesis en Londres. En este túnel de 150 m. de longitud con sección de 11.3 x 6.7 m. se empleó un escudo rectangular inventado por el propio Brunel. Grethed perfeccionó el método utilizando un escudo cilíndrico con todo éxito en la construcción del túnel de la torre, bajo el mismo Río Támesis, empleando dovelas de hierro fundido con recubrimiento.

En 1857 se inició la construcción del túnel Mont-Cenis entre Francia e Italia de 13,444 m. de longitud y fue en donde por primera vez se estableció el ciclo de:

- 1.- Perforación.
- 2.- Carga y Detonación.
- 3.- Ventilación.
- 4.- Rezaga.

El túnel se construyó excavando primero la parte central inferior y posteriormente las partes laterales y superiores.

En el Continente Americano, por el año de 1820 se hizo un túnel para canales en Pensilvania y se tenía otro proyecto de los comerciantes de Boston para el túnel del Monte Hoosac. Este túnel, de 6 a 8 Km. de longitud, para ferrocarril se terminó en 24 años.

Alfred Beach construyó el primer subterráneo de Nueva York en 1868.

Para la construcción de túneles bajo el Río Hudson, el Coronel Haskins empleó por primera vez el aire comprimido. También por primera vez se usó en este túnel la mezcla de la rezaga de arcilla con agua; dicha mezcla se bombeó por un tubo de 6" hasta la superficie.

En nuestro País ha sido importante la aportación de los túneles ferroviarios en el desarrollo de la excavación subterránea. Esta aportación se inició durante el Imperio de Maximiliano con la construcción del Ferrocarril que une a la Ciudad de México con el Puerto de Veracruz que hasta la fecha es el principal puerto para nuestro comercio con Europa. La construcción del mismo continuó durante el gobierno del presidente Juárez y la obra se terminó durante el régimen del presidente Lerdo de Tejada. Los túneles fueron construidos por compañías inglesas y eran de escasa longitud realizados por secciones y utilizando equipo de mano para la barrenación, empleando como explosivo la pólvora negra y revistiendo las paredes con mampostería y la bóveda con bloques de piedra.

Durante el régimen de Porfirio Díaz, uno de los túneles ferroviarios que se construyó fue el de "Barrientos" que además fue el primero de doble vía en el país con una longitud de 337 m. sección terminada de 10m. de ancho, revestido con paredes de ladrillo y mampostería en algunos tramos y sin revestir en donde la roca era sana.

También durante 1887 se construyó el túnel "El Mercader" el cual se encuentra entre las estaciones Huichapan y San Juan del Río, con una longitud de 500 m. y sección entre 4.5 y 5.0 m. de ancho para una sola vía.

En 1905 se construyó el túnel "La Cumbre" en el Estado de Chihuahua con sección para una sola vía.

Durante el período correspondiente a la revolución, así no se construyeron ferrocarriles en nuestro país y no fue sino hasta 1951 que se inició la construcción del Ferrocarril Durango-Mazatlán. En este ferrocarril, el túnel número uno, "Las Rusias", atraviesa roca fragmentada que provocó innumerables caídos. Para salvar este obstáculo se efectuó una inyección de lechada de cemento para consolidar la roca y así poder avanzar posteriormente con la excavación del túnel.

También son importantes los túneles construidos en el ferrocarril Chihuahua-Pacífico, de los cuales los más importantes son los llamados "El Descanso" y "El Continental", éste último con una longitud de 1,260 m.

Las experiencias obtenidas, que ya en México son bastante extensas, así como las derivadas de investigaciones técnicas desarrolladas en el extranjero, han permitido en años recientes obtener avances más seguros, soportes y revestimientos más adecuados y por lo tanto mayor economía en este tipo de trabajo.

También ha sido de importancia la experiencia adquirida en construcción de túneles para obras hidráulicas en nuestro País, tanto en lo que respecta a la perforación de túneles para desvío de los ríos en la construcción de presas, como en la conducción de agua para irrigación y en túneles de presión para alimentación de plantas hidroeléctricas.

Son de especial importancia las excavaciones subterráneas realizadas para alojar grandes casas de máquinas para plantas hidroeléctricas como es el caso de las plantas de "El Cóbano", "Santa Rosa", "Infiernillo" y "Chicoasén".

Tal como se ha visto, los métodos y procedimientos empleados para la excavación de túneles, ha venido mejorando sistemáticamente conforme se perfecciona la tecnología.

Haciendo la recapitulación de lo antes expuesto y atendiendo a lo que a procedimientos constructivos se refiere, tenemos de que los primeros túneles de que se tiene noticias se realizaron a mano con la ayuda de rocas de mayor dureza que el terreno y que servía como herramientas, con sus lógicas limitaciones.

Posteriormente se utilizó el calor, procedimiento que consistía en calentar el frente de rocas con ayuda de fogatas y posteriormente mojarlo provocando un cambio brusco en la temperatura y por consiguiente un resquebrajamiento del material.

Las primeras herramientas metálicas que se utilizaron fueron el pico y la pala para materiales relativamente blandos y la barreta y el marro cuando la dureza del terreno era mayor.

Este procedimiento se vio mejorado con el empleo de la pólvora negra que se introducía y se encendía en los orificios realizados con la barreta.

Al inicio de la era Industrial se empezó a emplear la perforadora de vapor para ejecutar los barrenos, siendo ésta la primera máquina que se empleó en la excavación de túneles.

El descubrimiento y posteriormente el empleo de la dinamita como elemento explosivo, vino a mejorar aún más los procedimientos de excavación, llegando en la actualidad a utilizarse diferentes tipos de dinamita cuya ignición se hace con retardo de tiempos con lo cual se trata de optimizar tanto el consumo de explosivos como el avance por ciclo y por tamaño de la reza obtenida.

El mismo procedimiento de barrenación ha venido mejorándose utilizando en la actualidad aire comprimido para accionar las perforadoras y empleando aceros especiales e insertos de tungsteno para obtener una mayor velocidad de penetración.

Los equipos de barrenación también en las últimas décadas han tenido mejoras de importancia. Primeramente se usaron máquinas ligeras que podían ser fácilmente cargadas por un hombre, pero con las cuales era difícil perforar los barrenos en la dirección requerida de acuerdo con el proyecto. Más tarde vino el uso de máquinas con pierna neumática y de jumbos o carros de soporte de perforadoras de mayor peso y potencia, accionadas para su posicionamiento por soportes a base de tornillos mecánicos. Ya en últimas fechas, prácticamente todos los jumbos usan el tipo de soporte para las perforadoras con base en mandos hidráulicos disminuyendo así los tiempos de posicionamiento de las perforadoras.

En la actualidad, se emplean adicionalmente a los métodos mencionados, otros métodos de excavación a base de escudo, para materiales arcillosos o granulares.

El escudo consiste en una forma metálica cilíndrica que protege el frente, cuando se presentan arenas y arcillas con poca cohesión o materiales inestables. Al avanzar, se excava bajo la protección del escudo manteniendo este apoyo contra el terreno mediante gatos instalados en su parte trasera. Conforme va avanzando la excavación se va colocando un revestimiento a base de dovelas, para garantizar la estabilidad de la obra, y el escudo avanza apoyando los gatos contra las propias dovelas.

En algunos casos la parte anterior del escudo cuenta con equipo de excavación mezclándose la rezaga con agua y extrayéndose por medio de bombas de lodos.

Ha sido importante en la construcción de escudos el avance que en últimas décadas han tenido los sistemas hidráulicos y de servomotores, que han sustituido el uso de gatos mecánicos cuyo accionamiento es más tardado.

Igualmente los controles hidráulicos para diferentes movimientos han sido un factor importante en el desarrollo de "topos" para la construcción de túneles en formaciones rocosas.

Cuando las condiciones de cohesión del terreno son especialmente malas se ha empleado el aire comprimido en el terreno inmediato al frente con lo que se contrarresta la presión del terreno evitándose los desplazamientos. Este procedimiento es útil cuando el terreno está saturado.

En la medida en que se han mejorado los procedimientos de excavación, también se han perfeccionado las correspondientes a la extracción de rezaga.

Inicialmente esta extracción se hacía con pala de mano. En nuestro País el transporte se hacía a base de "chundes" que cargaban los peones y posteriormente se utilizó la carretilla.

Un avance muy grande lo representó el empleo de equipo sobre vía, en el que varias vagonetas son arrastradas por una locomotora, que puede ser de combustión interna o eléctrica. Este procedimiento se sigue utilizando en la actualidad.

Para cargar las vagonetas se utilizan rezagadoras, generalmente neumáticas que recogen el material del piso del túnel y lo colocan en las vagonetas, ya sea por medio de banda transportadora o a volteo. También los trenes llamados bunker han influido en la tecnología del transporte de rezaga.

En los casos en que se cuenta con una sección suficientemente amplia se pueden utilizar camiones para extraer la rezaga, efectuando la carga por medio de cargadores de orugas o de llanta neumática.

La construcción de túneles es una de las ramas de la ingeniería que requiere de la utilización de un gran número de disciplinas técnicas, derivado de las mismas características de las obras.

Es muy importante en este punto recalcar la importancia que tiene la combinación de las diferentes áreas y actividades técnicas que da como resultado la necesidad de contar con la colaboración de un equipo interdisciplinario si se quiere garantizar el éxito en la construcción de túneles.

1.2. PROCEDIMIENTOS EFECTIVOS LLEVADOS A CABO EN NUESTRO PAIS.

1.2.1. METODOS DE EXPLORACION.

Son distintos los métodos o técnicas de exploración que nos permiten llegar a tener un conocimiento preciso del sitio donde se realizará la obra. Para tal efecto el geólogo o geotecnista tendrá que seleccionar la técnica que más le convenga y sacar el máximo de información que ésta proporcione.

En una forma muy general, los métodos de exploración se dividen en dos grupos o categorías principales:

A) Métodos Indirectos.

B) Métodos Directos.

A) Métodos Indirectos.

Son aquellos que se basan en la información obtenida de fotografías aéreas verticales de contacto o en la medida de una propiedad física (mecánica, eléctrica, etc.) del terreno observable o no y son un antecedente o complemento de los Métodos Directos.

A.1) Fotointerpretación.

Es un procedimiento utilizado para fines exploratorios tomando como base la interpretación de fotografías aéreas preferentemente verticales, considerando por una parte características relativas a coloración tonalidad y textura de las fotografías y por otra parte características correspondientes a rasgos topográficos y morfológicos.

Las escalas de las fotografías que se emplean en la fotointerpretación varían para trabajos de detalle de 1:2000 a 1:5000 y para reconocimiento de 1:25000 a 1:50000.

A.2) Geofísica.

Los métodos geofísicos constituyen un procedimiento exploratorio que en los últimos años ha cobrado gran importancia en la geotecnia por lo exitoso de sus resultados y podría decirse que no hay obra civil, sobre todo si ésta es grande, que no incluya en su programa de investigación la aplicación de métodos sísmológicos y eléctricos que son por otra parte métodos relativamente económicos y de aplicación rápida; naturalmente exigen el concurso de un especialista en geofísica.

A.3) Método Sísmológico.

Este método se basa en medir las velocidades de propagación de las ondas elásticas en los diferentes medios del lugar, provocando artificialmente perturbaciones dinámicas en un punto del suelo que da origen a: ondas longitudinales y transversales, que permiten deducir, por el estudio de sus reflexiones y refracciones: las profundidades, espesores de capas y calidad de los materiales.

En geotecnia el método sísmico utilizado es el de refracción, que consiste en medir el tiempo requerido para que las ondas longitudinales viajen del punto en que se generan a los detectores o geófonos colocados en línea que captan la señal de llegada y que a su vez le envía a un aparato registrador.

El sísmógrafo, llamado así al equipo utilizado en este método, consta de tres partes básicas: el mecanismo generador de la onda, el conjunto de geófonos y el aparato registrador.

En la tabla I se pueden observar velocidades de propagación para distintos materiales.

TABLA I

MATERIAL	VEL EN M/SEG	MATERIAL	VEL EN M/SEG
SUELO	170-500	CALIZA	3,000-5,700
ARCILLA	1,000-1,800	DALOMA	5,000-8,200
ARCILLA ARENOSA	975-1,100	EVAPORITAS	3,500-5,500
ARCILLA ARENOSA CEMENTADA	1,165-1,280	GRANITO	4,000-5,500
LIMO	750	GNBS	5,200-7,500
ARENA SECA	300	ESQUISTO O PIZARRA	2,290-4,700
ARENA HUMEDA	510-1,830	ROCA IGNEA	5,500-6,600
ALLUVION	550-1,000	AGUA	1,430-1,680
ALLUVION (TERCIARIO)	800-1,500		
ALLUVION PROFUNDO	1,100-2,350		
DEPOSITO GLACIAR	490-1,170		
DUNAS	500		
LOESS	375-400		
LUTITA	1,800-3,800		
ARENISCA	2,400-4,000		
MARGA	3,000-4,700		
CRETA	1,830-3,970		

A.4) Métodos Eléctricos.

Este método se basa en la interpretación del campo eléctrico creado por la circulación de una corriente eléctrica en el subsuelo (natural o artificial); estableciendo una relación entre los parámetros físicos que intervienen en la propagación de la corriente y las características físicas de los materiales empleando para ello aparatos receptores y transmisores. Se pueden aplicar para la localización de acuíferos y estructuras geológicas.

Para la exploración geoelectrica se han desarrollado diversos métodos, de éstos el más simple es el de Wenner, que opera de dos maneras: Sondeo Eléctrico que estudia la estratigrafía según una vertical y rastreo eléctrico que lo hace según una horizontal a una cierta profundidad. Combinando ambas técnicas se pueden tener una clara idea de las condiciones del sitio.

El equipo consiste en una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro cuatro electrodos y cables conductores.

En la Tabla II, que a continuación se presenta, se dan algunos valores usuales de suelos y rocas:

TABLA II

MATERIAL	RESISTIVIDAD (OHM-M)
ARCILLAS	3 - 30
MARGAS	10 - 100
LUTITAS	30 - 300
ARENAS Y GRAVAS	100 - 1000
CALIZAS	300 - 3000
ARENISICAS	70 - 7000
ROCA INTRUSIVA	1000 - 10000

A.5) Metodo Gravimétrico

La gravimetría es la medida de la aceleración de la gravedad que como se sabe no es constante en toda la superficie del planeta. Para cada punto existe un valor que depende de la latitud y de la altitud. La diferencia entre éste valor y el valor medio recibe el nombre de anomalía de Bouguer. Esta se valora en general en fracciones de miligal (el gal corresponde a una aceleración de 1 cm/seg²).

El equipo que se utiliza para éste trabajo y que debe ser extremadamente sensible se denomina Gravímetro.

La anomalía de Bouguer se debe a una repartición no homogénea de las masas en la vertical del punto de medida. Este puede explicarse por la presencia en profundidad de una masa densa o bien de una deficiencia de masa, caso en el cual puede corresponder a una cavidad.

B) Métodos Directos

Son aquellos que permiten la observación directa (ocular) del terreno sea en la superficie o bien a profundidad, ya sea por levantamientos geológicos o por muestras colectadas en perforaciones, pozos o en socavones.

B.1) Reconocimiento Preliminar.

Por reconocimiento preliminar se entiende la visita o inspección al sitio objeto de un estudio geológico que procede a cualquier tipo de investigación en el terreno que amerita desembolsos erogaciones importantes.

Desde cualquier punto de vista, es recomendable este tipo de reconocimiento, complementando con un estudio fotogeológico y con una buena recopilación de datos geológicos del sitio o de predios o zonas cercanas a la obra proyectada, ya que además de proporcionar información acerca de la accesibilidad, recursos humanos y materiales del lugar

permite conocer el ambiente geológico del área sobre la cual se va a trabajar, información que se considera necesaria para una mejor orientación de los estudios.

Puede ser a tal grado importante el reconocimiento preliminar que de su sola realización se elimine todo proyecto de construcción en un lugar previamente seleccionado en el que no se tuvieron en cuenta las consideraciones geológicas.

B.2) Levantamientos Geológicos Detallados.

Estos levantamientos son aquellos que tienen por objeto la determinación precisa de las unidades litológicas presentes de un área en estudio su grado de alteración y alterabilidad, sus contactos geológicos, posición (rumbo y echado) y los accidentes estructurales o discontinuidades que las afecten: fallas, fracturas y juntas, intensidad de plegamientos, etc. Por otra parte tratándose de morfología accidentada, las observaciones durante los levantamientos deben ser también orientados al conocimiento del equilibrio de los taludes (fenómenos de geodinámica externa).

Este tipo de levantamiento, teniendo en cuenta la magnitud y características de la obra por construir, tiene un rango de escalas que puede variar de 1:100 a 1:500 y 1:1000.

Debe tenerse muy en cuenta que una buena toma de muestras y fotografías durante el levantamiento puede contribuir, ya que se tiene la información del estudio de las muestras en el laboratorio y que se ha hecho un examen cuidadoso de las fotografías, a dilucidar algunos aspectos que aparecieron confusos durante el levantamiento.

B.3) Tajos y Pozos a Cielo Abierto.

Estos procedimientos de exploración a un costo muy limitado, son excepcionalmente ventajosos para conocer el espesor y naturaleza del material de relleno (suelo, depósito aluvial, aluvial, etc.), las características de la roca subyacente y su grado de alteración, fracturas fallas o contactos.

Se recomienda su ejecución cuando es deseable obtener un mayor cúmulo de datos en un levantamiento geológico.

Por su integración en el plano geológico y para la elaboración de perfiles, estas obras de exploración deben estar ligadas al plano topográfico o fotogramétrico del lugar y ser levantadas con brújula y cinta a lo largo de todo su desarrollo en las paredes y piso. El levantamiento deberá hacerse con el cambio de grado de detalle que permita obtener el perfil geológico exacto y los accidentes estructurales existentes. Por otra parte si el estudio lo requiere se obtendrán muestras cúbicas o de otro tipo para ser estudiadas en el laboratorio.

B.4) Socavones y Pozos Interiores.

Este tipo de obras, aunque muy costosa comparada con los tajos y pozos a cielo abierto e inclusive con las perforaciones, permiten tener la observación directa de los materiales y demás accidentes a profundidades a veces suficientemente alejadas de la superficie. Proporcionan valiosa información no solo sobre sus características de resistencia y permeabilidad sino también acerca del comportamiento de la roca al desprendimiento, distribución y número de barrenos, etc.. Por otra parte son sitios adecuados para efectuar algunas pruebas de campo (módulo de elasticidad, resistencia y permeabilidad).

Son sin lugar a dudas de las exploraciones que más se recomiendan en el caso de túneles, casas de máquinas o en general de obras subterráneas.

Son obras cuya estaca o machote de entrada deben estar también ligados al plano topográfico del lugar, no solo para vaciar la información que se pueda obtener para el plano geológico correspondiente, sino también para tener un punto de amarre para la elaboración de perfiles.

Es conveniente observar durante el levantamiento, la misma recomendación que se hace para los tajos y pozos a cielo abierto, la evolución de las rocas, después de excavadas a la acción de la intemperie, es decir el grado de alterabilidad que presenten en lapsos de tiempo relativamente cortos.

B.5) Perforaciones.

Dentro de las perforaciones deben distinguirse dos tipos, aquellas para la obtención de muestras de roca, y las que se ejecutan para muestrear suelos.

Salvo casos excepcionales en que se presenten cuerpos de calcedonia o rocas de naturaleza similar donde para atravesarlas es recomendable utilizar martillo neumático, el muestreo en roca debe efectuarse siempre a rotación con brocas con corona de diamante o con chispas de carburo de tungsteno.

Son de valor reducido los sondeos en roca que provocan desgaste, por abrasión, de los extremos de los tramos de muestra. El porcentaje de muestras así recuperadas disminuye y la información obtenida puede resultar errónea. Es conveniente modificar en tal caso, el tipo de muestreador.

Los factores que influyen en la calidad del muestreo de roca son de dos clases, unos ligados directamente al equipo de perforación y personal de operación y otros inherentes a las características de los materiales. Entre los primeros se pueden mencionar:

- El tipo de muestreador: de barril sencillo, doble rígido o doble giratorio. Los barriles de tipo sencillo o doble rígido inducen en la muestra esfuerzos de torsión; además con el muestreador de barril sencillo la circulación del agua de perforación ocasiona un desgaste lateral de la muestra. El barril doble giratorio, es el más eficiente, pues evita estos dos inconvenientes.

- El tipo de broca: de diamante o chispas de carburo de tungsteno, el número de vías de agua, el número de piedras por kilate, etc.

- El estado del opresor y porta opresor.

- El gasto de presión del agua o lodo de perforación.

- La velocidad de rotación de la broca.

- La presión que actúa sobre la roca.

- El anclaje de la máquina de perforación que en caso de ser deficiente influye en las vibraciones de las barras de perforación.

- La extracción de la muestra del barril y sobre todo

- Los conocimientos y responsabilidades del personal de operación el cual debe tener suficiente experiencia.

Entre las características de los materiales están:

- El grado de fracturamiento y afilamiento. A mayor fracturamiento más posibilidades de que la recuperación sea deficiente por el bloqueo frecuente que se presenta con el consecuente molido sobre de la muestra.

- El grado de alteración. A mayor alteración mas posibilidad de que el agua de circulación deslave e inclusive en algunos casos destruya la muestra.

- La finura o espesor de los estratos o capas así como aquellos que presentan estructura fluidal y su posición con respecto a la dirección del barreno.

Los factores que influyen en la calidad del muestreo en suelos son:

- El procedimiento de hincado: a presión, a rotación o percusión.

- El tipo de muestreador: de pared gruesa (para sondeos alterados de tubo liso) o de pared delgada (para sondeos inalterados tipo Shelby o Dennison).

- El gasto de presión del agua o lodo de perforación.

- La velocidad de avance.

- La carga que actúa sobre las barras de perforación.

- La forma de separar la base de la muestra, ya introducida en el barril, del terreno circundante.

- El procedimiento de estabilización de las paredes del sondeo: todo o ademe.

1.3. CONOCIMIENTO GENERAL DEL TIPO DE SUELO.

1.3.1. PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

En forma simplista definiremos como suelo todo material que sea eficientemente excavable con pico y pala.

Los suelos pueden dividirse en dos grupos:

A) Residuales, procedentes de la intemperización de rocas en el mismo sitio.

B) Transportados, formados con la sedimentación progresiva de partículas procedentes de otros suelos o del desgaste de rocas.

En los suelos residuales, se presenta una secuencia ordenada desde la superficie hacia la profundidad, donde los materiales varían desde suelos francos, a roca sana pasando por condiciones intermedias de suelos con fragmentos de rocas parcialmente intemperizadas.

La profundidad y el tipo de suelos residuales, depende de las condiciones climatológicas prevalentes durante su formación, pudiendo provocarse suelos residuales predominantemente arcillosos en ambientes cálidos, húmedos o granulares en ambientes fríos secos.

Los suelos transportados pueden ser:

- Coluviales.
- Aluviales.
- Eólicos.
- Glaciares.

Según se haya transportado y depositado al pie de laderos, acarreados por agua, por viento o por glaciares respectivamente.

Una clasificación común de campo podría ser:

1.- Arena y Grava: Agregados sin cohesión, formados por fragmentos redondeados, subangulares o angulares, procedentes de rocas poco alteradas.

2.- Tepetate: Combinación de arenas, limos o arcillas. Tierra endurecida, con extraordinaria resistencia a la penetración de las herramientas de perforación. También posee gran cohesión entre sus partículas.

3.- Limo Inorgánico: También llamado "harina de roca" es esencialmente un suelo de grano fino formado por partículas equidimensionales, que se comportan como poco plásticas cuando actúan en conjunto. Cuando las partículas son similares a hojuelas con dos dimensiones similares o mayores que la tercera, aumenta la plasticidad del conjunto de partículas.

4.- Arcilla: Derivada de la descomposición de los minerales de las rocas, provoca los comportamientos más indeseables del subsuelo potencialmente expansivo si está seco y preconsolidado, o bien compresible si se ha sedimentado en un medio acuático. La permeabilidad de la arcilla es en general, baja.

5.- Turba: De origen francamente orgánico, tiene componentes fibrosos de origen vegetal y es sumamente inestable y compresible.

6.- Toba: Es un agregado de fragmentos minerales o rocas, arrojadas por erupciones volcánicas y depositado por acción del agua o del viento.

7.- Loess: Sedimento uniforme y colusivo de origen eólico, su tamaño medio de partículas oscila entre 0.01 y 0.05 mm. y su cohesión es debida a la presencia de carbonato de calcio.

8.- Margas: Arcillas calcareas duras o muy duras.

9.- Caliche: Capas de suelo cementado por algún carbonato.

10.- Arcillas Bentoníticas: Formadas por la alteración química de las cenizas volcánicas.

De acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos existen:

- Gravas.
- Arenas.
- Limos.
- Arcillas.
- Suelos orgánicos.

Un análisis granulométrico de las partículas que forman a las gravas y las arenas permite definir si son bien graduadas ó mal graduadas (uniformes).

Por su parte la determinación de los límites de consistencia en los limos arcillas y suelos orgánicos permite conocer si son de alta o baja plasticidad.

Generalmente los ensayos de laboratorio que se practican en las muestras inalteradas extraídas del subsuelo buscan conocer sus propiedades físicas y mecánicas:

- | | |
|--------------------|----------------------------|
| - Resistencia. | - Clasificación. |
| - Compresibilidad. | - Límites. |
| - Permeabilidad. | - Pesos Volumétricos, etc. |

La resistencia de los suelos resulta de fundamental importancia para anticipar su comportamiento al ser excavados a las sollicitaciones (carga ó esfuerzo); y de ahí seleccionar su proceso constructivo.

También es necesario determinar el efecto del confinamiento en la resistencia del suelo así como la resistencia no confinada del mismo. El comportamiento elastoplástico del material a diferentes niveles de esfuerzos es también fundamental para el análisis del proceso de tajeo.

Los efectos del tiempo, del agua libre y del intemperismo son aspectos que también deben investigarse en el material por excavar.

La compresibilidad de los materiales puede afectar el comportamiento del medio vecino, si el túnel actúa como dren produciendo consolidación y asentamientos en superficie.

La permeabilidad del medio permitirá anticipar la cantidad de agua que es necesaria manejar desde el interior del túnel (si es que no provoca inestabilidad de lo excavado), o bien extraer previamente mediante un adecuado sistema de abatimiento o expulsarla del área de trabajo mediante aire comprimido.

Por supuesto que el conocimiento individual de las propiedades del suelo debe integrarse al plano estadístico del conjunto de materiales que serán afectados por el proceso de tneleo para su mejor interpretación y evaluación de comportamiento.

1.3.2. PROPIEDADES DE LAS ROCAS.

Se acostumbra clasificar a las rocas, según su origen en:

- Igneas.
- Sedimentarias.
- y Metamórficas.

Las Igneas se forman del magma existente en el interior de la tierra y son intrusivas cuando se forman en gran profundidad o extrusivas cuando se forman en el exterior de la corteza por derrames volcánicos.

Las rocas ígneas intrusivas, al enfriarse lentamente dan lugar al crecimiento de cristales grandes. Son clásicas de este grupo, el Granito, el Granito Porfídico, la Diorita y el Gabro

Las rocas ígneas extrusivas (volcánicas) se enfrían rápidamente provocando que los cristales sean pequeños. Pertenecen a éste grupo, la Riolita, la Andesita y el Basalto.

Las rocas sedimentarias se han formado a través del tiempo por la deposición aglutinamiento y cementación de partículas de otras rocas o de microorganismos, principalmente en ambiente marino, formándose estratos prácticamente horizontales que posteriormente por la acción de fuerzas tectónicas son plegados y deformados dando lugar también a fallas. Este tipo de rocas forman casi el 75% de la superficie de la Tierra. Pertenecen a este grupo la Caliza, la Arenisca, la Lutita, etc.

Las rocas metamórficas, son originadas por la acción combinada de presión y calor sobre rocas preexistentes, dando lugar a rocas con diferentes propiedades y características. Son típicas de esta clasificación: el Gneiss, el Esquistó, el Mármol, etc..

En general las propiedades intrínsecas de la roca tales como su resistencia al corte o permeabilidad tienen menor importancia que las propiedades del conjunto. A éste respecto, el grado e intensidad del fracturamiento así como la orientación de los sistemas de fracturas son notablemente más importantes en el comportamiento del futuro túnel.

De igual manera la permeabilidad del macizo rocoso, a través de fracturas, fallas, huecos de disolución, etc., influyen de una manera decisiva sobre la obra subterránea, más que la permeabilidad individual de la roca.

Las fallas existentes, su actividad relativa y el material que contienen son fundamentales para el estudio del proceso de tneleo.

Una forma empírica de tomar en cuenta el grado de fracturamiento de la roca es a través del registro pesado del porcentaje de recuperación del muestreo, llamado RQD.

No obstante lo anterior cuando la roca esta fuertemente metamorfozada por presión, la resistencia al corte del material dependerá de la orientación de los esfuerzos, debiendo en éstos casos conocerse con detalle la relación entre la resistencia y la orientación del plano de corte.

Los planos de estratificación de las rocas sedimentarias constituyen en sí zonas de debilidad que deben conocerse con mucho detalle para seleccionar la forma de la sección transversal del túnel y si conviene reforzar con sistemas de anclaje los estratos de roca para evitar los caídos al tunelear.

Los contactos entre las diferentes deformaciones rocosas constituyen también puntos singulares de inestabilidad que deben detectarse con suficiente precisión para definir su particular solución estabilizadora.

Al obtener el conjunto de datos relativos al macizo rocoso, procedentes de pruebas realizadas en su mayor parte dentro del campo, se deben integrar al plano geológico base, que contenga incluidos la existencia de fallas, contactos entre formaciones y permeabilidades del sistema de fracturas. Así mismo debe mostrar la ubicación de diques, lacolitos, mantos, etc., procedentes de las rocas intrusivas y las orientaciones de los sistemas de fracturas derivados de su enfriamiento.

Si las rocas son sedimentarias y han sufrido plegamientos intensos, éstos deben conocerse con la mayor fidelidad.

En resumen, cuando los túneles se construyen en rocas, es más importante conocer el mayor detalle posible del macizo rocoso y no solo las propiedades individuales de los fragmentos de roca.

1.3.3. CLASIFICACION DEL MATERIAL EXCAVADO.

La clasificación Tunnelman's, presenta básicamente diez categorías para clasificación del material excavado, ordenadas de la menor a la mayor posibilidad de dificultades que pueden surgir al excavar un túnel.

No.1 DURO.

En este tipo de material, la frente del túnel puede avanzar sin requerir soporte alguno en la clave o en las paredes.

Rocas sanas, prácticamente sin fracturas, suelos calcáreos arcillosos duros, gravas y arenas cementadas pueden caer dentro de ésta.

No.2 FIRME.

La frente del túnel puede avanzar sin soporte temporal en la clave, el soporte final puede colocarse antes de que el material se emplee a mover.

Rocas sanas poco fracturadas, loess arriba del nivel freático, y arcillas calcáreas de baja plasticidad.

No.3 GRANEO LENTO.

Empezan a caer del techo y paredes, terrones y hojuelas de material, algún tiempo después que el material ha sido excavado.

Rocas poco alteradas fracturadas, suelos residuales arenas con cementante arcilloso, arriba del nivel freático.

No.4 GRANEO RAPIDO.

El proceso de desprendimiento de terrones y hojuelas se inicia en pocos minutos después que el material ha sido excavado.

Suelos residuales o en arena con cementante de arcilla bajo el nivel freático.

No.5 EXTRUSION LENTA.

El terreno avanza lentamente hacia el túnel, sin fracturarse y sin aumento perceptible de agua. Puede provocar hundimientos en la superficie.

Rocas alteradas, arcillas blandas o medianamente blandas.

No.6 EXPANSIVO.

Aquí también el terreno avanza lentamente hacia el túnel, pero existe un notable incremento de volumen en el material vecino a la frontera excavada asociado a la presencia de agua.

Rocas sedimentarias conteniendo capas de anhidrita, arcillas fuertemente preconsolidadas con índice plástico mayor de 30%.

No.7 CORRIDA COHESIVA.

Después de un breve período de graneo, el material "corre" colina abajo como si fuese azúcar granulada hasta que el talud se estabiliza en la relación 2:1 aproximadamente (dos horizontal por uno vertical).

Suelos arenosos francos con cierta humedad intergranular.

No.8 CORRIDA.

La remoción del soporte lateral o confinamiento en cualquier superficie con inclinación más escarpada que 2:1 provoca un "corrimiento" del material similar al ocurrido en un reloj de arena, hasta que se estabiliza en un talud 2:1 o similar.

Esto ocurre en arenas limpias secas, medias a gruesas, arriba del nivel freático.

No.9 EXTRUSION RAPIDA.

El terreno avanza rápidamente hacia el hueco excavado en forma de flujo plástico o pseudo plástico donde fragmentos del material conservan su consistencia original.

Arcillas y limos con alto índice de plasticidad.

No.10 FLUYENTE.

El terreno se mueve como un líquido viscoso pudiendo invadir todo hueco excavado incluyendo paredes y techo del túnel llegando a salir hasta los portales en algunos casos.

Esto ocurre en suelos granulares bajo el nivel freático, con diámetro efectivo mayor de 0.005 mm.

Es interesante observar que los materiales encasillados como "DURO" o "FIRME", soportan claramente las concentraciones de esfuerzo provocadas por la excavación sin menoscabo de su resistencia interna a pesar del "desconfinamiento". Es de esperarse que su componente cohesiva (cementación) sea altamente importante.

En los materiales descritos con el calificativo de "GRANEO LENTO" o "RAPIDO" las concentraciones de esfuerzo pueden mermar de alguna manera la capacidad resistente del material el cual poco a poco se rompe y traslada su responsabilidad al medio vecino a la vez que extiende el proceso de desconfinamiento.

En algunos materiales, el intemperismo que acompaña a la excavación del túnel puede ser la causa del granero, que poco a poco degrada al suelo vecino a la oquedad, desactivándolo de su función de soporte en un proceso progresivo.

Los materiales calificados como "EXTRUSION LENTA" o "RAPIDA", son incapaces de soportar los nuevos esfuerzos impuestos por la oquedad pero en vez de romperse bruscamente y salirse del sistema soportante, se plastifican progresivamente alrededor del hueco, conservando una parte de su responsabilidad, aunque con notable incremento en las deformaciones.

La rapidez con la que se provoca la plastificación depende del nivel de esfuerzos en relación a la resistencia del material y condiciona el que la extrusión sea lenta o rápida.

En los materiales "EXPANSIVOS", existe una acción directa del agua sobre la estructura interna del material, que al haber perdido su confinamiento aumenta de volumen y pierde algo de su resistencia.

Los suelos de "CORRIDA", pierden por completo su resistencia al desconfinarse, cediendo libremente a las fuerzas gravitatorias hasta alcanzar su estabilización.

Finalmente, en los suelos "FLUYENTES" la acción desconfinante, sumada al flujo del agua despertada por la excavación, provocan una completa movillización del suelo afectado que busca su nuevo estado de equilibrio.

1.4. CONOCIMIENTOS GENERALES DE LOS ASPECTOS GEOLOGICOS.

A) Litología y Estratigrafía.

Se refiere dicho tema al tipo de roca que se va a trabajar, sea ésta una roca ígnea, sedimentaria o metamórfica y al grado de sanidad, alteración o alterabilidad que presente; determinadas éstas por estudio de laboratorio (estudios petrográficos, de evolución de la roca o de intemperismo acelerado) o por simple observación de campo.

Se debe considerar, además, la posición que guardan las distintas unidades litológicas existentes, en relación con el eje del túnel y si esta posición influye en la facilidad o dificultad de construcción del propio túnel. En el caso de las rocas blandas los cambios de facies pueden dar lugar a problemas de sobre excavación particularmente en presencia de nivel freático.

La identificación de la unidad litológica existente debe hacerse con la nomenclatura o terminología manejada por el geotecnista y el constructor.

Podemos localizar rocas alteradas cerca de la superficie del terreno, en las zonas de falla y mineralizadas, en la vecindad de las mismas, y en los lugares con presencia de hidrotermalismo.

B) Discontinuidades.

Tal aspecto comprende: las fallas, fracturas y juntas, foliación, lejamiento, planos de estratificación y discordancias. No se puede decir de éstas discontinuidades, que unas sean más importantes que otras, ya que su importancia depende de la magnitud y profusión en que afectan al macizo rocoso en el cual se va a construir el túnel. Además de la magnitud y profusión es de considerar la posición que estas discontinuidades guardan con relación al eje del túnel.

El conocimiento detallado de las discontinuidades o accidentes estructurales es lo que permitirá precisar, en gran parte, cual será la sobre excavación en el comportamiento del macizo rocoso, a fin de seleccionar el soporte y anclaje adecuado.

C) Geohidrología.

Este otro aspecto permitirá prever las dificultades que se presentarán durante la construcción de un túnel. Es así pues, aconsejable que como resultado de la exploración, la carta o mapa geotécnico contenga curvas isoplezométricas y en los perfiles geotécnicos se presente una gráfica sobre la permeabilidad, sea ésta medida con pruebas de campo o de la boratorio. Las pruebas Lugeon o Lefranc proporcionan información útil al respecto.

En lo referente a la composición, este dato nos permite conocer si existen aguas que pudieran ser agresivas o pudieran atacar los materiales del revestimiento o bien conocer la proximidad de rocas distintas a las que se están explorando, aguas selenitosas por ejemplo. Se permitirá definir cual es el tipo de revestimiento o el cemento que se debe utilizar.

La temperatura del agua, a la profundidad de construcción del túnel nos indicará cuales serán las condiciones ambientales bajo las cuales se va a trabajar, manantiales termales a proximidad

del sitio de construcción de un túnel, son indicativos de que pudieran encontrarse temperaturas elevadas a profundidad, dato que será verificado con las exploraciones.

Túneles construidos en terrenos calcáreos, basálticos, aluviales y aluvio-lacustres, por debajo del nivel de aguas freáticas tienen una enorme posibilidad de ser perforados en presencia de agua, tanto más, cuanto más permeable sea el terreno. Zonas de falla, discordancias y contactos de rocas permeables a impermeables son lugares que por debajo del nivel de aguas freáticas dan lugar a volúmenes considerables de agua.

D) Intemperismo.

Este punto se refiere a la evolución que puedan presentar las rocas arcillosas una vez iniciada la construcción del túnel y a la acción del intemperismo químico y mecánico en los portales de entrada y salida.

Rocas sanas arcillosas en un túnel, con ligeros contenidos de agua dan lugar a pequeños problemas de sobre excavación a la circulación del aire como resultado de la necesaria ventilación. Estos materiales, una vez excavados deben protegerse con gunita o con concreto lanzado.

E) Geodinámica.

La geodinámica externa es la disciplina que trata de la evolución del medio exterior bajo la acción de la erosión y de la sedimentación; y sobre todo, los diversos tipos de inestabilidad de taludes. La geodinámica interna por su parte trata de los fenómenos sísmicos y del volcanismo.

Este tipo de fenómenos son de tomar en consideración en terrenos accidentados en los portales de entrada y de salida, así como aquellos túneles construidos en flanco de ladera.

Se manifiestan por una marcada inestabilidad del macizo rocoso, observándose la roca muy fracturada y los bloques, delimitados por un sinnúmero de fracturas en una posición caótica.

La expresión superficial de una ladera inestable es muy clara: árboles inclinados, abombamiento en la base de la ladera o acumulación de bloques de roca, posición caótica de rumbos y hechados de discontinuidades y presencia de fallas en forma de concha. La Inspección o distancia de una zona supuestamente inestable y más tarde directamente en el terreno es lo que permitirá definir las condiciones de una ladera.

En lo relativo a fenómenos de geodinámica interna se puede señalar la presencia de gases tóxicos en terrenos que incluyan horizontes ricos en materia orgánica, particularmente carbón y problemas de sismicidad, que en el caso de un túnel pudieran ser los relativos a una falla activa.

1.5. ESTABILIDAD DE TUNELES.

A) Estabilidad del frente.

Deformaciones que ocurren durante la falla.

Para la sencillez de la explicación debe considerarse el hecho de que se pretende excavar un túnel en una masa de suelo homogéneo que se encuentra arriba del nivel freático. Antes de la excavación existe en el suelo un cierto estado de equilibrio. Sobre el plano horizontal que pasa por lo que mas tarde será la clave del túnel, el esfuerzo vertical promedio inicial es $\sigma_v = \gamma H$, como se muestra en la Figura No. 1 ; en el plano vertical que será el frente, el esfuerzo horizontal promedio inicial vale $\sigma_h = K \sigma_v$. Al llegar la excavación a este frente desaparecerán los esfuerzos iniciales, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea la parte del frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos esfuerzos se producirá la falla del frente la cual puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que se muestra en la Figura No. 2 . Este fenómeno se observa lo mismo en fallas ocurridas en túneles reales que en modelos de laboratorio. En la masa de suelo afectada por el desplazamiento se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación: al centro un prisma cilíndrico, "cdhf", ver Figura No. 2, en el que el suelo se desplaza verticalmente, sin deformaciones importantes, como si fuera un cuerpo rígido; alrededor de este prisma deslizante central se desarrolla otra zona en la que el suelo muestra fuertes deformaciones angulares, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma cilíndrico se forma otra zona, identificada con las letras "fhi", en la que el suelo que se encuentra detrás del plano vertical del frente sufre grandes deformaciones por esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.

Mecanismo simplificado.

Observando estos patrones de deformación es posible analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea el túnel, antes de la falla, mediante un mecanismo simplificado que se muestra en la Figura No. 3 , el cual esta formado por tres prismas: el prisma del frente, indicado por (1), tiene la forma de una cuña de Coulomb; el prisma rectangular (2) se encuentra apoyado sobre la cuña del (1); las dimensiones de su base están dadas por el ancho, "D", de la sección del túnel y $l = A \tan(45^\circ - \phi/2)$; en el prisma (3), "A", es la longitud de avance de la excavación en la que no se tiene apoyo temporal. En el equilibrio de este mecanismo intervienen, por una parte, las fuerzas actuantes dadas por los pesos respectivos de los prismas, "P1, P2 y P3", que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, y por la otra, las fuerzas resistentes derivadas de la resistencia del suelo, actuando en las caras de los tres prismas. La Figura No. 4 muestra el sistema de fuerzas, que debe estar en equilibrio, para evitar la falla del frente.

Factor de seguridad contra falla del frente.

Siendo éste un sistema de fuerzas paralelas no colineales, el factor de seguridad contra desplazamientos del mecanismo se expresa por la relación entre los momentos de las fuerzas resistentes, $\sum M_r$, y los de las fuerzas actuantes, $\sum M_a$, ambos referidos al eje O en la Figura 4. Las fuerzas actuantes, "P1, P2 y P3", son evidentes y su valor depende del volumen de los prismas respectivos y del peso volumétrico del suelo. Las fuerzas resistentes están representadas por "Q, S2, S12, S13, y S3" y se obtienen de la siguiente manera:

"Q" es la máxima fuerza resistente que ofrece la cuña del frente al desplazamiento bajo la acción de su propio peso y el de los prismas "P2 y P3"; su valor se obtiene de la solución de Meyerhoff para la capacidad de carga de una zapata rectangular dada por la expresión $q = 3.4c/\sqrt{K_a}$; de donde, $Q = 3.4 \text{ cld}/\sqrt{K_a}$.

Las fuerzas cortantes resistentes, "S2, S12, S13, y S3", actúan en las caras perimetrales de los prismas rectangulares (2) y (3); sus valores respectivos se expresan como sigue:

$S_2 = S_m 2 Z d$; expresión en la que S_m es el valor medio de la resistencia al corte del suelo actuando en la cara del prisma (2), hasta la altura Z_d . La magnitud de Z_d está dada por la altura hasta la cual se desarrollan esfuerzos cortantes inducidos en las caras de los prismas, al eliminar las presiones iniciales, \bar{u}_i y \bar{u}_n , como consecuencia de la excavación (Figura No.1). Z_d tiene un valor de alcance máximo de $Z_{d\max} = 1.7D$; lo que indica que arriba de esta lectura, los esfuerzos cortantes inducidos son de magnitud prácticamente nula. En la Figura No. 3 se ve que "D" es el ancho de la sección transversal del túnel.

$S_{12} = 2 S_m 2 Z d_i$; puesto que hay dos fuerzas resistentes iguales que actúan en las caras anterior y posterior del prisma (2).

$S_{13} = 2 S_m 3 Z d$; semejantes a la anterior, actuando en las caras del prisma (3), donde la resistencia media al corte del suelo es $S_m 3$.

$S_3 = S_m 3 Z d$; es la fuerza cortante resistente que actúa en la cara del prisma (3), normal al plano de la Figura No. 1.

Las expresiones de cada una de las fuerzas del sistema y sus correspondientes momentos, respecto al eje O, se resumen a continuación:

FUERZAS ACTUANTES:	MOMENTOS	FUERZAS RESISTENTES:	MOMENTOS
$P_1 = 1/2 AD$	$M = 1/3 \gamma ADI_2$	$S_2 = S_m 2 Z d$	$M_{S_2} = 0$
$P_2 = \gamma HDH$	$M = 1/2 \gamma HDI_2$	$S_{12} = 2 S_m 2 Z d_i$	$M_{S_{12}} = S_m 2 Z d_i^2$
$P_3 = \gamma aDH$	$M = HDa (1 + a/2)$	$S_{13} = 2 S_m 3 Z d$	$M_{S_{13}} = 2 S_m 3 a (1 + a/2) Z d$
		$S_3 = S_m 3 Z d$	$M_{S_3} = S_m 3 D (1 + a) Z d$
		$Q = 3.4 c D / \sqrt{K_a}$	$M_q = 1.7 c D^2 / \sqrt{K_a}$

EL FACTOR DE SEGURIDAD SERA ENTONCES: $FS = \frac{M_r}{M_a}$

SUSTITUYENDO EXPRESIONES:

$$FS = \frac{S_m 2 Z d_i^2 + 2 S_m 3 a (1 + a/2) Z d + S_m 3 (1 + a) D Z d + 1.7 D c D^2 / \sqrt{K_a}}{1/2 \gamma HDI_2 + \gamma HDa (1 + a/2) + 1/3 \gamma ADI_2}$$

HACIENDO $H/A = n$ Y SIMPLIFICANDO SE TIENE:

$$FS = \frac{[(2(S_m 2 - S_m 3)/(1 + a/2)^2 + 2 S_m 3] Z d D + [(2 S_m 3/(1 + a/2) \sqrt{K_a})] Z d A + [(3.4 c/(1 + a/2) \sqrt{K_a})] D^2}{\gamma H [1 + Z/(3n(1 + a/2))]}$$

En esta fórmula general de la estabilidad del frente se puede ver que el factor de seguridad contra falla del frente es una función de los siguientes factores: por una parte, las dimensiones del túnel, dadas por la profundidad a la clave, el ancho y la altura de la sección excavada y la longitud de avance de la excavación sin apoyo temporal; por otra, de las propiedades mecánicas del suelo que se encuentra atrás del frente y sobre la clave del túnel, dadas por el peso volumétrico y la resistencia al esfuerzo cortante.

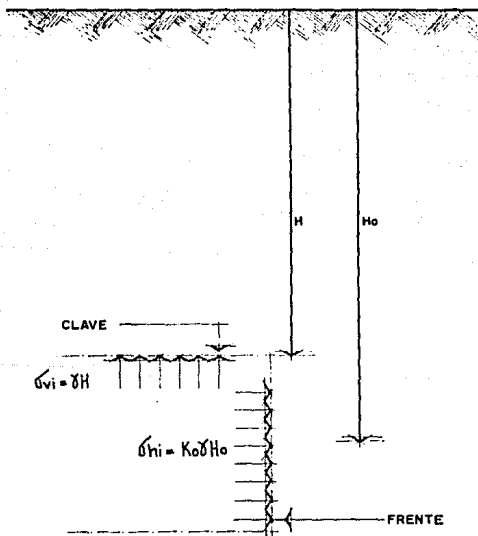


FIG. No. 1 PRESIONES VERTICALES Y HORIZONTALES EN LA MASA DE SUELO ANTES DE LA EXCAVACION DE UN TUNEL

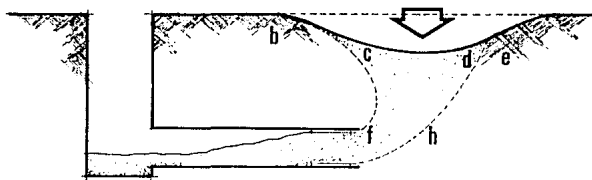


FIG. No. 2 FALLA DEL FRENTE DE UN TUNEL EN SUELO INESTABLE.

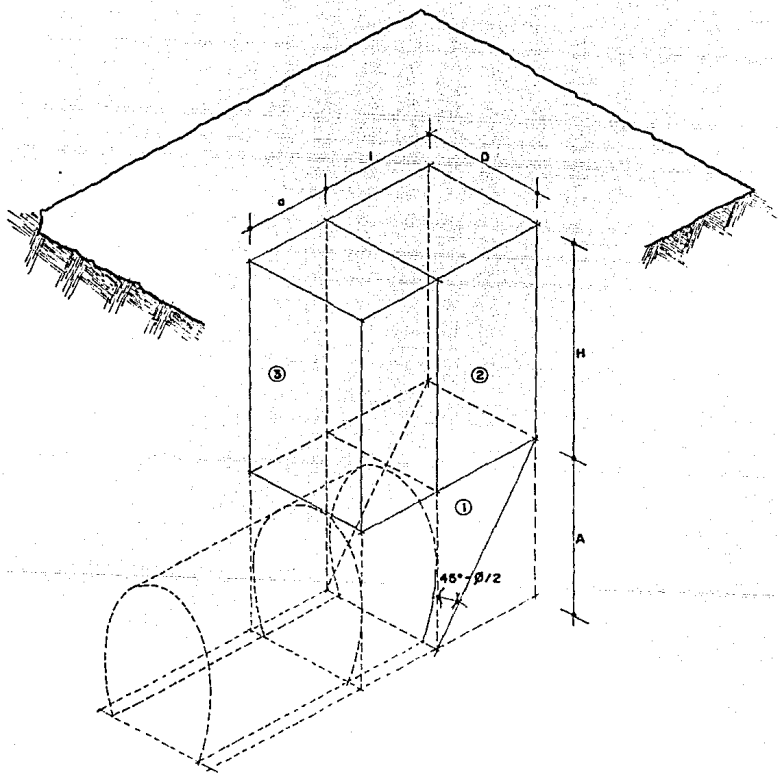


FIG. No. 3 MECANISMO SIMPLIFICADO DEL EQUILIBRIO DEL FRENTE

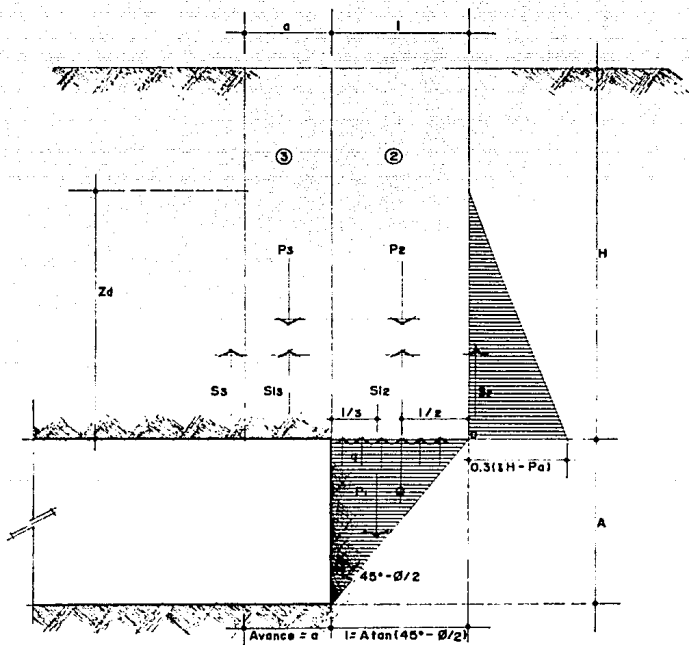


FIG. No. 4 SISTEMA DE FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL EQUILIBRIO DEL MECANISMO SIMPLIFICADO DEL FRENTE

CAPITULO 2

2. MEDICIONES DE CAMPO EN TUNELES.

Los objetivos de las mediciones que se llevan a cabo durante la construcción de túneles, son los siguientes:

A) Corto Plazo.

- Proporcionar los elementos que permitan garantizar la seguridad tanto de la excavación como de las estructuras vecinas o de superficie que pudiesen resultar afectadas.

- Favorecer la toma de decisiones respecto a la clase, profusión y resistencia del soporte temporal.

- Fundamentar la toma de decisiones con respecto a la elección cambio o modificación de los procedimientos de excavación.

B) Mediano Plazo.

- Conocer la naturaleza y si resulta posible, cuantificar la presión del terreno. Definir parámetros de deformabilidad del terreno y criterios para juzgar la interacción terreno-revestimiento.

- Obtener las bases para ajustar el diseño del revestimiento definitivo a la naturaleza del terreno y al comportamiento observado conforme avanza la excavación.

C) Largo Plazo.

- Comparar las predicciones teóricas con el comportamiento real de las estructuras de soporte y del revestimiento definitivo.

- Ajustar las hipótesis de comportamiento del terreno que circunda a la excavación para futuros diseños.

2.1. MEDICIONES ANTES DE LA CONSTRUCCION.

2.1.1. ESFUERZOS RESIDUALES.

Una horadación en la corteza terrestre ocasiona una perturbación en el campo tensional pre-existente. Dicha perturbación suele provocar desequilibrios que inducen deformaciones, tanto instantáneas como diferidas, que ocurren mientras no se alcanza un nuevo estado de equilibrio.

El estado tensional pre-existente es desconocido en la inmensa mayoría de casos de macizos rocosos o mantos térreos en los que se requiere excavar un túnel. Por esta razón suele intentarse su determinación o, más frecuentemente se recurre a interferirlo de consideraciones de equilibrio casi siempre de una forma extremadamente simple.

Las técnicas de medición de estados de esfuerzos son generalmente elaboradas y están limitadas a determinaciones puntuales. En un principio estas determinaciones debieran hacerse sin alterar las condiciones existentes. Siendo difícil de cumplir con esta condición, suelen determinarse los esfuerzos en paredes de excavaciones en las que, obviamente se han eliminado los cortantes y los normales, con lo cual, en el mejor de los casos, se llega a conocer un estado plano de esfuerzos iniciales.

Las técnicas de medición de esfuerzos residuales, en general están basadas en principios de comportamiento elástico de la roca o terreno, para llevar a cabo la determinación de esfuerzos, generalmente se instalan extensómetros en un elemento de terreno en direcciones pre-determinadas y se procede a liberar los esfuerzos existentes mediante un corte perimetral que aísla el elemento, midiéndose los cambios en las deformaciones y produciéndose de estos valores y de los módulos de deformación, previamente determinados, la magnitud y la dirección de los esfuerzos principales.

2.1.2. PIEZOMETRIA.

Se entiende por piezometría la determinación de las presiones del agua dentro de una masa de suelo o roca, para el análisis del problema de construcción de una obra alojada o cimentada en dicha masa, así como también para anticipar el comportamiento de la obra durante su vida útil.

Las condiciones piezométricas en un macizo rocoso o en un manto térreo en el que se proyecta construir un túnel son normalmente desconocidas. La piezometría es particularmente importante en el caso de túneles excavados en suelos, sobre todo en zonas urbanas, tanto en la fase de análisis como en la etapa de observaciones de comportamiento. Durante la etapa constructiva y en condiciones particulares hasta el final de la vida útil del túnel, llega a ser necesario conocer la distribución de las presiones del agua en el transcurso del tiempo.

No obstante la influencia particular que tiene la presión del agua en el comportamiento de un suelo y en las acciones de éstos sobre las estructuras que aloja o soporta, ha sido práctica frecuente ignorarla indebidamente en la solución de algunos problemas de mecánica de suelos, para simplificar los métodos de análisis.

Para conocer las condiciones piezométricas de una masa térrea se recurre a hacer determinaciones en puntos estratégicos, escogidos cuidadosamente en base a la estatigrafía y

en la configuración del túnel, de tal manera que las condiciones puntuales permitan al ingeniero hacerlas extensivas al resto de la masa del suelo involucrada en el problema.

Es difícil establecer un criterio general para determinar el número, localización, profundidad y periodicidad de lecturas piezométricas.

Los programas para la instalación de piezómetros deben considerar los siguientes criterios:

- Es útil ubicar varios piezómetros en una misma localización; a un conjunto así instalado se le denomina estación piezométrica; tiene la ventaja de poder realizar varias perforaciones en un área reducida, vigilar varios piezómetros a la vez y facilitar la toma de lecturas.

- No es recomendable utilizar una sola perforación para la instalación de varios piezómetros, ya que la probabilidad de interferencia es alta.

- La profundidad de los piezómetros se elegirá con base en la estadigrafía y en la distribución de la permeabilidad de los suelos, relacionados a su vez con la relación de vacíos y el contenido de agua.

- El número y la localización de las estaciones piezométricas se elegirá de acuerdo con la magnitud e importancia del túnel y con el comportamiento esperado de la masa de suelo involucrada.

- La periodicidad de las lecturas se definirá de acuerdo a la respuesta de los piezómetros; si la respuesta presenta variaciones de corto tiempo, convendrá emplear períodos cortos de observación y viceversa. En cuanto a la duración de las lecturas, es recomendable llevarlas a cabo desde la etapa de estudios, durante la construcción de la obra, y después de ella hasta que asegure que los efectos de fluctuaciones futuras son intrascendentes o al menos predecibles.

Es conveniente señalar la importancia que tiene la información piezométrica disponible con anticipación en el área de estudio de un túnel, no obstante que las estaciones piezométricas existentes no estén precisamente muy cerca del trazo; la información disponible siempre será de utilidad, sobre todo porque da información de una etapa anterior a la del proyecto específico.

La elección del tipo de piezómetros es siempre difícil, fundamentalmente por la incertidumbre del buen funcionamiento de algunos aparatos cada vez más sofisticados. Los piezómetros disponibles en la actualidad pueden ser: abiertos, neumáticos, y eléctricos (ver Fig. No. 5); la elección adecuada deberá basarse en los siguientes razonamientos:

- La experiencia que se tenga con un tipo particular de piezómetro.

- La permeabilidad del bulbo, que siempre deberá ser mayor que la del suelo donde se ubique.

- El diseño del bulbo que evite que en corto tiempo éste se destruya por la acción de partículas migrantes del medio circundante.

- El tiempo de respuesta del aparato; es obvio que se preferirá al aparato que en menor tiempo permita determinar los cambios en la presión del agua.

2.2. MEDICIONES DURANTE LA CONSTRUCCION.

2.2.1. FLUCTUACIONES PIEZOMETRICAS.

Una vez iniciada la construcción del túnel los datos que se obtengan de la piezometría serán el reflejo de las actividades constructivas. Habrá que cuidar que no exista algún defecto colateral y, en su caso, habrá que evaluarlo para definir la influencia de la construcción del túnel aisladamente.

Con base en los cambios piezométricos podrá revisarse tanto el comportamiento supuesto de la masa de suelo, como la magnitud de las acciones consideradas en el diseño y, además, podrá preverse y resolver otros problemas de infiltración o de inestabilidad y contribuye a verificar tanto el comportamiento como las acciones supuestas en el diseño.

2.2.2. DEFORMACIONES EN LA PERIFERIA DE LA EXCAVACION (CONVERGENCIAS).

Se denomina convergencia, a los desplazamientos o corrimientos de puntas en la superficie expuesta de un túnel hacia el interior del mismo.

Tales desplazamientos ocurren por efecto de la descompresión en la periferia del túnel al removerse el núcleo de la roca o suelo durante las operaciones de excavación.

Es fácil explicar el fenómeno si se considera una placa sujeta a una presión uniforme (tipo hidrostático) en la cual hacemos un orificio circular y extraemos el núcleo. Al efectuar esta operación todos los esfuerzos de dirección radial en la periferia se hacen nulos, y en cambio, los esfuerzos normales de dirección tangencial crecen considerablemente; este cambio provoca deformaciones instantáneas (elásticas) y graduales (elasto-plásticas), si se exceden los límites de resistencia de la roca o suelo.

En la práctica, el fenómeno es bastante mas complejo ya que, por un lado, el estado de esfuerzos no es uniforme, por otro, la excavación no se efectúa instantáneamente y, finalmente, existe un efecto tridimensional en el cual en la medida que avanza la excavación, el túnel se deforma hacia el interior del mismo hasta que el frente sale del radio de acción de la sección considerada.

Por otro lado, las deformaciones elasto-plásticas normalmente ocurren a lo largo de un cierto tiempo durante el cual se desarrolla una pérdida gradual de las características de resistencia del terreno (cohesión), producida por efecto de una alteración gradual de la superficie expuesta como consecuencia del intemperismo o meteorización.

Aún más, algunos suelos y algunas rocas blandas muestran un cierto comportamiento de tipo viscoso, el cual se manifiesta como deformaciones lentas a lo largo del tiempo que ocurren, hasta que son evitadas por un soporte o revestimiento adecuado.

Desde el interior de un túnel no es posible medir la totalidad de las convergencias que ocurren al paso de una excavación, debido a que en una parte de ellas ocurre casi instantáneamente cuando los equipos de perforación impiden cualquier observación directa. Esto, sin embargo, no es tan importante como podría parecerlo, ya que, en rigor, lo que más interesa es conocer el ritmo o velocidad con que estas deformaciones crecen así como el tiempo en que se estabiliza una excavación. Otro aspecto de gran interés es el modo en que se deforma la excavación, lo que se infiere de la magnitud y dirección de las convergencias en distintos puntos de la periferia. La definición de este modo de deformación, permite asignar el tipo de presión del terreno que actúa contra el soporte o revestimiento, también, en algunas ocasiones, es posible deducir de las deformaciones de convergencia observadas, las características de deformabilidad del medio que circunda la excavación.

Siempre será conveniente iniciar la medición de las deformaciones de convergencia lo antes posible. Esto significa que una vez despejado el campo de los equipos de perforación (barrenación, voladuras, rezaga, etc.) y sin imponer riesgos innecesarios al personal de campo, habrá que instalar los dispositivos de medición e iniciar la toma de lecturas lo más cerca que sea posible del frente mismo.

Las deformaciones de convergencia, que en algunos casos llegan a alcanzar valores de varios centímetros y aún de decenas de centímetros, por lo general son de pequeña magnitud y se desarrollan normalmente en el transcurso de varios días, semanas o meses; para fijar ideas acerca del orden de magnitud de las deformaciones de convergencia que ocurren durante la excavación de un túnel.

Conviene establecer que los sistemas de medición que deben utilizarse para medir convergencias requieren por principio ser confiables y poseer una precisión de campo conveniente no mayor de 3 centésimas de milímetro, para lo cual la resolución de los dispositivos de lectura de deformaciones requiere ser de una centésima de milímetro.

Los instrumentos idóneos para las mediciones de convergencia son aquellos que utilizan alambre invar de diámetro pequeño tensionado a valor constante y que cuente con dispositivos de medición de deformaciones y de ajuste de las tensiones de alta calidad y confiabilidad, (ver Fig. No. 6). Además, en estos instrumentos se corrigen continuamente las lecturas por fluctuaciones de temperatura y los dispositivos se "ambientan" antes de llevar a cabo las mediciones y se calibran antes y después de éstas.

Sin duda, la medición de las deformaciones de convergencia durante la construcción de un túnel y su interpretación juiciosa y racional, representa la mejor arma con que cuenta el ingeniero de túneles para la toma de decisiones; por ello, estas mediciones deben realizarse con los instrumentos adecuados y por personal debidamente capacitado y responsable de sus labores. Al mismo tiempo, el personal de campo debe tener plena conciencia de que sus resultados se traducirán en la seguridad y economía de la construcción y, por lo tanto, debe actuar en todo momento con plena honradez y ética profesional.

2.3. MEDICIONES DE LOS SISTEMAS DE SOPORTE.

2.3.1. MEDICIONES DE CONVERGENCIA.

El soporte temporal de túneles consiste generalmente de:

- A) Marcos metálicos con madera de retaque.
- B) Concreto lanzado con o sin malla de refuerzo.
- C) Dovelas precoladas.
- D) Anclajes.

Cuando se utiliza concreto lanzado, es factible y conveniente medir convergencias empleando las mismas técnicas que se utilizan en las excavaciones sin soporte. Aún más, estas mediciones pueden iniciarse antes de lanzar el concreto y continuarse una vez efectuado el recubrimiento. De esta forma si se instalan las referencias en el terreno y se evita que estas sean obturadas o dañadas por el concreto lanzado, es posible seguir el desarrollo completo de las deformaciones de un túnel y sobre todo, apreciar el efecto estabilizador de la capa de concreto lanzado, que no siempre tiene funciones estructurales (en el sentido de soportar cargas externas), sino que su función más importante puede ser la de crear una "resistencia de piel" en la periferia del túnel y especialmente evitar que se propague la alteración de los suelos o rocas hacia el interior del terreno con lo que se inducirán mayores deformaciones de convergencia con la pérdida de las propiedades de resistencia (cohesión y ángulo de fricción interna).

En marcos metálicos también es posible y conveniente medir convergencias, aunque habrá de tomarse la precaución de que los marcos que se utilicen para este fin se encuentren debidamente troquelados contra el terreno, para evitar movimientos falsos que distorsionarian las lecturas.

Los marcos metálicos solo resistirán presiones, y por lo tanto sufrirán deformaciones, si el terreno se apoya contra ellos y si la excavación no es estable y existe un contacto estrecho entre terreno y soporte a través de elementos de retaque.

El criterio anterior es aplicable a las dovelas o segmentos de concreto que se utilizan como soporte temporal o como revestimiento definitivo cuando el túnel se construye con escudo. En este caso las convergencias se deben medir a partir de que el faldón del escudo libera las dovelas y éstas empiezan a resistir presiones del terreno. Cuando existe sobre-excavación, remoldeo del terreno o deficiencias geométricas de los segmentos o sus uniones, las mediciones de convergencia en los anillos formados por dovelas suelen indicar movimientos que tienen que ver solo parcialmente con empujes del terreno.

2.3.2. ESFUERZOS EN LOS SISTEMAS DE SOPORTE

También es posible medir esfuerzos directamente en los elementos de soporte, particularmente en marcos metálicos y dovelas. Esto puede hacerse en forma parecida a como se miden los esfuerzos iniciales en la pared de un túnel, es decir, mediante la colocación de extensómetros en la cara interior del marco o dovela y el subsecuente alivio de esfuerzos por medio de un corte perimetral. Otra forma es instalar, desde la colocación del soporte, extensómetros de pequeña base de tipo Strain Gauges, aunque, en general, éstos no son adecuados a las condiciones de humedad de un túnel y tienen el inconveniente de proporcionar mediciones de tipo puntual.

Otra posibilidad de medir esfuerzos en los sistemas de soporte consiste en romper la continuidad de éstos e intercalar celdas de presión que llegan a proporcionar información útil, aunque no siempre de fácil interpretación. Estas celdas pueden ser hidráulicas o eléctricas.

2.3.3. PRESIONES DEL TERRENO CONTRA EL SOPORTE.

Otras mediciones que pueden hacerse en los marcos de soporte aún cuando su utilidad es discutible, consiste en colocar celdas de carga entre marcos y terreno e ir midiendo en el transcurso del tiempo el desarrollo de presiones contra el soporte. La confiabilidad y la aplicabilidad de estas mediciones plantea dudas por varias razones, entre ellas las principales son:

- A) No es posible garantizar en forma absoluta el contacto entre terreno, celda y soporte.
- B) La respuesta de las celdas es en general adecuada para altas presiones, no así para valores reducidos de éstas.
- C) La información que se obtiene es de tipo puntual, de la que resulta muy difícil inferir la distribución de cargas a lo largo de un soporte.

2.4. MEDICIONES AL TERMINO DE ALGUNAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS.

2.4.1. MEDIDAS GEOMETRICAS.

2.4.1.1. TRAZO Y PERFIL LONGITUDINAL.

La verificación del trazo y del perfil longitudinal de un túnel al término de las diversas etapas de excavación del mismo, reviste particular importancia tanto desde el punto de vista de estimación de volúmenes, como de tolerancias geométricas del túnel terminado. Esta verificación que se realiza con métodos topográficos convencionales, se requiere para la toma de decisiones acerca de los recortes, peines o afines que deberán ejecutarse o bien, acerca de modificaciones en trazo y pendientes que minimicen estos trabajos y los volúmenes de concreto para el revestimiento.

2.4.2. PERFILES TRANSVERSALES.

Los perfiles transversales de un túnel se han venido determinando tradicionalmente utilizando métodos topográficos simples, aunque lentos y difíciles de verificar. Actualmente ya se dispone de instrumentos electro-ópticos de operación automática que permite obtener los perfiles reales de la excavación mediante el uso de perfilógrafos adaptados a programas de computadora, pantalla electrónica y graficadoras que facilitan el trabajo de campo y automatizan el dibujo y la interpretación de los resultados. Con estos instrumentos se puede lograr:

- Control continuo del perfil del frente de excavación.
- Determinación de la sobre-excavación o sub-excavación.
- Cálculo de volúmenes precisos.
- Monitoreo de las dimensiones planeadas.

- Control de deformaciones cuando éstas son de gran magnitud.

Las características sobresalientes de este procedimiento son:

- Los datos teóricos de perfil y las tolerancias pueden ser programados.
- El perfil efectivo es rastreado automáticamente y transmitido inmediatamente a la pantalla de video de la computadora portátil. Las desviaciones del perfil teórico aparecen claramente.
- El instrumento es fácilmente transportable dentro del túnel.
- Es posible ejecutar de 8 a 12 mediciones de perfil en una hora.
- La evaluación es inmediata y a la vista. Las medidas pueden ser transferidas al papel con una unidad copiadora.
- Los pasos para obtener una medición pueden seleccionarse en forma aleatoria. El paso mínimo de un grado asegura la máxima precisión.
- El almacenamiento de los datos en una cinta, permite graficar los resultados en la oficina.

Funcionamiento:

La distancia radial "d" al punto de perfil "p" se determina por medio del triángulo rectángulo de base constante "b". Para cada paso "p", se mide el correspondiente ángulo " α " entre el haz de luz y la base, (ver Fig. No. 7).

El instrumento puede colocarse en cualquier posición relativa al eje del túnel. La posición relativa al eje del perfil debe ser alimentada en la computadora. De esta manera, su posición es visible en la pantalla para fines de control.

Datos Técnicos.

Distancia de Medición: de 1.2 a 15 m.

Precisión: $\pm 0.2\%$.

Pasos de medición: $\varphi = 10$ a 990 .

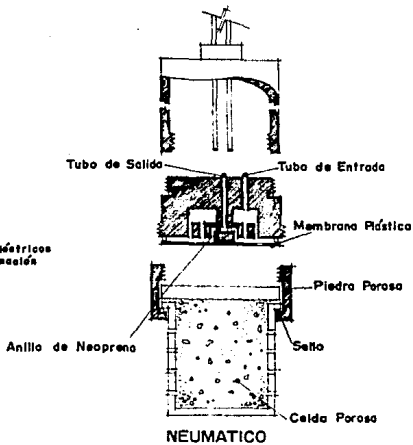
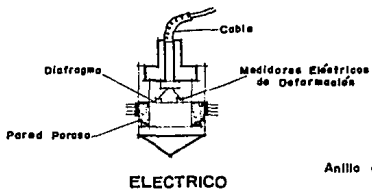
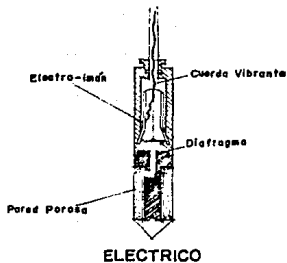
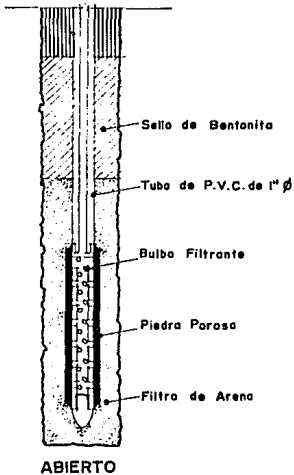
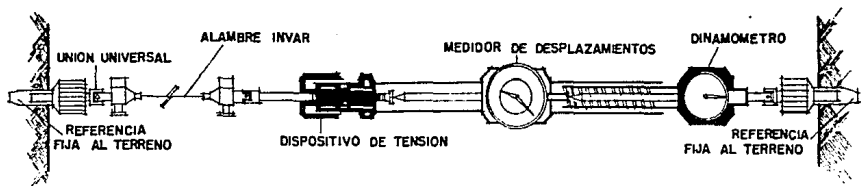


FIG. No. 5 PIEZOMETROS



DISTOMETER - ISETH

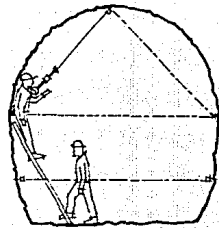
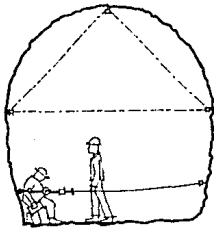
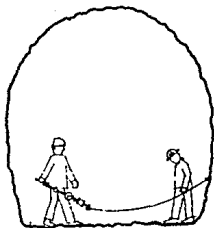


FIG. No. 6 ESQUEMA ILUSTRATIVO DEL DISTOMETER - ISETH

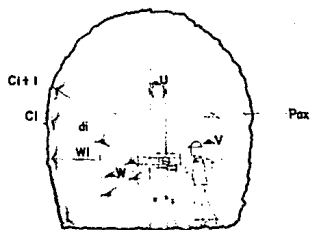
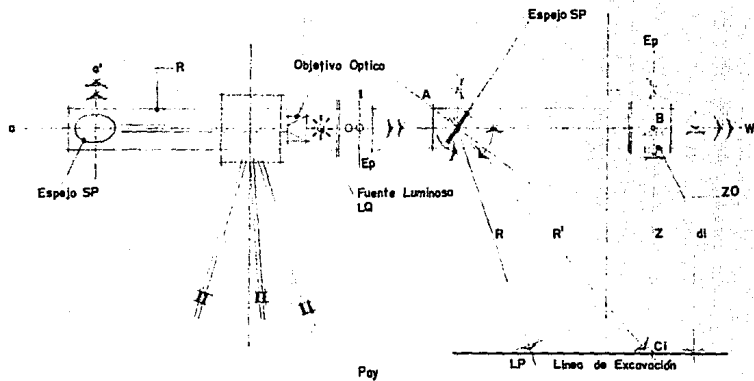


FIG. No. 7

CAPITULO 3

3. MAQUINARIA, OBRA DE MANO Y EQUIPO.

3.1. PROYECTO DE CIERTO TUNEL PUESTO EN FUNCIONAMIENTO.

3.1.1. ESPECIFICACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS TUNELES GEMELOS DE ARTEAGA Y SALAZAR UBICADOS ENTRE LOS KILOMETROS 14 + 613.791 Y 14 + 685.836 CORRESPONDIENTES A LA CARRETERA MEXICO-TOLUCA.

A continuación se describe el procedimiento para la excavación y construcción de las secciones en túnel. Las características geométricas de estos túneles se indican en la Figura No.8

El proceso de excavación, colocación de la estructura de soporte provisional, y construcción del revestimiento definitivo, se realizó de acuerdo con la secuencia siguiente:

- Construcción de los portales Oriente y Poniente.
- Excavación de la sección.
- Extracción de la rezaga.
- Colocación del revestimiento primario.
- Construcción del revestimiento definitivo.

La descripción de las actividades mencionadas se expone a continuación:

- CONSTRUCCION DE LOS PORTALES ORIENTE Y PONIENTE.

Antes de iniciar la excavación de los túneles, se construyeron los emportalamientos Poniente y Oriente, a base de anclas y traveses de borde con objeto de lograr una mayor estabilidad en el terreno al inicio y al final del túnel. La localización de los portales antes citados, se indica en la Figura No.9.

a) Observaciones Generales.

1.- Se tuvo como condición necesaria haber concluido previamente la construcción del terraplén adyacente al portal Poniente.

2.- Para la construcción del portal Oriente, se descubrió la pared del terreno en que se construyó dicho emportalamiento, para lo cual fue necesario realizar cortes desde el nivel del

terreno natural hasta alcanzar el nivel de desplante de la plantilla subyacente a la losa de piso de los túneles. Esta excavación, se efectuó con taludes 0.5:1 (horizontal a vertical). Adicionalmente en la masa de terreno ubicada entre los túneles (ver Figura No 10.), se realizó un rasure de 6.00 m. de profundidad, medidas a partir del terreno natural.

b) Procedimiento Constructivo.

El proceso constructivo de los emporalamientos comprendió las etapas siguientes:

- 1.- Colocación de anclas.
- 2.- Excavación y ademado de la sección que alojará la trabe de borde.
- 3.- Construcción de la trabe de borde.

La descripción de cada una de estas etapas se indica a continuación:

1.- Colocación de Anclas.

De manera previa a la excavación, para la construcción de la trabe de borde se realizaron siete perforaciones de 2" de diámetro localizadas sobre el perímetro exterior de la trabe de borde a 40 cm del sitio en donde ésta última quedo alojada. Las perforaciones se efectuaron con un ángulo de 20° con respecto a la horizontal, con la distribución indicada en la Figura No.11. y con una profundidad de 4 m. Una vez realizada la perforación, se colocó un ancla en cada una de ellas, la cual está constituida por una varilla de 1" de diámetro ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$); posteriormente, se procedió a inyectar esta zona con una lechada de agua-cemento en una proporción de dos partes de cemento por una de agua y a una presión de 2 kg/cm².

Una vez que se fijó el ancla al terreno, se colocó una placa metálica en la punta de las varillas, para posteriormente fijarlas a ésta por medio de una tuerca o soldadura.

2.- Excavación y ademado de la sección que alojará la trabe de borde.

Después de ubicada el área de la sección del túnel en la pared del terreno y colocadas las anclas, se procedió a iniciar la excavación de la sección que aloja la trabe de borde, para lo cual se dividió el área transversal en 6 zonas, según se indica en la Figura No.12. La excavación se realizó con una longitud total de 1.50 m., dejando en el frente de excavación un talud de 0.25:1 horizontal a vertical.

Una vez descubierta en cada una de las zonas, el área perimetral en donde se aloja la trabe de borde, se procedió de inmediato a colocar una primera capa de concreto lanzado de 5 cm. de espesor.

Concluido lo anterior se procedió a colocar una malla electrosoldada del tipo 6" x 6"-4/4. La longitud de esta malla cuenta con 30 cm adicionales, con el fin de hacer el traslape y el amarre con las mallas de las zonas adyacentes.

Por último se colocó una capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor, quedando de esta manera constituido el ademado de la sección. Adicionalmente, se tomó en cuenta que en el momento de excavar la zona inferior, se realizaron las zanjas para la construcción de las zapatas

de apoyo, ver Figura No.13. Las dimensiones de las zanjas corresponden a 0.50 m. de ancho con una profundidad de 0.40 m. medidos a partir del nivel de despiante de la zapata de apoyo de la trabe de borde, tal como se muestra en la figura anterior. Asimismo, las mallas de refuerzo del ademado, se prolongaron hasta las zanjas para constituir el refuerzo de dichas zapatas, las cuales no se construyeron con el concreto producto del rebote del lanzado ni se apoyaron sobre el suelo suelto.

3.- Construcción de la trabe de borde.

Colocado el ademe provisional de la sección, se inició de inmediato la construcción de las zapatas de apoyo de la trabe de borde, para lo cual se realizó una sobreexcavación; esta excavación tuvo un ancho de 3.05 m. y una profundidad de 0.60 m. medidos a partir del despiante de la losa de piso, ver Figura No.13. Posteriormente, se colocó una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor. Esperando un lapso de tiempo de 6 hr. aproximadamente, se procedió a armar y colar las zapatas de apoyo, dejando en ellas las preparaciones necesarias para efectuar la liga con el armado del arco de la trabe de borde.

Concluido lo anterior, se colocó el armado de la trabe y colado de la misma mediante concreto lanzado.

A CONTINUACION SE DESCRIBE EL PROCESO DE COLOCACION DE LAS ANCLAS DE FRICCION EN LOS EMPORTALAMIENTOS CORRESPONDIENTES A LOS TUNELES DE ARTEAGA Y SALAZAR, DE LA CARRETERA MEXICO-TOLUCA.

Las anclas de fricción consisten de una varilla corrugada, la cual deberá tener sujetas dos mangueras de 1/2" de diámetro en ambos lados; una de 50 cm. de longitud por medio de la cual se efectuó la inyección y otra de la longitud de la varilla más 25 cm cuya función es certificar el completo llenado del barreno al efectuar la inyección. Cada ancla tiene tres secciones con centradores distribuidos en su longitud para lograr una adecuada posición del ancla en el barreno, a manera de lograr un espesor de lechada uniforme en el perímetro.

Cada ancla se introduce en un barreno con un diámetro de 1" mayor que el diámetro del ancla, quedando la manguera de 50 cm para la inyección en la boca del barreno, cuidando que la barra del ancla quede al centro, procediendo enseguida a efectuar la inyección de lechada hasta llenar completamente el hueco entre el barreno y el ancla.

Los materiales que deberán usarse, así como el procedimiento de colocación e inyección, se describe en los siguientes incisos:

A) Sello del barreno.

A.1.) El sello de inyección está formado como una mezcla de fraguado instantáneo, constituida por cemento portland, un aditivo que provoque el fraguado instantáneo y agua, en lo que sigue, el aditivo mencionado se considera que es el "Integral AZ".

A.2.) El "Integral AZ" se mezcla con el cemento en proporciones iguales por volumen, hasta lograr una masa de consistencia semejante a la del mastiche, una vez lograda esta consistencia se le adicionan a la mezcla unas gotas de agua y se continúa con el amasamiento hasta que la misma empiece a calentarse sin perder su consistencia, lo que indica que se ha iniciado el proceso de fraguado. La mezcla se coloca entonces en la boca del barreno para formar un tapón en una longitud mínima de 10 cm y con la barra en el centro del barreno; el tapón formado se presionará con la mano unos dos o tres minutos, auxiliándose de una jerga húmeda.

Es importante hacer notar que tanto la mezcla como su colocación se efectúan con la mano, a fin de que el operador se de cuenta del calentamiento de la masilla y proceda a colocarla sin pérdida de tiempo, es recomendable mezclar sólo la cantidad que se pueda colocar en un lapso del orden de 2 minutos, ya que después de este tiempo la mezcla endurece y será desperdiciada.

B) Mezcla de inyección.

La mezcla a inyectar consiste en una lechada formada con agua y cemento de resistencia rápida. Se debe añadir un aditivo que sea fluidizante, retardante del fraguado inicial y estabilizador del volumen.

Para lograr la resistencia adecuada y fácil bombeo de la lechada, se debe usar una proporción agua-cemento de 20 l de agua por saco de cemento. Como aditivo se puede emplear el "Grout - Fluidifier", de "Tecnocreto" u otro de propiedades similares, que proporcione por lo menos iguales resultados. En el caso de emplearse el "Grout - Fluidifier", la proporción de la mezcla no deberá ser menor de 250 gramos por saco de cemento.

El agua a utilizar será limpia y se deberá mezclar perfectamente con el cemento hasta disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea; una vez logrado esto, se colocará la lechada en el recipiente de la bomba de inyección. El aditivo se mezclará primeramente con el agua limpia a la mayor velocidad posible, con la finalidad de disolver perfectamente el aditivo.

Para efectuar la inyección será necesario emplear una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas.

Es importante señalar, que la inyección se realizó a una presión no mayor de 2 kg/cm², y cuyo procedimiento fue el siguiente:

- 1.- Se adapta la manguera de la bomba al tubo de inyección del ancla; y
- 2.- Se acciona la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro que la presión no exceda el valor especificado y se mantenga hasta que la lechada salga por el tubo de respiración o testigo; a partir de ese momento, se obturará el tubo testigo y a continuación el de inyección, antes de desconectar la bomba.

La inyección de lechada no debe suspenderse hasta constar que por el tubo testigo sale lechada de cemento con la consistencia de la que se inyecta, con objeto de certificar que se ha delado toda el agua que pueda existir dentro del barreno y se ha llenado completamente de lechada.

Es importante señalar que después de colocarse el ancla en el barreno, se debe verificar con aire o bien con alambre acerado insertado en el tubo testigo, que éste no se haya tapado. Así mismo, con el fin de garantizar la adecuada colocación de las anclas, es necesario verificar la resistencias de las lechadas empleadas, para lo cual se toma por lo menos una muestra de cada 5 anclas inyectadas cada muestra con tres probetas, las cuales se prueban a edades de 1, 3 y 7 días; cada muestra se acompaña de datos de fecha y localización en que se empleó la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad no deberá ser menor de 100 kg/cm². La relación agua cemento podrá variarse para poder satisfacer este requisito.

A CONTINUACIÓN SE DESCRIBE EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS MUROS PARA LOS PORTALES PONIENTE Y ORIENTE DE LOS TUNELES GEMELOS DE ARTEAGA Y SALAZAR.

- Portal Poniente.

Debido a que los muros del portal Poniente se desplantaron sobre terraplén de proyecto, el proceso constructivo de los mismos, se apega a lo siguiente:

1.- Definida la posición de los muros y de manera previa a la construcción de los mismos, se realizó la construcción de los terraplenes subyacentes a dichos elementos.

2.- La construcción de los terraplenes, en el área que ocupan los muros, se suspendió temporalmente después de haber alcanzado el nivel de desplante correspondiente a las zapatas de apoyo. Posteriormente, se procede a colar una plantilla de concreto simple de 10 cm de espesor, siendo recomendable agregar a este concreto algún aditivo acelerante de fraguado con el fin de agilizar los trabajos.

3.- Tres horas después de colada la plantilla, se efectuó el armado, cimbrado y colado de las zapatas, dejando en ellas las preparaciones necesarias para su ligadura posterior con el muro.

4.- Posteriormente, se procede a armar, cimbrar y colar la mitad inferior del muro, ligando su armado con el acero de refuerzo de la trabe de borde descubierto de manera previa, asimismo, se dejan las preparaciones necesarias para su ligadura con la mitad superior.

5.- La parte restante del muro se construye tan pronto como la mitad inferior del mismo haya alcanzado la resistencia especificada.

6.- Se consideró que durante el colado de los muros, quedarán ahogados en éstos, los drenes constituidos a base de tubos de concreto de 10 cm de diámetro.

7.- Concluido lo anterior, se reanuda la construcción del terraplén. Simultáneamente, se rellena el espacio comprendido entre el muro de contención y la pared natural, empleando para esto material arenoso - limoso (tepalcates), colocado en capas de 30 cm de espesor compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo, de acuerdo con la norma AASHTO ESTANDAR T-99-74, con una energía de compactación de 6.02 kg-cm/cm³. Asimismo, durante la colocación de este relleno, se construyó una capa de material drenante de 30 cm de espesor ubicada en el respaldo del muro, entre éste y el material de relleno, y cuya granulometría está comprendida dentro de la zona indicada en la Figura No. 14.

- Portal Oriente.

La construcción de los muros pertenecientes al Portal Oriente se realizó en el interior de las secciones de corte de acuerdo con los lineamientos que a continuación se citan:

1.- Se descubrió la pared del terreno en que se construyeron dichos muros, para lo cual fue necesario realizar cortes desde el nivel de terreno natural, hasta alcanzar el nivel de desplante de la plantilla subyacente a estos elementos. Esta excavación se realizó entre taludes de 0.75:1 (horizontal a vertical).

Adicionalmente, en la masa de terreno ubicada entre los túneles se realizó un rasero de 6.00 m. de profundidad medidos a partir del terreno natural.

2.- Posteriormente se procede a colocar una plantilla de concreto simple de 10 cm de espesor, provista de un aditivo acelerante de fraguado.

3.- Tres horas después de colada la plantilla, se inicia el armado, cimbrado y colado de la losa de cimentación, ligando la misma con el refuerzo de la trabe de borde, asimismo, se dejan en la losa de cimentación, las preparaciones necesarias para su posterior lliga con los muros de contención y con la losa de piso de cada túnel.

4.- Concluido lo anterior, se procede a armar, cimbrar y colar los muros de contención ligando su armado con el refuerzo de la trabe de borde, además, se debe haber colado drenes de acuerdo con lo señalado para el portal poniente en los incisos 6 y 7.

Una vez que los muros alcanzaron su resistencia especificada, se inicia la colocación del relleno y de la capa de material drenante en la parte posterior de los mismos, siguiendo los lineamientos expuestos en el inciso 7, mencionado anteriormente.

Es importante hacer notar, que para iniciar la construcción de los muros pertenecientes a los emportalamientos Poniente y Oriente, fue condición necesaria haber realizado de manera previa la construcción de las trabes de borde respectivas.

Para la compactación del material adyacente a los muros, se utilizó equipo manual mecánico como la ballarina neumática o el rodillo, asegurando garantizar el grado de compactación especificado, quedando fuera de uso el pisón de mano o similar.

- EXCAVACION DE LA SECCION.

Una vez construidos el Portal Oriente y Poniente se inició la excavación del túnel por etapas, para lo cual se dividió el área transversal en 6 zonas, según se muestra en la Figura No.12, y la excavación de estas etapas se realiza de acuerdo a la secuencia indicada en la Figura No.15, tomando en cuenta que en los primeros 6 metros de longitud del túnel las etapas de excavación fueron de 1.20 m.de avance, manteniendo un banco de cuya longitud mínima es de 3.60 m.

Concluida la excavación de los 6.00 m. iniciales, las etapas posteriores fueron de 2.40 m de avance, llevando un banco mínimo de 7.20 mts. de longitud.

El talud del frente de la excavación fue de 0.25:1, horizontal a vertical.

Descubierta cada tramo de 1.20 ó 2.40 m de longitud según los casos, se colocó inmediatamente después el revestimiento primario, el cual se describe en párrafos posteriores.

La excavación de cada etapa se realizó hasta la línea "A", ver Figura No.8. con el procedimiento convencional de barrenación y voladura que se describe en el inciso 3.3.

- EXTRACCION DE LA REZAGA.

Conforme se atacaba el frente de la excavación, el material de rezaga se depositaba en camiones, algunas ocasiones por medio de un cargador frontal y otras mediante una tolva, los que transportaban el material hasta los tiraderos.

- COLOCACION DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO.

El revestimiento temporal del túnel se encuentra constituido por una capa de concreto lanzado de 20 cm de espesor, reforzado con dos mallas electrosoldadas del tipo 6" x 6 4/4"; el proceso de colocación de este revestimiento es el siguiente:

1ª Etapa: Una vez descubierta el área perimetral del túnel en cada una de las zonas de excavación, se procede a colocar una primera capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor.

2ª Etapa: Concluido el lanzamiento de la primera capa se coloca una malla electrosoldada del tipo 6" x 6 4/4". La longitud de esta malla debe contar con 30 cm adicionales, con el fin de hacer el traslape y el amarre con las mallas de las zonas adyacentes.

3ª Etapa: A continuación se lanza una segunda capa de concreto de 10 cm de espesor.

4ª Etapa: Realizado el lanzamiento de la segunda capa, se coloca una otra malla del tipo indicado en la segunda etapa, dejando 30 cm de longitud adicionales para el traslape.

5ª Etapa: Por último se coloca una tercera capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor, quedando de esta manera el revestimiento primario.

Durante la colocación del revestimiento primario, se construyeron zapatas en los sitios indicados en la Figura No.13, con objeto de darle apoyo temporal a dicho revestimiento durante la excavación de la zona subsecuente. Las dimensiones de dicha zapata, así como la colocación de las mallas de refuerzo, se indican en las Figuras Nos.12 y 13.

Al iniciar la excavación de la siguiente zona, se tuvo que demoler parte de la zapata construida en la etapa anterior, con el fin de descubrir las mallas de la misma y efectuar el traslape con las del revestimiento subsecuente.

La secuencia para la colocación del revestimiento en cuestión se efectúa en cada uno de los tramos de avance, tan pronto como la excavación descubre el área perimetral de las zonas; teniendo en cuenta que durante la excavación de la zona inferior se realizan las zanjas para la construcción de las zapatas de apoyo, ver Figura No.13.

- CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

Una vez colocado el revestimiento primario en las paredes del túnel se inició el colado in situ del revestimiento definitivo a base de concreto hidráulico, utilizando para ello cimbra convencional.

Las guarniciones y la losa de piso, al igual que el revestimiento definitivo, se construyeron mediante concreto hidráulico.

La secuencia de colado del revestimiento definitivo se indica en la Figura No.16, donde se observa que primero se colaron las guarniciones del túnel, después el arco y por último la losa de piso.

RECOMENDACIONES:

Debido a la serie de incertidumbres que son normales en este tipo de estructuras, es necesario hacer una serie de recomendaciones generales que serán fundamentales para lograr una buena realización de la obra.

a) El método de ataque de la excavación utilizado fue como se mencionó anteriormente, un método convencional (Para mayor información ver inciso 3.3 "Procedimientos de Excavación en Túneles"), debido a la heterogeneidad esperada de los materiales por atacar. Sin embargo una vez teniendo los resultados de los sondeos efectuados en la zona, se visualizó la posibilidad de utilizar el procedimiento con "Topo" debido a que resulta mayor economía según experiencias de otras partes del mundo. Es necesario enfatizar que no se tiene conocimiento de la utilización en forma efectiva del "Topo" en materiales heterogéneos.

b) Es necesario estudiar la geología de los sitios en donde se localizaron finalmente los Portales con una mayor profundidad previo el inicio de los trabajos para variar o bien corroborar los taludes supuestos para tajos y caminos de acceso, así como el diseño estructural de los Portales.

c) Debido a la imposibilidad de su predicción, deberán proveerse, en el exterior, sistemas de soporte adicional que se colocarán en caso de encontrar zonas con altos fracturamientos o zonas de falla.

d) Una vez iniciada la excavación del túnel deberá proveerse una instrumentación completa que tendrá como finalidad conocer el comportamiento real de la roca, que a su vez determinará los sistemas de soporte que deberán utilizarse.

e) Hoy en día es posible hacer sondeos horizontales con longitudes relativamente grandes, es conveniente ver la factibilidad económica y el tiempo de llevarlos a cabo.

f) En lo concerniente al concreto lanzado, de utilizarse, deberá tenerse mucho cuidado en que no se reuse aquel que ha sido "rebotado". Así también el agua podrá ser restricción para su utilización.

g) Deberán hacerse las instalaciones necesarias para la medición de los gastos de agua provenientes de filtraciones y de ser éstas mayores que los 0.5 m³/seg que son los esperados, tomar las precauciones necesarias.

3.2. COSTOS BASICOS PARA DICHA CONSTRUCCION (TANTO DE MANO DE OBRA, EQUIPO Y MAQUINARIA).

A continuación se detallan, en forma general, el costo del personal para las diversas etapas constructivas; así como el costo generado por el equipo y la maquinaria, tanto en el frente "México" como en el frente "Toluca".

COSTO DEL PERSONAL (OBRA TUNELES GEMELOS DE ARTEAGA Y SALAZAR):

CONCEPTO	CATEGORIA	CANT.	SALARIO SEMANAL	SALARIO DIARIO NOMINAL	SALARIO DIARIO REAL (1.52)	IMPORTE (5 DIAS)
EXCAVACION.	Sobrestante	06	65,081.00	9,297.29	14,131.88	423,956.40
	Cabo Perforista	04	41,661.00	5,951.57	9,046.39	180,927.80
	Perforista	28	34,241.00	4,891.57	7,435.19	1'040,927
	Aydtte.Perfor.	12	23,182.00	3,312.00	5,034.00	302,028.00
	Cabo Maniob.	02	32,737.00	4,676.71	7,108.60	71,086.00
	Aydtte.Maniob.	02	32,737.00	4,676.71	7,108.60	71,086.00
	Op.Martillo	01	40,500.00	5,785.71	8,794.28	43,971.40
	Op.Cargador	08	42,235.00	6,033.57	9,171.03	275,130.90
	Compresorista	04	21,682.00	3,097.43	4,708.09	94,161.80
	Plantero	03	21,682.00	3,097.43	4,708.09	70,821.20
	Choferes	10	33,875.00	4,839.29	7,355.72	367,786.00
SUMA PARCIAL:		86				2'941,682.10
CONCRETO	Cabo Lanzado	05	38,661.00	5,523.00	8,394.96	251,848.80
LANZADO	Op.Lanzadora	06	32,737.00	4,676.71	7,108.60	213,258.00
	Lanzador	08	33,737.00	4,819.57	7,108.60	213,258.00
	Peón Lanzado	04	22,424.00	3,203.43	4,869.21	97,384.20
SUMA PARCIAL:		23				855,521.00
SEGURIDAD	Bandereros	10	21,682.00	3,097.43	4,708.09	235,404.50
SUMA PARCIAL:		10				235,404.50
SOLDADORES	Oficiales	02	31,657.00	4,522.43	6,874.09	68,740.80
	Palleros	02	31,657.00	4,522.43	6,874.09	68,740.80
	Ayudante	01	21,682.00	3,097.43	4,708.09	23,540.45
SUMA PARCIAL:		05				161,022.25
TERRACERIAS	Cabo	01	41,661.00	5,951.57	9,046.39	45,231.95
	Op.Tractor	03	37,060.00	5,294.29	8,047.32	120,709.80
	Op.Retro.	02	40,500.00	5,785.71	8,794.28	87,942.80
SUMA PARCIAL:		06				253,884.55

CONCRETO	Ferrero	03	30,502.00	4,357.43	6,623.29	99,349.35
Y ACERO	Albañil	07	31,652.00	4,522.43	6,874.09	240,593.15
	Ayudantes	11	21,682.00	3,097.43	4,708.09	258,944.85
SUMA PARCIAL:		21				598,887.45
TOPOGRAFIA	Cadeneros	07	25,000.00	3,571.43	5,428.57	189,999.95
SUMA PARCIAL:		07				189,999.95
ADMINIST.	Aux.Técnico	07	25,000.00	3,571.43	5,428.57	189,999.95
	Checador Mat.	07	21,682.00	3,097.43	4,708.09	164,783.15
SUMA PARCIAL:		14				354,783.10
MANTENIM.	Mecánicos	10	43,565.00	6,223.57	9,459.83	472,991.50
	Engrasadores	04	21,682.00	3,097.43	4,708.09	94,161.80
	Soldadores	02	21,684.00	3,097.71	4,708.52	47,085.20
	Electricistas	05	30,922.00	4,417.43	6,714.49	167,862.25
	Ayudantes	06	21,682.00	3,097.43	4,708.09	141,242.70
SUMA PARCIAL:		27				923,343.45
PERSONAL	Spte.Frente.	02	192,500.00	12,833.33	19,506.66	195,066.60
TECNICO	Spte.Maquinaria	01	200,000.00	13,333.33	20,266.66	101,333.30
	Spte.Instal.	01	200,000.00	13,333.33	20,266.66	101,333.30
	Residente	01	125,000.00	8,333.33	12,666.66	63,333.30
	Jefe Frente	06	87,500.00	5,833.33	8,866.66	265,999.80
	Jefe Seguridad	01	87,500.00	5,833.33	8,866.66	44,333.30
	Ing.Topógrafo	01	112,500.00	7,500.00	11,400.00	57,000.00
	Topógrafo	05	73,150.00	4,878.67	7,412.54	185,313.50
	Aux.Residencia	02	65,000.00	4,333.33	6,586.66	65,866.60
	Secretaria	01	50,000.00	3,333.33	5,066.66	25,333.30
SUMA PARCIAL:		21				1'104,913.00
PERSONAL	Administrador	01	125,000.00	8,333.33	12,666.66	63,333.30
ADMIN.	Contador	01	75,000.00	5,000.00	7,600.00	38,000.00
	Jefe Personal	01	62,500	4,168.67	8,333.34	31,668.70
	Jefe Compras	01	60,000.00	4,000.00	6,080.00	30,400.00
	Almacenista	02	60,000.00	4,000.00	6,080.00	60,800.00
	Secretaria	01	45,000.00	3,000.00	4,560.00	22,800.00
	Aux.Personal	01	67,500.00	4,500.00	6,840.00	34,200.00
	Tom.Tiempo	03	21,682.00	3,097.43	4,708.09	70,621.35
SUMA PARCIAL:		11				351,821.35
SUMAS TOTALES:		231				7'971,262.70

RELACION DE EQUIPO Y MAQUINARIA FRENTE MEXICO:

CONCEPTO	CANT.	COSTO HORARIO CONCURSO	COSTO HORARIO ACTUAL (1.55)	IMPORTE POR 103 HRS.
TRACTOR DE ORUGAS KOMATSU D-155-A.	01	14,156.30	21,942.27	2'260,053.81
TRAXCAVO DE ORUGAS CATERPILLAR 977-L.	01	8,889.87	13,779.30	1'418,267.90
PLANTA DOSIFICADORA MG-50	01	6,476.33	10,038.31	1'033,946.00
PLANTA DE LUZ 75KW	01		1,875.00	193,125.00
COMPRESOR 1200 PCM	02	5,750.00	8,912.50	1'835,975.00
TRAXCAVO CAT 955L.	01	11,397.87	17,666.70	1'819,670.10
RETROEXC. LC-80	02	6,612.48	10,249.34	2'111,364.04
COMPRESOR 800 PCM	01	3,449.97	5,347.45	550,787.35

PLANTA DE SOLDAR SAE-300	01	862.48	1,338.84	137,694.52
MARTILLO HIDRAULICO 700	01		2,500.00	257,500.00
TRACTOR CAT-D-7-G	01	14,156.30	21,942.27	2'260,053.81
MARTILLO HIDRAULICO 720	01		2,500.00	257,500.00
CAMION ESTRUCTURA	01		2,000.00	206,000.00
CAMION ORQUESTA	01		1,250.00	128,750.00
CAMION PIPA DE AGUA.	01	1,927.17	2,987.11	307,672.33
LANZADORA PARA CONCRETO	02	5,306.72	8,225.42	1'694,436.52
PERFORADORA DE PIERNA	03	399.98	619.97	191,570.73
MARTILLO NEUMATICO TEX-11	04	399.98	619.97	255,427.64

BOMBA P/AGUA	01	399.95	619.92	63,851.76
SUMA:				18'804,316.54
RELACION DE EQUIPO Y MAQUINARIA FRENTE TOLUCA:				
CONCEPTO	CANT.	COSTO HORARIO CONCURSO	COSTO HORARIO ACTUAL (1.55)	IMPORTE POR 103 HRS.
RETROEXC. 160 CK.	01	6,612.48	10,249.34	1'055,682.02
TRAXCAVO 955	01	11,397.87	17,666.70	1'819,670.10
COMPRESOR 600 PCM	01	2,183.79	3,384.87	348,641.61
COMPRESOR 1200 PCM	01	3,449.97	5,347.45	550,787.35
REVOLVEDORA 2 SACOS	02	846.59	1,312.21	270,315.26
BOMBA DE CONCRETO	01	3,299.98	5,114.97	526,841.91
LANZADORA DE CONCRETO	02	5,306.72	8,225.42	1'894,436.52
PLANTA DE SOLDAR	01	862.48	1,336.84	137,694.52

VIBRADORES PARA CONCRETO	03	149.26	231.35	71,487.15
RODILLO VIBRATORIO	01	488.00	756.40	77,909.20
PLANTA DE LUZ 30KW	01	0.00	1,875.00	183,125.00
CAMION PIPA P/AGUA	01	1,927.17	2,987.11	307,872.33
PERFORADORA DE PIERNA	01	399.98	619.97	63,856.91
MARTILLO NEUMATICO	06	399.98	619.97	383,141.46
PLANTA DE SOLDAR	02	862.48	1,336.84	275,389.04
SUMA:				8'694,637.88
NOTA:				
El número de horas máquina considerado se basa en la siguiente relación:				
MARTES	13 HRS.			
MIERCOLES	24 HRS.			
JUEVES	24 HRS.			
VIERNES	24 HRS.			
SABADO	18 HRS.			
TOTAL:	103 HRS.			

NOTA IMPORTANTE:

El resultado obtenido en los importes, tanto del personal como de la maquinaria y equipo, estan considerados conforme a los salarios vigentes durante el año de 1986. Año durante el cual se llevó a cabo la ejecución de la obra "Túneles Gemelos de Arteaga y Salazar".

El incremento de equipo al mes de Agosto de 1985 a Junio de 1986, de acuerdo con relativos publicados por S.P.P. (Secretaría de Programación y Presupuesto) es del 1.55.

RESUMEN:

MANO DE OBRA	7'971,262.70
MAQUINARIA Y EQUIPO	27'498,954.42
COSTO DIRECTO	35'470,217.12
INDIRECTOS 29%	10'286,362.96
IMPORTE TOTAL	\$45'756,580.08

Cabe hacer mención que los equipos mencionados anteriormente fueron los considerados en la oferta original y que por consiguiente representan un alcance de los montos totales programados para la obra en cuestión.

En resumen y para darnos una idea más clara de la maquinaria y equipo de primera necesidad que se requirió durante la construcción de los Túneles Gemelos de Arteaga y Salazar se hace referencia de lo siguiente:

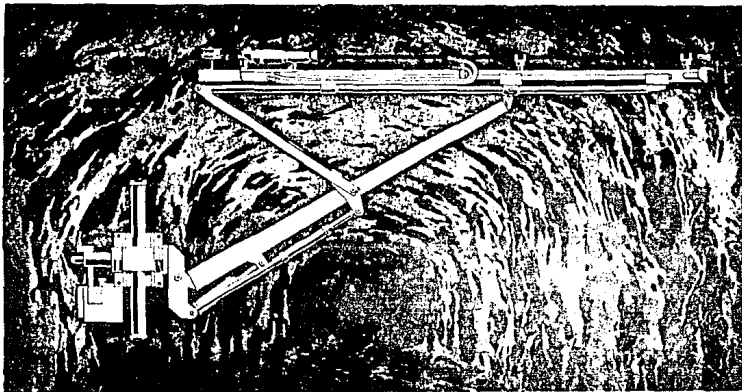
CANTIDAD:	CONCEPTO:
02	Jumbo de Barrenación
10	Piernas de Barrenación
10	Perforadoras Neumáticas
08	Compresores de Aire de 1200 PCM
01	Ciclonaire (Con extensiones)
01	Lanzadoras de Concreto
02	Bombas de Concreto
01	Cimbra Metálica Deslizante
02	Traxcavos de Orugas CAT-977-L
08	Camiones Fuera de Carretera de 35 Ton
04	Track Drill
01	Tanque de Almacenamiento de Aire
06	Camiones Olla Revolvedora
01	Dosificadora de Concreto
03	Cortadoras de Varilla
40	Soldadoras Eléctricas de 300 AMPS. (Con equipo de Oxiacetileno)

03	Dobladoras de Varilla
02	Tractores de Orugas D-155-A
02	Motoconformadoras
01	Camión Pipa de Agua
02	Compactadores Pata de Cabra
02	Compactador Rodillo Vibratorio CA-25
01	Planta Petrolizadora
01	Máquina de Asfalto
01	Grúa Hidráulica Pettibone 20 Ton.

NOTA:

Para mayor ilustración sobre algunos de los equipos antes mencionados ver anexo "A" a continuación:

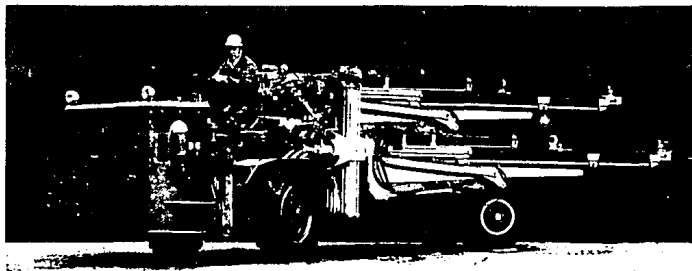
ANEXO "A"



Uno de los equipos modernos para una perforación eficaz es el TUNMEC R-250 el cual es un brazo rotativo hidráulico para la perforación y excavación altamente mecanizadas en túneles de diámetro pequeño y mediano. Esta unidad puede ser montada sobre cualquier chasis o cualquier estructura (Jumbos de Barrenación), dependiendo de las necesidades que se tengan.

La fotografía de la derecha presenta una instalación de perforación PROMEC con cuatro brazos rotativos TUNMEC R-250. Este "Jumbo", presenta una plataforma que se utiliza para las operaciones de carga.



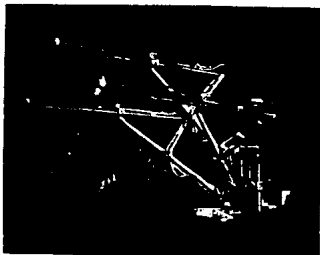


Gráfica que muestra un "Jumbo" de Barrenación standard modelo PROMEC T-220 el cual es una instalación de perforación standard, automóvil, sobre neumáticos provista de brazos TUNMEC R-250 para perforación. Esta instalación lleva 3 plumas y está proyectada para trabajar en galerías con una sección transversal de 9 a 20 m² (100 a 215 pies²). Cortesía de Atlas Copco.

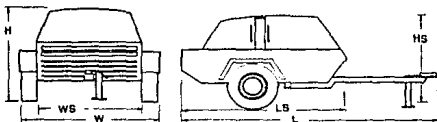


En esta gráfica se muestra alguna de las adaptaciones que puede haber de los brazos modelo TUNMEC R-250 el cual puede ser montado sobre diferentes tipos de chasis. La fotografía muestra una unidad de tres brazos montada en un camión sobre neumáticos. Cortesía de Atlas Copco.

En la gráfica contigua se presenta un carretón de perforación sobre carriles y lleva tres brazos con perforadoras Atlas Copco tipo BBC 120-F.



La gráfica siguiente nos da una información completa y detallada de las dimensiones correspondientes a un compresor tanto en pulgadas como en milímetros.



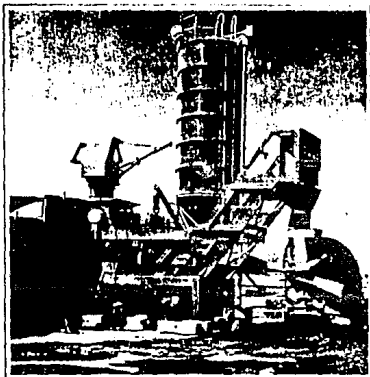
Dimensions in (mm)

Utility Skids (less running gears)

Model	L	W	H	LS	WS	HS
150, H150, 185 & H185	127 (3220)	58 (1473)	49 (1244.6)	74 ¹ / ₂ (1898.6)	44 ¹ / ₂ (1130.3)	40 ¹ / ₂ (1029)
190C, 190J & 250	137 ¹ / ₂ (3499)	58 (1473)	58 (1422)	80 (2032)	42 (1067)	40 ¹ / ₂ (1026)
H300 & 375	148 (3759)	67 (1702)	57 (1448)	94 (2388)	47 ¹ / ₂ (1207)	52 ¹ / ₂ (1340)
H750 & 800	181 (4597)	75 (1905)	69 ¹ / ₂ (1765)	117 ¹ / ₂ (2991)	60 (1524)	67 (1702)
H1200 & 1300	208 (5283)	80 (2032)	80 (2032)	144 (3658)	60 (1524)	72 (1828)

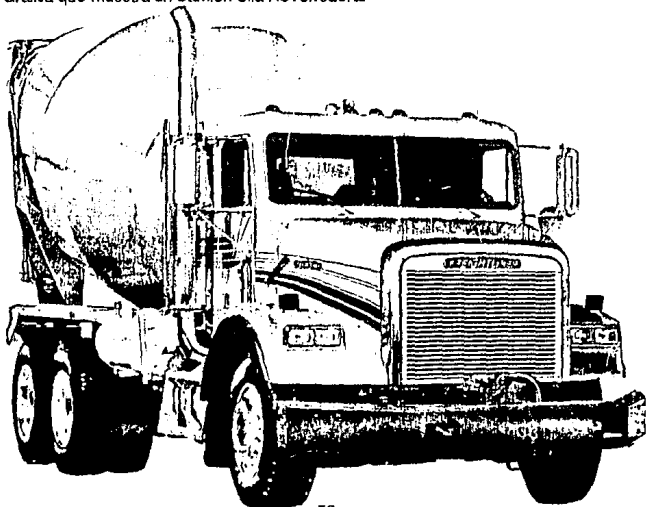
La gráfica de la derecha nos muestra la utilización del compresor de aire para las perforadoras neumáticas.





La gráfica nos muestra una planta dosificadora y mezcladora de concreto compacta, la cual puede producir hasta 35 m³ de concreto por hora en servicio continuo. Su sistema de mezclado forzado, esta compuesto por una mezcladora con flecha horizontal, en la que tanto el cuerpo como las helicoidales están revestidas de placas de acero de alta resistencia a la abrasión, que en combinación con su preciso sistema de dosificación automática, puede brindar la mezcla exacta y homogénea del concreto especificado. La mezcladora descarga por volteo evitando el uso de compuertas.

Gráfica que muestra un Camión Olla Revolvedora.



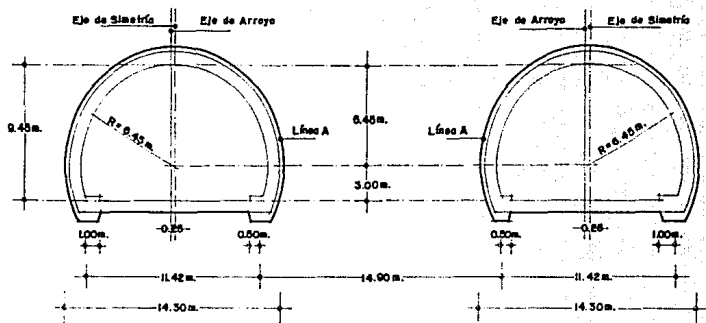


FIG. No. 8 TUNELES GEMELOS DE ARTEAGA Y SALAZAR

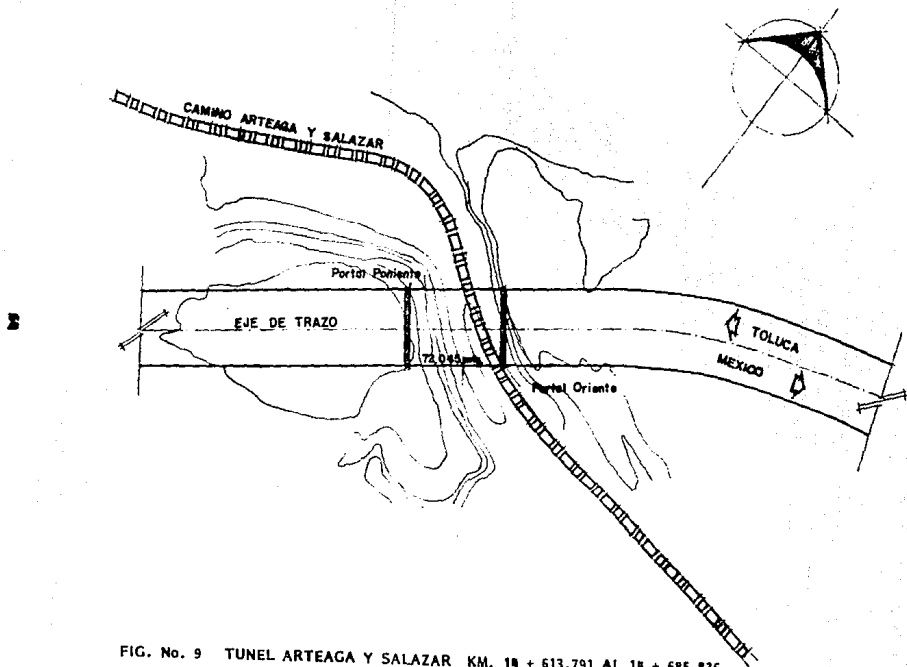


FIG. No. 9 TUNEL ARTEAGA Y SALAZAR KM. 14 + 613.791 AL 14 + 685.836
CROQUIS DE LOCALIZACION

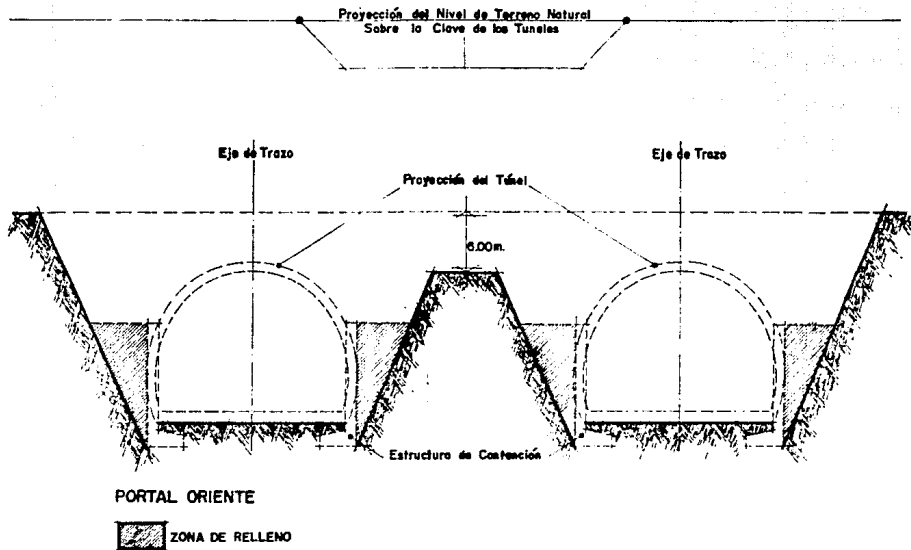


FIG. No. 10

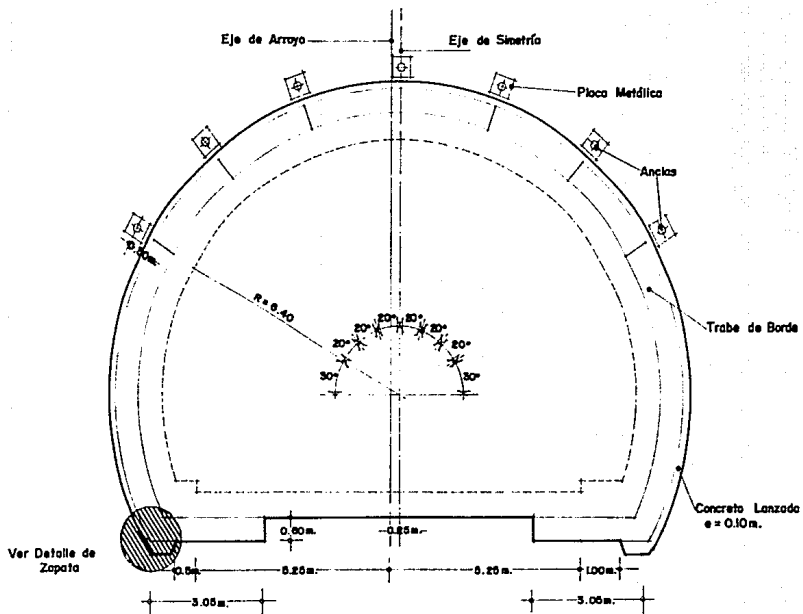


FIG. No. 11 DISTRIBUCION DE ANCLAS

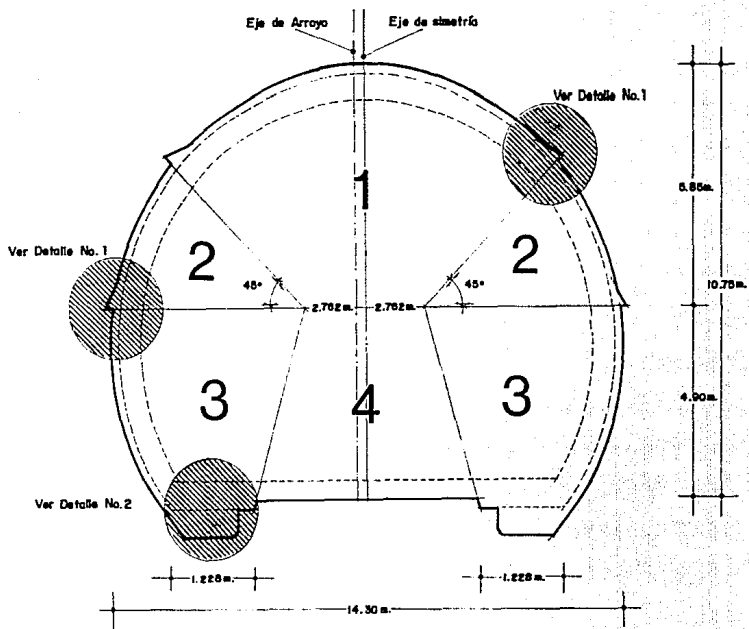
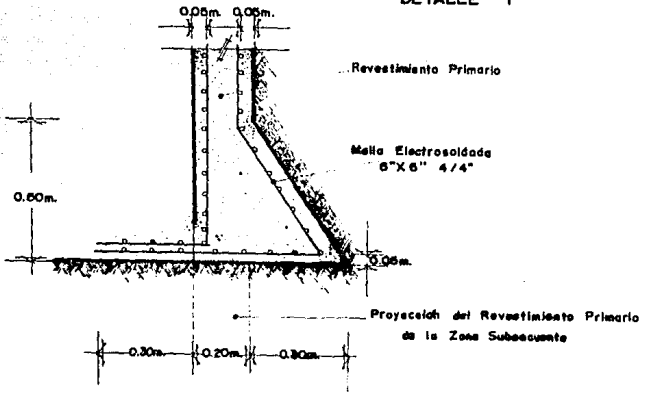


FIG. No. 12 ZONAS DE EXCAVACION

DETALLE 1



DETALLE 2

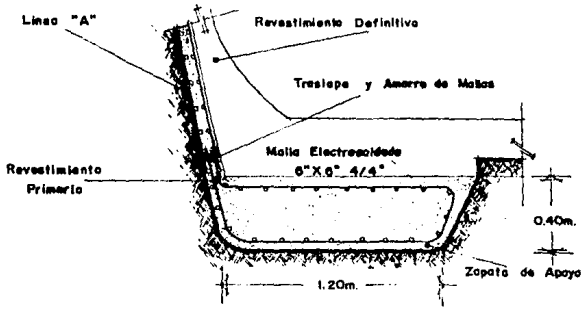


FIG. No. 13

MATERIAL DRENANTE

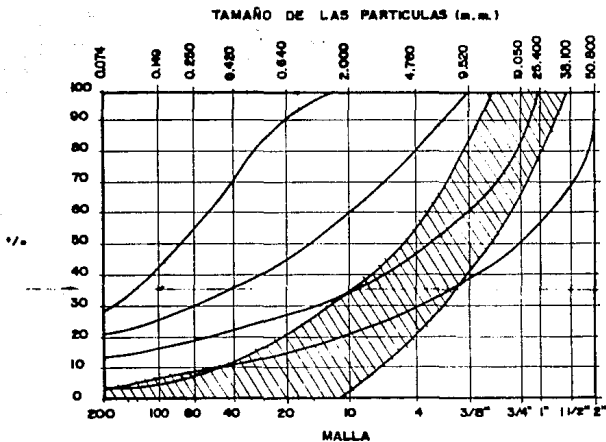


FIG. No. 14

SECUENCIA DE EXCAVACION EN TUNEL

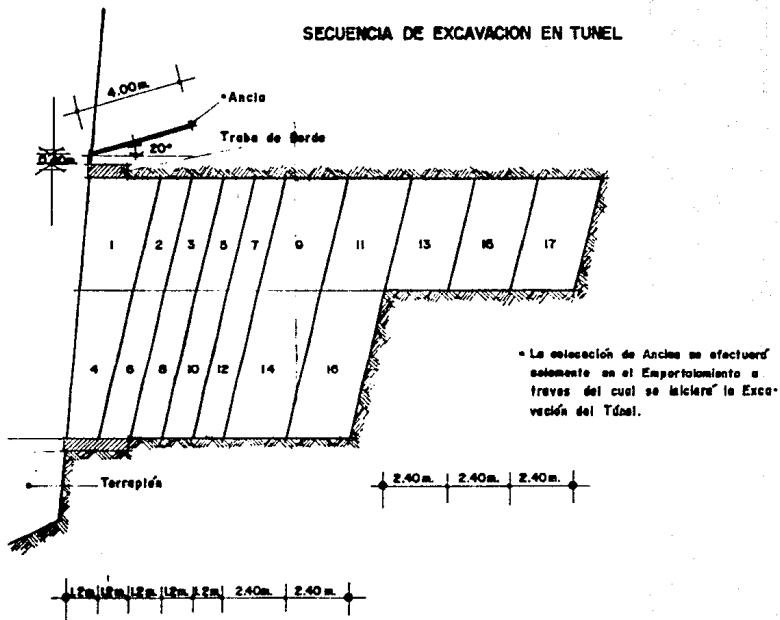


FIG. No. 15

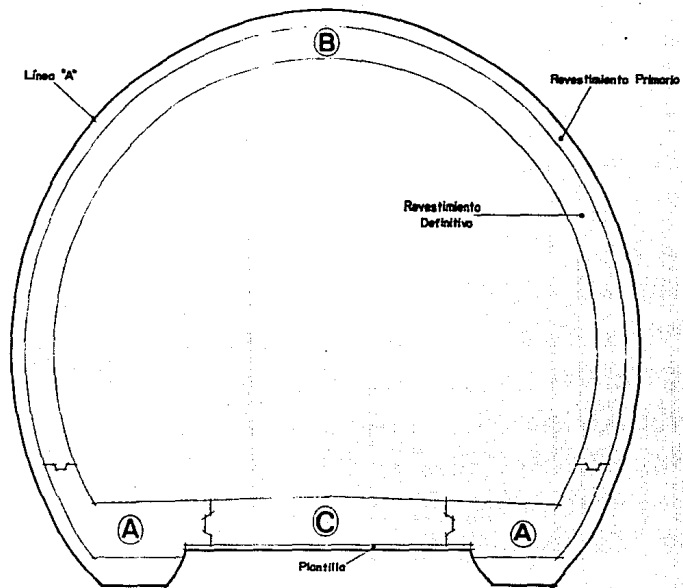


FIG. No. 16 SECUENCIA DEL COLADO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

- (A) Colado de Guarnición.
- (B) Colado de Arco.
- (C) Colado Losa de Piso.

3.3. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION EN TUNELES.

GENERALIDADES:

Solo una investigación exacta de las propiedades del subsuelo mediante mediciones y pruebas de laboratorio, podrán determinar con precisión las condiciones estáticas durante la excavación y después de la misma.

Debido a la poca homogeneidad de la roca, es conveniente efectuar tantas mediciones en tantos puntos como sea posible a fin de obtener una imagen representativa de las condiciones.

Los métodos de construcción se determinan por las particularidades de la roca que será perforada.

A continuación se mencionan algunos de los métodos de excavación para túneles:

METODOS DE EXCAVACION:

a) Métodos Tradicionales.

Se conocen con este nombre a todas aquellas excavaciones que se llevan a cabo mediante explosivos en oposición a los nuevos métodos mecanizados de excavación con ayuda de máquinas fresadoras.

Para túneles con una sección mayor de 80 M2 se emplea generalmente el método de excavación de soporte o "Método Belga". Para este procedimiento en primer lugar se ensancha la sección superior a partir de una galería de clave hacia ambos lados avanzando en franjas, a continuación se va revisando la bóveda, seguido después se excava la parte inferior del túnel, después del colado de la bóveda se hace volar el núcleo central a excepción de franjas de roca laterales que sirven de soporte para la bóveda.

Otro de los métodos es el "Método Aleman" en el cual primeramente se abren franjas laterales que llegan desde dos galerías del fondo de la caverna hasta el borde inferior de la bóveda ya colocada. Las aberturas son previstas inmediatamente de un revestimiento y al final se hace volar el bloque del núcleo central.

En casos de bóvedas de gran luz, existe el peligro de que las rocas de las paredes laterales, durante la excavación, no puedan absorber las fuerzas verticales de la bóveda, ante tal situación, es conveniente apoyar la bóveda sobre una viga longitudinal de concreto en el nivel de arranque de la bóveda. La viga es sostenida por pernos postensados introducidos en la roca, dando

posteriormente, inicio a la excavación de la parte inferior del túnel por alguno de los métodos descritos.

Para los procedimientos de excavación convencional, los explosivos y su correcto empleo tienen una importancia esencial. La elección del explosivo depende de la clase de roca, de la situación y del ambiente circundante en el que se trabaja, además del perfil y del tamaño de los pedazos del material excavado que se desee obtener.

Conviene delimitar las siguientes observaciones generales:

1) Explosivos a base de Pólvora:

Sirven para voladuras en Galerías en roca Blanda.

2) Explosivos Gelatinosos:

Son apropiados para voladuras en rocas semi-duras hasta duras.

3) Dinamita F y Gelatina Explosiva:

Para rocas muy duras.

Para excavaciones al aire libre bastan entre 0.3 y 0.6 kg. de explosivos para obtener un metro cúbico excavado; en túneles se necesitan de 0.8 a 4.0 kg., cantidad mayor a causa del gran empujamiento a que se encuentra sometida la roca en sus costados.

Para trazar un perfil bien delimitado en la excavación se usa el "precorte". A lo largo de la sección se perforan barrenos uno al lado de otro y se vuelan con un explosivo diluido con la ayuda de un material sintético espumoso. Gracias al corte separador la onda explosiva no se propaga a la roca circundante. Los detonadores eléctricos ofrecen voladuras más suaves y desmenuzan mejor la roca.

b) Excavación Mecanizada.

b.1) Máquinas Fresadoras para la Sección Completa: (ver fotografías del ANEXO A)

- Máquinas con cinceles rodantes montados en la cabeza.
- Máquinas con cabezales porta-cuchillas.

Para el sistema de cinceles rodantes se aprieta con gran fuerza mediante la parte frontal de la máquina una serie de cinceles contra la superficie de la roca, de modo que las zonas de contacto estén sometidas a una presión excesiva que sobrepase la resistencia de la roca

Haciendo rodar los cinceles por la superficie se obtiene un proceso de cincelaje continuo.

El sistema con cabezales porta-cuchillas trabaja con cinceles fresadores montados alrededor de discos rotatorios. Mientras que para el sistema con cinceles rodantes las principales fuerzas

actúan en el sentido del avance y para el sistema con cabezales porta-cuchillas, las principales fuerzas se necesitan en el sentido del movimiento de rotación.

Este sistema es el más adecuado para el uso en rocas duras. Según el tipo de roca se pueden utilizar tres clases de cinceles: de botones, dentado o de platillo.

Grandes diámetros no se perforan solamente en excavación total, sino que en primer término se abren galerías piloto de cerca de 1/3 de diámetro final y siguen a continuación máquinas ensanchadoras.

Este procedimiento del perforado preliminar con galería piloto tiene la ventaja para túneles de gran sección, pues así, se obtienen resultados de sondeos exactos desde un principio.

Una ventaja general de estos métodos de excavación mecanizada consiste en que la restante construcción del túnel se hace como en una producción en serie.

Como últimos procedimientos constructivos tenemos las perforaciones para los pernos de la protección de la superficie de la roca, colocación del drenaje y la colocación neumática del concreto; y las siguientes fases de trabajo son la impermeabilización y el revestimiento definitivo.

b.2) Avance por Escudo:

Su empleo es ventajoso para su avance en tipo roca blanda (molasa, marga, arenisca), así como en material sueto (aluviones y arenas inestables).

Un filo anular de acero formando el escudo, acoplado a un tubo de acero cilíndrico se aplica frontalmente contra el terreno mediante prensas dirigidas centralmente. Al mismo tiempo se retrae el material aflojado, las prensas se apoyan atrás sobre un anillo de apoyo formado por los segmentos de concreto armado contra los cuales las prensas se pueden apoyar de nuevo y así se continúa al mismo ritmo.

El espacio entre los segmentos de concreto armado y la roca atravesada se lleva por medio de inyecciones. Como la roca no tiene que estar nunca sin sustentación, este procedimiento es adecuado hasta para los suelos sin cohesión.

Para mayor información sobre el tema de Escudos ver Capítulo 4.

3.4. CONOCIMIENTOS BASICOS ACERCA DE LAS NECESIDADES.

Una vez estudiado planos y especificaciones, inspeccionado el sitio de la obra y revisado las características físicas del material del túnel, la primera decisión importante del responsable del estudio de los precios unitarios, es la selección del método de construcción.

Se debe ver la posibilidad del uso de una máquina perforadora, si el túnel a construir cumple con las siguientes condiciones:

1.- La roca en que se localiza el túnel, debe ser suave, consistente y que tenga una dureza de 4.5 o menos en la escala de MOHS.

2.- El túnel deberá tener suficiente longitud para justificar el costo inicial de la máquina o tal vez su amortización total. El tiempo de excavación fijado debe ser suficiente que permita la compra y fabricación de la máquina, ya que este proceso lleva un año o más.

3.- El túnel debe ser de forma circular.

4.- La conveniencia para el uso de esta máquina disminuirá si la roca a lo largo del túnel contiene intrusiones duras o si se encuentra terreno de mala calidad.

En los túneles donde este tipo de maquinaria no puede usarse, la excavación deberá ejecutarse por el método convencional. Deberá tomarse en cuenta si es necesario usar escudo o si el trabajo debe ejecutarse con aire a presión, etc...

Determinación de localización y número de frentes de trabajo. El siguiente paso en la determinación del método de excavación, es fijar el número de frentes que deben abrirse para cumplir con el programa establecido para la ejecución de la obra.

La excavación de túneles en la forma convencional y el número y localización de los frentes influyen notablemente en los costos, portanto, un análisis de costos aproximado debe realizarse para determinar el número económico de frentes y su localización.

Cuando el túnel se excava en roca competente sin ademe, los avances que se obtienen pueden variar entre 15 y 20 m/día. Al excavar túneles en roca donde se coloca ademe espaciado entre 1.2 y 1.8 m entre centros, debe obtenerse un avance de 9 a 12 m/día.

Al excavar túneles en roca que requiera colocación de apoyos más cerrados, el avance se reduce de 9 a 6 m/día. Al excavar un túnel en material que fluye, el avance será entre 1.5 a 3.0 m/día.

Al excavar un túnel con escudo en arena comparativamente seca se obtendrán avances entre 18 y 30 m/día. Cuando se usa escudo en roca incompetente se obtendrán avances entre 3 y 9 m/día.

Estos datos mencionados anteriormente, se dan únicamente como información general y están basados en operaciones que implican tres turnos por día, pero el responsable del estudio de los precios unitarios debe tomar sus propias decisiones.

3.5. CONOCIMIENTOS GENERALES DE LOS EQUIPOS A NECESITAR.

Debido a que la obra en cuestión se fundamenta principalmente en un acceso carretero, se mencionan a continuación los equipos y maquinaria para terracerías y que inclusive fueron empleados en el transcurso de la Obra.

3.5.1. MAQUINARIA.

3.5.1.1. TRACTORES.

Los tractores son máquinas que convierten la energía del motor en energía de tracción. Su principal objetivo es el de empujar o jalar cargas.

Los equipos de tipo de tractor se utilizan ampliamente dentro de la construcción. Los tractores sirven como unidades motrices primarias para una gran variedad de equipos para movimiento de tierra. Se emplean con todas las variantes de cuchillas, arados, bloques de empuje, de motoescrapas, horquillas de elevación, cargadores y demás dispositivos auxiliares.

Los tractores se utilizan también como unidades motrices para equipos como escrapas, motoconformadoras y aplanadoras. Las aplanadoras se emplean para trabajos de compactación, y debe observarse que los tractores ordinarios de orugas o del tipo de ruedas, se usan, con frecuencia, como equipos para compactación de suelos.

Varios equipos para terracerías son montados en tractores para poder ejecutar su trabajo. Entre éstos están las hojas frontales empujadoras, los desgarradores escarificadores y los bloques de empuje para motoescrapas. Para este tipo de operaciones se diseña un tractor con centro de gravedad bajo, lo cual hace que se concentre la fuerza entregada por el tractor en movimiento a una altura casi igual a la del malacate de tiro o a la de la barra de tracción (1). Si hay mucha diferencia entre la altura de transmisión de la fuerza del tractor y la altura de su carga, el tractor tenderá a excavar incesantemente en el terreno. Esto da origen a una deficiencia de potencia; también se verá afectado el control de la dirección del tractor.

Prácticamente todos los tractores que se utilizan en trabajos de terracerías son accionados por motores de combustión interna.

Los tractores se clasifican, tanto por su rodamiento como por su potencia en el volante:

Por su rodamiento:

- a) Tractores sobre neumáticos de dos ruedas y de cuatro.
- b) Tractores sobre orugas.

(1) El tiro de la barra de tracción se define como la potencia o fuerza de tiro disponible en el pemo de enganche de la barra, cuando el tractor y su carga arrastrada se desplaza sobre terreno horizontal.

Por su potencia en el volante:

Este depende del fabricante, como ejemplo, véase la Tabla III.

Prácticamente todos los tractores que se utilizan en trabajos de terracerías son accionados por motores de combustión interna.

Cada una de las formas básicas de transmisión de potencia de la combustión interna tiene sus ventajas para el equipo de terracerías montado en tractor véase la Tabla IV.

Existen varias combinaciones para los dos sistemas básicos de transmisión de potencia, a los que se conoce como "trenes". A uno se le conoce como cambio de potencia, y es particularmente deseable para el equipo de terracerías montado en tractor. Este nuevo arreglo de transmisión combina las ventajas de los sistemas de transmisión directa y de convertidor de par de torsión. Tiene el impacto y la capacidad de aplicación de carga de choque de la transmisión directa para los trabajos del tipo de desmonte de árboles y de desgarramiento. Además, puede ajustarse automáticamente a una carga variable, como lo hace el convertidor de par de torsión en los trabajos de empuje.

Dentro de lo que se considera la potencia, se debe de distinguir entre la del motor, la de la polea y la de la barra. Siendo ésta última, la principal, dado que es la efectiva y de ella se puede disponer. Las diferencias entre ellas se derivan de las pérdidas por el accionamiento de los mecanismos intermedios; de ahí que la potencia real o efectiva usada en el trabajo de la máquina queda determinada por la siguiente fórmula:

$$FV = 75 PK$$

por lo tanto:

$$F = 75 PK/V$$

donde:

F = Fuerza efectiva de trabajo (kg).

P = Potencia en el motor (cv).

V = Velocidad de operación (m/s).

K = Constante o factor de eficiencia.

La fuerza de tracción utilizable, depende del peso de la máquina debidamente equipada, de la velocidad que se desarrolle y según las condiciones del suelo.

En lo que respecta a la potencia del motor, influyen los siguientes factores:

A) La altitud y la temperatura; influyen en el peso específico del aire y por consiguiente, en la potencia del equipo. En la Tabla V se listan ciertos porcentajes, en función de la altitud y la temperatura del sitio.

B) Resistencia al rodamiento:

Se considera como la fuerza motriz necesaria para mover una máquina a velocidad pequeña y uniforme, sobre una superficie plana ver Tabla Vi;

C) Pendiente:

Se define como la fuerza necesaria "N" para vencer una pendiente y se define con la siguiente fórmula (Fig. No.17)

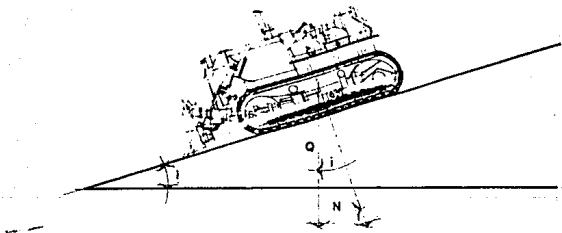


FIG. No. 17 EFECTO DE LAS PENDIENTES

$$N = Q \operatorname{sen} i$$

de donde:

el expresamos a N en kilogramos y Q en toneladas, entonces:

$$N = 1000 Q \operatorname{sen} i$$

donde:

N = Fuerza necesaria para vencer la pendiente (kg).

Q = Peso de la máquina (kg) o (t).

i = Angulo de grados o porcentaje.

En la Tabla VII se listan algunos valores de "N" para diferentes pendientes.

D) Eficiencia a la Tracción:

Se considera que es la fuerza tractiva generada por el motor en el momento en que las ruedas u orugas comenzan a patinar y el peso sobre el eje motriz.

A esta relación se le conoce con el nombre de Coeficiente de Eficiencia, el cual, una vez conocido, para el material que conforma el suelo de rodamiento, si es posible generar toda la fuerza del motor a los neumáticos o a las orugas, antes de que haya efectos de patinaje.

Para efectos de suelos en condiciones normales, los tractores sobre orugas generan una fuerza tractiva máxima igual al 85% de su peso; a diferencia, los tractores montados sobre neumáticos, solamente pueden emplear, en sus ruedas motrices, una fuerza tractiva de aproximadamente el 55% de su peso.

En la Tabla VIII se presentan los coeficientes de eficiencia para diversos tipos de suelos.

TABLA III

CARACTERISTICAS DE LOS TRACTORES							
MODELO	POTENCIA EN EL VOLANTE	HOJAS TOPADORAS			PESO EN TONELADAS		
		TIPO	LONGITUD m.	ALTURA m.	TRACTOR SIN EQUIPO	HOJA TOPADORA	RIPPER
CAT-D8	300 HP.	RECTA	3.93	1.52	24.8	5.3	4.8
		ANGULABLE	4.72	1.12		5.3	
CAT-D7	200 HP.	RECTA	3.65	1.27	15.2	3.2	3.0
		ANGULABLE	4.29	0.96		3.1	
CAT-D6	140 HP.	RECTA	3.20	1.13	11.8	2.1	1.5
		ANGULABLE	3.86	0.91		2.3	
KOMATSU D-155	320 HP.	RECTA	4.13	1.59	27.3	5.7	5.9
		ANGULABLE	4.85	1.14		5.5	
KOMATSU D-85	180 HP.	RECTA	8.62	1.28	18.2	3.7	3.6
		ANGULABLE	4.26	1.06		3.6	

TABLA IV

**VARIACIONES DE POTENCIA DE LOS TRACTORES
CON LAS TRANSMISIONES PRIMARIAS**

VARIACION EN SU OPERACION	MOVIMIENTOS CON	
	TRANSMISION DIRECTA	CONVERTIDOR PAR DE TORSION
Selección de velocidad	Cambio de engranes a la velocidad óptima para las condiciones.	Selección de engranaje, con lo que la velocidad se ajusta automáticamente a las condiciones.
Carga variable	Cambio de engranes a otro que maneje la carga; puede lograrse fuerza de impacto.	La capacidad de carga varía en razón inversa de la velocidad; cambio, engranaje de menor velocidad para carga mayor.
Operación en reversa para carga	Cambio de engranes de reversa de máxima velocidad.	Se obtiene la velocidad máxima oprimiendo el acelerador hasta su límite.
Eficiencia del operador	El cambio requiere destreza, ocasiona desgaste y roturas; fatiga al operador.	Requiere menor destreza ocasiona menos desgaste y roturas; fatiga menos al operador.

TABLA V

ALTITUD EN METROS	TEMPERATURA °C						
	42°	32°	21°	15°	10°	4°	-7°
0	95.4	97.1	99.1	100.0	100.8	101.8	103.9
305	92.0	93.7	95.5	96.4	97.4	98.4	100.3
915	85.5	87.2	88.8	89.6	90.5	91.4	93.3
1525	79.5	80.9	82.5	83.3	84.2	84.9	86.7
2135	73.8	75.2	76.7	77.5	78.2	79.0	80.6
2745	68.6	69.9	71.3	72.0	72.7	73.4	74.0

NOTA: LA ALTITUD ESTA CONSIDERADA SOBRE EL NIVEL MEDIO DEL MAR.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

TABLA VI

NATURALEZA DEL TERRENO	RESISTENCIA AL RODAMIENTO	
	ORUGAS	NEUMATICOS A BAJA PRESTION
1. CAMINO DURO, ESTABILIZADO, PAVIMENTADO, SIN PENETRACION BAJO LA ACCION DE LAS CARGAS HUMEDECIDO Y CONSERVADO.	28 Kg/t	20 Kg/t
2. CAMINO FIRME, UNIFORME APLANADO, AFECTADO LIGERAMENTE BAJO LA ACCION DE LAS CARGAS Y REGULARMENTE CONSERVADO.	40 Kg/t	33 Kg/t
3. CAMINO DE TIERRA ONDULADO, QUE FLEXIONA BAJO LA ACCION DE CARGAS LIGERAS, CON POCO MANTENIMIENTO, SIN HUMEDAD.	70 Kg/t	50 Kg/t
4. CAMINO EN TIERRA CON SURCOS Y RODADAS, MAL CONSERVADO Y SIN NINGUNA ESTABILIZACION.	90 Kg/t	75 Kg/t
5. CAMINO LODOSO, BLANDO, FANGOSO, SIN MANTENIMIENTO.	110 Kg/t	100 a 200 Kg/t

TABLA VII

PENDIENTE EXPRESADA EN %	ANGULO CORRESPONDIENTE	FUERZA NECESARIA PARA COMPENSAR EL EFECTO DE LA PENDIENTE EN Kg/l
2	$1^{\circ} 06' 7''$	20
4	$2^{\circ} 17' 4''$	40
6	$3^{\circ} 26'$	60
8	$4^{\circ} 34' 4''$	80
10	$5^{\circ} 42' 6''$	99
15	$8^{\circ} 31' 8''$	148
20	$11^{\circ} 18' 6''$	196
25	$14^{\circ} 02' 2''$	242

TABLA VIII

TIPO DE CAMINO	COEFICIENTE DE EFICIENCIA A LA TRACCION	
	NEUMATICOS	ORUGAS
CONCRETO	0.80 - 1.00	0.45
ARCILLA SECA	0.50 - 0.58	
ARCILLA MOJADA	0.40 - 0.49	
ARENA DISGREGADA	0.20 - 0.35	0.30
GRAVA DE CANTERA	0.60 - 0.70	
TIERRA SUELTA	0.30 - 0.40	0.60
TIERRA COMPACTADA	0.50 - 0.60	0.90

3.5.1.2. MOTOCONFORMADORAS.

La motoconformadora, es un equipo que se utiliza para mover tierra u otro material suelto. Generalmente, su función consiste en nivelar, modelar o dar la pendiente necesaria al material en el que trabaja, para darle una configuración predeterminada. Es de particular utilidad, porque su hoja puede mantenerse en diversas posiciones. A esta hoja también se le llama hoja conformadora o moideadora. Su hoja estándar tiene de 3.0 a 4.20 m. de longitud.

La hoja de la motoconformadora puede mantenerse en posiciones semejantes a las del tractor de hoja frontal angular, del tractor de hoja frontal recta y del tractor de hoja frontal inclinada; es decir, puede regular su altura con relación al plano del suelo; en el plano horizontal puede quedar fija, formando un ángulo cualquiera con el eje horizontal de la máquina y puede también inclinarse con relación al plano horizontal, llegando incluso, a quedar en posición vertical, fuera del chasis.

La versatilidad de posición de la hoja significa que la motoconformadora pueda reemplazar a las distintas formas de hoja frontal para tractores. Esta máquina no puede aplicar la potencia de movimiento ni de corte de un tractor de hoja frontal (bulldozer), el cual, aplica su fuerza en un centro de gravedad más bajo. La motoconformadora sacrifica parcialmente la intensidad de fuerza, porque la transmite a través del punto de pivoteo, que tiene una posición alta con relación a la hoja. Sin embargo, la motoconformadora puede cortar el material superficial a muchos más ángulos y con ajuste mucho más fácil que el de un tractor.

La importancia de las motoconformadoras se debe tanto a su potencia como al dispositivo para mover el principal elemento que es la cuchilla. (Fig.No.18).

Estas máquinas se emplean básicamente para lo siguiente:

- A) Desyerbar y remover vegetación ligera.
- B) Limpiar bancos.
- C) Construir canales y formar terraplenes.
- D) Extender materiales.
- E) Mezclar y revolver materiales con el objeto de uniformarlos.
- F) Terminar y afinar taludes.
- G) Mantener y conservar caminos.

Así mismo, pueden adaptársele algunos otros aditamentos auxiliares para diversos trabajos como son:

- A) Escarificadores para arar o remover el terreno, como trabajo preliminar a la acción de la cuchilla.
- B) Hoja frontal de empuje para ejercer la acción del "Bulldozer" o empujador.
- C) Cargadores de materiales que le permiten, en forma simultánea, excavar y descargar sobre las unidades de acarreo.

La productividad de una motoconformadora en su operación básica de nivelación, se calcula de acuerdo con el tiempo utilizado para hacer su trabajo.

Lo que es más significativo para este equipo es el número de pasadas que se requieren para nivelar algún área dada, o sea, las veces que la motoconformadora tiene que recorrer el área hasta nivelar completamente. El número de pasadas depende del estado inicial de la superficie a nivelar y de la precisión en el acabado.

La fórmula que se emplea para determinar el tiempo requerido para hacer una operación de nivelación es:

$$T = \left(\frac{d_f}{v_f} + \frac{d_r}{v_r} \right) \frac{N}{E}, \text{ en minutos}$$

en la cual:

T = tiempo en horas utilizadas.

d_f = distancia, en metros lineales, que debe recorrer la motoconformadora hacia adelante, en una dirección por ciclo.

d_r = distancia recorrida en el retorno, para comenzar el ciclo siguiente de nivelación.

v_f = velocidad media de avance, en metros por minuto.

v_r = velocidad media de retorno, en metros por minuto.

N = número de pasadas hacia adelante, que debe hacer la motoconformadora pasando por un punto dado del tramo que se esté nivelando.

E = eficiencia de operación de la motoconformadora.

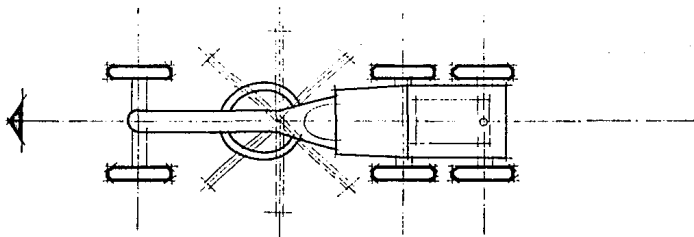


FIG. No. 18 MOTOCONFORMADORA

Si la operación es suficientemente corta, el retorno puede hacerse en reversa, recorriendo la misma distancia que en el viaje hacia adelante. En tal caso, la velocidad de viaje puede tomarse

como el promedio de las velocidades de avance y retroceso, V_a , entonces la ecuación anterior puede cambiarse a:

$$T = \frac{2dN}{V_a E}, \text{ en minutos}$$

en la cual, las literales tienen el mismo significado que en la fórmula anterior y "d" es la distancia recorrida en una dirección, expresada en metros.

Como en todas las máquinas, la velocidad de la transmisión de la motoconformadora queda definida por la pendiente del terreno; y la eficiencia, por la rugosidad del terreno, por su compactación, por su peso volumétrico y por el tamaño del material por trabajarse.

3.5.1.3. MOTOESCREPAS.

La motoescrepa para movimiento de tierras se inventó y desarrolló como un equipo que puede cargar, acarrear y vaciar material suelto. A la parte del equipo que maneja el material se le llama screpa o raspador. El otro componente, que aporta la potencia se conoce como la unidad motriz. En consecuencia, puede llamarse a este equipo tractor-raspador. Por simplicidad, a toda la combinación se le llama generalmente motoescrepa.

Su movilidad y su gran rapidez en el desplazamiento se deben a que están montadas sobre neumáticos, lo que las convierte en productoras de grandes rendimientos. Sus velocidades máximas de desplazamiento varían entre 50 y 70 Km/h.

Debido a su sistema de rodaje, la motoescrepa normal es, prácticamente incapaz de autocargarse, por lo que requiere de un empujador.

La screpa y su unidad motriz pueden trabajar independientemente de cualquier otro equipo. Por esta capacidad, se llama a este equipo movedor de tierra autocargable.

Para su óptimo rendimiento, debe considerarse:

- Cargar a la capacidad máxima tolerable.
- Efectuar la carga en la distancia más corta y en el menor tiempo posible.

Para el cumplimiento de estas condiciones, la profundidad de corte, en tierra común, debe ser de 15 a 20 cm, puesto que debido a la experiencia, se demuestra que a una profundidad menor, aumenta el tiempo de carga y también la distancia para efectuarla, y a una profundidad mayor produce atorones, patinamientos y pérdida de eficiencia. A mayor potencia del tractor de empuje, mayor incremento en la profundidad de corte.

En el caso de que el material sea duro, deberá hacerse, por conveniencia, desgarrarlo o ararlo previamente, para facilitar la carga.

Las dimensiones exteriores de una motoescrepa las rige su recipiente, o sea, la caja que recibe el material que se carga, lo acarrea y lo vacía. En el fondo y al frente de la caja, se encuentra la hoja cortante.

La pared frontal de la escrepa es una compuerta movable a la que se conoce como faldón. La escrepa en movimiento de avance, carga material cuando su borde cortante (cuchilla), está abajo, penetrando en el material, y con el faldón levantado.

En la Figura No. 19 se ilustran las características básicas de la motoescrepa.

Para mayor facilidad de carga, se recomienda lo siguiente:

- Se realice hacia abajo, ya que la acción de la gravedad ayuda y se dispone de mayor potencia.

- Cuando se realice la carga en laderos, el corte debe hacerse en forma tal que se permita el escurrimiento del agua; para lo cual, debe comenzarse el corte en la parte superior del talud, continuando hacia abajo. El corte queda escalonado, y cada escalón debe hacerse de altura tal que se vaya fijándose la línea del talud, sobre todo para el caso que se requiera afinar este talud.

- Cuando se trabaja en cortes, debe comenzarse por los lados, dejando el centro del corte más alto. La máquina debe operar del centro hacia el talud.

- Para descargar en rellenos o terraplenes, el centro deberá quedar más bajo que las orillas, y en este caso, la máquina debe operar de la orilla hacia el centro.

- En los dos últimos casos, se facilita más la formación de taludes y se evitan deslizamientos perjudiciales, tanto para las máquinas como para el afilne.

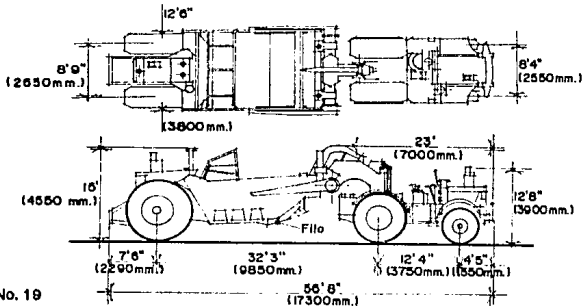


FIG. No. 19

Vistas en planta y elevación de una combinación de tractor-escrepa de tres ejes.

3.5.1.4. CARGADORES FRONTALES.

El cargador frontal, es un equipo tractor, montado en orugas o en ruedas, que tiene un cucharón de gran tamaño en su extremo frontal. El cucharón está instalado para excavar o cargar tierra o material granular, levantarlo, acarrearlo cuando sea necesario, y vaciarlo desde cierta altura. Los primeros cargadores tenían brazos rígidos, mecánicos, pivoteados en torno al bastidor del tractor mediante controles de cable. Esto significaba que la fuerza de excavación y cualquier cambio de posición horizontal del cucharón tenían que provenir del movimiento del tractor. Los cables solo podían mover el cucharón hacia arriba y hacia abajo. El cucharón tenía que ser empujado por el tractor para encajarse en el banco de material. Cuando el cucharón estaba cargado, se retiraba el tractor, se elevaba el cucharón en trayectoria vertical, se movía sobre un camión u otro vehículo semejante, y luego se vaciaba su carga. Todos estos movimientos del tractor eran incómodos.

Actualmente estas máquinas tienen una mayor versatilidad en sus movimientos gracias a los sistemas hidráulicos, servotransmisiones y mecanismos articulados.

En la figura No.20 se ilustra uno de estos equipos.

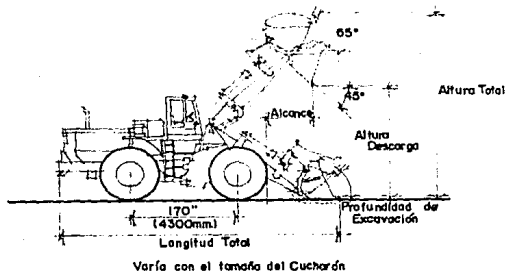


FIG. No.20
Cargador Frontal.

El ciclo de carga incluye los tiempos de carga, de maniobra, de viaje y de descarga. Sus valores medios recomendados se mencionan a continuación.

- El tiempo de carga. Varía de 0.03 minutos a 0.20, según el material: desde agregados sueltos hasta cementados.

- El tiempo de maniobra. Incluye el tiempo invertido en el recorrido básico, el empleado en los cuatro cambios de sentido de la marcha y el de los virajes. Con un buen operador, se puede estimar en 0.22 minutos.

- El tiempo de viaje. Incluye los que se invierten en el acarreo y en el retorno.

- El tiempo de descarga. Se estima como normal de 0.04 a 0.07 minutos y depende del tamaño y resistencia de la caja del volteo o de la tolva en que se descarga.

El cargador frontal, en la actualidad, tiene una gran aplicación y aceptación. Una de las aplicaciones más comunes del cargador, es la carga de materiales en unidades de acarreo. Si el área que circunda el material por cargar es razonablemente nivelada, la unidad de acarreo puede situarse en una posición cercana conveniente. En tal caso, el cargador puede excavar y hacer el movimiento corto necesario para vaciar su carga al camión.

Otro uso común que se le da al cargador es en la excavación para cimentaciones. En tal caso, sólo son aplicables cuando la dimensión horizontal más pequeña, es por lo menos igual al ancho del cucharón, si no es que varias veces mayor. Si la dimensión más corta del fondo de la excavación es por lo menos del doble de la longitud del cargador, no contando el cucharón, puede disponerse la operación para carga de camiones al nivel de la cimentación. Con el mismo cargador puede excavar una rampa para que pueda entrar el camión hasta el fondo de la excavación siguiendo uno de los lados largos. Luego pueden cargarse los camiones como se indicó antes para la operación de carga de camiones de acarreo.

Un tercer uso importante de los cargadores es la carga del material de voladuras a unidades de acarreo, en el espacio limitado de una excavación en roca, de un túnel o de una cantera. En tales situaciones, el cargador tiene una ventaja sobre la pala mecánica, por su pluma y demás partes salientes.

También se aplica el cargador frontal para excavar agregados o material de cantera, para ser cargados a la parrilla de la tolva de alimentación de una planta trituradora.

La productividad de un cargador frontal se calcula en metros cúbicos por hora, es decir, es la capacidad del cucharón por número de cargas hora. Puede determinarse, estimando la carga real medida en banco de material, y calculando el tiempo que toma el manejar cada cucharón lleno.

Para una mejor eficiencia en lo correspondiente a la carga de los camiones debe de considerarse lo siguiente:

a) La distancia del recorrido, del lugar de carga al de descarga, sobre los camiones, debe ser la mínima posible.

b) Las unidades de acarreo deben colocarse en forma tal que el ángulo de viraje del tractor sea el menor posible. Para ello, se recomienda que siempre sea menor de los 90 grados, para lo cual, es recomendable que el frente del banco tenga suficiente amplitud, para lograr que las unidades de acarreo, se acomoden, evitando, así, las pérdidas de tiempo por acomodamientos.

c) El terreno, sobre el cual se mueve, deberá ser firme y lo más llano posible, libre de piedras y bordos que resten eficiencia y produzcan balanceos fuertes en el equipo, sobre todo cuando éste lleve el cucharón cargado y en alto.

A continuación, en la Tabla IX, se detalla la producción estimada en m³/hora, para cargadores frontales montados sobre ruedas y operando en material suelto.

TABLA IX

PRODUCCION ESTIMADA EN M ³ /H					
		CARGA UTIL ESTIMADA EN LOS CUCHARONES EN M ³ DE MATERIAL SUELTO			
MINUTOS POR CICLO	CICLOS POR HORA	0.78 * (1)	1.13 * (1.5)	1.53 * (2)	1.67 * (2.5)
0.4	160	116	172	229	286
0.45	133	102	163	205	253
0.5	120	92	137	183	229
0.55	109	83	125	166	208
0.6	100	77	114	153	191
0.65	92	70	105	140	175

* CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON EN Yd³

3.6.1.5. PALAS MECANICAS.

Son máquinas de movimiento de tierra de "carga estacionaria", adecuadas para cualquier tipo de terreno. Se les considera de "carga estacionaria", para distinguirlas de la maquinaria de excavación y carga remolcada por tractor. Como función principal, se presentan tres aspectos fundamentales:

- a) excava.
- b) carga y
- c) deposita.

Estos tres aspectos los realiza estando parada. Su dispositivo de propulsión, sólo le sirve para su transporte y para proporcionarle una cierta movilidad en el lugar de trabajo.

Dichas palas, están montadas sobre orugas, o bien, sobre neumáticos. Se distinguen seis tipos de excavadoras mecánicas de "carga estacionaria", (ver Figura No.21):

- 1) La pala normal o pala frontal.
- 2) La pala retroexcavadora.
- 3) La pala rastreadora.
- 4) La draga o excavadora con baíde de arrastre.
- 5) La excavadora con cuchara de almeja o bivalva.
- 6) La excavadora con cuchara bivalva o dragalina adaptada.

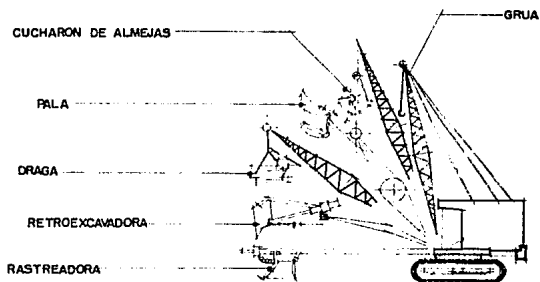
Las palas que vienen montadas sobre orugas, presentan ventajas, las cuales pueden aprovecharse para trabajar:

- a) En terrenos flojos, puesto que el área de apoyo que proporcionan las orugas aseguran su movimiento y estabilidad.
- b) En excavaciones pesadas, debido a que las orugas dan mayor estabilidad al equipo y mayor resistencia contra las cargas de impacto de la excavación.
- c) En terrenos disparejos o bien cuando los fragmentos de roca dañen a los neumáticos.
- d) En excavaciones en donde no se requieran movimientos rápidos y frecuentes.

Las palas que viene montadas sobre neumáticos, presentan las ventajas siguientes:

- a) Cuando el transporte se requiera como factor principal.
- b) Cuando el terreno presenta superficies firmes y a nivel.
- c) Cuando el uso de la oruga sea contraproducente para el terreno, o por no poder ajustarse a las disposiciones legales.

d) Los materiales abrasivos provoquen desgastes excesivos en las orugas, siempre que los neumáticos resistan las condiciones de trabajo.



TIPO DE EXCAVADORAS DE "CARGA ESTACIONARIA"

FIG. No. 21

Se consideran tres grupos básicos de aditamentos para las palas mecánicas:

- Aguilón de pala.
- Aguilón de grúa.
- Aguilón retroexcavador.

El aguilón de pala, como ya se mencionó, nos sirve para diversos usos, no así el aguilón de retroexcavador, cuyos usos se limitan a usos o funciones específicas: Pala excavadora frontal y retroexcavadora, respectivamente.

Pala excavadora frontal: Se considera la de mayor aplicación y consta de: pluma o aguilón de la pala, brazo de ataque, cucharón y mecanismo de apertura y de cierre del cucharón, los movimientos propios que efectúa son los siguientes:

- a) Elevación del cucharón dentro del material por excavar.
- b) Excavación; considerada como la operación que lleva a cabo el cucharón al introducirse y avanzar en el material.
- c) Retiro de la cuchara una vez cargada.
- d) Viraje y descarga.

Unos de los usos más comunes de la pala frontal son:

- a) Excavación en bancos de préstamos.
- b) Excavación de cortes, las cuales resultan más convenientes en los trabajos de afine.
- c) Descargando sobre montones y desechos.
- d) Carga de unidades o vehículos de acarreo.
- e) Descarga en tolvas, cribas o bandas.
- f) Zanjás poco profundas, no es una operación recomendable.
- g) Excavación en plano horizontal, para rasante final o despeje de materiales, no es una operación recomendable.

Uno de los usos más comunes del aguilón de grúa son, (Considerando el de almeja), se utiliza para:

- a) Excavaciones verticales abajo del nivel del terreno:

- Pozos y excavaciones de cimentaciones para pilas y muros.
- Zanjás profundas para alcantarillado, canalizaciones, tuberías, siempre y cuando la profundidad sobrepase los límites de trabajo de la retroexcavadora; sobre todo cuando la excavación es estrecha y lleva una entibación apuntalada y con ademe.
- Excavaciones sumergidas.

- b) Traslado de materiales sueltos de los montones de almacenamiento a tolvas y a transportadores; y su aplicación más común es para manejar materiales sueltos como son: arena, grava, roca triturada.

Es importante saber que la selección del cucharón de almeja depende de la capacidad de carga y de la penetración del mismo, es decir, la penetración dependerá del propio peso del cucharón y la capacidad de la carga de la propia máquina.

Cucharón de draga en el aguilón de grúa. Además del aguilón, se complementa de un dispositivo de trabajo que es el cucharón de arrastre, cable de izar y cable de arrastre con su guía. Este equipo, está proyectado para trabajar en grandes radios de acción. Su uso se concentra en excavaciones de material blando o desintegrados, ubicados abajo del nivel de asiento de la propia máquina; tales como:

- Dragado de ríos, para la extracción de grava y arena y formar montones.
- Excavación y limpieza de canales y zanjas.
- Para despejar la capa vegetal.
- Alimentación de bandas transportadoras, de tolvas y ocasionalmente cribas.
- Carga de depósitos de arcilla y materiales sueltos.
- Ocasionalmente para cargar camiones, siempre y cuando, la capacidad éstos, sea de cinco a seis veces la capacidad del cucharón.

La selección de un máquina excavadora debe basarse, en cuanto a su capacidad, en:

Tipo de materiales:

- a) Duros: Máquinas grandes que faciliten la excavación.
- b) Suaves: Máquinas chicas ya que representan mayor movilidad.

Profundidad del banco:

- a) Profundidades grandes: Máquinas grandes.
- b) Cortes con poca profundidad: Máquinas chicas que tienen avances frecuentes para que el bote pueda llenarse.

Movilidad:

- a) Sobre orugas.
- b) Sobre neumáticos.

Algunas otras consideraciones:

- a) Colocación de la máquina.
- b) Altura máxima de descarga.

3.5.1.6. RETROEXCAVADORAS.

El aditamento o dispositivo retroexcavador consiste en un pórtico auxiliar, un aguilón, brazos y refuerzos para el cucharón. Por su semejanza de ataque al de la pala, se le selecciona para excavaciones abajo de su nivel de asiento y en materiales más duros que en los que excava la draga; es decir, que esta máquina es propia para los siguientes trabajos:

- Apertura de zanjas y relleno de ellas.
- El perfilado del terreno en plano horizontal.
- Limpieza de cunetas.
- Descarga de materiales sobre pilas y carga de unidades de acarreo.

Los cucharones que emplean estas máquinas pueden ser:

Anchos: Para suelos fáciles de atacar.

Angostos: Para terrenos duros o difíciles.

La capacidad de estos cucharones, se mide a ras, o bien colmado, y su carga útil depende de su tamaño y de ciertas características del suelo. En función del tamaño del cucharón y del tipo de suelo, se determina el factor de acarreo (Fa). De ahí que la carga útil "Cu" sea igual al producto de la capacidad colmada "Cc" por el factor de acarreo "Fa", así, tenemos que:

$$Cu = Cc \times Fa$$

A continuación se tabulan algunos valores de los factores de acarreo o porcentajes de la capacidad colmada del cucharón, en función de la característica del suelo (Tabla No.X).

TABLA X

MATERIAL	FACTOR DE ACARREO
MARGA MOJADA O ARCILLA ARENOSA	100 AL 110%
ARENA Y GRAVA	90 AL 100%
ARCILLA DURA Y TENAZ	75 AL 85%
ROCA DE VOLADURA, BIEN FRAGMENTADA	60 AL 75%
ROCA DE VOLADURA, MAL FRAGMENTADA	40 AL 60%

3.5.1.7. HERRAMIENTAS.

A) Perforadoras:

Se emplean en las excavaciones en roca y trabajos de explotación de canteras para hacer los barrenos destinados a las cargas explosivas. Estas herramientas neumáticas son alimentadas por compresores los cuales almacenan y comprimen el aire.

Su clasificación está en base a lo siguiente:

Por su peso, en: pesadas y medianas.

Las pesadas se seleccionan para rocas semiduras y terrenos cementados duros; y las medianas, para bancos de conglomerados, brechas suaves y en terrenos tepetatosos.

Este tipo de herramienta, se emplea básicamente en la barrenación vertical; y por la forma de operar, se recomienda para barrenaciones de profundidades no mayores de 3.00 m.

Para su buen aprovechamiento se recomienda:

- a) Conservar la barrena bien afilada. No tratar de afilar la barrena en la obra, sino remitirla al taller.
- b) No utilizar nunca puntas desgastadas.
- c) Conservar las uniones y los empalmes de las tuberías perfectamente bien acopladas.
- d) Procurar siempre la verticalidad de la perforación, dado que de esta forma, se aprovecha el peso del martillo y del de la barrena.
- e) Cuando el aire que pasa a través de la barrena no basta para conservar limpio el orificio, utilizar una tubería con aire para soplar ésta antes de que se obstruya.

B) Rompedoras:

Se emplean en la ruptura de pavimentos de asfalto y de concreto, bloques de concreto, piedras estratificadas, así como rocas suaves y medianas, evitándose el uso de explosivos.

Para su buen aprovechamiento se recomienda:

- a) Utilizar puntas de tamaño adecuado y conservarlas bien afiladas.
- b) Emplear simultáneamente varias rompedoras, mejorándose así la operación.
- c) Actuar sobre pequeños tramos.
- d) Conservar todas las uniones perfectamente bien acopladas y verificar frecuentemente la tubería del aire hasta el empalme del martillo, con la finalidad de asegurarse de que no haya alguna fuga.
- e) Asegurarse de que los operarios sólo guíen las herramientas, ya que no deben ser accionadas hacia abajo ni apoyarse en ellas.

C) Apisonadoras:

Como lo indica su nombre, esta herramienta se utiliza para compactar y apisonar terrenos, no accesibles para otro tipo de equipo o maquinaria; es decir, en lugares como son, zanjas, en perímetros de estructuras, etc.; así como para asentar materiales de bacheo en las reparaciones de pavimento.

Para su buen aprovechamiento se recomienda:

- Conservar todas las uniones y empalmes de la tubería bien acoplados.
- Cuando se apisona tierra floja, recubrir con una tela tejida gruesa, la cabeza del pisón.
- Cuando se apisona grava, utilizar la cabeza del pisón sin recubrimiento alguno.
- Desplazar el pisón por el relleno, nunca conservarlo apisonando sobre el mismo sitio.
- Cuando se apisona alrededor de una estructura, apisonar por capas, sin permitir nunca que el pisón choque contra el muro de la obra.
- El espesor de la capa por apisonar, debe ser función del material mismo.

D) Wagon-drills y Track-drills:

Ambos son dispositivos móviles, en los cuales se montan las perforadoras (Fig. No.22). Aparte de su movimiento de avance, cuentan con mecanismos, orientadores de las perforaciones en la dirección deseada, vertical, horizontal o inclinada, lo que garantiza siempre su alineamiento. Con las Wagon-drills se pueden obtener perforaciones de hasta 7.00 m. de profundidad, y con las Track-drills, se pueden perforar hasta 12.00 m.

Estos equipos requieren de más presión de aire que las perforadoras manuales.

E) Acero de perforación:

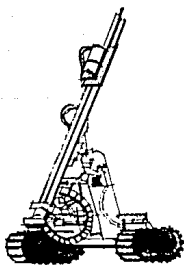
Son barras de acero alto carbón, huecas para permitir el paso del aire, de sección generalmente exagonal. Se componen de tres partes zanco, barra y rosca.

Para la perforación de las rocas, es necesaria la utilización de brocas las cuales son insertos de tungsteno que se fijan a la barra o se enroscan a ella (Fig. No.23).

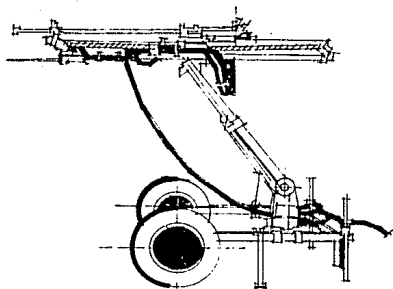
Es importante señalar que a mayor diámetro de la broca o del inserto, es mayor la superficie por barrenar y por lo tanto, será necesario utilizar más tiempo en la perforación.

Los promedios de barrenación varían según:

- Características del material.
- Tipo de equipo.
- Manejo y aprovechamiento de equipo.



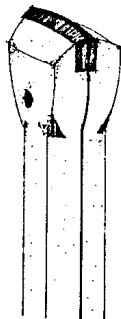
TRACK DRILL



WAGON DRILL

FIG. No. 22

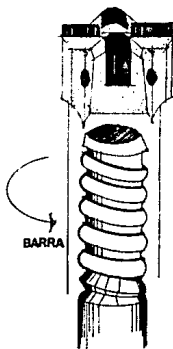
CINCEL



CRUZ



BROCA



INSERTOS DE TUGSTENO

FIG. No. 23

3.5.1.8. EQUIPO DE ACARREO.

Para acarrear los materiales sueltos, a granel, en un proyecto de construcción, puede usarse otra variedad de equipo. Independientemente de las motoescrepas, se define al equipo de acarreo como a la máquina o máquinas, que contando con un sistema adecuado de carga y descarga, se emplean para transportar materiales de un sitio a otro.

Por su sistema de rodamiento de transporte puede realizarse sobre orugas, sobre neumáticos y sobre rieles; existiendo, además, otros medios de transportación como son: los de banda, los de tubo, los acuáticos y los de canastilla sobre cables aéreos.

En cuanto a su descarga, las unidades de acarreo pueden ser:

- Con descarga por el fondo.
- Con descarga trasera.
- Con descarga lateral.
- Con descarga frontal.

En cuanto a su desplazamiento, pueden ser:

- De autopropulsión.
- De remolque.

La selección de las unidades de acarreo adecuadas para una operación dada de movimiento de materiales depende de un análisis completo de trabajo. Dicho análisis debe considerar cada una de las partes del ciclo de trabajo de cada equipo. Para una operación de movimiento de materiales el ciclo comprende: la carga, el acarreo, la descarga, el retorno y el acomodo para tomar la siguiente carga.

1.- La etapa de carga requiere que se conozcan:

a) El tamaño y el tipo de la máquina cargadora. Si es un cargador continuo como los de banda; si tiene un control positivo del cucharón como una pala o un cargador frontal; si tiene cucharón giratorio como el de una draga de arrastre, etc.

b) El tipo y el estado del material que se va a cargar. Si influye libremente como la grava; si es húmedo o pegajoso como la arcilla; si está formado por trozos o terrones grandes como la roca de voladura, etc...

c) La capacidad de una unidad de acarreo.

d) La destreza de los operadores.

2.- La etapa de acarreo o de traslado requiere que se conozcan:

a) La distancia a la que tiene que moverse cada carga, dividida en tramos continuos, rectos y curvos.

b) El estado de la ruta de acarreo. Si está pavimentada o si se trata solo de una superficie compactada; qué clase de pavimento o de compactación tiene y en cuántos tramos de la ruta; si se trata de un camino de tierra, las resistencias a la tracción y al rodamiento.

c) Las pendientes que hay en la ruta y las longitudes de las mismas.

d) Diversas condiciones que afecten a la velocidad de acarreo y al movimiento. Los cambios de dirección y de pendiente que originen aceleración, desaceleración y frenado. Si la ruta tiene buen sistema de desagüe o si pueden ser variables las resistencias a la tracción y al rodamiento. Si hay puentes o pasos a desnivel por los que deba transitarse en la ruta.

e) La funcionalidad del equipo de acarreo para trabajar bajo las condiciones del camino, las pendientes y demás condiciones adversas que haya en su recorrido.

3.- La descarga o vaciado afecta la selección de la unidad de acarreo por:

a) El tipo y el estado del material, como en la etapa de carga.

b) La manera en que debe manejarse el material en el sitio de descarga. Si debe descargarse pendiente abajo de un embanque, si debe extenderse para fines de compactación, si debe vaciarse a alguna tolva, etc...

c) El tipo de facilidad que ofrece el equipo para las maniobras en un área restringida.

4.- El viaje de retorno debe cubrirse como el de acarreo con carga. Generalmente, este componente del ciclo de acarreo no rige la selección del tipo de unidad. Puede presentarse, como una excepción, cuando la unidad de acarreo deba regresar vacía en peores condiciones que la que tuvo que recorrer con carga.

5.- El acomodo de la unidad de acarreo para recibir su carga requiere conocer:

a) El tipo de máquina cargadora.

b) Las diversas posiciones que debe adoptar el cargador para cargar el material.

c) La facilidad de maniobra que ofrece la unidad de acarreo para tomar una buena posición para su carga.

A continuación se tabulan (Tabla XI), algunas características o variables que deben tenerse en consideración para el rendimiento de los equipos de acarreo:

TABLA XI

TIPO DEL EQUIPO	CONDICIONES FISICAS DEL TRABAJO	MATERIALES POR TRANSPORTARSE	LIMITACIONES EN LA MAQUINA	METODO DE OPERACION
<p>MOTOESCREPAS, CAMIONES, TRACTORES, ETC.</p>	<p>LONGITUD DE RECORRIDO.</p> <p>TIPO DE SUPERFICIE: Lodoso, Duro, Suro, Arenoso, Rocoso, Escabroso.</p> <p>PENDIENTES DE RECORRIDO</p> <p>CONDICIONES CLIMATICAS</p> <p>PROXIMIDAD Y OBSTACULOS DE COMBUSTIBLE Y REFRACCIONES</p>	<p>TIPO DE MATERIAL, ARENA, GRAVA, ROCA, ARCILLA.</p> <p>TAMANO DEL MATERIAL</p> <p>PESO VOLUMETRICO</p> <p>ABUNDAMIENTO MATERIAL</p> <p>PEGAJOSO O FACIL EN LA DESCARGA</p>	<p>CAPACIDAD DE CARGA. VELOCIDAD</p> <p>MANIOBRABILIDAD EN DIFERENTES CAMINOS Y CONDICIONES DE CLIMA.</p> <p>POTENCIA DEL MOTOR.</p> <p>TIPO DE TRANSMISION. TIPO DEL MECANISMO DE DESCARGA.</p> <p>IMPACTO DE LA CARGA</p>	<p>NUMERO DE UNIDADES.</p> <p>SISTEMA DE CARGA. CAPACIDAD DE EQUIPO DE CARGA. VELOCIDAD DE CARGA</p> <p>SISTEMA DE DESCARGA</p> <p>DESPERDICIO TERRAPLEN</p> <p>DESCARGA EN MONTONES O EN CAPAS</p> <p>LOCALIZACION DE ACCESOS RAMPAS</p>

3.5.2. SELECCION DE EQUIPO

Al seleccionar el equipo para la excavación de túneles debe de tenerse en mente dos objetivos:

- 1.- El contratista desea ejecutar el trabajo al menor costo.
- 2.- El contratista desea terminar el trabajo en el menor tiempo.

Estos dos objetivos están relacionados, ya que aproximadamente el 80% de los costos de construcción de los túneles se componen de la mano de obra, abastecimientos, operación de equipo y su amortización, que están en función directa del tiempo de construcción.

El tipo y cantidad de equipo seleccionado deberá cumplir con los siguientes criterios:

1.- El equipo seleccionado deberá corresponder al método más económico de excavación de túneles.

2.- El equipo deberá corresponder al tipo de terreno que se encontrará en las excavaciones.

3.- El equipo deberá estar balanceado con relación al volumen de trabajo a desarrollarse.

4.- Debe contarse con el número de unidades necesarias y con capacidad suficiente para cumplir con las cantidades de trabajo

5.- El equipo debe estar balanceado con respecto a sus distintos componentes. El equipo deberá suministrarse en tales cantidades que el ciclo de perforación esté balanceado con el ciclo de rezaga, el equipo diesel debe estar balanceado con el sistema de ventilación, el consumo de aire esté balanceado con el número de perforadoras.

6.- El tamaño del equipo deberá corresponder con la sección recta del túnel. Para verificar las necesidades del área para operación del equipo, deberán dibujarse secciones rectas del túnel que muestren las secciones de la excavación y el espacio ocupado por el ademe, tuberías de ventilación, agua, aire comprimido, drenaje y la vía. Sobre ésta sección recta deben dibujarse los equipos mostrando los espacios rectos requeridos para operación, paso de los jumbos, excavadoras, camiones o máquinas para extracción del material y el equipo para colocar concreto. Estos dibujos, deberán mostrar el tamaño máximo del equipo que se puede usar en el túnel y mostrará si es necesario agrandar el túnel en ciertos intervalos, para el paso de carros o camiones.

7.- El equipo a usar debe cumplir, además, con las leyes y la buena práctica de seguridad.

8.- Cuando el túnel se excava en roca dura con el método convencional, el uso de mayor número de máquinas perforadoras, dará más rapidez a las excavaciones, por lo tanto, el equipo deberá seleccionarse de manera de usar tantas perforadoras como sea económico usarse en el frente.

9.- Cuando se excavan túneles en roca incompetente por el método convencional, se requiere de muy pocos barrenos y la perforación es rápida, por lo cual, el número de perforadoras deberán

de ser mínimas. Un porcentaje muy grande de tiempo se requiere para colocar el ademe. La cantidad de trabajo requerido para esta operación, en lugar del número de perforadoras en el frente, puede controlar el tamaño de las cuadrillas.

3.5.3. OBRA DE MANO ESPECIALIZADA.

Basados en el programa de ejecución de la obra se podrá programar al personal para ejecutarla.

Esto se puede hacer a través de plantillas de personal, identificando brigadas de acuerdo a sus actividades y modificandolas conforme éstas cambien.

En obras de construcción de túneles el personal existente en el país es muy escaso, normalmente la mayoría proviene de empresas mineras, las cuales es necesario adaptar a este tipo de obras.

Nota Aclaratoria:

Debido a que es imposible estandarizar el número de personas que intervienen en la construcción de un túnel, a continuación se nombran las categorías comúnmente utilizadas en la perforación de túneles, (no se hace mención del personal técnico y administrativo).

SERVICIOS:

- Operador de malacate de personal.
- Compresorista.
- Electricista y ayudante.
- Mecánico y ayudante.
- Soldador y ayudante
- Carpintero y ayudante
- Bombero.

MANTEO:

- Operador de malacate de rezaga.
- Tolero.
- Operador de volteador de vagonetas
- Señalero y telefonista.

SUMINISTROS AL FRENTE Y COLOCACION DE INSTALACIONES:

- Cabo de manobras.
- Manobristas.
- Tuberos.
- Ayudantes.

ACARREO DE REZAGA:

Operador de locomotora o chofer.
Ayudante.
Telefonista.

COLOCACION DE VIA:

Mayordomo de vía.
Reparadores.
Ayudantes.

CONCRETO LANZADO:

Cabo de lanzado.
Lanzador.
Operador de lanzadora.
Ayudantes.

FRENTE:

Sobrestante general.
Cabo de barrenación.
Perforista.
Ayudantes.
Cabo de ademe.
Ademadores.
Peones.
Operador de rezagadora.
Electricista.
Mecánico.
Ayudantes.
Pobladores.

3 5.3.1. ESTIMACION DE LA MANO DE OBRA PARA EXCAVAR EL TUNEL

El costo de la mano de obra de excavación será el número de cuadrillas/día multiplicado por su costo.

El costo cuadrilla/día se determina multiplicando el número de trabajadores por categoría y costo de turno, obteniéndose así el costo total.

El costo de hombre/turno, será cuantificado previamente de manera que la única cantidad remanente para determinar el costo de excavación será el tamaño de la cuadrilla. El tamaño de la cuadrilla se determina conforme el número de perforadoras necesarias y el avance requerido por día.

Multiplicando el avance diario por el volumen unitario de excavación pagado y no pagado, nos dará la cantidad de m³ de material excavado que deberá manejarse diariamente.

Este volumen determina la capacidad de la rezagadora y el número de unidades de acarreo necesarias.

Deben examinarse las obligaciones marcadas por la Ley o sindicatos en lo que se refiere al número de operadores, tales como perforistas, electricistas, etc. Al determinarse el tamaño de las cuadrillas para cuantificación de las estimaciones de costo, la práctica general, es no hacer cargos por horas trabajadas por operadores y mecánicos en la operación del equipo, más bien el costo de ese personal se calcula por día y se enlista con los otros trabajadores.

El tamaño de la cuadrilla está formada a base de trabajadores por día, más bien por turno, ya que algunas especialidades se requieren solamente durante un turno en el día. Como regla general debe considerarse que las cuadrillas/día están formadas por un número de trabajadores entre 8 y 12 veces el número de perforadoras.

Entre los analistas de precios unitarios, la diferencia en la magnitud de las cuadrillas no se debe únicamente al número de perforistas o máquinas de perforación, sino también a la opinión del estimador de acuerdo con la experiencia que tenga acerca del número de hombres que se requieran para mantener la maquinaria trabajando, tales como: mecánicos, electricistas, trabajadores de vía, etc.

Determinar el número de estos hombres, no es asunto de estimación, sino más bien de una revisión de qué cantidad de personal fue necesario en obras similares anteriores.

Al fijarse el tamaño de la cuadrilla es necesario dotar de un minero de perforadora más un trabajador en el Jumbo. La cuadrilla que trabaja únicamente en el turno de día generalmente es utilizada para colocación de neles, mantenimiento de drenes, colocar tubería de aire, agua, drenaje, línea de ventilación, limpieza del túnel y ejecutar cualquier otro trabajo necesario dentro del túnel, pero no en el frente.

La cantidad de locomotoras necesarias en el frente, se determina conforme al número requerido para cambiar los carros y por la cantidad de unidades que se requieren para el acarreo de trenes. El número de mecánicos es proporcional al equipo, al número de perforadoras a las que hay que dar mantenimiento y a las brocas que deben afilarse. Se contará también con dos electricistas en el turno de día para prolongar las líneas de energía eléctrica y uno más en los otros turnos para el mantenimiento.

El costo por día para una cuadrilla de excavación se determina multiplicando el número de hombres de cada categoría por su sueldo por turno, la suma total, es el costo de la cuadrilla/día. De la tabla con los datos anteriores puede determinarse un costo promedio por hombre y por día, este costo puede usarse para establecer el costo por cuadrillas de diferentes tamaños. La exactitud de este método está dentro del grado de aproximación para cualquier estimación.

Cuando se determina el costo de mano de obra total para excavación, se divide más o menos en forma arbitraria en excavación de túnel, colocación de ademe metálico y colocación de retaque de madera. Al costo de la excavación de túnel determinado así, debe sumarse el cargo correspondiente al mantenimiento que se hace durante los sábados y domingos.

CAPITULO 4

4. ESCUDOS

4.1. TUNELES EN SUELOS DUROS

4.1.1. CARACTERISTICAS DEL TUNELEO EN SUELOS DUROS.

Por suelo duro, para fines de tuneleo se entenderá a aquel que permite excavar sin la necesidad de un soporte continuo en el frente. Sin embargo aún este tipo de suelos requiere técnicas especiales para el avance de la excavación y para la colocación del revestimiento primario.

Pueden citarse como suelos duros los integrantes de las siguientes categorías:

<u>CATEGORIA</u>	<u>CLASIFICACION</u>
4	Graneo Rápido.
5	Extrusión Lenta.
6	Expansivo.

4.1.2. EXCAVACION DE TUNELES CON ESCUDO DE FRENTE ABIERTO.

A) DESARROLLO HISTORICO.

En 1818, Marck Isambard Brunel diseña y patenta el primer escudo cilíndrico para la excavación de túneles en suelos. Es hasta 1825, bajo el Río Támesis en Londres, que Brunel tiene la oportunidad de probar su invento el cual en 1835 fue sustituido por otro escudo más adecuado hasta terminar el túnel en 1843.

El uso de escudos fue perfeccionado por Greathead, quien en 1869 utilizó el primer escudo cilíndrico para la construcción del "Tower Tunnel" Londres. Para este túnel ya se utilizó un revestimiento formado por dovelas de hierro fundido.

Las innovaciones desarrolladas en Europa en el siglo XIX, durante la Revolución Industrial, fueron tan significativas que sería razonable decir que este período introdujo la era moderna del tuneleo.

La idea concebida por Brunel sigue siendo, hasta la fecha, la base para los escudos modernos.

B) ESCUDO DE FRENTE ABIERTO.

La idea fundamental del escudo es que el proceso de excavación y el montaje del revestimiento deben dividirse en etapas lo más pequeñas posibles de manera que ambas operaciones sean casi simultáneas.

El escudo moderno consiste de un cilindro de metal rígido que cubre la sección frontal del túnel y sirve para resistir las presiones del terreno mientras que el revestimiento se va construyendo dentro de esta protección. El cilindro está abierto por ambos extremos, provee facilidades a su frente para la excavación del terreno y a su parte posterior para la erección del revestimiento prefabricado (dovelas). El escudo es impulsado por pasos, manteniendo armonía con el avance de la excavación y el trabajo de erección del ademe primario, de manera que el área excavada esté bien soportada hasta que se cuele el revestimiento final.

El principal elemento de la estructura del escudo es el torro o camisa, que está construido de placas de acero roladas a la geometría de la sección del túnel ligeramente mayores que él. Puede dividirse en tres partes principales en función de su rigidez interior y del arreglo, de acuerdo a su propósito.

B.1) Extremo delantero. Es sumamente reforzada, generalmente con piezas fundidas para formar la cara de corte y su rigidez interna se incrementa con anillos atesados. Tiene las siguientes funciones:

- Facilitar en lo posible el avance uniforme y la conducción del cuerpo del escudo cortando al frente.

- Proveer una distribución lo más uniforme posible de las importantes presiones inducidas al ser forzado hacia adelante.

- Dar una protección adecuada a los trabajadores que realizan la excavación, proporcionando un cierto soporte continuo al frente.

El diámetro de la cara de corte debe ser ligeramente mayor que el diámetro del escudo, con el objeto de disminuir la presión de tierra sobre éste.

B.2) Parte intermedia o tronco. Es el albergue del sistema hidráulico para el empuje y el soporte del frente (gatos hidráulicos, tablero de operación, etc.).

B.3) Parte trasera o faldón. Está diseñada para soportar al túnel mientras se realiza el montaje de los segmentos del revestimiento dentro de ésta.

C) VENTAJAS DEL TUNELEO CON ESCUDO.

- La sección del túnel puede avanzar con sus dimensiones completas.
- Ofrece un soporte constante al terreno en todas direcciones.
- Facilita el trabajo de construcción.
- Evita deformaciones excesivas del terreno y por lo tanto, reduce los asentamientos en la superficie.

D) EQUIPO NECESARIO.

Para un funcionamiento adecuado, el escudo se complementa con el siguiente equipo:

GATOS DE EMPUJE. Se encuentran colocados en un anillo focalizado dentro de la parte superior de la camisa del escudo (Fig.No.24), accionando contra los anillos del revestimiento del túnel previamente erigidos, dan movimiento al escudo.

Generalmente la distribución de los gatos de empuje es mayor en la parte inferior del escudo, pues éste tiende a clavarse.

GATOS FRONTALES. Montados sobre las paredes divisorias de las plataformas de trabajo, soportan el frente mientras el escudo avanza, ejerciendo una presión constante y uniforme (Fig.No.25).

Los gatos frontales deben llegar más allá de la carea de corte y su carrera debe ser al menos igual al ancho de un anillo de dovelas.

PLATAFORMAS DESLIZANTES. Se encuentran montadas sobre postes atesadores horizontales, verticales y vigas, además proveen áreas de trabajo al ser acercadas al frente de la excavación (Fig.No.26).

E) LINEAMIENTOS DE DISEÑO.

Los principales elementos dentro del diseño del escudo son los siguientes:

FALDON DEL ESCUDO.
POSTES Y PLATAFORMAS.
GATOS DE EMPUJE.
GATOS FRONTALES.

FALDON DEL ESCUDO. En la práctica general se comienza con el diseño del faldón, ya que este diseño dictaminará el espesor de la camisa del escudo.

Se hacen las siguientes consideraciones:

- Sobre el escudo actúa la presión total del suelo por encima del mismo.
- La distribución de presiones alrededor del escudo es elíptica; es decir la reacción del escudo a esta distribución de presiones es una deformación elíptica en el sentido opuesto y deberá ser diseñado para esta condición de carga y deformación.

El diseño del faldón debe hacerse para dos condiciones de carga: Carga Uniforme y Flexión debida a la deformación elíptica, rigiendo la condición más desfavorable.

POSTES Y PLATAFORMAS. Deben ser diseñados para tomar la diferencia de cargas entre la presión total H , y un promedio de carga elíptica $0.6 H$. Es decir, si estuviera actuando únicamente una presión circunferencial uniforme de $0.6 H$, la parte central del escudo donde se tienen los postes y plataformas no se deformaría, por lo tanto estos elementos se deberán diseñar para tomar la diferencia de cargas.

GATOS DE EMPUJE. La determinación del número de gatos de empuje se hace atendiendo a la fuerza que deben transmitir al ademe y a la capacidad de los mismos, tomando en cuenta las siguientes resistencias ver Fig.No.27.:

- La fricción del terreno sobre la superficie exterior de la camisa del escudo.
- La fricción del anillo de dovelas en el faldón del escudo.
- La resistencia del terreno que no ha sido excavado en el frente del escudo.

GATOS FRONTALES. Para su diseño se considerara la presión de tierras horizontal, es decir, la presión hidrostática al nivel del eje del túnel multiplicada por K_0 .

F) ADEME.

Las dovelas que se utilizan como revestimiento primario deben cumplir con las siguientes características:

- Suficiente capacidad de carga para soportar la presión total (suelo-agua), sin que exista deformación o filtración.
- Resistencia a los esfuerzos de impacto debidos a un manejo brusco, transporte y colocación.
- Resistencia a altos esfuerzos axiales, producidos por los gatos de empuje durante el avance del escudo.
- Resistencia a la humedad y a los efectos del agua del terreno sobre el segmento mismo, así como resistencia a la corrosión.
- Economía en construcción y mantenimiento.

Las dovelas pueden ser de:

HIERRO FUNDIDO.

ACERO.

CONCRETO.

Las dimensiones de un anillo de dovelas dependen de:

- Capacidad de fabricación.
- Peso que puede ser manejado convenientemente.
- Dimensiones del faldón del escudo.

G) INYECCIONES.

En casi todos los tipos de suelos, a la colocación de las dovelas se debe seguir lo más rápido posible la inyección, la cual, consiste de dos etapas:

- INYECCION PRIMARIA. Tiene por objeto rellenar los huecos entre los revestimientos primarios y las paredes de la excavación, provocados por el espesor del faldón del escudo, reduciendo así los asentamientos en la superficie.

- INYECCION SECUNDARIA. Su fin es actuar como sello e impermeabilizante para disminuir o reducir al mínimo las filtraciones hacia el túnel contribuyendo a la reducción de la presión de tierra actuante sobre el revestimiento.

G.1.) PROCEDIMIENTO DE INYECCION.

G.1.1.) INYECCION PRIMARIA:

Cuando se está excavando en un suelo duro, el espacio anular se rellena primero con gravilla redonda, con tamaño entre 4 y 6 mm. Esta operación se realiza mediante una lanzadora neumática conectada a una manguera que se introduce en las perforaciones que tienen las dovelas para dicho fin y que se encuentran distribuidas estratégicamente en cada anillo (Fig. No.28).

El relleno de gravilla tiene las siguientes ventajas:

- Colocación rápida y simultánea al avance del escudo.
- La gravilla puede mantenerse hasta el faldón.
- Forma un relleno efectivo.
- Es más barato que una inyección de cemento.

Para evitar que la lechada de la inyección se prolongue hasta el faldón del escudo, se forma un "tapón" en los últimos tres anillos del tramo a tratar. Este tapón se logra mediante la inyección de un mortero cemento-arena de fraguado rápido.

Posteriormente, se inyecta un mortero más fluido que el anterior, sin acelerante, para rellenar los huecos que quedan entre la gravilla.

G.1.2) INYECCION SECUNDARIA:

Con el fin de dar tiempo a que cesen los movimientos del suelo ocasionados por la excavación del túnel y que en el terreno se establezca una condición de equilibrio, varios meses después de la inyección primaria se inyecta una mezcla muy fluida de agua, cemento y bentonita.

G.2.) PRESION DE INYECCION:

Es importante considerar que si se incrementa la presión de inyección sin forzar la penetración de cantidades adicionales de mortero, el incremento de presión actuará simplemente como una carga externa sobre los anillos del revestimiento.

H) CICLO DE OPERACION.

Un ciclo completo de tuneo con escudo comprende las siguientes fases:

H.1.) EXCAVACION Y SOPORTE TEMPORAL DEL FRENTE.

La herramienta empleada para la excavación del frente es función del grado de dureza del suelo, siendo común el uso de martillos neumáticos, excavadores mecánicos y en ocasiones explosivos. La excavación se inicia al terminar un empuje del escudo y es simultánea a la colocación del último anillo. Donde hay estratos de suelo inestable en cortes verticales se requiere ademar al frente con tableros de madera sostenidos por los gatos frontales.

Paralelamente a la excavación y rezaga, se hace una "ranura" en el perímetro interior de la camisa del escudo, para evitar que ésta encuentre demasiada resistencia del suelo durante el avance.

Algunos escudos pueden modificarse para enfrentar diferentes condiciones del subsuelo. Algunos cuentan con placas horizontales o rejillas para reducir la posibilidad de una sobre-excavación en el frente. Otros cuentan con excavadores mecánicos que se utilizan en suelos con dureza que varía de media a firme. Estos últimos pueden consistir en una rueda rotatoria, provista de brazos dentados que al girar va excavando el material. En suelos no cohesivos que no conservan un talud vertical, se han utilizado excavadores similares a éstos, pero inclinados hacia el frente al igual que la cara de corte.

Una mampara en la parte posterior del escudo que retiene el material producto de la excavación, es bajada para permitir el acceso de una máquina rezagadora con banda transportadora. Esta última deposita el material en botes o cajas especiales, que posteriormente

se llevan con locomotoras a la lumbrera, donde son tomados por un malacate para ser vaciados, ya en superficie, a una tolva y de ahí a camiones de volteo.

H.2.) AVANCE DEL ESCUDO.

Una vez terminada la excavación, rezaga y ademado del frente, se levanta la compuerta de rezaga para llevar a cabo el avance del escudo.

Esta es una operación muy delicada del ciclo ya que es la que define los alineamientos y pendientes proyectadas, por lo tanto, es muy importante realizar el avance con los gatos de empuje adecuados.

Al inicio de la perforación del túnel, el escudo se apoya en una estructura de ataque construida de tal manera que el empuje de los gatos se transmite a los muros de la lumbrera de entrada. Posteriormente, las zapatas de los gatos de empuje se apoyan en los anillos de revestimiento ya colocados.

H.3.) COLOCACION DE OTRO ANILLO DE REVESTIMIENTO.

Terminado el avance se limpia la plantilla dentro del faldón del escudo para poder proceder al montaje del revestimiento (que puede ser primario o definitivo), formado por anillos de dovelas metálicas o de concreto reforzado. Cada una de las piezas es bajada de una plataforma especial y tomada por un brazo erector que esta montado en la parte posterior del escudo, cuya función es tomar cada uno de los segmentos y erigirlo hasta su posición dentro del faldón.

El brazo puede girar alrededor de su eje horizontal a cualquier posición que se requiera y puede extenderse o retraerse. En su extremo tiene un dispositivo especial para sujetar el segmento.

A medida que el anillo de revestimiento se va ensamblando, los gatos de empuje se van retrando, a continuación se realizan las operaciones necesarias para la correcta fijación de las dovelas, hecho ésto se baja la compuerta de rezaga para iniciar otro ciclo.

I) CONTROL TOPOGRAFICO.

Se pueden emplear sistemas topográficos convencionales, pero el uso de sistemas laser para guiar el avance del escudo, elimina mucho tiempo de comprobación después de cada empuje, ayudando a acelerar el ciclo. El escudo puede ser dirigido únicamente por el operador y la cuadrilla de topógrafos puede concentrar su atención a comprobar constantemente la colocación del laser, tarjetas y puntos de control (Fig No.29), sin presión de ninguna especie y sin interferir en las actividades del ciclo.

El corazón de un laser consiste en un tubo de plasma helio-neón que produce un poderoso rayo de luz concentrada.

Una multitud de lasers y montajes se consigue comercialmente, pero la combinación mas conveniente proyecta la luz laser a través del sistema óptico de un teodolito, de manera que ángulos horizontales y verticales pueden girarse convenientemente con precisión.

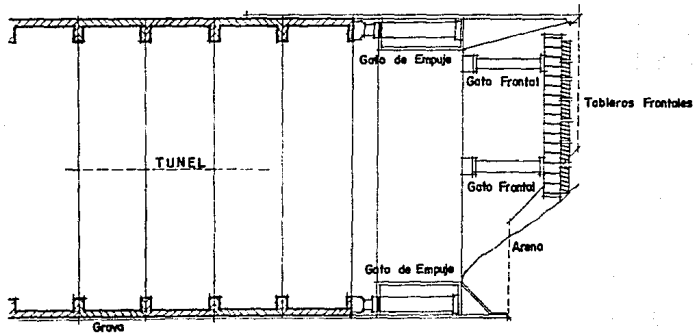
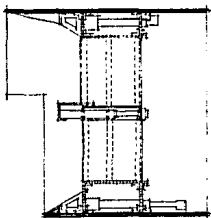
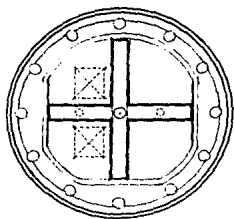


FIG. No. 24 CORTE EN DONDE SE MUESTRAN LOS GATOS DE EMPUJE Y LOS GATOS FRONTALES.



**FIG. No. 25 DISPOSICION
DE LOS GATOS FRONTAL-
LES**



**FIG. No. 26 DISPOSICION
DE LAS PLATAFORMAS
DESLIZANTES**

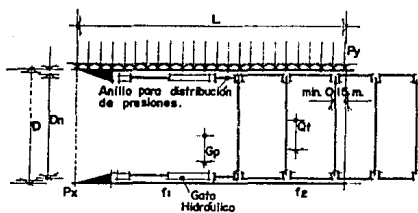


FIG. No. 27 FUERZAS RESISTENTES AL EMPUJE DEL ESCUDO

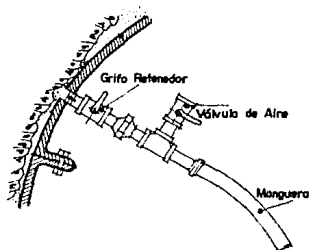


FIG. No. 28 DISPOSITIVO DE INYECCION

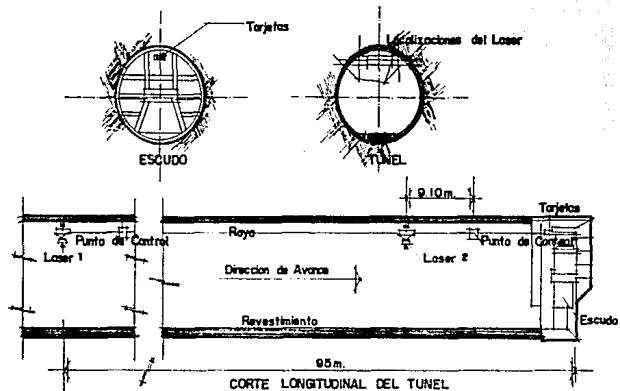


FIG. No. 29 LOCALIZACION DEL LASER, TARJETAS Y PUNTOS DE CONTROL

4.2. TUNELES EN SUELOS BLANDOS.

Durante la excavación de un túnel, la estabilidad en suelo duro puede lograrse de una manera relativamente fácil, por el contrario, en suelo blando, la estabilidad se logra a base de técnicas más elaboradas.

En depósitos aluviales saturados con baja capacidad de carga, el mayor problema en el tuneleo con escudos lo plantea, además del soporte del frente de excavación, el manejo del agua en el sitio de trabajo.

La condición para admitir cualquier filtración al túnel es que ésta no debe estar combinada con pérdidas de suelo, por ejemplo, no debe tener partículas finas ni lavar éstas al suelo circundante. Este puede ser el caso cuando el agua se infiltra a través de fisuras en arcillas duras o desde suelos granulares gruesos. Los problemas más delicados en el control del agua se presentan en suelos arenosos finos y en arcillosos de alta plasticidad.

En los últimos años, la tecnología para perforación de túneles en suelos blandos, ha evolucionado rápidamente con la aplicación del aire comprimido y el desarrollo de los escudos de frente presurizado.

4.2.1. TÉCNICAS DE EXCAVACION EN SUELOS BLANDOS.

A.) ESCUDO DE FRENTE ABIERTO Y AIRE COMPRIMIDO.

A.1.) Primeras aplicaciones del aire comprimido en excavaciones.

El empleo de aire comprimido en excavaciones subterráneas es de antaño conocido. Aproximadamente al mismo tiempo que Brunel realizaba la primera excavación con escudo, en el túnel del Río Támesis, un Físico Italiano llamado Colladon experimentaba con diferentes técnicas con aire comprimido en la Universidad de Génova y pensaba que si se pudiera igualar la presión hidrostática en un suelo saturado, incrementando la presión del aire dentro del túnel, se minimizaría el peligro de falla de suelo.

A.2.) Principio Básico.

En suelos blandos, la estabilidad del frente no es fácil procurar por el simple hecho de que excavar y soportar el frente para estabilizar, son actividades que se contraponen. Es decir, se requiere liberar del soporte al frente para que éste pueda ser excavado y tal liberación puede producir inestabilidad.

Para solucionar esto, fue necesario desarrollar métodos que permitan la estabilización del frente sin estorbar las labores de excavación, lo cual se logra con el uso de aire comprimido, en combinación con escudos de frente abierto (denominado "Proceso Pleno"), que a manera de fuerza invisible, sostiene el frente, permitiendo su excavación (Fig. No.30).

En teoría, éste método es muy simple; al túnel se le adiciona una presión de aire a baja presión, en exceso de la atmosférica, que actuará en las paredes y el frente, ayudando así a mejorar la estabilidad del frente y a evitar o disminuir las filtraciones hacia la excavación.

A.3.) Presión de aire requerida.

Por aire a baja presión se entiende aire comprimido a una presión algo mayor que la atmosférica, introducido al túnel y confinado ahí dentro durante la construcción, para contrarrestar la tendencia del agua y del terreno a fluir dentro de la excavación.

La presión a la cual el aire debe ser entregado en el túnel y sostenida en éste es función de la carga hidrostática en el mismo, las características del terreno y el tamaño del túnel. Si el terreno se cierra y tiene alguna cohesión, la presión utilizada para conservar el túnel seco será aproximadamente igual a la carga de agua sobre la plantilla del túnel. Si el terreno tiene grietas o fisuras, esta presión no puede utilizarse generalmente, pues se tiene el peligro de romper el terreno y causar una salida de aire. Usualmente en este caso, la presión empleada equilibrará la carga de agua, tanto en la clave como al nivel medio del túnel; consecuentemente la parte inferior del túnel no puede conservarse seca con presión de aire (Fig. No.31). En suelo blando con poca o ninguna cohesión, a través del cual el escudo puede manejarse fácilmente, la presión del aire puede ser menor que la carga hidrostática mientras no se lleve a cabo ningún trabajo adelante del escudo; si es necesario trabajar al frente del diagrama del escudo, la presión se aproximará a la combinación de las presiones de agua y del terreno.

Según el criterio de Broms y Bennemark, en la excavación de un túnel en arcilla, la extrusión se presenta cuando los esfuerzos en el frente alcanzan los siguientes valores:

$$P_z = (6 \text{ a } 8) C$$

Siendo:

P_z = Presión total a la profundidad media del túnel.

C = Cohesión de la arcilla en prueba no drenada.

Tomando ésto como base, la presión de aire se define de la siguiente manera:

$$P_a = P_z - 4C$$

Se toma el factor $4C$ y no 6 u $8C$ para trabajar en el rango elástico, evitando así deformaciones en el frente y por consiguiente menores asentamientos en superficie.

Aún cuando las propiedades del suelo por excavar no cambien, se puede variar la presión de acuerdo a los problemas ocasionados por el flujo de agua hacia el interior del túnel.

A.4.) Equipo necesario.

La aplicación del "proceso pleno" contempla el uso de los siguientes elementos básicos adicionales a los normalmente utilizados en excavación con escudo de frente abierto (Fig.No.32).

Una mampara (tapón que limita la zona presurizada del túnel en construcción).

Una esclusa de personal, adosada a la mampara que permite la entrada y salida de los trabajadores al área presurizada, sin dejar que la presión de aire se baje.

Una esclusa de rezaga, también adosada a la mampara, por la cual se evacua el material excavado y se introducen los materiales necesarios para la excavación y estabilización (dovelas) de las paredes. También evita que el frente se despresurice.

Una planta generadora de aire comprimido respirable, en cantidad suficiente para cumplir con las necesidades biológicas de los trabajadores y a la presión necesaria para mantener estable la excavación.

Una cámara hiperbárica para dar atención a los trabajadores que hayan sufrido algún accidente dentro del túnel, así como todas las instalaciones necesarias para servicio médico a todo el personal durante el desarrollo de la obra.

Cuando los tiempos de descompresión son muy largos, digamos más de 90 minutos, es necesario procurar una esclusa de personal más amplia, inclusive, con servicios sanitarios para dar al personal mejores condiciones de descanso durante su descompresión. A dicha esclusa se le denomina generalmente en inglés "long lock", pero en México se le ha llamado esclusa de descanso.

En el suministro de aire existen dos aspectos que deben cuidarse; la temperatura del aire dentro de la cámara de trabajo y zonas de esclusas y, la concentración de contaminantes en el aire; para lo cual se dispone de enfriadores y separadores de aceite a la salida de los compresores que controlan estos dos aspectos.

Las experiencias actuales, permiten inferir que el límite de presión económica para la altura de la Ciudad de México se ubica en 1.5 Kg/cm², a tal nivel, por cada 5 horas de trabajo, se deben utilizar 3 horas de descompresión.

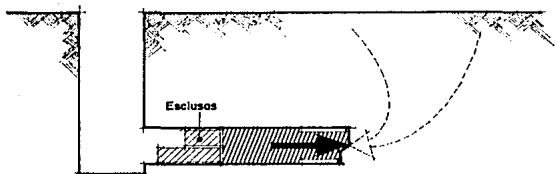


FIG. No. 30 PRESION ESTABILIZADORA EJERCIDA POR EL AIRE COMPRIMIDO EN TODO EL TUNEL

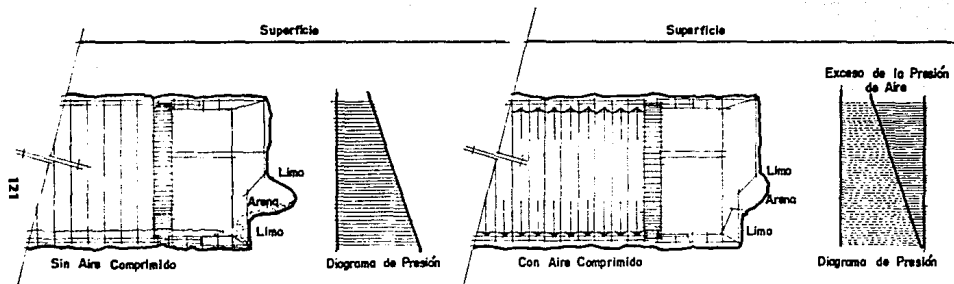


FIG. No. 31 EFECTO DEL AIRE COMPRIMIDO EN EL FRENTE DE EXCAVACION

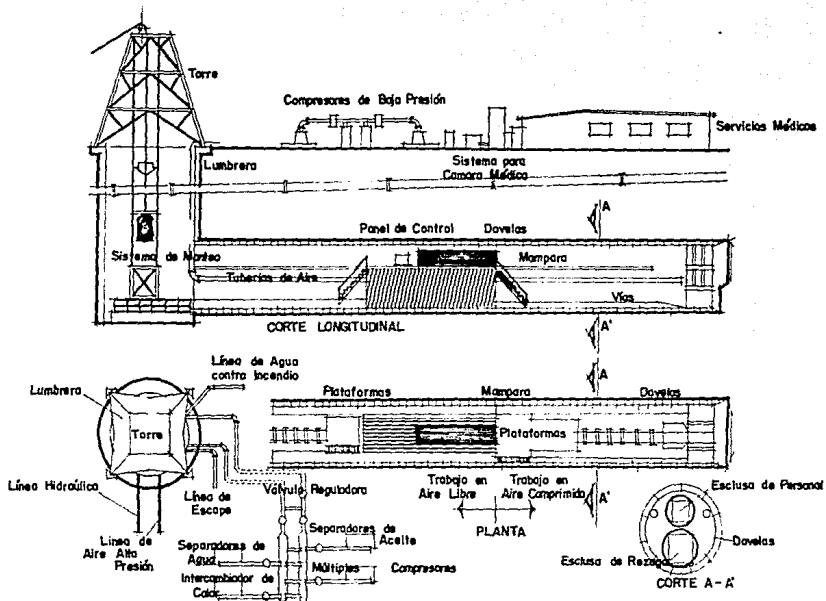


FIG. No. 32 ELEMENTOS REQUERIDOS PARA EL TUNEL CON AIRE COMPRIMIDO

B) ESCUDO DE FRENTE PRESURIZADO.

B.1) Metas fundamentales.

Existe un gran número de métodos tradicionales para el tuneo en arenas y gravas. Los escudos se han venido utilizando con este propósito desde el siglo pasado, sin embargo, si un túnel va a ser construido bajo el nivel freático, en un suelo de mala calidad, generalmente es necesario el uso de medios adicionales para prevenir el colapso del frente del túnel. Dos métodos son comunes actualmente: El primero es colocar una mampara y mantener la acción directa del aire comprimido en el túnel. La segunda es tratar con inyecciones de cemento o de productos químicos el terreno a través del cual se excavará el túnel. Bajo ciertas circunstancias es posible estabilizar el suelo por congelamiento. Todos estos métodos, tienen la desventaja de ser lentos y costosos y además, el uso del aire comprimido puede tener efectos adversos sobre la salud de los trabajadores dentro del túnel.

Para solucionar esto, se introduce entonces el principio de la "Estabilización frontal a base de un fluido a presión), cuyas metas fundamentales son las siguientes:

- 1.- Tener la capacidad de excavar en suelos inestables.
- 2.- Que no se altere la posición del nivel freático.
- 3.- Que se permita al personal trabajar a la presión atmosférica normal.
- 4.- Que se provoquen asentamientos despreciables en la superficie.

B.2) Concepción del sistema.

Todo esto se logra mediante el uso de un escudo con frente de lodo, cuyo principio de operación, además de los propios de un escudo, incorpora los siguientes elementos:

- 1) Una cámara de presión al frente, conteniendo lodo a una presión suficiente para lograr la estabilización del suelo, aislado del túnel.
- 2) Un disco cortador al frente de la cámara de presión, que al girar excava el suelo.
- 3) Un sistema de agitación que desmenuza al suelo cortado y lo mezcla con lodo, dentro de la cámara de presión.
- 4) Un sistema de bombeo, similar al de las dragas de succión que extrae la mezcla suelo-lodo de la cámara de presión y la envía a la superficie para su posterior eliminación.

B.3) Descripción de la máquina excavadora.

La máquina se divide conceptualmente en:

- ESCUDO.
- EQUIPO AUXILIAR.
- SISTEMA DE LODOS.
- SISTEMA DE CONTROL.

1) ESCUDO. Es la parte de la máquina que permite realizar la excavación, manteniendo estables las paredes y frente de ataque. El escudo es mecanizado para excavar automáticamente el frente de trabajo. Cuenta con los siguientes componentes:

- Camisa. Su finalidad es soportar las paredes de la excavación mientras se coloca el revestimiento primario.

- Cortador. Es un disco que gira en ambos sentidos sobre su eje a diferentes velocidades. Tiene un sistema de cuchillas colocadas diametralmente por medio de las cuales se realiza el corte del material del frente del túnel.

El cortador está diseñado estructuralmente para soportar el empuje del terreno y proveer soporte continuo al frente, pudiendo desplazarse longitudinalmente y permitiendo la excavación del frente mientras la camisa permanece fija. Con esto se persigue producir un efecto similar a los muestreadores de pared delgada utilizados en suelos blandos. Así mismo se evitan pérdidas de lodo, ya que las pequeñas grietas que se van presentando, van siendo selladas.

Las ranuras del cortador están provistas de compuertas, con el fin de poder regular la entrada del material cortado, de acuerdo con la velocidad de avance de la excavación. Esta particularidad evita la posibilidad de flujo incontrolado del material a través de las ranuras, lo cual podría ocasionar un colapso del frente, la cara interior del cortador está provista de paletas de mezclado.

Otro tipo de escudos utiliza en lugar del disco o cabeza cortadora, una estrella de 6 ó 7 picos con dientes en sus bordes, que sobresale del resto de la cara frontal, dejando así ranuras perimetrales por las que entra el material. Con ello, teóricamente, se debe reducir la fricción contra el terreno al momento del corte.

El cortador está conectado a una flecha central que es accionada por un sistema de engranes que permite que la flecha y el cortador deslicen al mismo tiempo que giran. Su mecanismo de empuje está constituido por un conjunto de gatos hidráulicos.

- Anillo Erector. A diferencia de los escudos de frente abierto, los escudos con frente de lodo no tienen del todo libre el espacio interior del faldón, debido al paso de las tuberías de suministro y descarga de lodos y de las instalaciones eléctricas. Por lo tanto, en sustitución del brazo erector se utiliza un anillo para el montaje de las dovelas, el cual tiene la posibilidad de deslizarse longitudinalmente, girar, acoplarse a la dovela y colocarla en su posición final.

2) Equipo Auxiliar. Incluye todos los sistemas hidráulicos, eléctricos, de lubricación, neumáticos, etc...; cada uno de ellos con funciones específicas, la mayoría de los cuales se encuentra montado en el tren de equipo, que es arrastrado por el escudo en su avance.

3) Sistema de Lodos. Tiene el doble propósito de soportar el frente de la excavación, al mismo tiempo que remueve el material cortado por medio de bombas centrifugas. Para evitar que el frente se despresurice por la extracción del material, constantemente se añade un fluido delgado (lodo), formado principalmente por agua, a la que se le añade bentonita o únicamente el propio material de excavación.

4) Sistema de Control. Tiene como principal finalidad suministrar información confiable mediante la cual se confirme que el volumen excavado coincide con el volumen teórico de avance de la máquina. Además, coordina todas las funciones del sistema en forma automática o semiautomática, según se requiera.

B.4) Ciclo de Operación.

Para facilitar la explicación sobre el funcionamiento del escudo, se divide su ciclo operativo en seis fases:

1ª Fase: La cabeza cortadora excava el frente del túnel y el material entra a la cámara frontal presurizada.

2ª Fase: El material que entra a la cámara es batido por la acción de las paletas adosadas a la parte posterior de la cabeza cortadora. A continuación, con ayuda de agitadores, se mezcla y homogeneiza con el lodo presurizado con el fin de lograr una mezcla bombeable.

3ª Fase: Se extrae la mezcla lodo-suelo que se comporta como un lodo de mayor viscosidad, enviándolo a través de una serie de tuberías, válvulas y bombas centrífugas hasta la superficie del terreno, donde es depositado en un tanque de almacenamiento.

4ª Fase: El lodo viscoso procedente del túnel se procesa para separar y eliminar por un lado, los materiales excavados y, por el otro, reacondicionar un lodo delgado.

5ª Fase: El lodo delgado retorna al frente presurizado para continuar con su función estabilizadora.

6ª Fase: El escudo excavador ha avanzado la distancia suficiente para colocar un nuevo anillo de dovelas, con el auxilio del anillo erector, después de lo cual, los sistemas quedan listos para repetir el ciclo y avanzar nuevamente con la ayuda de los gatos de empuje.

Para evitar que el fluido a presión invada el túnel excavado, las dovelas tienen sellos impermeables entre sí, además de entre los que existen en la camisa del escudo y el endovelado. Después de la colocación del último anillo de dovelas y durante el siguiente período de empuje, la cavidad alrededor del revestimiento es inyectada inmediatamente por los métodos normales, con el fin de reducir al máximo el flujo radial y, por lo tanto, los asentamientos en la superficie. Es de gran importancia la rapidez con que se lleve a cabo esta operación, ya que las dovelas, por no poder expandirse en este tipo de suelos, no quedan en contacto directo con el terreno natural al salir del faldón del escudo.

B.5) Manejo de lodos.

Los lodos producto de la excavación del túnel requieren de plantas de tratamiento, tanto para su regeneración como para el deshecho de material de desperdicio.

Las instalaciones requeridas y la complejidad de las mismas dependerá del tipo de suelo que se esté excavando, del espacio disponible en superficie y, sobre todo, de los recursos económicos disponibles.

B.6) Topografía.

En el caso de escudos con frentes presurizados, la topografía también se puede llevar a cabo con sistemas convencionales o con sistemas láser, pero son estos últimos los más adecuados por tener una menor interferencia con las demás operaciones del método de tneleo.

B.7) Seguridad.

El empleo de escudos de frente presurizado da como resultado una menor cantidad de movimientos dentro del túnel durante la excavación. Por otra parte requiere menor personal, máquinas en movimiento, siendo también menor el ruido, lo que crea un ambiente más placentero y, además, más seguro. El peligro de colapso en el interior del túnel es virtualmente eliminado por la mampara de la cámara presurizada.

C) Escudo de presión de tierra balanceada.

En Japón se ha desarrollado una nueva técnica de tneleo en suelos blandos para controlar el agua del subsuelo y prevenir el colapso del frente de excavación. El escudo de tierra balanceada (presión), cuyo principio es que para la protección del frente, el material excavado llena la cámara de presión de tierra en el frente de excavación. Este escudo tiene dos modalidades: Tipo de presión de tierra y tipo de presión de agua.

Su funcionamiento es muy simple. El suelo excavado por una cabeza cortadora rotatoria penetra en la cámara del escudo conforme éste avanza y es continuamente removido del frente de una manera controlada a través de un transporte de tornillo. El acoplamiento de una cámara de presión de agua en el extremo final del transportador permite al sistema excavar suelos arenosos permeables e inestables con una presión de agua considerable. No existe riesgo de liberación de la presión de suelo y agua en el lugar. Por otra parte, el espacio anular que deja el faldón del escudo es rellenado inmediata y constantemente con un material de inyección presurizado y de alta densidad mediante el uso de un método de inyección sincronizado.

Los volúmenes de excavación y descarga deben ser iguales. Para cumplir esta condición el avance del escudo es controlado monitoreándolo, ya sea el volumen de rezaga descargada, o la presión de tierra en el frente. El volumen de descarga puede medirse por medio de escalas en el malacate de rezaga o a la salida del transportador de tornillo.

La presión del suelo en la cámara de presión se controla mediante la observación de la carrera de los gatos del escudo, del par y de la velocidad de rotación de la cabeza cortadora y del transportador de tornillo.

El avance del escudo y la rotación del transportador, están sincronizados para igualar la presión existente en el frente de excavación con aquella de la rezaga en la cámara de presión.

La aplicación de este método se caracteriza por lo siguiente:

- Impacto ambiental mínimo. Asentamientos mínimos y un aislamiento virtual de los problemas relacionados con ruido, vibración, daño a la salud de los trabajadores, etc..

- Adaptación de una gran variedad de condiciones de suelo.

- Casi no requiere de técnicas auxiliares de estabilización como abatimiento de nivel freático y tratamiento de inyecciones químicas.

- Instalación en superficies más compactas.

4.3 TUNELES CON FRENTE MIXTOS.

4.3.1 INTRODUCCION.

Se llama frente mixto a aquél que presenta al mismo tiempo un suelo y una formación rocosa. Esta situación en los proyectos de obras civiles se presenta con mucha frecuencia y constituye probablemente la situación más difícil y complicada de la ingeniería subterránea.

En estos frentes se presentan varias situaciones desfavorables como son las siguientes:

Se presentan contactos entre suelos y rocas que traen acompañados intemperismo, alta permeabilidad, alteración o zonas de falla y en general presencia de agua.

El comportamiento de estos materiales en contacto, no siempre es similar al del suelo o al de la roca estudiados por separado y generalmente presentan situaciones que obligan a desarrollar procesos constructivos especiales, que deben y pueden variar metro a metro de túnel al ir cambiando las proporciones entre roca y suelo.

El programa de exploración es fundamental para tener éxito en la excavación de túneles con frentes mixtos y deberá ser planeado con mucho cuidado, debiendo ser ejecutado por personal calificado, una parte muy importante será investigar las características de permeabilidad de las formaciones y de los contactos, sin embargo, a pesar de ello la información geológica previa en general es muy deficiente y no se pueden detectar con precisión los contactos, las zonas de falla, bolsas o zonas permeables, etc. Para estar en mejores condiciones, generalmente se hace uso de la geofísica, que, cuando se calibra adecuadamente, se obtienen buenos resultados para el constructor del túnel.

Por todas estas razones, los túneles con frentes mixtos pueden presentar problemas importantes de sobre-excavaciones cuando no se cuenta con el método constructivo, o cuando el personal técnico y obrero no tiene la experiencia necesaria para ir adecuando el proceso de la excavación y de la colocación del sistema de soporte, conforme lo vayan pidiendo las condiciones cambiantes de un frente mixto.

4.3.2. SITUACIONES MAS COMUNES.

En el sentido longitudinal al túnel, los frentes mixtos se presentan principalmente en las siguientes condiciones, de aguas arriba a aguas abajo:

CASO L-1

Partiendo de un túnel, excavando en roca se presenta el contacto con el suelo, con un echado que puede ser para ambos lados. (Fig. No.33).

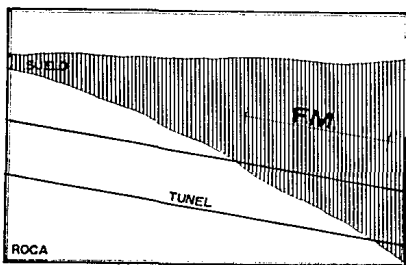


Fig. No.33

CASO L-2

Excavando un túnel en suelos, se presenta en el piso un contacto con la roca. (Fig. No.34).

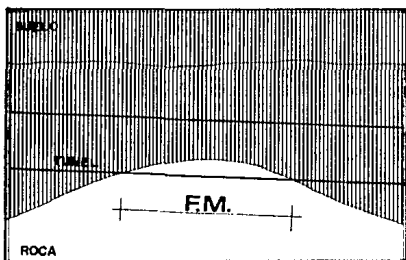


Fig. No.34

CASO L-3

Excavando un túnel en roca, el techo se va perdiendo y se presenta un contacto con el suelo.
(Fig. No.35).

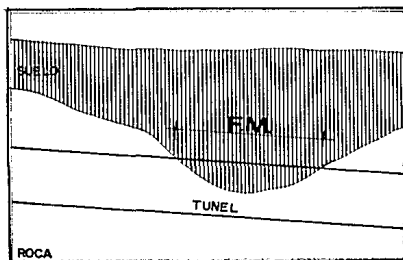


Fig. No.35

En el sentido transversal se pueden presentar los contactos como sigue:

T-1

Esta situación es bastante frecuente y presenta inconvenientes importantes cuando para la excavación se usa un escudo o un topo que puede desviarse del eje del túnel. (Fig. No.36).

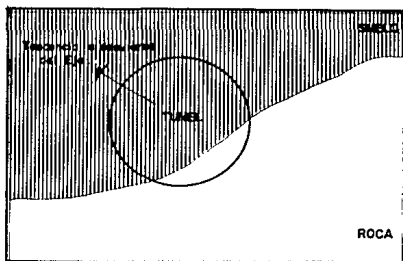


Fig. No.36

Esta situación es menos desfavorable que la anterior y pueden desarrollarse con facilidad los métodos constructivos adecuados. (Fig. No.37).

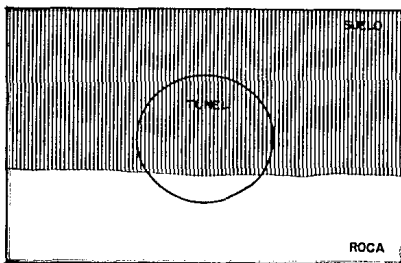


Fig. No.37

Por supuesto que existe una gran cantidad de variaciones y combinaciones para los frentes mixtos, pero aquí se han presentado los más comunes.

En relación a las lumbreras, la presencia de frentes mixtos es mucho más común que en el caso de los túneles, ya que generalmente al seleccionar la alternativa más adecuada, casi siempre se trata de evitar que se presenten túneles con frentes mixtos y zonas muy permeables que obligan a manejar volúmenes grandes de agua y generalmente, la posición las lumbreras se escoge estratégicamente para que en lo posible, a nivel del túnel, la longitud de frente mixto sea la menor posible, o no se presente, pero esta condición generalmente hace que la lumbrera casi siempre atraviese contactos, fallas y frentes mixtos. (Fig. No.38).

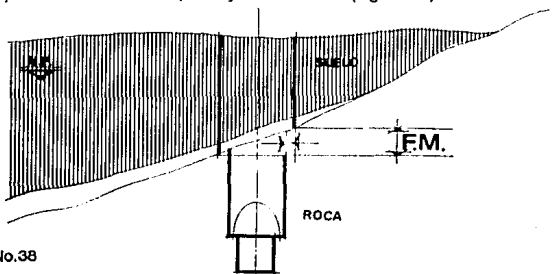


Fig. No.38

Generalmente se "telescopía" la excavación para garantizar una buena cimentación del ademe colocado en la zona del suelo y que las tronadas en la roca no lo destruyan o lo afecten.

4.3.3. ALTERNATIVAS CONSTRUCTIVAS.

Es imprescindible destacar la existencia de dos situaciones muy diferentes: primeramente, la presencia del frente mixto ha sido detectada desde el proceso de la exploración geológica y dicho frente, ha sido dimensionado, muestreado y se ha seccionado con métodos indirectos, además, de que se han ejecutado las pruebas de permeabilidad o de bombeo; o, la presencia del frente mixto es una sorpresa.

La diferencia entre ambas situaciones es notable y sus repercusiones pueden ser desastrosas en tiempo y en dinero.

Suponiendo que ya conocemos la existencia de un frente mixto, se presenta entonces la actividad de planear el procedimiento constructivo correspondiente, para lo cual será necesario contar con la siguiente información mínima:

- A) TRAZO Y PERFIL DEL TUNEL.
- B) SECCIONES PROBABLES DEL FRENTA MIXTO.
- C) LONGITUD APROXIMADA.
- D) ESTUDIO GEOLOGICO Y DE MECANICA DE SUELOS DONDE SE TENGAN CONSIGNADOS LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA, DEFORMABILIDAD Y DE PERMEABILIDAD.
- E) PROGRAMA TENTATIVO DE TRABAJO.
- F) EQUIPO DISPONIBLE.
- G) LISTA DE PERSONAL ESPECIALIZADO (INGENIEROS, SOBRESTANTES, CABOS, PERFORISTAS Y ARMADORES).

Con la información anterior se generan 3 ó 4 probables alternativas de solución, buscando métodos constructivos que puedan manejar con facilidad, rapidez y seguridad las condiciones cambiantes y casi siempre críticas, de los frentes mixtos.

En términos generales se puede decir que el mejor método para excavar un frente mixto es el uso de un escudo de frente abierto, ya que proporciona gran seguridad al ademar la clave y al frente del túnel; además, se puede tronar la parte de roca y se proporciona un ademe primario

a base de dovelas (de concreto o metálicas), contra las cuales se inyectan lechadas estables que sellan la excavación y rellenan todos los huecos que pudieran haber quedado. El único inconveniente de este método es económico, un escudo no parece justificarse en la excavación de túneles con una longitud menor de 300 m.; de aquí en adelante se pueden justificar ampliamente y su amortización se acostumbre cargar íntegramente en una obra aunque en la práctica, los escudos normalmente están trabajando, al existir una gran cantidad de túneles con características tales que requieren para su excavación el uso de escudos; esto sucede repetidamente en las zonas urbanas con problemas de suelos blandos, como la Ciudad de México.

Si la longitud del túnel por excavar resultara de tal tamaño que no se justificara el uso de un escudo, en ese momento se trata de hacer el túnel con métodos menos sofisticados que van desde la excavación de una galería de inspección, luego media sección y finalmente, la sección completa, usando métodos artesanales para perforar suelos y rocas, generalmente usando sistemas de soporte compuestos por marcos de acero y madera de retaque, charolas metálicas y en algunas ocasiones, es necesario usar perfiles hincados más allá del frente del túnel.

Estos métodos funcionan cuando existe un pequeño flujo de agua o cuando el túnel está sobre el nivel freático y generalmente, en suelos granulares. Cuando existe alta permeabilidad y el túnel se encuentra bajo el nivel freático, el abatimiento del mismo bajo la plantilla del túnel será imperativo para que estos métodos funcionen adecuadamente. Los rendimientos que se pueden esperar para estos procedimientos son muy variables de acuerdo a las condiciones, pero para tener una idea, se tienen entre 0.5 y 2.0 m/día-habil.

CAPITULO 5

6. DIRECCION DE OBRA.

A) PLANEACION DE OBRAS:

Para desarrollar un buen registro referente al avance de excavación en obra subterránea, además de contar con el proyecto definitivo, se deberán obtener los estudios que permitan interpretar realmente la evolución de la construcción, los cuales son:

- Estudio Geológico y Topográfico.
- Estudio Hidrológico.
- Planeación del Campamento e Instalaciones.

Estudio Geológico y Topográfico:

Existe una estrecha relación entre ambos estudios debido que, al quedar definido el trazo y el perfil, automáticamente quedara fija la geología. Dentro del estudio topográfico, quedarán definidos el perfil del terreno natural, el trazo (pendientes y localización del eje del túnel), localización de los portales de entrada y salida, banco de nivel, etc., (En la figura 39 se presenta un esquema característico en la definición de un túnel).

El estudio geológico es, sin duda alguna, el más importante para la toma de decisiones del procedimiento constructivo a utilizar y del avance diario de la excavación. Dicho estudio, estará representado en un perfil (Fig.No40.), lo más objetivo posible señalando cada uno de los tipos de mantos rocosos, sus fallas o discontinuidades, sus fronteras entre ellos o entre suelos, en los suelos, en los que quedará alojado el túnel.

Estudio Hidrológico:

La buena información hidrológica ayuda a redondear el procedimiento constructivo de excavación soportándose básicamente por las consideraciones geológicas.

La combinación de agua con fallas o con materiales muy fracturados granulares o simplemente sola, en volúmenes considerables de filtración, hacen de un túnel una obra problemática, difícil de ejecutar y con procedimientos constructivos muy cambiantes. El estudio hidrológico, nos indicará los procedimientos a seguir en el dimensionamiento y construcción de

obras auxiliares necesarias para el manejo de agua dentro del túnel como son galerías de bombeo, estación de rebombeo y dimensiones del dren.

Planeación del campamento e instalaciones:

Los procedimientos constructivos de la excavación, así como el sistema de revestimiento de una obra subterránea son factores que influyen básicamente en la decisión del tipo de instalaciones que se construirán en la superficie. Entre las más comunes e importantes, se pueden mencionar las siguientes:

- Caminos de acceso y de obra.
- Oficinas, dormitorios, servicios médicos, comedores y almacenes.
- Talleres.
- Líneas de alta tensión, subestaciones y plantas generadoras de energía eléctrica.
- Plantas de compresores, de agua, de concreto lanzado, de fabricación de concreto, patio de agregados, etc.
- Polvorines.

CAMINOS DE ACCESO Y OBRA:

Por lo general, se construyen en forma definitiva para que posteriormente funcionen para la operación y el mantenimiento de la obra, no así los caminos de servicio o de obra que en su gran mayoría actúan provisionalmente, ya sea para la extracción de agregados de un banco, almacenamiento de rezaga o movimiento de explosivos.

OFICINAS, DORMITORIOS, SERVICIOS MEDICOS, COMEDORES Y ALMACENES:

Comprenden construcciones hechas con materiales económicos de fácil recuperación y normalmente son provisionales.

TALLERES:

Se deberán instalar, en forma provisional, los talleres de reparación de maquinaria, de electricidad y de soldadura, para atender necesidades de una obra de construcción pesada.

LÍNEAS DE ALTA TENSION, SUBESTACIONES Y PLANTAS GENERADORAS DE ENERGIA ELECTRICA:

Por lo regular, habrá que llevar hasta el lugar las líneas de abastecimiento de energía eléctrica.

Las plantas de emergencia no necesariamente se tendrán que instalar, a menos de que existan problemas de filtración de agua y el frente de ataque del túnel sea en sentido descendente o bien que su acceso sea a través de lumbrera. Su principal función será evitar una posible inundación en caso de falla del sistema principal.

PLANTAS DE COMPRESORES, DE AGUA, DE CONCRETO LANZADO Y FABRICACION DE CONCRETOS:

Tanto la batería de compresores como el abastecimiento de agua y la planta de fabricación de concreto, deberá tenerse lo más cercano al acceso del túnel con el objetivo de evitar pérdidas en su conducción, asimismo habrá que calcular adecuadamente los diámetros de las tuberías y los volúmenes de los tanques de almacenamiento.

POLVORINES:

Su localización quedará fuera del perímetro de la obra y de zonas pobladas, su construcción deberá cumplir con las normas dictadas por la Secretaría de la Defensa Nacional.

B) PROGRAMAS Y GRAFICO DE AVANCE:

La programación general, deberá involucrar todas las actividades a desarrollar; desde el inicio de construcción del campamento, movimiento de equipo, emportalamiento o construcción de lumbreras, excavación y revestimiento del túnel y desmantelamiento de las instalaciones al término de la obra.

Considerando que la excavación y el revestimiento del túnel son la finalidad de la obra y por consiguiente las actividades más importantes, es de vital importancia llevar el control y predicción en programa separado, éstas pueden representarse conjuntamente en un programa gráfico (ver la Fig.No.41 que nos ilustra el programa del túnel de las figuras 39 y 40)..

El control diario de avance se puede llevar en un sub-programa gráfico mensual (Fig.No.42), el cual deberá cumplir con las metas del programa general, en él se podrá indicar tanto los avances diarios como los acumulados durante el mes.

Dada la objetividad de este tipo de programa y su continuo control comparativos con la realidad, nos permitirá prevenir los cambios necesarios para el cumplimiento de las metas.

C) EL CICLO Y SU CONTROL:

El ciclo en la excavación de un túnel es el conjunto de actividades sucesivas y repetitivas, en ocasiones traslapadas o simultáneas que se realizan para obtener un determinado avance.

Para optimizar el ciclo se requerirá de reportes de campo y análisis de tiempos y movimientos. actividades que nos determinan el denominado "CONTROL DE OBRA" y que consta de las etapas siguientes:

- Reportes de campo.
- Concentración de los reportes de campo en la tabla analítica.
- Informe de resultados.

Reportes de Campo. (Tabla No.XII)

Este documento debe elaborarse en cada ciclo de excavación y deberá contener la duración de cada actividad desde el inicio hasta la terminación, además, se incluirán como datos importantes los tipos de demoras que existieron, que fue lo que las ocasionó y cual fue su duración; con el objeto de poder visualizar los tiempos perdidos en cada una de las actividades, ya que esto hace que se pierda la continuidad de dichas actividades y consecuentemente la del ciclo.

Para poder obtener el ciclo óptimo, es recomendable que todos los reportes de tiempos y movimientos, sean llevados por un profesionista que dedique por completo todo su tiempo, de manera que su apreciación sea veraz y suficientemente acuciosa.

A fin de que se puedan completar los reportes de campo, se necesitarán ciertos datos como lo son: Consumo de explosivos por ciclo, longitud de barrenación, avance efectivo, número de perforadoras, cantidad de estopines, volumen de madera para ademe, número de marcos, número de barrenos, volumen rezagado, etc.

Concentración de los reportes de campo en la tabla analítica.(Tabla No.XIII).

Diarlamente se concentrarán todos los reportes de campo en una tabla donde los técnicos encargados de la obra puedan analizar, al inicio de sus actividades, la duración de los ciclos y los motivos que ocasionaron los tiempos perdidos y así tomar decisiones adecuadas en su recorrido habitual a la obra.

Tanto el reporte de campo como la tabla analítica, arrojarán continuamente resultados prácticos que pueden cambiar, mejorar o confirmar el procedimiento constructivo adoptado, tanto en la selección de equipo como en la forma de atacar el túnel.

Informe de Resultados. (Tabla No.XIV).

Los datos concentrados en la tabla se pueden promediar y con ellos hacer un informe, ya sea semanal, quincenal o mensual para la revisión periódica del programa y de los costos de obra.

El optimizar el ciclo de excavación no es tan solo controlar los tiempos de duración de cada actividad, sino en una parte muy importante el personal que las efectúa. Por eso es conveniente que la misma persona ejecute invariablemente la misma función o funciones encomendadas en cada actividad del ciclo.

5.1. CONTRATACION.

El código civil define el contrato como el convenio en virtud del cual se transfiere una obligación o un derecho, (ART.1793).

Contrato: Se entiende por contrato a el conjunto de documentos que establecen tanto las obligaciones del dueño de la obra CONTRATANTE, como de la compañía que lo ejecutará CONTRATISTA, normando las relaciones de las partes desde el inicio de los trabajos, los cuales se formalizan mediante la firma del documento, hasta la terminación que se cumple con la firma del acta de recepción de los trabajos.

Se puede decir que la contratación, es la culminación de los esfuerzos ejecutados por el dueño de la obra CONTRATANTE, en lo que se refiere a proyecto, especificaciones de construcción, redacción de documentos de contratación, y de los esfuerzos del CONTRATISTA que ha estudiado todos los documentos antes mencionados para presentar una proposición y hacerse cargo de la ejecución de la obra, conforme a las condiciones señaladas por el CONTRATANTE.

Las principales obligaciones del CONTRATANTE son: el pago en tiempo de los trabajos ejecutados, la obtención de los emplazamientos, la entrega a tiempo del diseño, etc.

Las principales obligaciones del CONTRATISTA son: la construcción de las obras programadas, con las normas de calidad especificadas para el cumplimiento de las mismas; y para ello deberá proporcionar los recursos humanos adecuados, los materiales con la calidad especificada y el equipo idóneo para realizar adecuadamente los trabajos y otorgar las garantías y seguros necesarios.

Es conveniente resaltar que las partes mencionadas, CONTRATANTE y CONTRATISTA, tengan conocimiento de lo siguiente:

1. Que nada es absoluto dentro de un contrato de construcción, las especificaciones pueden decir con gran detalle que es lo que se quiere. Los documentos del contrato pueden definir inequívocamente el trabajo. Debe considerarse que a pesar de que hayan quedado bien establecidos todos los parámetros referentes a la obra, no existe alguna garantía que asegure se alcanzarán los resultados deseados. Siendo que nada es absoluto debe asumirse una actitud flexible en la formación de criterios de juicio.

2. Nada puede establecerse verdaderamente como regla o relación fija, aún cuando el contrato estipule algo muy específico, la cláusula no puede exigirse o hacer que se cumpla particularmente si la exigencia no es razonable.

3. Los montos calculados por el costo de las obras siempre serán menores a su costo real.

4. Debido a la complejidad de los proyectos de hoy en día, cuyas condiciones hacen difíciles su ejecución, requieren de gente experimentada y competente para desarrollarlos.

5. Se debe considerar que raramente se cumple con el programa de ejecución de la obra, aún cuando el período fijado sea lo suficiente amplio y pueda pensarse en una terminación anticipada.

6. Cuando se presentan problemas de atrasos en la obra, siempre se buscarán excusas que la justifiquen, desafortunadamente aún con estas excusas, el tiempo perdido nunca podrá recuperarse, lo cual, siempre costará mucho más dinero y por tanto nunca se obtendrá un beneficio que justifique el incremento sustancial en el costo.

7. Los usuarios de la industria de la construcción nunca eliminarán lo referente a cambios o modificaciones al contrato. Esto significa que no importa que es lo que se diga, haga, planee, decreta o demande, los cambios se harán, puesto que siempre existirá alguien que quiera cambiar algo de lo hecho, o al menos un ajuste de lo que debe hacerse.

Los puntos referidos anteriormente, deberán recordarse tanto por el contratante como por el contratista, asimismo, el primero deberá redactar los documentos de la obra, procurando que éstos siempre sean equitativos y el segundo presentando una proposición que refleje el deseo de cumplir con lo exigido por el dueño de la obra contratante.

Partes que intervienen en un contrato de obra:

Las partes que intervienen en la legalización de un contrato son: el dueño de la obra ó **CONTRATANTE** y el ejecutor de la misma ó **CONTRATISTA**.

Contratante: Es el dueño o promotor del proyecto. En Contratos de Obra Pública es la Entidad Pública (Ministerio, Dependencia Pública, Gobierno de la Ciudad, Gobierno del Estado, etc.) que de acuerdo a las facultades que le otorga la ley pueden invertir fondos públicos para convertir el proyecto en obras de Beneficio Social.

El contratante requiere obtener los permisos correspondientes para invertir en el proyecto los recursos económicos que le son asignados.

En algunos casos particulares, se le autoriza a la Entidad Pública, que para desarrollar ciertos proyectos, contrate créditos especiales. Si el crédito empleado es de alguna entidad crediticia de desarrollo bien constituida, sea el BID, Banco Mundial, etc., por lo general en ella interviene o bien supervisa el estudio del proyecto, tiene participación en la selección del contratista en el proceso de licitación y en la supervisión durante la elaboración de la propia obra, con el único objetivo de garantizar adecuadamente su realización.

No se presenta el mismo caso cuando participan los Bancos de Desarrollo, ya que lo hacen en forma parcial, por lo que la Entidad Pública debe completar el financiamiento con fondos propios.

Se consideran además a los diseñadores, como parte importante en los contratos de obras y están representados por empresas de ingeniería especializada la cual diseñará en detalle el proyecto. En lo que corresponde a las Obras Públicas es muy usual que la Entidad Pública o contratante, sea quien diseñe el proyecto.

Asimismo, la supervisión es fundamental, ya que debe llevar el control técnico de que las obras se realicen de acuerdo al diseño y con la calidad especificada. El supervisor o ingeniero debe autorizar los pagos al contratista por la obra que éste vaya realizando.

Se acostumbra en México, que la supervisión de Obra Pública lleve a cabo el contratante con elementos propios. En ocasiones se contratan empresas de consultoría. Sería deseable que el diseñador de la obra no supervise su construcción.

Muchos legalizadores prohíben que el diseñador o el supervisor, sean a la vez el contratista de la obra.

DOCUMENTOS DEL CONTRATO PREPARADOS POR EL CONTRATANTE (DUEÑO DE LA OBRA).

- Convocatoria o Carta de Invitación:

Es la comunicación del contratante para dar a conocer el proyecto que será permitido. Esto se logra a través de comunicaciones tales como carteles, telegramas, telex, o simples llamadas telefónicas, cuando la licitación es privada, o por medios de comunicación en medios de difusión masivos, como publicaciones en los principales diarios, en el Diario Oficial, revistas especializadas, etc., cuando es una licitación Pública.

En dichas comunicaciones debe quedar claramente expresado lo siguiente:

- A) La entidad contratante.
- B) Una breve descripción de la Obra.
- C) Principales características de la Obra.
- D) Volúmenes más significativos y plazos disponibles.
- E) Costo de los pliegos.
- F) La fecha y el lugar para la presentación de las ofertas, etc.

- Pliego de Condiciones y Especificaciones:

Dentro de este pliego se encuentran concentradas la información que proporciona el contratante a los licitantes y por lo general contiene los siguientes documentos:

- A) Información general.
- B) Condiciones generales.
- C) Condiciones especiales para la obra.
- D) Especificaciones Técnicas.
- E) Formulario para presentar la propuesta.
- F) Copia del contrato.

- En las condiciones especiales para la obra, el contratante proporciona la siguiente información, la cual debe ser básica para el estudio de la oferta:

- A) Ubicación detallada de la obra.
- B) Alcance de los trabajos a realizar y planos del proyecto.
- C) Especificaciones técnicas para cada parte de la obra, su calidad y tolerancias permitidas.

D) Datos climáticos de la región como precipitaciones pluviales frecuencia, intensidad, temperaturas, caudales de los ríos etc.

E) Bancos de préstamos de materiales, características y distancias, lugares para desperdicio de materiales.

F) Disposiciones legales que deben cumplir los licitantes.

G) Fianzas, garantías y seguros.

H) Catálogos de conceptos y cantidades de obra.

I) Programa y secuencia de los trabajos.

J) Contrato tipo que regirá las relaciones entre las partes. En este contrato tipo deben quedar claramente establecidos:

- Los anticipos.

- Los plazos para el pago de las estimaciones.

- Fórmulas de reajustes para actualizar los precios unitarios.

- Obligaciones laborales del contratista.

- Causas de fuerza mayor.

- Formas de dilucidar las posibles discrepancias, etc.

Toda esta información es básica para la presentación de la oferta, por lo que los licitantes deben analizarla con todo el cuidado para considerar todo lo que pueda afectarles durante la construcción de las obras.

- Selección de Contratistas:

En la mayoría de las legislaciones se prohíbe la contratación de Obra Pública en forma directa, se requiere primero llevar a cabo una selección de la oferta más conveniente. A menos de que haya una urgencia de realizar la obra, se puede contratar en forma directa a un contratista seleccionado.

- Las ofertas pueden ser privadas o públicas.

Dentro de las ofertas privadas se consideran aquellas compañías invitadas dentro de los aspectos que integran la selección de los contratistas, los contratantes integran y actualizan registros de las empresas constructoras a las que califican por capacidad y seriedad.

En las licitaciones públicas pueden ser candidatos para someter una oferta, las empresas que así lo deseen. El contratante deberá hacer una selección de los contratistas, a los cuales se les pueda aceptar la oferta.

La forma más usual de seleccionar a los contratistas que sean capaces de realizar la obra, es solicitarles envíen los principales datos de la empresa tales como:

A) Acta constitutiva y últimas referencias.

B) Estados financieros de los últimos tres años.

C) Referencias comerciales y bancarias.

D) Relación de obras similares construidas, así como sus principales clientes.

E) Relación de proyectos en ejecución.

F) Relación de maquinaria en uso y ociosa.

- G) Currícula del principal personal técnico y administrativo.
- H) Organigrama de la empresa etc.

Posteriormente a que se haya estudiado esta información, se les comunica cuales han sido seleccionados y pueden presentar oferta.

Una vez seleccionadas las empresas contratistas que pueden someter oferta y publicada la convocatoria o carta invitación, las firmas o empresas interesadas deberán adquirir los pliegos de licitaciones y cumplir con los requisitos que en ellos se establecen. Por lo general se fijan fechas para visitar el sitio de la obra y el contratante pone a disposición de los contratistas, técnicos específicos que explican las principales características de la obra a construirse, de los materiales a usarse en la construcción, áreas disponibles para campamentos, para instalaciones, para botaderos de materiales, áreas restringidas, etc.

El contratista tiene la obligación de verificar y analizar por su propia cuenta la información contenida en todos los documentos entregados por el contratante y la ofrecida por sus técnicos en la visita al sitio de la obra.

El contratante tiene la obligación de aclarar todas las dudas que formulen los contratistas preferiblemente por escrito y las que resulten en las reuniones para aclaraciones de dudas. En la información suministrada, se fijan las fechas para estas reuniones y además, se determina la fecha límite en que aclararan consultas de los contratistas.

- Documentos preparados por el contratista:

Oferta: Se considera como la propuesta que realiza el proponente, una vez que ha analizado todos los documentos proporcionados por el contratante. En la oferta se compromete un precio para la construcción de las obras del proyecto en las condiciones exigidas.

La propuesta deberá presentarse con todos los formularios solicitados por el contratante, debidamente contestados y se debe anejar la documentación solicitada ya que la falta de algun documento puede ocasionar el rechazo de la oferta.

En los casos en que un concursante detecte errores u omisiones en los documentos de licitación, deberá ponerlo en conocimiento del contratante, quien se encargara de notificar a todos los proponentes las correcciones o las aclaraciones pertinentes. Para el supuesto caso de discrepancias entre los documentos de licitación, debe estar establecido la prevalencia de cada documento con relación a los demás.

- Planos, especificaciones y visita al sitio de la obra.

Al elaborar su propuesta, el contratista deberá estudiar cuidadosamente todos los planos y especificaciones suministrados, ya que él sera el único responsable de la interpretación que les da.

La visita de Inspección al sitio de las obras reviste gran importancia, ya que el licitante podrá observar las condiciones reales existentes en el sitio. Dichas visitas se realizan conjuntamente con representantes del contratante.

- Información Geológica e Hidrológica:

Esta información suministrada por el contratante, es generalmente selectiva en base a sondeos y datos generales, por lo que un contratista experimentado debe obtener una información más exacta cuando los conceptos que puedan afectarse lo ameriten, sobre todo porque como se indica, la información es suministrada únicamente con carácter referencial.

Cualquier información adicional se podrá obtener ya sea en publicaciones o bien podrán tomarlas directamente en el sitio de la obra. En la medida que se realice un mejor estudio de este aspecto se tendrá una aproximación más cercana a las condiciones geológicas e hidrológicas reales del lugar.

- Cantidades de Obra:

Los volúmenes de trabajo que aparecen en los documentos de licitación son aproximados, por lo que recomendable verificarlos, ya que el contratista deberá cumplir con los volúmenes totales reales de la obra.

- Análisis de Precios Unitarios:

En algunas licitaciones se solicita el análisis de los precios unitarios para los principales conceptos de trabajo, indicando el costo directo, el indirecto y el beneficio o utilidad.

Los análisis deben describir y valorizar los costos que inciden en cada concepto de obra. El costo directo se compone de los costos de mano de obra, materiales y equipo, también pueden intervenir destajos o subcontratos.

El costo indirecto se compone de conceptos que no inciden directamente en la construcción de los conceptos en sí, pero que son necesarios para el funcionamiento de la obra y de la empresa. Como ejemplo tenemos:

Costo del personal directivo de la obra, costo del campamento, costo de las fianzas y seguros, costos de servicios como departamento médico, comedores, etc., y los costos de oficina matriz. Los costos indirectos generalmente se valorizan como un porcentaje del costo directo.

El beneficio o utilidad de la empresa también se expresa como un porcentaje del costo directo más el costo indirecto.

- Garantías y Seguros:

Una vez entregada la oferta de cada proponente, deberán presentar la garantía de seriedad de la oferta.

Esta garantía asegura al contratante de que la oferta que sea seleccionada, deberá sostener los precios y las condiciones ofrecidas. En el supuesto caso de que el contratista seleccionado se rehuse a firmar el contrato de esas condiciones, el contratante podrá hacer efectiva la garantía.

Esta garantía cubre, por lo general, un importe del 10% del costo de la oferta y tiene una vigencia de 90 a 180 días. El contratista favorecido con la adjudicación, deberá otorgar la garantía que asegure el cumplimiento del contrato y que solamente se puede cancelar con una carta de aceptación del contratante.

Existen otras garantías que deben estar estipuladas en el contrato como la de buen uso del anticipo, en caso de que lo haya, y de cumplimiento de obligaciones contractuales como pagos a terceros, a poseedores, sueldos y salarios, etc.

También en el contrato se establecen los seguros que debe obtener el contratista. En ocasiones se aseguran las instalaciones que se van entregando, así como los bienes, vehículos y propiedades del contratante y del contratista.

- Selección del ganador y adjudicación del contrato:

El día señalado, y por lo general en acto público, se lleva a cabo la apertura de ofertas.

El comité de licitaciones debe comprobar que las ofertas cumplen con los requisitos que marca la ley y además con los solicitados en los pliegos, y debe registrar todas las ofertas valorizadas, así como las propuestas alternativas en caso de que las haya.

El comité de licitaciones debe hacer un detallado estudio de las 3 ó 4 mejores ofertas que reciba. De éste análisis se obtiene la oferta ganadora, que no necesariamente será la más baja, sino la más conveniente para el contratante.

El comité de licitaciones podrá solicitar a los proponentes que amplíen el plazo de la garantía de seriedad de oferta, hasta que se firme el contrato correspondiente.

Si en el financiamiento de la obra participó el Banco de Desarrollo, por lo general intervienen en la selección de la mejor oferta y en la firma del contrato.

MODELOS DE CONTRATO:

- Precio Alzado: En este tipo de contrato, el contratista se compromete a construir una obra, o a prestar un servicio a cambio de una cantidad fija que se liquidará de acuerdo con lo señalado en el mismo, independientemente de que las cantidades de obra difieran de las estimadas.

El contratista que cotiza a Precio Alzado una obra, deberá estimar el costo de los posibles cambios en la obra, ya sea por variaciones en los volúmenes de obra, o por incrementos en el costo de los insumos de la obra. En caso de que los cambios en la obra produzcan sobrecostos superiores a los considerados o que el costo de los insumos a emplearse se incremente más de lo previsto, si las previsiones superan a la realidad, el contratante estará pagando de más por la obra o el servicio. Por lo que se observa: que este tipo de contrato conlleva grandes riesgos para las partes.

Deben quedar bien estipulados en el contrato, la obra a construir, el plazo y las fechas de los pagos. Es regla general que en este tipo de contrato se pacte un pago parcial al inicio de la obra

y el resto contra su entrega. Es recomendable especificar sobrecostos por la recepción morosa de la obra, por parte del Contratante.

Este tipo de contrato ha caído en desuso en la actualidad. Se emplea más bien para cotizar servicios a corto plazo.

- **Contrato de Precios Unitarios:** En este tipo de documento el contratista determina el Precio Unitario para cada uno de los conceptos integrantes de la obra. El importe del contrato podrá diferir de lo estimado, ya que corresponderá a el valor de las cantidades reales ejecutadas en cada concepto por los Precios Unitarios estipulados en el contrato.

Es el contrato más conocido y el más usado en la actualidad.

En este tipo de contrato se ha introducido una modalidad que ya es de uso común, que es la aplicación de fórmulas de reajuste a los precios unitarios con los cuales se pretende compensar los mayores costos en los insumos derivados de la alta inflación.

- **Contrato de Trabajos por Administración:** En este tipo de contrato, el contratante le paga al contratista mensualmente, previa verificación, y el costo empresa de la obra de mano, el costo de los materiales puestos en obra y el costo de las rentas de los equipos, más un porcentaje que debe cubrir la administración de la empresa y los beneficios incluyendo los impuestos.

Esta modalidad de contrato se usa generalmente cuando el contratante es el Director responsable de la obra y el contratista es únicamente suministrador de insumos, de personal o de maquinaria.

Se deberá acordar entre las partes, los porcentajes de administración y el beneficio para el contratista así como las rentas de los equipos.

- **Contrato modelo costo más honorario:** Este tipo de contrato, representa una modalidad del contrato de trabajos por administración.

El contratista somete una cotización en la cual se estipula el costo directo total de la obra un costo indirecto y un beneficio.

El costo directo total se llama Costo Meta.

La forma de pago se puede acordar por contrafacturas o por metas parciales que presentará el contratista periódicamente y que aprobará el contratante.

Por lo general se estipula que si el contratista logra abatir el Costo Meta los ahorros obtenidos serán compartidos entre el Contratista y el Contratante. Por lo contrario, en el caso de que el Costo Meta sea rebasado el contratista no recibirá ni costo indirecto adicional ni beneficios por el costo que exceda al Costo Meta.

- **Contrato llave en mano:** En este tipo de contrato, el contratista ofrece financiamiento por el diseño, suministros y construcción de una obra. Generalmente se pactan estos contratos cuando la obra tiene una gran cantidad de elementos de exportación como plantas térmicas o fábricas.

- Cobranza:

Representa el aspecto más importante para el contratista y debe aclararse en el contrato.

En casi todos los contratos se pueden pactar los siguientes tipos de pagos:

- Pagos de un anticipo.
- Pagos mensuales.
- Pagos del retenido.

El anticipo depende por lo general de las inversiones que debe hacer el contratista y varían del 5 al 20% del monto del contrato.

El pago mensual corresponde al pago de los avances por cada mes, para lo cual contratista y contratante se ponen de acuerdo en la fecha para contabilizar la obra realizada durante el mes; así, a los volúmenes de obra se les aplican los precios unitarios, obteniendo la estimación básica.

Pueden hacerse las estimaciones de ajustes si en el contrato están pactadas fórmulas de reajuste de precios unitarios.

A las estimaciones mensuales, se les harán los descuentos correspondientes, los más usados son la amortización del anticipo, y los correspondientes a aportaciones de Beneficio Social como el ICiC (Instituto de Capacitación para la industria de la Construcción) o Supervisión (Secretaría de Programación y Presupuesto, Departamento del Distrito Federal, etc); todos ellos claramente establecidos en el Contrato.

Estimaciones o certificaciones mensuales:

El contratista lleva el registro de los volúmenes de obra que construye mensualmente mismos que son conciliados con la supervisión interventoria.

Una vez conciliados y hechas las devoluciones que procedan, se elabora el certificado mensual de pago firmado por los representantes del contratista y de la supervisión y se remite a la oficina central del contratante para su pago.

En las certificaciones de obra ejecutada o estimaciones mensuales se incorporan también los importes correspondientes a las obras extras, adicionales y las consideraciones aprobadas.

El término para pagos de las certificaciones varía de 10 a 60 días de acuerdo al contrato.

- Reconsideraciones de Precios:

En cualquier tipo de contrato deben quedar claramente señalados como se dirimen las diferencias que surjan entre las partes. El contratista debe procurar que vayan a un arbitraje lo

mas imparcial posible, una forma de que el tribunal que dirima las diferencias sea imparcial, es formándolo con un árbitro designado para cada una de las partes y entre ellas designan a un tercero.

Las diferencias o disputas se pueden presentar por fallas en el cumplimiento de los compromisos de una de las partes, por causas de fuerza mayor, las cuales no son imputables a las partes pero que les ocasiona sobrecostos, diferencias en la interpretación de los documentos etc.

Las reclamaciones deben fundamentarse técnica y legalmente, es muy importante precisar las causas que las originan y las cláusulas contractuales que las apoyan.

En la mayoría de los contratos se establece el procedimiento para lograr el reconocimiento y pago de los reclamos.

Constituye un factor muy importante el hecho de que el contratista lleve en orden sus registros y controles para evitar que le falten requisitos o apoyos contractuales a las reclamaciones que presente.

5.2. PRECIOS UNITARIOS.

Para el análisis de precios unitarios se deben considerar los siguientes aspectos primordiales para la persona que va a encargarse de este estudio:

1) Estudio de planos y especificaciones:

Este estudio debe ser completo y debe formularse un resumen de las especificaciones que muestren los requisitos más importantes fijados en el contrato y las especificaciones, así como planos que muestren la disposición del trabajo (plantas y secciones de los túneles y lumbreras para nuestro caso).

2) Inspección del sitio:

Deberá hacerse después de que hayan sido estudiados los planos y especificaciones del proyecto, de manera que el grupo de inspección tenga conocimiento amplio de lo que el trabajo requiere y tenga conciencia del desarrollo de los trabajos conforme a los requisitos señalados en las especificaciones.

Como puntos esenciales que deben considerarse durante la inspección al sitio, son los siguientes:

- El área cercana debe examinarse, situando las ciudades o pueblos que tengan capacidad para alojar al personal de construcción, esto es necesario antes de tomar la decisión de construir las instalaciones temporales (campamentos).

- Deberán investigarse los accesos al sitio, para conocer que dificultades se encontrarán cuando se transporte el equipo de construcción, materiales y abastecimiento así como para determinar los caminos que deban construirse o mejorarse. Las condiciones climatológicas

deben estudiarse para conocer su influencia en los caminos de acceso y en el avance de la construcción.

- La disposición de energía eléctrica y agua debe examinarse, de manera que el costo de las instalaciones correspondientes para el trabajo puedan estimarse.

- Los portales, localización de lumbreras y cruceros deben examinarse, en lo referente a cantidades de trabajo y clases de material que se encontrará en las excavaciones a cielo abierto, y cualquier otro trabajo que pueda ser necesario para erigir una planta de construcción eficiente en cada localización.

- Si el dueño proporciona sitios para colocar los desperdicios, éste deberá examinarse para determinar las necesidades de desmonte, limpieza y drenaje. El grupo que estudia el análisis de los precios unitarios, debe prever todos los costos derivados del manejo de desperdicios.

- Si se van a usar agregados naturales, la localización del banco debe examinarse y determinar la longitud de acarreo a los portales o lugares donde se fabricará el concreto. Si los agregados se van a producir por medio de quebradoras, se obtendrá la información que indique la clase de roca, forma y tamaño del producto procesado y determinar las distancias de acarreo.

- Debe estudiarse la información y accidentes geológicos a lo largo del túnel y cualquier excavación o corte existente. Los corazones obtenidos por los barrenos de exploración así como los registros de estos barrenos deben analizarse cuidadosamente. Los reportes geológicos deben estudiarse, incluyendo cualquier publicación del dueño, del Gobierno Federal o del Estado.

Esta información geológica, dará la base para escoger los métodos de excavación del túnel, la velocidad de perforación, así como las cantidades de explosivo a utilizar. Además, indicará como se fracturará la roca, tipo de ademe requerido, volúmenes de sobreexcavación, existencia de material flojo o no competente, presencia de fallas geológicas importantes, prever cantidades de agua que se tendrán en la excavación del túnel. Para efectuar este estudio geológico se recomienda contar con la presencia de un geólogo estructural.

- Investigación del tabulador de salarios que rige en la región y la posibilidad de conseguir personal calificado en el área. Deben investigarse además las condiciones laborales locales y los sindicatos que controlan a los trabajadores.

Deben investigarse también las variaciones en los salarios cuando se negocien los incrementos marcados por la ley o por decreto de emergencia; incluyen en este estudio, tiempos extras y todas las prestaciones adicionales marcadas por la ley.

3) Revisión información geológica:

El factor que controla la planeación y la estimación de costo de la excavación de un túnel, es el avance diario que puede mantenerse. Una de las principales incógnitas que controlan el avance diario es la naturaleza del material que será excavado, por lo tanto, deberá obtenerse toda la información relacionada con este material. No importa que tan difícil sea la naturaleza, si el

responsable del presupuesto supone avances correctos, el trabajo deberá dejar la utilidad correspondiente.

En construcción de túneles la naturaleza del material por excavar afecta todas las operaciones de construcción incluyendo velocidad de barrenación, rezaga, cantidades de soportes, sobreexcavaciones y manejo del agua. Los mejores avances en excavación de túneles se obtienen en roca suave o blanda, seca, que permite una velocidad de perforación rápida que no requiere ademe y produce una rezaga bien fracturada; ó en roca que es adecuada para el uso de las modernas máquinas de perforación de túneles. El avance más escaso y difícil será en un terreno con presencia de agua que requiera láminas metálicas para sostener la parte superior.

Un túnel frecuentemente atraviesa por diferentes clases de material, por lo que las características y condiciones de estos materiales deben investigarse.

4) Verificación de las cantidades de trabajo:

En lo que corresponde a las cantidades de obra es necesario definir adecuadamente tres términos:

- Cantidades de obra.
- Cantidades de obra de concurso.
- Cantidades de obra para pago final.

- Cantidades de obra:

Son aquellas que directamente son tomadas de los planos y especificaciones por el personal responsable de estudiar el costo, siendo para el contratista las cantidades de trabajo más aproximadas a ejecutar.

- Cantidades de obra de concurso:

Son los fijados en el catálogo de conceptos. Estas cantidades son suministradas por el departamento de ingeniería del dueño y se usan para comparar las proposiciones.

- Cantidades de obra para pago final:

Son las cantidades reales de obra medidas durante el avance de la construcción, conforme a las líneas y niveles indicados en los planos y especificaciones para el pago.

Las cantidades finales multiplicados por los precios unitarios sumarán el pago a el contratista.

5) Pedir cotizaciones de materiales permanentes y subcontratos:

Al preparar el estimado de costos debe emplearse poco tiempo y esfuerzo en determinar el costo de los materiales permanentes y de los subcontratistas. Estos costos se consignan en el presupuesto usando la experiencia anterior de construcción como guía.

6) Salarios en el trabajo:

Los estimados de costos para túneles frecuentemente se prepara por un grupo de ingenieros que trabajan en equipo. Con objeto de que todos los implicados usen los mismos tabuladores de salarios, los gastos por turno o por hora, incluyendo las prestaciones sociales que se calculan en primer lugar y se hacen del conocimiento del personal que interviene en la preparación del presupuesto.

Toda esta información deberá ordenarse en una tabla, es necesario determinar el costo que tendrá para el contratista cada una de las diferentes categorías del personal que se usará dentro y fuera del túnel.

Los elementos del costo de este personal son:

1.- Costo horario.

2.- Porcentaje de tiempo extra trabajado, debido a :

a) Cambios en el frente.

b) Tiempo de viaje dentro del túnel.

c) Tiempo permitido para comer.

d) Tiempo extra si se planea trabajar más de 40 horas semanales.

3.- Prestaciones tales como:

a) Seguro Social.

b) Prima Vacacional.

4.- Impuestos Federales y Estatales.

5.- Costos de transporte de personal al sitio de la obra.

7) Procedimientos de excavación.

Una vez estudiados planos y especificaciones, de inspeccionar el sitio de la obra y revisar las características físicas del material del túnel, la primera decisión importante del responsable del estudio de los precios unitarios, es la selección del método de construcción.

8) Selección del Equipo.

El siguiente paso es escoger el tipo y cantidad de equipo, para mayor información ver Capítulo 3 inciso 3.5.2.

9) Costo trabajos preparatorios.

Este costo esta relacionado con los trabajos que se requieren ejecutar fuera del túnel, pero que son necesarios antes de que puedan empezarse los trabajos motivo del contrato.

Estos pueden incluir:

- Caminos de acceso.
- Instalaciones necesarias para contar con energía eléctrica y agua.

Otros costos pueden ser:

- Desarrollo del sitio.
- Acondicionamiento de áreas de depósito de materiales.
- Construcción de edificios e instalaciones exteriores.
- Excavaciones que se requieran para los portales.

En el supuesto caso de que dichos requerimientos enlistados anteriormente, se incluyen en el catálogo de conceptos, entonces su costo deberá considerarse como directo. Para aquellos no enlistados su costo debe cargarse a la planta de construcción y equipo.

10) Estimación de la mano de obra para excavar el túnel.

Para mayor información ver el Capítulo 3 inciso 3.5.3.1.

11) Estimación de costo de los abastecimientos para excavar el túnel.

El costo de estos abastecimientos corresponden al valor de los materiales necesarios para efectuar la excavación, tales como estopines, dispositivos de explosión, dinamita usada, etc.

Se incluyen en esta clasificación los combustibles, aceites, partes de repuesto requerido para el equipo, ropa de hule especializada y herramienta requerida por el personal, costo de la energía eléctrica y materiales para mantener al equipo en operación y al sistema eléctrico funcionando, agua, etc. En resumen, los costos de abastecimiento incluyen todos aquellos materiales no cargados a la planta y equipo, materiales permanentes o gastos indirectos.

El costo de estos suministros tienen sustanciales variaciones dependiendo del material en que se excavará el túnel.

12) Estimación del costo de mano de obra para el revestimiento de concreto.

Las cuadrillas para el revestimiento de concreto y el costo por cuadrilla/día, debe establecerse en la misma manera que la usada en la excavación. Las cuadrillas para concreto varían para cada caso y pueden describirse en términos generales, por ejemplo la cuadrilla para colocar el arco que forma el techo del revestimiento, consta del personal para las siguientes operaciones:

- Operación del equipo de colocación.
- Movimiento de tuberías.
- Control de la línea.
- Operación de los vibradores.

- Cambio de formas (Cimbra).
- Curado y resanado.
- Reparación y mantenimiento (equipo).
- Cambios de líneas eléctricas y su mantenimiento.
- Operador de compresores.
- Almacenistas.
- Cuadrilla de topógrafos.

13) Estimación del costo de los abastecimientos para el revestimiento de concreto.

Los abastecimientos para concreto deberán incluir lo siguiente:

- 1.- Agregados para concreto, incluyendo los necesarios para las sobreexcavaciones.
- 2.- Desperdicio de cemento y cualquier otro no pagado, cemento para el concreto de las sobreexcavaciones (frecuentemente se especifica que es a cargo del dueño).
- 3.- Madera para las formas y aceite para su lubricación.
- 4.- Energía eléctrica, su costo se determina por la potencia del equipo eléctrico, requisitos de alumbrado y tiempo de uso.
- 5.- Combustibles, lubricantes, grasas y partes de repuesto, este costo es controlado por tipo de equipo, número de unidades y horas de operación.
- 6.- Ropa de hule, herramientas menores y abastecimientos misceláneos; el costo de estos conceptos se determina conforme el número de personal empleado y su permanencia en el trabajo.

14) Estimación del costo directo de otros conceptos.

El costo efectuado por mano de obra y de equipo para la excavación y colocación del concreto forma la parte principal del costo directo para cualquier trabajo de túnel o excavación subterránea. El costo de la mano de obra para instalar piezas estructurales de acero y para la instalación de apoyos o ademe de madera, habrán sido separados del costo de excavación cuando se determinó el costo directo.

Esta mano de obra debe ser cargada a los conceptos correspondientes. El costo directo para los conceptos restantes debe estimarse como se indica a continuación.

15) Tabulación de costo directo.

El costo directo para todos los conceptos deben enlistarse y valuarse, y cada concepto debe tener una columna separando el costo de la mano de obra, abastecimientos, materiales permanentes y subcontratos.

16) Estimación del costo de la planta y equipo.

La tabulación del equipo y de la planta de construcción deberá empezarse con la selección del equipo por primera vez.

Si al estimarse el costo directo se encuentra necesario el uso de equipo especial en la planta de construcción para una apropiada ejecución del trabajo, estas unidades deben agregarse a las hojas que consignan la planta y el equipo de construcción, siendo este el momento para completar la tabulación.

Al estimarse los costos por equipo debe actualizarse su valor de compra, por tanto, el costo-horario del mismo deberá calcularse en base a este costo actualizado, también deberá considerarse el valor de rescate para restarse de su valor de compra.

Si no se ha considerado en el valor de rescate los costos de dismantelar el equipo, retirarlos del sitio y limpieza del mismo, entonces debe hacerse un estimado por separado para adicionar este costo a la estimación. Debe tomarse en cuenta cuando se estima el valor de rescate del equipo, el número de años que estará en servicio y la cantidad de horas que deberá trabajarse.

La vida máxima del equipo frecuentemente se estima en cinco años o diez mil horas de servicio, partiendo de estos datos puede estimarse la vida útil del equipo.

17) Estimación del costo de gastos indirectos.

La mayoría de los conceptos que componen los gastos indirectos varían con el tiempo de construcción, eficiencia del personal directivo, cantidad de datos que se pongan a consideración del dueño y a la oficina principal del contratista. Otros factores serán el equipo de oficina, equipo de ingeniería, impuestos, seguros, etc. La distribución de conceptos que componen los gastos indirectos se enlistan a continuación:

1.- De trabajo.

a) Supervisión:

Este concepto incluye salarios y lista de raya del gerente del proyecto y de tantos superintendentes como frentes de trabajo haya. Otros trabajos de supervisión incluyendo sobrestantes, superintendentes mecánicos y de turno se cargan también a los costos indirectos.

b) Ingeniería:

Los salarios y las listas de raya del ingeniero en la obra y cualquier ingeniero de oficina se cargan en este concepto. Los topógrafos se incluyen en la cuadrilla del túnel y se cargan en los costos directos.

c) Trabajadores de oficina:

Este concepto incluye, salarios y lista de raya de contadores, compradores y otros empleados de oficina. No deberá incluirse empleados de almacén por estar éstos en la cuadrilla del túnel y cargarse como costo directo.

2.- Otros costos.

a) Costos de transporte del personal de supervisión.
b) El costo de operación de vehículos que se requieren en el proyecto.
c) Abastecimiento para ingeniería y oficina. Incluyendo en este concepto: renta o amortización de oficina, calefacción, energía eléctrica, portes postales, papelería y otros gastos similares.

d) Teléfono y telégrafo.

e) Gastos de representación.

El costo de atender al cliente y otros visitantes deberá incluirse a este concepto.

f) Licencias y honorarios.

g) Fotografías, copias fotostáticas y reproducción de planos.

El costo de gastos de oficina puede incluirse en este concepto o en el de planta de producción.

h) Equipo de ingeniería.

i) Gastos de primeros auxilios e ingeniería de seguridad.

j) Consultores externos.

k) Gastos legales.

l) Gastos de auditoría.

m) Costos de transporte de personal al sitio de la obra y su regreso.

n) Seguros.

ñ) Impuestos.

18) Estimación costo de campamentos.

En la construcción de campamentos hay que distinguir dos usos diferentes:

- Campamento para casados:

Se designará para el personal casado, su tamaño varía desde una unidad para el superintendente del proyecto o varias unidades para alojar las familias de cada hombre clave en la obra. Las casas montadas sobre trailers son usadas frecuentemente y se debe considerar el costo de acondicionar el terreno, así como las obras necesarias para el abastecimiento de agua, drenaje incluyendo su tratamiento y la energía eléctrica.

- Campamento para solteros:

Este tipo de campamento no se utiliza tanto, debido a que los trabajadores prefieren viajar grandes distancias que vivir en ellos. El contratista siempre pierde dinero en esta operación, por

tal motivo, este tipo de campamentos deberán usarse solamente cuando el sitio de la obra esté muy alejado de los centros de población.

Las instalaciones consisten en dormitorios, baños colectivos, comedor y algunas veces cuenta con casa club.

En lo referente a campamentos debe considerarse lo especificado en las leyes laborales referentes al número de hombres que se permite ocupar una habitación y el área que dispone cada hombre. Esta área debe contar con casilleros con llave, para guardar los artículos personales de estos trabajadores, siendo ésto un requisito indispensable.

Todos los costos necesarios para los servicios deben también estimarse.

19) Escalación.

Es una práctica común estimar los costos de producción sobre la base de los salarios que prevalecen en el tiempo de concurso. Bajo este sistema de estimación es necesario determinar el incremento de costos de los salarios y prestaciones que ocurrirán durante el período de construcción para agregarlos al costo estimado. Para calcular estos aumentos es necesario estimar el porcentaje de incrementos por un año de los salarios y la época en que tendrá lugar.

El incremento de costo de los salarios deberá incluirse en períodos anuales y en el lapso de ejecución del contrato conforme al programa de construcción, para hacer una distribución adecuada. La escalación de los materiales y abastecimientos se hará en forma similar.

20) Tabulación del costo total estimado.

La tabulación del costo total estimado deberá hacerse de tal manera que la distribución de este costo pueda entenderse rápidamente por los dirigentes de la compañía constructora.

21) Información para los responsables.

Una vez que se tiene completa la estimación de costo, se acostumbra valuar los conceptos que no forman parte de estos costos, pero constituyen el estimado que deberá darseles a los dirigentes de la empresa para que los ayude a determinar la cantidad que debe cargarse por concepto de utilidad.

Contingencias:

Una contingencia es exponerse a efectuar un gasto que puede no ocurrir. El costo no puede fijarse y sólo puede estimarse el riesgo máximo, tal riesgo no debe incluirse en el costo estimado, pero debe reportarse, como un gasto separado a los dirigentes de la empresa constructora. Si hay una cláusula en el contrato que reconozca los gastos por causas de fuerza mayor el contratista puede no estar sujeto a este riesgo. Si estas cláusulas no se incluyen en las especificaciones o tienen muchas restricciones para su interpretación, entonces el contratista puede estar sujeto a los siguientes riesgos, debiendo reflejar estos gastos en la cantidad fijada para su utilidad.

A continuación se describen algunos riesgos comúnmente encontrados en obras subterráneas:

1.- En la construcción de túneles siempre existe el riesgo de encontrarse condiciones imprevistas. El riesgo máximo para cualquier túnel puede medirse por la cantidad de investigaciones geológicas y el tipo de formación que se encontrará en las excavaciones.

2.- Riesgo de encontrar grandes cantidades de agua o bien agua a gran presión ó muy caliente, el grado de riesgo se determina también por medio de la geología estructural.

3.- Inundaciones, condiciones atmosféricas, huelgas, temblores etc., el riesgo máximo aquí está más allá de la posibilidad de estimarlo y si el contratista corre el riesgo, debe señalarse claramente para llamar la atención de los dirigentes de manera que ellos puedan tomar su propia decisión de la forma en que afectarán la utilidad.

22) Formulación de precios unitarios.

Con la información recabada y tabulada obtendremos los siguientes datos básicos:

Sumando para cada concepto y en forma separada el costo de la mano de obra, cargos por equipo y el costo de los materiales, obtendremos el costo directo total que se tendrá en el tiempo de ejecución de la obra para cada uno de los conceptos; y si dividimos este costo entre el volumen consignado en los documentos de concurso con fines de pago, obtendremos el costo directo de cada concepto, a este valor deberá agregársele el que le corresponda por costos indirectos más la utilidad. En resumen obtendremos el costo directo, costos indirectos y la utilidad correspondiente por unidad de obra. La suma de estas tres cantidades nos dará el precio unitario para cada uno de los conceptos que integrarán el catálogo.

Para cumplir con el requisito de presentar los análisis de costos, se procederá a utilizar las formas que por costumbre emplea el contratista o bien las que señale el dueño de la obra, obviamente el resultado que se consigne en estas formas deberá coincidir con el obtenido mediante el procedimiento anteriormente explicado y reflejarán las condiciones que se encontrarán en la obra y rendimientos esperados durante el tiempo de ejecución de los trabajos.

5.3. CONTROL PRESUPUESTAL

Del programa de construcción elaborado para obtener los costos directos se deben formular los siguientes documentos:

-Elementos de control Programa-Costo.

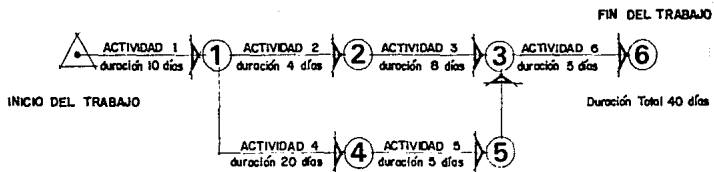
Diagrama de ruta crítica.

Se formulará el diagrama de actividades representadas por flechas que ligan círculos numerados que indican el inicio y la terminación de cada actividad. Las actividades colocadas en línea son secuenciales y las colocadas paralelamente son actividades independientes que pueden ejecutarse simultáneamente con otras colocadas en líneas paralelas. A este método se le conoce como ruta crítica. (Ver ejemplo "A").

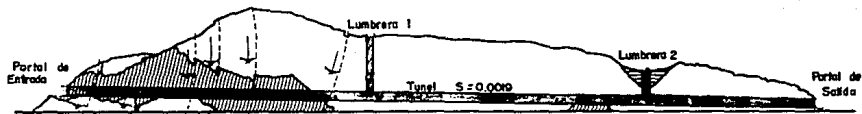
De este diagrama deberá obtenerse un programa de barras señalando las actividades críticas, también se debe obtener un diagrama que muestre el costo acumulado contra el tiempo. Estos documentos servirán de patrón para medir los avances consignados y que correspondan con los reportes de lo logrado en la obra. La comparación de lo programado contra lo ejecutado dará información de la actuación del contratista tanto en avance como en costos obtenidos y cuando se observen desviaciones, el superintendente debe ordenar las acciones correctivas pertinentes. El control aquí descrito deberá llevarse por medio de computadora con objeto de tener información del avance de la obra en forma diaria, a falta de este elemento deberá ejecutarse manualmente procurando tener la información por períodos cortos, de manera que se puedan dictar las medidas correctivas con oportunidad.

- Acciones correctivas.

Cuando al comparar los avances y costos obtenidos en el campo contra lo programado, muestre desviaciones o que el dinero cobrado es menor que el presupuestado, el superintendente deberá de inmediato estudiar esta situación y detectar la razón de estas desviaciones, para dictar las medidas correctivas necesarias que aseguren alcanzar nuevamente los objetivos referentes a plazos de ejecución y costos.

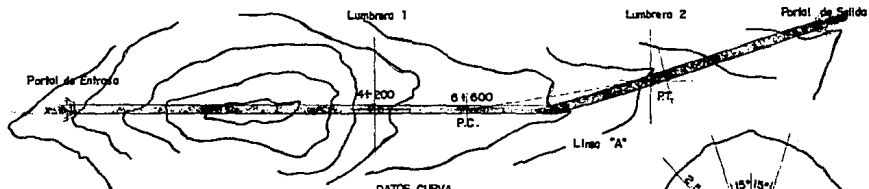


EJEMPLO "A"



RASANTE HIDRAULICA	62.60	48.70	44.00	44.01	41.10	37.36	33.50	
CADENAMIENTO	0+000	2+000	4+000	6+000	8+000	8+620.30	10+000	11+070.80

851



ANDESITA

DACITA

TOBA

DATOS CURVA

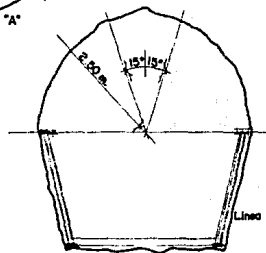
$\Delta = 39^{\circ}02'$

$G_c = 1^{\circ}45'$

ST = 230.45 m.

Lc = 442.93 m.

R = 650.00 m.



SECCION TUNEL

FIGURAS Nos. 39 y 40

PROGRAMA LONGITUD-TIEMPO

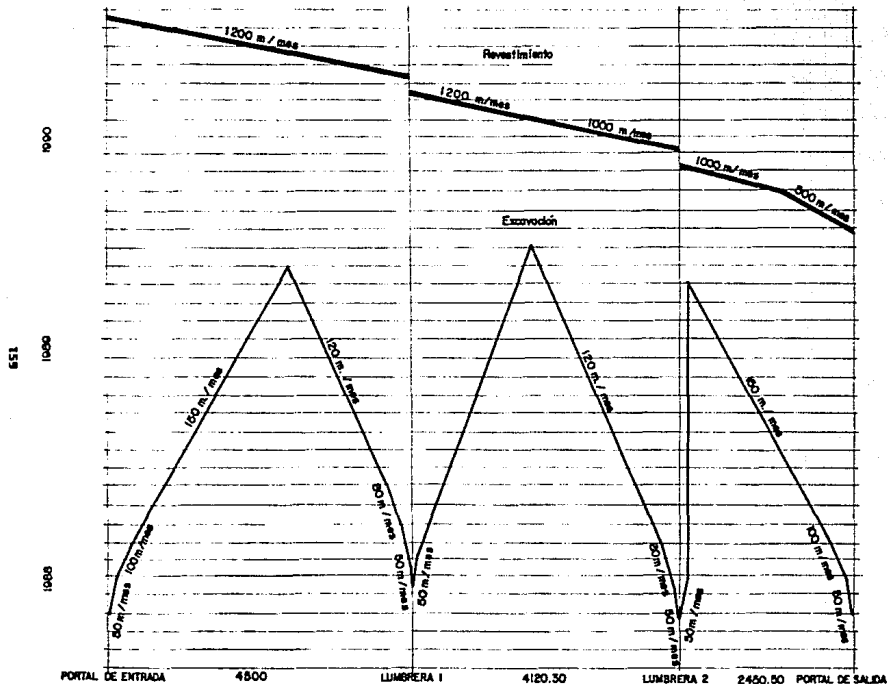


FIG. No. 41

PROGRAMA MENSUAL GRAFICO DE EXCAVACION

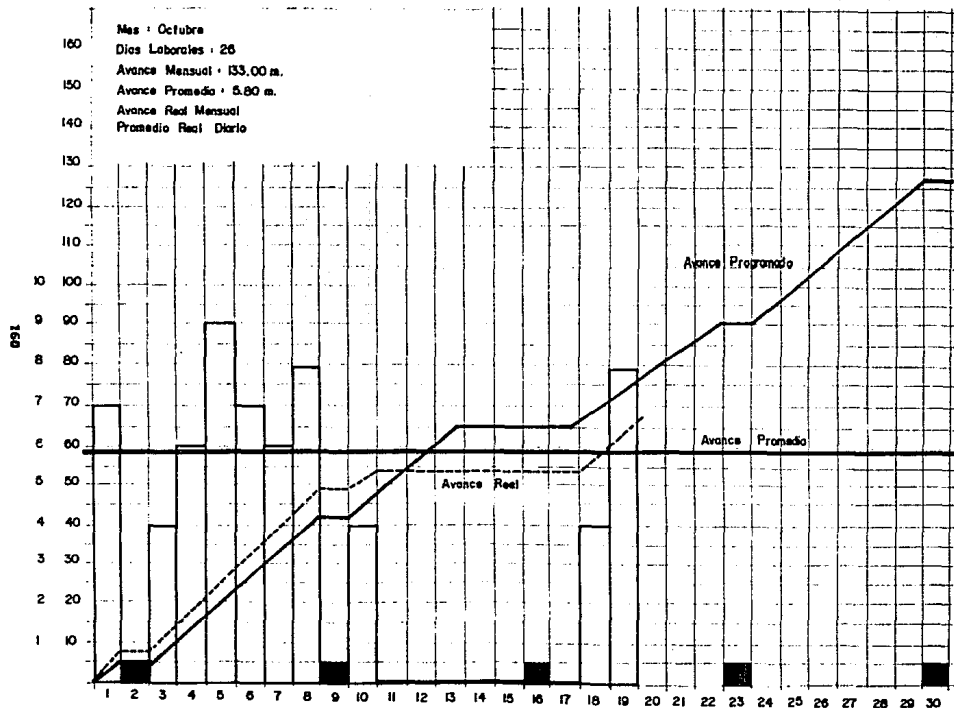


FIG. No. 42

TABLA XII

REPORTE DE CAMPO

FECHA: _____ CICLO No. _____

	INICIO (HR)	TERMINACION (HR)	DURACION (HR)
BARRIDACION Y LIMPIEZA	_____	_____	_____
CARGA Y CONEXION ELECTRICA	_____	_____	_____
VOLADURA	_____	_____	_____
VENTILACION	_____	_____	_____
RETRABAJO	_____	_____	_____
COLACION DE ADEJE	_____	_____	_____
TOPOGRAFIA Y MOV. DE EQUIPO	_____	_____	_____
DEMORAS	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____

CONSUMOS

EXPLOSIVOS

(TIPO DE EXPLOSIVOS Y CANTIDAD)

ESTOPINES

(TIPO Y No DE PIEZAS)

MADERA

(ESCUADRIA Y CANTIDAD)

No. DE BARRIDOS _____

PZA.

LONGITUD DE BARRIDACION _____

M.

AVANCE _____ M. DEL KM. _____

A KM. _____

CANTIDAD DE PERFORADORAS _____

PZA.

CANTIDAD DE MARCOS _____

PZA.

TURNO _____

EQUIPO USADO:

TABLA XIII
TABLA ANALITICA

FECHA: _____

CICLO	HORA													TOTAL- LES	OBSERV.											
		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18			19	20	21	22	23	24	1	2	3	4	5
BARRENACION Y LIMPIEZA																										
CARGA Y CONEXION ELEC.																										
VOLADURA																										
VENTILACION																										
REZAGA																										
COLOCACION DE ADEME																										
TOPOGRAFIA Y MOV.DE EQUI																										
DEMORAS																										

CONCEPTO	No. DE CICLO				TOTALES	OBSERV.
EXPLOSIVOS (KG)						
ESTOPINES (PZA)						
MADERA (P.T)						
MARCOS (PZA)						
RENDIMIENOS						
No. DE BARRENOS (KG)						
LONG. DE BARRENACION (M)						
No. DE PERFORADORAS (.2A)						
AVANCE (M)						
REND. DE PERF. (M/HR)						
AREA DE EXCAVACION (M2)						
CONSUMO EXPLOS. (KG/M3)						
VOL. REZAGADO (M3 ABUN)						
RENDIMIENTO REZAGADORA						
(M3/HR)						
DEMORAS (HR)						

TABLA XIV
 INFORME MENSUAL DE RESULTADOS

PERIODO DEL _____ AL _____
 AVANCE DEL MES _____ M DEL KM _____ AL _____

CICLO PROMEDIO

BARRENACION Y LIMPIEZA	_____	HR.
CARGA Y CONEXION ELECTRICA	_____	HR.
VOLADURA	_____	HR.
VENTILACION	_____	HR.
RELAGO	_____	HR.
COLOCACION DE ASERNE	_____	HR.
TOPOGRAFIA Y MOV. DE EQUIPO	_____	HR.

TOTALES:	_____	MES

No. DE CICLOS DURANTE EL MES: _____

RESULTADOS PROMEDIO

No. DE BARRENS POR CICLO	_____	PSA.
LONG. DE BARRENS POR CICLO	_____	M.
RENDIMIENTO DE PERFORACION	_____	M/HR
No. DE ESTOPINES POR CICLO	_____	PSA.
CONSUMO DE EXPLOSIVOS (TOTAL)	_____	KG.
CONSUMO DE EXPLOSIVOS (UNITARIO)	_____	KG/M3
RENDIMIENTOS DE REZAGADORA	_____	M3/HR
AVANCE	_____	M.

DEMORAS PRINCIPALES

	_____	HR.
	_____	HR.
	_____	HR.
	_____	HR.
	_____	HR.
	_____	HR.
TOTAL DEMORAS:	_____	HR.

TOTAL TIEMPO DISPONIBLE:	_____	HR.
TOTAL PROMEDIO:	_____	HR.
EFICIENCIA:	_____	

5.4. SUPERVISION DE OBRA.

En nuestro medio se entiende como supervisión de obra a los servicios profesionales relacionados con la inspección técnica de los trabajos que se efectúan durante el proceso constructivo.

La supervisión puede operar de diferentes maneras, dependiendo de las características de la organización que tengan los organismos o empresas privadas con que se contrate, por lo que es indispensable establecer con toda claridad los mecanismos de comunicación, alcances, responsabilidades específicas y línea de autoridad de la supervisión. Asimismo, el supervisor debe conocer y disponer de todos los documentos contractuales requeridos para que la obra se construya con la calidad y el tiempo pactados; contratos, planos, especificaciones, reglamentos y precios unitarios con sus alcances.

Uno de los aspectos más importantes de la supervisión, es el que tome un carácter preventivo, para lo cual debe tener una comunicación estrecha con el contratista en los trabajos de inspección que realice durante el proceso constructivo, de tal forma que la verificación del resultado no implique mayores complicaciones en las actividades de corrección que pudieran presentarse.

5.4.1 ALCANCES DE LA SUPERVISION.

En la construcción de túneles y generalmente en cualquier tipo de construcción, el supervisor es el representante del cliente y deposita su confianza en él.

La supervisión se hace responsable de:

- Exigir al constructor que las obras se realicen en apego al proyecto ejecutivo, con la calidad y en el tiempo pactados.
- Cuantificar y evaluar la obra ejecutada para efectos de estimación y pago.
- Promover la presentación de los programas de obra por parte del constructor.
- Manejo de la bitácora.
- Llevar registro de todo lo que acontezca relacionado con la obra.

Para cumplir con los trabajos encomendados es necesario conocer, además de los aspectos técnicos, los aspectos jurídicos y administrativos relacionados con la obra.

A continuación se mencionan los aspectos que son necesarios conocer por parte de la supervisión:

- Aspectos Jurídicos:
- Documentación presentada por la constructora para la contratación de la obra.
- Bases del contrato.

- Ley de obras públicas.
- Licencias y permisos para la construcción, para explotación de bancos, para caminos de acceso, etc.
- Aspectos Económicos:
 - Presupuesto.
 - Precios unitarios y sus alcances.
- Aspectos Técnicos:
 - Programa de obra (general y detalle).
 - Planos generales de localización.
 - Planos de procedimientos de construcción.
 - Planos estructurales.
 - Especificaciones.
 - Reglamento de construcción vigente.

Los aspectos mencionados anteriormente no son limitativos y estarán en función de los alcances que tenga el contrato de supervisión.

5.4.2. PROGRAMAS Y PRESUPUESTOS.

El control de programas y presupuestos es un aspecto importante en la construcción de túneles, por lo que es necesario que la presentación clara y oportuna de éstos, sea una de las condiciones que debe exigir la supervisión a la constructora.

El programa general de la obra, en el que se indica la fecha de iniciación y terminación de las actividades, debe venir acompañado de actividades. Asimismo, en los programas parciales o de detalle, se debe incluir el personal y equipo con el cual se van a realizar, para revisar y definir si los rendimientos presentados están dentro de la realidad y que exista una secuencia lógica de construcción.

Los programas y presupuestos están intrínsecamente ligados. La presentación de un presupuesto debe venir apoyado por números generadores; rendimientos, equipo, personal y materiales a utilizar en cada actividad. Una vez que se tiene esta información, debe vaciarse a un programa de erogaciones que debe concordar con los programas de obra para que de esta forma se pueda llevar el control presupuestal en forma similar y simultánea.

Las herramientas con que cuenta el supervisor para verificar la calidad de obra son los planos y especificaciones, con el auxilio de las observaciones de campo y del laboratorio de ensaye de materiales.

A medida que estas herramientas están lo más completas posibles, tendrá mayores posibilidades de llevar a buen término su trabajo; por lo que es obligación de la supervisión el revisar si estas herramientas son suficientes, si son explícitas, y proponer al proyectista las aclaraciones y mejoras que puedan efectuarse.

No bastan los planos y especificaciones, si no existe además una buena práctica de construcción; en otras palabras, si no se cuenta con un constructor que tenga experiencia en excavación de túneles y que cuente con la organización y recursos necesarios.

Las especificaciones constituyen una forma de comunicación entre el supervisor y el constructor, por lo que deben ser realistas y tomar en cuenta las variaciones que cabe esperar durante la construcción de un túnel; es decir, que se refleje en las tolerancias márgenes razonables de acuerdo con los procedimientos de construcción, así como al tipo de suelo y condiciones que pudieran presentarse. Su interpretación se facilitará en la medida que estén escritas en el lenguaje claro, preciso, consistente con los planos y aplicables al trabajo indicado.

La supervisión, por lo general, no está facultada para hacer cambios en los planos y especificaciones, pero es su obligación proponer modificaciones tendientes a mejorar la obra, en sus aspectos de calidad, costo y tiempo. Esto representa una práctica sana en cuanto al deslinde de responsabilidades y de respeto y reconocimiento al trabajo del diseñador, así como al de los especialistas que intervinieron en el proyecto ejecutivo.

5.5 CONTROL DE CALIDAD.

Las funciones del control de calidad de los materiales a utilizar en una obra, es la de verificar mediante pruebas físicas, químicas, radiográficas y visuales, que éstos cumplan con las características o calidades indicadas en las normas o especificaciones generales del proyecto.

Estas funciones tienen relación directa con la supervisión en obra, la cual para poder tomar decisiones, requiere de la entrega oportuna de los reportes que se generan de las pruebas efectuadas.

La supervisión y el control de calidad se complementan, pero generalmente los reportes de laboratorio son "fríos"; es decir, informan exclusivamente resultados sin incluir recomendaciones. Es necesario que en los reportes se incluyan esas recomendaciones o cualquier otro tipo de acción por parte del laboratorio, porque aún cuando el supervisor es el que toma la acción ante el constructor, el personal de control de calidad debe estar integrado y conocer las condiciones de la obra.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Una vez analizados todos los aspectos contenidos en este trabajo, nos damos cuenta de que tan importantes son, para la perforación de túneles, la maquinaria, el equipo y la mano de obra especializada; resulta ser de igual importancia para cualquier obra civil, aunque representa cierta atracción y mayor atención la construcción de túneles por la variedad de aspectos constructivos que hay que atender.

En términos generales, este estudio presenta lo más común en la construcción de túneles.

Para poder alcanzar las metas programadas dentro de cualquier proyecto llámese obra civil y/o electromecánica, es indispensable contar con equipo y mano de obra especializada que nos brinden el apoyo necesario en cada una de las actividades a desarrollar dentro y fuera de la obra. Por tales motivos se requiere tomar en consideración ciertos aspectos que serán fundamentales en ambas partes.

Para el buen funcionamiento de los equipos se debe prestar especial atención en lo concerniente a el mantenimiento de los mismos. Es necesario anticipar que el mantenimiento representa un costo que se debe analizar buscando el equilibrio con los costos de operación. Esto significa que el mantenimiento, requiere Control y Planeación, con diferentes teorías de aplicación y programación.

El mantenimiento tiene como objetivo, optimizar los recursos y minimizar costos; está representado por todas aquellas actividades que sistemáticamente tenemos que llevar a cabo, con el fin de lograr una operación continua, reduciendo al mínimo las reparaciones y prolongar la vida útil de la maquinaria.

Es consecuencia del mantenimiento de los equipos, se creen instalaciones de operación y administración de talleres de reparación y reconstrucción, así como las instalaciones de apoyo necesarias como son las de lubricación, almacenes, etc..

Es de vital importancia, para el buen funcionamiento de los equipos tomar en consideración lo referente a las cuestiones mecánicas, es decir, las reparaciones de los mismos, ya que éstas representan en gran medida a los costos por operación, incluyendo piezas y mano de obra. Estos costos se ven afectados por el tipo de aplicación, el grado de mantenimiento y la propia edad de los equipos.

Realizar las reparaciones antes o después de una falla significativa implica una disminución en el costo de operación ya que por lo contrario, éstas fallas pueden representar una disminución en los alcances de los programas de obra.

Habiendo observado una adecuada política de operación y mantenimiento, dichas reparaciones serán consecuencia directa del desgaste o fatiga normal de los componentes de los equipos.

Cabe hacer mención que cada fabricante de equipo proporciona una "Vida Útil" para su producto, de acuerdo con los estudios y pruebas realizadas a los mismos. En la práctica, ésta vida útil, se logra a base de programas de reparación y buen desempeño y conocimiento de los operadores del equipo.

Esto último es otro de los aspectos a considerarse; se debe partir y poner especial atención en lo que respecta a la contratación de los operadores de equipo; para lo cual se mencionan algunos aspectos fundamentales para dar efecto a lo anterior:

- Los principios fundamentales de mantenimiento respecto a la maquinaria que van a operar.
- La aplicación y limitaciones del equipo a su cargo.
- Deberán efectuar pruebas de operación, supervisada por algún Ingeniero ya sea civil o mecánico.
- Conocimiento de reporte diario de incidencias.
- Comprobar niveles y normas de seguridad previas al arranque del equipo, así como su equivalencia con otros sistemas.
- Exámen mecánico para determinar el nivel de conocimientos del funcionamiento del equipo en cuestión.
- Conocimiento de los alcances de los equipos.
- Verificación del estado último al término del turno.

En base a lo anterior podemos concluir que una operación eficiente combinada con la adecuada aplicación de los equipos, dará como resultado la producción, eficiencia y vida útil esperada.

En lo que respecta a la Ingeniería de Túneles podemos darnos cuenta de todos aquellos alcances que hacen posibles muchos servicios vitales, tanto submarinos como subterráneos; para los cuales, se tendrán que desarrollar nuevas técnicas y capacitar al personal para que los

trabajos que se emprendan sean con suma eficiencia y seguridad, garantizando sobre todo, el buen funcionamiento de todos los sistemas a emplear.

Es indiscutible el avance técnico desarrollado en los últimos años, en lo que respecta al equipo de perforación. En la actualidad, el uso de "Escudos" como herramienta para perforación de túneles, ha significado grandes ahorros de trabajo, tiempo y dinero; siendo estos dos últimos factores determinantes, ya que para cualquier constructor, el abatimiento de los mismos representa considerables ganancias.

La buena selección de equipo, maquinaria y mano de obra, no tan solo en la construcción de túneles, sino en general, representa la base de un buen procedimiento constructivo.

La experiencia obtenida en nuestro País ha dado grandes resultados, la cual aunada a las técnicas desarrolladas en el extranjero, han permitido en años recientes obtener avances más seguros, soportes y revestimientos mucho más adecuados, lo que representa mayor economía en la perforación de túneles; así como el tener un panorama más amplio en la selección de los equipos y en el manejo adecuado en cuanto a mano de obra capacitada se refiere. Por consiguiente, ha sido elemental dicha experiencia en la formación de nuevas obras subterráneas; tales son los casos de los mismos túneles de Arteaga y Salazar; las redes del Sistema de Transporte Colectivo (Metro); las diversas obras hidráulicas, etc., lo que sin duda, ha significado grandes logros y esfuerzos a favor de la Ingeniería de Túneles.

Debido a la complejidad del subsuelo en el área urbana de nuestra ciudad, por las diversas características estratigráficas y mecánicas, no se ha podido estandarizar algún procedimiento de perforación de túneles ni de maquinaria a utilizar; pero ha sido en base a estudios estratigráficos como se han logrado determinar los métodos de perforación a emplear, y por consiguiente, el equipo, maquinaria y mano de obra necesarios para cada tipo de zona por perforar.

Sea cual fuere el procedimiento a utilizar, se deberá prestar especial cuidado en la planeación de los programas de utilización de equipo y mantenimiento, procedimiento constructivo y selección de personal.

Por último, es importante recalcar que la construcción de túneles es una de las ramas de la Ingeniería que requiere de la utilización de un gran número de disciplinas técnicas, derivadas de las mismas características de las obras; y es la combinación de las diferentes áreas y actividades técnicas lo que da como resultado la necesidad de contar con la colaboración de un equipo interdisciplinario si se quiere garantizar el éxito en la construcción de túneles.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C. " Túneles y Excavaciones Subterráneas " Curso de Victor Hardy. México, D.F., 1985.
- 2.- Biblioteca Internacional del Ingeniero Civil. Tomo I David A. Day, P.E. Profesor de Ingeniería Civil Universidad de Denver. 1987.
- 3.- Biblioteca Internacional del Ingeniero Civil. Tomo II David A. Day. P.E. Profesor de Ingeniería Civil Universidad de Denver. 1987.
- 4.- Manual del Ingeniero Civil Volumen III Frederick S. Merritt. Consulting Engineer, Syosset, N.Y. 1984.
- 5.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. " Túneles en Suelos Blandos y Firmes " México, D.F. 1981.
- 6.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C. "Trascendencia Futura, Estado del Arte y Desarrollo de las Obras Subterráneas en México", 1983.
- 7.- Apuntes del Seminario de Escudos y Topos, México, D.F. 1988.
- 8.- Publicación de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, "La Estática de los Túneles", G. Lombardi. México, D.F., 1974.
- 9.- "Manual de Rendimiento Caterpillar". Edición 21, Publicación CAT preparada por Caterpillar Inc., Peoria, Illinois, EUA. Octubre de 1990.
- 10.- "Manual de Costos y Precios en la Construcción 1989." Editorial Limusa. Carlos Suárez Salazar. México, D.F. Abril de 1989.
- 11.- "Costos y Procedimientos de Construcción en las Vías Terrestres." Secretaría de Asentamientos Humanos y obras Públicas. Dirección General de Comunicación Social; Subdirección de Comunicación Gráfica.