



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.

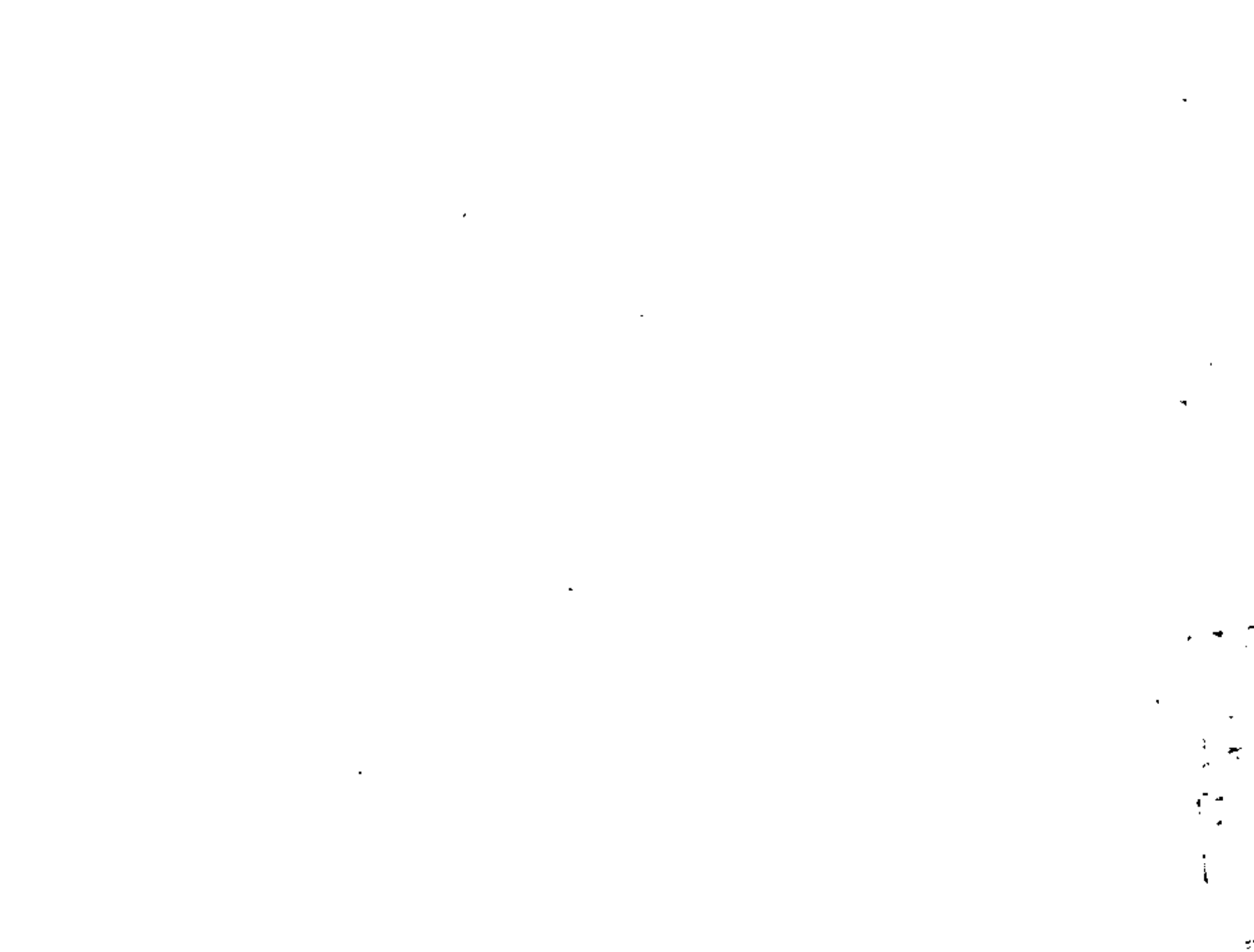


CONSTRUCCION DE TUNELES

INTRODUCCION

ING. JORGE GAMBOA CH.

JUNIO, 1979



TUNELES - ANTECEDENTES HISTORICOS

LA CONSTRUCCION DE TUNELES SE REMONTA HASTA LOS TIEMPOS PREHISTORICOS, CUANDO EL HOMBRE PRIMITIVO, BUSCANDO ABRIGO Y PROTECCION CONTRA SUS ENEMIGOS, EXCAVO CUEVAS O BIEN AGRANDO ALGUNAS EXISTENTES.

EL TUNEL MAS ANTIGUO, ES QUIZA EL CONSTRUIDO EN LA ANTIGUA BABILONIA, HACE MAS O MENOS 4,000 AÑOS, POR LA REINA SEMIRAMIS, O NABUCODONOSOR. ESTE TUNEL, PASANDO POR DEBAJO DEL EUFRATES COMUNICABA AL PALACIO REAL, CON EL TEMPLO DE JUPITER. SU LONGITUD ERA DE 1 KILOMETRO Y SU SECCION DE 3.6 x 4.5 M.

PARA LA CONSTRUCCION, EL RIO EUFRATES, FUE DESVIADO; LAS PAREDES DEL TUNEL FUERON DE LADRILLO PEGADOS CON UN MORTERO BITUMINOSO Y EL TECHO FORMADO POR UNA BOVEDA. ES DE SUPONERSE QUE PARA ESA EPOCA, LOS BABILONIOS TENIAN BASTANTE HABILIDAD EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES, COMO PRODUCTO DE EXPERIENCIAS ANTERIORES.

EN JERUSALEM, EZEQUIAS, REY DE JUDEA, HACE 2,700 AÑOS, CONSTRUYO UN TUNEL DE 200 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 0.70 x 0.70 M., SERVIA PARA CONducir AGUA DESDE UN MANANTIAL CERCANO. POR ESA EPOCA, LOS GRIEGOS CONSTRUYERON, PARA EL MISMO PROPOSITO UN TUNEL, DE 1,500 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 1.8 x 1.8 M., EN LA ISLA DE SAMOS.

LOS ROMANOS EMPLEARON NUMEROSOS TUNELES EN SUS ACUEDUCTOS, ESPECIALMENTE INTERESANTE, ES EL CONSTRUIDO POR EL EMPERADOR ADRIANO PARA DAR AGUA A ATENAS, HACE 1,800 AÑOS Y QUE, RECONSTRUIDO EN 1925, AUN PRESTA SERVICIO; ANTES DE ESTE, SE HABIA PERFORADO UN TUNEL CARRETERO, EN LA COLINA DE POLISIPO, DE 900 M. DE LONGITUD Y 7.5 M. DE ANCHO, PARA EL CAMINO DE NAPOLLES A POZZUOLI.

LA HABILIDAD DE LOS ROMANOS PARA EL TUNELEO LLEGA A MEXICO, A TRAVES DE LOS ESPAÑOLES, Y SE REFLEJA EN LA ENORME CANTIDAD DE GALERIAS CONSTRUIDAS EN NUESTRO PAIS PARA LAS EXPLOTACIONES MINERAS.

UN EJEMPLO NOTABLE DE ESTA HABILIDAD SE TIENE EN LA CONSTRUCCION DEL DESAGUE DE LA CIUDAD DE MEXICO, EN NOCHISTONGO, CON EL PROPOSITO DE LIBRARLA DE LAS GRANDES INUNDACIONES QUE PERIODICAMENTE PADECIA.

UNA PARTE DEL DESAGUE SE HIZO POR UN TUNEL DE 3.5 x 3.5 M. Y 6,600 M. DE LONGITUD. EL VIRREY DON LUIS DE VELASCO INICIO LOS TRABAJOS EL 30 DE NOVIEMBRE DE 1607 LA OBRA, ENCOMENDADA A ENRICO MARTINEZ (HEINRICH MARTIN, HAMBURGUES) FUE TERMINADA EL 17 DE SEPTIEMBRE DE 1608. SE EXCAVARON UN GRAN NUMERO DE LUMBRERAS Y, SEGUN TESTIMONIOS SE EMPLEARON MAS DE 400,000 INDIOS EN SU CONSTRUCCION.

EL BARON DE HUMBOLT, EXPRESO SU ADMIRACION POR LA OBRA EN FORMA UN TANTO AMBIGUA COMENTANDO QUE "AUN EN EUROPA LLAMARIA LA ATENCION DE LOS INGENIEROS AL PERFORAR 6,600 METROS CON MAS DE 10 M2 DE SECCION EN MENOS DE UN AÑO"

POR RAZONES POLITICAS LA OBRA NO SE CONTINUO Y NO FUE REVESTIDO EL TUNEL POSTERIORMENTE, POR ORDENES DEL VIRREY MARQUES DE GELVES EL TUNEL SE TAPONO OCASIONANDO LA INUNDACION DE 1629, QUE DURO 6 AÑOS Y CASI ACABO CON LA CIUDAD DE MEXICO.

EN EPOCAS MAS RECIENTES Y EN EL ARRANQUE DE LA ERA TECNOLOGICA, LA APARICION DEL FERROCARRIL, CON SUS LIMITACIONES DE PENDIENTE, INCREMENTO LA CONSTRUCCION DE TUNELES. EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL DE TRACCION ANIMAL FUE CONSTRUIDO EN FRANCIA PARA LA LINEA RUAN ANDRESSIEUX EN 1826 Y EN 1829, EN LA LINEA LIVERPOOL-MANCHESTER SE CONSTRUYO EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL CON TRACCION A VAPOR.

EN 1842, EL ING. BRUNEL TERMINO UN TUNEL DE 2^o CARRILES BAJO EL RIO TAMESIS, EN LONDRES. EN ESTE TUNEL DE 150 M. DE LONGITUD CON SECCION DE -- 11.3 M. x 6.7 M., SE EMPLEO UN ESCUDO RECTANGULAR INVENTADO POR EL PROPIO BRUNEL. GREATHEAD PERFECCIONO EL METODO USANDO UN ESCUDO CILINDRICO CON TODO EXITO, EN LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE LA TORRE, BAJO EL MISMO RIO, UTILIZANDO DOVELAS DE HIERRO FUNDIDO COMO RECUBRIMIENTO.

LA NECESIDAD DE GRANDES TUNELES EXIGIO EL DESARROLLO DE NUEVAS TECNICAS Y HERRAMIENTAS Y ASI, DURANTE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE MONT CENIS, ENTRE FRANCIA E ITALIA Y EMPEZANDO EN 1857, EL TALADRO HIDRAULICO FUE INTRODUCIDO Y FUE SEGUIDO POR LA PISTOLA NEUMATICA PERFECCIONADA POR -- SOMMELLIER, POR OTRA PARTE LA DINAMITA FUE INVENTADA POR NOBEL EN 1864 -- Y, COMO RESULTADO, DE TODO LO ANTERIOR, EL NUEVO TUNEL FUE ABIERTO AL -- TRANSITO DE TRENES EN 1871.

LA CONSTRUCCION DE LOS GRANDES TUNELES ALPINOS; GOTARDO, SIMPLON Y LOTSCHBERG EN SUIZA, SEMMENOG, TAUERN EN AUSTRIA; RONCO, COL-DI-TENDA EN ITALIA, ETC., PROPICIO EL DISEÑO DE EQUIPOS Y TECNICAS DE CONSTRUCCION MAS EFICIENTES QUE LAS PRECEDENTES Y ASI MISMO EL DESARROLLO DE LA TEORIA DE LA PRESION DE ROCAS, ANALISIS ESTRUCTURAL Y DIMENSIONAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO DE TUNELES.

CON EL ADVENIMIENTO DEL AUTOMOVIL Y LA CONSECUENTE CONSTRUCCION DE GRANDES AUTOPISTAS, HA SIDO NECESARIO PERFORAR UN GRAN NUMERO DE TUNELES CARRETEROS DE GRAN SECCION. LA MISMA NECESIDAD SE HA PRESENTADO EN LA -- CONSTRUCCION DE LOS GRANDES ACUEDUCTOS ACTUALES, SISTEMAS DE DRENAJE, -- PRESAS, PLANTAS HIDROELECTRICAS, ETC., SIN EMBARGO, ES EN LAS GRANDES -- CIUDADES EN DONDE EL INCREMENTO EN LA PERFORACION DE TUNELES HA SIDO MAS ESPECTACULAR CON LOS USADOS PARA LOS FERROCARRILES URBANOS (METRO), DRENAJES, ETC., LA TENDENCIA GENERAL ES AL USO DEL SUB-SUELO, PARA ALOJAR --

EN EL VIAS MASIVAS DE COMUNICACION, ENTRADA DE BIENES Y SALIDA DE DESPERDICIOS, ALMACENAMIENTO DE MERCANCIAS, ESTACIONAMIENTOS, TANQUES PARA LA REGULACION DE AGUAS DE LLUVIA, ETC.

ASI PUES, PUEDE ASEGURARSE QUE LA PERFORACION DE TUNELES EN LAS GRANDES URBES APENAS COMIENZA.

UNA ESPECIAL ATENCION SE LE HA DADO EN EL ULTIMO CUARTO DE SIGLO A LOS METODOS RAPIDOS DE TUNELES CON UN CONTINUO PERFECCIONAMIENTO DE LOS EQUIPOS, TAMTO PARA EL METODO CONVENCIONAL COMO CON ESCUDOS Y TOPOS.

ACTUALMENTE EL PROYECTO MAS AMBICIOSO EN EJECUCION ES EL TUNEL QUE LOS JAPONESES ESTAN HACIENDO PARA COMUNICAR SUS DOS ISLAS MAYORES HOKKAIDO Y HONSHU. EL TUNEL TIENE 34.5 KM. Y PASA BAJO EL ESTRECHO DE TSUGARU.

CLASIFICACION DE LOS TUNELES.

LAS ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS SE PUEDEN CLASIFICAR EN PRIMERA INSTANCIA - EN CUATRO CATEGORIAS:

A) AQUELLAS EMPLEADAS EN LA INDUSTRIA MINERA.

DENTRO DE ESTAS, ALGUNAS COMPRENDEN PASAJES MAS O MENOS PERMANENTES QUE SIRVEN DE REDES DE TRANSPORTE DEL MINERAL OBTENIDO, Y OTRAS, EN LAS ZONAS DE EXPLOTACION, CAMBIAN CONTINUAMENTE DE ACUERDO CON LAS VETAS; EN ESTAS ULTIMAS EL SISTEMA DE SOPORTE, CUANDO LO TIENEN ES PROVISIONAL.

EXISTE UNA DIFERENCIA BASICA ENTRE LAS ESTRUCTURAS DESCRITAS ANTES Y LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHO; EL PROPOSITO DE LA MINERA, ES LA EXPLOTACION DE LOS MINERALES, Y LAS CAVIDADES HECHAS SON UN SUB-PRODUCTO INDESEABLE, YA QUE CREAN EL PROBLEMA ADICIONAL DE UN MANTENIMIENTO SUB-SECUENTE, PARA PREVENIR EL COLAPSO DEL SISTEMA ENTERO. POR OTRA PARTE LOS TUNELES SON CONSTRUIDOS CASI INVARIABLEMENTE COMO ESTRUCTURAS PERMANENTES, CUYO OBJETIVO BASICO, ES LA EXCAVACION DE CAVIDADES ADECUADAS PARA EL TRANSITO O LA TRANSPORTACION, CUYO PRODUCTO INDESEABLE ES EL MATERIAL.

B) LA 2a. CATEGORIA DE ESTRUCTURAS SUB-TERRANEAS, ESTA CONSTITUIDA POR LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHO, CUYAS CARACTERISTICAS TIPICAS, FUERON DESCRITAS ANTES.

C) LA 3a. CATEGORIA COMPRENDE AQUELLAS ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS QUE, O BIEN PUEDEN PROPORCIONAR PROTECCION CONTRA ATAQUES AEREO O PERSONAS, MATERIALES, Y AUN A FABRICAS ENTERAS DE IMPORTANCIA ESTRATEGICA, DESDE EL PUNTO DE VISTA MILITAR, O BIEN SIRVEN PARA ALOJAR INS-

TALACIONES COMO ES EL CASO DE CASAS DE MAQUINAS EN LOS SISTEMAS HIDRO ELECTRICOS.

D) FINALMENTE, EN LAS GRANDES CIUDADES HA SIDO INDISPENSABLE EL USO DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS PARA DIFERENTES SERVICIOS, EJEMPLOS TIPICOS DE ELLAS SON ESTACIONAMIENTOS, GARAGES, BODEGAS, ETC.

TUNELES

LOS TUNELES PUEDEN SER DEFINIDOS DE UNA MANERA SIMPLE COMO "ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS DEDICADAS AL TRANSPORTE DE PERSONAS O BIENES Y CONSTRUIDAS, GENERALMENTE, SIN AFECTAR LA SUPERFICIE".

LAS DEMANDAS DE TRANSPORTES DE PASAJEROS Y BIENES SE HAN INCREMENTADO NOTABLEMENTE EN LOS ULTIMOS TIEMPOS Y EL PROPOSITO DE LOS TUNELES ES ASEGURAR ESA TRANSPORTACION A TRAVES DE CIERTOS OBSTACULOS. ESTOS OBSTACULOS PUEDEN SER, MONTAÑAS, RIOS, AREAS URBANAS DENSAMENTE POBLADAS, ETC.

DEPENDIENDO DE SU FINALIDAD, LOS TUNELES PUEDEN DIVIDIRSE EN 2 GRUPOS PRINCIPALES:

- 1.- TUNELES PARA TRANSITO Y
- 2.- TUNELES PARA CONDUCCION

QUE A SU VEZ QUEDAN CLASIFICADOS COMO SIGUE:

- 1.- TUNELES PARA TRANSITO
 - A) TUNELES PARA FERROCARRIL

7

- B) TUNELES PARA CAMINOS
- C) TUNELES PARA PEATONES
- D) TUNELES PARA NAVEGACION
- E) TUNELES PARA METRO

2.- TUNELES PARA TRANSPORTE

- A) TUNELES DE PRESION PARA CENTRALES HIDROELECTRICAS
- B) TUNELES PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA
- C) TUNELES PARA DRENAJE
- D) TUNELES PARA ALOJAR INSTALACIONES DIVERSAS, PARA SERVICIOS PUBLICOS-
ENERGIA, COMUNICACIONES, ETC.
- E) TUNELES PARA TRANSPORTE DE MERCANCIAS Y MATERIALES EN CIUDADES Y - -
PLANTAS INDUSTRIALES.

TUNELES - ANTECEDENTES HISTORICOS

LA CONSTRUCCION DE TUNELES SE REMONTA HASTA LOS TIEMPOS PREHISTORICOS, CUANDO EL HOMBRE PRIMITIVO, BUSCANDO ABRIGO Y PROTECCION CONTRA SUS ENEMIGOS, EXCAVO CUEVAS O BIEN AGRANDO ALGUNAS EXISTENTES.

EL TUNEL MAS ANTIGUO, ES QUIZA EL CONSTRUIDO EN LA ANTIGUA BABILONIA, HACE MAS O MENOS 4000 ANOS, POR LA REINA SEMIRAMIS, O NABUCODONOSOR. ESTE TUNEL, PASANDO POR DEBAJO DEL EUFRATES COMUNICABA AL PALACIO REAL, CON EL TEMPLO DE JUPITER. SU LONGITUD ERA DE 1 KILOMETRO Y SU SECCION DE 3.6 X 4.5 M.

PARA LA CONSTRUCCION, EL RIO EUFRATES, FUE DESVIADO; LAS PAREDES DEL TUNEL FUERON DE LADRILLO PEGADOS CON UN MORTERO BITUMINOSO Y EL TECHO FORMADO POR UNA BOVEDA. ES DE SUPONERSE QUE PARA ESA EPOCA, LOS BABILONIOS TENIAN BASTANTE HABILIDAD EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES, COMO PRODUCTO DE EXPERIENCIAS ANTERIORES.

EN JERUSALEM, EZEQUIAS, REY DE JUDEA, HACE 2,700 ANOS, CONSTRUYO UN TUNEL DE 200 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 0.70 X 0.70 M., SERVIA PARA CONducIR AGUA DESDE UN MANANTIAL CERCANO. POR ESA EPOCA, LOS GRIEGOS CONSTRUYERON, PARA EL MISMO PROPOSITO UN TUNEL, DE 1,500 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 1.8 X 1.8 M., EN LA ISLA DE SAMOS.

9

LOS ROMANOS EMPLEARON NUMEROSOS TUNELES EN SUS ACUEDUCTOS, ESPECIALMENTE INTERESANTE, ES EL CONSTRUIDO POR EL EMPERADOR ADRIANO PARA DAR AGUA A ATENAS, HACE 1,800 AÑOS Y QUE, RECONSTRUIDO EN 1925, AUN PRESTA SERVICIOS; ANTES DE ESTE, SE HABIA PERFORADO UN TUNEL CARRETERO, EN LA COLINA DE POLISIPO, DE 900 M. DE LONGITUD Y 7.5 M. DE ANCHO, PARA EL CAMINO DE NAPOLES A POZZUOLI.

LA HABILIDAD DE LOS ROMANOS PARA EL TUNELEO LLEGA A MEXICO, A TRAVES DE LOS ESPANOLES, Y SE REFLEJA EN LA ENORME CANTIDAD DE GALERIAS CONSTRUIDAS EN NUESTRO PAIS PARA LAS EXPLOTACIONES MINERAS.

LA APARICION DEL FERROCARRIL, CON SUS LIMITACIONES DE PENDIENTE, INCREMENTO LA CONSTRUCCION DE TUNELES. EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL DE TRACCION ANIMAL FUE CONSTRUIDO EN FRANCIA PARA LA LINEA RUAN ANDRESSIEUX EN 1826 Y EN 1829, EN LA LINEA LIVERPOOL-MANCHESTER SE CONSTRUYO EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL CON TRACCION A VAPOR.

EN 1842, EL ING. BRUNEL TERMINO UN TUNEL DE 2 CARRILES BAJO EL RIO TAMESIS, EN LONDRES. EN ESTE TUNEL DE 150 M. DE LONGITUD CON SECCION DE 11.3 M. X 6.7 M., SE EMPLEO UN ESCUDO RECTANGULAR INVENTANDO POR EL PROPIO BRUNEL. GREATHEAD PERFECCIONO EL METODO USANDO UN ESCUDO CILINDRICO, CON TODO EXITO, EN LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE LA TORRE, BAJO EL MISMO RIO, UTILIZANDO DOVELAS DE HIERRO FUNDIDO COMO RECUBRIMIENTO.

LA NECESIDAD DE GRANDES TUNELES EXIGIO EL DESARROLLO DE NUEVAS TECNICAS Y HERRAMIENTAS Y ASI, DURANTE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE MONT CENIS, ENTRE FRANCIA E ITALIA Y EMPEZANDO EN 1857, EL TALADRO HIDRAULICO FUE INTRODUCIDO Y FUE SEGUIDO POR LA PISTOLA NEUMATICA PERFECCIONADA POR SOMMELLIER, POR OTRA PARTE LA DINAMITA FUE INVENTADA POR NOBEL EN 1864 Y, COMO RESULTADO, DE TODO LO ANTERIOR, EL NUEVO TUNEL FUE ABIERTO AL TRANSITO DE TRENES EN 1871.

LA CONSTRUCCION DE LOS GRANDES TUNELES ALPINOS, GOTARDO, SIMPLON Y LOTSCHBERG EN SUIZA; SEMMENOG, TAUERN EN AUSTRIA; RONCO, CUL-DI-TENDA EN ITALIA, ETC., PROPICIO EL DISENO DE EQUIPOS Y TECNICAS DE CONSTRUCCION MAS EFICIENTES QUE LAS PRECEDENTES Y ASI MISMO EL DESARROLLO DE LA TEORIA DE LA PRESION DE ROCAS, ANALISIS ESTRUCTURAL Y DIMENSIONAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO DE TUNELES.

CON EL ADVENIMIENTO DEL AUTOMOVIL Y LA CONSECUENTE CONSTRUCCION DE GRANDES AUTOPISTAS, HA SIDO NECESARIO PERFORAR UN GRAN NUMERO DE TUNELES CARRETEROS DE GRAN SECCION. LA MISMA NECESIDAD SE HA PRESENTADO EN LA CONSTRUCCION DE LOS GRANDES ACUEDUCTOS ACTUALES, SISTEMAS DE DRENAJES, PRESAS, PLANTAS HIDROELECTRICAS, ETC., SIN EMBARGO, ES EN LAS GRANDES CIUDADES EN DONDE EL INCREMENTO EN LA PERFORACION DE TUNELES HA SIDO MAS ESPECTACULAR CON LOS USADOS PARA LOS FERROCARRILES URBANOS (METRO), DRENAJES, ETC., LA TENDENCIA GENERAL ES AL USO DEL SUB-SUELO, PARA ALOJAR EN EL VIAS MASIVAS DE COMUNICACION, ENTRADA DE BIENES Y SALIDA DE DESPERDICIOS, ALMACENAMIENTO DE MERCANCIAS,

ESTACIONAMIENTOS, TANQUES PARA LA REGULACION DE AGUAS DE LLUVIA ETC.

ASI PUES, PUEDE ASEGURARSE QUE LA PERFORACION DE TUNELES EN LAS GRANDES URBES APENAS COMIENZA.

UNA ESPECIAL ATENCION SE LE HA DADO EN EL ULTIMO CUARTO DE SIGLO A LOS METODOS RAPIDOS DE TUNELES CON UN CONTINUO PERFECCIONAMIENTO DE LOS EQUIPOS, TANTO PARA EL METODO CONVENCIONAL COMO CON ESCUDOS Y TOPOS.

ACTUALMENTE EL PROYECTO MAS AMBICIOSO EN EJECUCION ES EL TUNEL QUE LOS JAPONESES ESTAN HACIENDO PARA COMUNICAR SUS DOS ISLAS MAYORES HOKHAIDO Y HONSHU. EL TUNEL TIENE 34.5 KM. Y PASA BAJO EL ESTRECHO DE TSUGARU.

CLASIFICACION DE LOS TUNELES.

LAS ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS SE PUEDEN CLASIFICAR EN PRIMERA INSTANCIA EN CUATRO CATEGORIAS:

A) AQUELLAS EMPLEADAS EN LA INDUSTRIA MINERA.

DENTRO DE ESTAS, ALGUNAS COMPRENDEN PASAJES MAS O MENOS PERMANENTES QUE SIRVEN DE REDES DE TRANSPORTE DEL MINERAL OBTENIDO Y OTRAS, EN LAS ZONAS DE EXPLOTACION, CAMBIAN CONTINUAMENTE DE ACUERDO CON LAS VETAS; EN ESTAS ULTIMAS EL SISTEMA DE SOPORTE, CUANDO LO TIENEN ES PROVISIONAL.

EXISTE UNA DIFERENCIA BASICA ENTRE LAS ESTRUCTURAS DESCRITAS ANTES Y LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHS; EL PROPOSITO DE LA MINERA, ES LA EXPLOTACION DE LOS MINERALES, Y LAS CAVIDADES HECHAS SON UN SUB-PRODUCTOS INDESEABLES, YA QUE CREAN EL PROBLEMA ADICIONAL DE UN MANTENIMIENTO SUB-SECUENTE, PARA PREVENIR EL COLAPSO DEL SISTEMA ENTERO. POR OTRA PARTE LOS TUNELES SON CONSTRUIDOS CASI INVARIABLEMENTE COMO ESTRUCTURAS PERMANENTES, CUYO OBJETIVO BASICO, ES LA EXCAVACION DE CAVIDADES ADECUADAS PARA EL TRANSITO O LA TRANSPORTACION, CUYO PRODUCTO INDESEABLE ES EL MATERIAL.

B) LA 2A. CATEGORIA DE ESTRUCTURAS SUB-TERRANEAS, ESTA CONSTITUIDA POR LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHS, CUYAS CARACTERISTICAS TIPICAS, FUERON DESCRITAS ANTES.

C) LA 3A. CATEGORIA COMPRENDE AQUELLAS ESTRUCTURAS SUBTERRA-

NEAS QUE, O BIEN PUEDEN PROPORCIONAR PROTECCION CONTRA ATAQUES AEREOS O PERSONAS, MATERIALES; Y AUNTA FABRICAS ENTERAS DE IMPORTANCIA ESTRATEGICA, DESDE EL PUNTO DE VISTA MILITAR, O BIEN SIRVEN PARA ALOJAR INSTALACIONES COMO ES EL CASO DE CASAS DE MAQUINAS EN LOS SISTEMAS HIDROELECTRICOS.

D) FINALMENTE, EN LAS GRANDES CIUDADES HA SIDO INDISPENSABLE EL USO DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS PARA DIFERENTES SERVICIOS. EJEMPLOS TIPICOS DE ELLAS SON ESTACIONAMIENTOS, GARAGES, BODEGAS, ETC.

TUNELES

LOS TUNELES PUEDEN SER DEFINIDOS DE UNA MANERA SIMPLE COMO "ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS AL TRANSPORTE DE PERSONAS O BIENES Y CONSTRUIDAS, GENERALMENTE, SIN AFECTAR LA SUPERFICIE".

LAS DEMANDAS DE TRANSPORTES DE PASAJEROS Y BIENES SE HAN INCREMENTANDO NOTABLEMENTE EN LOS ULTIMOS TIEMPOS Y EL PROPOSITO DE LOS TUNELES ES ASEGURAR ESA TRANSPORTACION A TRAVES DE CIERTOS OBSTACULOS. ESTOS OBSTACULOS PUEDEN SER, MONTAÑAS, RIOS, AREAS URBANAS DENSAMENTE POBLADAS, ETC.

DEPENDIENDO DE SU FINALIDAD, LOS TUNELES PUEDEN DIVIDIRSE EN 2 GRUPOS PRINCIPALES:

- 1.- TUNELES PARA TRANSITO Y
- 2.- TUNELES PARA CONDUCCION.

QUE A SU VEZ QUEDAN CLASIFICADOS COMO SIGUE:

1.- TUNELES PARA TRANSITO

- A) TUNELES PARA FERROCARRIL
- B) TUNELES PARA CAMINOS
- C) TUNELES PARA PEATONES
- D) TUNELES PARA NAVEGACION
- E) TUNELES PARA METRO

2.- TUNELES PARA TRANSPORTE

- A) TUNELES DE PRESION PARA CENTRALES HIDROELECTRICAS.
- B) TUNELES PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA
- C) TUNELES PARA DRENAJE
- D) TUNELES PARA ALOJAR INSTALACIONES DIVERSAS, PARA SERVICIOS PUBLICOS; ENERGIA, COMUNICACIONES, ETC.
- E) TUNELES PARA TRANSPORTE DE MERCANCIAS Y MATERIALES EN CIUDADES Y PLANTAS INDUSTRIALES.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

PROF. ING. LUIS VIEITEZ

JULIO, 1979



2. ESTUDIOS PREVIOS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

2.0 Antes de tratar el tema de este capítulo, conviene resaltar algunas características inherentes a la construcción de túneles.

2.0.1 De todas las áreas de construcción pesada, la de obras subterráneas y túneles es la más riesgosa, porque contiene muchos imponderables. Sin embargo, el contratista siente una especial atracción por ella, quizá porque, como el buscador de oro, siempre espera que detrás de un gran riesgo puede encontrarse una jugosa ganancia.

2.0.2 Las decisiones que han de tomarse en la planeación y en el cálculo del costo de este tipo de obras, son de carácter complejo, dado que deben considerar y ponderar aspectos tan disímolos -- como por ejemplo el impredecible comportamiento de una geología heterogénea, la selección del método de tunicado más adecuado, o las consecuencias, en el avance, de la descompostura de un determinado equipo.

Para ilustrar mejor lo que esto significa, véase la figura 1, -- en la que se presentan, en forma gráfica, los datos estadísticos del Bureau of Reclamation de EEUU sobre concursos de obras de distinto tipo, efectuados entre 1965 y 1970. Para cada tipo se presenta el valor del concurso como porcentaje del valor calculado por el cliente. La diferencia entre el valor medio del concurso y el cálculo del cliente es máxima en el caso de túneles. También en este caso, es máxima la dispersión de valores respecto al valor medio.

Esta información, como otras sobre el mismo tópico, revelan que existe un alto grado de incertidumbre entre los contratistas y los propietarios en el momento de estimar las dificultades y el costo de construcción, cuando de túneles se trata.

2.0.3 En túneles, más que en cualquier otra obra de ingeniería, el método de construcción determina el diseño y viceversa. Es decir, hay una alta dependencia entre los dos. Pero además, por ser obras que están enteramente "encerradas" en un ambiente natural, -en un ambiente geológico-, al que se tiene poco o ningún acceso de antemano, su construcción depende de la reacción de ese ambiente, la cual, en gran medida, se va conociendo conforme se manifiesta, y no antes. Es por ello, que el diseño en túneles está dado sólo en parte previo a la construcción, porque durante ésta es posible que reacciones no previstas del ambiente geológico obliguen a ajustar o incluso modificar radicalmente el diseño previo.

Es necesario aceptar, pues, que, diseño -construcción- geológica, es una relación de interdependencia dinámica, que se mantiene viva, en evolución, durante toda la ejecución de una obra subterránea, de un túnel. En varios casos ésta relación persiste -especialmente la de los dos extremos de la terna-, durante la operación de la obra.

2.0.4 Aceptar estas características, inherentes a las obras de túneles, no es, como pudiera suponerse, cosa fácil. Todos los esfuerzos que se hacen en el presente por perfeccionar los métodos de contratación en este tipo de construcción tienen, primero, que vencer la resistencia a aceptarlas, y es que hacerlo, supone aceptar también una responsabilidad compartida del cliente, el proyectista y el constructor, y esto no siempre se hace evidente a priori.

2.0.5 No se piense por esto que el panorama es pesimista. Todo lo contrario. El número de obras de túneles promete multiplicarse enormemente en el futuro inmediato (ver tabla 1) y en todo el mundo hay gente dedicada a encontrar respuesta a los problemas que hoy todavía se plantean dentro de las diversas

facetas de estos trabajos de la Ingeniería civil. En todo lo que va del siglo los adelantos han sido notables, pero los han sido más en los últimos diez años y habremos de ver progresos sorprendentes en los años por venir.

2.0.6 La Ingeniería de Suelos y la de Rocas, la Ingeniería Geológica, la Investigación de Operaciones, la Ingeniería Mecánica, son solo algunas de las muchas ramas que están aportando nuevos elementos al "arte de las obras subterráneas".

En este capítulo van a esbozarse las secuencias de trabajo que actualmente se siguen, o están en vías de desarrollo, en geotecnica para definir el ambiente geológico en que se va a desarrollar determinada obra subterránea, acotar su intervención en el diseño y valorar su respuesta durante la construcción.

2.1 El Método Geotécnico.

2.1.0 El método que Karl Terzaghi ideó y utilizó con éxito en muchos problemas geotécnicos, está basado en la observación. Peck --- (1969) lo ha bosquejado en la siguiente forma:

1. Exploración suficiente para establecer, cuando menos, la naturaleza, la disposición y las propiedades de los diferentes estratos que interesan, en forma no necesariamente detallada.
2. Definición de las condiciones más probables y de las desviaciones más desfavorables que se conciben respecto a esas condiciones. En esta definición frecuentemente la geología juega un papel importante.
3. Establecimiento del diseño, basándose en una hipótesis práctica de comportamiento previsto bajo las condiciones más probables.
4. Selección de las cantidades o parámetros que deben observarse durante la construcción, y cálculo de sus valores previstos sobre la base de la hipótesis práctica.

5. Cálculo del valor de los mismos parámetros en las condiciones más desfavorables que permita suponer la información disponible del subsuelo.
6. Elección anticipada de la acción a seguir o de la modificación del diseño para cada desviación significativa previsible de los datos de las observaciones respecto a aquellos presupuestos a partir de la hipótesis práctica.
7. Medición de los parámetros que deben observarse y evaluación consiguiente de las condiciones reales.
8. Modificación, en su caso, del diseño para adaptarlo a las condiciones reales.

Cabe mencionar que los resultados de la observación pueden también utilizarse más allá de los requerimientos inmediatos del proyecto, es decir, para perfeccionar el estado del conocimiento en el diseño y la construcción, en este caso, de túneles.

2.1.1 Llevado al problema del diseño y la construcción de obras subterráneas, y, en particular, de túneles, el método opera a base de procedimientos y herramientas desarrolladas por la Ingeniería de Suelos, la Ingeniería de Rocas, la Ingeniería Geológica, la Investigación de Operaciones y el Análisis de Costos. Toda esta ensalada ha de ir, por supuesto, bien sazonada con una buena dosis de sentido común, de buen criterio y de intuición ingenieril.

2.1.2 Estudios previos a la construcción.

La exploración previa a la construcción debe ir encaminada a obtener información de aquellos aspectos geológicos que habrán de afectar la operación de tuneleo.

El primer paso es establecer un marco geológico general del área echando mano de toda la información disponible: Mapas, aerofotografías e información sobre experiencia previa de tuneleo en la zona. Deberá además, llevarse a cabo un reconocimiento--

geológico general, lo que se llama vulgarmente "caminar la geología".

Así pueden quedar establecidos un rango probable de tipos de rocas, de estructuras (geológicas), de regímenes de agua subterránea, de grado de fracturación y de intemperización, de condiciones probables a nivel de túnel, así como una historia geológica tentativa.

Especial atención deberá ponerse, desde los primeros estudios, a identificar y evaluar los riesgos potenciales, los rasgos geológicos críticos, que, en un momento dado, pueden causar retrasos o paros de la obra, que pueden originar problemas de seguridad o de estabilidad, o que pueden requerir medidas especiales para poder continuar las operaciones de tunelaje. Además se delimitarán las zonas donde la información geológica es inadecuada o donde se carece de ella.

Una vez dado este primer paso se podrá elaborar un programa más detallado de exploración, ahora sí enfocado a delinear la geología faltante y a determinar, con la precisión que permita el estado del conocimiento, a qué grado los rasgos geológicos críticos y los riesgos que se anticipan realmente van a encontrarse a nivel de túnel; también habrán de verificarse las condiciones promedio que el túnel habrá de encontrar durante su construcción.

Cording et al. (1975) recomiendan que el informe, previo a la construcción, de las condiciones a nivel de túnel, contenga los siguientes datos:

1. Introducción

- a) Alcance. Propósito
- b) Descripción del área y del proyecto

2. Rasgos geológicos de importancia Ingeniería

- a) Marco geológico general. Tipo de rocas. Estructura. Breve historia geológica
- b) Descripción de la calidad de la masa de roca (RQD y grado de fracturación.)

- c) Grado de intemperización o alteración
- d) Juntas o diaclásas, fracturas por cortante, y zonas de cortante.
 - (1) Sistemas de diaclásas: orientación y características de las familias de diaclásas, foliación, planos de estratificación.
 - (2) Orientación y características de las fallas y zonas de cortante y otras superficies de falla concavas pulimentadas por deslizamientos previos --- (slickensided) o cubiertas por material descom--- puesto.
 - (3) Localización de las principales fallas y zonas de cortante.
- e) Cubierta de roca, contornos de la roca basal y propiedades significativas de los suelos, si habrán de encontrarse condiciones de frentes mixtos (parte suelo y -- parte roca), si tendrán que excavarse lumbreras en estos materiales o si se preve la consolidación y el --- asentamiento consiguiente de los suelos que se encuentren sobre el túnel.
- f) Resumen de las zonas de baja calidad a lo largo del túnel.
- g) Propiedades significativas de la roca intacta.
 - (1) Resistencia a la compresión
 - (2) Dureza
 - (3) Flujo plástico
 - (4) Tenacidad a desintegrarse
 - (5) Capacidad de expansión
 - (6) Propiedades del material de relleno en juntas y -- fracturas y del de otras zonas de suelo.
 - (a) Flujo plástico
 - (b) Expansibilidad
 - (c) Plasticidad; granulometría
 - (d) Resistencia al corte residual

- h) Estado de esfuerzos en sitio
 - i) Condiciones de agua subterránea
 - j) Interpretación de resultados
3. Historia de construcciones anteriores en el área del Proyecto ;
Casos, resumen de datos de sondeos y pruebas.
4. Condiciones probables del terreno al nivel del túnel.
- a) Clasificación del terreno al nivel del túnel (calidad de roca, porcentajes esperados de diferentes tipos y calidades de terrenos)
 - b) Naturaleza y extensión de movimientos potenciales de roca y de sobreexcavación para los trazos dados.
 - (1) Efectos de las diaclasas, las fallas y zonas de cortante y las zonas descompuestas.
 - (2) Efecto de los esfuerzos en sitio.
 - (3) Efecto del agua subterránea
 - c) Infiltraciones de agua estimada.
 - (1) Máxima infiltración en la frente
 - (2) Máximas infiltraciones a lo largo del túnel (rangos de gasto por longitud de túnel o por zonas--definidas de terreno a nivel del túnel).
 - (3) Presión de agua.
 - d) Riesgos en el tuncleo.
Resaltar los rasgos que se anticipa que pueden provocar colapso, requerir medidas de emergencia, acarrear cambios importantes en los métodos de excavación o en los sistemas de soporte, poner en peligro vidas y propiedades, o disminuir o interrumpir el ritmo del tuncleo. (Ej. gases, altas temperaturas y entradas de --- agua, zonas decomprimidas, zonas con esfuerzos residuales, valles enterrados, cavernas y Karst, etc.)
5. Métodos de diseño y de construcción.
- a) Tipo de soporte inicial y amplitud de las cuñas y bloques de roca que deben soportarse, capacidades de carga requeridas, orden y tiempo de instalación.

- b) Procedimientos de soporte especiales (excavación por etapas, pre soporte).
 - c) Métodos de excavación (requisitos de tronadas cuidadosas; posibilidad del empleo de máquinas tuneladoras).
 - d) Diseño del revestimiento final (bloques de roca que se deben soportar, otras condiciones de carga, criterio de carga de diseño, capacidad de carga prevista del revestimiento, factores que pueden deteriorarlo)
6. Instrumentación. Observaciones.
- a) Comportamiento que debe registrarse y observarse a lo largo del tiempo, incluidas las observaciones rutinarias suplementarias.
 - b) Métodos de medición y registro, especificaciones, coordinación con construcción.
 - c) Criterios que han de usarse para evaluar la información. Métodos para modificar el diseño y la construcción en base a los resultados de las observaciones.

2.1.3. El resultado final de un programa de exploración previa a la construcción no es sólo obtener un resumen de las condiciones de la roca en el sitio, sino también interpretar estas condiciones en términos de su significación en el diseño y la construcción del túnel. Este resultado es de fundamental utilidad tanto para el cliente-proyectista como para el constructor.

Muchas de las reclamaciones en la construcción de túneles -- provienen no de cambios o condiciones imprevistas en la geología, sino más bien de cambios de construcción que se hicieron necesarios cuando el comportamiento del túnel y los problemas constructivos no fueron debidamente previstos a partir de los datos geológicos disponibles.

Esta situación es explicable, algunas veces, si se toma en cuenta el carácter frecuentemente burdo y aproximado que guarda el estado actual del conocimiento, pero muchas otras revela, en cambio, una incompleta comunicación entre el proyectista y las brigadas de exploración, entre el ingeniero y el geólogo o entre el encargado del diseño y el responsable de la construcción.

Estas lagunas de comunicación desaparecen, al menos en gran medida, si los datos de la exploración previa a la construcción se presentan en forma tal que describan con claridad las condiciones de terreno que se prevén al nivel y a lo largo del túnel, que detallen las suposiciones que se han hecho en relación con la construcción, y que resalten el efecto que las condiciones diferentes de la roca pueden tener en determinados procedimientos de excavación y de soporte. Es decir, presentar tan sólo los registros de los barrenos y trabajos de exploración es dar un panorama muy limitado de las condiciones del terreno al nivel del túnel. Estos registros adquieren verdadero significado cuando se correlacionan con otros barrenos y resultados de exploración y finalmente se interpretan.

El informe cuyo formato se acaba de presentar es el más recomendable para garantizar una buena comunicación entre las partes que intervienen en el diseño y construcción de un túnel.

La prueba de que se reconoce cada día más la importancia de que esta comunicación sea efectiva es que, en los últimos años, se están promoviendo con mucho ímpetu disciplinas como la Ingeniería Geológica o Geología del Ingeniero. Los rasgos geológicos detallados, especialmente los que tienen significación estructural (ingenieril) son por lo general objeto de estudio del geólogo ingeniero. Los mecánicos de suelos y de rocas, por lo común, saben poco de las estructu ----

ras geológicas, y los geólogos no tienen la preparación para evaluar sus consecuencias mecánicas.

2.1.4 Hasta ahora se ha tratado el tema de estudios previos a partir del caso más general, que es el de túneles en roca y en frentes mixtos (parte roca y parte suelo). La exploración previa en el caso de túneles en suelo debe considerar que interesa además de la estabilidad propia del túnel y su integridad, que el tuneleo mismo no cause movimientos alrededor de la excavación que provoquen asentamientos en las vecindades del túnel que causen perjuicios a construcciones, instalaciones o propiedades. Los túneles en roca pueden ser fuente de daños a terceros, por el uso de explosivos que causen vibraciones inaceptables, por la consolidación y el asentamiento de suelos que descansen sobre la roca en que se tunelea cuando aquellos tiendan a drenar hacia la excavación, por el abatimiento de niveles freáticos, al haber filtraciones hacia el túnel.

Los efectos en estructuras vecinas, cuando de tuneleo en suelos se trata, depende de estos factores:

1. Volumen de suelo perdido, (esta pérdida se produce inmediatamente alrededor del túnel), su ubicación y distribución alrededor de la periferia del túnel y su relación con los procedimientos de excavación y soporte.
2. Cambios volumétricos en la masa de suelo que rodea el túnel.
3. Distribución de los desplazamientos laterales y verticales dentro de la masa de suelo.
4. Volumen y forma de la hondonada que, por asentamiento, se forma en la superficie del terreno; asentamiento máximo y límite de los asentamientos significativos y de los desplazamientos laterales.
5. Sensibilidad de las estructuras a los movimientos; movimientos admisibles.

6. Medidas empleadas para evitar o disminuir los daños a -- construcciones, instalaciones o propiedades. Recimentaciones. Tratamientos por inyección de lechadas y de --- productos químicos.

O sea que en túneles en suelos, generalmente con más frecuencia que en túneles en roca, el aspecto de daños posibles en propiedad ajena reviste particular importancia y debe tratarse con todo detalle en el informe de estudios previos a la-- construcción.

Por lo demás, el informe es recomendable que tenga un formato semejante al ya tratado, o sea:

1. Introducción (Descripción del área del proyecto y del -- proyecto mismo.)
2. Rasgos del Perfil de Suelos.
 - a) Estructura y distribución de los suelos.
 - b) Propiedades significativas.
 - (1) Propiedades índice
 - (2) Resistencia al corte
 - (3) Compresibilidad y expansibilidad
 - (4) Extruibilidad
 - (5) Permeabilidad
 - c) Resumen de las zonas de suelos problema o de baja calidad.
 - d) Historia de cargas
 - e) Condiciones de agua subterránea
 - f) Interpretación de resultados.
3. Historia de Construcciones Anteriores en el Area del Proyecto. Levantamiento de construcciones e instalaciones-- en el área que puedan verse afectadas por el tuneleo.
4. Condiciones probables del terreno al nivel del túnel.
 - a) Naturaleza y calidad de los suelos
 - b) Infiltraciones de agua
 - c) Riesgos en el tuneleo. Atención especial a la presencia de suelos problema (suelos que corren o que fluyen,

suelos que se extruyen, suelos que se hinchan) y a las consecuencias previsibles, (daños al túnel mismo y daños a terceros).

5. Métodos de Diseño y de Construcción.

- a) Revestimiento primario. Soportes temporales.
- b) Tratamientos especiales (abatimiento del nivel freático, inyección de productos químicos, congelación, recimentación)
- c) Métodos de excavación (escudos, aire comprimido).

6. Instrumentación. Observaciones.

- a) Comportamiento del túnel y desempeño de las máquinas tuneladoras en su caso.
- b) Movimientos alrededor del túnel y en la superficie.
- c) Criterios que han de usarse para evaluar la información dada por las mediciones. Métodos para modificar el diseño y la construcción en base a los resultados de las observaciones.

(Nota: En la exposición oral se comentarán algunos ejemplos que ilustren la importancia del informe previo a la construcción).

2.2. ANALISIS ECONOMICO.

2.2.0 El análisis económico, cuyo punto medular es la estimación del costo, se hace por procedimientos tradicionales, tal como se explica en su oportunidad en este curso (capítulo 7) Hay, sin embargo, investigaciones recientes que pretenden complementar estos procedimientos para manejar aspectos de incertidumbre y riesgo que éstos dejan de lado.

2.2.1 Aquí se va a comentar un trabajo de investigación aplicada que se está realizando en el Massachusetts Institute of Technology (MIT) para desarrollar un modelo práctico de análisis de costo de túneles, que pretende complementar los procedimientos tradicionales, haciendo intervenir aspectos que éstos no están en posibilidad de manejar debidamente.

Se considera que los procedimientos tradicionales de análisis no dan la importancia suficiente a las consecuencias que en el tiempo y en el costo de ejecución tienen las incertidumbres geológicas; en cambio, se le presta mucha atención a la evaluación sistemática de estrategias alternativas; o se inclinan más a repasar una y otra vez las repercusiones en tiempo y costo que tienen las variaciones en rendimiento, aún cuando la geología resulte ser la prevista.

El Modelo de Costo de Túnel (MCT) como se le llama, ayuda al ingeniero que hace la estimación de costos, a suplir estas deficiencias. Primero, le permite evaluar las que parecen ser las dos incertidumbres críticas en tunicado — la geología a lo largo del túnel, y el ritmo de avance—. Segundo, el modelo le proporciona una herramienta rápida, eficiente y precisa de estudiar localizaciones alternativas de túnel y opciones de construcción.

El modelo cumple estos objetivos combinando el conocimiento y la experiencia práctica, acumulados por Ingenieros—

(proyectistas), contratistas y geólogos, las técnicas de probabilidad y simulación y la velocidad y eficiencia de las computadoras.

Se ha diseñado el modelo para que sea adaptable a los requerimientos de contratistas, evaluadores de costos, ingenieros (proyectistas) o clientes, que suelen tener todos diferentes propósitos y necesidades. Posee además, flexibilidad suficiente para aceptar nuevos datos conforme se vayan produciendo.

2.2.2. Los modelos de costo de túnel anteriores, estaban enfocados, al igual que los métodos tradicionales de estimación de costos, a los aspectos técnicos cuantificables del tunel que influyen en el costo y el avance. El nuevo modelo (MCT) va más allá, y trata explícitamente el área de incertidumbre y riesgo.

El MCT evalúa cuantitativamente las incertidumbres propias de una obra subterránea, y tiene el detalle necesario para auxiliar en la preparación de estimaciones de costo y de ofertas para concurso. El modelo emplea técnicas de probabilidad subjetiva (o "grado de confiabilidad") y de simulaciones Monte Carlo de las operaciones de construcción de túneles para determinar distribuciones de costos de ejecución y de tiempos de construcción. Su aplicación, por el momento, se limita a túneles en roca.

Dos son las fuentes principales de incertidumbre en las estimaciones que toma el modelo en cuenta: 1) la incertidumbre en la predicción de las condiciones geológicas y 2)

La incertidumbre en la estimación de los costos y del rendimiento de las actividades de construcción.

Para ajustarse lo más posible al proceso que siguen los ingenieros y constructores de hoy para estimar el costo en relación con la construcción de un túnel, el MCT se divide en tres partes principales o submodelos: el submodelo geo

lógico, el submodelo de construcción y el submodelo de simulación del proceso de tuneleo.

El submodelo geológico reestructura la información geológica disponible en términos de enunciados probabilísticos de la geología al nivel del túnel. El submodelo de construcción calcula velocidades de avance y costos mediante la simulación de ciclos de las actividades de construcción bajo diferentes condiciones geológicas. El submodelo de simulación del tuneleo genera muchos perfiles probables de las condiciones del terreno a lo largo del trazo del túnel, basados en la información del submodelo geológico; a partir de ellos simula la construcción del túnel en cada uno de estos perfiles, acudiendo a las estimaciones de velocidades de avance y de costos por ciclo producidos por el submodelo de construcción.

Como cada perfil reproduce una interpretación posible de las condiciones al nivel de túnel, la simulación del tuneleo en realidad produce muchas estimaciones del túnel terminado. Estas estimaciones forman una distribución de probabilidades del costo total y de la duración total del proyecto.

Esta distribución es además una medida de la incertidumbre en la estimación; más aún, los resultados consiguientes del modelo aclaran las fuentes de esta incertidumbre.

Los usuarios pueden entonces interpretar estos resultados para buscar procedimientos alternativos de construcción que mejoren el costo y el tiempo y que disminuyan los riesgos de su proyecto.

2.2.3 A continuación se va a exponer, en forma condensada, el ejemplo que presenta uno de los investigadores que han desarrollado el modelo.

Simulación del tuneleo.

La figura 3 presenta un perfil geológico prealpino en el que las formaciones son principalmente de calizas y de lutitas.

El modelo abarca una longitud de túnel de 4,000 m. ubicado en dicho perfil; la sección recta del túnel es la mostrada en la figura 4.

El plegamiento recumbente produce una geología relativamente complicada, sin embargo, esta complejidad se compensa con la topografía abrupta que permite dejar en buena parte al descubierto afloramientos de los estratos. La figura 3 es, pues, un facsímil representativo del tipo de información disponible para este túnel-- en los documentos de concurso.

Los números en círculo, en la figura 3, corresponden a áreas específicas de incertidumbre en la interpretación geológica, cuya relación aparece en la tabla 2.

La información en la figura 3, y en la tabla 2, se utiliza para definir unidades, estados y segmentos geológicos adecuados para asignar probabilidades a los estados y a las unidades y para elegir métodos de construcción y procedimientos convenientes a cada estado geológico descrito.

La figura 5 es un ejemplo de la descripción de una unidad geológica en forma de un árbol de posibilidades.

Cada característica, enunciada en la parte superior, se valúa en forma paramétrica; los rangos de valores son ramas del árbol. Un estado geológico determinado está representado por una combinación única de ramas que llegan finalmente a uno de los nodos de la extrema derecha. El árbol completo es el conjunto de características posibles de una unidad geológica. Cada unidad geológica tiene un árbol determinado. Las probabilidades que se asignan a cada rama están basados en la opinión que el geólogo expresa sobre su posibilidad o grado de ocurrencia.

La tabla 3 es un ejemplo del proceso empleado (proceso de Markov) para expresar la posibilidad de que una determinada unidad geológica, o un determinado defecto geológico mayor, ocurra en determinado segmento o tramo del túnel y se extienda hacia otro segmento contiguo, cuando el geólogo no está plenamente seguro de su ubicación y de su amplitud.

De nuevo en el ejemplo del modelo de simulación, baste, para la discusión, resumir lo siguiente:

Se definen seis unidades de lutita y ocho unidades de caliza. Para reproducir probabilísticamente las características de estas catorce unidades, se especifican cincuenta y seis estados geológicos independientes y se asignan probabilidades adecuadas a la descripción del geólogo. Así por ejemplo, el siguiente estado tendría una alta probabilidad de describir la unidad de lutita cercana a la estación que representa una zona de falla del estrato de lutitas. (Est. 0+850)

Foliación	:	Sí
Gas presente.	:	Sí
Fallas o capas de arcilla	:	Falla
R.Q.D.	:	Se supone bajo
Infiltración de agua	:	Alta
Resistencia a la compresión	:	Baja

Para tener en cuenta la incertidumbre, otros estados se incluyen en la descripción probabilística de esta unidad; sin embargo la posibilidad de que la describan realmente es menor que la del estado presentado arriba.

Para reproducir los estratos y rasgos de la figura 3 y las incertidumbres de la tabla 2, se han definido 28 tramos de túnel, que se muestran en la parte inferior de la figura 3. Para cada tramo o segmento se construyen tablas de Markov como la de la tabla 3.

Estrategia de construcción.

La estrategia elegida para el ejemplo supone dos frentes de ataque simultáneos. La roca en zonas no falladas, se excava a sección completa por barrenación y voladura. Como soporte se emplea concreto lanzado y pernos de roca; cuando el RQD se espera que sea bajo, se instala malla junto con los pernos. El agua excesiva se controla mediante inyecciones. No se emplean barrenos exploratorios.

En zonas de falla se excava por el método de sección superior y --banqueo y con soporte de marcos metálicos. Se efectúan barrenos--

de exploración y el agua excesiva se controla también mediante inyecciones.

Se introducen parámetros probabilísticos de construcción (dependientes e independientes de la geología), utilizando rangos de valores. Además, para las variables de construcción que dependen de la geología (por ejemplo, velocidad de penetración en la barrenación, espesor de concreto lanzado, espaciamiento de pernos, etc.), se introducen valores independientes para cada uno de los 56 estados geológicos a los que pertenece cada variable.

Los parámetros independientes de la geología son, por ejemplo, descomposturas mecánicas, descarrilamientos, productividades, frecuencia de avance de instalaciones, tiempos de arranque de operaciones.

Por ejemplo, la tabla 3 comprende una parte de la información de construcción que da la sobrexcautación esperada, en cm., para un ataque a sección completa con barrenación y voladura, en caliza.

Los números de los nodos finales corresponden a los nodos finales del árbol descriptivo de la caliza en la figura 5. Nótese que los valores optimista, más probable y pesimista, se emplean para reproducir incertidumbres independientes de la geología, tales como la variación en productividad. Las diferencias en sobrexcautación atribuibles a la geología están representadas por los diferentes conjuntos de valores correspondientes a cada grupo de nodos finales.

Rutinas de Simulación.

Las tres rutinas de simulación que comprende el MCT son:

- 1) Simulación de ciclos de actividades de construcción en ambientes geológicos homogéneos y uniformes. Cada ambiente viene definido por un estado geológico. Se obtienen así distribuciones de costo y tiempo de ciclo para cada estado geológico.
- 2) Simulación de perfiles de túnel. El propósito es elegir un estado geológico que describa las condiciones en cada tramo o segmento de túnel.

3) Simulación de los ciclos de las actividades de tunicleo en los diferentes perfiles producidos en 2. El propósito es obtener las distribuciones deseadas de costo y tiempo de tunicleo totales.

1) Simulación de los ciclos de construcción. Esta simulación se efectúa mediante el submodelo de construcción; éste usa de momento tres redes o sistemas representativos de otros tantos métodos constructivos (sección completa; media sección superior y banqueo; y máquina tuneladora o "topo")*. Como cada método constructivo puede utilizarse en más de un conjunto de condiciones geológicas y como las condiciones geológicas influyen en los valores de algunas variables de construcción, las simulaciones se llevan a cabo para cada método en cada estado geológico aplicable. En el submodelo de construcción cada red o sistema contiene una multiplicidad de trayectorias que representan las actividades individuales de excavación, rezaga, soporte, manejo del agua o drenaje y barrenación de exploración. Por lo tanto, cada trayectoria del sistema simulada contiene actividades asociadas al método. Cada una de estas actividades puede describirse en términos de una o más ecuaciones de desempeño, de costo o de tiempo. Estas ecuaciones contienen las variables de construcción como parámetros. Se logra así un lazo de unión entre condiciones geológicas, método empleado, y costo y velocidad de avance del túnel a este nivel de actividad.

Las ecuaciones de desempeño dan por resultado el número de metros de avance por ciclo. Las de tiempo, el lapso de tiempo requerido para cumplir cada actividad, los tiempos sumados dan el tiempo total por ciclo. Las ecuaciones de costo producen valores del costo variable por actividad,

* En desarrollos más recientes se incluyen otros métodos constructivos como ataque por excavaciones parciales múltiples.

que, sumados, dan el costo variable total por ciclo. Cada corrida a lo largo de la trayectoria produce un conjunto de resultados en metros avanzados, tiempo y costo variable.

Cada valor de tiempo y longitud de avance se almacena junto con el valor de costo del ciclo como un punto para una corrida de simulación. Como algunos de los parámetros de construcción en las ecuaciones de actividad son probabilísticos, conforme se repiten las simulaciones el número de veces que el usuario haya especificado, se obtiene una distribución de muchos puntos que representan los costos y tiempos de ciclo. Para mayor claridad véanse las figuras 6 y 7.

La figura 6 muestra la distribución de tiempo del ciclo obtenida simulando la construcción a través de un estado geológico caracterizado por una caliza de alta resistencia a la compresión, sin fallas ni capas de arcilla, con un RQD medio y con infiltración de agua baja. La figura 7 es la distribución obtenida de simular la construcción a través de una caliza de baja resistencia, que contiene capas de arcilla y que manifiesta infiltración de agua excesiva.

Distribuciones de este tipo habrán de producirse para cada uno de los 56 estados geológicos que se han especificado para reproducir probabilísticamente las características de las catorce unidades en que se excavará el túnel.

Asimismo, se producen distribuciones de costo para los ciclos de construcción simulados en cada estado geológico.

La simulación de construcción en un estado geológico equivale a la simulación de tuneleo en un material homogéneo.

La dispersión en una u otra de las distribuciones de las figuras 6 y 7 por consiguiente, no son atribuibles a la geología, sino a tres causas: 1) Las variables probabilísticas de construcción (variables de tiempo, como lo que se tarda en instalar un perno; variables técnicas, como la cantidad de sobreexcavación). 2) Las actividades de mantenimiento que se efectúan en determinados ciclos; y 3) accidentes o retra-

sos inesperados simulados en determinados ciclos.

La media de la distribución en la figura 6 es 7.9 horas por ciclo en la fig. 7; 11.3 horas por ciclo. Esta diferencia se es-- atribuible a la geología, en particular, al mayor tiempo requeri-- do para inyectar y para instalar soporte adicional en la caliza-- menos competente.

El promedio de avance por ciclo en la figura 6 es de 3.25 m; y-- en la figura 7, de 2.64 m.

- 2) Simulación de perfiles geológicos posibles del túnel. La simula-- ción la efectúa el modelo de simulación del túnel, con la infor-- mación que le proporciona el submodelo geológico. Este constru-- ye funciones inversas de distribución acumulativa a partir de -- las probabilidades asignadas a los estados dentro de las unida-- des geológicas (Ver fig. 5) a partir de las tablas de probabili-- dad de Markov (Tabla 2) reordena los tramos o segmentos de acuer-- do con relaciones de dependencia o de independencia, para esta-- blecer el orden en que los segmentos son simulados. Finalmente-- el submodelo geológico construye funciones inversas de distribu-- ción acumulativa para las probabilidades de cada renglón de cada tabla de Markov.

El modelo de simulación del túnel evalúa los segmentos en el or-- den establecido por el submodelo geológico.

Elige la tabla de Markov a utilizar (la del tramo en cuestión si éste es independiente y la del inmediato anterior si es indepen-- diente) e introduce en la función inversa de distribución acumu-- lativa respectiva un número aleatorio (generado de una tabla de-- números aleatorios) y elige así la unidad geológica a ser simula-- da dentro del segmento correspondiente. Elegida la unidad, el -- modelo de simulación va a la función inversa de distribución acu-- mulativa referente a los estados geológicos dentro de esta uni-- dad, e introduce otro número aleatorio para determinar el estado que describirá la unidad.

Este estado pasa a ser la descripción de las condiciones geológi-- cas que habrán de encontrarse en el tramo en cuestión y en el -- perfil geológico considerado.

El modelo de simulación repite el proceso para cada segmento del túnel hasta completar un perfil. Después empieza de nuevo para simular otro perfil y así sucesivamente hasta contar con el número de perfiles especificados por el usuario. La figura 8 muestra tres de estos perfiles, basados en las descripciones probabilísticas de geología, incluidas las 14 unidades y los 56 estados geológicos.

Representan tres de las muchas interpretaciones posibles de las condiciones al nivel del túnel. Nótese que las condiciones a lo largo del trazo se expresan en términos de los estados particulares presentes en cada uno de los segmentos.

- 3) Simulación de las Actividades en el Túnel. La simulación de las actividades de tajeo en los diferentes perfiles geológicos son producidos en la rutina final de simulación del MCT.

Se genera un costo total y un tiempo de ejecución total para cada perfil geológico. ¿Cómo?, simulando ciclo por ciclo la construcción del túnel en cada perfil, y reteniendo para cada ciclo el tiempo total y el costo directo, así como la longitud de avance, una vez que se ha simulado la construcción total del túnel-- de esta manera, el modelo de simulación suma los costos directos de construcción, calcula los indirectos y añade los costos de -- instalación y equipo para obtener el costo de construcción total; asimismo se suman los tiempos de cada ciclo y se añaden los de movilización e instalación, los de demoras y se añaden los de movilización e instalación, los de demoras y los de demovilización para obtener el tiempo total de construcción.

Para calcular los tiempos de cada ciclo y los costos, el modelo--recurre a los datos generados por el submodelo de actividades de construcción (por ejemplo figuras 6 y 7)

Para cada estado geológico encontrado en un perfil el modelo de simulación del tajeo se dirige a la distribución correspondiente de tiempo del ciclo o de costo.

También "muestrea" probabilísticamente de estas distribuciones -- (usando la función inversa de distribución acumulada y los números aleatorios) y obtiene un valor de tiempo y de costo que representa el tiempo y el costo de un ciclo de las actividades de construcción.

Para un nuevo segmento en el perfil con un nuevo estado geológico automáticamente el modelo identifica las distribuciones correspondientes y opera de nuevo como arriba se ha dicho.

Se recomienda correr al menos varios cientos de simulaciones para obtener una buena tendencia de la distribución del costo y del tiempo de construcción totales. La figura 9 presenta el resultado de 300 simulaciones para el ejemplo aquí tratado.

El costo directo medio del túnel simulado es \$ 8.54 millones con una desviación estándar de \$ 680,000. El costo varía entre \$ 7.3 millones y \$ 10.5 millones.

El tiempo de construcción está entre 218 días y 305 días con una media de 253 días. La forma de la distribución de puntos, como un puro, indica, como era de esperarse, una alta correlación entre el costo total y el tiempo total de construcción.

La distribución en sí, es un indicador de la incertidumbre en las estimaciones, atribuibles a 1) condiciones geológicas, 2) actividades de construcción y 3) confiabilidad en el equipo de construcción. El usuario puede interpretar esta distribución para evaluar su grado de riesgo al formular una estimación de costo y tiempo para el túnel en proyecto.

2.2.4. La capacidad del modelo para simular costos de tuneleo, tiempos de ejecución y riesgos le permite:

1. Ayudar a ingenieros y a organismos en la localización preliminar y en los estudios de factibilidad de proposiciones de túneles en roca;
2. Ayudar a ingenieros, contratistas y organismos en la preparación de estimaciones detalladas de proyecto o de oferta de túneles en roca;

3. Ayudar a evaluadores de costos y a contratistas en la ponderación de varias alternativas de construcción tales como cambiar el número de frentes, el programa de construcción o el método de tuneleo;
4. Verificar las ventajas de proposiciones de ahorro en dinero tales como la estandarización de las dimensiones de la sección y de los espesores de revestimiento.

2.3 ESTUDIO GEOLOGICO.

2.3.0 En el inciso 2.1, al enumerar los estudios y reconocimientos que anteceden al diseño y la construcción de un túnel, se destacó la importancia del estudio geológico, particularmente en el caso de túneles en roca.

En este inciso se van a comentar las características que el estudio geológico debe tener para que cumpla adecuadamente su función de marco de referencia y de fuente de conocimiento en la investigación previa de las condiciones en que se anticipa va a efectuarse el tuneleo y en las que va a trabajar la estructura del túnel durante su construcción y durante su operación o funcionamiento.

2.3.1 El estudio geológico, previo a la construcción y el diseño de un túnel, debe prestar una esmerada atención a todos los rasgos geológicos, (tanto los más evidentes como los menos conspicuos y de más detalle), que puedan influir en la velocidad de avance y en los costos de construcción, cualquiera que sea el método de tuneleo que se emplee.

El proceso del estudio geológico es como el juego de armar un rompecabezas del que no se sabe bien, ni se conoce de antemano, su diseño. Una primera apariencia se forma en las primeras visitas al lugar; desde entonces se van obteniendo piezas clave, unas aisladas, otras que embonan con otras más para describir partes enteras del mosaico. La búsqueda de nuevas piezas se orienta a partir de las ya encontradas y de las áreas que van quedando delimitadas; varias piezas, que no guardan aparente sentido con el resto, o se almacenan en espera de un acoplamiento posterior o se desechan cuando es evidente su inconexión.

Es un proceso que normalmente mejora su eficiencia conforme avanza, es decir, a medida que embonan más piezas.

Ya se ha comentado en el inciso 2.1 que el mosaico muchas veces continúa formándose durante la construcción e incluso hay, en oca

siones, piezas claves que se manifiestan sólo hasta que la obra está en funcionamiento.

La primera apariencia y el mosaico final guardan mayor parecido cuanto mayor es el número de piezas clave embonadas que se revelan en las primeras visitas.

La tabla 5 presenta una lista recordatorio o ayuda memoria de los pasos a seguir en la obtención de datos (de piezas clave) con el estudio geológico para llegar a evaluar las condiciones probables a nivel de túnel (el mosaico probable).

El estudio geológico del área donde se pretende localizar un túnel, por lo general se lleva a cabo en tres etapas: En la etapa inicial, se efectúa un reconocimiento general, utilizando los mapas geológicos y topográficos y las fotografías aéreas disponibles del área y posiblemente imágenes de radar o de fotografía infrarroja. Se pretende obtener una primera impresión, por gruesa que sea, de las condiciones geológicas aparentes y planear las investigaciones y etapas subsecuentes.

La segunda etapa requiere una investigación más detallada, por que está enfocada a determinar la viabilidad o factibilidad de un trazo en particular. A este nivel se consideran las diversas alternativas de línea, basándose en la comparación de las condiciones geológicas dentro de la ubicación general de la ruta de túnel propuesta. La buena práctica recomienda sondeos con obtención de muestras (corazones de roca), prospecciones geofísicas, y pruebas de laboratorio en esta etapa.

Una vez elegido el trazo del túnel, se prosigue con la tercera etapa, que comprende investigaciones adicionales, especiales y más detalladas, cuyos datos habrán de ayudar al diseño final y a la estimación de costos del túnel.

2.3.2 Geomorfología y Geología a Profundidad.

Algunos rasgos morfológicos aparentes en la superficie tienen relación o conexión con rasgos geológicos a profundidad, otros no. El geólogo avezado y el buen geólogo ingeniero, deben estar siempre "a la caza" de los rasgos que puedan proyectarse a profundidad. Ello requiere sólidos conocimientos de geología superficial, de geomorfología y de geología estructural.

Mucha de la superficie del terreno está cubierta por vegetación o -- por los productos de la erosión y de la intemperización, que han sido transportados a distancias más o menos grandes del punto de origen. La tarea del geólogo, que pretende determinar la geología de la roca basal a lo largo de un determinado trazo de túnel, con frecuencia se torna muy difícil porque los afloramientos han quedado cubiertos por la vegetación y los sedimentos superficiales, por lo que debe apoyarse, en gran medida, en una interpretación inteligente del origen y significado de varios rasgos topográficos para llegar a evaluar las condiciones de la roca a profundidad.

Áreas planas, extensas, de bajo relieve, que por lo común están cubiertas completamente por depósitos superficiales, no permiten la interpretación de detalles de la geología de la roca basal por exámen de los rasgos superficiales. (En estos casos el único recurso es esperar información de sondeos directos y de prospección geofísica).

Sin embargo, en muchas otras regiones, --por fortuna las de más inte--rés para un geólogo de túneles--, el relieve topográfico es suficientemente explicativo y las formas geomorfológicas son lo suficientemente típicas como para aprender mucho de la geología de la roca basal, aún cuando sólo existan unos cuantos afloramientos.

Las figuras 10 y 11 muestran ejemplos esquemáticos de algunos rasgos topográficos o fisiográficos superficiales que revelan características de la roca basal.

2.3.3 Mapas Geológicos y Perfiles en el Área del Túnel.

No obstante la elegancia y el alto grado de refinamiento de las técnicas modernas para fotografiar o detectar las condiciones del terre

no desde el aire, éstas no pueden substituir enteramente a las investigaciones llevadas a cabo desde tierra, que incluyen levantamientos detallados de la geología superficial, trabajos de geofísica, perforaciones con obtención de muestras y ensayos en sitio de la roca bajo áreas cubiertas, así como los ensayos en laboratorio de los ejemplares de roca recuperados en el lugar.

Un objetivo principal en la elaboración precisa y completa de un mapa geológico por el eje de un túnel debe ser la construcción de una sección longitudinal que indique con el mayor detalle posible el tipo de condiciones geológicas que el túnel podrá encontrar al excavarse. Los sondeos con obtención de muestras y la prospección geofísica son de gran ayuda para la construcción de dicha sección. Es un grave error que el geólogo adscrito a estos trabajos de planeación y diseño efectúe una labor de adivinanza más allá de los límites razonables que le conceda la información disponible, pero es igualmente una falta el que el ingeniero (proyectista) pida al geólogo que interprete la geología de la roca basal sin contar con un estudio geológico cuidadoso y completo.

La precisión de la proyección a nivel de túnel de los rasgos geológicos superficiales aparentes, es máxima en regiones de rocas sedimentarias donde los afloramientos abundan y es mínima en regiones de geología compleja donde el suelo o el aluvión ocultan todos o la mayor parte de los afloramientos de la roca basal. Es como leer en un caso un documento claro y sencillo y, en el otro, un artículo de la prensa clandestina, que, para descifrar su verdadero significado, debe leerse "entre líneas".

Es por ello, que el uso de mapas con un alto grado de interpretación, en regiones de geología compleja y de cubierta superficial muy extendida, debe considerarse, para la etapa de planeación y diseño, como arriesgado, en el mejor de los casos, y debe acudir a ellos sólo para la identificación de estructuras regionales y de tipos de rocas.

Por consiguiente, un buen mapa geológico verdaderamente útil para el estudio geológico de un proyecto de ingeniería en general, o de un túnel en particular, es aquel que hace una clara distinción entre lo--

que se conoce (afloramientos; cortes al descubierto en laderas naturales o en tajos de vías de comunicación) y lo que se infiere o se adivina. Es decir debe ser un mapa preparado en el campo, con la ayuda de mapas topográficos de base, de fotografías aéreas y de detección remota (imágenes de radar o de temperaturas por infrarrojo), que muestre la ubicación exacta y la geología detallada de los afloramientos de roca y las características y distribución de la cubierta superficial. Este mapa es además la base para planear inteligentemente la exploración adicional de las condiciones de la roca bajo superficie a partir de perforaciones de muestreo y de prospecciones geofísicas. Exploración adicional que, como ya se ha dicho, debe ir enfocada exclusivamente a encontrar "nuevas piezas del mosaico" para que sea verdaderamente útil y económica. Planear y realizar las exploraciones de detalle sin un mapa geológico de base, como el mencionado y sin una clara idea de lo que verdaderamente interesa conocer más en detalle es malgastar tiempo, dinero y esfuerzo.

Como los mapas geológicos, las secciones o perfiles geológicos se elaboran con grados variables de certidumbre. Un perfil en un área de amplia cubierta en superficie y de compleja geología de la roca basal es, por lo general, hipotético en alto grado, de manera que las condiciones reales que vaya a encontrar el túnel pueden diferir notablemente de las proyecciones inciertas y muy subjetivas que haya hecho sobre la base de una información de superficie muy pobre. Si aparecen estos tipos de perfiles en el estudio geológico de un proyecto de ingeniería, -de un túnel-, pueden dar lugar a interpretaciones erróneas por parte del proyectista que va a diseñar o del contratista que va a construir.

En la preparación de perfiles geológicos que vayan a usarse en proyectos de ingeniería, incumbe al geólogo señalar explícitamente, o hacer notar mediante símbolos y explicaciones en el texto, el grado de aproximación, -o de incertidumbre- de sus proyecciones. Un buen ingeniero con experiencia sabrá entender que hay que dejar márgenes a lo inesperado o impredecible, (Veáse el inciso 2.2 donde se explica un modelo que intenta evaluar estos márgenes).

No está por demás insistir en que los mapas y los perfiles geológicos preparados sólo a partir de fotografías o imágenes aéreas pueden contener serios errores, y que la planeación de proyectos de ingeniería que se base en consideraciones geológicas que no tengan el respaldo de una verificación cuidadosa de los datos en el campo (lo que en el inciso 2.1.2 se llamaba "caminar la geología, sentir la geología"), es en el mejor de los casos un procedimiento tosco y por tanto poco confiable.

En años recientes se han obtenido excelentes resultados en el reconocimiento geológico o estudio geológico al aplicar tres nuevas técnicas de detección desde el aire que complementan muy bien las fotografías aéreas, ellas son: 1) imagen oblicua de radar, 2) imagen térmica radiométrica y 3) fotografía a color-infrarroja.

La 1) tiene particular utilidad para interpretar la configuración del terreno y de los afloramientos de la roca basal en regiones cubiertas por selva o bosque espesos. De las imágenes de radar no se pueden -- construir mapas o mosaicos a escala real por la oblicuidad de las tomas, pero complementar los mapas topográficos y los mosaicos fotogramétricos y fotointerpretados, estos sí a escala. La 2) utiliza un -- sistema radiométrico sensible que responde a pequeñas diferencias en la radiación térmica captada, proveniente de la tierra.

Los registros se suelen tomar un poco antes de la puesta de sol y -- después de ésta para que resalten más los materiales de distinta temperatura y diferente emisividad.

El método es especialmente sensible a diferencias en temperaturas del suelo y del aluvión provocadas por diferencias en las temperaturas de los cuerpos de agua subterránea que contienen, y es útil para identificar rasgos bajo la superficie, como zonas de falla, saturados con -- agua freática.

La 3) fotografía a color infrarroja utiliza una película altamente -- sensible a las longitudes de onda cercana al infrarrojo, de manera -- que utilizada con filtros especiales produce imágenes con colores altamente contrastantes, lo que ayuda a delimitar, por las diferencias--

de color tan marcadas, rasgos geológicos que no se descubren en las fotografías de color o de blanco y negro convencionales.

2.3.4. Prospecciones geofísicas.

Las prospecciones geofísicas proporcionan una valiosa ayuda en la-- determinación de las condiciones geológicas que existen bajo la superficie. Son particularmente útiles cuando el levantamiento de -- geología superficial produce datos incompletos o poco concluyentes-- en cuanto a las condiciones geológicas de la roca basal.

Miden cantidades físicas y especialmente diferencias en estas cantidades que obedecen a diferencias de estructura, de litología o de condiciones hidráulicas en el arreglo de las rocas bajo la superficie.

Las principales técnicas de prospección geofísica pueden clasificarse generalmente en estas categorías: 1) Medición de las variaciones de los campos magnéticos y gravitacional de la tierra; 2) medición de las diferencias de reacción de los materiales de la tierra a campos de fuerza artificialmente inducidos por impulsos eléctricos o sísmicos que se introducen a las masas de roca en la superficie terrestre o cerca de ella; y 3) medición de corrientes eléctricas generadas espontáneamente por cuerpos geológicos. Varios tipos de -- prospección geofísica están encaminados a identificar una o varias-- "anomalías" es decir, desviaciones respecto a las respuestas promedio obtenidas de las mediciones de los campos de fuerza. El geólogo, en cooperación con el geofísico, debe interpretar o evaluar el significado o la importancia práctica de esas anomalías.

La tabla 6 es un resumen de los métodos geofísicos empleados en el estudio geológico.

Todo método geofísico puede fácilmente llevar a falsas interpretaciones si no está debidamente calibrado dentro del ambiente en que se va a aplicar. Por una parte deberán conocerse, en forma directa, (a partir de unos cuantos sondeos o de afloramientos) el tipo-- de materiales --suelos o rocas--, presentes en el lugar, y determinar

el rango de valores de respuesta que en cada material da el método a aplicar correspondiente. Por otra parte, deberán evaluarse con cuidado las perturbaciones o distorsiones que pueden ocasionar en las mediciones algunos elementos o características del área en estudio. Por ejemplo, los registros en los métodos eléctricos son sensibles a corrientes parásitas o a corrientes de inducción desde líneas de energía o desde tuberías por donde circulan fluidos.

Las mediciones en los métodos sísmicos se alteran por ruidos provocados por maquinaria de construcción, por ejemplo. La forma del campo de fuerzas inducido por cualquiera de ellos está influida por la topografía del terreno; cuanto más irregular sea ésta, más influirá en la forma del campo.

Es por ello muy importante determinar qué factores de ajuste, qué índices correctivos deberán aplicarse a las mediciones para que su interpretación dé debido peso a las características propias del lugar que influyen en los resultados.

Por ser los métodos geofísicos un tema ampliamente tratado en la literatura especializada, no se va a entrar aquí en los detalles de su tecnología.

La tabla 7 enlista algunos valores de velocidades de ondas sísmicas--longitudinales (de compresión) en algunos materiales naturales.

Los métodos sísmicos son particularmente apropiados para determinar la litología y los rasgos estructurales en un ambiente geológico dado.

Los métodos eléctricos se utilizan también para delinear perfiles litológicos y especialmente en la localización de niveles freáticos y de zonas fracturadas y fallas enterradas, cuando están saturadas de agua.

Un posible uso de las mediciones gravimétricas en el estudio geológico aplicado a proyectos de ingeniería es la identificación de zonas extensivamente alteradas que pueden presentar densidades menores que las de las rocas originales.

Las líneas de fuerza magnética en el campo terrestre tienden a concentrarse en los materiales ferromagnéticos y en los paramagnéticos, ---

mientras que se dispersan en sustancias diamagnéticas como la sal de roca y la anhidrita..

Las prospecciones geofísicas son métodos relativamente económicos y sencillos que pueden abarcar, en corto tiempo, grandes extensiones de terreno y que tienen la enorme ventaja de destacar rasgos geológicos a profundidad a partir de operaciones que se realizan en la superficie, o muy cerca de ella.

Se pueden alcanzar distintos niveles de detalle. Primero se pueden efectuar reconocimientos generales por barrido con uno de los procedimientos que permita una prospección continua.

Después se ubican los demás procedimientos (incluidos los sondeos con recuperación de muestras y los ensayos de campo) en las zonas que el barrido descubra como más importantes.

A este nivel, uno o varios de los procedimientos geofísicos se aplica en densidad, para cubrir con más detalle las zonas de mayor interés.

Para que su interpretación sea verdaderamente efectiva, la prospección geofísica debe operar por zonas de características propias. Estas zonas quedan definidas en los levantamientos de geología superficial y en las sucesivas etapas del reconocimiento geológico.

La proyección a nivel del túnel de los rasgos geológicos superficiales requiere una interpretación y un conocimiento de los aspectos de la geología en tres dimensiones.

No sólo los rasgos que se encuentran en superficie sobre la línea del túnel, sino otros que se observan a uno y otro lado de la misma, a veces a considerable distancia, pueden tener reflejo a la profundidad del túnel. Esta visión tridimensional puede obtenerse muchas veces con la ayuda de prospección geofísica.

La precisión de la proyección será menor cuanto más profundo será menor cuanto más profundo sea el túnel. La tabla 8 da grados de confianza en la proyección lateral o a profundidad, para profundidades no mayores de 700 m.

2.3.5. Perforaciones con obtención de muestras.

La tecnología de las perforaciones y la obtención de muestras no es objeto de esta exposición y el lector deberá consultar la literatura especializada que existe al respecto.

Se verán aquí más bien las características que el sondeo con obtención de muestras debe cumplir para que sea útil al estudio geológico en relación con el proyecto de un túnel.

Antes sólo se acostumbraba a hacer sondeos en los portales y pocos o ninguno a lo largo o en la vecindad de la línea del túnel. Esta actitud está cambiando mucho porque, por una parte hay una tendencia general a producir y a exigir estudios geológicos cada vez más detallados previos al diseño y la construcción del túnel, y por la otra, está en auge la perforación de túneles con máquinas tuneladoras, y la decisión de emplear y adquirir uno de estos equipos tan caros necesariamente debe basarse en una evaluación cuidadosa de las condiciones geológicas.

Los sondeos, por lo general, se justifican durante las etapas de factibilidad y de diseño, sin embargo, en zonas de cubierta superficial extensa, que enmascara las condiciones bajo tierra, o donde existe una geología compleja, puede ser indicado efectuar sondeos aún durante las etapas preliminares de reconocimiento.

Los sondeos son medios directos y muy prácticos para tener acceso a la geología subterránea y, por lo tanto, para evaluar sus condiciones. Con ellos no sólo se pueden obtener corazones de roca o de suelo, sino que la perforación puede aprovecharse para conducir pruebas de agua, o prospecciones geofísicas, e incluso para fotografiar o televisar sus paredes, para efectuar ensayos con presurómetro o para dejar instalados instrumentos de observación.

Como los sondeos son trabajos relativamente costosos y, a veces, tardados, si son muy profundos, es fundamental tratar de obtener de ellos el máximo aprovechamiento.

Debe de empezarse por especificar sondeos sólo para cumplir con objetivos muy claros que fijen de común acuerdo el geólogo que reali-

za el estudio geológico y el ingeniero que tiene a su cargo el diseño del túnel. Las muestras o corazones de roca tiene verdadero sentido--obtenerlos cuando contribuyen a la interpretación de las condiciones--geológicas, conjuntamente con otras fuentes de información como son-- los mapas geológicos de base, las fotografías aéreas y los sistemas-- de detección remota, las pruebas geofísicas, de presión y de agua y -- las fotografías dentro del barreno, y los levantamientos en socavones o galerías piloto y en otros túneles, minas o excavaciones subterrá--neas vecinas.

Se puede obtener mucha información de la perforación misma y de las--muestras que de ella se extraen, si se lleva un registro cuidadoso de las operaciones de perforación, si se hace un levantamiento detallado de las muestras usando propiedades índice cuantificables y si los re--sultados se interpretan no aisladamente sino a la luz del resto de la información geológica con que se cuenta hasta el momento.

Se obtienen mejores y más íntegras muestras con brocas de diámetros --grandes que con brocas chicas. Un diámetro práctico adecuado es el--NWX para barriles sencillos o el NWM para barriles dobles que da 3" --de perforación y 2 1/8" de muestra.

La fig. 12 es una forma recomendable de registro para un sondeo con--obtención de muestras o corazones de roca.

Además de las descripciones geológicas comunes, deben anotarse, el ín--dice de calidad de las rocas (RQD); el porcentaje de recuperación; el--grado de intemperización; la inclinación de las capas o estratos, de--la esquistosidad y de las diaclasas (con respecto al eje de la mues--tra); las condiciones en que se encuentran las superficies de las dia--clasas; los niveles del agua subterránea, temperatura y calidad de la misma (en casos particulares, medición de la velocidad y de la orien--tación del flujo). Son de interés primordial todos los datos que el--perforista registre sobre el desarrollo de la perforación, como son: equipo, broca y fluido de perforación utilizados, velocidad de avan--ce de la perforación en cada tramo, fugas o pérdidas del fluido de --perforación, resurgencias de agua, burbujeo de gas, derrumbes en la--perforación, zonas en las que se ha utilizado ademe o cementación pa--

ra poder seguir perforando, zonas en las que la perforación tiende a cerrarse.

No cabe duda que el porcentaje de recuperación de muestra es función del cuidado y la eficiencia con que se lleven a cabo las operaciones de sondeo. Es, por consiguiente, fundamental que el geólogo valore cualitativamente el trabajo de sondeo, para evitar interpretaciones erróneas acerca del porcentaje de recuperación de muestra en relación con las condiciones de las masas de roca basal.

Las zonas de roca de baja calidad pueden identificarse en los corazones extraídos de la perforación al evaluar el RQD que, como se sabe, es la suma de las longitudes de los tramos de muestra, en estado sano o compacto, de 10 cm. de longitud o mayores, dividida entre la longitud total avanzada y expresada la relación en porcentaje. Se ha visto que el RQD es un índice más sensible y consistente de la calidad general de una roca que el porcentaje de recuperación total. Pero como todo índice, si no se valúa y se utiliza con criterio puede llevar a interpretaciones erradas.

Por ejemplo, si el testigo se ha roto por el manejo o por el procedimiento de perforación (cuando se aprecian superficies de fractura recientes y regulares en lugar de diaclasas naturales), se juntan los pedazos partidos y se cuentan como una pieza entera, siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm.

En el caso de rocas sedimentarias o rocas metamórficas, la estratificación y la esquistosidad son nuevos elementos de discontinuidad que hay que saber juzgar al evaluar el RQD, por ello este índice suele ser menos exacto en este tipo de rocas que en rocas ígneas, o en rocas sedimentarias de estratificación gruesa. En pizarras y en otras rocas fácilmente alterables a la intemperie, la determinación del RQD debe hacerse inmediatamente después de extraer los núcleos y antes de que comience el desmenuzamiento y disgregación al aire.

Evidentemente este índice es muy rígido para la roca cuando la recuperación es escasa, si bien una escasa recuperación suele indicar una pobre calidad de la roca.

Pero esto no siempre es cierto, sin embargo; ya que un equipo de perforación o una técnica deficiente puede también dar lugar a una recuperación escasa. Por esta razón se requiere utilizar barril doble de diámetro mínimo NX (54 mm), siendo fundamental una adecuada vigilancia de la perforación.

Mucho cuidado con manejar índices RQD valuados directamente de registros del encargado del sondeo en el campo, sin haber analizado oportunamente y cuidadosamente las muestras, y sin tener en cuenta todo el resto de la información que proporciona un estudio geológico bien desarrollado.

Índice de calidad RQD (%)	Calidad
0 - 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

Las zonas de baja calidad que se hayan determinado con el RQD y a partir del análisis cuidadoso de las muestras, debe interpretarse si obedecen a intemperismo, a zonas de fallamiento o de corte, a zonas fracturadas, a diaclasas paralelas a la muestra, a hojeados de la roca por desmenuzamiento a lo largo de planos anteriormente intactos de estratificación o de foliación, o bien a rotura de la muestra durante la perforación.

Conviene tomar fotografías en color de las cajas de muestras, tan pronto éstas se coloquen en las mismas; tomar una foto de las muestras mojadas y otra de las muestras secas es muy recomendable. Al registro del sondeo deben acompañarse estas fotografías así como un resumen de los resultados de las propiedades más significativas determinadas en ensayos de laboratorio.

Con frecuencia no aparecen anotados en el registro del sondeo dos rasgos geológicos muy significativos: (1) La presencia y naturaleza de materiales blandos y de materiales alterados; y (2) la orientación (rumbo y echado) de los conjuntos de diaclasas y de las discontinuidades mayores.

Se cuenta actualmente con técnicas de muestreo que permiten recuperar las zonas blandas o alteradas, y orientar las muestras. El programa de sondeos debe planearse para que los rasgos antes dichos queden bien determinados, aún si las consideraciones de costo obligan a reducir el número de sondeos. No hay que olvidar que la estabilidad de un túnel depende en gran medida de estos rasgos (zonas blandas y orientación de las discontinuidades).

Hay técnicas suplementarias de fotografía o tomas televisadas, dentro del barreno que pueden ayudar grandemente en determinados casos a precisar los rasgos dichos.

Acaba de desarrollarse una nueva técnica, prometedora, que consiste en introducir, dentro del barreno, un dispositivo cilíndrico forrado en el perímetro con una lámina delgada. El cilindro se expande contra las paredes y en la lámina quedan "grabadas" las fracturas y discontinuidades. Como el dispositivo es fácilmente orientable, se puede tener un esquema de éstas en tres dimensiones.

(En la exposición oral se comentarán algunas técnicas para obtener muestras con altas recuperaciones y muestras orientadas, así como algunas pruebas de agua).

2.3.6. Sondeos de Exploración y Galerías de Reconocimiento.

En los párrafos anteriores, se ha comentado el asunto de los sondeos en relación con el estudio geológico previo a la construcción. Como este estudio, en varios casos, no proporciona todas "las piezas del mosaico" en esta etapa, debe continuar acumulando nueva información y perfeccionando la antecedente en las siguientes etapas. Es por ello frecuente que se efectúen sondeos también en la etapa de construcción.

Como en esta etapa el túnel mismo representa un acceso a la geología a profundidad, algunos sondeos se recomiendan realizarlos desde el túnel. Son sondeos de exploración de las condiciones geológicas prevalentes alrededor del túnel y principalmente hacia adelante de la frente de ataque. De esta manera se pretende ahorrar toda la barrenación-estéril que suele tener un sondeo perforado desde la superficie. Sin embargo, la ejecución de sondeos desde el túnel supone, muchas veces, interferencias con las actividades normales de tuneleo, por lo que su uso se limita, por lo general, sólo a verificar condiciones que se presume puedan plantear situaciones de riesgo importante. Por otro lado, la interpretación de un sondeo horizontal o subhorizontal es frecuentemente más difícil que la de un sondeo vertical porque requiere más habilidad para orientar las muestras y para representar con claridad el efecto de sus rasgos en tres dimensiones. Algo más sobre este aspecto va a comentarse en el inciso 2.5.

Tener acceso a la geología a nivel de túnel, con, llámese socavones, -- túneles pilotos o galerías de reconocimiento antes de excavar el túnel definitivo, es una alternativa de exploración que debe ponerse en práctica siempre que sea posible.

Otras obras de ingeniería permiten ejecuciones parciales para ponerlas en servicio por tramos, en forma escalonada. Un túnel no tiene que estar completamente terminado, incluso sus instalaciones, para dar el servicio que de él se requiere.

Muchas veces cuando la longitud y la profundidad del túnel son grandes, el estudio geológico no puede contar más que con unos cuantos sondeos directos a lo largo de la línea o cerca de ella. Si, además, la geología es compleja y los afloramientos están enmascarados por depósitos superficiales, la incertidumbre será alta en cuanto a la interpretación de las condiciones geológicas de la roca basal. En estas circunstancias se torna cada vez más conveniente la posibilidad de efectuar una galería de reconocimiento, y, si el túnel en cuestión es de sección recta grande 60 a 100 m². como lo es un túnel carretero, la alternativa se hace prácticamente indispensable; más aún si se contempla el empleo de máquinas tuneladoras.

La sección recta de una galería de reconocimiento puede variar entre unos 6 y unos 15 m²., dependiendo del proyecto del que forma parte - y del programa y del equipo de que se disponga para llevarla a cabo. En el caso de túneles carreteros puede considerarse que la galería de reconocimiento tendrá una sección recta del 10% de la del túnel. Si se acepta que el precio de un túnel es proporcional a su sección (en realidad se encarece en mucha mayor proporción al aumentar la -- sección, sobre todo si el terreno es de mala calidad), la galería no ha de costar más del 10% del túnel. No hay más que repasar la experiencia en construcción de túneles para descubrir que hay infinidad de casos en que las condiciones no previstas, particularmente las -- geológicas, han incrementado el presupuesto original en más del 10%. Al tener esto presente se debe admitir que una galería de reconoci- miento es justificable en muchos casos. Además, ofrece ventajas co- laterales adicionales a la principal que es la de descubrir de ante- mano las condiciones geológicas a nivel de túnel. Estas ventajas -- colaterales son estratégicas y pueden incidir muy favorablemente en el costo de la obra. Entre otras, se pueden enumerar las siguien- tes:

- Contribuir a la ventilación durante la construcción y, en su ca- so, en el futuro durante la operación. Combinándose con las lumbreras (pozos verticales o inclinados) y con los crucesos o ventanas de ataque (horizontales o en pendiente) pueden constituir una valiosa - vía de ingreso de aire puro y de expulsión de aire viciado.
- Servir de drenaje para que las aguas no penetren en el túnel o pa- ra que desde éste tengan fácil salida. Para cumplir con este fin se estudiará, en cada caso, si la galería debe ir por encima, por deba- jo o al mismo nivel que el túnel principal.
- Ayudar a la rezaga (alojando en la galería una banda transporta- dora o dando una vía de acceso alternativa al equipo de excavación)- o a la entrada de materiales (concreto p.ej.) para el revestimiento- o para el movimiento de maquinaria y medios auxiliares.
- Servir, en caso necesario, para, desde la misma hacer refuerzos--

(tratamientos de consolidación por inyecciones, anclajes, etc.) en el túnel principal, en los tramos que sean más difíciles por sus características geológicas o geotécnicas o por la presencia de agua. Para ello suele convenir que la galería de reconocimiento vaya a cota más alta que la clave del túnel.

- Puesto el túnel en operación y dispuesta convenientemente, la galería auxiliar puede servir para alojar conducciones diversas de agua o de electricidad. También para contener oleoductos o gasoductos. Instaladas estas conducciones separadas por completo del túnel principal, su vigilancia y conservación resultará más cómoda y segura. Puede también dar acceso a trabajos de reparación o mantenimiento del túnel principal.

- Servir como túnel de socorro, para poder llegar al lugar del siniestro, (accidente, incendio) en forma rápida.

- La galería de reconocimiento no es preciso que vaya paralela y próxima al túnel en todo su recorrido. Puede limitarse a ciertos tramos. Puede combinarse, como ya se dijo, con los pozos y ventanas de ataque. Puede servir ulteriormente, al ser ensanchada, como elemento de partida de la construcción de otro túnel que se hiciese al resultar insuficiente el principal que se construye. Muchos proyectos de túneles viales comprenden dos túneles más o menos cercanos y paralelos, uno de ellos podría iniciarse con galería de reconocimiento y ensancharse después, buscando obtener varias de las ventajas anotadas.

Cabe hacer notar que la galería de reconocimiento, aunque de pequeña sección, es en sí misma un túnel que requiere apoyarse en estudios geotécnicos y en una planeación propias.

Bien es verdad, que sus dimensiones le ayudan a que cualquier incidente geológico se presente en general en menor magnitud que como se manifestaría en el túnel principal, pero también es cierto que muchas condiciones adversas las puede encontrar por sorpresa y que, por ello, pueden ocasionar más daño que si hubiesen sido previstas. Las entradas súbitas de agua a presión por diaclasas y cavidades y el arrastre consiguiente de rocas descompuestas en arenas o arcillas pueden ser tan serios en un caso (galería de reconocimiento) como en el otro (túnel principal). Todos estos aspectos deben ponderarse junto con los correspondientes al procedimiento de excavación y de soporte y al costo, antes-

de decidir la construcción de una galería de este tipo. Por otra parte, la galería debe ser un túnel sujeto a una inspección especialmente detallada y cuidadosa, apoyada en levantamientos geológicos precisos y en mediciones en instrumentos diversos que permitan acotar las condiciones -- geológicas que va a encontrar el túnel principal. Al evaluar éstas, habrá que hacer justa consideración de los efectos de escala, al extrapolar al túnel principal lo observado en la galería y también, en determinados casos, de los efectos que en la zona del túnel haya podido producir la excavación de la galería misma.

2.4 Factibilidad de Alternativas.

En relación con este inciso se acompañan las ponencias de los ingenieros J. García Rosello y de F. Muzas Labad, del Primer Simposio Nacional sobre Túneles, celebrado en Madrid, España, en diciembre de 1974.

Se discutirán algunos aspectos en la exposición oral.

2.5 Estudios durante la Construcción.

2.5.0 Durante la construcción se podrá hacer una comparación de las condiciones geológicas que se predicen en el estudio geológico, con las condiciones reales aparentes que se observan en el túnel. Es un repaso, ante la realidad, de los principales aspectos anotados en el informe geológico (véase inciso 2.1) para evaluar su validez. De esta manera se podrán tomar nuevas decisiones en relación con la selección del soporte en la frente o con respecto a la modificación del soporte mismo y de algunas de las operaciones de construcción.

Los afloramientos en el túnel permiten mapear las características más significativas de las discontinuidades que son difíciles de determinar a partir de sondeos hechos en la etapa previa a la construcción. Es importante anotar la continuidad, las irregularidades u ondulaciones de los bordes y el tipo y espesor del relleno que se descubran a lo largo de diaclasas, fallas y zonas de corte. Deben de identificarse cuanto antes, y dibujarse, las diaclasas que muestren una orientación preferencial y que por ello for-

J. GARCIA ROSELLO

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Autopista Vasco-Aragonesa, C.E.S.A.ALTERNATIVAS EN EL TRAZADO DE LOS TUNELES1. EL TUNEL, SOLUCIÓN OBLIGADA O ALTERNATIVA

El túnel como obra pública puede aparecer como solución primaria o como alternativa entre otras soluciones. En el primer caso podemos citar por ejemplo los túneles de descarga de una central subterránea o el paso de una vía de comunicación carretera o ferroviaria, a través de una barrera montañosa importante. El túnel, como alternativa de la excavación a cielo abierto, se presenta a menudo en obras viarias y en canales cuando el trazado de la obra líneaal discurre a lo largo de laderas abruptas o en laderas cuya pendiente o inestabilidad hacen aconsejable la excavación en túnel que a media ladera.

Tanto en uno como en otro caso, túnel obligado o túnel oportuno, el primer problema que se plantea es el trazo del trazado. El trazado ha de estudiarse dentro de unas limitaciones o menos amplias, en función de multitud de factores que se entrelazan e interrelacionan de tal forma, que la evaluación del peso aplicable a cada uno de ellos constituye la principal tarea del ingeniero proyectista, por tener que cuantificar las distintas soluciones o alternativas en términos de economía (coste y plazo) y de seguridad, en la construcción y en la explotación de la obra.

2. EXPOSICIÓN AL VIENTO DEL TUNEL

Las condiciones naturales del terreno que ha de atravesar el túnel constituyen el factor condicionante de mayor entidad. Así radica precisamente la dificultad del estudio previo de todo túnel, pues, al tratarse de una obra subterránea, el túnel, no es posible llegar a conocer el subsuelo como en las obras de superficie y tampoco como en obras subterráneas localizadas, por ejemplo cámaras de centrales hidroeléctricas, en las que se puede alcanzar el interior del terreno con suficiente densidad de trabajos de reconocimiento, galerías, pozos, sondas, etc. En consecuencia, resulta difícil poder estratificar con suficiente precisión cuál será el comportamiento del terreno durante la construcción de la obra y de ahí fijar premisas para el desarrollo del proyecto de construcción.

En un estudio de túnel, el reconocimiento desde la superficie aporta sus posibilidades en cuanto a la exploración directa a partir del contacto de campo, y en casos de terrenos geológicamente complejos, cuando no corroborando las producciones con pozos profundos.

Tampoco es posible tener datos suficientes para proceder con cierta seguridad sólo en a comparación del terreno ante la excavación, cuando el túnel sigue una longitud que ha de ser variable, por las

zonas de costo y de tiempo, el detallado reconocimiento geológico estructural y geomecánico que sería necesario para ello.

Por otra parte, en construcción de túneles son prácticamente irrelevantes los parámetros geométricos de Coulomb (rozamiento y cohesión) y los ensayos realizados sobre testigos de rocas. Tampoco aportan demasiada luz las encomiables tentativas de clasificación de las estructuras rocosas, perfeccionadas con vistas a estimar a priori el comportamiento de la excavación, la cuantía de los sostenimientos y el revestimiento necesario, aunque procedan de numerosos datos estadísticos muy minuciosamente elaborados y procesados. Pues en cuanto entramos en el dominio de la mecánica de las rocas nos falta el eslabón perdido entre los datos y las soluciones de proyecto. "The missing link", como decía el ingeniero Benkhous en el Coloquio del Simposio Internacional de Oslo de 1969, de la Sociedad de Mecánica de las Rocas, al comentar el reciente artículo de Salce, R.Q.D. del profesor Beer.

Entre parámetros geométricos, índices de calidad estadísticos, resultados de ensayos y la definición del proyecto final de una obra subterránea, existe una gran laguna que únicamente puede ser saltada por la intuición y la experiencia del ingeniero. No en balde el construir túneles se llama talavia arte y no técnica. Arte de oficio, no de estética.

3. FLEXIBILIDAD FUNCIONAL DEL TRAZADO

La flexibilidad de trazado que permita encajar el túnel en las zonas de mejor terreno posible, viene condicionada por la funcionalidad de la obra. En autopistas las condiciones geométricas del trazado son muy estrictas. Cualquier modificación del trazado en planta de un tramo en túnel, puede repercutir en varios kilómetros, por lo que es muy difícil, prácticamente imposible, modificar el trazado del túnel una vez iniciada la fase de construcción de las obras.

Por el contrario en galerías y túneles hidráulicos existe una mayor flexibilidad de trazado, siendo así más fácil la adaptación del proyecto inicial a los condicionantes del terreno y caben además modificaciones posteriores aún en fase de construcción. Por ejemplo, es posible facilitar la evacuación de las aguas durante la construcción de una galería de presión, estableciendo rasantes en contrapendiente hacia las ventosas de escape laterales (Fig. 1 Perfil Transversal Galería de Presión del salto de Combarros). Algunas veces se puede esquivar una zona de mal terreno introduciendo un zigzag en alineación (Fig. 2 Galería de Presión de Bas Puy-Billy), o buscar una cierta proximidad de la traza a algunas laterales, con el fin de establecer galerías de escape intermedias.



Fig. 1 - Perfil longitudinal Galería de Presión del Salto de Damba-Cosco.

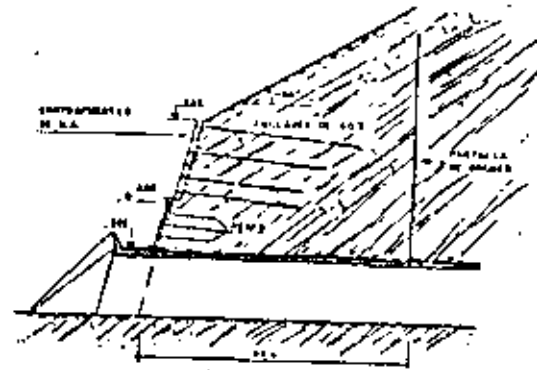


Fig. 3 - EmboCADURA del Túnel de Zaldívar (lado de Ermita).

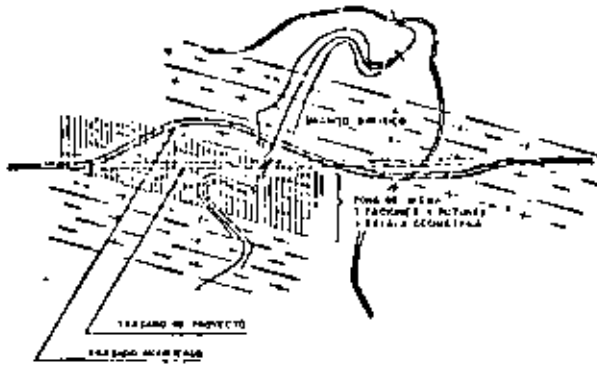


Fig. 2 - Galería de Presión de Rio-Pte. Hiley.



Vista de las emboCADURAS del Túnel de Zaldívar (lado de Ermita) de la Autopista Bilbao-Behovia.

4. EMBOCADURAS

Las características de las posibles zonas de emboCADURAS, son otro factor que debe considerarse con atención desde el primer momento del estudio del trazado, pues casi siempre es posible, dentro de ciertos límites, situar las bocanillas en las mejores zonas dentro de la franja de terreno que permita el proyecto en su conjunto. En este aspecto no debemos olvidar que el túnel más barato no es necesariamente el más corto, ya que un aumento de longitud del túnel puede más que sobradamente compensarse al situar las emboCADURAS en terrenos mejores. La variación de coste total - por unidad de longitud de túnel puede variar de 1 a 5 facilitate, y más aún en los tramos inmediatos a las bocas, donde las condiciones geomorfológicas del terreno suelen ser las más desventajosas, por tratarse de capas superficiales generalmente de rocas más meteorizadas y existir en algunos puntos locales de la ladera muchas veces - discontinuos.

Las emboCADURAS de túneles de gran sección son - temas que requieren estudio detallado y en algunos casos dan lugar a obras de consolidación de cierta entidad.

5. ACCIDENTES GEOLÓGICOS SINGULARES.- TUNELES PROFUNDOS.

Del estudio geológico de la zona, a nivel de estudio previo, deberían resultar factores condicionantes para la elección del trazado más conveniente y eludir en todo lo posible las zonas singulares de mal terreno, y en especial los accidentes tectónicos longitudinales. La mayor dificultad estriba en el conocimiento previo suficiente y fiable de las condiciones, naturales y probable estabilidad de la excavación, así como la determinación de las condiciones hidrogeológicas del núcleo, capa freática, caudales y presión del agua subterránea, que es previsible encontrar. Estos aspectos se tornan francamente problemáticos cuando se trata de túneles muy profundos.

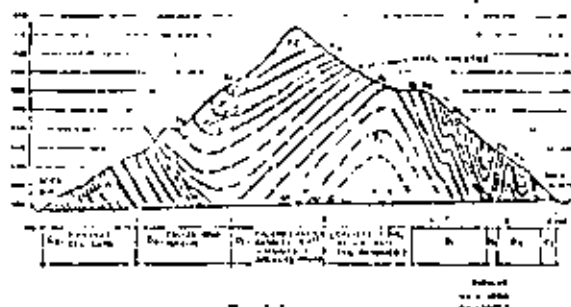


Fig. 4 - Perfil geológico longitudinal del Túnel del Galdá.

6. EL PROBLEMA EN TANTO EN LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

El punto de vista de la ejecución de la obra tiene gran influencia en el proyecto de los túneles. Realmente no se puede proyectar un túnel sin pensar en los procedimientos aplicables a su ejecución, como a su vez, estos dependen del plazo de ejecución disponible y de las condiciones naturales del terreno, el proyectista viene obligado a adoptar un determinado procedimiento de construcción aunque luego el constructor emplee u otro, pues es lógico suponer, ha de proporcionar ventilaras concretas al ser adoptado en la ejecución de la obra.

Por estos motivos no es únicamente ser excesivamente optimistas en cuanto a la estimación del comportamiento del terreno, a no ser que se tengan elementos de juicio suficientes para ello, pero en caso de duda es mejor partir de hipótesis por lo más conservadoras. En alguna ocasión hemos establecido en los Pliegos de condiciones la obligatoriedad de realizar la excavación en dos fases, corona y fondo, con homogeneidad de la boveda antes de la excavación del banco. En efecto, el equipo de maquinaria de obra para un túnel a excavación a plena sección, con máquinas de elevado costo y equipos acostumbrados para velocidades de avance elevadas, es finalmente guardado en obras donde sea probable la aparición alternativa de tramos de buena y mal terreno.

7. CUALIDADES DE AVANCE O DE RECUPERAMIENTO

Con el fin de conocer suficientemente el terreno a efectos del proyecto y de la construcción, no cabe duda que la ejecución de una galería de avance, o mejor dicho de reconocimiento, a todo lo largo del trazado o paralelamente a él, es el medio más eficaz para evitar sorpresas durante la construcción. La dificultad estriba en su costo y además, en ocasiones, en su plazo. Si la programación general lo permite, es deseable que este método que antiguamente se usaba casi siempre en los túneles de gran sección se deda de emplear, y se emplee en su medida a pesar en principio, en algunos túneles profundos, de gran sección, como es el caso de algunos túneles de gran sección, que a ejemplo de los de autopistas alpinas. En nuestra opinión, si el plazo lo permite, las ventajas que resultan de un conocimiento directo del terreno por

un compensar el coste de una galería previa, realizada durante la fase de proyecto.

8. TÚNELES GEMELOS

Por último, quizás merezca la pena dedicar un momento a los túneles gemelos o túneles dobles, tan frecuentes en las obras de autopistas.

En más de una ocasión hemos conocido serios problemas derivados de una excesiva proximidad entre túneles paralelos. El criterio general adoptado, en cuanto a separación de calzadas, se ha mantenido hasta puntos excesivamente cercanos al trazo en túnel. Precisamente en las zonas de las embocaduras, donde por lo general son las condiciones geomecánicas, es donde menor suele ser la separación entre túneles.

La separación entre ejes debiera ser en todo caso suficiente para que, en la estructura rocosa, pudieran ser independientes las zonas de efecto bóveda del terreno correspondiente a cada túnel. Para lograr tal independencia de funcionamiento no es posible dar reglas generales. Las normas usuales son de carácter empírico, pues la complejidad del discontinuo rocoso es tal que, por lo general, no se deja traducir a un modelo matemático que tenga suficiente semejanza con la realidad.

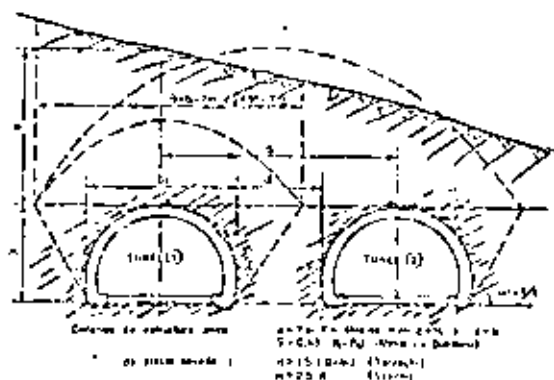


Fig. 5 - Túneles gemelos.

Como consecuencia de ser necesaria una amplia separación entre túneles, no sólo en planta sino también en alzado, resulta muchas veces inconveniente situar los túneles gemelos en una misma talera, pues la eliminación de la obliquidad de niveles entre pasantes de las dos calzadas acarrearía a tramos excesivamente largos, a ambos lados del túnel. En los valles estrechos estos estrechos puede ser buena solución la colocación de calzadas separadas en márgenes distintos.

9. CONCLUSIONES

- El proyecto de un túnel requiere un conocimiento lo más detallado posible del terreno a atravesar.
- El conocimiento del terreno no consiste en la falta de sorpresas geológicas, ni en ensayos de laboratorio, ni en indicaciones de calidad de la roca, sino en la definición de la naturaleza del terreno

- no, de la geometría de las discontinuidades y de las condiciones del agua freática.
- Las galerías de reconocimiento o de avance en toda la longitud del trazado son muy convenientes, especialmente en túneles profundos.
- El proyecto del túnel no puede desligarse de los problemas y procedimientos de su construcción.
- Es importante situar adecuadamente las embocaduras y condicionar, en lo posible, el trazado a la localización de zonas aptas para el embudo de llanto.
- Es preciso proyectar el trazado de forma que las cubiertas mínimas de terreno sean suficientes para evitar distorsiones y hundimientos del terreno.

- En túneles gemelos la separación entre ejes debe ser suficiente para evitar interferencias por grasas entre ellos.
- En túneles de autopistas el trazado de la carretera debe superponerse, en lo posible, a los condicionantes propios de la obra del túnel y no al revés.
- En autopistas la mejor solución alternativa es evitar los túneles, siempre que esto sea económicamente posible.

F. MUZAS LABAD

Dr. Ingeniero de Caminos, C y P.
Cementaciones Especiales, S.A.
Procedimientos ROLDI

CONDICIONANTES DEL TUNEL URBANO

Me ha sido encomendada por el Relator General, la tarea de comentar los condicionantes de proyecto del túnel urbano, y debo manifestar, en primer lugar, que si he aceptado el encargo se debe a la amistad que nos une, pues considero que hay muchas compañeros de gran experiencia que podrían haberse ocupado de ello con evidente derecho y, desdado luego, con mejor fortuna.

Hoy día, el túnel urbano es, quizá, el tipo de obra que plantea los más graves problemas a la Ingeniería Civil. No creemos sea necesario justificar su importancia actual como solución para mejorar las comunicaciones y los servicios públicos en áreas congestionadas; pero conviene indicar que en el futuro se generalizarán cada vez más ante la necesidad de no ocupar espacio urbano y de transferir al subsuelo todas aquellas servicios, no necesarios en superficie, que perturben la vida urbana, con objeto de conseguir mayor calidad de vida. Este hecho, perfectamente previsible, hace que la problemática del túnel urbano haya pasado internacionalmente a un primer plano de interés técnico, social y económico.

Los túneles urbanos pueden tener distinta finalidad, que permite clasificarlos en túneles de comunicación, colectores visitables y galerías de servicios, siendo, con mucho, los más importantes los destinados al Metro.

En general, todos ellos presentan una serie de particularidades propias, como son su rigidez de trazado, el número relativamente elevado de conexiones con la superficie y las grandes secciones que, a veces, se precisan en áreas de acceso público, como ocurre con las estaciones de Metro y los centros de enlace y trasbordo.

El trazado en planta se encuentra condicionado por necesidades de servicio y por imposiciones urbanísticas; pero, a pesar de esta poca flexibilidad, deben ser analizadas, con todo detalle, las posibles alternativas para no crear en el subsuelo puntos negros de confluencia, análogos a los existentes en superficie. Este es el caso de muchas ciudades antiguas que han experimentado un desarrollo radial, y en las que la disposición de cinturones resulta muy ventajosa.

La rigidez del trazado en alzado es consecuencia de la limitación de pendientes y de la existencia de puntos singulares de paso obligado, como sucede cuando hay que salvar corrientes fluviales o enlazar a cotas previamente establecidas, o cuando existen limitadas posibilidades de acceso desde la superficie.

A todas estas particularidades de los túneles urbanos en sí, hay que añadir las propias del medio en que va a ser construido.

Las condiciones geológicas del terreno se caracterizan, en la mayoría de los casos, por la diversidad y heterogeneidad de las forma-

viviana o otrovarar. En general, se trata de suelos (con sus características mecánicas propias) hechos rees alterados o manipulados, constituyendo rellenos artificiales. En cuanto a los condicionamientos hidrogeológicos, es muy difícil predecir la presencia de niveles freáticos y de aguas colgadas, naturales o procedentes de fugas de la red de abastecimiento y saneamiento.

El reconocimiento del terreno presenta dificultades evidentes, compensadas, en cierto modo, por la existencia de una valiosa experiencia local. La importancia de estos trabajos no puede discutirse; pero conviene decir que un estudio incompleto del terreno puede tener graves repercusiones económicas.

A todas estas características del medio en el que va a construirse el túnel, hay que añadir los particularidades de la presencia, en superficie, de edificaciones y estructuras, y, en profundidad, de cimentaciones, canalizaciones y servicios, rasgos de obras antiguas y edificios subterráneos naturales o artificiales, como cavernas, mines, pozos, etc., y veredas desconocidas o desconocidas. Los oficiales para conseguir información adecuada al respecto son bien conocidos de todo el mundo, alguna vez, ha tenido relación con obras urbanas de cualquier tipo.

La presencia de edificaciones, estructuras y canalizaciones subterráneas en la proximidad del nuevo túnel, adquiere una importancia fundamental debido a la repercusión de los efectos que en ellas puede tener la nueva obra, tanto en lo que se refiere a estabilidad como a los asentamientos y movimientos que se pueden inducir.

Toda construcción subterránea solo requiere operaciones sencillas de cavar túneles en las estructuras cercanas. Estas operaciones, realizadas con principalmente la excavación, la modificación del nivel freático y la tención de vibraciones. En el túnel urbano con frecuencia, en general, todas ellas, particularmente en los túneles de Metro. La obra requiere una excavación que, inevitablemente, ocasionará movimientos del terreno que pueden ser incompatibles con las estructuras cercanas. El túnel supone un drenaje permanente del nivel freático, que modificará el estado de presiones efectivas en el terreno y que, incluso, puede provocar su erosión interna. Las vibraciones dependen del método de ejecución, en la fase constructiva, y de la finalidad del túnel durante la explotación de la obra, y pueden provocar modificaciones del terreno (en suelos granulares), daños en los edificios próximos y molestias para sus ocupantes.

La elección del método de cualquier túnel debe tenerse en cuenta, no sólo los factores naturales, sino también los posibles

tipos de las diversos métodos de ejecución, sin olvidar las ventajas de su combinación, con métodos tradicionales previos del terreno. Tratándose de túneles urbanos, estas particularidades de los métodos de ejecución actúan íntimamente ligadas con la perturbación de la vida en superficie, y, principalmente, con los efectos de la obra sobre las estructuras cercanas. La consideración de estos efectos es de importancia fundamental, a pesar de los enormes dificultades que existen por ello como consecuencia del estado de nuestros conocimientos técnicos y la incertidumbre sobre el proceso de interacción que han experimentado las estructuras ya construidas.

El ideal es poder adoptar un trazado en el que la mayor parte del túnel mantenga toda su sección en formaciones geológicas simétricas y reconocidas por la experiencia como que presentan el mínimo número de problemas para la excavación subterránea y la vida urbana.

A la optimización del proyecto se llega mediante un equilibrio entre la calidad, la seguridad y el costo de las obras pero, con un concepto de costo mucho más amplio que el habitual. Pues, además de la incertidumbre de los plazos y gastos de explotación, ya obligada a considerar nuevos parámetros como los costos y beneficios sociales. En métodos cascos, la alternativa entre el túnel superficial o profundo se decide por la conveniencia de eliminar riesgos innecesarios.

Con esta exposición hemos pretendido resumir brevemente las peculiaridades del proyecto de un túnel urbano. El estudio constituye un proceso de aproximaciones sucesivas con una consideración constante de cada decisión anterior. El estudio previo debe sentar las bases de todos posteriores; pero siempre quedan planteadas incertidumbres, algunas de las cuales no se desajujan hasta la ejecución de la obra. Por ello, tiene primordial importancia que en el proyecto se establezcan prioridades, previsiones y criterios de actuación para evitar de evitar la multitud de problemas que pueden presentarse, problemas que suelen traducirse en un aumento de la obra, y, a veces, desagradablemente, en costosos daños, sanciones judiciales y retrasos en la construcción.

El estudio de un túnel se completa con aspectos que corresponden a los otros sistemas de este tipo. Como que durante el mismo deberíamos mejorar sobre toda la problemática general y, principalmente, sobre los factores que presentan el túnel durante su explotación en un caso internacional, y de cuya situación, todos, de alguna manera, somos responsables. Es deseable una mayor coordinación entre especialistas, tanto durante el estudio, como de datos, centros de documentación.

men familias o conjuntos. Cada familia debe nombrarsele con un número. Las desviaciones significativas respecto a una familia deben quedar también anotadas.

La figura 13 es un ejemplo de formato de registro geológico y-- la figura 14 un ejemplo del levantamiento geológico de una frente de túnel.

El geólogo debe observar la geología del tramo de túnel y de la frente correspondientes en cuanto termine la ventilación, inmediatamente después de la voladura, y durante los trabajos de -- amacizado y de iniciación del soporte. Si éste es a base de -- concreto lanzado, la geología quedará oculta una vez que éste-- se aplique. El geólogo debe prestar especial atención a esta-- establecer relaciones entre las condiciones geológicas aparentes en el túnel y los requerimientos de soporte o ademe.

2.5.1 Los aspectos relacionados con la construcción que deberán observarse y registrarse en detalle, para poder "llevarle el pulso"-- al túnel, son los siguientes:

1. Dimensiones de la sección del túnel.
2. Longitud avanzada por ciclo
3. Sobreexcavación: Forma del perímetro, tamaño de la zona sobre excavada.
4. Métodos de excavación.

Voladura: Diagrama de barrenación, consumo de explosivos total, por retardo y por barreno; espaciamiento y carga de los barrenos del perímetro; distribución de retardos; longitud de los barrenos y del taco; cambios en los procedimientos:

Toda esta información suele aparecer en un informe normal de barrenación y carga, pero hay a veces modificaciones hechas por-- el sobrestante o el cabo de barrenación que no se anotan y que es importante que queden registrados.

En el caso de máquinas tuneladoras se indicará: dimensiones del túnel; empuje y par de torsión del cabezal de la máquina; tipo, número, distribución y dimensiones de los cortadores; velocidad de avance durante la operación de la máquina; tiempo de trabajo efectivo de la máquina; número y localización de los cortadores cambidos en el día; tamaño (graduación) de los pedazos de rezaga.

5. Soporte o ademe: peso, espaciamento, tiempo de instalación en el ciclo, método de instalación.

a) Marcos metálicos.-Primero anótese: peso, tamaño, forma, tipo de acero, número de piezas en cada marco, espaciamento entre marcos, apoyo de los postes, espaciamento del retaque o "castigo"; acuñamiento del retaque (anotar si los marcos están "castigados" en el arranque del arco o abajo), espaciamento y colocación de "separadores" y "tirantes", distancia a la frente en el momento de instalar los marcos, tiempo de instalación, tipo de placas de asiento y de pernos, número de pernos, plomeo de los marcos.

Después: obsérvese evidencias de carga excesiva sobre los marcos o de trabajo inadecuado de los mismos: separación entre placas de unión entre secciones, aflojamiento o aplastamiento del retaque, flambéo del alma, alabeo de los patines, marcos fuera de línea o de plomo y otras evidencias de grandes deflexiones o deformaciones.

b) Pernos de anclaje: Primero: peso, longitud, diámetro y tipo de acero; tipo de anclaje; método para obtener el anclaje; método de protección del ancla; método para dar apoyo en la superficie del barreno; dimensiones de las placas de apoyo, tuercas, roldanas, coples, cuerdas; tensado de las anclas, espaciamento de las mismas; tiempo de instalación; distancia atrás de la frente; método de soporte entre anclas (malla, tiras de acero, concreto lanzado, pernos cortos).

Anclas "Perfo", anclas de adherencia y anclas de resina: peso, diámetro y longitud de las piezas; mortero, lechada y resina utilizadas en la inyección (mezclas, aditivos); dispositivo de inyección; procedimiento de instalación; patrón de anclaje. Tiempo después -

de instaladas debe verificarse que las anclas no están sueltas, que el producto adherente ha fraguado y, mediante pruebas selectivas de extracción, que dan la capacidad de carga requerida.

Después: para pernos no inyectados evidencia de incrementos de carga al tomar forma de comal las placas de apoyo, rotura de ancla (por lo general en la zona de cuerda cerca de la embocadura) placas o tuercas sueltas

c) Concreto lanzado. Primero: cantidad pasada por la máquina;-- porcentaje de rebote; espesores; espesores sobre protuberancias y en rebajes o nichos; propiedades del material (dosificación,-- tipo y porcentaje de acelerante, resistencia con el tiempo, compatibilidad acelerante cemento); tiempo de aplicación; preparación de la superficie; temperatura del concreto lanzado; efecto de las entradas de agua en el concreto lanzado; distancia a la-- frente, espesor aplicado en cada capa; distancia de la boquilla a la superficie donde se aplica; adherencia, característica de-- la superficie donde se aplica.

Después: observar grietas y desprendimientos especialmente cerca de la frente; tamaño de las grietas (ancho, largo, espesor, corrimientos); localización de las mismas; mdfanse cambios con el-- tiempo como indicador del deterioro del ademe; evidencias de poca o ninguna adherencia, abombamientos y vacfos y movimientos de la roca; relacionar las grietas con la geometría del túnel, el-- tipo de soporte, la geología.

d) Método de soporte en la frente: agujas, tablestacas, pernos inyectados, concreto lanzado, ademe de madera o metal.

6. Método de excavación por etapas. Sección superior y banqueo; galerías piloto y ensanche. Soporte de las excavaciones parciales y extensión del mismo a la excavación total.

7. Condiciones del agua. Localización, duración y volúmenes de los flujos por diaclasas y fallas o por barrenos; humedad en las zonas sobrexavadas; presión; gasto de agua de la frente y en el túnel.

8. Inyecciones. Mezclas, método de aplicación, tiempo de inyección, espaciamiento, profundidad y localización de los barrenos de inyección, presiones; gastos; fugas por diaclasas o por barrenos adyacentes.

9. Equipo para instalar soportes y para hacer barrenos. Procedimiento. Duración del ciclo.

2.5.2 Instrumentación.

Las mediciones que se hagan durante la construcción, pueden usarse para ayudar a ésta: -Pueden servir para verificar si el diseño es el adecuado o puede señalar áreas en las que conviene hacer modificaciones.

La instalación de instrumentos se justifica en estos casos: grandes cavernas (casas de máquinas, depósitos subterráneos); excavaciones y túneles en una geología compleja y difícil; geometría complicada de cavidades; procedimientos de construcción complejos; donde haya la posibilidad de causar grandes movimientos que puedan afectar la estabilidad de la obra misma o sus vecindades o que puedan provocar daños a terceros; o donde se necesite recabar información de cargas sobre ademes o revestimientos para utilizarla en el diseño de futuros tramos de la misma obra, o de futuras obras.

Al igual que los otros sistemas de adquisición de información (mapeo, sondeos, prospección geofísica), la instrumentación debe planearse y programarse para aclarar o complementar alguna parte del resto de la información, así como para aportar nuevos aspectos -- (nuevas piezas del mosaico). Por consiguiente, debe concebirse -- teniendo en cuenta primero que nada el conjunto y, después, las partes a las que va estar más directamente relacionada.

En un túnel, (especialmente en uno excavado a sección completa) -- la instrumentación queda por lo general instalada después de que ha pasado la frente, por lo que registra sólo una porción de la respuesta de la roca a la excavación. ,Más aún, el soporte inicial suele aplicarse antes de que se interpreten o quizá de que --

se tomen las primeras mediciones. Por consiguiente no hay oportunidad para influir en la decisión respecto a la elección del soporte en la sección, sobre la base de las mediciones de la instrumentación. Estas pueden ser muy útiles, en cambio, para indicar en qué momento se estabilizan los movimientos de la roca, que debe ser el momento adecuado para colocar el revestimiento definitivo. Si los movimientos no se estabilizan (el caso de rocas blandas que fluyen), entonces sí se puede modificar el soporte temporal -o el definitivo-, en base a las mediciones. Pero quizá el mejor uso de estas observaciones, en una situación así, es la de poder modificar oportunamente el soporte de futuras secciones en las que se espera que se planteen situaciones semejantes.

En túneles pequeños la economía reside más bien en la compatibilidad entre las condiciones del terreno, el sistema de ademe y de revestimiento, y los métodos constructivos. Es claro sin embargo, que en ocasiones puede haber ahorros importantes al usar ademes más ligeros o al reducir o eliminar el refuerzo en el revestimiento final.

En grandes túneles y cavernas, aparte de la compatibilidad mencionada, puede llegarse a proyectos económicos si se logran mejoras en el diseño de los revestimientos. Para ello deben estimarse las cargas de roca, la interacción roca-ademe-revestimiento y la capacidad última de los revestimientos y ademes, mediante mediciones de cargas, esfuerzos y deformaciones.

En ocasiones se puede reducir la carga de roca, instalando pernos o anclas, desde la frente hacia adelante, que evitan o reducen el aflojamiento alrededor de la excavación. Mediante mediciones puede confirmarse la utilidad de este sistema que puede reducir considerablemente los requerimientos de ademe provisional.

El comportamiento observado mediante mediciones, de zonas de revestimiento sin refuerzo puede derivar economías importantes en el diseño del revestimiento final.

Las figuras 16 a 20 muestran esquemas de instalación de instrumentos en túneles.

2.5.3 Detección de las Condiciones Geológicas adelante de la frente del túnel.

A este respecto se van a presentar, a continuación, algunas de las conclusiones de un informe del Laboratorio de Investigación sobre Caminos y Transporte de Inglaterra (Transport and Road -- Research Laboratory TRRL) publicadas en la revista Tunnels & -- Tunneling en enero de 1977.

1. Las investigaciones o estudios previos a la construcción no proporcionan, en el estado actual del conocimiento, suficiente información acerca de las condiciones del terreno como para que el tuneleo proceda con completa seguridad.

Debe darse todo el apoyo posible para perfeccionar los métodos de investigación previa, pero aún así, es necesario también --- aplicar algún método de detección de las condiciones del terreno adelante de la frente del túnel, durante la construcción del mismo, para remediar las deficiencias de la información previa y así reducir los riesgos de causar perjuicios tanto al personal como a la obra.

2. La detección de las condiciones adelante de la frente es só lo una fase de todo el proceso de recopilación de información -- sobre el terreno para el tuneleo, y debe integrarse con las --- otras fases para lograr el máximo beneficio.

Debe obtenerse la máxima ventaja de la información derivada de etapas anteriores para diseñar el sistema de detección.

3. Al presente, la barrenación y el sondeo hacia adelante se-- han utilizado más bien en circunstancias difíciles cuando se-- anticipaba mal terreno o cuando las consecuencias de un accidente se suponían graves. Los métodos geofísicos se han empleado en plan experimental (desde la frente o desde barrenos perforados a partir de ella); hasta donde se puede asegurar, no se han llevado todavía a un nivel práctico.

4. La razón de que no se haya usado más ampliamente la barrenación o sondeo hacia adelante es que no se cuenta, en la mayoría de los casos, con equipo adaptado al túnel. Se reconoce que se requiere mayor labor de investigación y desarrollo en este campo y en particular de desarrollo industrial.

5. Debe admitirse que ninguno de los métodos de detección adelante de la frente, por sofisticados que estos resulten, ya sea por sondeo, por geofísica o por una combinación de ambos, son capaces de garantizar con absoluta seguridad las condiciones que es dable encontrar más allá de la frente del túnel.

2.5.4 De estas conclusiones debe derivarse que es necesario aplicar métodos de detección adelante de la frente para completar la información de las condiciones geológicas que se anticipa va a encontrar el túnel. Si estas condiciones se estima que son particularmente difíciles y que implican riesgos al personal o a la obra, la aplicación de dichos métodos es indispensable.

Queda mucho por perfeccionar en estos métodos para adaptarlos mejor al espacio y a las condiciones de trabajo dentro del túnel, pero no por eso deben desecharse.

Son métodos que se aplican en interés de la economía y la seguridad de la obra por lo que debe recurrirse a ellos cuantas veces se estime necesario y la interpretación de sus resultados debe ser cuidadosa pero oportuna para que cumplan su propósito.

Es recomendable aprovechar los fines de semana para llevar a cabo las investigaciones de este tipo en modo a no estorbar las operaciones normales del túnel. Se procurará explorar en esos días una longitud algo mayor que la que va a avanzar el túnel durante la semana y en tantos puntos de la frente y con la inclinación que convenga de acuerdo a la estructura geológica aparente y a las condiciones que se anticipan y se quieren verificar. Para la generalidad de los casos, en que se quiere detectar la presencia de agua, o de material muy quebrado o alterado, basta con efectuar barrenos sin extracción de núcleos, con una perforadora "track drill" o equivalente.

Para exploración de más detalle se requerirá extraer núcleos o muestras lo que implica una operación más delicada y por lo tanto más lenta.

Se usarán entonces máquinas del tipo "rotaria" con barriles muestreadores, o del tipo de barrena espiral con sacamuestras Denison o Shelby. En uno u otro caso, el registro detallado de los incidentes de la perforación y de la velocidad de avance y comportamiento de la misma es de gran utilidad para la interpretación.

En muchos casos de materiales triturados o descompuestos, para evitar el derrumbe o el cierre de la perforación, habrá que ingeniárselas para "encamisar" o ademar, mientras se perfora, con tubería metálica o con lodo.

En otros casos (arenas) aún además la perforación, el agua canalizada a través de ella puede alcanzar gradientes críticos que provoquen la erosión y el arrastre de material, pudiendo resultar la misma perforación el origen de una vía de agua y suelo más importante.

En estos casos debe perforarse desde una mampara estanca, y los barrenos deben tener aditamentos de filtro y de válvulas o llaves que permitan "cerrar" oportunamente la fuga.

Las mediciones de presión y gasto de filtración que se hagan en barrenos de exploración pueden ser útiles para diseñar un eventual tratamiento de impermeabilización.

- 2.5.5 En el túnel de ferrocarril de Seikan, de 50 km. de largo, en Japón-- se habla de barrenos horizontales, con extracción de núcleos, de 800 m. de largo, hechos con máquinas rusas y americanas. Las perforaciones se hacen desde nichos o galerías laterales al túnel. Se puede-- uno imaginar los problemas de guía y orientación de la línea de barrenación que deben tener y las dificultades de interpretación consiguientes. Pero los riesgos adelante son muchos, por estar una buena parte del túnel bajo el mar sin posibilidad de intentar conocer-- la geología desde la superficie, de ahí que las necesidades de información sean imperiosas y ésta deba ser obtenida con gran anticipación para poder planear los procedimientos constructivos con suficiente oportunidad. Un túnel de servicio, algunas galerías piloto y varias lumbreras inclinadas de acceso han ayudado a ir completando el mosaico geológico.

En casos menos excepcionales la barrenación deberá hacerse de longitudes entre 15 y 50 m, casualmente 100 m. Durante la semana deberá procurarse, interrumpiendo lo menos posible las operaciones del túnel, adelantar uno o dos barrenos una longitud de uno a dos diámetros del túnel, en cada ciclo, o una vez por día, según lo amerite el caso.

En determinados proyectos, la mejor exploración adelante se obtendrá a partir de una galería de reconocimientos, como ya se explicó en el inciso 2.3.6., .

En toda exploración para detectar las condiciones geológicas adelante de la frente del túnel es indispensable la interpretación de un geólogo experimentado, de preferencia que sea uno de los que haya intervenido en las demás fases del estudio geológico.

2.5 Para concluir, unas últimas frases:

"El ingeniero tiene un deber fundamental: minimizar lo imprevisto (la incertidumbre)"

"La predicción es un paso clave en el proceso de crear (construir) y man tener en operación una obra de ingeniería"

Ello es más notorio y más crítico en la construcción de túneles, pero el ingeniero cuenta cada día con más armas para cumplir con ese deber y dar ese paso. De esta manera el tuneleo se aleja cada vez más de la esfera del juego de azar, -de arriesgarlo todo-, y se acerca más a la esfera -- del dominio pleno de la ingeniería.

No dejará, sin embargo, de conservar el embrujo de penetrar en los ámbitos más recónditos de la naturaleza con una combinación acertada de arte y de técnica.

TABLA 1. Estimación (que se considera conservadora) de la Demanda de Túneles en la Década 1970-1979.

(Datos de la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos OCDE)

Son datos de una encuesta a la que respondieron dieciocho países.

- | | |
|---------------------------|--------------------|
| (1) Longitud total | 628,000 km. |
| (2) Volumen de Excavación | 6,031 millones m3. |

En la década 1960-1969 los valores correspondientes fueron:

- | | |
|---------------------------|--------------------|
| (1) Longitud total | 431,000 km. |
| (2) Volumen de Excavación | 3,912 millones m3. |

El incremento se estima por tanto que será de 46% en (1) y de 54% en (2).

El costo estimado para excavación subterránea entre 1970 y 1979 (datos de 15 -- países) es de 54,000 millones de dólares que representa un incremento de 100%-- sobre los 26,600 millones de dólares gastados durante 1960-1969.

El 97% de la longitud y el 89% del volumen de la estimación 1970-1979 corresponden a obras orientadas a la minería.

Sin embargo, para construcción no minera se harán 21,000 km. de túneles con un volumen de 675 millones de m3. Lo que representa un 62% de incremento en longitud y un 136% de aumento en volumen, ya que en el período 1960-1969 las cifras respectivas fueron 13,000 km. y 286 millones de m3. Los costos estimados para excavación subterránea orientada a la construcción son 28,500 millones de dólares que es un 240% mayor que la década pasada y que fue de 8,400 millones de dólares.

Segmento	Segmento del que depende	Tabla de probabilidad de Markov		
		Falla	No falla	
J	-	0.8	0.2	
K	J	También falla	No falla	
		Falla	0.6	0.4
		No falla	0.0	1.0

TABLA 3. Tablas de probabilidad de Markov

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

TABLA 4. EJEMPLO DE INFORMACION SOBRE UN PARAMETRO DE CONSTRUCCION.
(Moavezadeh, 1974).

Sobrexcavación en Centímetros.

Aplicable en Nodos Terminales	Optimista	Más Probable	Pesimista
De 1 a 4	10	13	18
De 5 a 16	13	15	20

60

TABLA 5. (Wahlstrom, 1973)

Lista Ayuda Memoria para la Recopilación de Información en el Estudio Geológico del Sitio Propuesto para un Túnel.

La información deberá presentarse en mapas y perfiles, cortes columnares y entablas, gráficas y diagramas, junto con texto, descripciones e interpretaciones en el cuerpo de un informe que acompañe los mapas y los perfiles.

I. Depósitos superficiales.

Determinense las características y el origen de los depósitos superficiales y localícense los diversos tipos en el mapa geológico. Examínense en particular los depósitos superficiales de origen local para determinar la litología y estimar la competencia o calidad de la roca basal originaria.

II. Geomorfología.

Examínense los rasgos topográficos y clasifíquense por tipo y origen. --- Préstese atención en particular a las formas y a su distribución ya que reflejan la litología de la roca basal, la estructura subterránea y la alteración. Si es posible, correlaciónese lo escarpado de las laderas con la calidad o competencia de la roca basal.

III. Identifíquense las unidades geológicas y mapéense los afloramientos. Hágan

se anotaciones cuidadosas de la mineralogía megascópica y la "estructura" elemental de cada unidad. Coléctense muestras para exámenes petrográficos en el laboratorio y, si es posible, para medir sus propiedades ingenieriles.

a. Para rocas ígneas, anótense las estructuras elementales originales, planas y lineales, si están presentes, particularmente las de alineación y estratificación fluidales.

b. Para rocas sedimentarias hágase lo posible para medir y preparar un perfil estratigráfico que muestre a detalle los espesores y las litologías de los estratos individuales así como las inconformidades y discordancias.

Si fuese necesario, porque sea crítica la recolección de información, úsen-se barrenos con recuperación de núcleos.

c. En afloramientos de rocas metamórficas anótese la litología y las estructuras elementales y préstese particular atención a los tipos y actitudes de la foliación, el clivaje y la alineación o linealidad. En terrenos metamórficos complejos búsqense capas de litología y estructura elemental evidentes que puedan servir para definir relaciones estructurales. Anótese y mapéense los pliegues mayores y menores.

IV. Identifíquense todos los rasgos de anisotropismo secundario como diaclasas, fallas y pliegues y localícense en el mapa geológico con símbolos y anotaciones apropiadas.

a. Para fallas inténtese determinar rumbo, echado y dirección y magnitud del desplazamiento relativo de los bloques adyacentes. Préstese particular atención al ancho y a las características de la roca afectada en relación con fallas.

b. Por su importancia principal para el ingeniero encargado de evaluar -- las técnicas de excavación y la cantidad y tipo de soportes, los estudios y levantamientos de diaclasas en el campo, deben hacerse con todo cuidado. Las diaclasas que interesan son las que se espera que existan en el cuerpo de la roca a profundidad, y debe tenerse cuidado de eliminar del análisis las diaclasas que resulten del intemperismo superficial, glaciación, o fallas de talud (Nota: estas últimas diaclasas sí son importantes para la estabilidad de los portales y primeros metros de túnel, y para túneles situados relativamente cerca de laderas o pendientes).

Inténtese identificar sistemas o familias de diaclasas y anótese y dibújense sus tendencias. Préstese atención y regístrense espaciamentos de diaclasas, extensión lateral y vertical del diaclasado en cada sistema, rugosidad o planaridad de las diaclasas, y relativa persistencia de sistemas de diaclasas que se intersecten.

Los datos deberán pasarse a representaciones estereográficas adecuadas. El análisis estadístico por computadora a veces ayuda en el estudio de los datos sobre diaclasas.

c. En rocas plegadas anótese el tipo de pliegues y préstese especial atención al movimiento o desplazamiento de capas adyacentes, el desarrollo de

fracturas en las crestas, en los valles y en los , así como el comportamiento de capas menos competentes entre capas más competentes.

- V. Inténtese evaluar las condiciones del agua subterránea. Localícese, mápese y estímesse la cantidad de agua que aflora de manantiales. Hágase especial mención de los manantiales termales que pueden revelar altas temperaturas a profundidad. Evalúese, hasta donde sea posible, la permeabilidad secundaria relacionada con fracturas y disolución de calizas.
- VI. Estímense las posibilidades de gas a profundidad. Préstese especial atención a la eventual presencia de gas metano explosivo en o derivado de lutitas o calizas carboníferas. El bióxido de carbono viene por lo común asociado con manantiales, en zonas de actividad volcánica, y puede estar presente en grandes cantidades a profundidad.
- VII. Estímense las temperaturas de la roca al nivel del túnel. Las altas temperaturas están muy localizadas generalmente en zonas de reciente actividad volcánica u orogénica, y pueden detectarse por manantiales termales en superficie.
- VIII. Localícese áreas donde las prospecciones geofísicas y los barrenos con muestreo pueden contribuir al mejor conocimiento de la geología de la roca basal y a correlacionar los resultados con otros datos del estudio geológico.

TABLA 6. RESUMEN DE METODOS GEOFISICOS DE PROSPECCION A PROFUNDIDAD.

- I. Métodos Sísmicos que utilizan temblores artificialmente inducidos, por lo general por medio de explosivos o de impactos de masas pesadas.
 - A. Método de refracción
 - B. Método de reflexión (grandes profundidades; exploración petrolera)
- II. Métodos de gravimetría que miden variaciones en el campo gravitacional terrestre relacionadas con la estructura geológica subterránea.
- III. Métodos de Magnetometría que miden variaciones o contrastes en la susceptibilidad magnética de las rocas.
- IV. Métodos Eléctricos.
 - A. Métodos que miden potenciales naturales o espontáneos
 - B. Métodos que miden caída de potencial en la corriente transmitida entre electrodos.
 - C. Métodos que miden distorsiones o anomalías en campos eléctricos o magnéticos naturales o inducidos.
- V. Métodos basados en la medición de la radioactividad de las rocas.
- VI. Métodos que registran anomalías en la recepción de ondas electromagnéticas (ondas de radio) transmitidas desde fuentes emisoras introducidas en barrenos.

64

TABLA 7. (F. Press 1966)

Algunas velocidades de ondas sísmicas longitudinales (de compresión) en materiales naturales.

Material	Velocidad en Km/seg.
Aluvión	0.5 - 2.1
Arcilla	1.1 - 2.5
	0.3 - 0.6
Arena	0.2 - 2.0
Tilita (glacial)	0.4 - 1.7
Granito, monzonita cuárcica, granoclorita	4.6 - 6.0
Gabro, diabasa, basalto	5.0 - 6.7
Arenisca, lutita	1.4 - 4.5
Caliza	
blanda	1.7 - 4.2
dura	2.8 - 6.4
cristalina	5.7 - 6.4
Anhidrita, yeso, sal	3.5 - 5.5
Pizarra	3.5 - 4.4
Esquisto y gneiss	3.5 - 7.5

TABLA 8. (Wahistrom, 1973)

Niveles de confiabilidad en la proyección a profundidad o lateralmente de los rasgos geológicos observados en superficie.

- I. Proyección con la máxima confiabilidad.
 - A. Fallas aisladas y marcadas, zonas de falla o zonas diaclasadas - con fronteras planas y bien acusadas de rumbo y echado conocidos por haberse medido en afloramientos o en barrenos.
 - B. Estratos sedimentarios no plegados y no fallados de espesor constante cuyos detalles estratigráficos están disponibles en los exámenes de superficie o bajo superficie.
 - C. Coladas de lava o de materiales piroclásticos en las que los espesores de las capas individuales no varían apreciablemente de un lugar a otro.
 - D. Grandes intrusiones ígneas monolíticas, particularmente grandes-cuerpos de granito.

- II. Proyecciones con apreciable confiabilidad.
 - A. Fallas maestras de tendencias conocidas en regiones de complejidad geológica moderada.
 - B. Sistemas de diaclasas asociados a fallas maestras.
 - C. Conjuntos de rocas sedimentarias, rocas piroclásticas o coladas de lava falladas o plegadas pero con actitudes claramente entendibles, de espesor constante y cuya geometría de plegamientos y fallas es conocida.
 - D. Conjuntos de rocas metamórficas gresos, no fallados o moderadamente fallados, de estructura regional conocida.

- III. Proyecciones con cierta reserva respecto a la precisión de la proyección.
 - A. Falla secundaria en áreas de afallamiento complejo.
 - B. Sistemas de diaclasas asociados de fallas subsidiarias o secundarias.
 - C. Rocas estratificadas plegadas o falladas en las que la geometría de fallas y fracturas es conocida sólo parcialmente.
 - D. Conjuntos de rocas estratificadas con discordancias angulares.
 - E. Conjuntos de rocas estratificadas altamente lenticulares.
 - F. Intrusiones ígneas transversales como diques y "stocks"

- G. Intemperización localizada a lo largo de zona de fracturamiento.
- H. Alteración destructiva a profundidad por soluciones templadas a ca-
lientes de una diversidad de orígenes.
- I. Sistemas o familias de diaclasas aparentemente no relacionados a--
fallas maestras o a fallas secundarias.
- J. Intrusiones ígneas lenticulares en rocas metamórficas.
- K. Inclusiones lenticulares de rocas metamórficas en cuerpos ígneos.
- L. Intrusiones ígneas concordantes como los sills.

IV. Proyecciones dudosas.

- A. Fallas o sistemas de diaclasas maestras o subsidiarias, que no a--
floran en superficie ni se encuentran en los barrenos y que se supone-
están presentes por los resultados de prospecciones geofísicas de su--
perficie o del análisis de la cubierta de roca y de los rasgos topográ-
ficos.
- B. Zonas alturadas de formas irregulares y de controles estructurales
desconocidos.
- C. Rocas estratificadas con estratigraffa y tendencias poco o mal co-
nocidas.
- D. Rasgos de superficie identificados sólo por mapeo de muestras lava-
das o de residuos de roca y suelo.

V. Proyecciones muy dudosas.

- A. Proyecciones basadas en hipótesis derivadas del conocimiento de la
historia geológica del área.
- B. Proyecciones basadas en la teorización e imaginación del geólogo -
sin una adecuada investigación en el terreno.

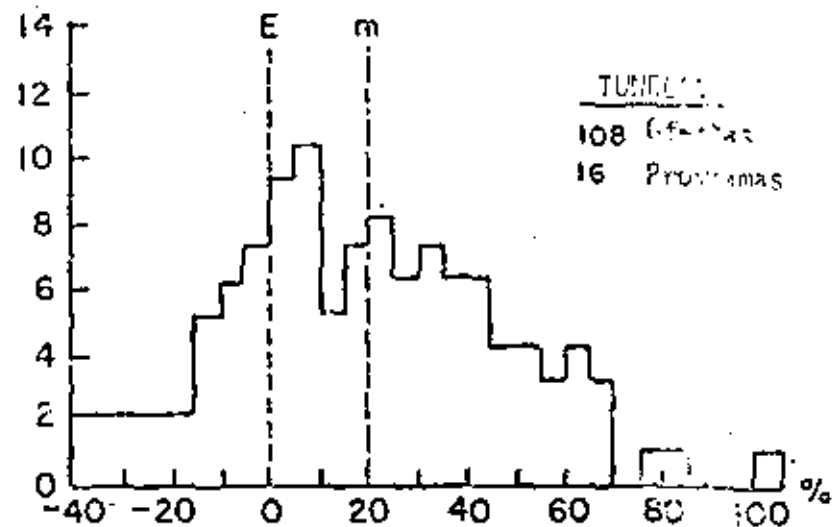
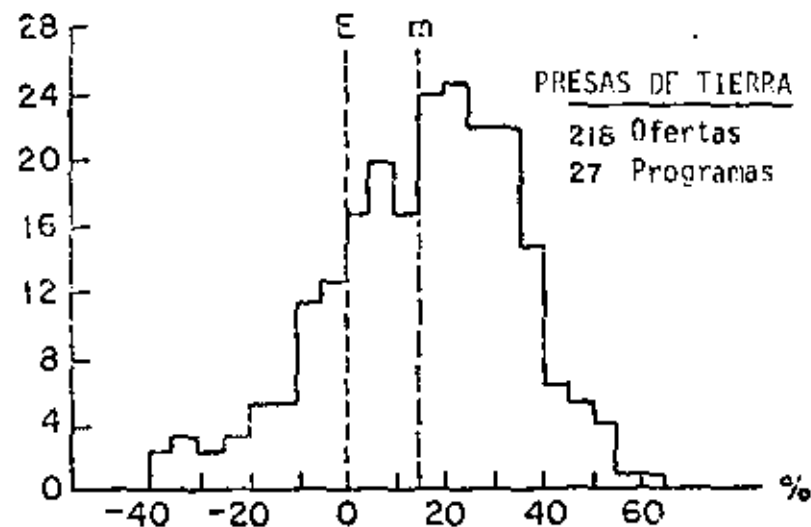
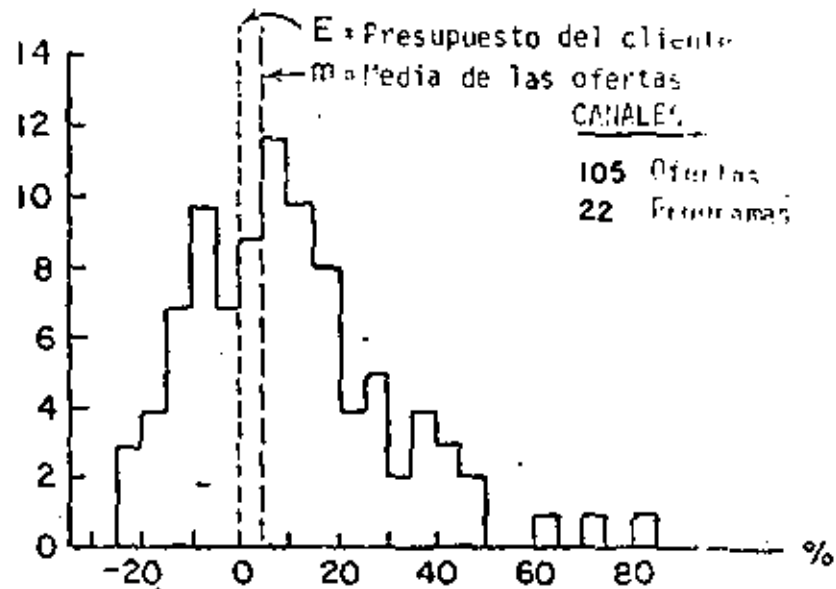
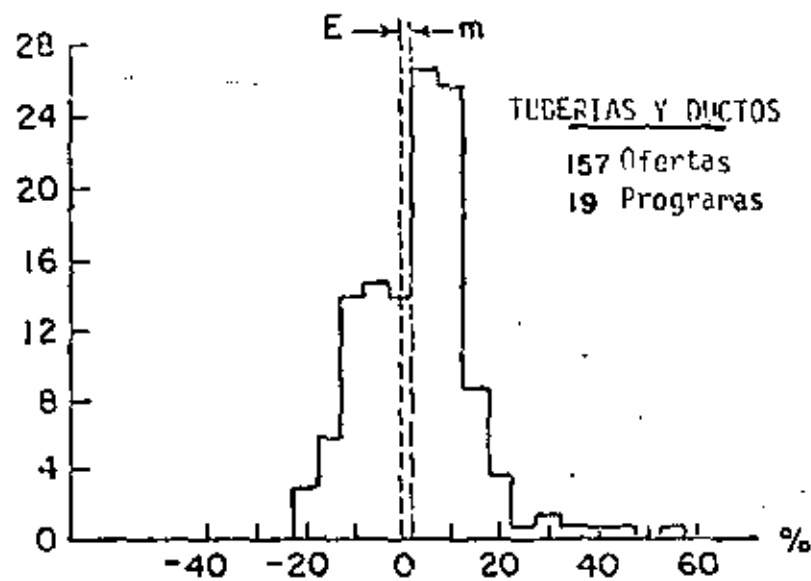


Fig. 1 Datos de Ofertas para concursos de obras de Construcción Pesada de cuatro tipos (Proyectos de Bureau of Reclamation 1965-1970)
Los histogramas muestran el número de ofertas contra las diferencias en porciento respecto al presupuesto del cliente.

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

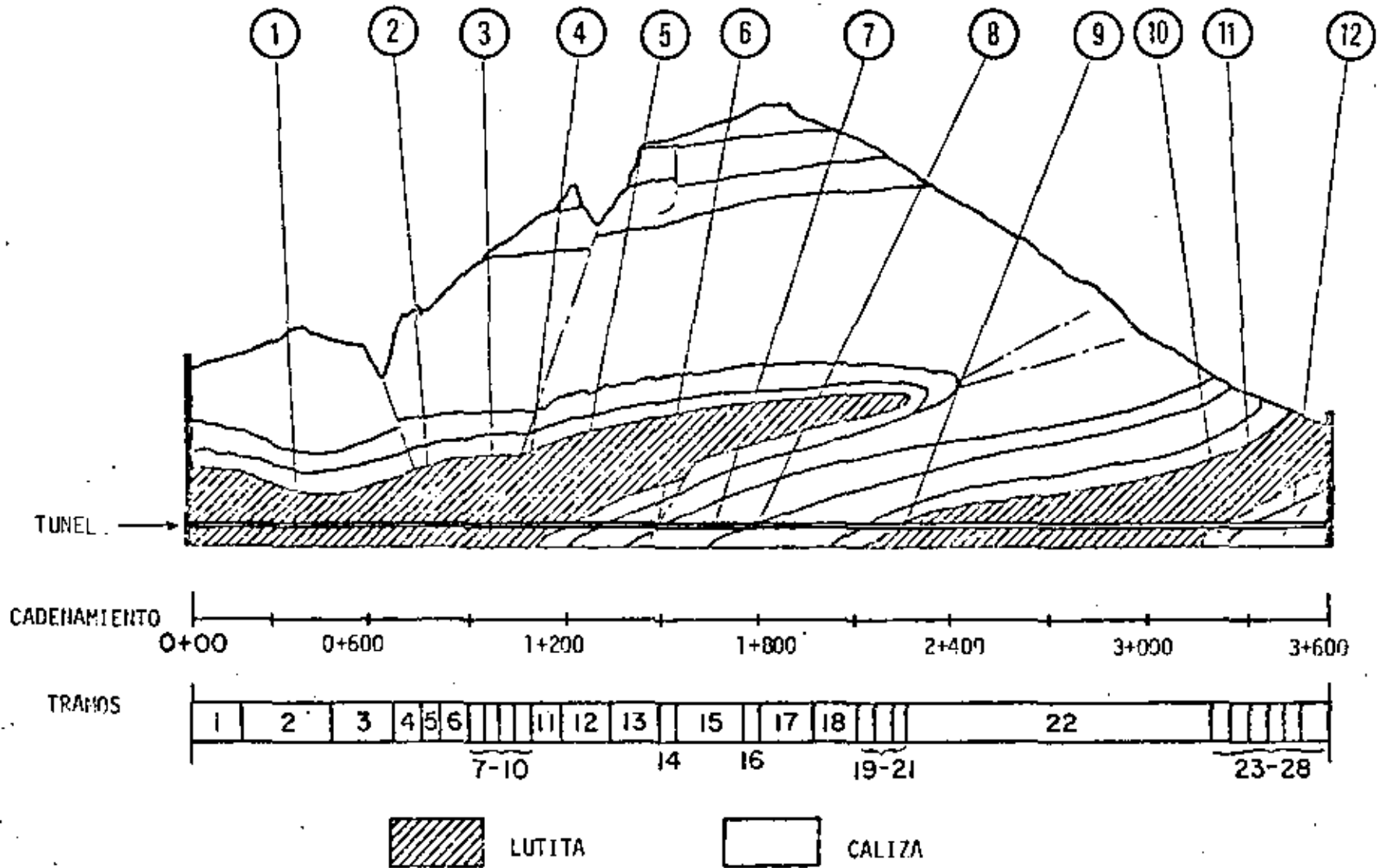


FIGURA 3. Ejemplo de Túnel por similar

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

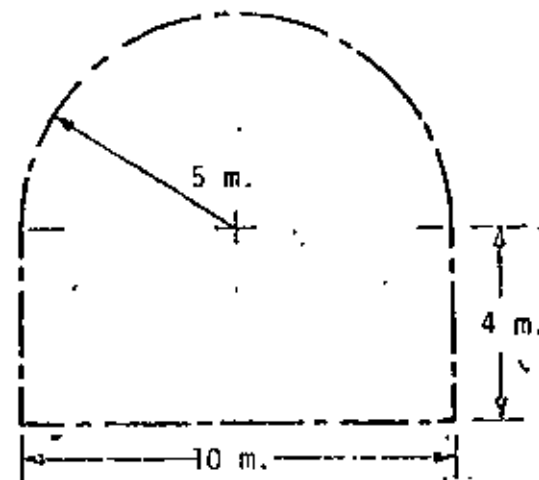


Figura 4. Sección recta del túnel.

TABLA 2. IDENTIFICACION DE INCERTIDUMBRE GEOLOGICA

1. Posibilidad de estratos de caliza buzando a la profundidad del trazo
2. Posibilidad de una zona de falla importante; su ancho incierto
3. Posibilidad de una zona de falla menos importante; ancho incierto
4. Posibilidad de zona de falla; posibilidad de fracturamiento intenso en la lutita debido a efectos de frontera; posibilidad de calizas subyacentes presentes al nivel del túnel.
5. Localización incierta del contacto entre lutitas y calizas
6. Localización incierta de la transición a caliza calcedónica
7. Caliza interestratificada con lutita que tiene alta probabilidad de presentarse como capas de arcilla.
8. Localización incierta de la transición a caliza más sana
9. Localización incierta del contacto caliza-lutita
10. Espesor incierto del estrato de lutitas
11. Características inciertas de la caliza
12. Posibilidad de zona de falla.

DEFECTOS PRINCIPALES.

INFILTRACION DE AGUA

EXISTENCIA

TIPO DE TERMINALES

EJEMPLO PROBABILIDAD EN EL NODO TERMINAL 1.

$$= .8 \times .3 \times .2 \times .3$$

$$= .0144.$$

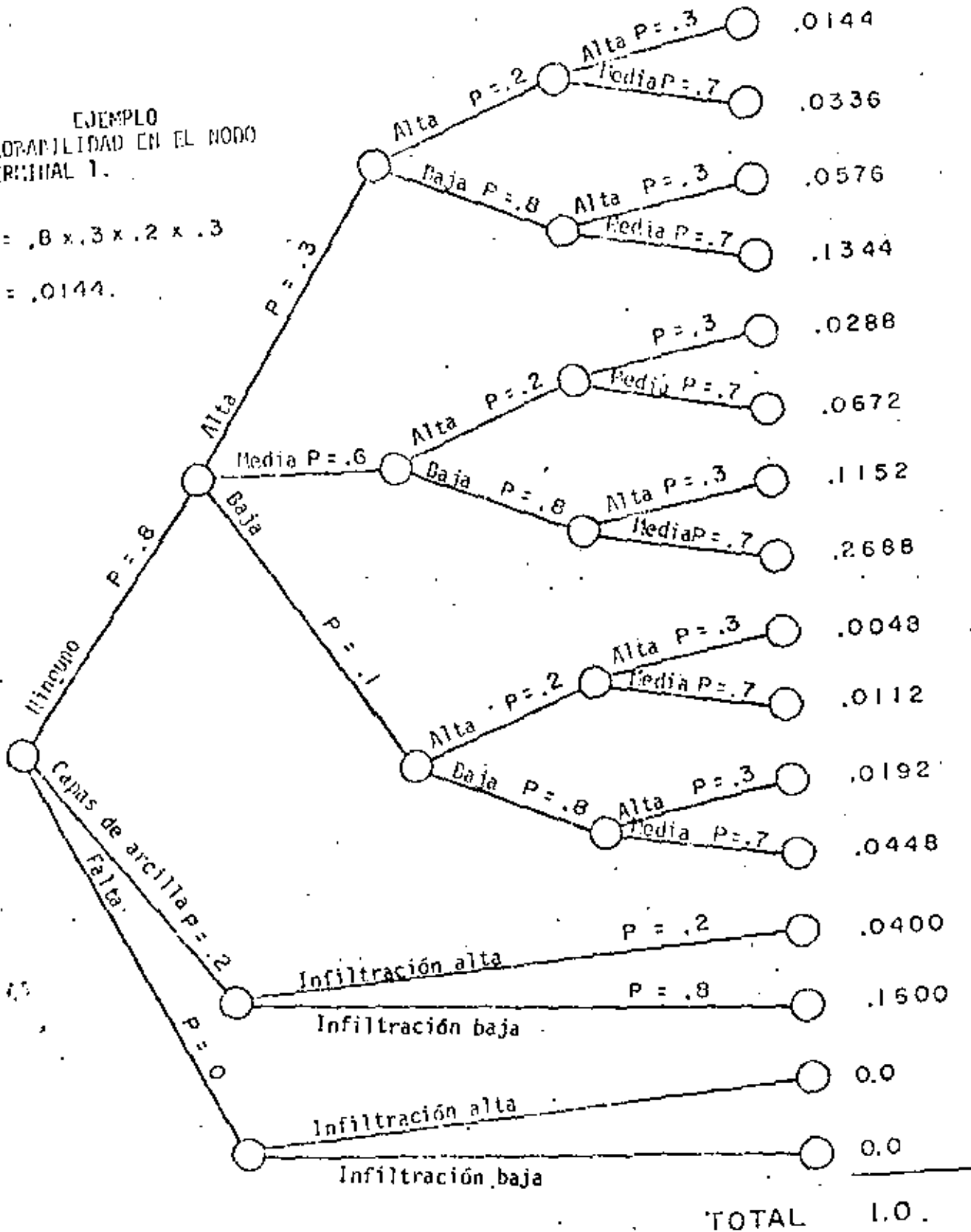
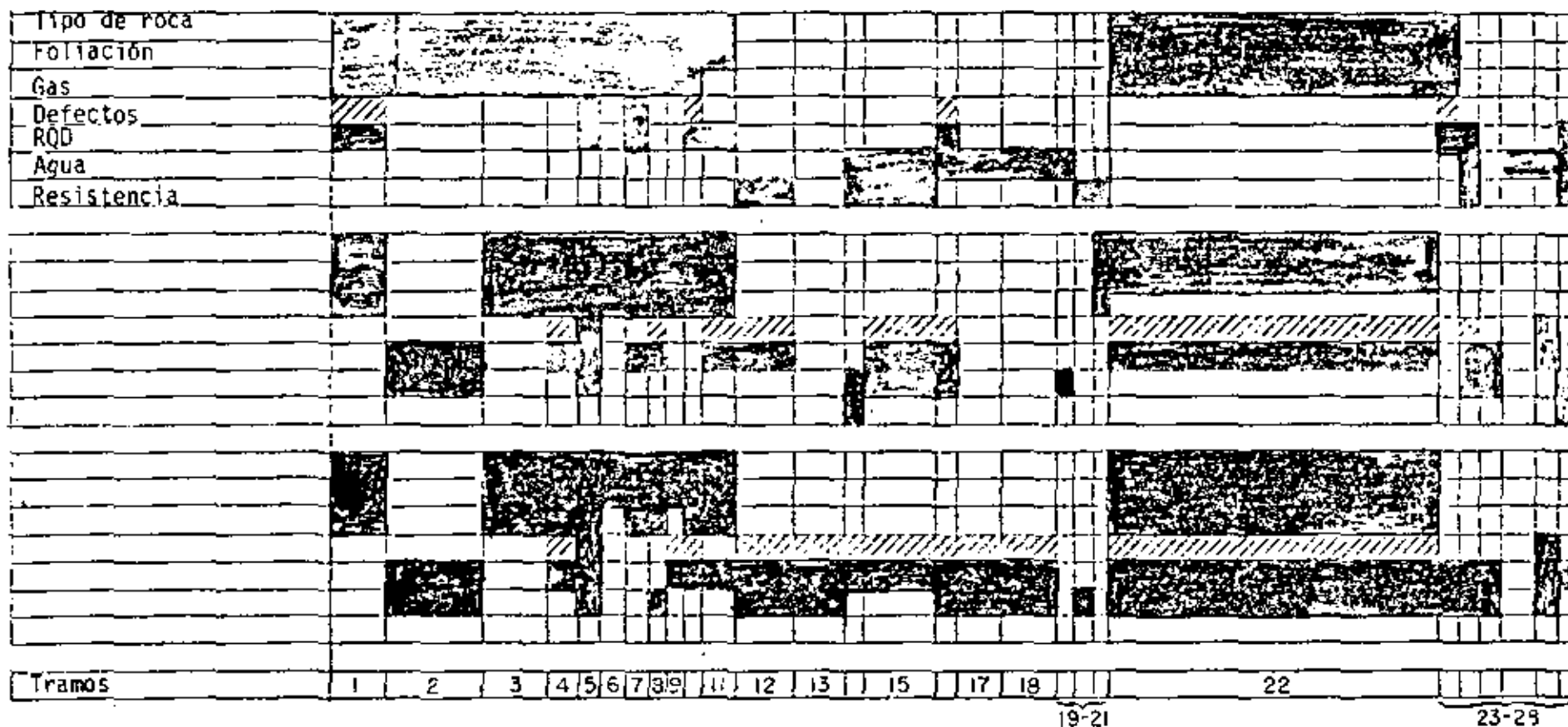


FIG. 5. Asignación de Probabilidades a las Descripciones y Estados Geológicos (Hoavenzádch, MIT, 1974)



PARAMETROS GEOLOGICOS
 Tipo de roca
 Foliación
 Gas
 Defectos
 RQD
 Agua
 Resistencia a la compresión

LAS AREAS BLANCAS SIGNIFICAN
 Caliza
 No foliada
 No hay
 Gas
 No hay fallas
 No hay arcilla
 RQD alto a medio
 Baja filtración
 Baja a media Resistencia

LAS AREAS NEGRAS SIGNIFICAN
 Lutita
 Foliada
 Hay gas
 Fallas (negro)
 Capas de arcilla
 Bajo RQD
 Alta infiltración
 Resistencia alta

Fig. 8. Resultados de tres simulaciones geológicas (Moavenzadeh, MIT, 1974.)

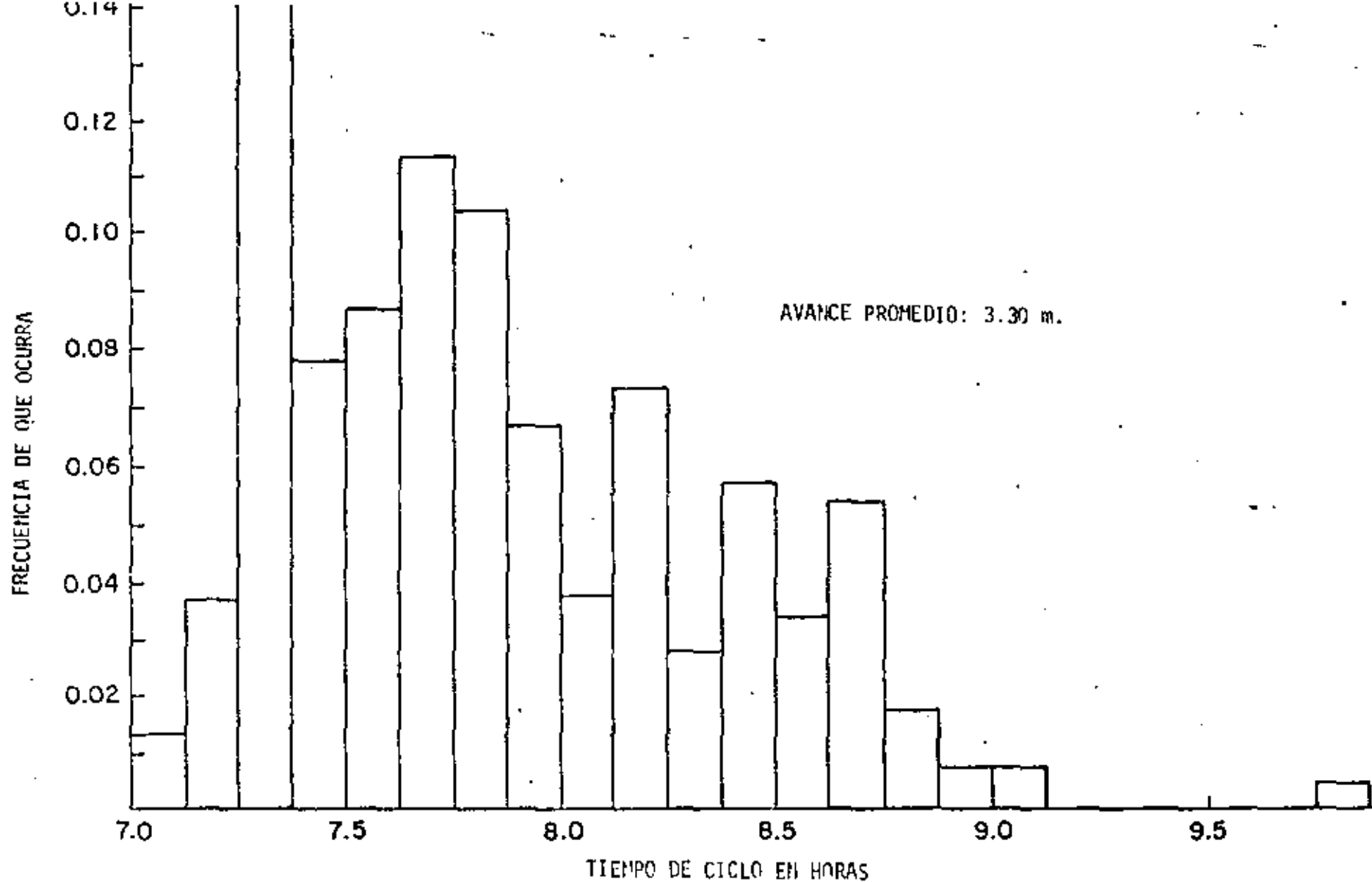


Figura 6. Distribución del Tiempo de Ciclo Bajo.
Condiciones favorables

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

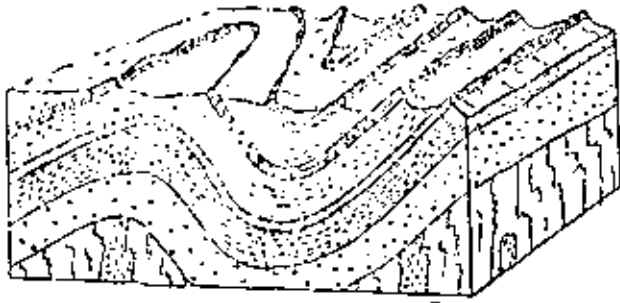


Fig. 10

C. Paisaje formado por la erosión de anticlinales y sinclinales en rocas sedimentarias. (Wahlstrom, 1973)

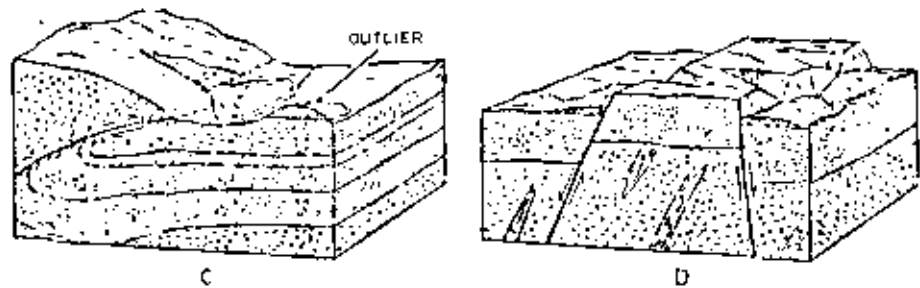


Fig. 10 A. Escarpe lineal de falla desarrollado por erosión a lo largo de una falla de corrimiento. Nótese el afloramiento de roca dura aislado por la erosión.

B. Pilar tectónico (Horst) con valles de arroyos labrados en el -- bloque levantado. (Wahlstrom, 1973)

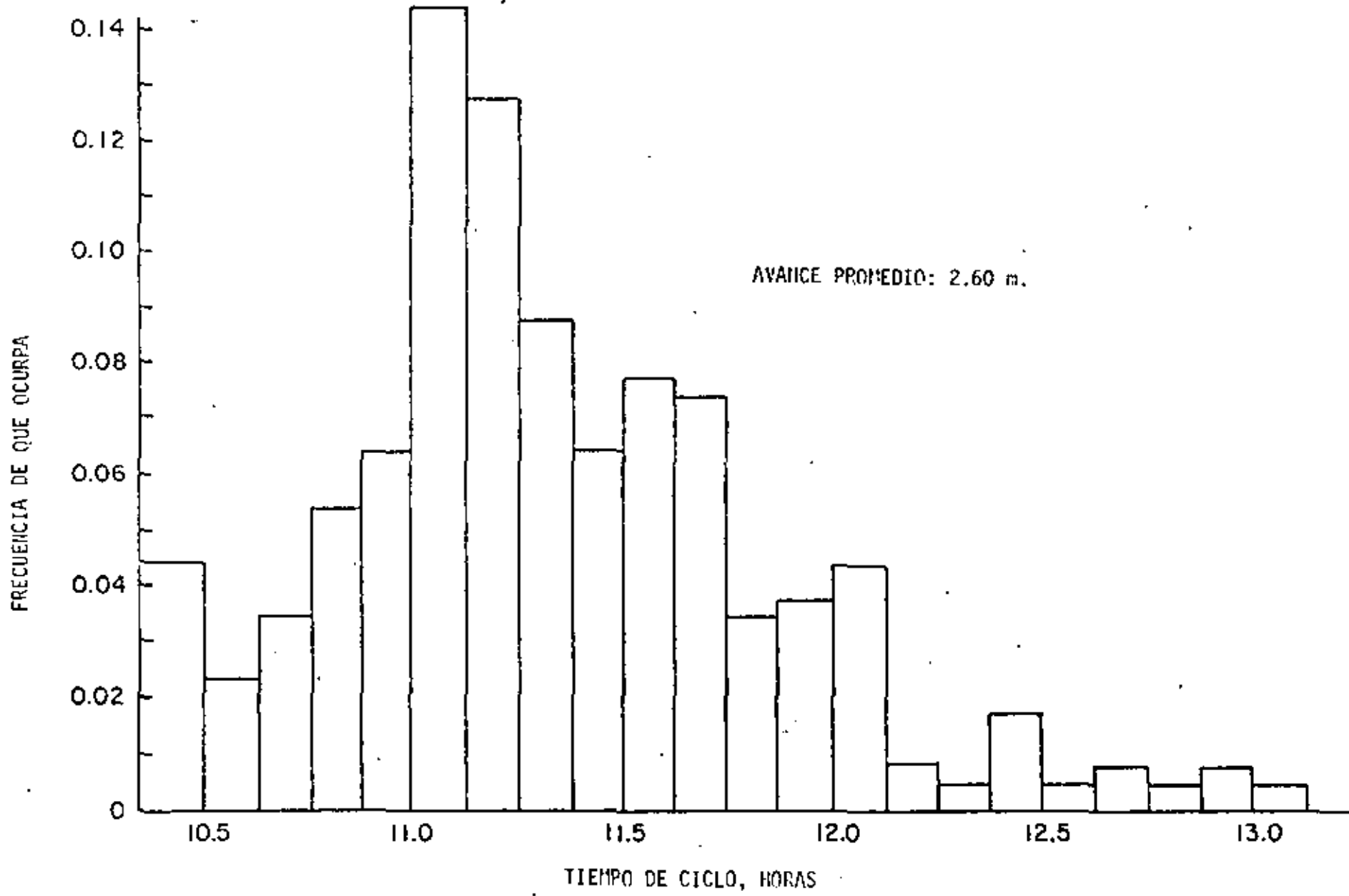


Figura 7. Distribución del Tiempo de Ciclo Bajo Condiciones Adversas

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

72

Barreno No. _____
 Obra _____
 Registrado por _____

Elevación	Profundidad	Litología	Estructura y discontinuidades	Orientaciones	Ninguno	Ligero	Moderado	Intenso	Porcentaje de recuperación y Índice de Calidad de la Roca	Condiciones del agua subterránea.	Anotaciones del perforista.

Leyenda

Litología

Descripción de intemperismo

Ninguno

Ligero

Moderado

Intenso

Discontinuidades

Fig. 12. Forma de registro de un barreno con recuperación de muestras (núcleos, corazones) (Cording, 1975)

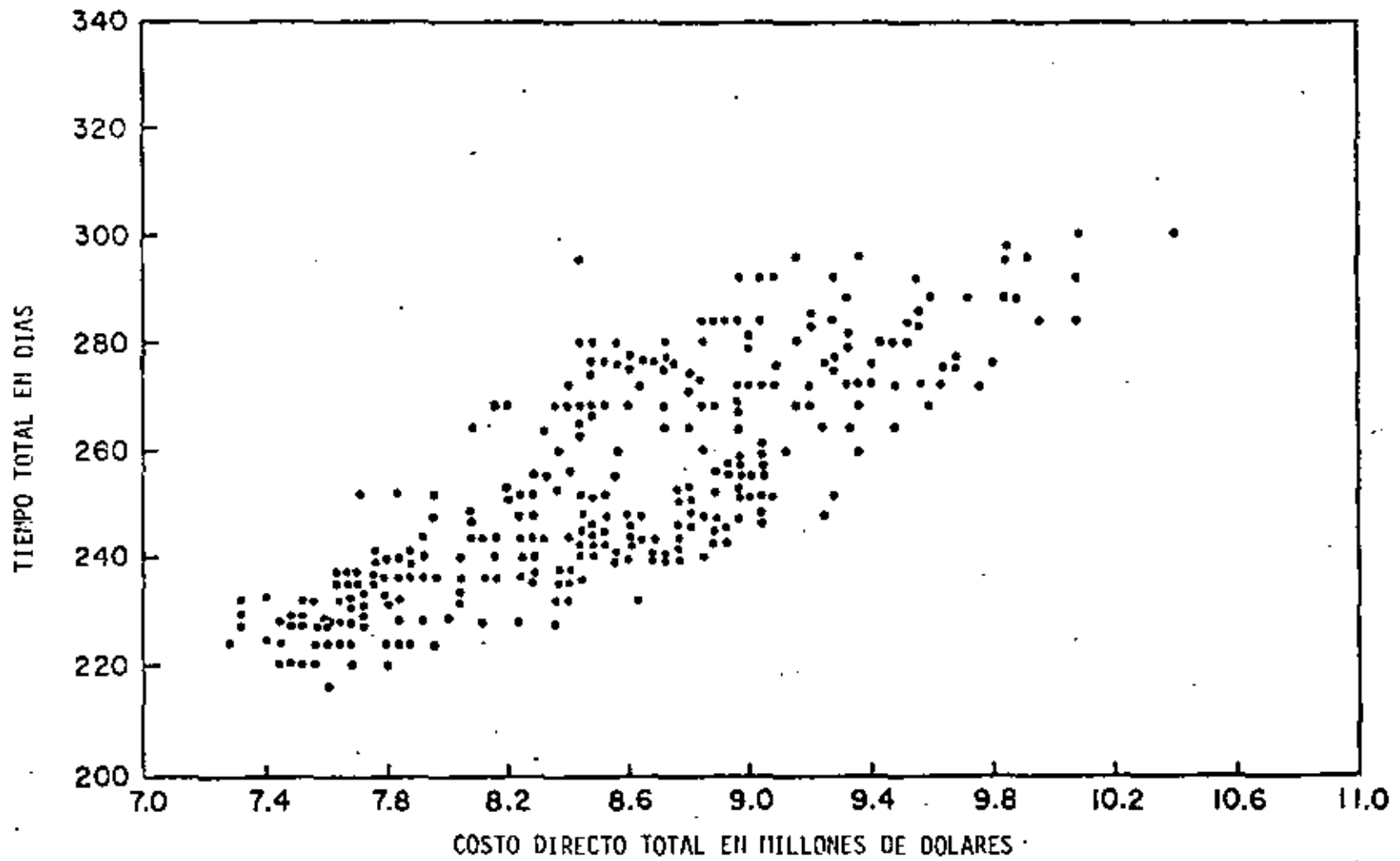


Fig. 9. Diagrama de Costo.- Tiempo
Resultados de 300 Simulaciones de Tuneleo

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

RESUMEN DE GEOLOGIA DEL TUNEL

Página _____ de _____

Cadenamiento _____ Levantada por _____ fecha _____

Fecha de excavación: _____

Fecha en que se instaló el adome: _____

Tipo de adome: _____

Instrumentos en esta estación: _____

Notas:

Dificultades de construcción;
localización de desprendimientos;
calidad del adome colocado, etc.



Calidad de la roca: _____

Tipo de roca: _____

Intemperismo: _____

Agua: _____

Características de las diaclasas: _____

Zonas de cortante: _____

Localización, orientación de diaclasas y fallas principales: _____

Sobreexcavación: _____

Fig. 15. Ejemplo de registro de la geología del túnel.

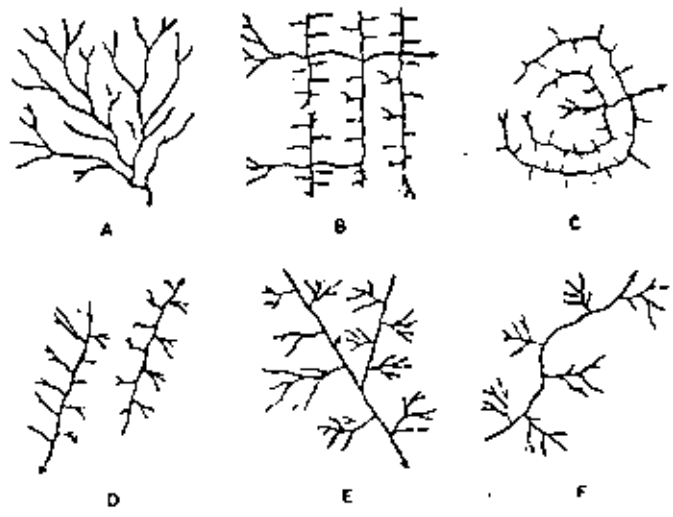


Fig. 11. Algunas redes de drenaje. A Red de drenaje dendrítico desarrollada por erosión de rocas de casi igual resistencia a la erosión. B. Drenaje en escalera en rocas estratificadas plegadas o falladas. Los arroyos se encuentran entre las costillas paralelas. C. Drenaje anular desarrollado sobre un domo en rocas estratificadas. D. Red de drenaje asociada a plegamientos en rocas estratificadas. E. Drenaje en un área fallada. Los arroyos son esencialmente rectos en los valles cortados en fallas. F. Drenaje desarrollado a lo largo de una falla de corrimiento aplanada. (Wahlstrom, 1973)

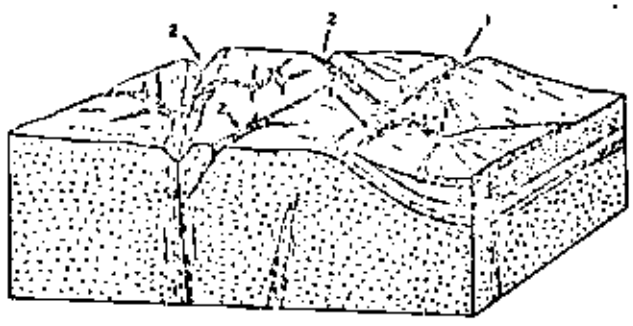
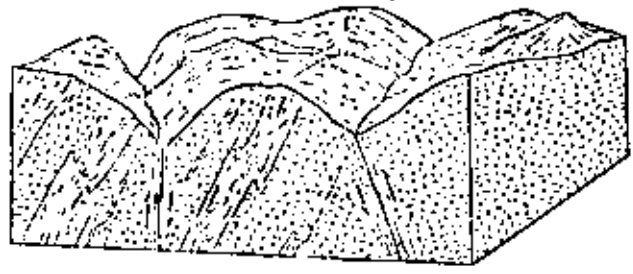


Fig. 11 E. Valles lineales cortados por arroyos en zonas de falla y en rocas blandas sedimentarias.

a) La superficie del terreno es de relieve bajo. 1 = Valle que sigue el rumbo de la capa. 2 = valles que siguen las trazas de fallas.

b) Valles profundos labrados en zonas de falla en una región montañosa de rocas cristalinas.

(Wahlstrom, 1973)



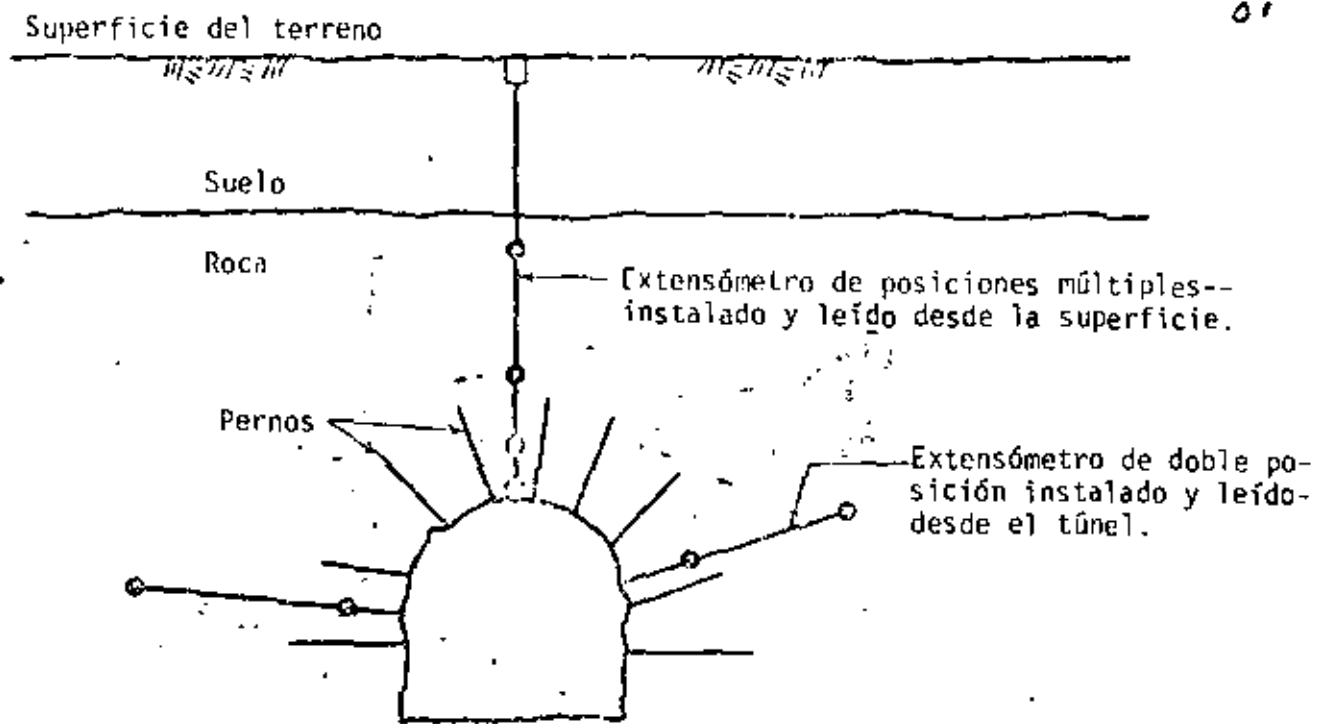


Fig. 17A. Instrumentación de un túnel somero en roca, ademado con pernos

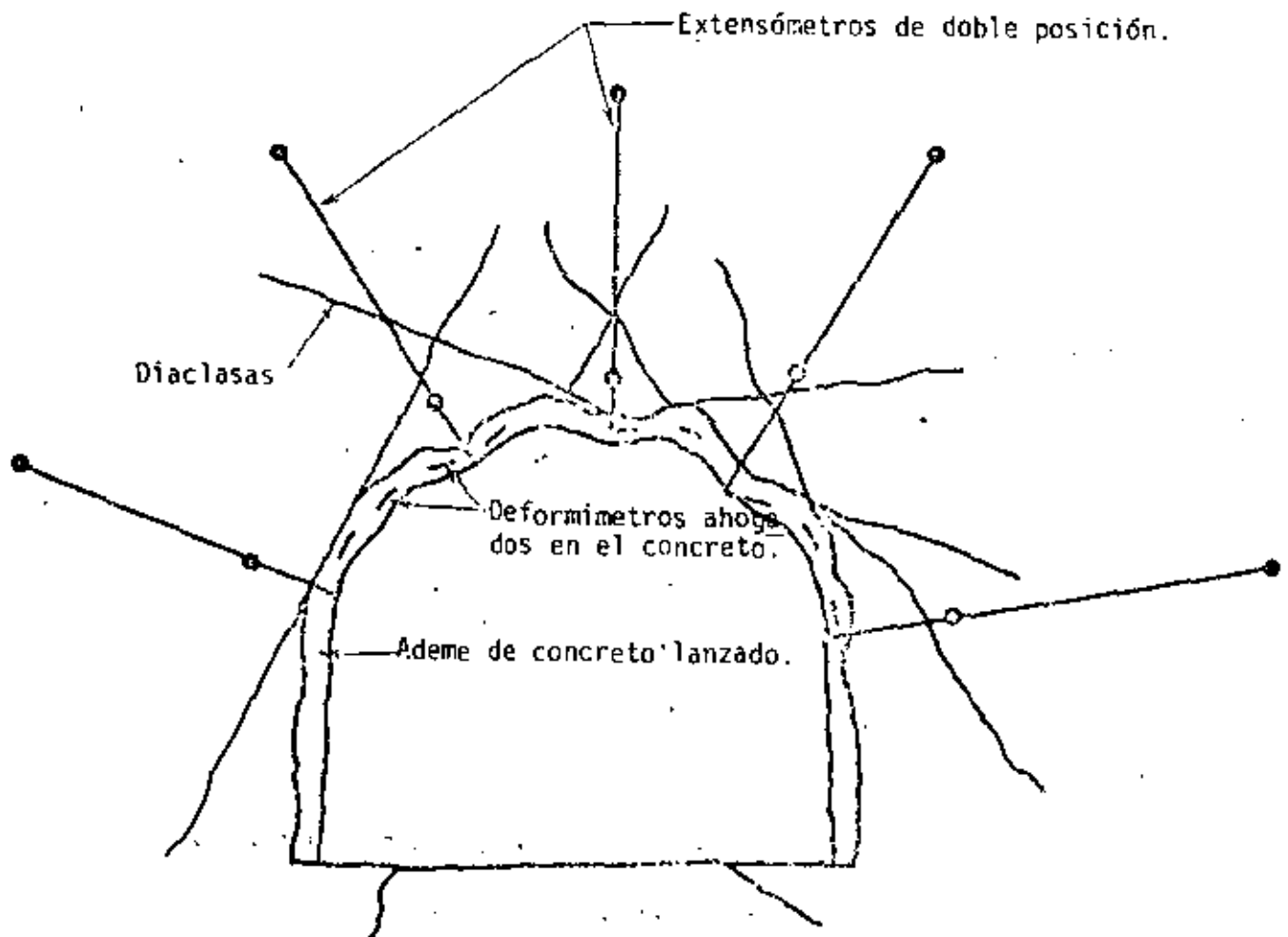
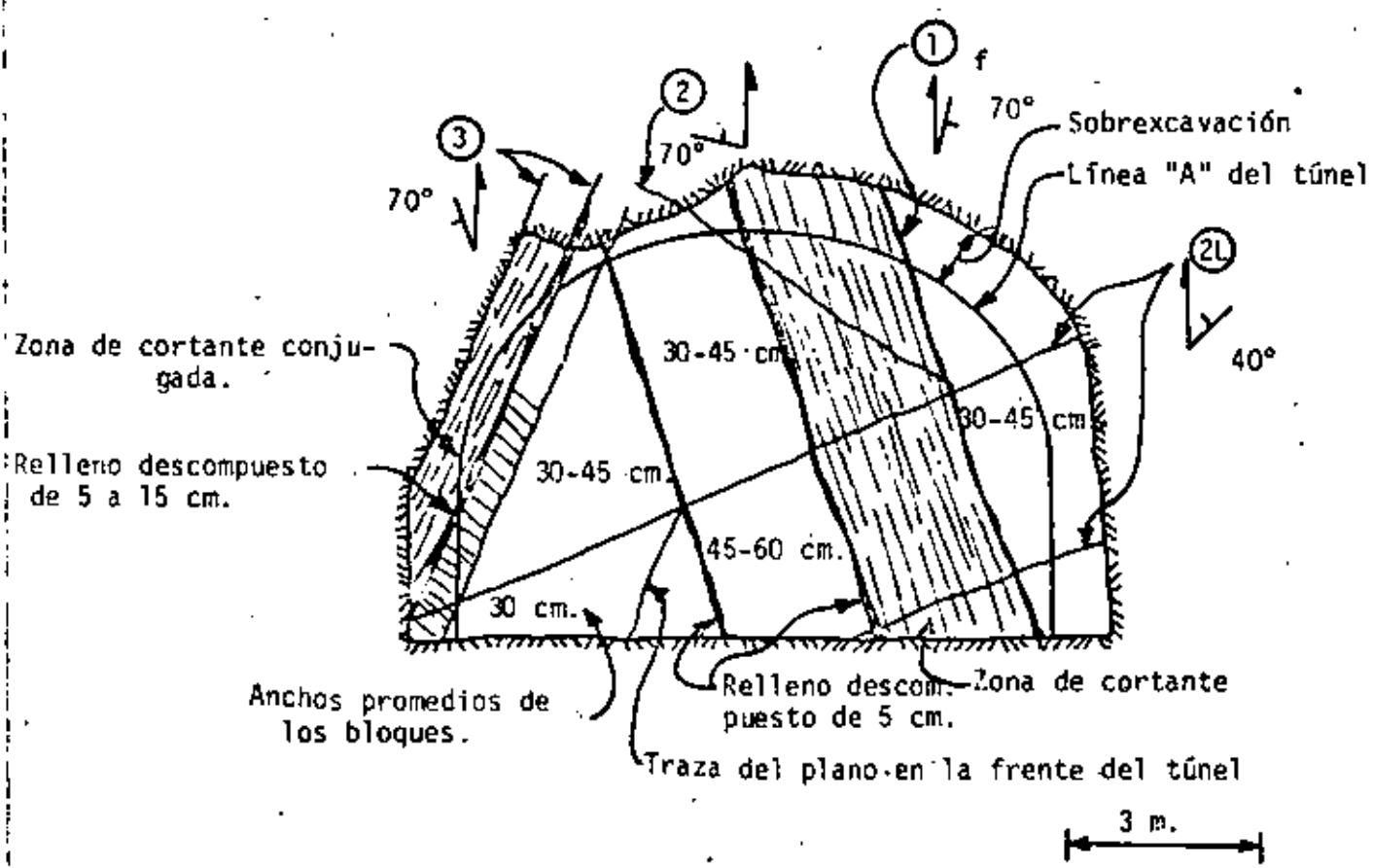


Fig. 17B. Instrumentación para un túnel ademado con concreto lanzado.
(Cordíng, 1975)



Número de familia de diaclasas
 Dirección de avance
 Rumbo relativo al avance
 Foliación
 Angulo verdadero del echado.

Notas: Calidad del túnel: Zonas de cortante conjugadas y de foliación de pobre calidad se combinan para formar una cuña grande y potencialmente inestable en la clave. Las zonas de cortante han causado también gran sobreexcavación en clave.

Fig. 14. Ejemplo de levantamiento o mapeo geológico de una frente de túnel en roca.

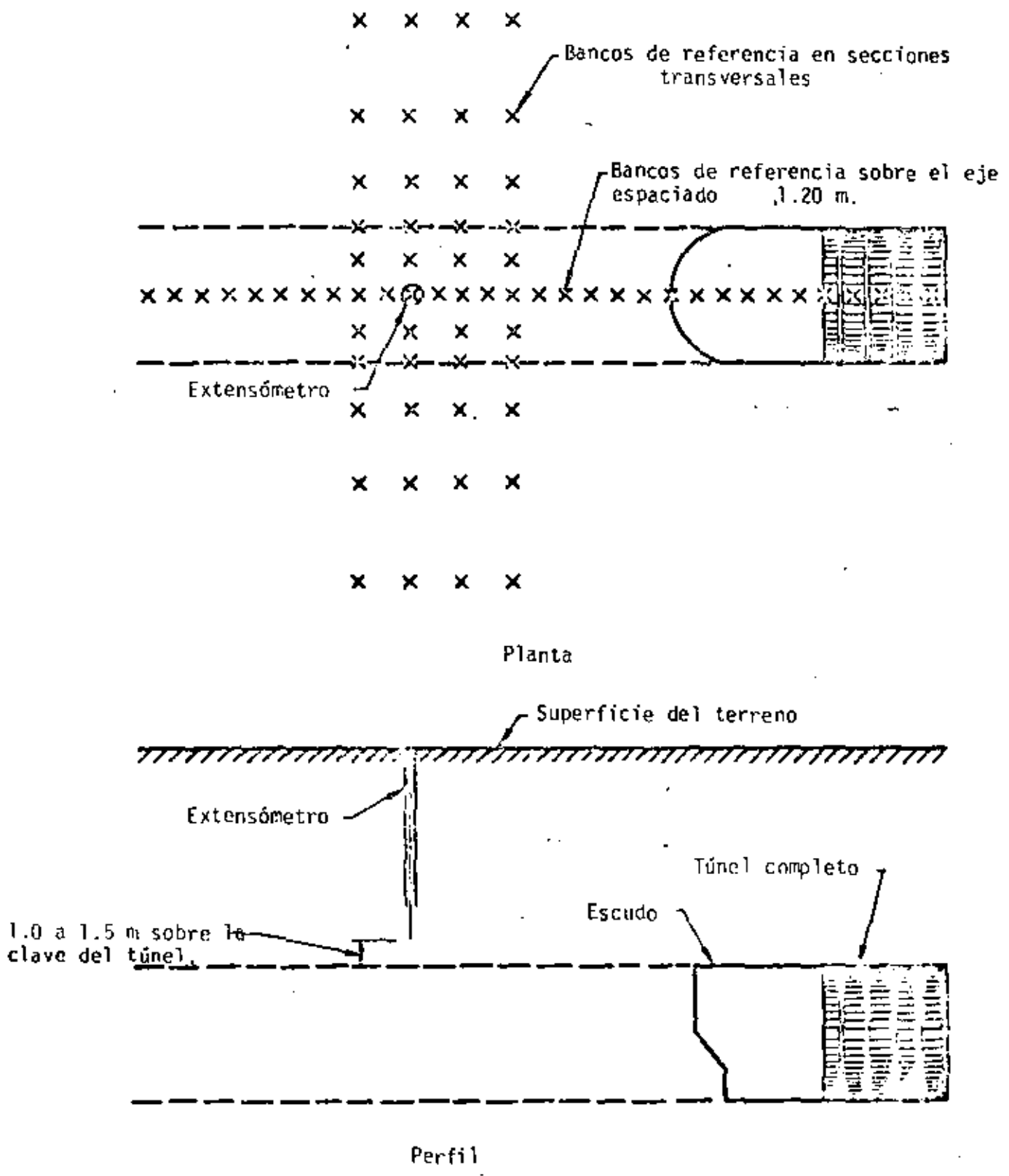


Fig. 19. Instrumentación sencilla para detectar el origen de la pérdida de suelo, en un túnel excavado con escudo.

(Cording, 1975)

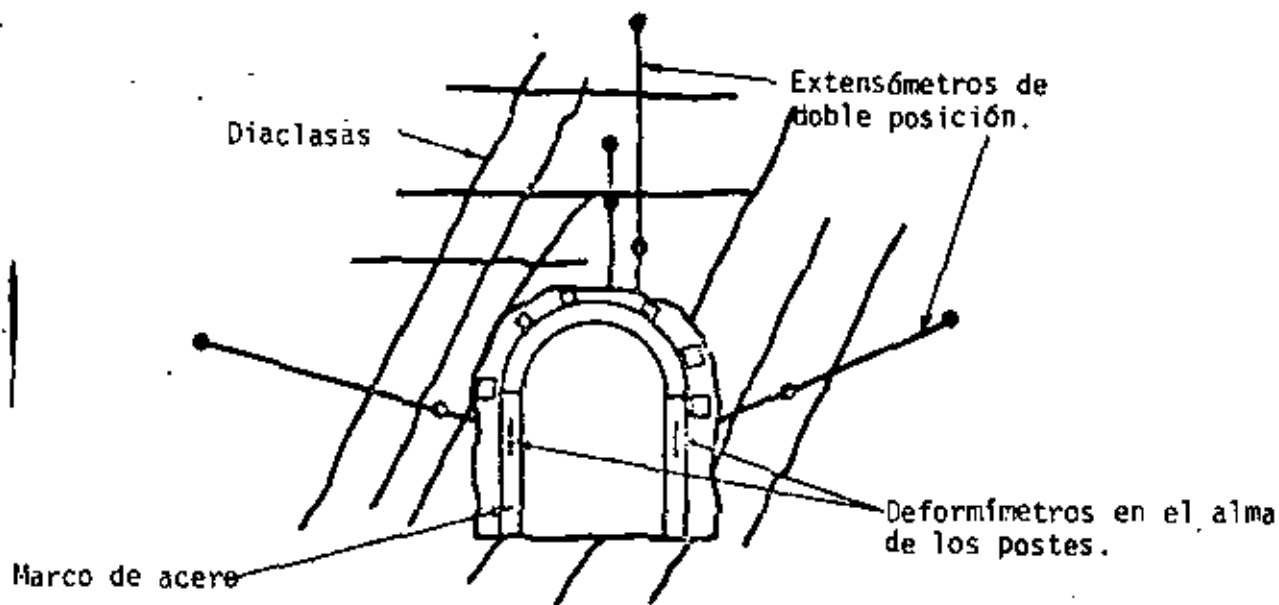


Figura 16.A. Instrumentación en un túnel profundo en roca con ademe de marcos metálicos.

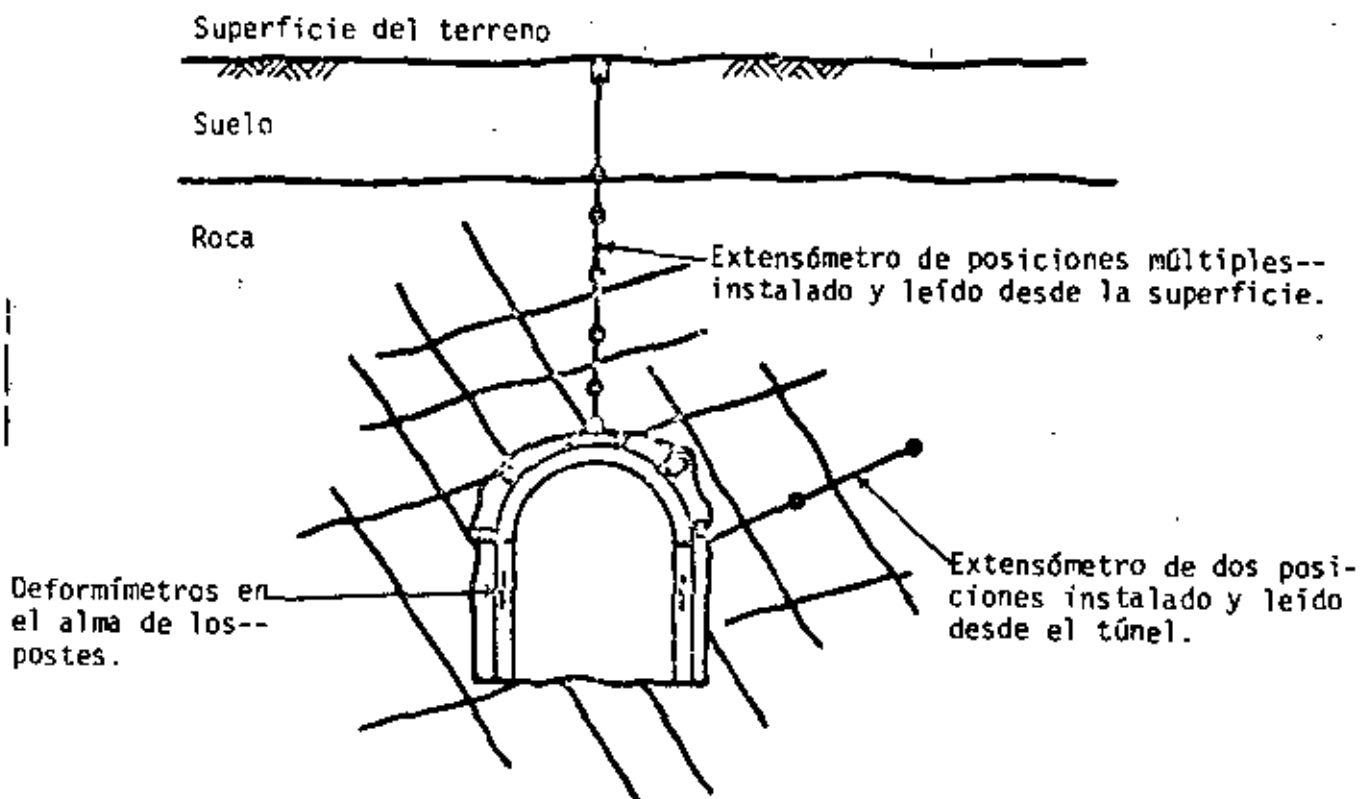


Fig. 16.B Instrumentación de un túnel poco profundo en roca, con ademe de marcos metálicos.

BIBLIOGRAFIA.

- "Methods for Geotechnical Observations and Instrumentation in Tunneling".
E.J. Cording et al. Department of Civil Engineering. University of Illinois
at Urbana-Champaign, Urbana Illinois.
The National Science Foundation Dic. 1975.
- "Tunneling in Rock".
Ernest E. Wahlstrom
Elsevier, 1973.
- "Design Methods in Rock Mechanics"
Sixteenth Symposium on Rock Mechanics. ASCE, 1977.
Session 3 Underground Openings-Tunnels.
- "Exploration for Rock Engineering"
Proceedings of the Johannesburg Symposium November 1976. Published in 1977
by A.A. Balkema Rotterdam.
- Memorias del Primer Simposio Nacional sobre Túneles.
Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.
Madrid, España 1975.
- Tunnel Cost Model: Professional Papers by F. Moavenzadeh et al.
School of Engineering.
Massachusetts Institute of Technology Cambridge, MA 02139, 1974.
- Memoria de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal, D.D.F. 1976.
Memoria Técnica de las Obras de Drenaje Profundo del Distrito Federal. Túnel,
S.A. de C.V., 1977.



QUEBRADA INDEPENDENCIA

CERRO LA LABINA

CERRITOS

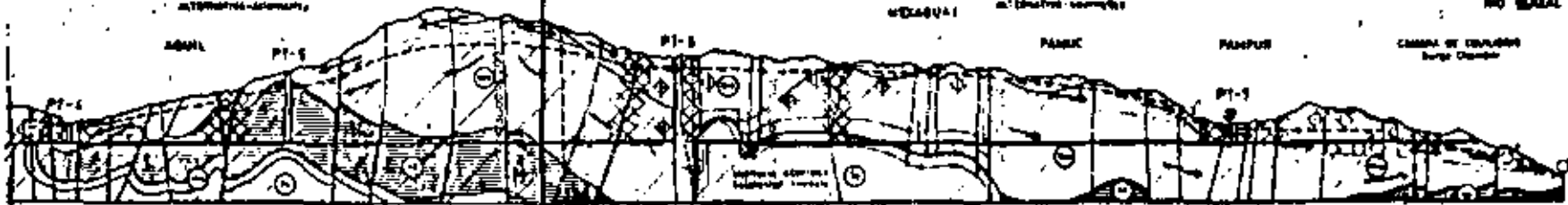
MELARVAL

PANIC

PANPUS

CANCHA DE VOLADORES

NNW



Technical drawing table with multiple columns and rows containing detailed diagrams, labels, and descriptive text. The diagrams include various structural and mechanical components, likely related to a dam or water control system. Labels are in Spanish and include terms like 'CERRITOS', 'MELARVAL', 'PANIC', and 'PANPUS'.

Table of specifications and notes on the right side of the drawing. It includes numbered entries (1-12) and detailed text in Spanish, providing technical requirements and instructions for the components shown in the drawings.

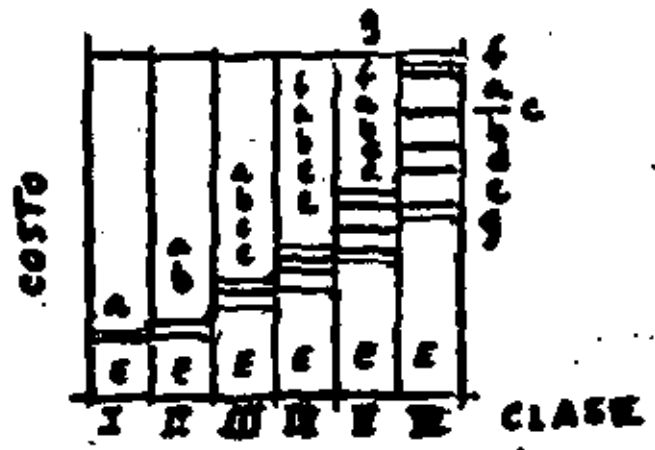
Campo de Aplicación de Sistemas de ...

	Clase de terreno y soporte empleado	Tiempo puente y claro máximo	Concreto lanzado	Anclas	Lauffer Soportes de ac ahogados en el rev.
A	Firme	20 años 4.0 m	No se requiere	No se requieren	No se requieren
B	Se afloja con el tiempo. (protección en clave).	6 meses 4.0 m	Capa de 2 á 3cm sólo en clave	Separación de 1.5 á 2.0m con malla y sólo en la clave.	Antieconóm.
C	Ligeramente desmenuzable (adome en clave).	1 semana 3.0 m	Capa de 3 á 5cm sólo en clave.	Separación de 1.0 á 1.5m sólo en clave aplicando malla o capa adicional de 2cm.	Antieconóm
D	Desmenuzable (soportes ligeros)	5 horas 1.5 m	Capa de 5 á 7cm sobre malla principalmente en clave	Separación de 0.7 a 1.0m, malla y concreto lanzado en capa de 3cm adicional	Ocasionalme. en la misma ma que E.
E	Considerablemente desmenuzable (soportes pesados)	20 minutos 0.8 m	Capa de 7 á 15cm sobre malla.	Sólo después de aplicar en clave soportes temporales. Separación de 0.5 a 1.2m. Concreto lanzado de 3 á 5cm.	Dovelas de con o acero detrás de los marcos de acero.
F	Se produce inmediatamente presión de tierra (ablastado)	2 minutos 0.4m	Capa de 15 á 20cm sobre malla soportada por marcos de acero (c.i. en frente a veces).	No debe adaptarse.	Dovelas de acero de marcos meta y tornapuntas y cación subseme de concreto lanzado.
		10 seg. 0.15m	No debe adaptarse.	No debe adaptarse.	1.0 m con lanzado de 10 min

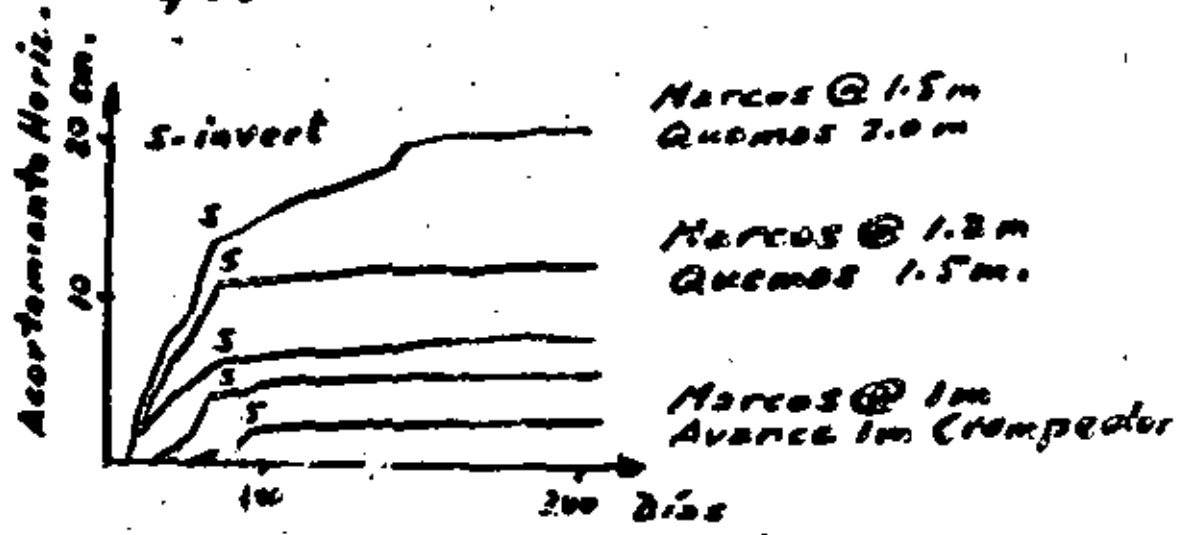
Tipo de Roca por sus caracte- rísticas mecánicas	1		2		3		4		5		6		7	
	Roca sólida		Roca fracturada		Roca friable		Roca frías que empuja un poco		Muy frías o que empuja.		Roca que empuja fuerte		Roca que fluye o se expande	
Tipo de Roca según sus requisitos de so. mt	Roca Sólida		Roca fracturada		Roca friable		Roca frías que empuja un poco		Muy frías o que empuja.		Roca que empuja fuerte		Roca que fluye o se expande	
	A		B		B		B		B		C		D	

NATM.

- a. anclas.
- b. c.l.
- c. malla.
- d. tablas de.
- e. marcos
- f. invert
- g. soporte
frente.



Costo de excavación
y ademe en Austria.

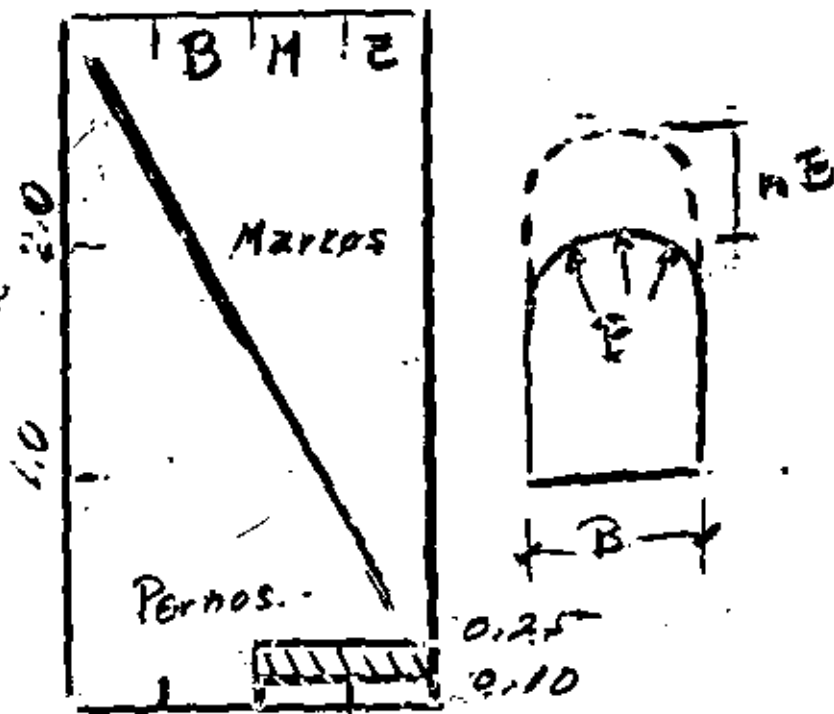


Marcos @ 1.5m
Quemas 2.0m

Marcos @ 1.2m
Quemas 1.5m.

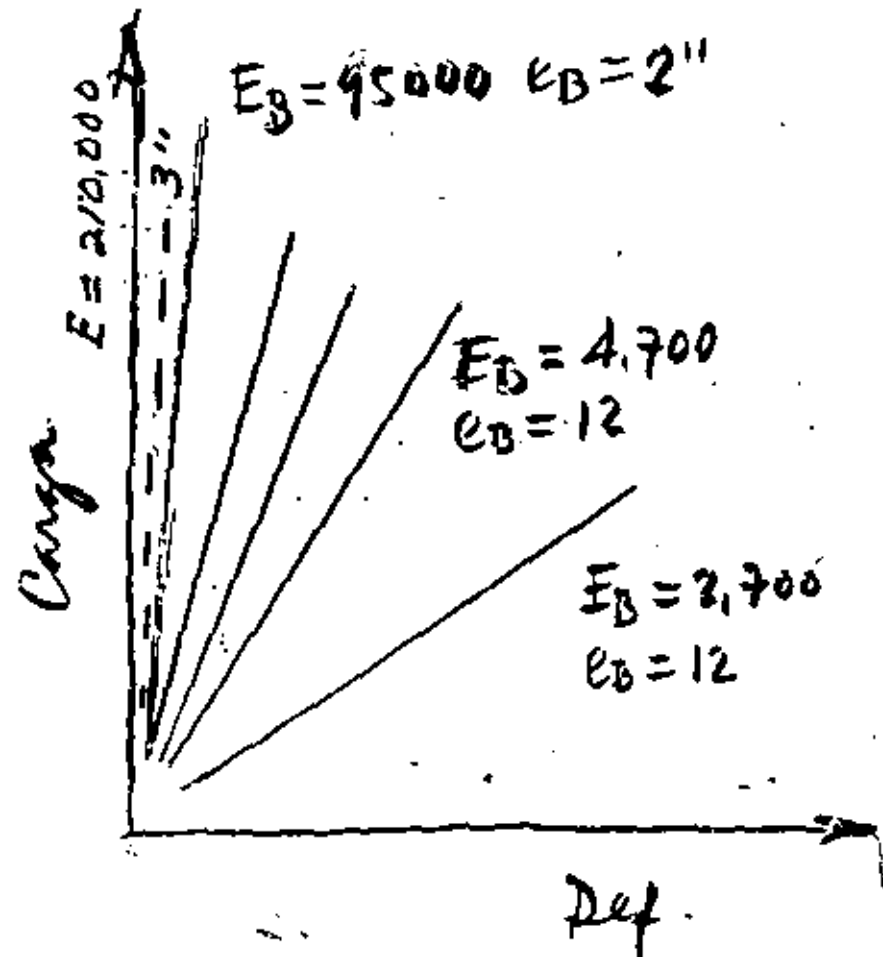
Marcos @ 1m
Avance 1m Crompedor

Ademe marcos y c.l. Mism r ca.
R di túñ 1 3.95 .



25 50 75 100
R.P.D. %

Cavernas.



Diam. túnel 5.0 m
Espac. retaque 17 cm
 E_B Módulo Elast. retagu
en K/c^2 $e_B = \text{espesor}$
Marcos 6×4 " retaque
laeros 25 $K/m @ 0.10$

ESTÁTICA DE LOS TUNELES

formaciones del sostenimiento con las del terreno y, por otro, las presiones que actúan sobre el sostenimiento con las reacciones del mismo contra el terreno.

La relación fuerza-deformación de la cavidad puede deducirse de la forma siguiente.

Realicemos el experimento mental representado en la figura 6. Tenemos un plano infinito trazado en el terreno, atravesado por la galería y sometido a las presiones naturales P_{nat} preexistentes en el terreno. Supongamos que al comienzo la cavidad está llena de un líquido a presión contenida por una membrana y que dicha presión corresponda al estado natural de las solicitaciones. Es evidente que respecto a la situación inicial no se producirá ninguna deformación del terreno ni, a fortiori, del contorno de la cavidad [Punto A].

Reduzcamos ahora progresivamente la presión del líquido. Comenzará un movimiento de convergencia de los bordes de la excavación hacia el interior, el cual irá aumentando.

En un primer instante esta deformación habrá seguido las leyes de la elasticidad y estará representada por tanto por un tramo recto A-B en el gráfico de la

izquierda. A partir de un cierto momento se producirán en torno a la cavidad fenómenos de rotura y de plasticidad, de forma que el aumento de la deformación se producirá de forma no proporcional a la disminución de la presión interna de estabilización (tramo B-C). La curva se inclinará bastante rápidamente hacia la izquierda.

Pueden presentarse dos casos: el primero es el representado en la figura, para el cual las deformaciones crecen sin límite al disminuir la presión interna hasta el hundimiento de la cavidad. Se trata por tanto de una cavidad que no es estable por sí misma. La otra posibilidad, no representada en la figura, es aquella según la cual la curva corta al eje de ordenadas en un punto caracterizado por deformaciones de valor finito. En este caso la cavidad sería estable incluso sin sostenimiento.

Evidentemente, si el comportamiento del terreno fuera puramente elástico, la línea característica sería una recta que se prolongaría hasta cortar el eje vertical. En el caso contrario, es decir en presencia de deformaciones plásticas, se tendrá una curva como la de la figura 6.

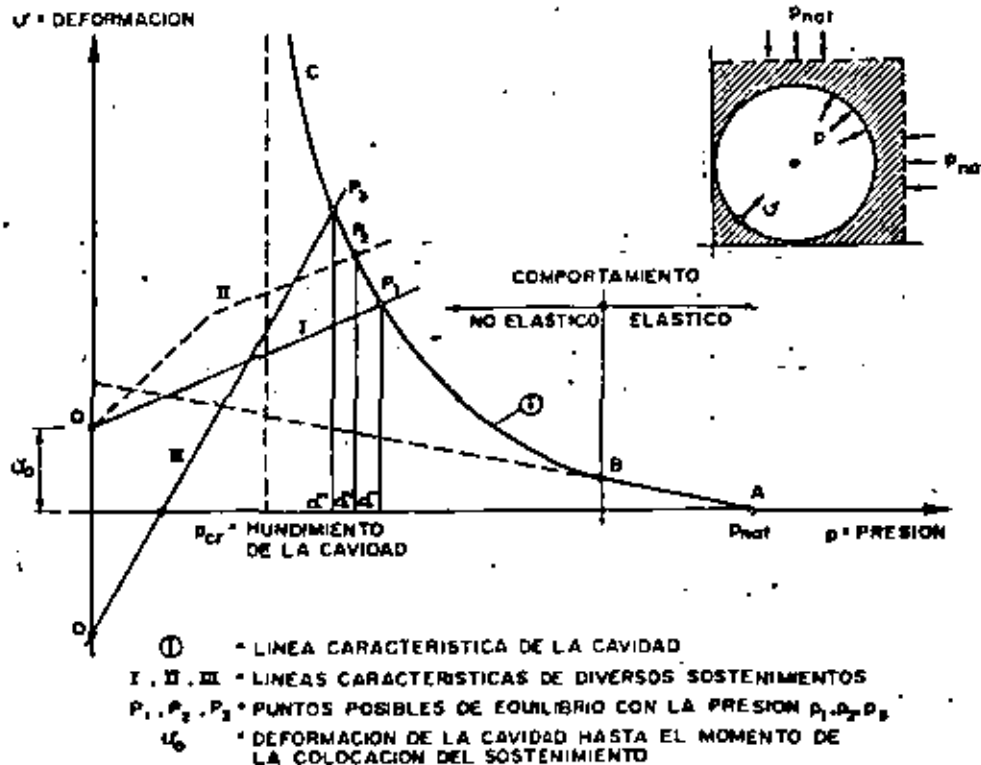
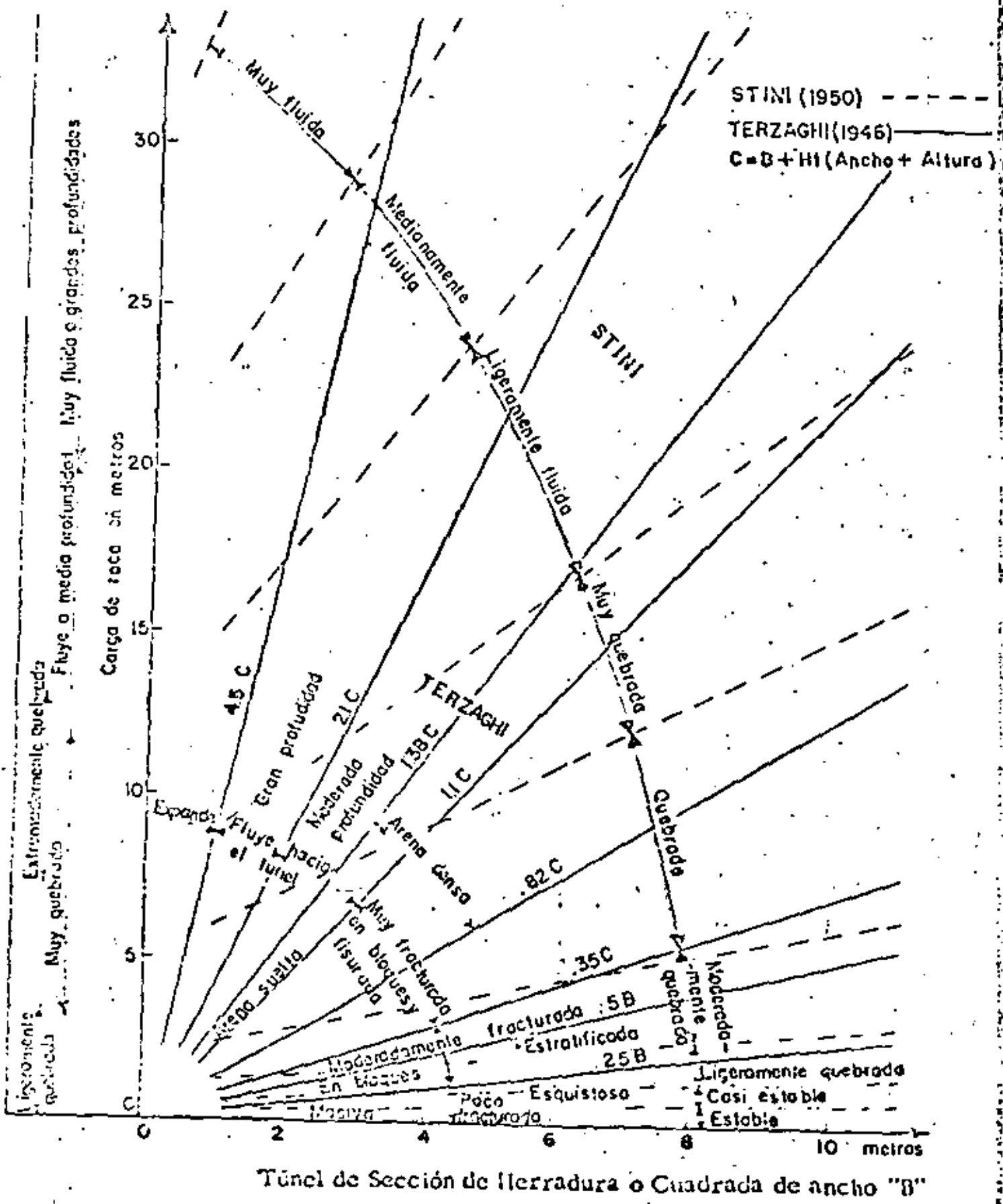


FIG. 6. - LINEA CARACTERÍSTICA DE LA CAVIDAD Y DE DIVERSOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO.

Espaciamiento de marcos.

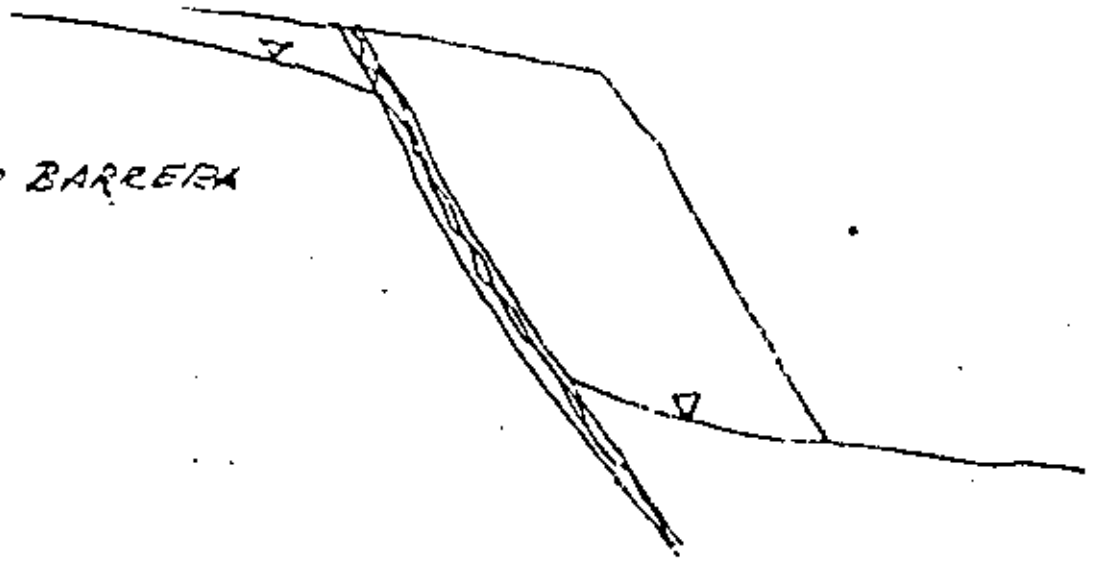
Condición de la roca.	Carga de roca estimada.	Espaciamiento normalmente usado.
Dura e intacta	0	No se requiere
Masiva y moderadamente dividida.	0 - 0.25B	No se requiere en partes; depende de la carga de roca. Separación de 1.85m sac. donde se requiera.
Estratificada o esquistosa.	0 - 0.5B	Idem
Moderadamente dividida en bloques	0.25 - 0.35(B + H _f)	1.85m para las cargas más ligeras y 1.20m para las más pesadas.
Totalmente quebrada o no consolidada.	1.10(B + H _f)	0.62m.
Terreno que fluye	> 1.10(B + H _f)	0.62m ó menos.
Roca competente húmeda.	Variable entre las anteriores excepto la totalmente quebrada.	La correspondiente a la correcta clasificación arriba anudada.
Roca húmeda quebrada o no consolidada.	1.10(B + H _f) ó mayor	0.62m ó menos.

Nota: Este espaciamiento es el usualmente empleado en las condiciones de terreno y roca. Se debe aplicar criterio para situaciones no usuales.

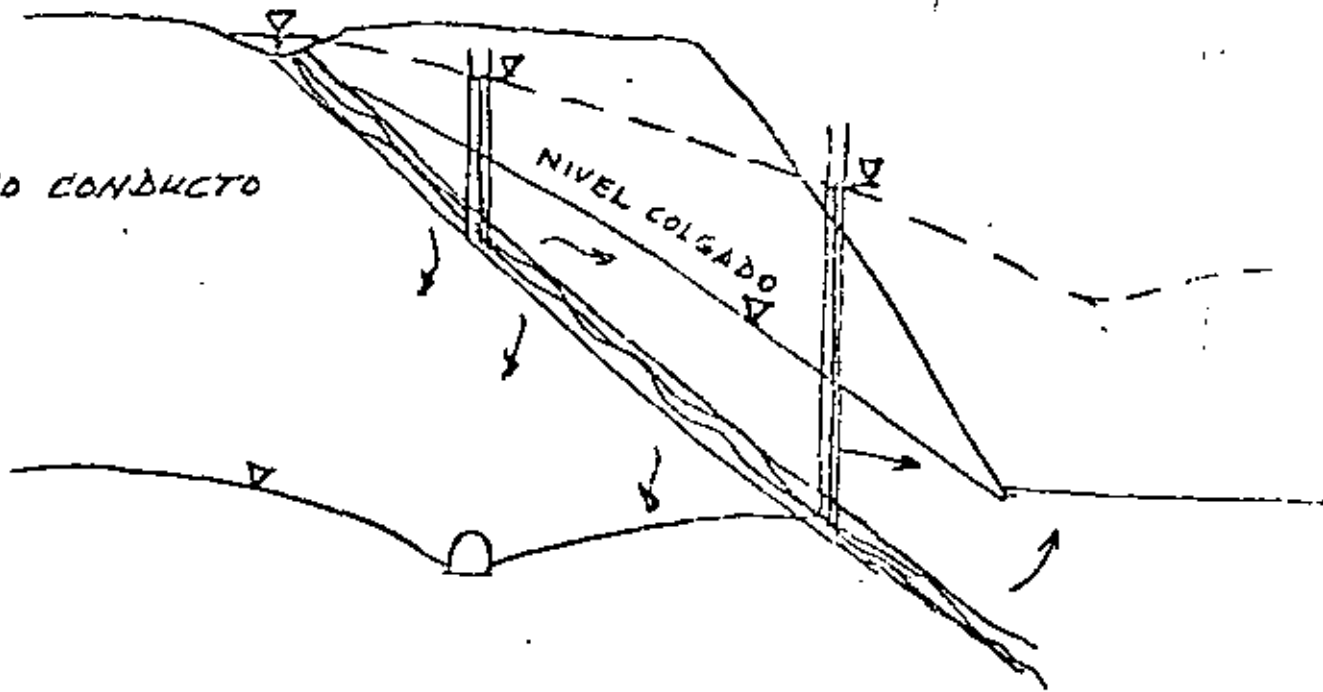


Túnel de Sección de Herradura o Cuadrada de ancho "B"

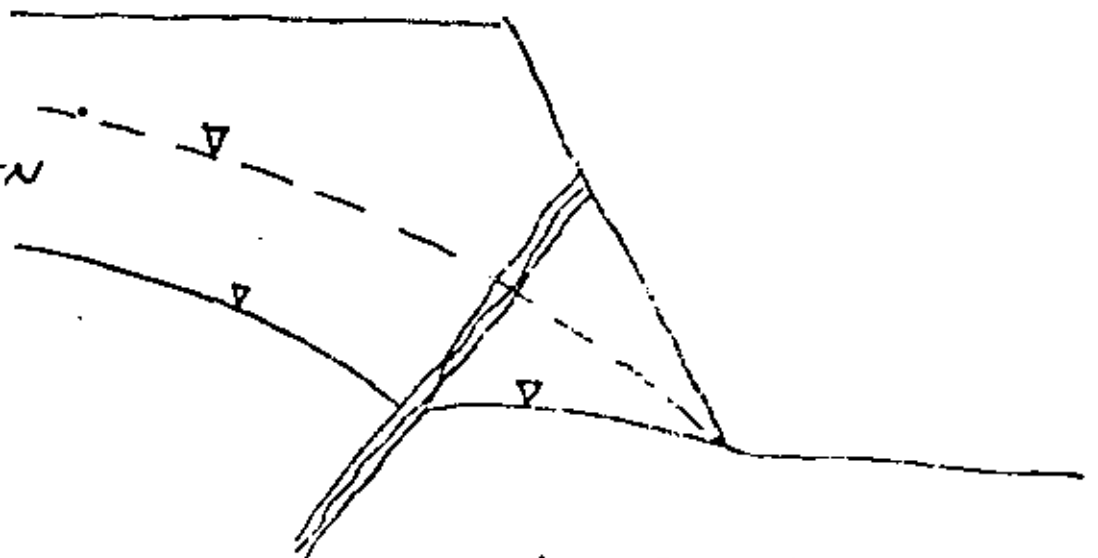
A) COMO BARRERA



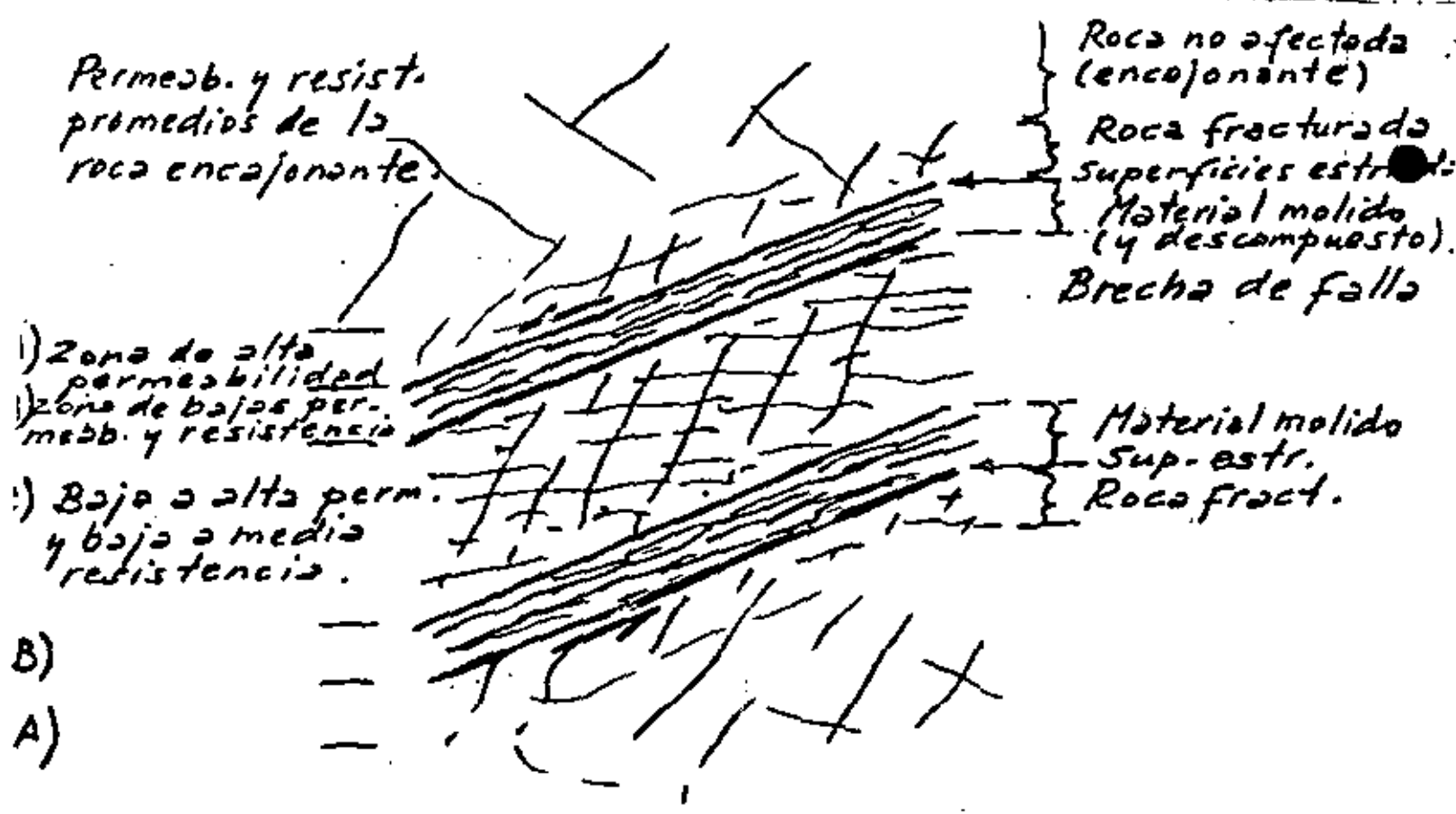
B) COMO CONDUCTO



C) COMO DREN



DIFERENTES EFECTOS DE FALLAS EN LAS CONDICIONES HIDRAULICAS DE UN TALUD.



SECCION TIPICA DE UNA FALLA COMPUESTA.

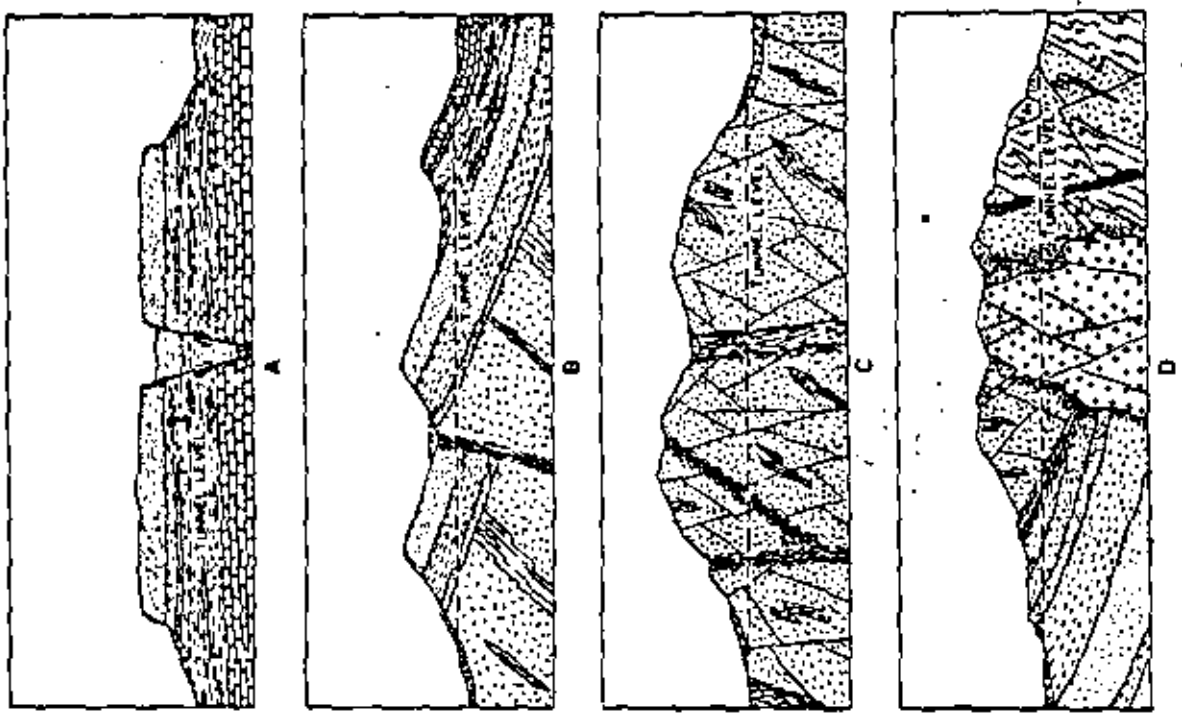


Fig. 98. Hypothetical longitudinal cross-sections along alignments of proposed tunnels. See text discussion.

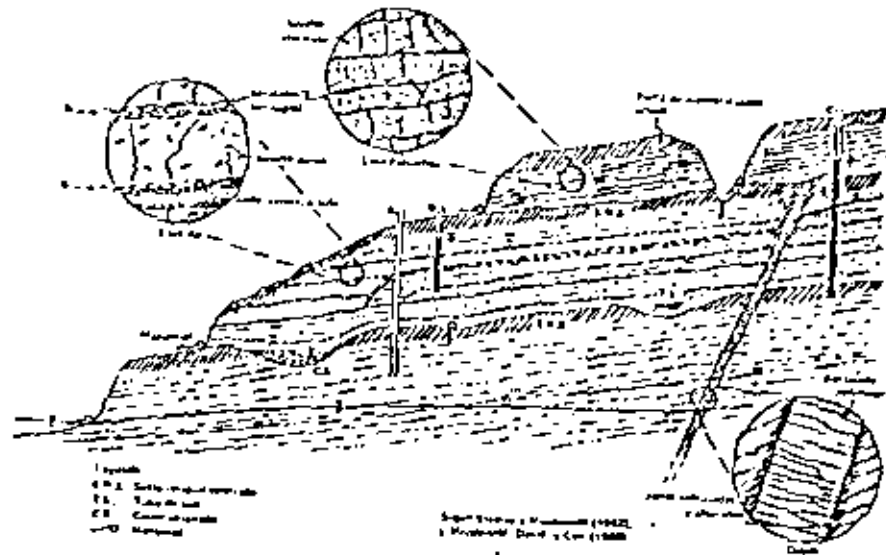


Figura 15. Talud típico en basalto.

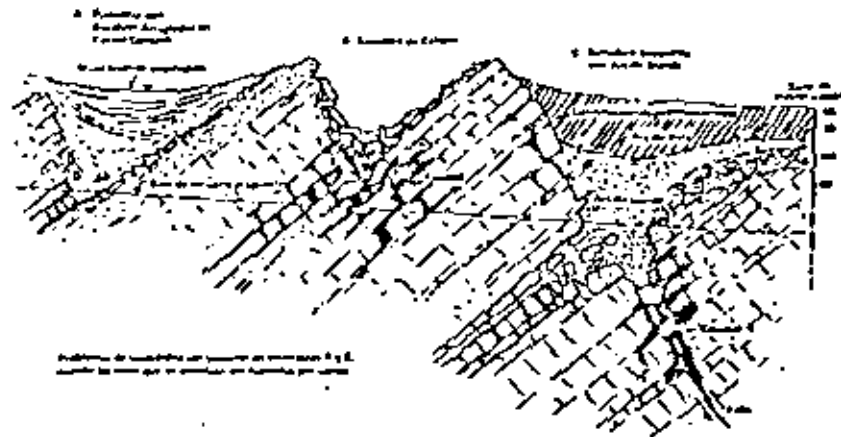
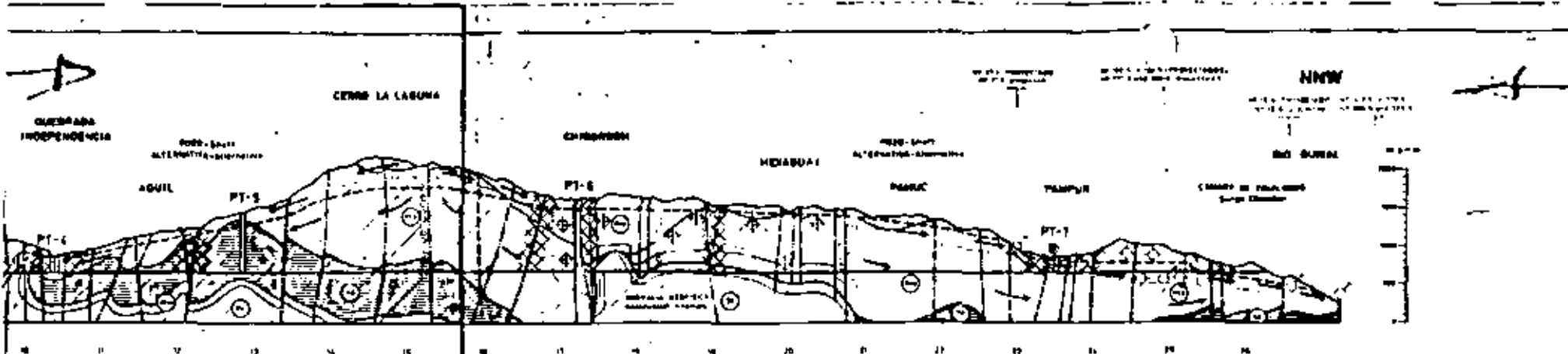


Figura 16. Rasgos comunes en la meteorización de rocas carbonatadas.



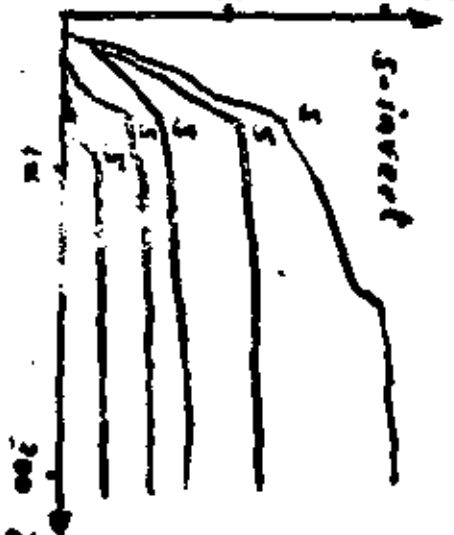
CERRA LA LAGUNA										CHIMBORAZO										HICABUAI										PASAC										TAMPUK										CERRA DE TAMBORON									
ELEVACIONES (Metros)										ELEVACIONES (Metros)										ELEVACIONES (Metros)										ELEVACIONES (Metros)										ELEVACIONES (Metros)										ELEVACIONES (Metros)									
[Topographic details for CERRA LA LAGUNA]										[Topographic details for CHIMBORAZO]										[Topographic details for HICABUAI]										[Topographic details for PASAC]										[Topographic details for TAMPUK]										[Topographic details for CERRA DE TAMBORON]									
[Detailed description of terrain and features for CERRA LA LAGUNA]										[Detailed description of terrain and features for CHIMBORAZO]										[Detailed description of terrain and features for HICABUAI]										[Detailed description of terrain and features for PASAC]										[Detailed description of terrain and features for TAMPUK]										[Detailed description of terrain and features for CERRA DE TAMBORON]									
[Geological notes for CERRA LA LAGUNA]										[Geological notes for CHIMBORAZO]										[Geological notes for HICABUAI]										[Geological notes for PASAC]										[Geological notes for TAMPUK]										[Geological notes for CERRA DE TAMBORON]									
[Hydrological notes for CERRA LA LAGUNA]										[Hydrological notes for CHIMBORAZO]										[Hydrological notes for HICABUAI]										[Hydrological notes for PASAC]										[Hydrological notes for TAMPUK]										[Hydrological notes for CERRA DE TAMBORON]									
[Vegetation notes for CERRA LA LAGUNA]										[Vegetation notes for CHIMBORAZO]										[Vegetation notes for HICABUAI]										[Vegetation notes for PASAC]										[Vegetation notes for TAMPUK]										[Vegetation notes for CERRA DE TAMBORON]									
[Climatic notes for CERRA LA LAGUNA]										[Climatic notes for CHIMBORAZO]										[Climatic notes for HICABUAI]										[Climatic notes for PASAC]										[Climatic notes for TAMPUK]										[Climatic notes for CERRA DE TAMBORON]									
[Soil notes for CERRA LA LAGUNA]										[Soil notes for CHIMBORAZO]										[Soil notes for HICABUAI]										[Soil notes for PASAC]										[Soil notes for TAMPUK]										[Soil notes for CERRA DE TAMBORON]									
[Other notes for CERRA LA LAGUNA]										[Other notes for CHIMBORAZO]										[Other notes for HICABUAI]										[Other notes for PASAC]										[Other notes for TAMPUK]										[Other notes for CERRA DE TAMBORON]									

Campo de Aplicación de Sistemas de Ademe / Overries. Laufer

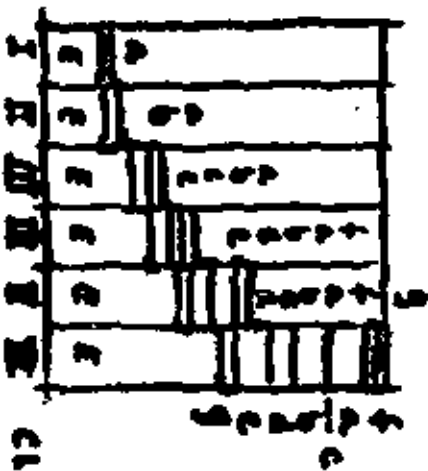
Nº	Clase de terreno y soporte empleado	Tiempo puente y claro máximo	Concreto Lanzado	Anclas	Soportes de acero ahogados en el rev.
A	Firme	20 años 4.0 m	No se requiere	No se requieren	No se requieren
B	Si afloja con el tiempo. (protección en clave).	6 meses 4.0 m	Capa de 2 a 3cm sólo en clave	Separación de 1.5 a 2.0m con malla y sólo en la clave.	Antieconóm
C	Ligeramente desmenuzable (ademe en clave).	1 semana 3.0 m	Capa de 3 a 5cm sólo en clave.	Separación de 1.0 a 1.5m sólo en clave aplicando malla o capa adicional de 2cm	Antieconón
D	Desmenuzable (soportes ligeros)	5 horas 1.5 m	Capa de 5 a 7cm sobre malla principalmente en clave	Separación de 0.7 a 1.0m, malla y concreto lanzado en capa de 3cm adicional	Ocasionalme en la misma ma que E.
E	Considerablemente desmenuzable. (soportes pesados)	20 minutos 0.8 m	Capa de 7 a 15cm sobre malla.	Sólo después de aplicar en clave soportes temporales. Separación de 0.5 a 1.2m. Concreto lanzado de 3 a 5cm.	Dovelas de acero o acero detrás de los marcos de acero.
F	Soportes inmediatos, mucha presión de tierra (abundante viento)	2 minutos 0.4 m	Capa de 15 a 20cm sobre malla soportada por marcos de acero (C.A. en frente a veces).	No debe adaptarse.	Dovelas de acero de marcos met y tornapuntas, ración subsecu de concreto, lan
G	Soportes inmediatos, mucha presión de tierra (abundante viento)	10 seg. 0.15 m.	No debe adaptarse	No debe adaptarse.	No debe adaptarse.

- a - anclas
- b - c.l.
- c - malla.
- d - toblastos.
- e - marcos
- f - invert
- g - soporte frente.

Acortamiento Horiz.
10 20 cm.



COSTO



CLASE

Avance mare y c.l. Nisma r ca.
Radio final 3.35

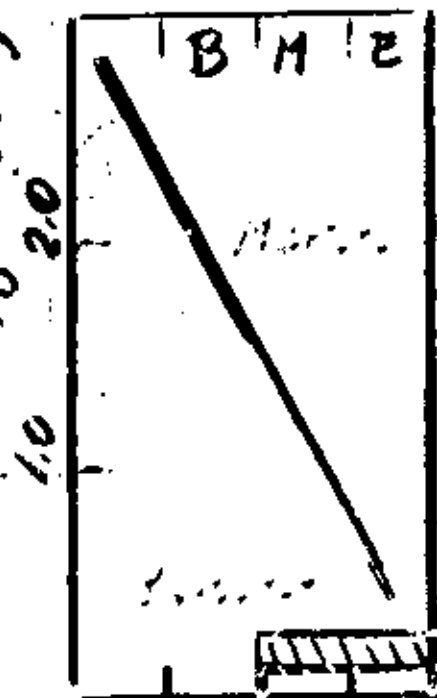
5-invert
Marcos @ 1.5m
Quemas 7.0m

Marcos @ 1.5m
Quemas 1.5m
Marcos @ 1m
Avance 1m Compador

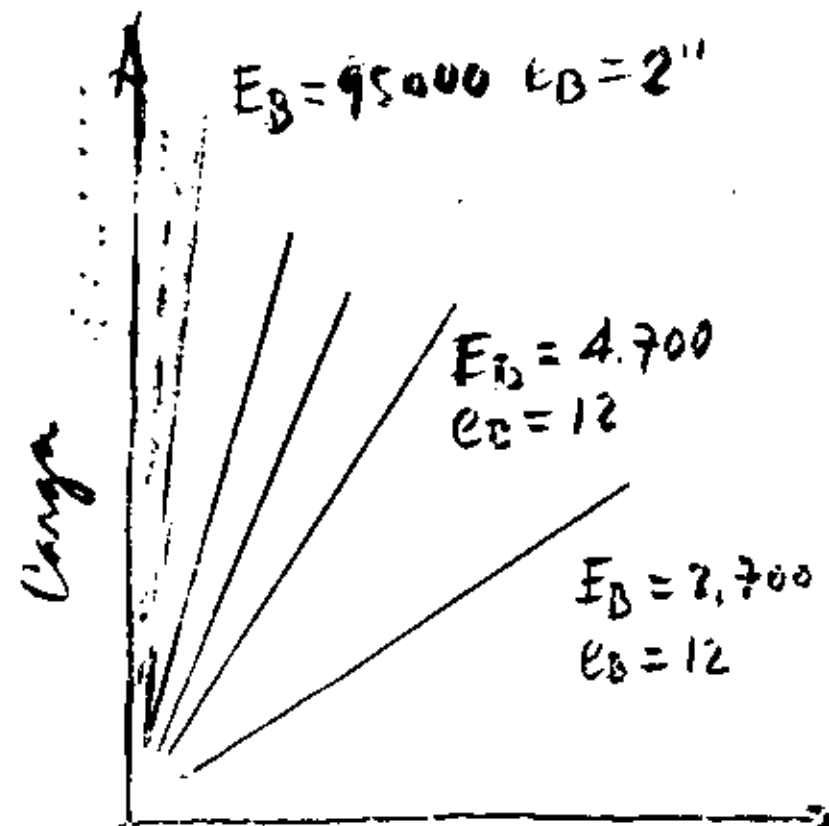
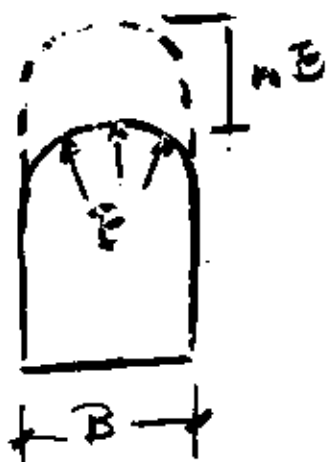
Tipo de Roca por sus caracte rísticas mecánicas	Tipo de Roca según sus requisitos de soporte	Efecto en el avance
A Roca sólida o fracturada	1 Roca Sólida	N
	2 Roca fracturada	N
B Roca Friable	3 Roca poco friable	Parcial
	4 Roca friable que empuja un poco	Inter. Inter. fuerte
	5 Muy friable o que empuja.	Inter. Inter. fuerte
C Roca que carga o empuja	6 Roca que empuja fuerte	Muy soporte
	7 Roca que fluye o se esponde	Inter. Inter. fuerte

NATH.

Factor de
P/EI carga



25 50 75 100



Def

Diám túnel 5.0m

Espace retaque 17cm

E_B Módulo Elast, retag
en K/c^2 e_B = espesor

Marcos 6"x4" retaque
laeros 25 K/m^2

ESTÁTICA DE LOS TUNELES

formaciones del sostenimiento con las del terreno y, por otro, las presiones que actúan sobre el sostenimiento con las reacciones del mismo contra el terreno.

La relación fuerza-deformación de la cavidad pueda deducirse de la forma siguiente.

Realicemos el experimento mental representado en la figura 6. Tenemos un plano infinito trazoado en el terreno, atravesado por la galería y sometido a las presiones naturales P_{nat} preexistentes en el terreno. Supongamos que al comienzo la cavidad está llena de un líquido a presión contenida por una membrana y que dicha presión corresponda al estado natural de las sollicitaciones. Es evidente que respecto a la situación inicial no se producirá ninguna deformación del terreno ni, a fortiori, del contorno de la cavidad (Punto A).

Reducamos ahora progresivamente la presión del líquido. Comenzará un movimiento de convergencia de los bordes de la excavación hacia el interior, el cual irá aumentando.

En un primer instante esta deformación habrá seguido las leyes de la elasticidad y estará representada por tanto por un tramo recto A-B en el gráfico de la

izquierda. A partir de un cierto momento se producirán en torno a la cavidad fenómenos de rotura y de plasticidad, de forma que el aumento de la deformación se producirá de forma no proporcional a la disminución de la presión interna de estabilización (tramo B-C). La curva se inclinará bastante rápidamente hacia la izquierda.

Pueden presentarse dos casos: el primero es el representado en la figura, para el cual las deformaciones crecen sin límite al disminuir la presión interna hasta el hundimiento de la cavidad. Se trata por tanto de una cavidad que no es estable por sí misma. La otra posibilidad, no representada en la figura, es -- aquella según la cual la curva corta al eje de ordenadas en un punto caracterizado por deformaciones de valor finito. En este caso la cavidad sería estable incluso sin sostenimiento.

Evidentemente, si el comportamiento del terreno fuera puramente elástico, la línea característica sería una recta que se prolongaría hasta cortar el eje vertical. En el caso contrario, es decir en presencia de deformaciones plásticas, se tendrá una curva como la de la figura 6.

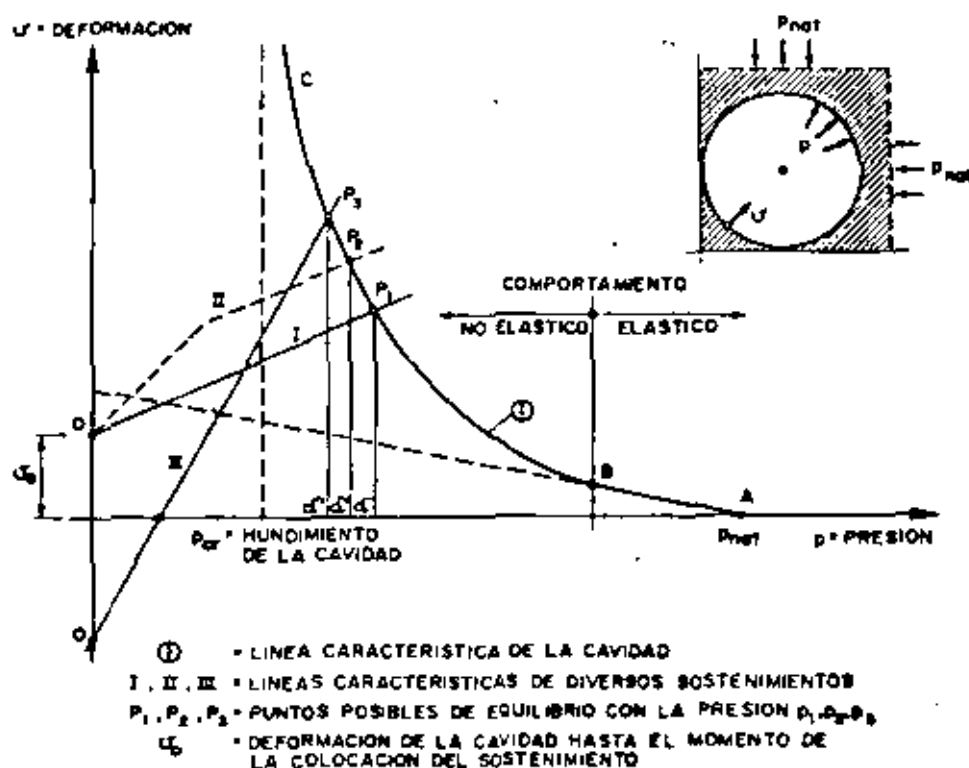
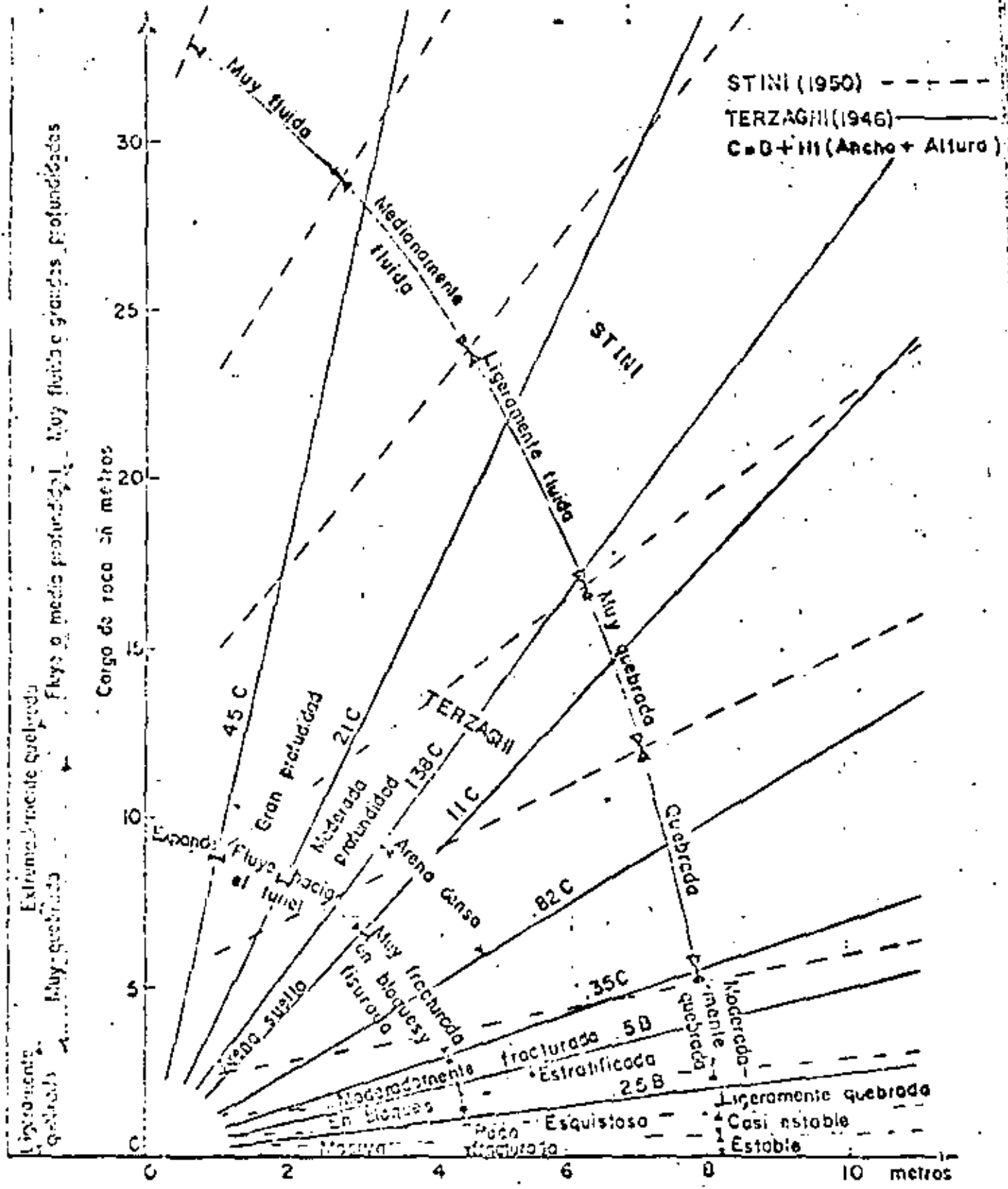


FIG. 6.- RELACIONES FUERZA-DEFORMACION DE LA CAVIDAD Y DE DIVERSOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO.

Espaciamiento

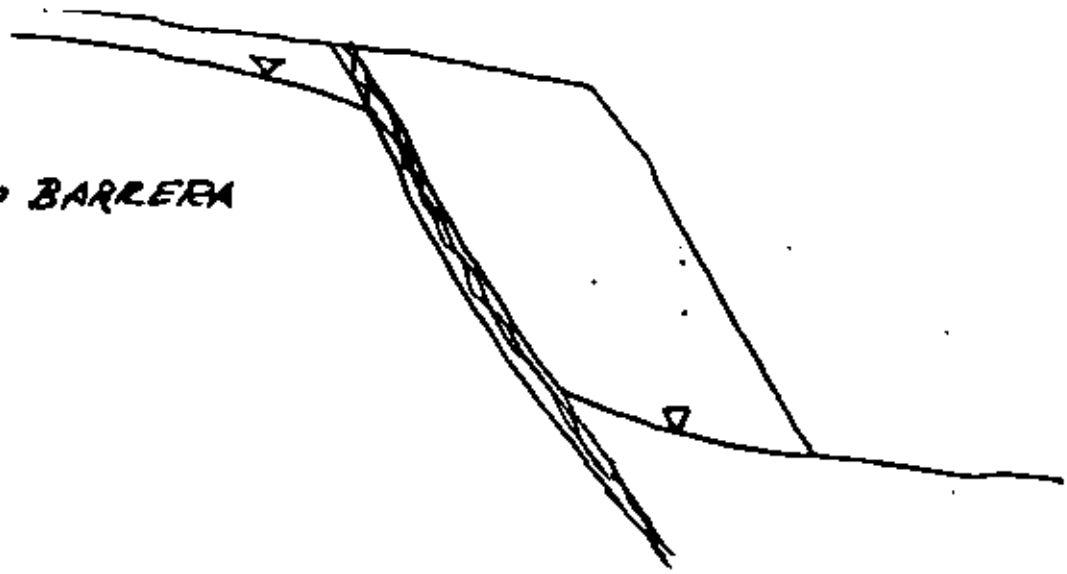
Condición de la roca.	Carga de roca estimado.	Espaciamento normalmente usado.
Dura e intacta	0	No se requiere
Masiva y moderadamente dislocada.	0 - 0.25B	No se requiere en partes, depende de la carga de roca. Separación de 1.85m oac. donde se requiere
Estratificada o esquistosa.	0 - 0.5B	Idem
Moderadamente dividida en bloques	0.25 - 0.35(B + H _r)	1.85m para las cargas más ligeras y 1.80m para las más pesadas.
Totalmente quebrada o no consolidada.	1.10(B + H _r)	0.62m.
Terreno que fluye	> 1.10(B + H _r)	0.62m ó menos.
Roca competente húmeda.	Variable entre las anteriores excepto la totalmente quebrada.	La correspondiente a la correcta clasificación arriba amda.
Roca húmeda quebrada o no consolidada.	1.10(B + H _r) ó mayor	0.62m ó menos.

Nota: Este espaciamento es el usualmente empleado. Deb aplicarse criterio para situaciones no usuales.

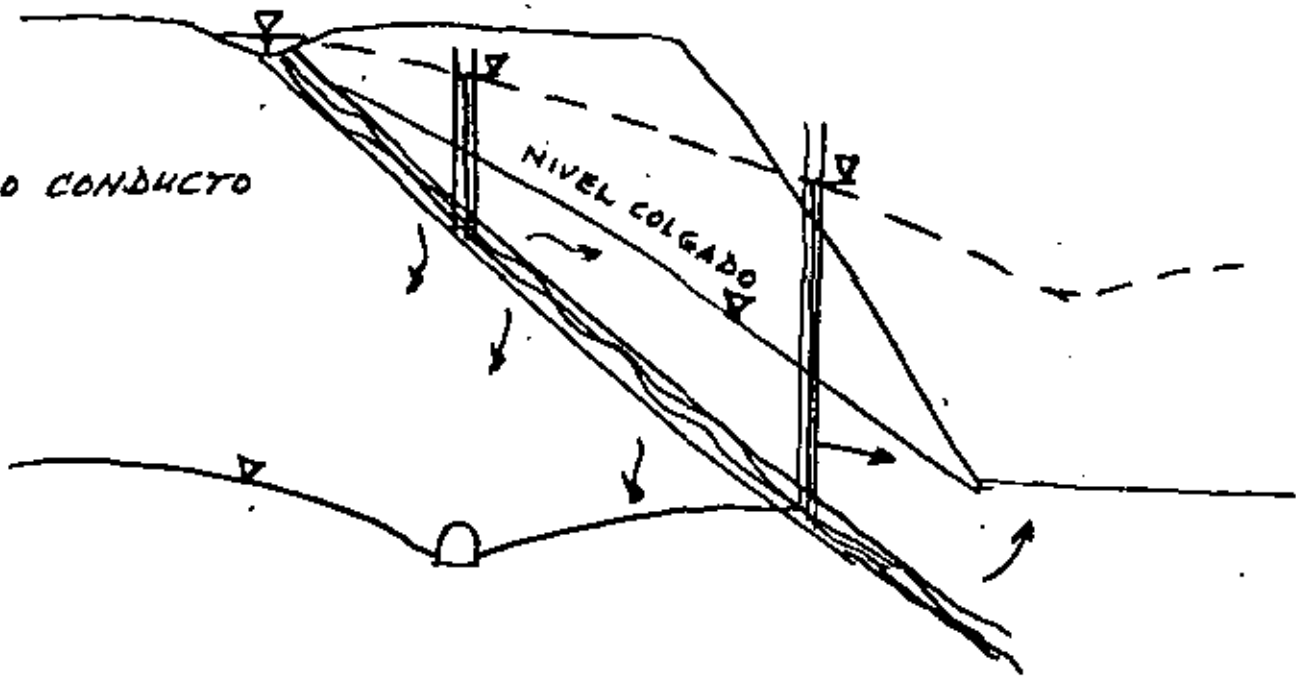


Túnel de Sección de Herradura o Cuadrada de ancho "B"

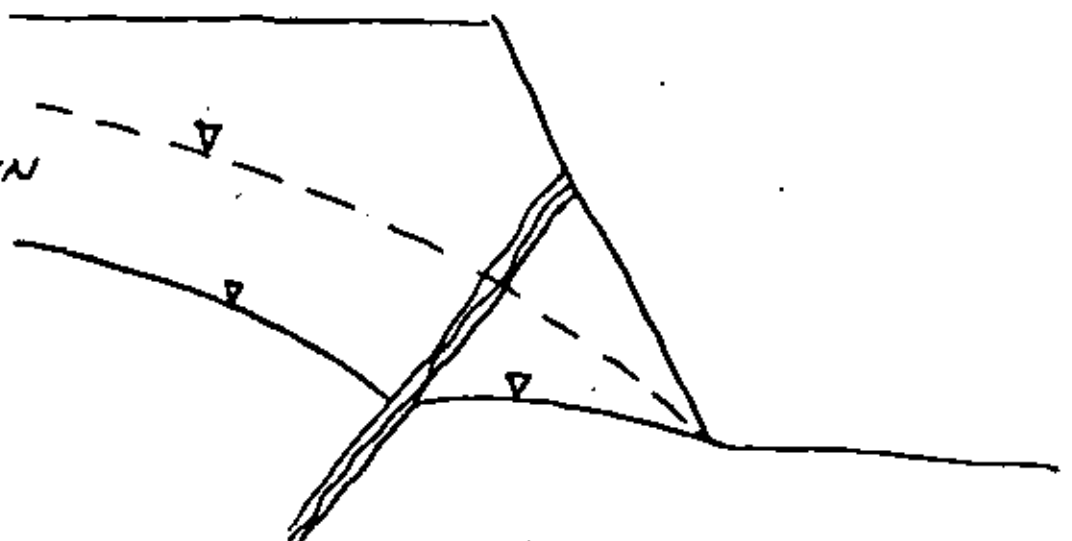
A) COMO BARRERA



B) COMO CONDUCTO



C) COMO DREN



DIFERENTES EFECTOS DE FALLAS EN LAS CONDICIONES HIDRAULICAS DE UN TALUD.

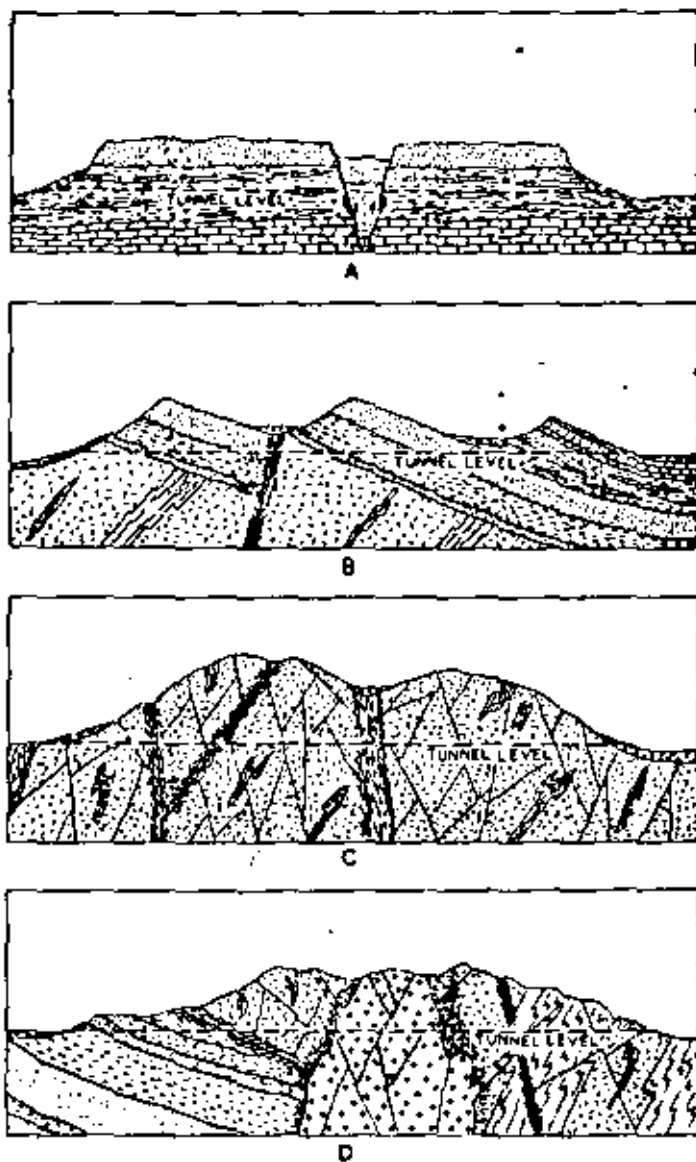


Fig. 98. Hypothetical longitudinal cross-sections along alignments of proposed tunnels. See text discussion.

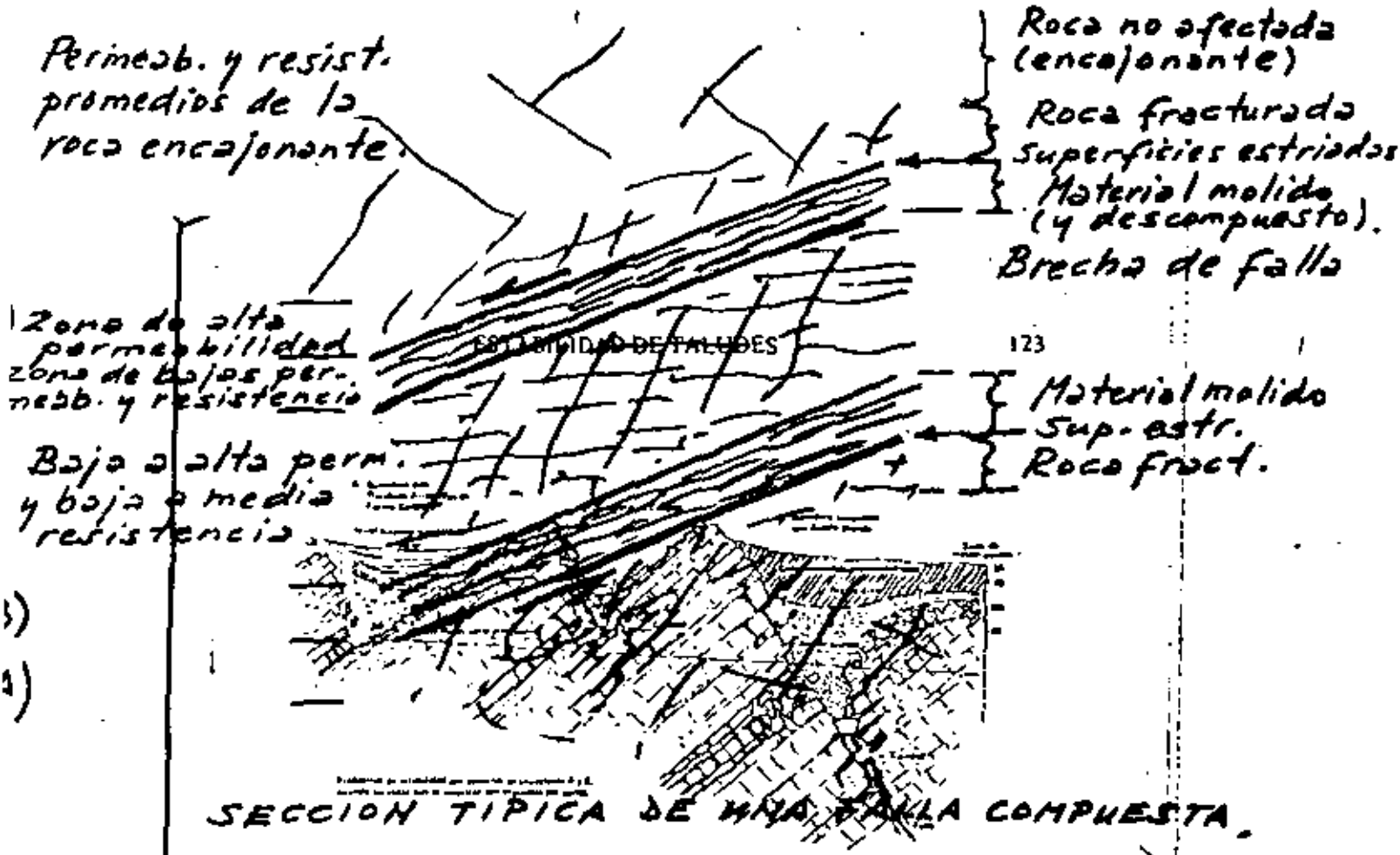


Figura 10. Rasgos comunes en la meteorización de rocas carbonatadas.

100

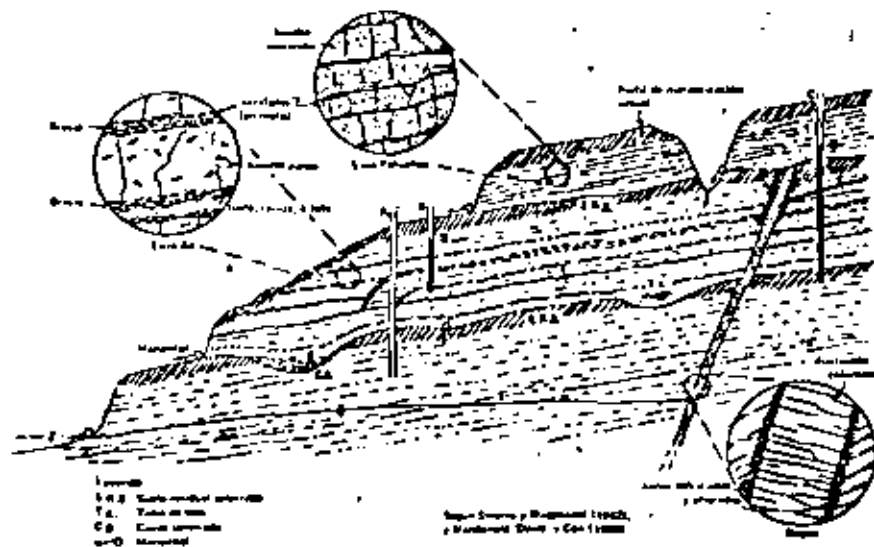


Figura 15. Talud típico en basalto.

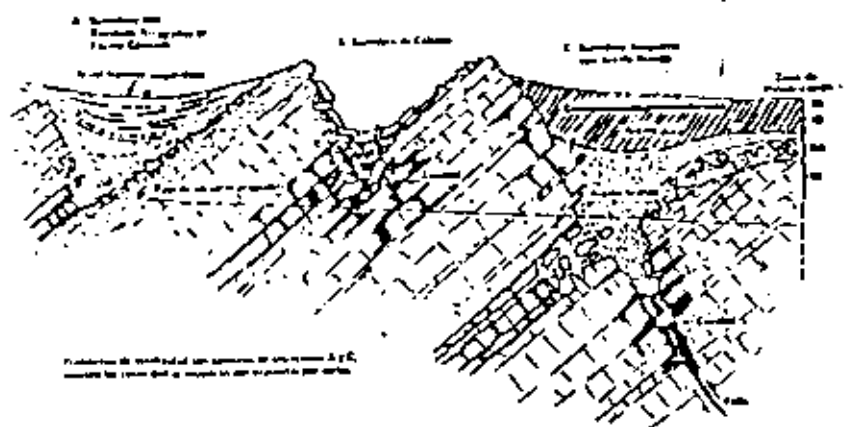


Figura 10. Rasgos comunes en la meteorización de rocas carbonatadas.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam

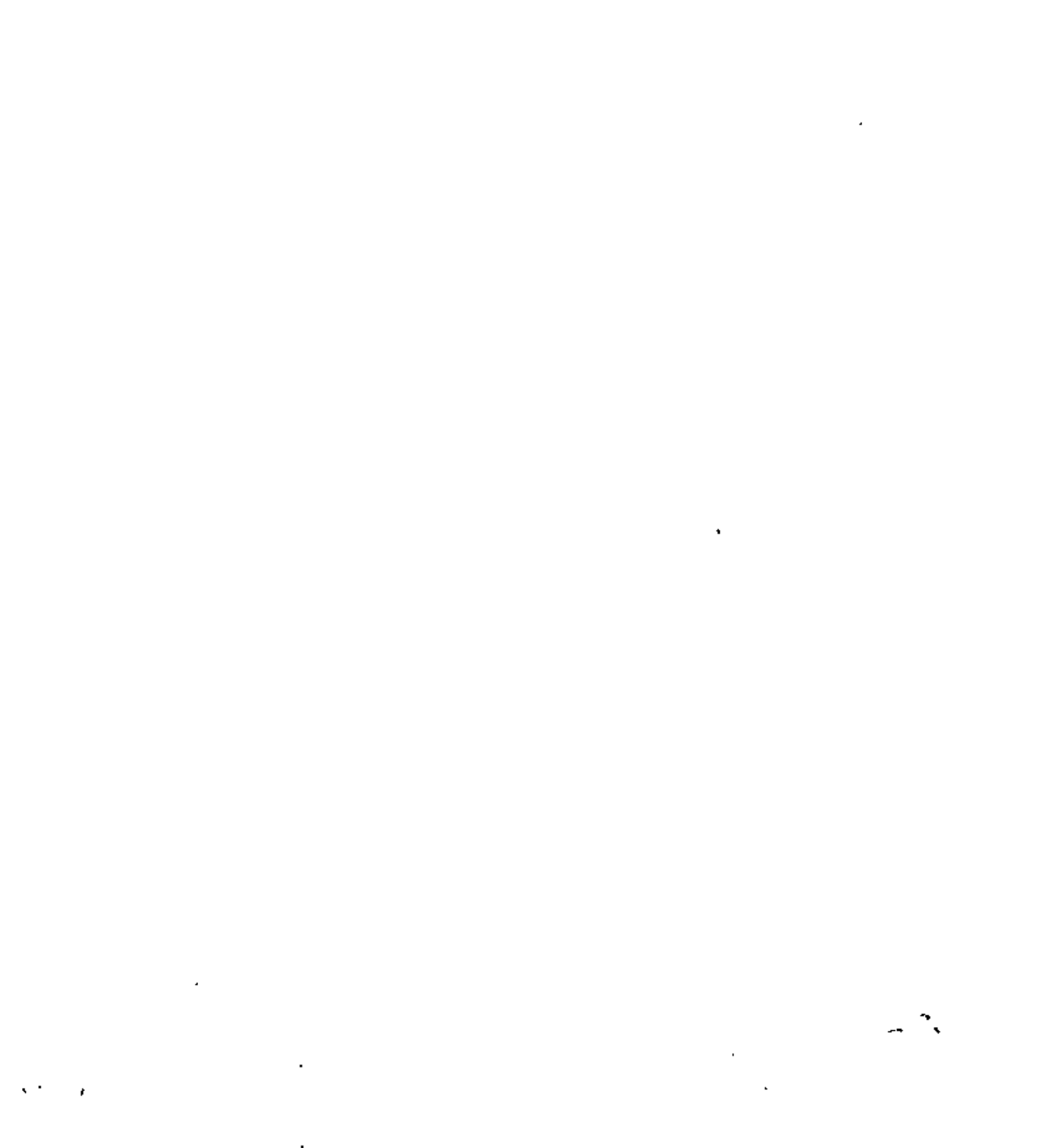


CONSTRUCCION DE TUNELES

METODO DE EVALUACION DE LA EXPLORACION GEOLOGICA
EN LA CONSTRUCCION SUBTERRANEA

ING. LUIS VIEITEZ UTESA

JUNIO, 1979.



METODO DE EVALUACION DE LA EXPLORACION GEOLOGICA

EN LA CONSTRUCCION SUBTERRANEA

R E S U M E N.

La importancia de la geología y la información geológica, en construcción de túneles, es indiscutible. Sin embargo, es difícil justificar una investigación geológica adicional en la fase que precede la construcción de un proyecto subterráneo, ya que, hasta ahora, no era posible evaluar los beneficios de una operación similar. En este artículo se presenta una solución a este problema. Esta se basa en el "Tunnel Cost Model", un modelo de computadora, desarrollado en el M.I.T., que permite estimar los costos y el tiempo de ejecución de una construcción subterránea. La solución emplea análisis de toma de decisión, cálculos probabilísticos y factores subjetivos para llegar a un análisis pre-posterior.

Este análisis proporciona un beneficio monetario resultante de aplicar un reconocimiento geológico dado. Este beneficio puede ser comparado contra el costo de exploración para determinar si ésta se justifica. Se presenta el estudio de un caso particular para ilustrar el análisis propuesto.

I N T R O D U C C I O N.

" Las condiciones geológicas son de los factores más importantes que determinan el costo y el tiempo de ejecución de una obra subterránea y por consiguiente es esencial pronosticarlos".

" En la selección del método de construcción subterránea las condiciones geológicas tienen una influencia mayor que cualquier otro factor ".

Deere, et al, 1969

Está reconocido universalmente que la geología y la predicción geológica son factores importantes en el proyecto y la construcción de túneles. Con una mala información geológica, pueden ocurrir errores de estimación del tiempo de ejecución y del costo, ó de la elección de la localización del túnel y de la técnica de su construcción. El resultado de este tipo de errores es generalmente la pérdida de tiempo y de dinero; a veces el precio es la vida humana. De aquí, que el conocimiento geológico por exploración debería ser un requisito primario en cualquier proyecto de construcción subterránea.

Sin embargo, la exploración resulta muy a menudo costosa. Es además difícil calcular la diferencia entre el costo inmediato de exploración y algún beneficio futuro indeterminado en el costo y tiempo del proyecto. Esto es debido a que el costo de

exploración y el beneficio que de ésta deriva no están directamente simplemente relacionados. Para establecer una tal relación,

en primer lugar sería necesario determinar el valor del conocimiento geológico con respecto al proyecto particular de la obra subterránea y luego de alguna forma hacer una correlación

entre exploración y conocimiento geológico.

Se presenta aquí un método que trata de establecer este tipo de correlación y por lo tanto hace posible evaluar la exploración. Para establecer una relación entre las condiciones geológicas y el costo y el tiempo de una construcción subterránea, se usa un modelo de computadora.

El Tunnel Cost Model, o TCM, usado en el análisis tiene una característica excepcional-comparado con otros modelos existentes- que hace que las incertidumbres sobre los conocimientos geológicos sean incluidos en la evaluación del tiempo y costo del proyecto.

Con este modelo como base es posible cuantificar el beneficio de la exploración. Usando análisis sencillos de decisión y cálculos de probabilidades, pueden ser evaluadas las incertidumbres que la exploración trata de disminuir.

El resultado final de este tipo de análisis es un término monetario que expresa a la persona particular que toma la decisión el beneficio de exploración y la reducción de las incertidumbres geológicas. Este término monetario puede ser comparado con el costo de exploración para determinar si una particular exploración deberá efectuarse ó no.

Para evaluar el beneficio de la exploración, primero hay que examinar los pasos iniciales de exploración subterránea y los-

fundamentos del TCM, seguidos por una descripción detallada de la metodología. Se presenta también la historia de un caso real.

Exploración -una breve vista de conjunto-.

Según Baecher (1974) cada una de las fases temporales de exploración (preliminar, de anteproyecto, de selección de trazo, etc) enfoca tres puntos: Levantamientos geológicos, Investigación y pruebas. El levantamiento geológico es de primaria importancia en la construcción subterránea, donde la identificación de los modelos geológicos y la proyección de estos modelos geológicos a la profundidad del túnel es el punto fundamental.

Para apreciar esta importancia, el levantamiento geológico puede además subdividirse en Reconocimiento y en Identificación y Reconstrucción de los Modelos, (Baecher, 1972).

Con el Reconocimiento, el ingeniero geólogo, empieza a recolectar sus datos. Examina los records disponibles, consulta los planos geológicos de la zona, fotografías, documentos ó exploraciones anteriores.

Entonces el geólogo, al familiarizarse con los datos recogidos y combinarlos con su experiencia, empieza a esbozar conclusiones generales sobre la geología de la región e incluso sobre la del túnel. Ha empezado así la segunda fase de exploración - Identificación y Reconstrucción de los Modelos - donde empieza a evaluar las condiciones geológicas en forma estadística y

con criterios personales al mismo tiempo.

Para confirmar sus conceptos sobre las condiciones geológicas, el geólogo puede emplear técnicas de percepción remota (fotografía, radar, etc.,) ó de observación directa. También puede efectuarse levantamientos de geología superficial como fracturas al descubierto en afloramientos. Sin embargo, el geólogo por más meticulouso que sea en sus observaciones siempre estará limitado a lo que él pueda hacer.

Así como lo han subrayado autores de la talla de Wahlstrom --- (1964) y Robinson (1972) y como puede verse por las comparaciones de Brown (1969), Prokopovich (1972) y Miller (1974), aún las predicciones derivadas de un programa extenso de exploración tendría algún grado de incertidumbre. Por lo tanto, es necesario incluir en cualquier evaluación de posibles condiciones geológicas toda información al respecto, incluyendo ideas basadas en la intuición y la experiencia. En otras palabras, debería compilarse un conjunto lo más completo posible de informaciones geológicas.

Entonces el proyectista ó el contratista usarían estas informaciones para determinar las repercusiones en la construcción y, por lo tanto, en el costo. Sin embargo, aquí surge un problema: ¿ Como puede un ingeniero incluir en su análisis un dato geológico que el geólogo da como "probable" ó "posible" ?
¿ Además, la interpretación de estos términos que haga el ingeniero será igual a la del geólogo que los usó primero ?

Para resolver estos problemas, se introducen conceptos subjetivos de probabilidad: se usan probabilidades para expresar la -- confianza de la persona que las pronostica, en la forma descrita por Vick (1973).

Estas evaluaciones de probabilidad son los datos que van a alimentar el TCM, desarrollado por Moavenzadeh, et al (1974) y que se describe a continuación.

El Tunnel Cost Model - La Evaluación de las condiciones Geológicas.- El TCM es un método basado en un modelo de computadora - que simula las condiciones geológicas y las actividades en la - construcción de un túnel.

Para describir incertidumbre, el TCM hace uso de un concepto de unida-segmento propio para establecer modelos geológicos (Wyatt, 1974). La base para este análisis es una gráfica ramificada - (ver fig. 1), que estructura parámetros geológicos en un formato ordenado y fácil de entender, y que está basado en una clasificación de tipo de roca de fácil referencia (Vick, 1973).

Cada gráfica describe una formación, un estrato ó una porción - de un estrato que el geólogo quiere considerar.

Por eso cada una de estas gráficas es definida como una unidad. Ya que por lo general las condiciones cambian a lo largo del -- trazo de un túnel, el uso de una sola gráfica ramificada ó unidad no es suficiente para describir la variación geológica.

Para resolver este problema, se divide el túnel en segmentos --

discretos, en los cuales se evalúan las unidades. Dado que en cada sitio pueden encontrarse distintos tipos de roca, se pueden tener varias unidades dentro de un segmento (Fig. 2).

La posibilidad de cada unidad es expresada en probabilidades de existencia.

La presencia de unidades en segmentos adyacentes tiende a ser interdependiente. Por ejemplo, al encontrarse en un túnel una serie conocida de estratos verticales, la presencia de lutita puede indicar que el próximo segmento tendría que ser una unidad de arenisca.

Se puede usar una matriz, como la presentada en la figura 3, para expresar este tipo de dependencia. Esta matriz describe un proceso de Markov o Semi-Markov (Howard, 1971; Lindner, 1975).

La diferencia de estos términos consiste en la distinción entre la relación de dependencia en uno ó en más segmentos (Markov ó Semi-Markov respectivamente). Con el empleo de estos procesos y del concepto de unidad-segmento, es posible representar cuantitativamente la incertidumbre de una predicción geológica.

Estos datos junto con la información relativa a los métodos de construcción (que también son evaluados por incertidumbre) forman las bases para las simulaciones del TCM.

El resultado es una evaluación de incertidumbre de tiempo-costo representada por un gráfica de dispersión.

La gráfica de dispersión es esencialmente una "montaña" de probabilidad con curvas de nivel que indican "niveles" de probabilidad.

La gráfica de dispersión indica lo que todo el mundo sabe, que los retrasos en la construcción por lo general también son costosos.

Evaluación del Beneficio de la Exploración.

En los párrafos anteriores, se han establecido las bases conceptuales de exploración, y se ha hablado sobre la dificultad de representar las condiciones geológicas. Esto se ilustra en forma esquemática en la figura 5. El paso final es evaluar un cambio en la descripción geológica provocada por la exploración. Dado que este es el propósito de este artículo, ahora trataremos en detalle el procedimiento exacto de este método.

El examen de la gráfica de dispersión es el primer paso de este procedimiento. ¿ La incertidumbre representada es de suficiente importancia para justificar una exploración adicional, y hay suficientes fondos para hacerlo ? Estos son los puntos iniciales en la decisión de exploración.

El siguiente punto es un aspecto importante de la exploración. ¿ Donde explorar ? para determinar el sitio óptimo se hace un análisis sencillo de sensibilidad en el que se utiliza la

evaluación geológica anterior de unidad-segmento, y la probabilidad de existencia de una unidad dentro de un segmento, se -- cambia por un porcentaje (por ejemplo 10%) para cada segmento. En la conclusión de este análisis se puede ver en cual segmento se ha reducido en máximo grado la incertidumbre del tiempo-costo del proyecto.

Este segmento debería examinarse primero. También tendrían -- que examinarse los otros segmentos en relación a su sensibilidad ó efecto sobre el costo y el tiempo. A este orden de importancia se le llama Lista de Prioridad.

Una vez determinado el segmento más importante, es necesario - examinar las incertidumbres relacionadas con la técnica de exploración.

Tomaremos, como ejemplo, un núcleo AWX. La incertidumbre puede entrar en la evaluación de resultados en muchas formas.

Por ejemplo, ¿ qué tan buenos son el personal de la perforadora y el equipo, ó el personal de supervisión ? ¿ qué consecuencias puede tener el diámetro pequeño de la broca sobre el valor de los resultados ? A este tipo de preguntas sólo se puede contestar subjetivamente puesto que, hasta la fecha se tienen pocos datos estadísticos sobre estos asuntos.

Para facilitar una evaluación de este tipo se puede volver a utilizar una matriz como se muestra en la figura 6.

A la persona que va a tomar la decisión se le pregunta si, co

nociendo él la respuesta exacta ó "verdadera", qué tipo de resultados de exploración esperaría.

Se puede estructurar otras relaciones con el formato gráfico. Por ejemplo el RQD obtenido de una broca AWX, no es igual al obtenido de una broca NWX. Sin embargo, las correlaciones entre RQD de la roca y soporte del túnel tienen su fundamento en un tamaño de núcleo NWX (Deere en Stagg & Zienkiewicz, 1968).

En este caso, la condición "verdadera" sería el RQD de la broca NWX y el resultado de la prueba sería el RQD de la broca AWX.

El formato gráfico permite considerar otros puntos (personal, tamaño del núcleo, etc.,) por separado, y la simple adición matricial puede entonces reducir las series de evaluaciones a una sólo matriz.

Habiendo completado esta evaluación de incertidumbre, es todavía necesario evaluar la consecuencia de exploración hasta la profundidad del túnel. Es evidente que la exploración de un punto a lo largo del alineamiento del túnel va a influir en la evaluación de las condiciones de puntos adyacentes al punto de exploración.

Se ha discutido la relación entre puntos de este tipo en teoría (Matern, 1960 ; Switzer, 1967) y ha sido aplicado a resultados de exploración (Díaz y Vaumareke, 1974).

Una forma es una relación que disminuye de manera exponencial

y que varía con la distancia desde el punto de exploración - figura 7.

Aunque este tipo de relación puede ser una expresión estadística fiel de los datos de campo, es extremadamente difícil - establecer su forma exacta en un sitio específico ya que existen pocos datos de campo disponibles sobre este asunto y los parámetros de la función varían de un sitio a otro.

De aquí que se introduce una función escalonada que represente gruesamente la disminución exponencial con la distancia - y que también se presta a una evaluación subjetiva.

Esta función se llama la Función de Exploración (fig.7c).

La función divide la evaluación original en nuevos segmentos; el rango seguro actúa sobre una distancia en donde la influencia de exploración se supone igual al punto "A".

Los otros segmentos expresan la influencia decreciente entre rangos de $1/2$ y $1/6$, como se ilustra en la figura No. 7.

La persona que va a tomar la decisión tiene que definir la -- extensión lateral de estos tres "rangos", que pueden denominarse "seguro", "probable" y "posible".

Lo anteriormente dicho constituye la base para un análisis -- pre-posterior, que es un método para determinar el beneficio de exploración antes de que sea efectivamente efectuada (vease Benjamin y Cornell, 1970).

Grayson 1963 y Raiffa, 1968. Un componente importante en el análisis es el valor de un nodo terminal. Recuerdese que un nodo terminal corresponde a un recorrido de izquierda a derecha en una gráfica de ramificaciones como en la figura 1, y representa, en el análisis, un conjunto de condiciones geológicas. Un nodo terminal como el mencionado se toma ahora como resultado de la exploración, y se evalúa en rangos de la Función de Exploración. En el rango "seguro" el nodo terminal se toma -- como "verdadero" y se le da una probabilidad de 1.0 ; las pro babilidades de los demás nodos terminales de la unidad no son posibles y por eso son iguales a cero. En el rango "probable" al nodo terminal seleccionado se le da un valor de probabili-- dad que es igual al 50% de la diferencia entre la probabilidad del nodo terminal y 1.0, más la probabilidad inicial ($1/2$ ---- $(P_A - P_i) P_i$) los nodos terminales restantes son normaliza-- dos de manera que la suma de todas las probabilidades sea siem-- pre igual a 1.0 .

Un procedimiento similar se sigue en el rango "posible".

El nuevo perfil, así especificado, es evaluado por el TCM.

Este procedimiento es repetido para cada nodo terminal de la gráfica de ramificaciones.

El resultado de este análisis es una gráfica de dispersión de tiempo-costo para cada nodo terminal. Cada gráfica de disper-- sión puede ser descrita por la media y la variancia de tiempo-

y costo y por la covariancia entre tiempo y costo (Wonnacott & Vonnacott, 1972).

La evaluación inicial (pre-exploración) de las condiciones geológicas también se puede expresar de esta forma. Por consiguiente, cada gráfica de dispersión de cada nodo terminal puede ser expresada como un cambio en relación con la evaluación anterior ó inicial en términos de la media, variancia y covariancia de tiempo y costo.

Naturalmente para determinar el valor de un nodo terminal, es necesario cuantificar el valor de los cambios en estas estadísticas de costo y tiempo.

El significado de un cambio en la gráfica de dispersión para la persona que va a tomar la decisión es sumamente subjetivo. ¿ Exactamente cuanto puede pesar según el juicio de la persona que va a tomar la decisión un cambio de 1,000 dólares en el costo promedio de un proyecto ? ¿ Está dispuesto a pagar 10, 100 ó 500 dólares ? ¿ Qué consecuencias implica ? ¿ Qué pasa con el tiempo de realización del proyecto, el retraso lo perjudicará, ó tal vez la realización rápida disminuirá el costo ? Estos juicios varían de persona a persona.

El contratista puede examinar su dispersión de tiempo de realización con serias dudas ya que las multas por retraso en la ejecución sin justificación "suficiente" podrían arruinarlo. Por contraste, el dueño tal vez esté más interesado en la dispersión del costo puesto que una incertidumbre más pequeña en-

el costo lo ayudaría a hacer la oferta del contratista más realista. De aquí que, el dueño pueda querer reducir sus probabilidades de pagar demasiado por un proyecto, ó de responder a demandas legales por condiciones geológicas imprevistas.

Para manejar el procedimiento de las estimaciones del valor, se introducen cinco multiplicadores "a", "b", "c", "d" y "e", que se emplean para convertir los cambios de la media, la variancia y covariancia en pesos.

El lector puede reconocer estos multiplicadores como una forma sencilla de función utilitaria (Raiffa, 1968 ; Grayson, 1960).

Finalmente, la actualización de las informaciones de exploración se efectúa utilizando el teorema de Bayes (Benjamín y Cornell, 1970).

Si se toma un nodo terminal como resultado de una exploración, y se emplean las probabilidades del formato gráfico (veáse fig.6), las probabilidades de todos los nodos terminales serían actualizadas. Uno a la vez, todos los nodos terminales se toman -- como si fueran resultados experimentales, y se repite el procedimiento, como se describe en la figura 8.

Una vez obtenido un valor monetario para cada nodo terminal, y una vez que una estimación actualizada de condiciones geológicas para un resultado experimental dado, se puede efectuar un análisis pre-posterior.

Su objetivo es evaluar el Beneficio Monetario Esperado de la obra de exploración. Beneficio Monetario Esperado (BME), es una expresión de la ganancia promedio (en pesos) que resulta al azar. (por ejemplo, si hay un 30% de probabilidades de ganar \$ 10 y un 70% de probabilidades de perder \$ 2, el BME será 1.60 pesos).

Entonces el BME puede ser comparado con el costo de exploración para determinar si ésta deberá ser ejecutada. En la figura 9, está esbozado el procedimiento de análisis pre-posterior para exploración.

Observese que este análisis puede aplicarse a medios directos ó indirectos de exploración con la misma facilidad. Además el análisis para exploración múltiple (consecutiva) es parecido al análisis para una sola exploración; se hace el análisis y las informaciones son actualizadas para cada perforación.

Esto puede tener un efecto particular cuando la persona que va a tomar la decisión quiere considerar perforaciones múltiples. Si se analiza el espaciamiento, se pueden hacer tres ó más análisis separados con distintos espaciamientos.

El BME correspondiente a cada espaciamiento puede ser evaluado y luego se pueden utilizar los resultados para determinar una relación aproximada entre el BME y la distancia que separa las perforaciones figura 10. Una solución similar podría aplicarse a investigaciones sísmicas múltiples.

En la figura 11 se da una representación esquemática del análisis completo. Se presenta además el estudio de un caso para aclarar este análisis y para ilustrar su aplicación en una situación real.

Estudio de un caso:

El Túnel Harold D. Roberts.

El estudio del caso escogido para el análisis es el túnel Harold D. Roberts, que es un túnel de derivación de agua de 23.3 millas de largo ubicado en la parte oeste del Colorado figura 12. El túnel, que se extiende bajo el parteaguas continental, y lleva agua de una represa cerca de Dillon, Colorado, a la confluencia norte del Río South Platte figura 13.

Al tomar este proyecto como estudio de un caso, se examinará sólo la parte este, es decir, el tramo al este de la lumbrera de acceso en cadenamiento 468 + 69.

El túnel Harold D. Roberts se encuentra en la compleja geología de la cordillera frontal de las Montañas Rocosas.

Dado que las características generales de esta área han sido ampliamente tratadas en otras partes (Warner & Robinson, 1967 ; Moavenzadeh et al, 1975), aquí se tratará solamente la geología del túnel de la parte este.

Procediendo hacia el este desde el Angulo Pt.2 (y la lumbrera de acceso en cadenamiento 468), el túnel se encuentra en una Cuarzo monzonita. Esta monzonita, que predomina en el túnel por 5 millas aproximadamente, es una roca porfírica de grano -

medio que contiene numerosas venas de cuarzo y minerales.

Una perforación con broca de diamante en la lumbrera de acceso indicaba que esta roca podría presentarse en capas; en contraste con la opinión de los geólogos locales según la cual la monzonita es una roca masiva, competente.

Entre los cadenamientos 626 y 750 cruza el túnel una area compleja de formaciones geológicas.

Al oeste del parteaguas están mezcladas la formación Idaho* y la formación de granito de Silver Plume, y los tipos de roca como gneis de granito y esquisto predominan en la superficie del trazo en esté punto.

Al este del parteaguas, la formación de Idaho Springs vuelve a cruzar el alineamiento, y contiene gneis de biotita.

La formación se extiende hasta el cadenamiento 980.

La parte restante del túnel contiene rocas graníticas, con gneis y esquisto del cadenamiento 980 al 1040. En el 1040, el trazo tiene varios estratos de granito de Silver Plume y anfibolita (y rocas parecidas) que se extienden hasta el Portal Este en el cadenamiento 1238.

Para representar estas condiciones, se emplea el concepto de unidad segmento; el resultado se puede apreciar en la figura 14. Las unidades geológicas que representan los tipos de roca y las formaciones mencionadas arriba son granito y esquisto;

* Idaho Springs Formation.

la tabla 1 contiene una breve lista de las unidades utilizadas en el estudio de este caso.

El siguiente paso es establecer la lista de prioridad requerida. Ya que algunos segmentos de este caso están duplicadas en términos de evaluación geológica y profundidad de techo, se -- seleccionaron 4 segmentos representativos, (nos. 68, 74, 78 y 84). La probabilidad de existencia de cada unidad dentro de cada uno de estos segmentos se variaba en un 10%, como se ilustra en la tabla 2. De aquí, se puede ver que el segmento --- número 68 tiene mayor influencia en el tiempo y el costo del - proyecto, y por lo tanto es el primer segmento que tiene que - ser "explorado" por medio del análisis.

Para explorar este segmento, primero hay que seleccionar la técnica de exploración. Como ejemplo, se escoge una sola perforación AWX para explorar las condiciones en profundidad en el Punto 510 + 00, dentro del segmento No. 68. Como se mencionó antes, la selección de este núcleo de diámetro pequeño va a afectar la evaluación de los resultados de la exploración.

También otros factores como la calidad del personal y del equipo influyen. La evaluación de estos factores se estructura -- con el empleo del formato gráfico como se muestra en las tablas 3 y 4. Los resultados pueden combinarse en una sola matriz de evaluación por medio de suma de matrices como se indica en la - tabla 5.

El siguiente paso en el procedimiento de evaluación de la exploración es el establecimiento de la Función de Exploración que describe en una forma gruesa las consecuencias de la exploración a lo largo del trazo. En este caso, la Función de Exploración por la única perforación se va a tomar como se describe en la figura 15.

Respecto a la gráfica de ramificaciones correspondiente al granito, cada conjunto de posibles condiciones geológicas (6 nodos terminales) es tomado como "verdadero" en el rango central de la Función de Exploración y su evaluación inicial es actualizada en los segmentos contiguos como se explicó anteriormente, (las otras probabilidades de nodo se normalizan de manera que la suma para todos los nodos terminales sea siempre de 1.00).

Entonces esta nueva estimación de posible geología del túnel proporciona los datos de entrada al TCM. Esto se hace para cada nodo terminal.

En esta forma, se obtiene una gráfica de dispersión por cada uno. El siguiente paso es determinar el valor de cada uno de estos cambios para la persona que va a tomar la decisión, utilizando el factor de descripción tratado antes.

A los factores se le dan los siguientes valores numéricos:

"a" (El valor del cambio en un peso en el promedio costo total del proyecto es igual a 0.50 \$/\$).

- "b" (El valor del cambio de un día en el promedio de tiempo de ejecución del proyecto es igual a 100 pesos/día).
- "c" (El valor del cambio en un peso de la desviación estandar del costo, es igual a 0.10 pesos/peso).
- "d" (El valor del cambio de un día en la desviación estandar del tiempo de ejecución es igual a 50 pesos/día).
- "e" (El valor de un cambio en la covariancia del tiempo --- costo del proyecto es igual a 0 pesos).

Estos factores multiplican los cambios respectivos en las medias y en las desviaciones estandar originadas por el análisis del nodo terminal.

El resultado es que un valor pesos se asocia ahora con cada nodo terminal, como se indica en la tabla 6.

Finalmente, usando el teorema de Bayes, se actualiza la evaluación de incertidumbre establecida anteriormente (tabla 5, tomando un nodo terminal ó un conjunto de condiciones geológicas), que lleva a una nueva evaluación de condiciones geológicas (vease tabla 7). Esto se puede hacer con cada nodo.

El resultado, en términos de BME, de este análisis ilustrativo para el túnel Harold D. Roberts se presenta en la figura 16.

La decisión, por ejemplo, el costo para hacer una perforación en el sitio que se está estudiando. Si el último costo rebasará los 34,900 pesos, entonces se debe concluir que la explora-

ción adicional no sería ventajosa.

Conclusiones:

La metodología propuesta proporciona un instrumento posible -- para analizar decisiones de exploración. Trata de evaluar las consecuencias de una exploración antes de que ésta sea efectuada, permitiendo la comparación de distintos métodos de exploración y ubicaciones alternativas.

Los procedimientos pueden efectuarse fácilmente e implementarse en computadora. Además el método sirve, como ejemplo de -- que técnicas de probabilidades son definitivamente útiles en -- un campo donde hay tanta incertidumbre.

Reconocimientos:

El trabajo del estudio del caso presentado en este artículo, ha sido respaldado por el Research Applied to National Needs Program (RANN) (programa de investigación aplicada a las necesidades nacionales) de la National Science Foundation (Institución Nacional de Ciencia).

Los autores quieren agradecer también la ayuda del Profesor -- F. Moavenzadeh y del Profesor adjunto de Investigación M. Markov, quienes contribuyeron al desarrollo del TCM.

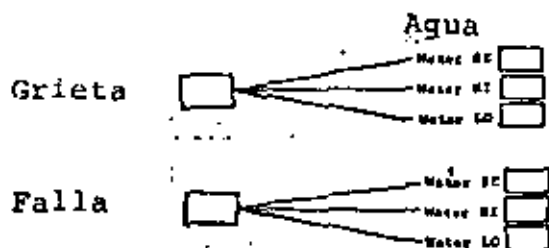
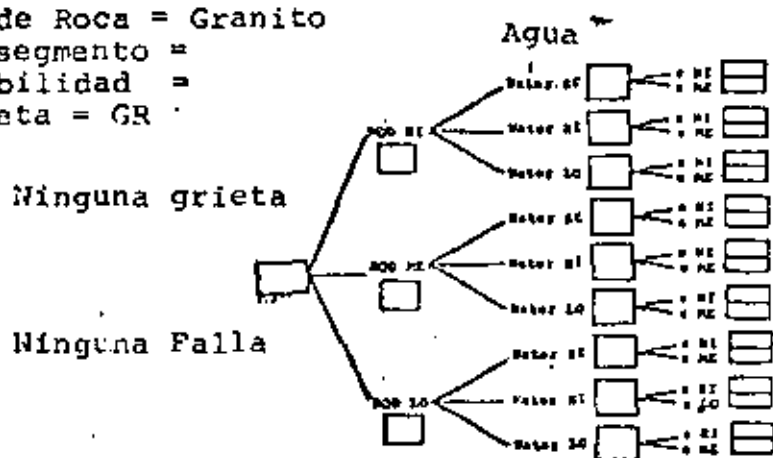
Además, la programación de la computadora para el túnel de --- Harold D. Roberts ha sido efectuada por el Sr. S. Snarez y el --

Referencias:

- BAECHER, G.B. 1972, Site Exploration: A Probabilistic Approach, Ph. D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- BAECHER, G.B., 1974, Discussion, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Engineering Division. Vol. 100, CT-10, pp.
- BENJAMIN, J.R. and C.A. Cornell, 1970 Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, Mc Graw Hill Publishers, N.Y.
- BROWN, L.A., 1969, Engineering Geology: Divide Tunnel, Lake and Pitkin Counties, Colorado, Ph. D. Thesis, Colorado School of -- Mines.
- DEERE, D.U. et al, 1969, Design of Tunnel Liners and Support - Systems, U.S. Department of Transportation, PB-193-799.
- DIAZ-PADILLA, J. and E.H. VANMARCKE, 1974, Sttlement of Structures on Shallow Foundations, A Probailistic Analysis, Massachusetts Institute of Technology, Soils Pub. No. 334.
- GRAYSON, C.J., JR., 1960, Decision Under Uncertainty, Drilling Decisions by Oil and Gas Operators, Harvard U. Press, Cambridge, Massachusetts.
- HOWARD, R.A., 1971, Dynamics Probabilistic Systems. Wiley and Sons, N.Y.
- KLEHN, H., JR., 1971, Geological Engineering, Minings Engineering, A.I.M.E., Vol. 23, No. 2 pp 113-117.
- LINDNER, EN.N., 1975, Exploration: Its Evaluation in Hard --- Rock Tunneling M.S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- MATERN, B., 1960, Spatial Variation, Medd. fr. Statens Skogs--- forsknings Institute. Vol. 49 No. 5, pp. 1-144
- MILLER, J.B., 1974, A Comparison of Predicted and Encountered - Geologies from Seven Tunnels in the Colorado Mineral Belt, M.S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- MOAVENZADEH, F. et al, 1975, 5 Case Studies Employing the Tunnel Cost Model, Massachusetts Institute of Technology, prepared for RANN of the NSF.
- PROKOPOVICH, N.P., 1972, A comparison of Surface and Subsurface Structural Patterns at the Spring Creek Conduit and Dam, Trinity Water Division, Central Valley Project, California, Bulleting of the Association of Engineering Geologists, Vol. 9, No. 4, - pp. 359-375.

- RAIFFA, H., 1968, Decision Analysis Introductory Lectures on - Choice Under Uncertainty, Addison-Wesley, Reading, Mass.
- ROBINSON, C.S., 1972, Prediction of Geology for Tunnel Design and Construction, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, Vol. 1, pp. 105-114.
- STAGG, KG., and O.C. ZIENKIEWICS, 1968, Rock Mechanics in Engineering Practice, Wiley and Sons, N.Y.
- SWITZER, P., 1967, Reconstructing Patterns from Sample Data, Annual of Mathematical Statistics, Vol. 38, pp. 138-154.
- VICK, S.G., 1973, A probabilistic Approach to Hard Rock Tunneling, M. S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- WAHLSTROM, E.E., 1944-1945, Geologic Papers Prepared for Tipton and Kalmbach on the Harold D. Roberts Tunnel.
- WAHLSTROM, E.E., 1964, The Validity of Geologic Prediction: A Case History, Economic Geology, Vol. 59, pp. 465-474.
- WARNER, L. A. and C.S. ROBINSON, 1967, Geology of the Harold D. Roberts Tunnel, Colorado: Station 468 49 to East Portal, Geological Society of American Bulletin, Vol. 78, pp. 87-120.
- WONNACOTT, T.H., and R.J. WONNACOTT, 1972, Introductory Statistics, Wiley and Sons, N.Y.
- WYATT, R.D., 1974, Tunnel Cost Estimating Under Conditions of - Uncertainty, M.S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.

Tipo de Roca = Granito
 Para segmento =
 Probabilidad =
 Etiqueta = GR



ROCK STRUCTURE	WATER INFLOW	STRENGTH
----------------	--------------	----------

Estructura RO Afluencia Resis-
 cosa. de agua tencia

Figura 1. Gráfica de ramificaciones para Granito.

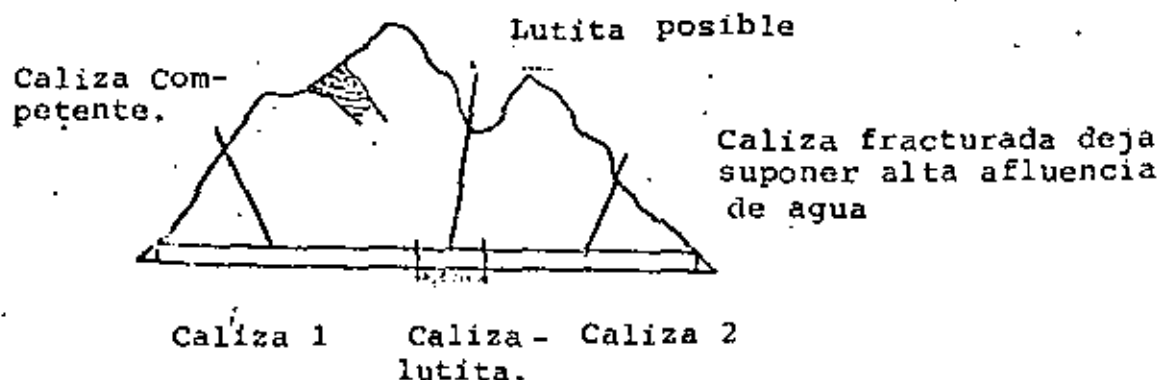


Figura 2. Corte del Túnel con Descripciones Geológicas y de TCM.

Fig. 3 Matriz de Markov

- Lista de estados posibles
Seg. 2

Lista de estados posibles seg. 1

1					
2					
3					
4					
5					

Reconocimiento (records, investigación)

Reconocimiento y reconstrucción de los patrones o modelos.

Conclusiones generales sobre las condiciones geológicas.

Tiempo en Días de Trabajo

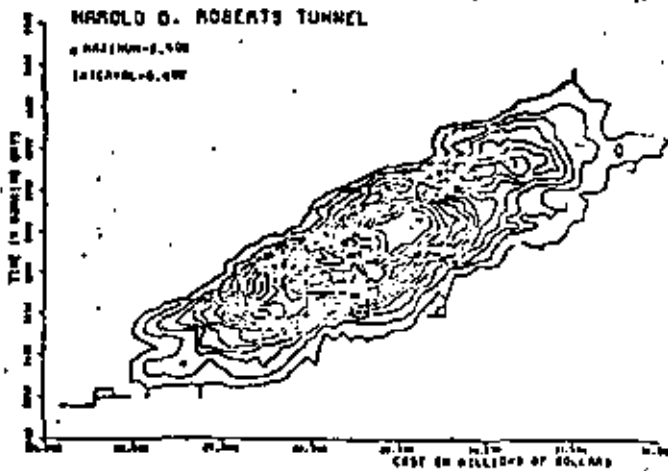


Fig. 4 Gráfica de Dispersión.

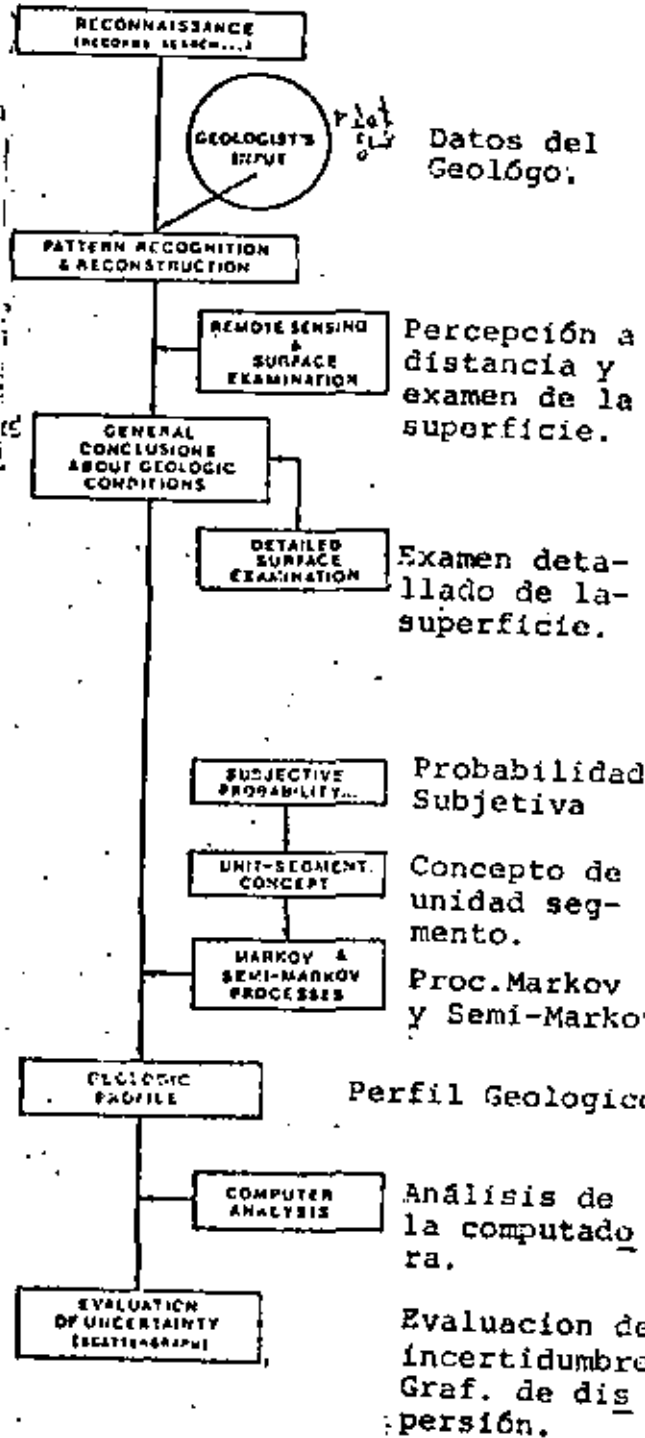


Fig. 5 Esquema del levantamiento geológico y de TCM

Figura 6 Formato gráfico donde P_{mn} es la probabilidad del estado del parámetro n que se produce como resultado de un test sabiendo que el estado real (verdadero) del parámetro es m

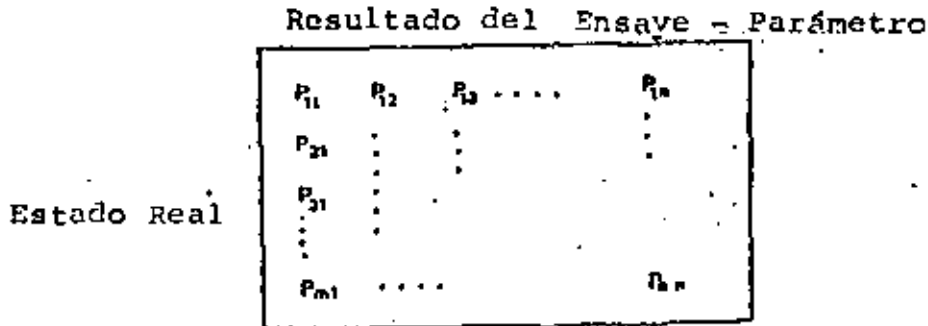
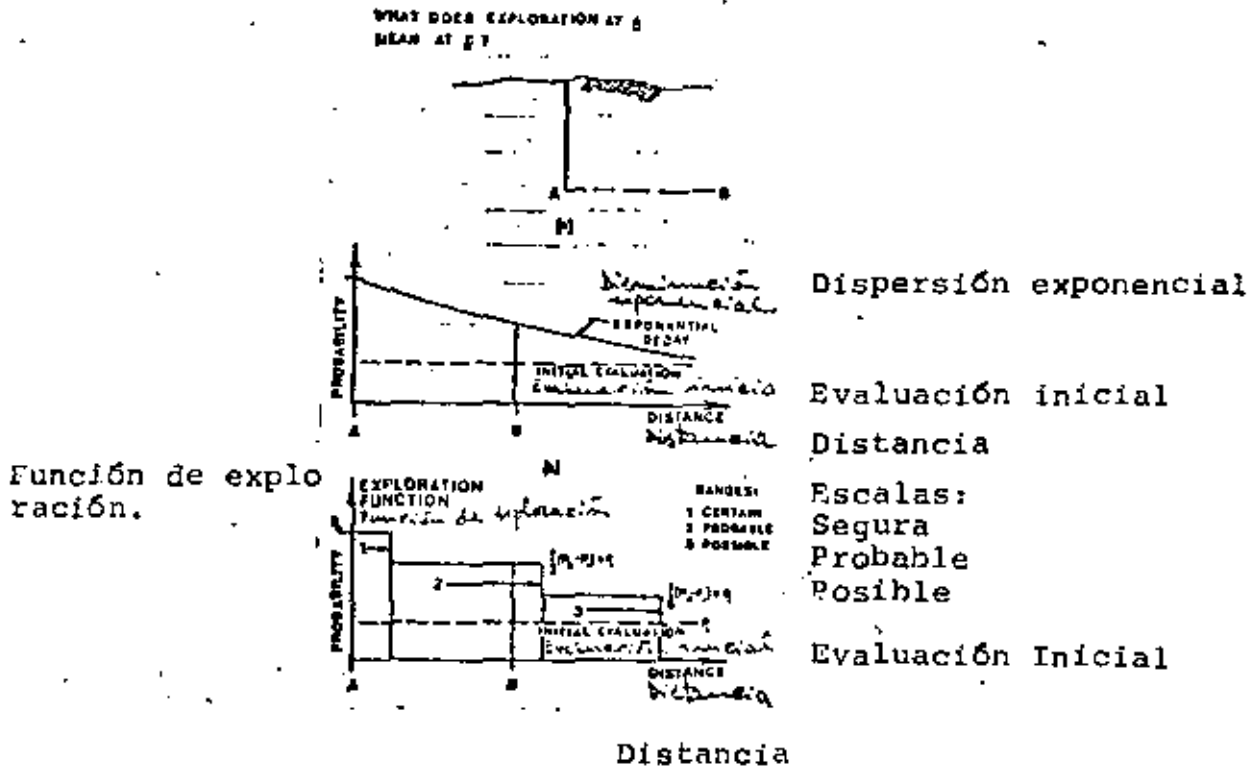
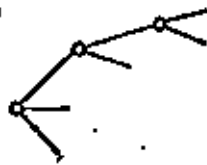


Figura 7 El problema de extensión.

¿ Qué significa la exploración del punta A en el B.



Gráfica de ramificaciones ①

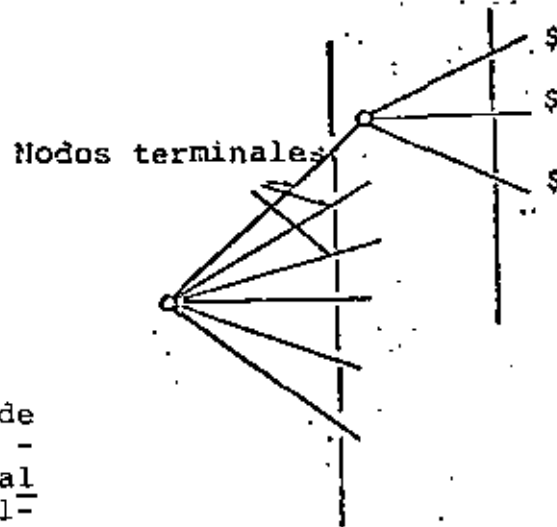


2
Se toma 1 nodo terminal como resultado del test.

3
Se utiliza el teorema de Bayes y la evaluación y se actualizan todos los nodos terminales.

4
Se repite para cada nodo terminal

Figura 8 Procedimiento de Actualización.



Valor de un nodo terminal.

Probabilidad de resultados de exploración calculados con el procedimiento de actualización.

Probabilidad posterior con el resultado de una exploración dada calculado con el procedimiento de actualización.

Figura 9 Análisis Pre-posterior.

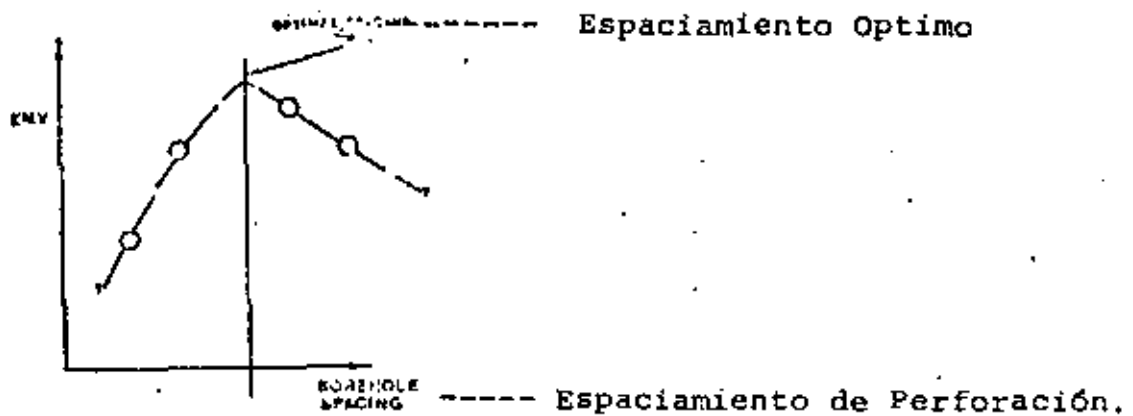


Figura 10 Espaciamiento de Perforación contra EMV

Examinar la gráfica de dispersión.

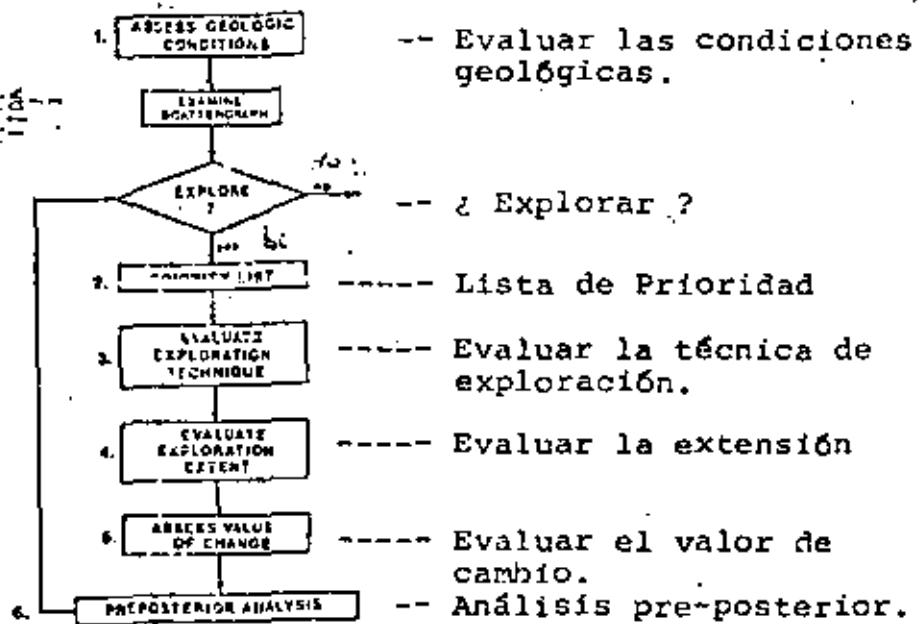


Figura 11 Esquema del Procedimiento Completo.

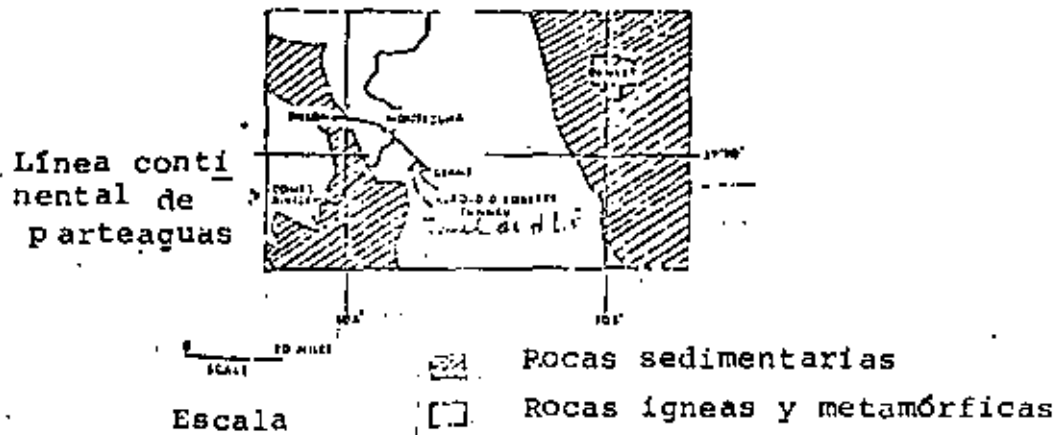


Figura 12 Ubicación del Túnel de Harold D. Roberts.

<u>TIPO DE ROCA</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>D E S C R I P C I O N</u>
Gravito	GR-1	Depósito de arcilla-gravito. RQD, medio alto, poca probabilidad de grietas, afluencia baja, resistencia alta-muy alta.
	GR-2	Cuarzo-monyonita-pórfiro. RQD mediano, afluencia baja, resistencia muy alta, también usada para Hornablenda-Gneis.
	GR-3	Fracturado, ninguna modificación-afluencia baja.
	GR-4	Mal-fracturado, arcilloso, como en la perforación con Broca de -- Diamante 3.
	GR-5	Lleno de grietas, fracturado, como en la perforación con Broca de -- Diamante D.
	GR-6	Zona de fallas, afluencia alta -- probable.
	GR-7	Zona de fallas, afluencia alta.
Esquisto	SC-1	Formación de Idaho-Springs. RQD medio-alto, afluencia baja, - resistencia mediana.
	SC-2	Formación de Idaho-Springs con Intrusiones graníticas, como SC-1, - excepto resistencia alta, estructura laminar importante.
	SC-3	Fracturado, pequeña modificación-afluencia baja.
	SC-4	Fracturado, pequeña modificación- posibilidad de alta resistencia.
		Para detalles consultar Moavenzadeh, et al, 1975.

Tabla - 1, Unidades Geológicas (pag. 212)

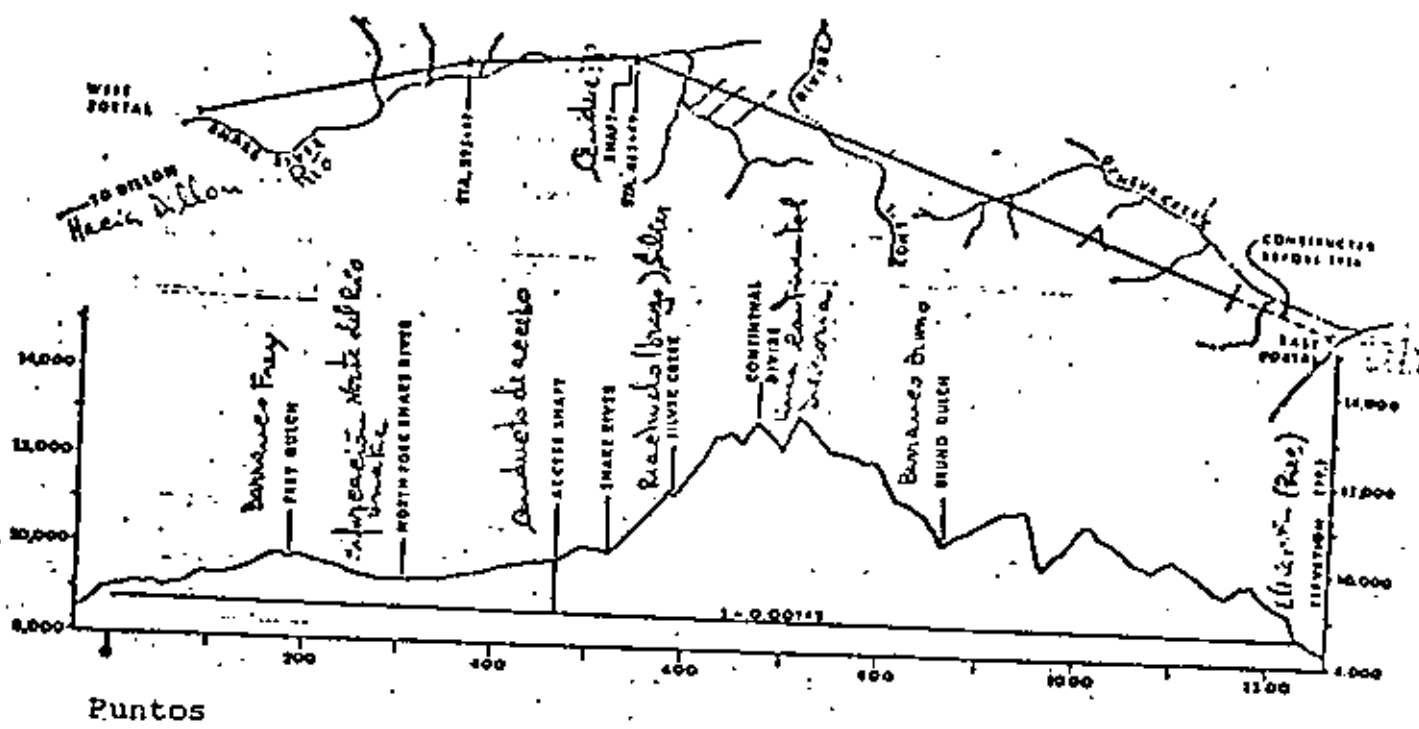


Figura 13 Corte y Plano del Tunel de Harold D. Roberts.

SEQ. NO.	SEQ. LENGTH	UNIT	ORIG. EVALUAT.	NEW EVALUAT.	CHANGE + COST	CHANGE - T.M
64	3000'	CR-7	.30	.60	0.40 X	0.28 X
		CR-9	.30	.40	2.73 X	2.73 X
74	2180'	SC-2	.30	.40	0.23 X	0.18 X
		SC-4	.30	.40	1.86 X	1.68 X
78	3750'	CR-4	.30	.40	0.18 X	0.14 X
		CR-7	.70	.80	2.65 X	2.44 X
84	3500'	SC-1	.30	.40	0.26 X	0.25 X
		SC-3	.30	.40	2.30 X	2.00 X

Tabla 2 Lista de Prioridad.

Tabla 3 Influencia del núcleo AWX

Valor actual "verdadero"

alto	0.70	0.30	0.30
mod.	0	0.60	0.20
bajo	0	0	1.00

High	0.70	0.20
Low	0	1.00

--- Resistencia compresiva

		HIGH	MOD.	LOW
HIGH	0.70	0.30	0	
MOD.	0	0.60	0.20	
LOW	0	0	1.00	

		HIGH	LOW
HIGH	0.70	0.20	
LOW	0	1.00	

--- Afluencia de agua

Tabla 4 Influencia de Personal y Equipo

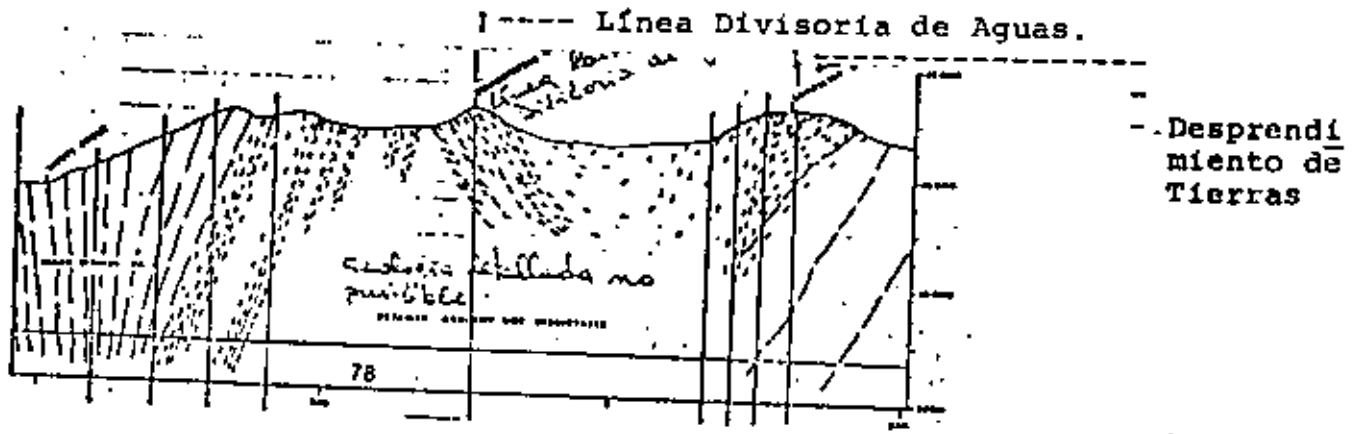
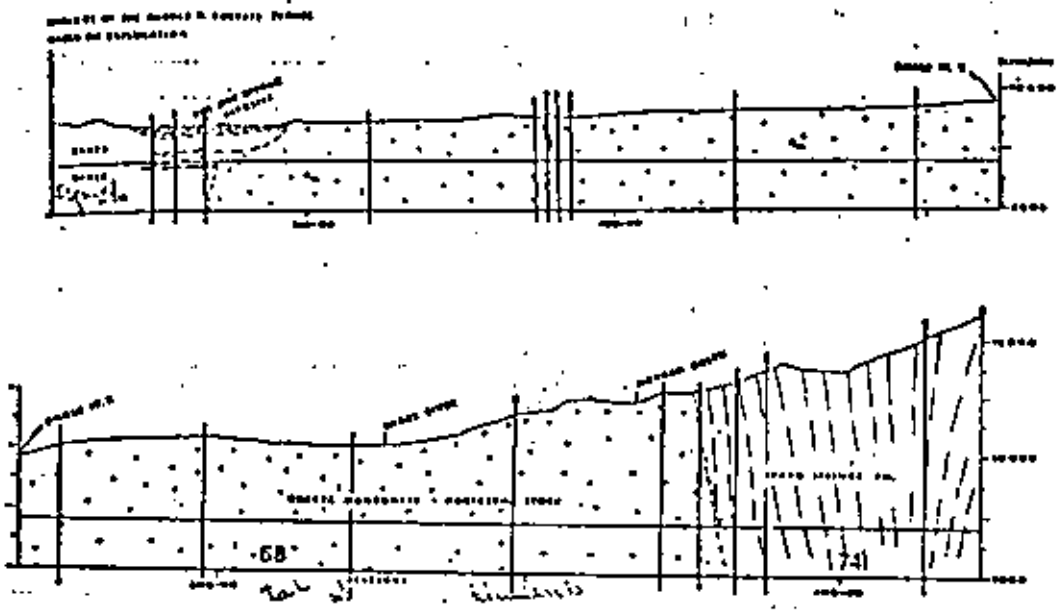
		HIGH	MOD.	LOW
HIGH	0.70	0.20	0.10	
MOD.	0	0.50	0.20	
LOW	0	0	1.00	

		HIGH	MOD.	LOW
HIGH	0.20	0.10	0	
MOD.	0	0.50	0.10	
LOW	0	0	1.00	

		HIGH	MOD.	LOW
HIGH	0.10	0.10	0.00	
MOD.	0	0.10	0.10	
LOW	0	0	1.00	

Tabla 5 Matriz total para RQD

Fig. 14 Cont'n



-- Geología detallada no previsible.

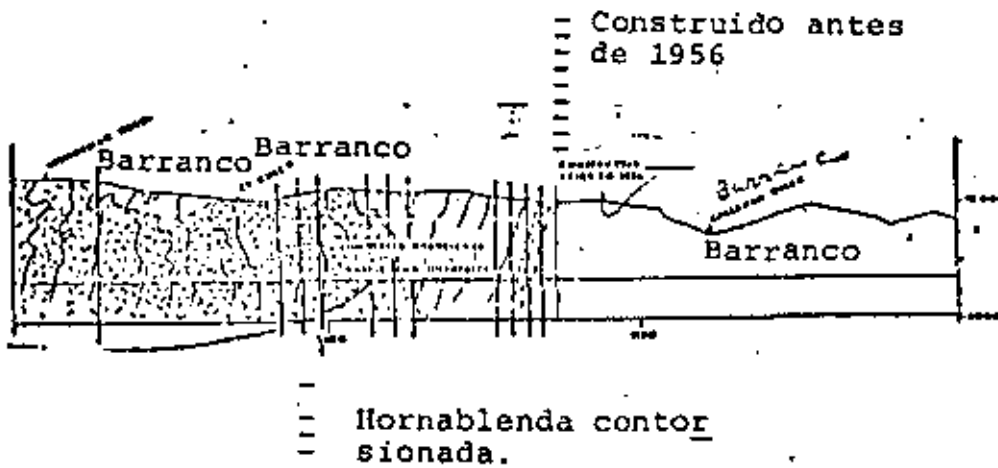
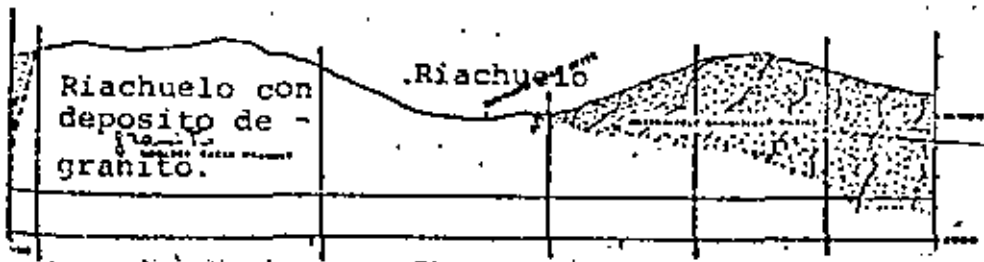
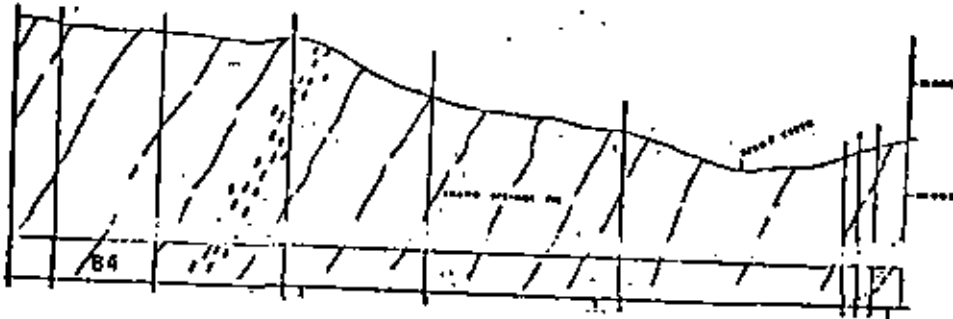


Figura 14 Segmentación del Túnel de Harold D. Roberts.

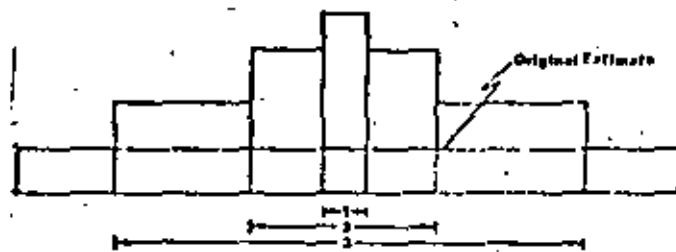


Figura 15 Función de Exploración

No.	Time	Cost	Value
6	4.8 DAYS 7.0	121.3 KLS 200	81.2 KLS
7	4.4 3.1	177.4 309	87.8
8	4.0 3.0	113.7 196	61.8
9	3.3 3.0	141.5 301	89.6
11	3.8 2.1	82.3 308	48.9
12	3.1 3.0	90.1 301	52.6
13	3.9 2.1	87.4 303	52.4
14	4.3 3.0	89.8 303	52.5
15	4.8 3.0	72.2 345	40.1
16	4.7 3.0	72.6 307	39.8
17	4.5 3.0	80.8 383	49.6
18	3.5 3.0	88.4 399	47.8
19	3.2 2.8	30.8 301	16.6
20	3.9 2.1	42.6 309	24.9
21	3.3 2.8	9.3 384	7.8
22	3.6 1.9	4.1 233	6.3

Tabla 6 Evaluación de Nodo Terminal.

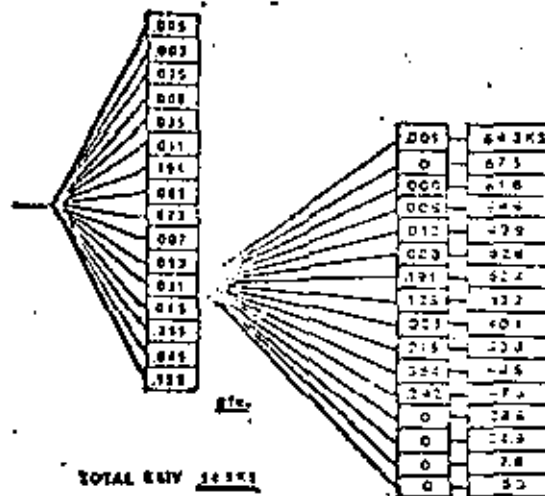


Figura 16 Análisis Completo del Túnel Harold D. Roberts.

Nuevas probabilidades de nodos terminales.
 - resultado de una -- exploración dada del nodo terminal No. 12 árbol de granito y -- gráfica de evaluación utilizando el teorema de Bayes.

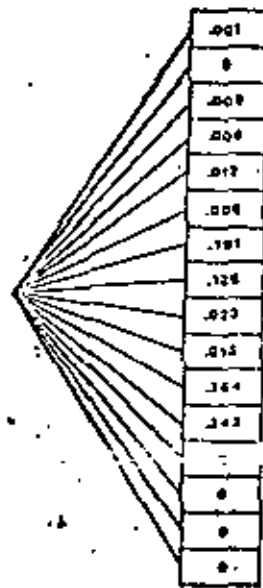


Tabla 7 Procedimiento de Actualización.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

RECOMENDACIONES PARA UNA DESCRIPCION DE LOS MACIZOS
ROCOSOS, UTIL PARA EL ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LAS
OBRAS SUBTERRANEAS.

ING. LUIS VIETTEZ UTEZA

JUNIO, 1979.



A F T E S (ASSOCIATION FRANCAISE DES
TRAVAUX EN SOUTERRAIN)
GEOLOGIA - GEOTECNICA

Texto provisional de las recomendaciones para una descripción de los macizos rocosos, útil para el Estudio de la Estabilidad de las Obras Subterráneas.

Antes de su aprobación definitiva, la A F T E S recogerá con interés cualquier sugerencia relativa a este texto.



I N T R O D U C C I O N

Estas recomendaciones están destinadas a definir y describir las características esenciales de un macizo rocoso -- (referencia 1).

Una descripción de este tipo deberá aplicarse sucesivamente a cada una de las zonas del macizo rocoso, individualizadas previamente teniendo como base reconocimientos geológicos, y definidas como relativamente homogéneas partiendo de criterios litológicos, petrográficos y estructurales.

Una descripción de los macizos rocosos, útil para la ingeniería subterránea, deberá proporcionar los datos relativos a:

- 1) Las condiciones geológicas generales.
- 2) Las condiciones hidrogeológicas.
 - . Carga hidráulica
 - . Permeabilidad.
- 3) Las discontinuidades del macizo rocoso.
 - . Densidad (índice global)
 - . Orientación
 - . Organización en familias
 - . Comportamiento mecánico
- 4) Las características mecánicas de las rocas
 - . Identificación
 - . Resistencia
 - . Hinchamiento
 - . Alterabilidad.
- 5) Los esfuerzos naturales.
- 6) La deformabilidad del macizo rocoso.

Hay que hacer notar que los problemas de perforación planteados por el empleo de máquinas tuneladoras ("topos") son objeto de recomendaciones específicas elaboradas por el grupo, "Mecanización de la Excavación" de la APTES (ref. 11).

1. 2. 3.

4.

P R E S E N T A C I O N

Las recomendaciones de este texto no tienden a dar una "clasificación" propiamente dicha de los macizos rocosos. Hemos elegido precisar claramente los factores que hay que tratar de conocer, para el establecimiento racional de un proyecto subterráneo en un macizo rocoso, en lugar de dedicarnos a ejercicios de ponderaciones respectivas de dichos factores con el fin de atribuir al macizo una "calificación" final que determine las condiciones en las que se pueden realizar, dentro de éste, trabajos subterráneos.

Estas recomendaciones conciernen esencialmente el estudio de las condiciones de estabilidad de las obras subterráneas. Nosotros pensamos que de esta manera el ingeniero encargado del proyecto podrá disponer de un expediente conciso y completo con el cual podrá analizar el peso de los distintos factores haciendo intervenir las diferentes características del proyecto. La generalización del empleo de un método de descripción como éste debería facilitar, al mismo tiempo, la comprensión de los informes geotécnicos por parte de los empresarios encargados de realizar los trabajos y permitir una mejor utilización de las referencias y de las realizaciones anteriores.

Por otro lado, el grupo de redacción llama la atención sobre los puntos siguientes:
Estas recomendaciones deberán aplicarse con buen criterio.

Los parámetros que se han escogido han parecido más representativos, en el caso general, pero, para un proyecto particular, podrán preferirse otros; por otro lado, en la fase del proyecto, no siempre es posible, ni tampoco razonable, querer medir todos los parámetros mencionados en este texto. Por ejemplo, es muy evidente que en el caso de una obra subterránea profunda muchos de estos parámetros no son accesibles con precisión en el momento del estudio del proyecto.

Estas recomendaciones se han inspirado ampliamente en los trabajos de las comisiones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. Los redactores se han dedica-

do a adoptar los parámetros y las clases de valores que han alcanzado un acuerdo a nivel internacional.

Dado que estas recomendaciones son provisionales, el grupo de redacción desearía que fueran aplicadas lo más seguido - posible con el fin de recibir críticas y observaciones sobre su utilización, que se tomarán en cuenta para una redacción definitiva.

1. LAS CONDICIONES GEOLOGICAS GENERALES.

Las condiciones geológicas se describen en un informe geológico que es la síntesis de los datos provenientes del análisis de los documentos existentes y de los resultados de los estudios hechos expresamente para el proyecto.

El informe geológico incluye:

- a) Un mapa levantamiento de afloramientos acompañado de un mapa geológico y de un esquema tectónico y estructural; estos serán complementados por los cortes de sondeos y los cortes geológicos que permiten localizar exactamente la implantación de la obra.
- b) Un mapa de las formaciones y fenómenos superficiales (socavones, dolinas, disoluciones, durrumbes, flujo plástico, etc.), sobre todo en las zonas de implantación de los portales de las obras subterráneas y en las partes en donde éstas se sitúan a poca profundidad.
- c) La descripción petrográfica y litológica de las formaciones rocosas atravesadas, aclarando las denominaciones regionales particulares. Las rocas solubles (sal gema, yeso, etc.), y las formaciones que presentan fenómenos kársticos, serán señaladas claramente. Se recomienda utilizar una terminología sencilla, aunque rigurosa (cf. anexo 1) (referencias 8 y 9).
- d) El estado de alteración del macizo rocoso en su conjunto, descrito estableciendo una zonificación de la alteración según las clases de la tabla 1 (referencias 1, 6 y 7).

2. LAS CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS

Las mayores dificultades encontradas en las obras subterráneas, muy a menudo están relacionadas con la presencia de agua. Las filtraciones hacia la excavación modifican el campo de los esfuerzos, con respecto a la estabilidad, en sentido desfavorable. Cantidades importantes de agua estorban considerablemente los trabajos.

Las condiciones hidrogeológicas son definidas por el par (H_i, K_j) de los valores de la carga hidráulica (H) y de la permeabilidad (K).

- a) La carga hidráulica (H)
Puesto que existe anteriormente a la construcción de la obra subterránea, la carga hidráulica se expresará tomando como cota de referencia el nivel del piso de la obra subterránea.
Se describe según los rangos de la tabla de la figura número 2.
- b) La permeabilidad del macizo (K)
Se precisará el tipo de permeabilidad, distinguiendo en particular la permeabilidad relacionada con las discontinuidades del macizo y la permeabilidad propia de la roca. Para describir la permeabilidad se utilizan los rangos de la tabla de la figura No. 3

OBSERVACIONES:

1. Evidentemente los rangos de las tablas de las figuras 2 y 3 no son utilizables en el caso de regímenes kársticos y se requiere un estudio específico.
2. Las permeabilidades de los macizos rocosos muy a menudo son anisótropas, dado que las filtraciones siguen preferentemente el sentido de las discontinuidades; rigurosamente hablando la permeabilidad equivalente está representada por un tensor; entonces para la clasificación se utilizará el coeficiente de permeabilidad más elevado, precisando su dirección; también se indicará la relación de anisotropía $\frac{K \text{ (máx.)}}{K \text{ (mín.)}}$

3. Los gastos están determinados por los valores de la carga (H) y del coeficiente de permeabilidad (K); - en cambio los esfuerzos debidos a las filtraciones dependen de valor de la carga (H) y del valor de la relación de anisotropía de la permeabilidad y no del valor del coeficiente de permeabilidad.
- N. B. Cuando se haya realizado una galería de reconocimiento, deberán indicarse también, por tramos homogéneos, los valores y las variaciones de los gastos.

3. LAS DISCONTINUIDADES DEL MACIZO ROCOSO

El término "discontinuidad" se usa en mecánica de rocas --- (referencia 2) en un sentido muy general para designar -- cualquier interrupción física de la continuidad del macizo rocoso; incluye todos los tipos de fracturas, los contactos geológicos, las diaclasas, los planos de estratificación, y litológicos, de foliación y de esquistosidad, los clivajes y las fallas. Muy a menudo las discontinuidades son estructuras de caras planas o casi planas y se caracterizan esencialmente por una resistencia a la tensión muy débil, incluso nula, en la dirección normal a su plano. Para una descripción completa de las discontinuidades de un macizo se recomienda determinar las características siguientes: (ref. 6).

- a) La densidad de las discontinuidades que afectan el macizo.
- b) La orientación de las discontinuidades.
La orientación del plano de una discontinuidad está dada por el vector buzamiento P de este plano.

Este vector sigue la dirección de la línea de máxima pendiente del plano y el sentido descendente. Se identifica por el par (β° , N. α°_p) del ángulo (β) del vector buzamiento con la horizontal y del azimut (N. α_p) de la dirección del vector buzamiento con relación al norte (N) (figura 4).

La representación gráfica aconsejada conserva las relaciones angulares entre los elementos descritos: utiliza la proyección estereográfica del hemisferio superior de la esfera de referencia a partir de su polo inferior, permitiendo la construcción de "estereogramas" (figura 5 y 6) establecidas en el planisferio llamado de "Wulff".

- c) La organización de las discontinuidades en familias. Los planos de estratificación y las juntas litológicas de las rocas sedimentarias constituyen una familia de discontinuidades paralelas o subparalelas, y también la esquistosidad y la foliación de las rocas metamórficas. Las diaclasas y todos los otros tipos de discontinuidades muy a menudo también se organizan en familias cuyos elementos son subparalelos y tienen en común, además de la dirección, muchas otras de las características descritas más adelante. Esta organización se observa directamente in situ y/o en los estereogramas polares. El análisis estadístico de las orientaciones puede efectuarse directamente en diagramas polares trazados sobre un planisferio no de Wulff sino de Schmidt, establecido a partir de una proyección que conserva las áreas pero no los ángulos (proyección equiareal). Se precisará entonces:
- El número N de familias principales de discontinuidades.
 - El espaciamiento medio S entre las discontinuidades de cada familia.
- d) La abertura de las discontinuidades: La distancia entre las caras de una discontinuidad juega un papel importante en su comportamiento mecánico, afecta también la circulación del agua en el macizo y, como consecuencia, las filtraciones de agua hacia la excavación.
- e) La persistencia. Corresponde a la continuidad, en el espacio, de una discontinuidad. Está limitada por la existencia de puentes de materia rocosa entre las caras.
- f) La morfología de las caras. Elemento importante del comportamiento de la discontinuidad, en particular su resistencia al corte; describe la planaridad, las irregularidades y la rugosidad de las superficies de las caras.
- g) El relleno. El comportamiento de una discontinuidad sin relleno es -

muy distinto al de una discontinuidad con relleno. Entonces habrá que precisar la naturaleza, el espesor y la resistencia del relleno.

La descripción de algunas de estas características se exponen con todo detalle a continuación.

3a. Índice global de densidad de discontinuidades en el macizo.

No siempre es posible llegar a una descripción tan completa como la anterior; sin embargo, siempre es necesario apreciar la frecuencia de las discontinuidades que afectan el macizo. Por eso, se utiliza un índice global que describe el estado de fracturación del macizo.

Se ha aprobado como índice básico, el intervalo entre las discontinuidades (ID), del inglés "Discontinuity - Intercept", propuesto por la comisión de clasificación de los macizos de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. (Ref. No. 1).

Este índice se mide sea a lo largo de una línea trazada sobre afloramientos naturales, o en las paredes de una galería, o en los corazones de un sondeo para obtener muestras del macizo, o por endoscopia en un barrenado.

Las distancias (i) entre las discontinuidades adyacentes sucesivas se medirán según una dirección cualquiera. Se tomará el valor promedio de las distancias (i) como valor (ID).

La descripción de la densidad de las discontinuidades se establecerá de acuerdo con los rangos de la tabla de la figura 7.

La figura 8 da un ejemplo detallado de determinación de ID, que los medios actuales de cálculo automático hacen fácil.

OBSERVACIONES:

- 1) Es interesante comparar el intervalo entre las discontinuidades (ID) con el claro de la excavación proyectada.
- 2) En el anexo 2 se describe otro índice global muy empleado de la densidad de discontinuidades del macizo Rock Quality Designation (RQD).
- 3) Las direcciones de las líneas de medición serán escogidas en función de las direcciones características del macizo y de la orientación de la obra.

3b. La orientación de las discontinuidades.

Deberá ser considerada, en particular, para las familias principales, con relación a la dirección del avance de la excavación. El buzamiento (β) y el ángulo (δ) entre los azimuts (α_0) del buzamiento y (A) del avance, determinan, para cada familia, las condiciones descritas en la tabla de la figura 9. El estereograma de la figura 10 ubica gráficamente las diferentes clases; sus ejemplos son ilustrados por la figura 12 de manera explícita.

3c. La organización de las discontinuidades.

Número de la familia (N)

La organización en familias se describe según los términos de la tabla de la figura No. 11; algunos de estos casos son representados gráficamente en la figura No. 14.

Espaciamiento de las discontinuidades de cada familia (S)

Es el promedio de las distancias medidas entre las discontinuidades sucesivas de una misma familia, según la perpendicular al plano de esta familia.

Se recomienda establecer el histograma y calcular la desviación estándar de la distribución de los valores de las distancias para cada familia principal.

En el caso de los macizos estratificados, se determinará en particular el espesor de los bancos (E).

Las clases son las de la tabla de la figura No. 13.

3d. El comportamiento mecánico de las discontinuidades.

Es determinado por un conjunto de parámetros intrínsecos cuyas influencias respectivas varían de manera muy notable.

La presencia de un relleno en la discontinuidad es determinante; en su ausencia la morfología de la superficie de las caras y además la resistencia imponen un tipo de comportamiento (posibilidad de dilatancia).

Por lo tanto cada parámetro deberá ser descrito de manera racional según la influencia que podrá tener.

Pero también intervienen factores exteriores para modificar el comportamiento de las discontinuidades.

Eso pasa con los esfuerzos iniciales en el macizo y con la presencia de agua (presiones intersticiales) en las discontinuidades que determinan el valor del esfuerzo normal sobre la discontinuidad y las condiciones límite que condicionan el efecto

de la dilatación; este fenómeno, ligado a la morfología de las caras, a su imbricación y a los desplazamientos, juega un papel esencial en el comportamiento bajo esfuerzos cortantes (figura No. 16).

N.B.

- a) Las resistencias (en caras y relleno) se describen según las clases propuestas para las rocas, en el párrafo 4 siguiente:
- b) Esta descripción deberá proporcionarse para cada familia de discontinuidades y en particular para la (o las) familias dominante (s) cuando se presente una jerarquización de las familias.
- c) En caso que se realicen pruebas in situ o en laboratorio los resultados y los procedimientos de operación se expondrán en forma clara. (ref. 5)

4. CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ROCAS.

La descripción petrográfica efectuada para clasificación preliminar del proyecto en zonas será completada por una identificación petrofísica concerniente a su calidad, su resistencia, su potencialidad de hinchamiento o expansión y su alterabilidad.

4a. Identificación -- Índice de Calidad de la Roca
 Por lo general una roca incluye microfisuras, poros, y minerales alterados. La celeridad de las ondas longitudinales en la roca seca es muy sensible a la presencia de estos defectos. Puede obtenerse una indicación global y rápida sobre su existencia y su amplitud en la roca comparando la celeridad de las ondas longitudinales medida experimentalmente en la roca (V_l) (ref. 12), con el valor teórico calculado (V^*l) basandose en la composición mineralógica (ANEXO 3).

El índice de calidad de la roca $IQ = \frac{V_l}{V^*l}$

Será tanto más cercano al 100% cuanto más compacta y más sana sea la roca (ausencia de fisuras, de poros, y de alteración).

4b. Resistencia de la Roca.

La resistencia a la compresión uniaxial (σ_c) es uno de los parámetros más tradicionales en mecánica de rocas. También puede considerarse la resistencia a la tracción (σ_t). Es importante sobre todo remitirse a --

los métodos normalizados de ensaye (ref. 3 y 11) o, a falta de éstos, describir con exactitud el método y el procedimiento de operación utilizados para su determinación y proporcionar indicaciones sobre la dispersión de los resultados obtenidos: la dispersión es una de las principales informaciones que resultan de las pruebas de resistencia.

Se recomienda determinar el valor promedio de la resistencia (σ_c), proporcionar el histograma de las mediciones y calcular la desviación estándar y el coeficiente de variación CV. La clasificación está dada en la tabla de la figura NO. 18.

La figura 19 da un ejemplo de determinación de este parámetro a lo largo de un sondeo de muestreo que atraviesa varias zonas.

4c. Potencialidad de hinchamiento de la roca.

El hinchamiento de la roca corresponde a un aumento, en el transcurso del tiempo, del volumen de la roca concomitante con un aumento del contenido de agua, una modificación de los esfuerzos o una combinación interactiva de estos dos factores.

Cuando esta expansión es contrarrestada, se desarrollan esfuerzos que pueden ser importantes.

La causa principal del hinchamiento es la retención de agua por los minerales hidrófilos, que son principalmente arcillas, hidróxidos, sulfatos.

Se recomienda determinar:

- a) La presencia de estos minerales en la roca,
- b) Las curvas de hinchamiento (en expansión libre) y de esfuerzos desarrollados (en expansión frenada) en función del tiempo, y la forma de la relación entre esfuerzo y deformación (figura 20).

Los métodos utilizados para la prueba deberán describirse con precisión (ref. NO. 4).

N. B.

Es frecuente una anisotropía del hinchamiento que deberá precisarse en dirección y en intensidad.

4e. Alterabilidad de la Roca.

También es importante saber si la roca atravesada es susceptible de ver disminuir sus características mecánicas como consecuencia de su sensibilidad a las modificaciones del medio ambiente producidas por los mismos trabajos. Esta capacidad de cambio constituye la alterabilidad de la roca y corresponde a las sensibilidades de ésta a las modificaciones siguientes:

a) Modificaciones relativas a los fluidos en contacto con la roca (composición, condiciones de saturación, presiones, circulación).

- Sensibilidad de la roca a los ataques y disoluciones de zonas sensibles ya alteradas (feldespatos, micas, minerales solubles).

b) Modificaciones del estado de esfuerzos.

- Pueden originar la desagregación de la roca a lo largo de las discontinuidades en planos existentes o potenciales (perpendiculares a la dirección de anulación de uno de los esfuerzos principales, por ejemplo la abertura de una superficie libre en el macizo rocoso).

c) Modificaciones térmicas :

- Sensibilidad a los efectos de la congelación del agua contenida en sus discontinuidades.

- Sensibilidad a las deformaciones respectivas de las diferentes especies minerales cuyos coeficientes de dilatación pueden ser muy distintos.

Se describirán los métodos empleados para las pruebas y que habrán de escogerse en función de las condiciones del proyecto.

5.

LOS ESFUERZOS NATURALES.

El análisis cuantitativo de las condiciones de estabilidad de una obra subterránea profunda presupone el conocimiento del estado de equilibrio inicial o sea de los esfuerzos naturales. Los sistemas de medición son difíciles de instalar en la mayoría de los macizos; su interpretación en términos de esfuerzos naturales es delicada, si se consideran las características de discontinuidad y anisotropía de los macizos rocosos.

Sin embargo, hay que tratar de evaluar el estado de los esfuerzos naturales a la luz de las mediciones que hayan podido hacerse y de los datos topográficos y tectónicos del macizo.

N O T A:

Para apreciar las condiciones de estabilidad de una obra subterránea no soportada, es interesante comparar el valor de los esfuerzos iniciales con la resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

Por eso se considera la relación σ_c / σ_0 ; (σ_c) representa la resistencia en compresión uniaxial de la roca (ref. párrafo 4) y (σ_0) (1) el esfuerzo principal mayor en el plano de la obra considerada.

6. LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO (DM).

Debido a la presencia de las discontinuidades, la deformabilidad del macizo rocoso es muchas veces mucho más fuerte que la de la roca que se determina en el laboratorio sobre muestras. La interpretación de las deformaciones del macizo (convergencia-expansiones-hundimientos por arriba de la obra) necesita, sin embargo el conocimiento de las características de deformabilidad a nivel del macizo. Estas características pueden obtenerse mediante pruebas in situ que interesan volúmenes representativos del macizo.

Las pruebas con gato plano de placa rígida son las más comunes; para las galerías de presión se realizan también pruebas a nivel de la obra mediante la puesta bajo carga de un tramo de la galería.

La deformabilidad del macizo (DM) se caracteriza por el valor del módulo de deformación $E(t)$ determinado a partir de la tangente a la curva envolvente de las curvas (esfuerzo-desplazamiento) establecidas en el transcurso de ciclos de cargas sucesivas crecientes, para un valor del esfuerzo aplicado igual al valor del esfuerzo natural (figura 22 y tabla de la figura 23).

- (1) Una primera aproximación consiste en suponer que uno de los esfuerzos principales es vertical e igual al peso de los suelos sobrepuestos, o sea σ^v , si es el peso volumétrico en KN/m³ de las rocas sobrepuestas y h la profundidad de la galería en m, se tendrá:

$$\sigma^v = \gamma h \times 10^{-3} \text{ en MPa}$$

(tégase en cuenta que el tensor de los esfuerzos iniciales puede tener una componente vertical que a veces difiere localmente del valor $\gamma h \times 10^{-3}$ MPa y componentes horizontales que pueden apartarse considerablemente por encima o por debajo de este valor.)

CLASE	DESCRIPCION	TERMINOLOGIA
A M 1	Ninguna seña visible de alteración o indicios muy leves de alteración limitados a las superficies de las discontinuidades principales.	SANO
A M 2	Las superficies de las discontinuidades principales están alteradas pero la roca sólo lo está levemente.	LEVEMENTE ALTERADO.
A M 3	La alteración se extiende a toda la masa rocosa, pero la roca no es friable.	MEDIANAMENTE ALTERADO.
A M 4	La alteración se extiende a toda la masa rocosa y la roca es en gran parte friable.	MUY ALTERADO.
A M 5	La roca está totalmente descompuesta y es muy friable. Sin embargo, la textura y la estructura de la roca están preservadas.	COMPLETAMENTE ALTERADO.

NOTAS:

- 1) En el caso de rocas que contienen un alto porcentaje de minerales arcillosos, el material puede presentar plasticidad en lugar de friabilidad.
- 2) Cuando éste sea el caso, se precisará si se trata de una alteración esencialmente meteórica o de una alteración de origen profundo, hidrotermal.

Fig. 1.- Descripción del estado de alteración del macizo rocoso.

C L A S E	CARGA HIDRAULICA (H) en m por arriba del piso de la obra subterránea.	T E R M I N O DESCRIPTIVO.
H 1	$<$ 10 m	Baja.
H 2	de 10 á 100 m	Media.
H 3	$>$ 100 m	Alta.

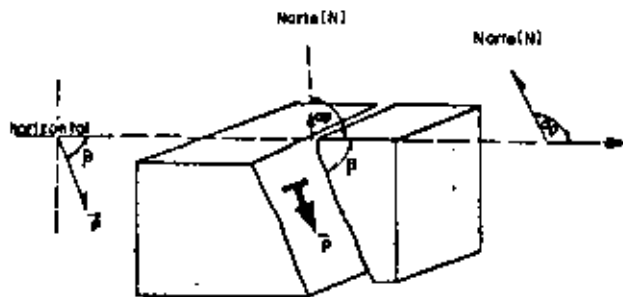
Figura No. 2

N. B.

Las variaciones de este valor con el tiempo son notorias.

CLASE	PERMEABILIDAD K en m/s	TERMINO DESCRIPTIVO.
K 1	$\lt 10^{-8}$	De muy baja a <u>ba</u> ja.
K 2	10^{-8} a 10^{-6}	De baja a media.
K 3	10^{-6} a 10^{-4}	De media a alta.
K 4	$\gt 10^{-4}$	De alta a muy <u>al</u> ta.

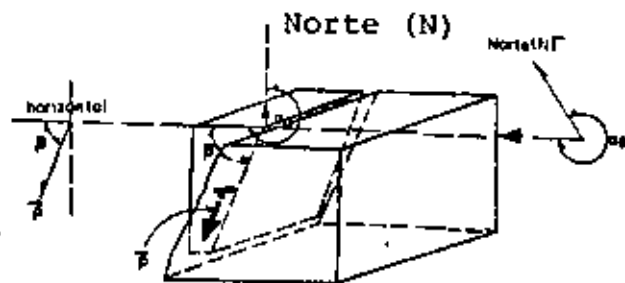
Fig. No. 3



Dirección del vector $N.\alpha_p$
(con relación al norte)

β : ángulo del vector buzamiento con la horizontal.

En el plano vertical.
 $0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$



Dirección del vector buzamiento: $N.\alpha_p$.

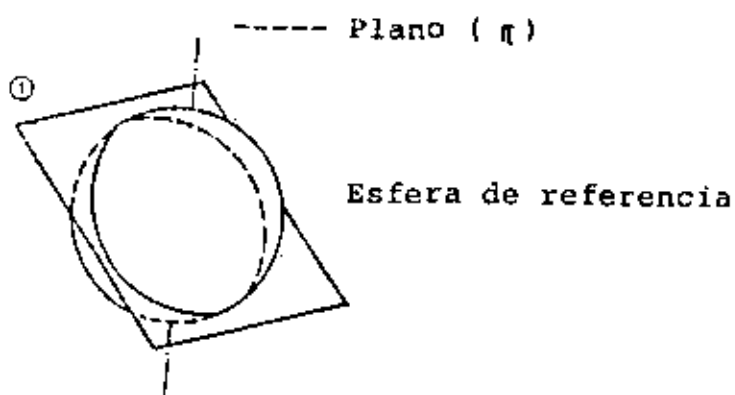
En el plano horizontal:

$0^\circ \leq \alpha_p \leq 360^\circ$

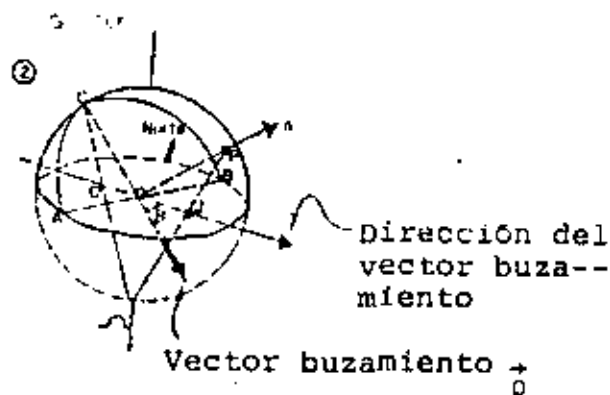
(sentido de las manecillas del reloj).

Figura No. 4

Determinación de la orientación de un plano en el espacio por medio del vector buzamiento.



Intersección del plano y de la esfera de referencia:



(2) PROYECCION ESTEREOGRAFICA

- Del hemisferio superior a partir del polo inferior (Ω)
- P - Polo del plano (π); intersección de su normal (η) y de la esfera.
- J - Proyección estereográfica -- del polo P, sobre el plano - ecuatorial.

(3) ESTEREOGRAMA:

(obtenido en el plano - ecuatorial).

J Representación polar del plano (π)

AC'B Representación ciclográfica del plano (π)

β Buzamiento (inclinación del vector buzamiento con relación a la horizontal).

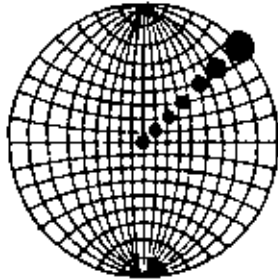
α_p Dirección del vector buzamiento con relación al norte.



Figura No. 5

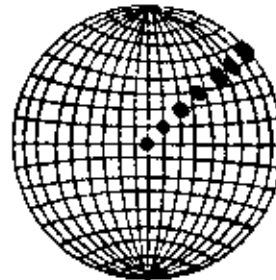
Representación gráfica de un plano (β° , N. α°_p) mediante la proyección estereográfica.

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



Planisferio de Wulff
(conservación de los
ángulos)

PROYECCION EQUIAREAL



Planisferio de SCHMIDT
(conservación de las -
áreas).

Figura No. 6

Superficies de las elipses de distorsión
en los diferentes tipos de proyecciones-
(según VISTELIUS, 1966).

CLASES.	INTERVALOS ENTRE LAS DISCONTINUIDADES.	DENSIDAD DE DISCONTINUIDAD EN EL MACIZO-ROCOSO.
ID 1	> 200 cm	Muy baja.
ID 2	de 60 a 200 cm	Baja
ID 3	de 20 a 60 cm	Media.
ID 4	de 6 a 20 cm	Alta
ID 5	< 6 cm	Muy alta.

Figura No. 7

Importante:

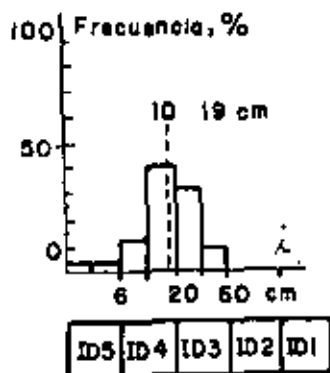
Es preferible:

:

- Realizar estas mediciones en varias direcciones.
- Establecer el histograma de las distancias (i), para cada dirección de medición.
- Calcular la desviación estándar σ (i) correspondiente y el coeficiente de variación.

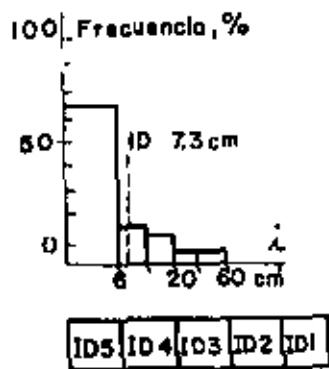
$$CV = \frac{\sigma (i)}{(ID)}$$

- Claro está que el índice ID varía - con la dirección de la línea de medición; en cada caso se precisará la orientación de cada línea de medición.



ZONA I, S1 de 0 a 4 m

PROMEDIO ID = 19 cm
 DESVIACION-ESTANDAR. = 9 cm
 COEFICIENTE DE VARIACION. = 47 %
 CLASE ID (3)
 DENSIDAD DE FRACTURACION = De alta a media



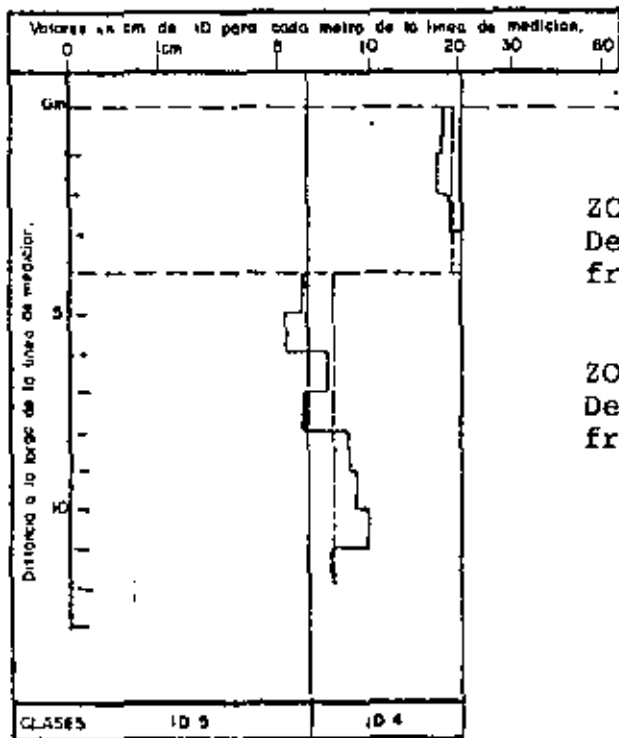
ZONA II, S1 de 4 a 12 m

PROMEDIO ID = 7.3 cm
 DESVIACION-ESTANDAR. = 8.5 cm
 COEFICIENTE DE VARIACION. = 116 %
 CLASE ID 4 (5)
 DENSIDAD DE FRACTURACION = De alta a muy alta.

Figura No. 8

Descripción global de la fracturación de las distintas zonas de un macizo -Histograma de distribución del intervalo entre las discontinuidades.

Las clases son las de la tabla No. 4



ZONA I = ID 4
 Densidad de -
 fracturación = De alta a mediana
 (ID = 19 cm)

ZONA II = ID 4
 Densidad de --
 fracturación = De alta a muy alta
 (ID = 7.3 cm)

Figura No. 8 Bis.

Ejemplo de representación gráfica de la fracturación del macizo. Mismos datos de la figura 8; se han reportado a lo largo de la línea de medición que aparece en ordenadas, los valores promedio del intervalo ID entre las discontinuidades, determinadas para cada metro lineal sucesivo de la línea de medición. La distinción en zonas es acentuada.

CLASES	ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES		CONDICIONES DE LA CONSTRUCCION SUBTERRANEA.	
	Angulo entre buzamiento y eje de avance de la construcción subterránea. δ°	Buzamiento β°		
OR 1	Cualquiera	de 0 a 20°	en capas sub-horizontales.	
OR 2	a. de 0 a 30 °	de 20 a 90°	Transversalmente al banco.	a) con el buzamiento
	b.			b) contra el buzamiento.
OR 3	De 30 a 65°	de 20 a 90°	Condiciones intermedias.	
OR 4	a de 65 a 90°	de 20 a 60°	En dirección.	a) buzamiento mediano
	b.	de 60 a 90°		b) buzamiento fuerte.

Figura No. 9

N. B.

Puede existir una jerarquización de las familias y es a la familia dominante (por ejemplo la estratificación, la esquistosidad) a la que habrá que aplicar en primer lugar las denominaciones de la tabla No. 9; cuando éstas se aplican a otras familias menos representativas, habrá que precisar dicha jerarquización.

DIRECCION DEL AVANCE
DE LA EXCAVACION

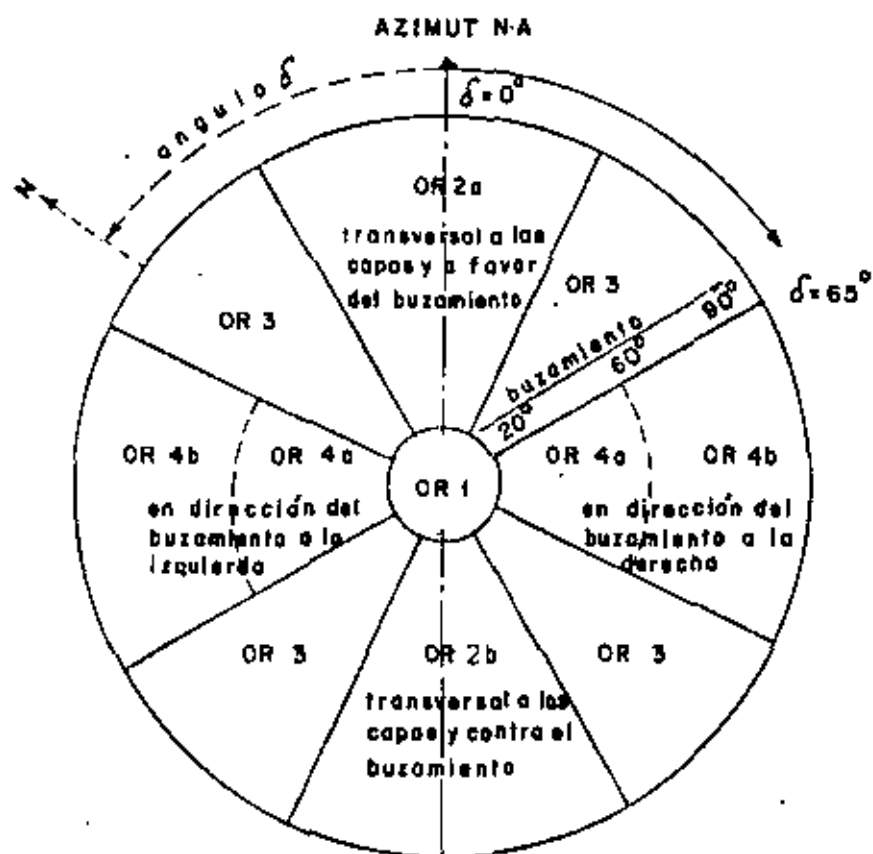


Figura No. 10

Orientación de las discontinuidades (OR).

Los diferentes sectores del estereograma corresponden al sitio geométrico de los polos de los planos de discontinuidades orientadas según los datos de las clases (OR) de la tabla No. 9, veáanse también los esquemas de la figura No. 12 (proyección estereográfica del hemisferio superior a partir del polo inferior).

DESCRIPCION		
N 1		Ninguna discontinuidad o algunas <u>dis</u> continuidades dispersas.
N 2	a	Una familia principal.
	b	Una familia principal y discontinuidades difundidas.
N 3	a	Dos familias principales.
	b	Dos familias principales y discontinuidades difundidas.
N 4	a	Tres (y más) familias principales.
	b	Tres (y más) Familias principales y discontinuidades difundidas.
N 5		Varias discontinuidades sin jerarquización ni constancia en la repartición.

Figura No. 11



CLASE (OR 1)
familia de dis-
continuidades
subhorizonta-
les.



CLASE (OR 4b)
familia de -
discontinuida
des encontra-
das en direc-
ción buzamien
to fuerte a la
izquierda...



CLASE (OR 2b)
familia de dis-
continuidades-
encontradas --
transversalmen
te a las capas
contra el buza
miento.



CLASE (OR 2a)
familia de dis-
continuidades-
encontradas -
transversalmen
te a las capas
a favor del bu
zamiento.

Figura No. 12

Ilustración esquemática de algunas clases de orienta-
ción (OR) de la tabla 9 y del estereograma de la ---
figura No.10.

A la izquierda: Estereograma y representación polar
del plano de la familia de discontinuidades conside-
rada.

A la derecha : Bloque-diagrama explicativo

C L A S E S			D E S C R I P C I O N	
Espacia miento.	Espesor	(S) o (E) en cm.	Espaciamiento de las discontinuidades de- una familia.	Espesor de las capas.
S 1	E 1	200 cm	Discontinuidades muy espaciadas.	Capas muy gruesas.
S 2	E 2	de 60 a- 200 cm.	Discontinuidades es- peciales.	Capas grue- sas.
S 3	E 3	de 20 a- 60 cm.	Discontinuidades me- dianamente especia-- les.	Capas media- namente --- gruesas.
S 4	E 4	de 6 a - 20 cm.	Discontinuidades re- ducidas.	Capas del- gadas.
S 5	E 5	6 cm	Discontinuidades muy reducidas.	Capas muy- delgadas.

Figura No. 13

N O T A:

En todos los casos en que muchos valores modales parecen claramente en los histogramas, dichos valores serán precisados (figura No. 15).

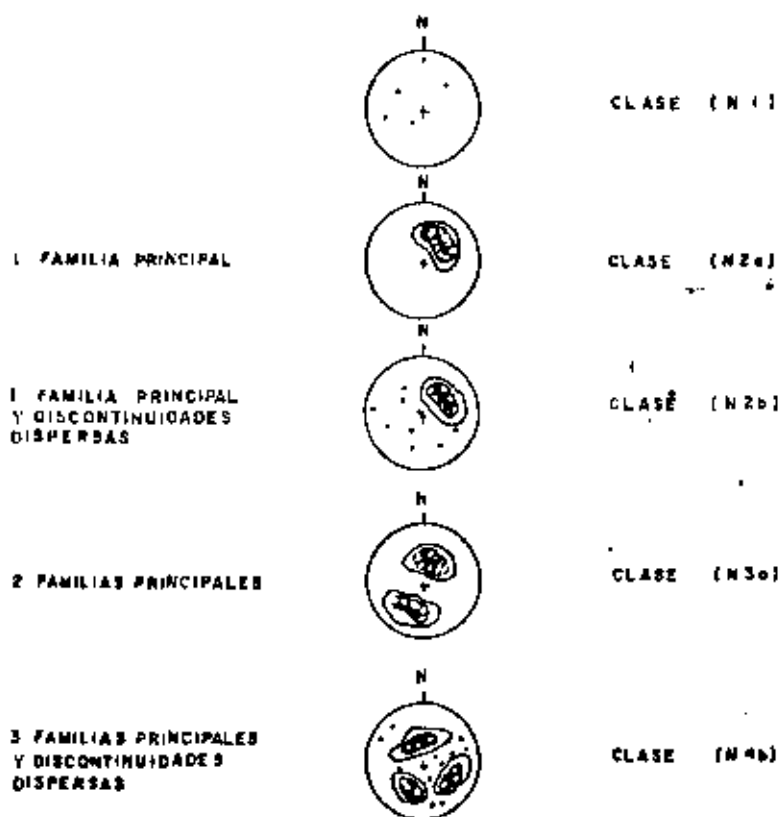


Figura No. 14

Representación gráfica de algunas clases (N), número de familias de discontinuidades de la tabla figura No. 11. Diagramas polares establecidos -- con base en representaciones geométricas SCHMIDT y analizados estadísticamente en curvas de isodensidad de polos de las discontinuidades: se pone en evidencia la existencia de familias principales, (proyección equiareal del hemisferio superior a partir del polo inferior).

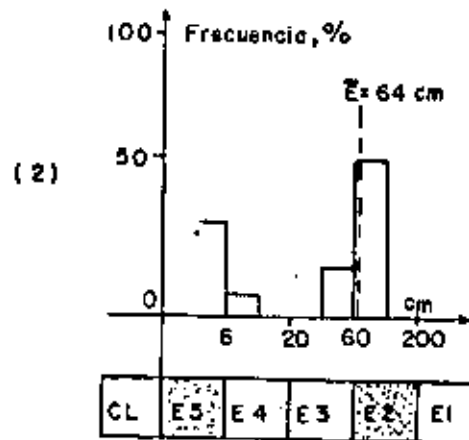
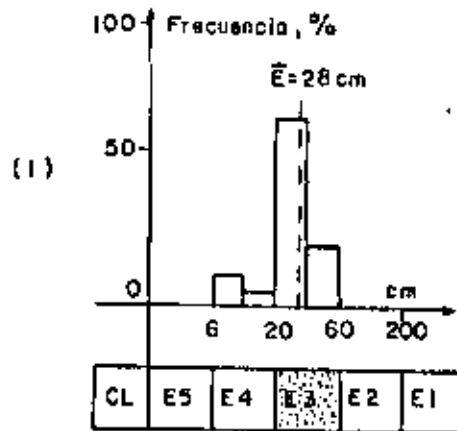
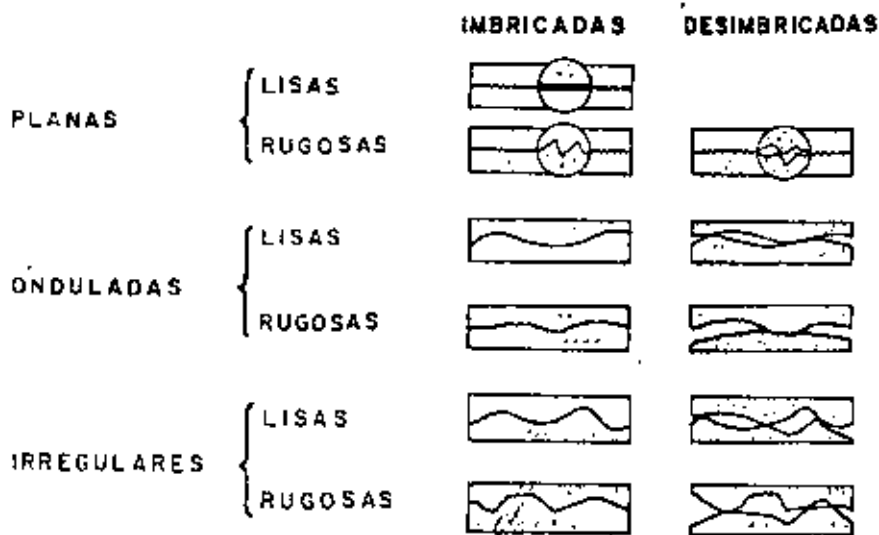


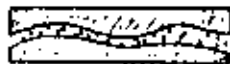
Figura No. 15

Histogramas del espesor de las capas (E).

- (1) Distribución unimodal $E = 28 \text{ cm}$, clase E 3
- (2) Distribución bimodal: 2 modos en E 5 y E 2
 Valor promedio $E = 64 \text{ cm}$, clase E 2



EJEMPLO



Discontinuidad
ondulada lisa-
con relleno.

Figura No. 16

Morfología de las caras de las discontinuidades.

CLASES	INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA IQ %	DENSIDAD DE FISURAS, POROS Y MINERALES - ALTERADOS.	C A L I D A D
IQ 1	De 100 a 90	Nula	Muy Alta.
IQ 2	De 90 a 75	Baja	Alta
IQ 3	De 75 a 50	Mediana	Mediana
IQ 4	De 50 a 25	Alta	Baja
IQ 5	De 25 a 0	Muy Alta	Muy Baja

Figura No. 17

CLASES	RESISTENCIA σ_c en MPa	DESCRIPCION
R 1	$>$ 200	Resistencia muy alta.
R 2	de 200 a 60	Resistencia alta.
R 3	de 60 a 20	Resistencia mediana.
R 4	de 20 a 6	Resistencia baja.
R 5	$<$ 6	Resistencia muy baja.

Figura No. 18

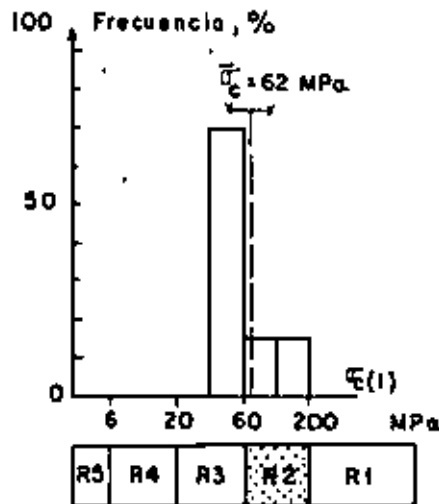
N. B.

Puede aparecer en forma marcada en la roca una anisotropía de resistencia. Se utilizará para la clasificación el valor más bajo precisando la relación de anisotropía:

$$\frac{\sigma_c \text{ (Máx.)}}{\sigma_c \text{ (Mín.)}}$$

RESISTENCIA DE LA ROCA.

Resistencia en compresión uniaxial σ_c



ZONA I: Sondeo SI, de 0 a 4 m
ROCA : Micaesquisto calidad mediana.

ANISOTROPIA:

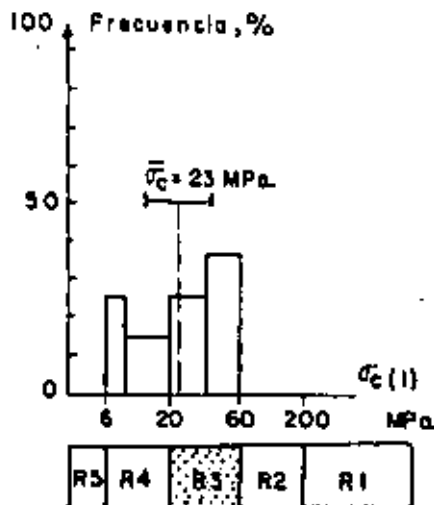
σ_c máxima \perp a la esquistosidad.
 σ_c mínima \parallel a la esquistosidad.

RELACION: $\frac{\sigma_c \text{ máxima}}{\sigma_c \text{ mínima}} = 2$

10 pruebas \perp a la esquistosidad.
media $\bar{\sigma}_c = 62$ MPa

desviación estd. = 14 MPa
coeficiente de variación = 25%
valor a considerar $\sigma_c = 62 \times \frac{1}{2} = 31$ MPa

CLASE R3 RESISTENCIA MEDIANA:



ZONA II: Sondeo SI, 4 a 12 m
ROCA : Micaesquisto calidad baja.

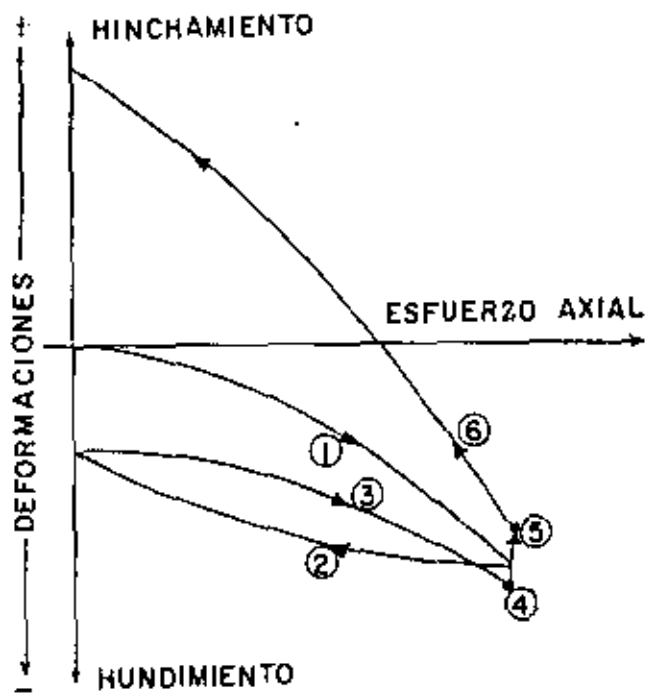
ANISOTROPIA:

σ_c máxima \perp a la esquistosidad.
 σ_c mínima \parallel a la esquistosidad.

Relación de anisotropía: 1.5
20 pruebas \perp a la esquistosidad.

Media $\bar{\sigma}_c = 23$ MPa/desv. estd.: 14 MPa
Coeficiente de variación: 56%
Valor a considerar $\sigma_c = 23 \times \frac{1}{1.5} = 15$ MPa.

Figura No. 19.- Descripción de la resistencia de la roca en las diferentes zonas de un macizo -Histogramas de repartición, parámetros de dispersión y de anisotropía que permiten llegar al valor que deberá tomarse en cuenta para las clases de la tabla 18.



- 1) Carga en seco
- 2) descarga en seco
- 3) 2a. carga en seco

- 4) Introducción de agua
- 5) Hinchamiento bajo carga constante.
- 6) Curva de hinchamiento (carga decreciente)

Figura No. 20

Prueba de Hinchamiento con el odometro

CLASES	RELACION σ_c/σ_o	DESCRIPCION DEL ESTADO DE LOS ESFUERZOS NATURALES.
CN 1	> 4	Débil (a)
CN 2	de 4 a 2	Mediano (b)
CN 3	< 2	Fuerte (c)

Figura No. 21

COMENTARIOS:

- a) CLASE CN 1: La resistencia de la roca es suficiente para asegurar la estabilidad; sin embargo, puede ser necesario un sostén debido a las discontinuidades.
- b) CLASE CN 2: Pueden producirse rupturas en las paredes.
- c) CLASE CN 3: La resistencia de la roca es claramente insuficiente.

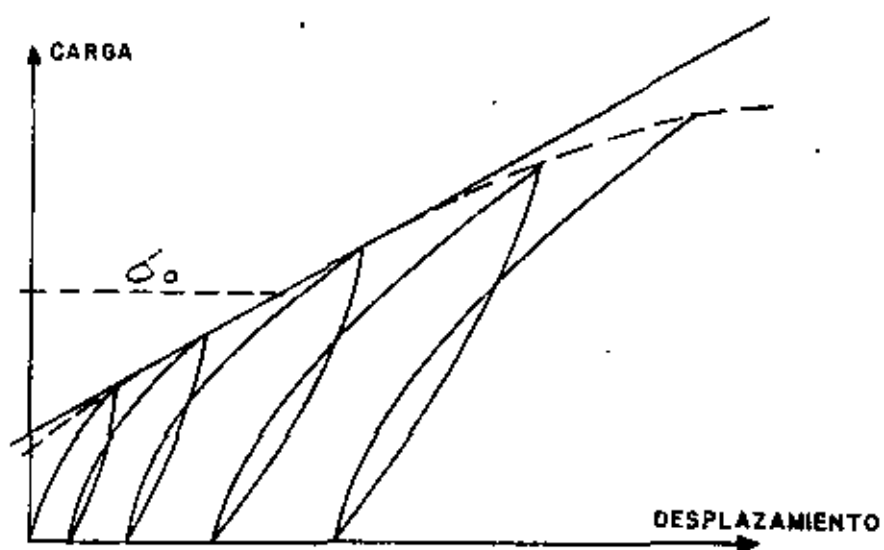


Figura No. 22

Prueba con gato plano de placa
rígida.

CLASES	MODULO E (t) MPa	DESCRIPCION
DM 1	\geq 30.000	Deformabilidad muy baja
DM 2	De 30000 a 10 000	Deformabilidad baja.
DM 3	De 10000 a 3000	Deformabilidad mediana
DM 4	De 3000 a 1000	Deformabilidad alta.
DM 5	\leq 1000	Deformabilidad muy -- alta.

Figura No. 23

ANEXO 1

Denominaciones recomendadas de las rocas y de las principales familias petrográficas (conforme ref. 8 y 9).

R O C A S E R U P T I V A S.	Familia de los Granitos.	<u>Granito</u> , <u>granulita</u> , <u>granodiorita</u> , <u>sienita</u> , <u>microgranito</u> , <u>riolita</u> , <u>riodacita</u> , <u>traquita</u> , <u>toba</u> .
	Familia de --- las Dioritas.	<u>Diorita</u> , <u>diorita cuárcica</u> , - <u>microdiorita</u> , <u>andesita</u> , <u>dacita</u> , <u>traqui-andesita</u> , <u>lampró-firo</u> .
	Familia de los Basaltos y de los Gabros.	<u>Gabro</u> , <u>dolerita</u> , <u>diabasa</u> , - <u>ofita</u> , <u>basalto</u> , <u>serpentinita</u> <u>peridotita</u> .
R O C A S M E T A M O R F I C A S.	Rocas metamórficas masivas.	<u>Gneis</u> , <u>anfibolitas</u> , <u>cuarcitas</u> , <u>mármoles</u> , <u>calizas cristalinas</u> , <u>leptinita</u> .
	Rocas metamórficas esquistosas.	<u>Esquistos</u> , <u>micaesquisto</u> , <u>filitas</u> , <u>pizarras</u> , <u>calcesquistos</u> , <u>esquistos cristalinos</u> .
R O C A S S E D I M E N T A R I A S.	Rocas sedimentarias carbonatadas.	<u>Calizas</u> , <u>cretas</u> , <u>dolomías</u> , - <u>gredas</u> , <u>travertinos</u> .
	Rocas sedimentarias silíceas	<u>Areniscas</u> , <u>cuárcicas</u> , <u>peder--nal</u> , <u>silex</u> , <u>arkosas</u> .
	Rocas sedimentarias carbonato-silíceas.	<u>Lodolitas</u> , <u>arcillolitas</u> , <u>grauwackas</u> .
	Rocas sedimentarias salinas.	<u>Sal gema</u> , <u>rocas sulfatadas</u> , - (<u>yeso</u> , <u>anhidrita</u>), <u>potasa</u> .

El "Rock Quality Designation" (R. Q. D.)
Propuesto por D. Deere en 1963, sólo toma en cuenta -
las longitudes (l i), cortadas por las discontinuidades
sucesivas, superiores a 10 cm. Su suma acumulada,
expresada en porcentaje de la longitud total del barre-
no, proporciona un índice variable de 0 a 100.

Es importante recordar las condiciones en las que debe-
rá determinarse este índice: a partir de un sondeo para
extraer un testigo de perforación, debidamente ejecuta-
do, o sea que presente un porcentaje de recuperación =
≈ 100 %, con un diámetro del orden de 50 mm, el R Q D
se calcula sobre la longitud de avance del sondeo que
puede variar de 1 a 3 m, y hasta 5 m.

$$R. Q. D. = \frac{100 \times \Sigma \text{ de las longitudes de testigos de perforación } > 10 \text{ cm de largo.}}{\text{longitud de avance del sondeo}}$$

La clasificación propuesta por el autor emite un juicio
de valor discutible; es preferible adoptar los términos
descriptivos de la tabla siguiente:

CLASES	R. Q. D. %	DESCRIPCION DE LA FRACTURACION.
RQD 1	> 90	Densidad de frac- turación muy baja.
RQD 2	de 90 a 75	Densidad de frac- turación baja.
RQD 3	de 75 a 50	Densidad de frac- turación mediana.
RQD 4	de 50 a 25	Densidad de frac- turación alta.
RQD 5	< 25	Densidad de frac- turación muy alta.

N.B.

- a) La dirección del sondeo debe indicarse con precisión -
- b) Como todas las mediciones que son realizadas según una dirección del macizo, el R.Q. D. puede presentar una anisotropía más o menos acentuada.
En este caso se determinarán las direcciones principales de dicha anisotropía y se proporcionarán los valores correspondientes.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

RECOMENDACIONES PARA UNA DESCRIPCION DE LOS MACIZOS
ROCOSOS, UTIL PARA EL ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LAS
OBRAS SUBTERRANEAS.

ING. LUIS VIEITEZ UTEZA

JUNIO, 1979.

Page 10

10

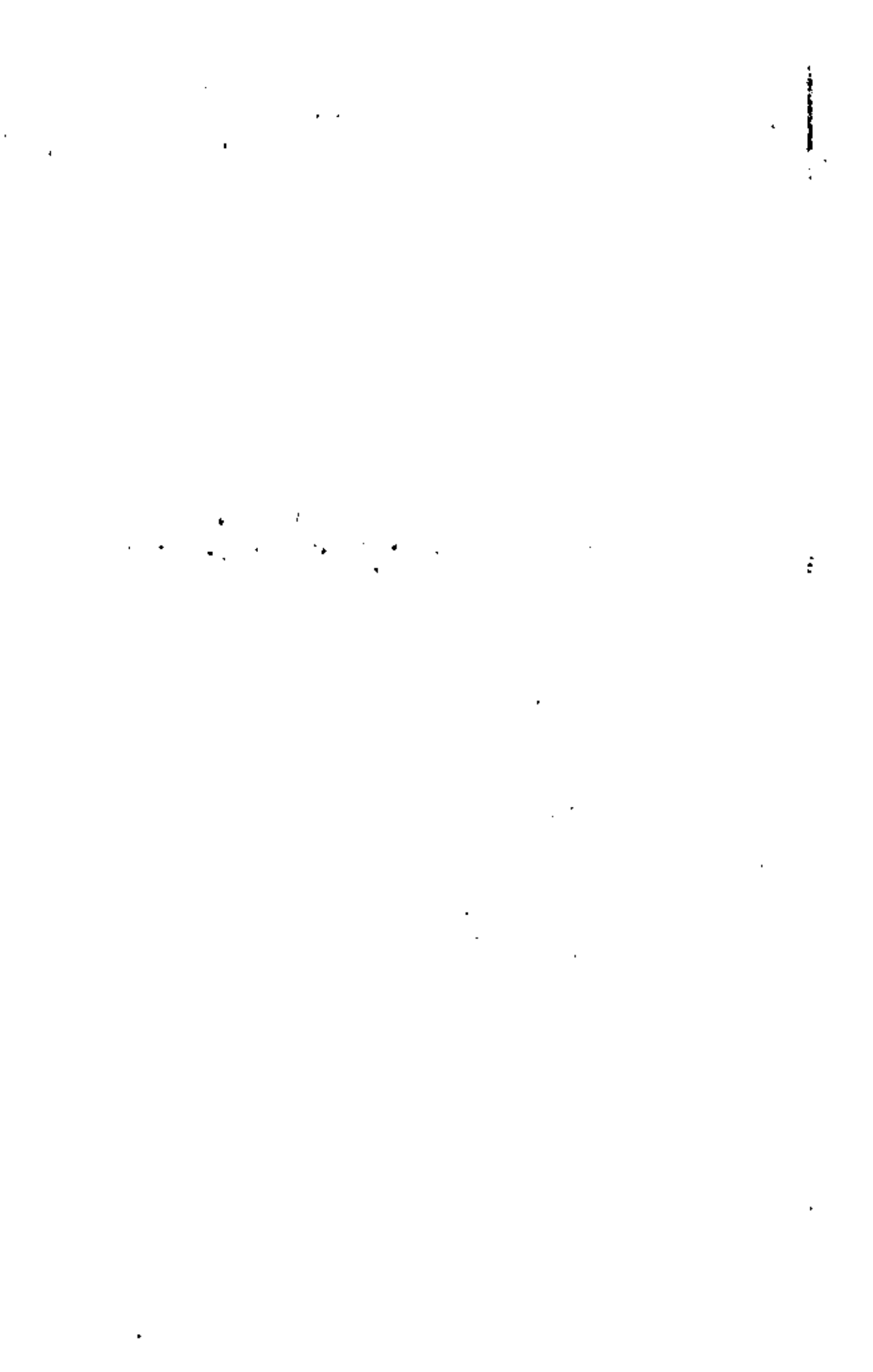
1000 1000 1000 1000

1000

A F T E S (ASSOCIATION FRANCAISE DES
TRAVAUX EN SOUTERRAIN)
GEOLOGIA - GEOTECNICA

Texto provisional de las recomendaciones para una descripción de los macizos rocosos, útil para el Estudio de la Estabilidad de las Obras Subterráneas.

Antes de su aprobación definitiva, la A F T E S recogerá con interés cualquier sugerencia relativa a este texto.



I N T R O D U C C I O N

Estas recomendaciones están destinadas a definir y describir las características esenciales de un macizo rocoso -- (referencia 1).

Una descripción de este tipo deberá aplicarse sucesivamente a cada una de las zonas del macizo rocoso, individualizadas previamente teniendo como base reconocimientos geológicos, y definidas como relativamente homogéneas partiendo de criterios litológicos, petrográficos y estructurales.

Una descripción de los macizos rocosos, útil para la ingeniería subterránea, deberá proporcionar los datos relativos a:

- 1) Las condiciones geológicas generales.
- 2) Las condiciones hidrogeológicas.
 - . Carga hidráulica
 - . Permeabilidad.
- 3) Las discontinuidades del macizo rocoso.
 - . Densidad (índice global)
 - . Orientación
 - . Organización en familias
 - . Comportamiento mecánico
- 4) Las características mecánicas de las rocas
 - . Identificación
 - . Resistencia
 - . Hinchamiento
 - . Alterabilidad.
- 5) Los esfuerzos naturales.
- 6) La deformabilidad del macizo rocoso.

Hay que hacer notar que los problemas de perforación planteados por el empleo de máquinas tuneladoras ("topos") son objeto de recomendaciones específicas elaboradas por el grupo, "Mecanización de la Excavación" de la AFTES (ref. 11).



P R E S E N T A C I O N

Las recomendaciones de este texto no tienden a dar una "clasificación" propiamente dicha de los macizos rocosos. Hemos elegido precisar claramente los factores que hay que tratar de conocer, para el establecimiento racional de un proyecto subterráneo en un macizo rocoso, en lugar de dedicarnos a ejercicios de ponderaciones respectivas de dichos factores con el fin de atribuir al macizo una "calificación" final que determine las condiciones en las que se pueden realizar, dentro de éste, trabajos subterráneos.

Estas recomendaciones conciernen esencialmente el estudio de las condiciones de estabilidad de las obras subterráneas. Nosotros pensamos que de esta manera el ingeniero encargado del proyecto podrá disponer de un expediente conciso y completo con el cual podrá analizar el peso de los distintos factores haciendo intervenir las diferentes características del proyecto. La generalización del empleo de un método de descripción como éste debería facilitar, al mismo tiempo, la comprensión de los informes geotécnicos por parte de los empresarios encargados de realizar los trabajos y permitir una mejor utilización de las referencias y de las realizaciones anteriores.

Por otro lado, el grupo de redacción llama la atención sobre los puntos siguientes:
Estas recomendaciones deberán aplicarse con buen criterio.

Los parámetros que se han escogido han parecido más representativos, en el caso general, pero, para un proyecto particular, podrán preferirse otros; por otro lado, en la fase del proyecto, no siempre es posible, ni tampoco razonable, querer medir todos los parámetros mencionados en este texto. Por ejemplo, es muy evidente que en el caso de una obra subterránea profunda muchos de estos parámetros no son accesibles con precisión en el momento del estudio del proyecto.

Estas recomendaciones se han inspirado ampliamente en los trabajos de las comisiones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. Los redactores se han dedica-

do a adoptar los parámetros y las clases de valores que han alcanzado un acuerdo a nivel internacional.

Dado que estas recomendaciones son provisionales, el grupo de redacción desearía que fueran aplicadas lo más seguido posible con el fin de recibir críticas y observaciones sobre su utilización, que se tomarán en cuenta para una redacción definitiva.

1. LAS CONDICIONES GEOLOGICAS GENERALES.

Las condiciones geológicas se describen en un informe geológico que es la síntesis de los datos provenientes del análisis de los documentos existentes y de los resultados de los estudios hechos expresamente para el proyecto.

El informe geológico incluye:

- a) Un mapa levantamiento de afloramientos acompañado de un mapa geológico y de un esquema tectónico y estructural; estos serán complementados por los cortes de sondeos y los cortes geológicos que permiten localizar exactamente la implantación de la obra.
- b) Un mapa de las formaciones y fenómenos superficiales (socavones, dolinas, disoluciones, durrumbes, flujo plástico, etc.), sobre todo en las zonas de implantación de los portales de las obras subterráneas y en las partes en donde éstas se sitúan a poca profundidad.
- c) La descripción petrográfica y litológica de las formaciones rocosas atravesadas, aclarando las denominaciones regionales particulares. Las rocas solubles (sal gema, yeso, etc.), y las formaciones que presentan fenómenos kársticos, serán señaladas claramente. Se recomienda utilizar una terminología sencilla, aunque rigurosa (cf. anexo 1) (referencias 8 y 9).
- d) El estado de alteración del macizo rocoso en su conjunto, descrito estableciendo una zonificación de la alteración según las clases de la tabla 1 (referencias 1, 6 y 7).

2. LAS CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS

Las mayores dificultades encontradas en las obras subterráneas, muy a menudo están relacionadas con la presencia de agua. Las filtraciones hacia la excavación modifican el campo de los esfuerzos, con respecto a la estabilidad, en sentido desfavorable. Cantidades importantes de agua estorban considerablemente los trabajos.

Las condiciones hidrogeológicas son definidas por el par (H_i, K_j) de los valores de la carga hidráulica (H) y de la permeabilidad (K).

- a) La carga hidráulica (H)
Puesto que existe anteriormente a la construcción de la obra subterránea, la carga hidráulica se expresará tomando como cota de referencia el nivel del piso de la obra subterránea.
Se describe según los rangos de la tabla de la figura número 2.
- b) La permeabilidad del macizo (K)
Se precisará el tipo de permeabilidad, distinguiendo en particular la permeabilidad relacionada con las discontinuidades del macizo y la permeabilidad propia de la roca. Para describir la permeabilidad se utilizan los rangos de la tabla de la figura No. 3

OBSERVACIONES:

1. Evidentemente los rangos de las tablas de las figuras 2 y 3 no son utilizables en el caso de regímenes kársticos y se requiere un estudio específico.
2. Las permeabilidades de los macizos rocosos muy a menudo son anisótropas, dado que las filtraciones siguen preferentemente el sentido de las discontinuidades; rigurosamente hablando la permeabilidad equivalente está representada por un tensor; entonces para la clasificación se utilizará el coeficiente de permeabilidad más elevado, precisando su dirección; también se indicará la relación de anisotropía $\frac{K \text{ (máx.)}}{K \text{ (mín.)}}$

3. Los gastos están determinados por los valores de la carga (H) y del coeficiente de permeabilidad (K); - en cambio los esfuerzos debidos a las filtraciones- dependen de valor de la carga (H) y del valor de la relación de anisotropía de la permeabilidad y no del valor del coeficiente de permeabilidad.
- N. B. Cuando se haya realizado una galería de reconocimiento, deberán indicarse también, por tramos homogéneos, los valores y las variaciones de los gastos.

3. LAS DISCONTINUIDADES DEL MACIZO ROCOSO

El término "discontinuidad" se usa en mecánica de rocas --- (referencia 2) en un sentido muy general para designar -- cualquier interrupción física de la continuidad del macizo rocoso; incluye todos los tipos de fracturas, los contactos geológicos, las diaclasas, los planos de estratificación, y litológicos, de foliación y de esquistosidad, los clivajes y las fallas. Muy a menudo las discontinuidades son estructuras de caras planas o casi planas y se caracterizan esencialmente por una resistencia a la tensión muy débil, incluso nula, en la dirección normal a su plano. Para una descripción completa de las discontinuidades de un macizo se recomienda determinar las características siguientes: (ref. 6).

- a) La densidad de las discontinuidades que afectan el macizo.
- b) La orientación de las discontinuidades.
La orientación del plano de una discontinuidad está dada por el vector buzamiento P de este plano.

Este vector sigue la dirección de la línea de máxima pendiente del plano y al sentido descendente. Se identifica por el par $(\beta^\circ, N. \alpha^\circ_p)$ del ángulo (β) del vector buzamiento con la horizontal y del azimut $(N. \alpha_p)$ de la dirección del vector buzamiento con relación al norte (N) (figura 4).

La representación gráfica aconsejada conserva las relaciones angulares entre los elementos descritos: utiliza la proyección estereográfica del hemisferio superior de la esfera de referencia a partir de su polo inferior, permitiendo la construcción de "estereogramas" (figura 5 y 6) establecidas en el planisferio --- llamado de "Wulff".

- c) La organización de las discontinuidades en familias. Los planos de estratificación y las juntas litológicas de las rocas sedimentarias constituyen una familia de discontinuidades paralelas o subparalelas, y también la esquistosidad y la foliación de las rocas metamórficas. Las diaclasas y todos los otros tipos de discontinuidades muy a menudo también se organizan en familias cuyos elementos son subparalelos y tienen en común, además de la dirección, muchas otras de las características descritas más adelante. Esta organización se observa directamente in situ y/o en los estereogramas polares. El análisis estadístico de las orientaciones puede efectuarse directamente en diagramas polares trazados sobre un planisferio no de Wulff sino de Schmidt, establecido a partir de una proyección que conserva las áreas pero no los ángulos (proyección equiareal). Se precisará entonces:
- El número N de familias principales de discontinuidades.
 - El espaciamiento medio S entre las discontinuidades de cada familia.
- d) La abertura de las discontinuidades: La distancia entre las caras de una discontinuidad juega un papel importante en su comportamiento mecánico, -- afecta también la circulación del agua en el macizo y, -- como consecuencia, las filtraciones de agua hacia la excavación.
- e) La persistencia. Corresponde a la continuidad, en el espacio, de una discontinuidad. Está limitada por la existencia de puentes de materia rocosa entre las caras.
- f) La morfología de las caras. Elemento importante del comportamiento de la discontinuidad, en particular su resistencia al corte; describe la planaridad, las irregularidades y la rugosidad de las superficies de las caras.
- g) El relleno. El comportamiento de una discontinuidad sin relleno es -

muy distinto al de una discontinuidad con relleno. Entonces habrá que precisar la naturaleza, el espesor y la resistencia del relleno.

La descripción de algunas de estas características se exponen con todo detalle a continuación.

3a. Índice global de densidad de discontinuidades en el macizo.

No siempre es posible llegar a una descripción tan completa como la anterior; sin embargo, siempre es necesario apreciar la frecuencia de las discontinuidades que afectan el macizo. Por eso, se utiliza un índice global que describe el estado de fracturación del macizo.

Se ha aprobado como índice básico, el intervalo entre las discontinuidades (ID), del inglés "Discontinuity - Intercept", propuesto por la comisión de clasificación de los macizos de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. (Ref. No. 1).

Este índice se mide sea a lo largo de una línea trazada sobre afloramientos naturales, o en las paredes de una galería, o en los corazones de un sondeo para obtener muestras del macizo, o por endoscopia en un barrenado.

Las distancias (i) entre las discontinuidades adyacentes sucesivas se medirán según una dirección cualquiera. Se tomará el valor promedio de las distancias (i) como valor (ID).

La descripción de la densidad de las discontinuidades se establecerá de acuerdo con los rangos de la tabla de la figura 7.

La figura 8 da un ejemplo detallado de determinación de ID, que los medios actuales de cálculo automático hacen fácil.

OBSERVACIONES:

- 1) Es interesante comparar el intervalo entre las discontinuidades (ID) con el claro de la excavación proyectada.
- 2) En el anexo 2 se describe otro índice global muy empleado de la densidad de discontinuidades del macizo Rock Quality Designation (RQD).
- 3) Las direcciones de las líneas de medición serán escogidas en función de las direcciones características del macizo y de la orientación de la obra.

3b. La orientación de las discontinuidades. Deberá ser considerada, en particular, para las familias principales, con relación a la dirección del avance de la excavación. El buzamiento (β) y el ángulo (δ) entre los azimuts (α_p) del buzamiento y (A) del avance, determinan, para cada familia, las condiciones descritas en la tabla de la figura 9. El estereograma de la figura 10 ubica gráficamente las diferentes clases; sus ejemplos son ilustrados por la figura 12 de manera explícita.

3c. La organización de las discontinuidades.

Número de la familia (N)

La organización en familias se describe según los términos de la tabla de la figura No. 11; algunos de estos casos son representados gráficamente en la figura No. 14.

Espaciamiento de las discontinuidades de cada familia (S)

Es el promedio de las distancias medidas entre las discontinuidades sucesivas de una misma familia, según la perpendicular al plano de esta familia.

Se recomienda establecer el histograma y calcular la desviación estándar de la distribución de los valores de las distancias para cada familia principal.

En el caso de los macizos estratificados, se determinará en particular el espesor de los bancos (E).

Las clases son las de la tabla de la figura No. 13.

3d. El comportamiento mecánico de las discontinuidades.

Es determinado por un conjunto de parámetros intrínsecos cuyas influencias respectivas varían de manera muy notable.

La presencia de un relleno en la discontinuidad es determinante; en su ausencia la morfología de la superficie de las caras y además la resistencia imponen un tipo de comportamiento (posibilidad de dilatancia).

Por lo tanto cada parámetro deberá ser descrito de manera racional según la influencia que podrá tener.

Pero también intervienen factores exteriores para modificar el comportamiento de las discontinuidades.

Eso pasa con los esfuerzos iniciales en el macizo y con la presencia de agua (presiones intersticiales) en las discontinuidades que determinan el valor del esfuerzo normal sobre la discontinuidad y las condiciones límite que condicionan el efecto

de la dilatancia; este fenómeno, ligado a la morfología de las caras, a su imbricación y a los desplazamientos, juega un papel esencial en el comportamiento bajo esfuerzos cortantes (figura No. 16).

N.B.

- a) Las resistencias (en caras y relleno) se describen según las clases propuestas para las rocas, en el párrafo 4 siguiente:
- b) Esta descripción deberá proporcionarse para cada familia de discontinuidades y en particular para la (o las) familias dominante (s) cuando se presente una jerarquización de las familias.
- c) En caso que se realicen pruebas in situ o en laboratorio los resultados y los procedimientos de operación se expondrán en forma clara. (ref. 5)

4. CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ROCAS.

La descripción petrográfica efectuada para clasificación preliminar del proyecto en zonas será completada por una identificación petrofísica concerniente a su calidad, su resistencia, su potencialidad de hinchamiento o expansión y su alterabilidad.

4a. Identificación Índice de Calidad de la Roca
 Por lo general una roca incluye microfisuras, poros, y minerales alterados. La celeridad de las ondas longitudinales en la roca seca es muy sensible a la presencia de estos defectos. Puede obtenerse una indicación global y rápida sobre su existencia y su amplitud en la roca comparando la celeridad de las ondas longitudinales medida experimentalmente en la roca (V_1) (ref. 12), con el valor teórico calculado (V^*l) basandose en la composición mineralógica (ANEXO 3).

El índice de calidad de la roca $IQ = \frac{V}{V^*} \frac{l}{l}$

Será tanto más cercano al 100% cuanto más compacta y más sana sea la roca (ausencia de fisuras, de poros, y de alteración).

4b. Resistencia de la Roca.

La resistencia a la compresión uniaxial (σ_c) es uno de los parámetros más tradicionales en mecánica de rocas. También puede considerarse la resistencia a la tracción (σ_t). Es importante sobre todo remitirse a --

los métodos normalizados de ensaya (ref. 3 y 11) o, a falta de éstos, describir con exactitud el método y el procedimiento de operación utilizados para su determinación y proporcionar indicaciones sobre la dispersión de los resultados obtenidos: la dispersión es una de las principales informaciones que resultan de las pruebas de resistencia.

Se recomienda determinar el valor promedio de la resistencia (σ_c), proporcionar el histograma de las mediciones y calcular la desviación estándar y el coeficiente de variación CV. La clasificación está dada en la tabla de la figura NO. 18.

La figura 19 da un ejemplo de determinación de este parámetro a lo largo de un sondeo de muestreo que atraviesa varias zonas.

4c. Potencialidad de hinchamiento de la roca.

El hinchamiento de la roca corresponde a un aumento, en el transcurso del tiempo, del volumen de la roca concomitante con un aumento del contenido de agua, una modificación de los esfuerzos o una combinación interactiva de estos dos factores.

Cuando esta expansión es contrarrestada, se desarrollan esfuerzos que pueden ser importantes.

La causa principal del hinchamiento es la retención de agua por los minerales hidrófilos, que son principalmente arcillas, hidróxidos, sulfatos.

Se recomienda determinar:

- a) La presencia de estos minerales en la roca,
- b) Las curvas de hinchamiento (en expansión libre) y de esfuerzos desarrollados (en expansión frenada) en función del tiempo, y la forma de la relación entre esfuerzo y deformación (figura 20).

Los métodos utilizados para la prueba deberán describirse con precisión (ref. NO. 4).

N. B.

Es frecuente una anisotropía del hinchamiento que deberá precisarse en dirección y en intensidad.

4c. Alterabilidad de la Roca.

También es importante saber si la roca atravesada es susceptible de ver disminuir sus características mecánicas como consecuencia de su sensibilidad a las modificaciones del medio ambiente producidas por los mismos trabajos. Esta capacidad de cambio constituye la alterabilidad de la roca y corresponde a las sensibilidades de ésta a las modificaciones siguientes:

- a) Modificaciones relativas a los fluidos en contacto con la roca (composición, condiciones de saturación, presiones, circulación).
 - Sensibilidad de la roca a los ataques y disoluciones de zonas sensibles ya alteradas (feldespatos, micas, minerales solubles).
- b) Modificaciones del estado de esfuerzos.
 - Pueden originar la desagregación de la roca a lo largo de las discontinuidades en planos existentes o potenciales (perpendiculares a la dirección de anulación de uno de los esfuerzos principales, por ejemplo la abertura de una superficie libre en el macizo rocoso).
- c) Modificaciones térmicas :
 - Sensibilidad a los efectos de la congelación del agua contenida en sus discontinuidades.
 - Sensibilidad a las deformaciones respectivas de las diferentes especies minerales cuyos coeficientes de dilatación pueden ser muy distintos.

Se describirán los métodos empleados para las pruebas y que habrán de escogerse en función de las condiciones del proyecto.

5. LOS ESFUERZOS NATURALES.

El análisis cuantitativo de las condiciones de estabilidad de una obra subterránea profunda presupone el conocimiento del estado de equilibrio inicial o sea de los esfuerzos naturales. Los sistemas de medición son difíciles de instalar en la mayoría de los macizos; su interpretación en términos de esfuerzos naturales es delicada, si se consideran las características de discontinuidad y anisotropía de los macizos rocosos.

Sin embargo, hay que tratar de evaluar el estado de los esfuerzos naturales a la luz de las mediciones que hayan podido hacerse y de los datos topográficos y tectónicos del macizo.

N O T A:

Para apreciar las condiciones de estabilidad de una obra subterránea no soportada, es interesante comparar el valor de los esfuerzos iniciales con la resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

Por eso se considera la relación σ_c / σ_0 ; (σ_c) representa la resistencia en compresión uniaxial de la roca (ref. párrafo 4) y (σ_0) (1) el esfuerzo principal mayor en el plano de la obra considerada.

6. LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO (DM).

Debido a la presencia de las discontinuidades, la deformabilidad del macizo rocoso es muchas veces mucho más fuerte que la de la roca que se determina en el laboratorio sobre muestras. La interpretación de las deformaciones del macizo (convergencia-expansiones-hundimientos por arriba de la obra) necesita, sin embargo el conocimiento de las características de deformabilidad a nivel del macizo. Estas características pueden obtenerse mediante pruebas in situ que interesan volúmenes representativos del macizo.

Las pruebas con gato plano de placa rígida son las más comunes; para las galerías de presión se realizan también pruebas a nivel de la obra mediante la puesta bajo carga de un tramo de la galería.

La deformabilidad del macizo (DM) se caracteriza por el valor del módulo de deformación $E(t)$ determinado a partir de la tangente a la curva envolvente de las curvas (esfuerzo-desplazamiento) establecidas en el transcurso de ciclos de cargas sucesivas crecientes, para un valor del esfuerzo aplicado igual al valor del esfuerzo natural (figura 22 y tabla de la figura 23).

- (1) Una primera aproximación consiste en suponer que uno de los esfuerzos principales es vertical e igual al peso de los suelos sobrepuestos, o sea σ^0_V , si es el peso volumétrico en KN/m³ de las rocas sobrepuestas y h la profundidad de la galería en m, se tendrá:

$$\sigma^0_V = \gamma h \times 10^{-3} \text{ en MPa}$$

(téngase en cuenta que el tensor de los esfuerzos iniciales puede tener una componente vertical que a veces difiere localmente del valor $\gamma h \times 10^{-3}$ MPa y componentes horizontales que pueden apartarse considerablemente por encima o por debajo de este valor.)

CLASE	DESCRIPCION	TERMINOLOGIA
A M 1	Ninguna seña visible de alteración o indicios muy leves de alteración limitados a las superficies de las discontinuidades principales.	SANO
A M 2	Las superficies de las discontinuidades principales están alteradas pero la roca sólo lo está levemente.	LEVEMENTE ALTERADO.
A M 3	La alteración se extiende a toda la masa rocosa, pero la roca no es friable.	MEDIANAMENTE ALTERADO.
A M 4	La alteración se extiende a toda la masa rocosa y la roca es en gran parte friable.	MUY ALTERADO.
A M 5	La roca está totalmente descompuesta y es muy friable. Sin embargo, la textura y la estructura de la roca están preservadas.	COMPLETAMENTE ALTERADO.

NOTAS:

- 1) En el caso de rocas que contienen un alto porcentaje de minerales arcillosos, el material puede presentar plasticidad en lugar de friabilidad.
- 2) Cuando éste sea el caso, se precisará si se trata de una alteración esencialmente meteórica o de una alteración de origen profundo, hidrotermal.

Fig. 1.- Descripción del estado de alteración del macizo rocoso.

C L A S E	CARGA HIDRAULICA (H) en m por arriba del piso de la obra subterránea.	T E R M I N O DESCRIPTIVO.
H 1	< 10 m	Baja.
H 2	de 10 á 100 m	Media.
H 3	> 100 m	Alta.

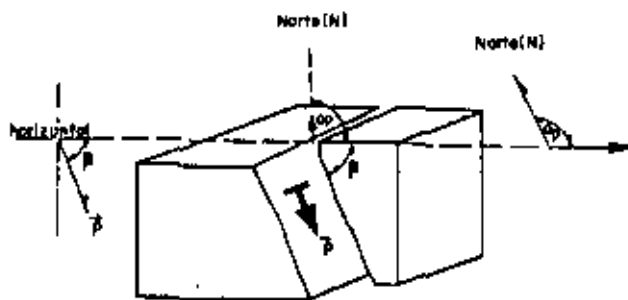
Figura No. 2

N. B.

Las variaciones de este valor con el tiempo son notorias.

CLASE	PERMEABILIDAD K en m/s	TERMINO DESCRIPTIVO.
K 1	10^{-8}	De muy baja a baja.
K 2	10^{-8} a 10^{-6}	De baja a media.
K 3	10^{-6} a 10^{-4}	De media a alta.
K 4	10^{-4}	De alta a muy alta.

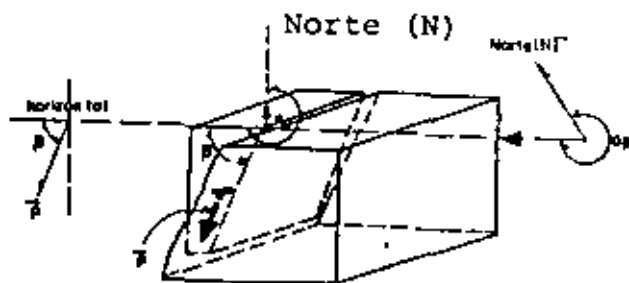
Fig. No. 3



Dirección del vector $N.\alpha_p$
(con relación al norte)

β : ángulo del vector buzamiento con la horizontal.

En el plano vertical.
 $0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$



Dirección del vector buzamiento: $N.\alpha_p$.

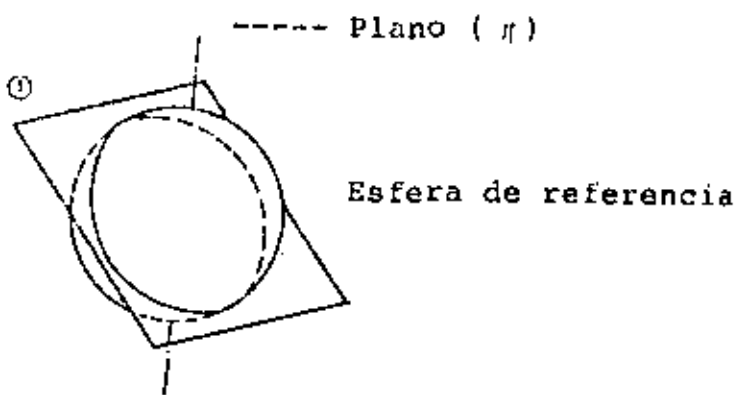
En el plano horizontal:

$0^\circ \leq \alpha_p \leq 360^\circ$

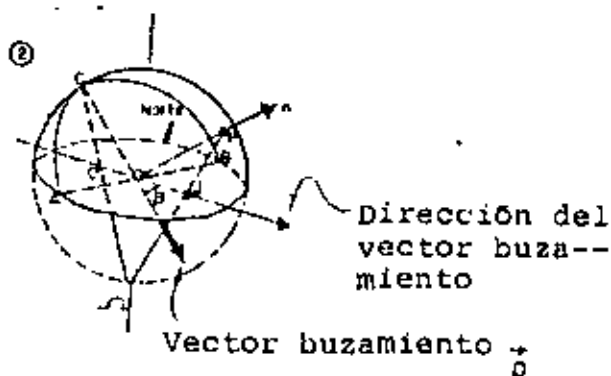
(sentido de las manecillas del reloj).

Figura No. 4

Determinación de la orientación de un plano en el espacio por medio del vector buzamiento.



Intersección del plano y de la esfera de referencia:



(2) PROYECCION ESTEREOGRAFICA

- Del hemisferio superior a partir del polo inferior (Ω)
- P - Polo del plano (π); intersección de su normal (n) y de la esfera.
- J - Proyección estereográfica -- del polo P, sobre el plano ecuatorial.

(3) ESTEREOGRAMA:

(obtenido en el plano - ecuatorial).

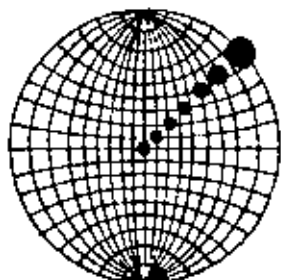
- J Representación polar del plano (π)
- AC'B Representación ciclográfica del plano (π)
- β Buzamiento (inclinación del vector buzamiento con relación a la horizontal).
- α_p Dirección del vector buzamiento con relación al norte.



Figura No. 5

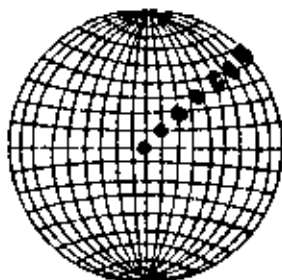
Representación gráfica de un plano (β° , $N.\alpha_p^\circ$) mediante la proyección estereográfica.

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



Planisferio de Wulff
(conservación de los
ángulos)

PROYECCION EQUIAREAL



Planisferio de SCHMIDT
(conservación de las -
áreas).

Figura No. 6

Superficies de las elipses de distorsión
en los diferentes tipos de proyecciones-
(según VISTELIUS, 1966).

CLASES.	INTERVALOS ENTRE LAS DISCONTINUIDADES.	DENSIDAD DE DISCONTINUIDAD EN EL MACIZO-ROCOSO.
ID 1	> 200 cm	Muy baja.
ID 2	de 60 a 200 cm	Baja
ID 3	de 20 a 60 cm	Media
ID 4	de 6 a 20 cm	Alta
ID 5	< 6 cm	Muy alta.

Figura No. 7

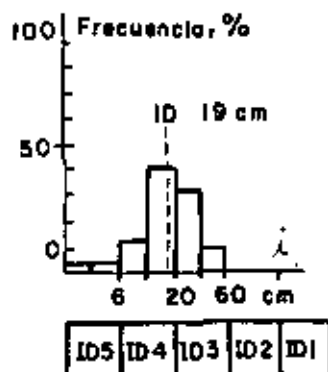
Importante:

Es preferible:

- Realizar estas mediciones en varias direcciones.
- Establecer el histograma de las distancias (i), para cada dirección de medición.
- Calcular la desviación estándar σ (i) correspondiente y el coeficiente de variación.

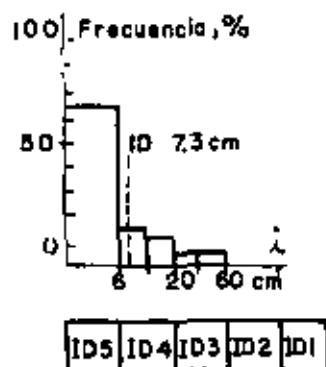
$$CV = \frac{\sigma (i)}{(ID)}$$

- Claro está que el índice ID varía - con la dirección de la línea de medición; en cada caso se precisará la orientación de cada línea de medición.



ZONA I, S1 de 0 a 4 m

PROMEDIO ID = 19 cm
 DESVIACION-ESTANDAR. = 9 cm
 COEFICIENTE DE VARIACION. = 47 %
 CLASE ID (3)
 DENSIDAD DE FRACTURACION = De alta a media



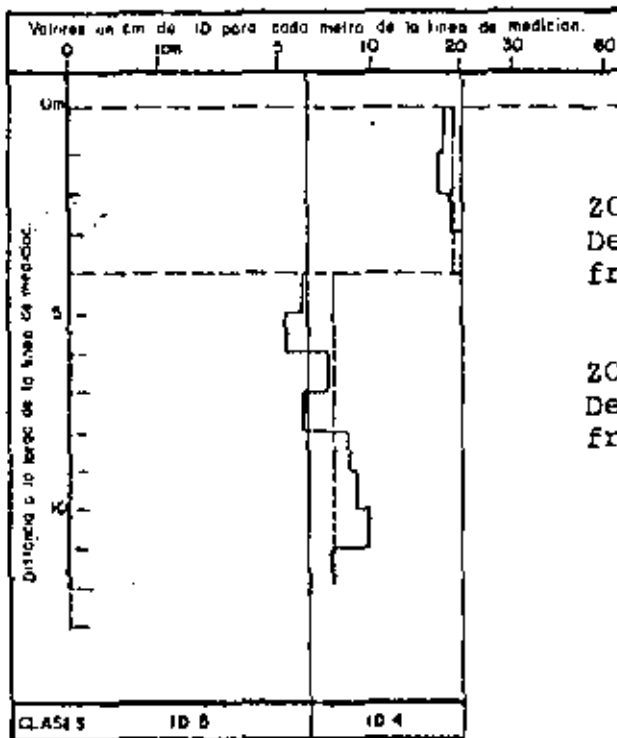
ZONA II, S1 de 4 a 12 m

PROMEDIO ID = 7.3 cm
 DESVIACION-ESTANDAR. = 8.5 cm
 COEFICIENTE DE VARIACION. = 116 %
 CLASE ID 4 (5)
 DENSIDAD DE FRACTURACION = De alta a muy alta.

Figura No. 8

Descripción global de la fracturación de las distintas zonas de un macizo -Histograma de distribución del intervalo entre las discontinuidades.

Las clases son las de la tabla No. 4



ZONA I = ID 4
 Densidad de -
 fracturación = De alta a mediana
 ($\bar{ID} = 19$ cm)

ZONA II = ID 4
 Densidad de --
 fracturación = De alta a muy alta
 ($\bar{ID} = 7.3$ cm)

Figura No. 8 Bis.

Ejemplo de representación gráfica de la fracturación del macizo. Mismos datos de la figura 8; se han reportado a lo largo de la línea de medición que aparece en ordenadas, los valores promedio \bar{ID} del intervalo ID entre las discontinuidades, determinadas para cada metro lineal sucesivo de la línea de medición. La distinción en zonas es acentuada.

CLASES	ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES		CONDICIONES DE LA CONSTRUCCION SUBTERRANEA.	
	Angulo entre buzamiento y eje de avance de la construcción subterránea. δ°	Buzamiento β°		
OR 1	Cualquiera	de 0 a 20°	en capas sub-horizontales.	
OR 2	a. de 0 a 30 °	de 20 a 90°	Transversalmente al banco.	a) con el buzamiento
	b.			b) contra el buzamiento.
OR 3	De 30 a 65°	de 20 a 90°	Condiciones intermedias.	
OR 4	a. de 65 a 90°	de 20 a 60°	En dirección.	a) buzamiento mediano
	b.	de 60 a 90°		b) buzamiento fuerte.

Figura No. 9

N. B.

Puede existir una jerarquización de las familias y es a la familia dominante (por ejemplo la estratificación, la esquistosidad) a la que habrá que aplicar en primer lugar las denominaciones de la tabla No. 9; cuando éstas se aplican a otras familias menos representativas, habrá que precisar dicha jerarquización.

DIRECCION DEL AVANCE
DE LA EXCAVACION

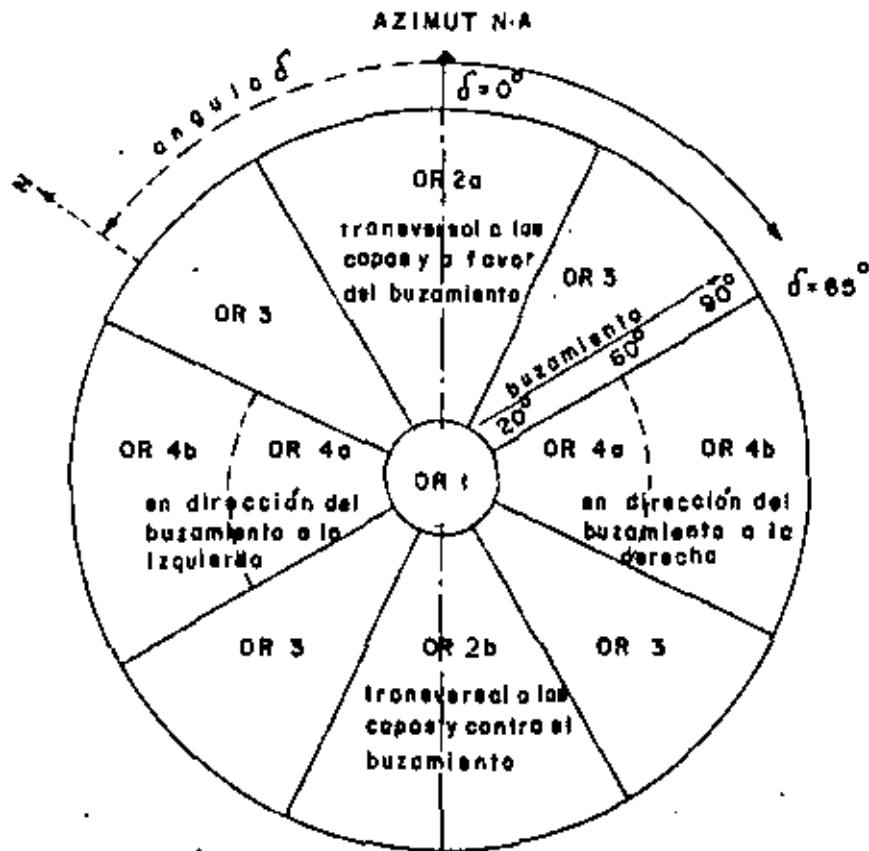


Figura No. 10

Orientación de las discontinuidades (OR).

Los diferentes sectores del estereograma corresponden al sitio geométrico de los polos de los planos de discontinuidades orientadas según los datos de las clases (OR) de la tabla No. 9, véanse también los esquemas de la figura No. 12 (proyección estereográfica del hemisferio superior a partir del polo inferior).

DESCRIPCION		
N 1		Ninguna discontinuidad o algunas discontinuidades dispersas.
N 2	a	Una familia principal.
	b	Una familia principal y discontinuidades difundidas.
N 3	a	Dos familias principales.
	b	Dos familias principales y discontinuidades difundidas.
N 4	a	Tres (y más) familias principales.
	b	Tres (y más) Familias principales y discontinuidades difundidas.
N 5		Varias discontinuidades sin jerarquización ni constancia en la repartición.

Figura No. 11

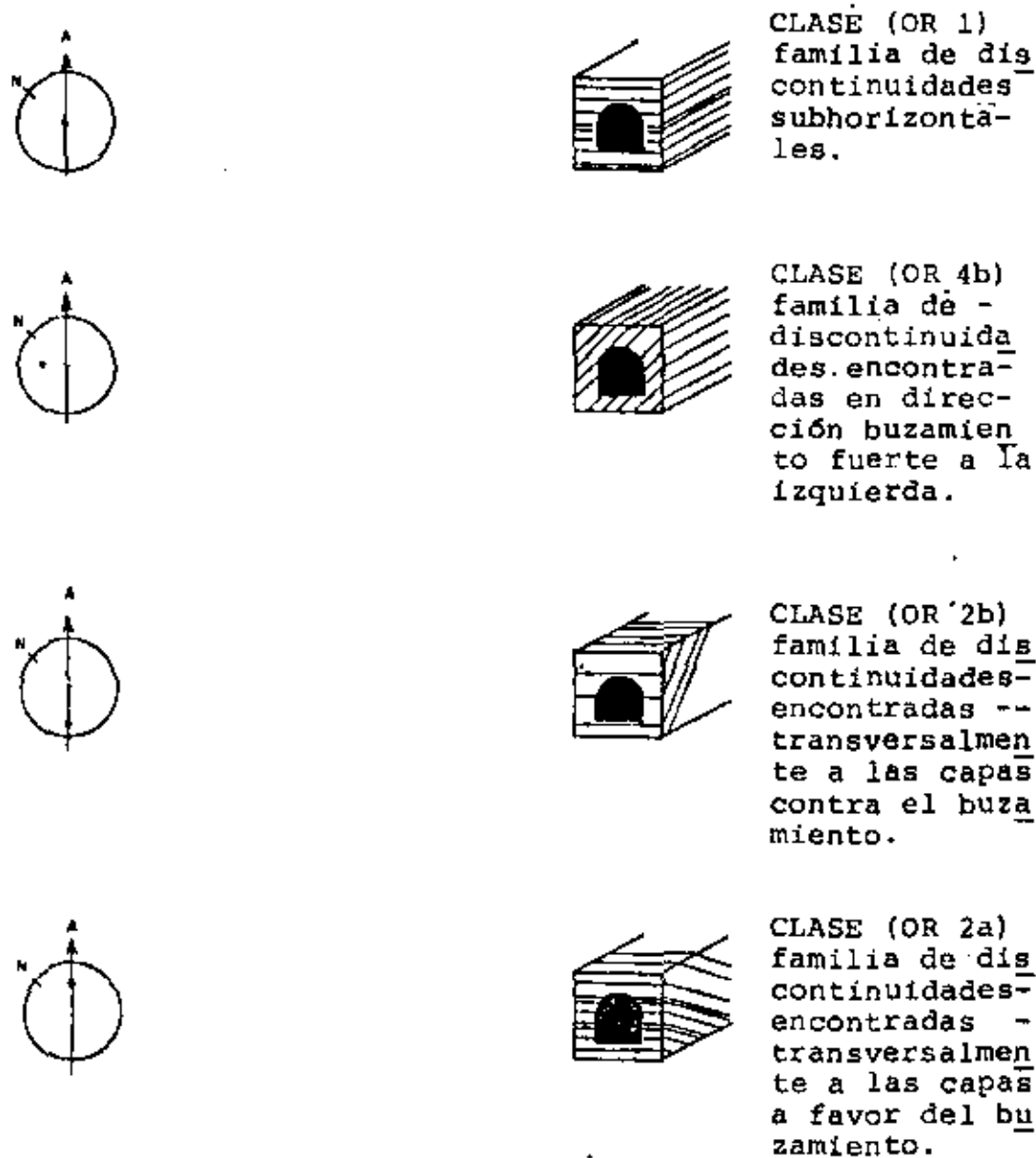


Figura No. 12

Ilustración esquemática de algunas clases de orientación (OR) de la tabla 9 y del estereograma de la figura No.10.

A la izquierda: Estereograma y representación polar del plano de la familia de discontinuidades considerada.

A la derecha : Bloque-diagrama explicativo

C L A S E S			D E S C R I P C I O N	
Espacia miento.	Espesor	(S) o (E) en cm.	Espaciamiento de las discontinuidades de- una familia.	Espesor de las capas.
S 1	E 1	200 cm	Discontinuidades muy espaciadas.	Capas muy gruesas.
S 2	E 2	de 60 a- 200 cm.	Discontinuidades es- peciales.	Capas grue- sas.
S 3	E 3	de 20 a- 60 cm.	Discontinuidades me- dianamente especia- les.	Capas media- namente --- gruesas.
S 4	E 4	de 6 a - 20 cm.	Discontinuidades re- ducidas.	Capas del- gadas.
S 5	E 5	6 cm	Discontinuidades muy reducidas.	Capas muy- delgadas.

Figura No. 13

NOTA:

En todos los casos en que muchos valores modales parecen claramente en los histogramas, dichos valores serán precisados (figura No. 15).

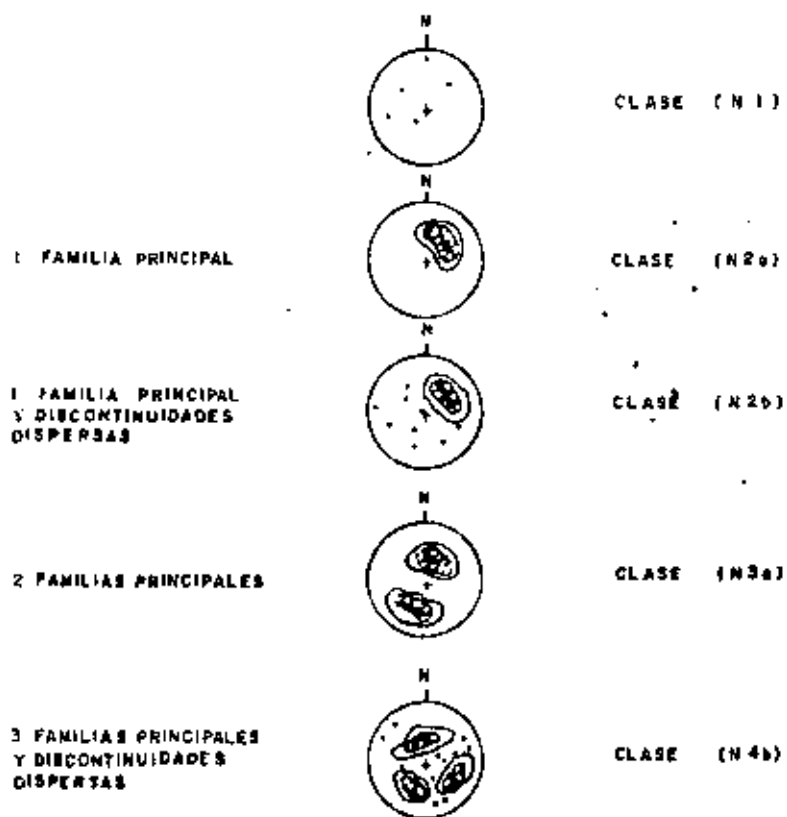


Figura No. 14

Representación gráfica de algunas clases (N), número de familias de discontinuidades de la tabla figura No. 11. Diagramas polares establecidos -- con base en representaciones geométricas SCHMIDT y analizados estadísticamente en curvas de iso-- densidad de polos de las discontinuidades: se pone en evidencia la existencia de familias principales, (proyección equiareal del hemisferio superior a partir del polo inferior).

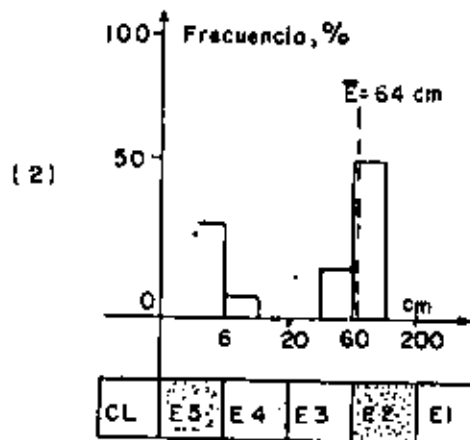
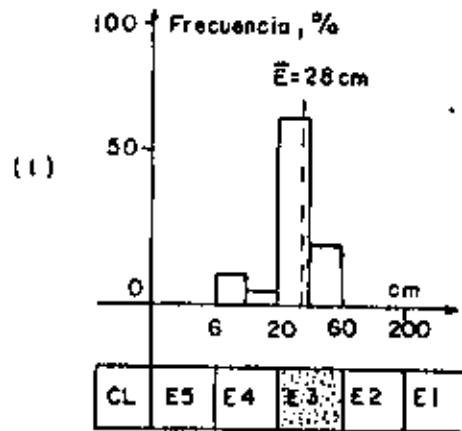


Figura No. 15

Histogramas del espesor de las capas (E).

- (1) Distribución unimodal $E = 28 \text{ cm}$, clase E 3
- (2) Distribución bimodal: 2 modos en E 5 y E 2
 Valor promedio $E = 64 \text{ cm}$, clase E 2

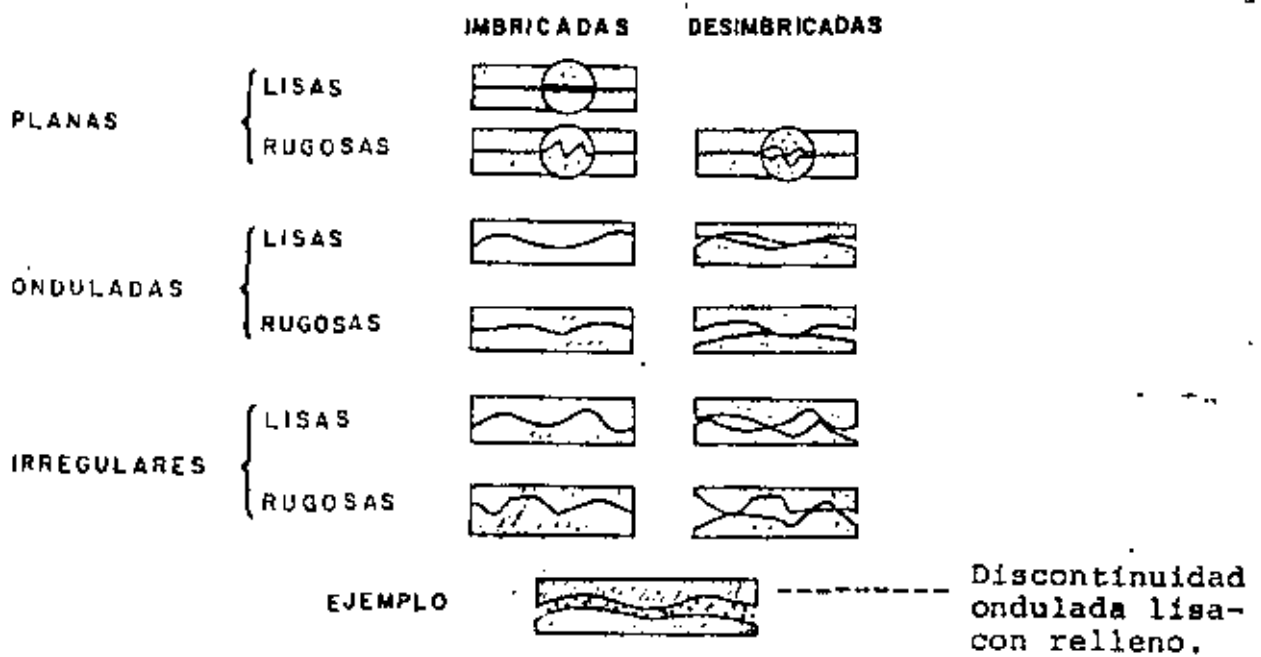


Figura No. 16

Morfología de las caras de las discontinuidades.

CLASES	INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA IQ %	DENSIDAD DE FISURAS, POROS Y MINERALES - ALTERADOS.	C A L I D A D
IQ 1	De 100 a 90	Nula	Muy Alta.
IQ 2	De 90 a 75	Baja	Alta
IQ 3	De 75 a 50	Mediana	Mediana
IQ 4	De 50 a 25	Alta	Baja
IQ 5	De 25 a 0	Muy Alta	Muy Baja

Figura No. 17

CLASES	RESISTENCIA σ_c en MPa	DESCRIPCION
R 1	> 200	Resistencia muy alta.
R 2	de 200 a 60	Resistencia alta.
R 3	de 60 a 20	Resistencia mediana.
R 4	de 20 a 6	Resistencia baja.
R 5	< 6	Resistencia muy baja.

Figura No. 18

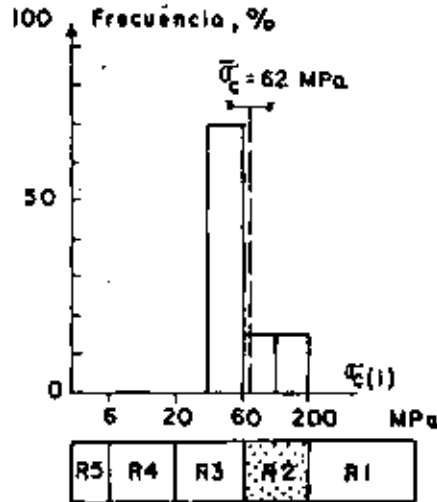
N. B.

Puede aparecer en forma marcada en la roca una anisotropía de resistencia. Se utilizará para la clasificación el valor más bajo precisando la relación de anisotropía:

$$\frac{\sigma_c \text{ (Máx.)}}{\sigma_c \text{ (Mín.)}}$$

RESISTENCIA DE LA ROCA.

Resistencia en compresión uniaxial σ_c



ZONA I: Sondeo SI, de 0 a 4 m
ROCA : Micaesquisto calidad mediana.

ANISOTROPIA:

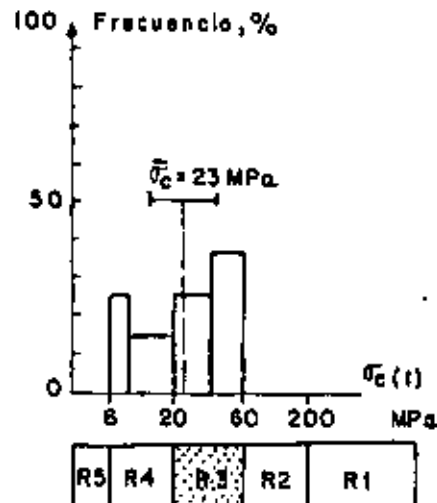
σ_c máxima \perp a la esquistosidad.
 σ_c mínima \parallel a la esquistosidad.

RELACION: $\frac{\sigma_c \text{ máxima}}{\sigma_c \text{ mínima}} = 2$

10 pruebas \perp a la esquistosidad.
media $\bar{\sigma}_c = 62$ MPa

desviación estd. = 14 MPa
coeficiente de variación = 25%
valor a considerar $\sigma_c = 62 \times \frac{1}{2} = 31$ MPa

CLASE R3 RESISTENCIA MEDIANA:



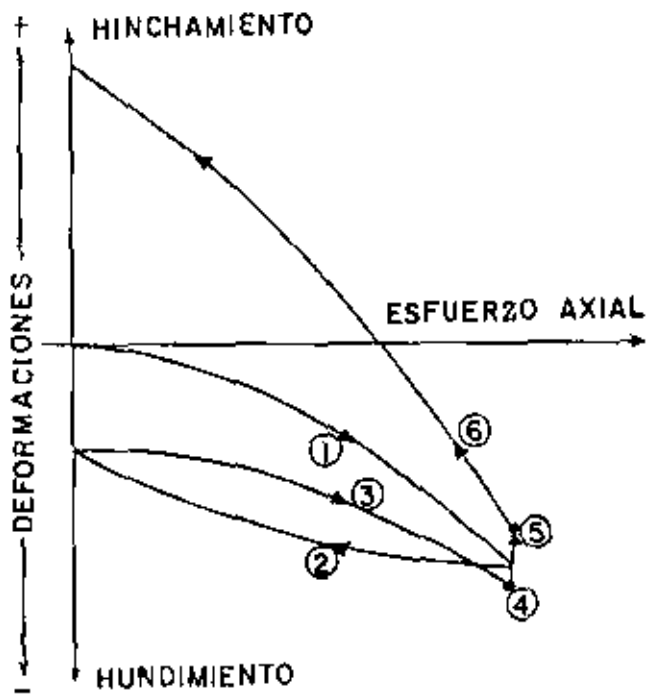
ZONA II: Sondeo SI, 4 a 12 m
ROCA : Micaesquisto calidad baja.

ANISOTROPIA:

σ_c máxima \perp a la esquistosidad.
 σ_c mínima \parallel a la esquistosidad.

Relación de anisotropía: 1.5
20 pruebas \perp a la esquistosidad.
Media $\bar{\sigma}_c = 23$ MPa/desv. estd.: 14 MPa
Coeficiente de variación: 56%
Valor a considerar $\sigma_c = 23 \times \frac{1}{1.5} = 15$ MPa.

Figura No. 19.- Descripción de la resistencia de la roca en las diferentes zonas de un macizo -Histogramas de repartición, parámetros de dispersión y de anisotropía que permiten llegar al valor que deberá tomarse en cuenta para las clases de la tabla 18.



- | | |
|----------------------|--|
| 1) Carga en seco | 4) Introducción de agua |
| 2) descarga en seco | 5) Hinchamiento bajo carga constante. |
| 3) 2a. carga en seco | 6) Curva de hinchamiento (carga decreciente) |

Figura No. 20

Prueba de Hinchamiento con el Odometro

CLASES	RELACION σ_c/σ_o	DESCRIPCION DEL ESTADO DE LOS ESFUERZOS NATURALES.
CN 1	> 4	Débil (a)
CN 2	de 4 a 2	Mediano (b)
CN 3	< 2	Fuerte (c)

Figura No. 21

COMENTARIOS:

- a) CLASE CN 1: La resistencia de la roca es suficiente para asegurar la estabilidad; sin embargo, puede ser necesario un sostén debido a las discontinuidades.
- b) CLASE CN 2: Pueden producirse rupturas en las paredes.
- c) CLASE CN 3: La resistencia de la roca es claramente insuficiente.

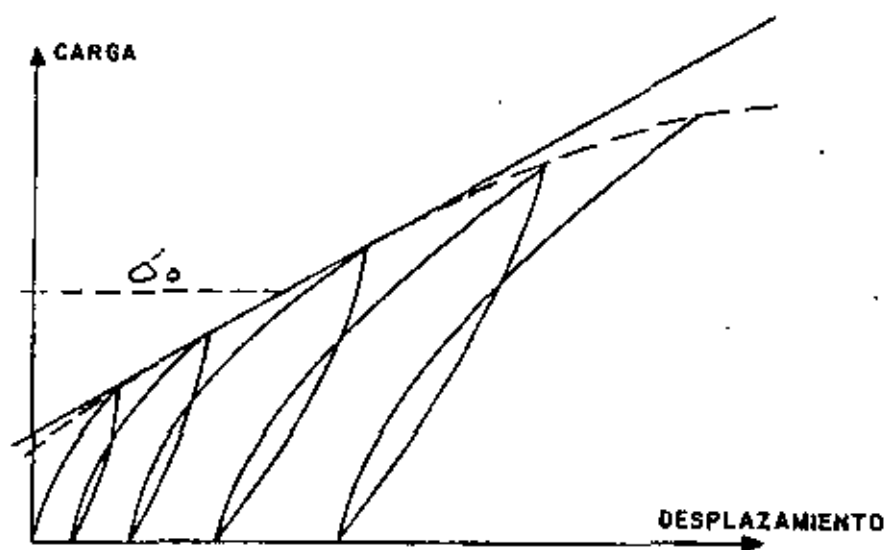


Figura No. 22

Prueba con gato plano de placa rígida.

CLASES	MODULO E (t) MPa	DESCRIPCION
DM 1	$>$ 30 000	Deformabilidad muy baja
DM 2	De 30000 a 10 000	Deformabilidad baja.
DM 3	De 10000 a 3000	Deformabilidad mediana
DM 4	De 3000 a 1000	Deformabilidad alta.
DM 5	$<$ 1000	Deformabilidad muy -- alta.

Figura No. 23

Denominaciones recomendadas de las rocas y de las principales familias petrográficas (conforme ref. 8 y 9).

R O C A S E R U P T I V A S.	Familia de los Granitos.	<u>Granito</u> , granulita, granodiorita, sienita, microgranito, riolita, riodacita, traquita, toba.
	Familia de --- las Dioritas.	<u>Diorita</u> , diorita cuárcica, - microdiorita, andesita, dacita, traqui-andesita, lamprófiro.
	Familia de los Basaltos y de los Gabros.	<u>Gabro</u> , dolerita, diabasa, - ofita, basalto, serpentinita peridotita.
R O C A S M E T A M O R F I C A S.	Rocas metamórficas masivas.	<u>Gneis</u> , <u>anfibolitas</u> , <u>cuarcitas</u> , <u>mármoles</u> , calizas cristalinas, leptinita.
	Rocas metamórficas esquistosas.	<u>Esquistos</u> , micaesquisto, <u>filitas</u> , <u>pizarras</u> , calcesquistos, esquistos cristalinos.
R O C A S S E D I M E N T A R I A S.	Rocas sedimentarias carbonatadas.	<u>Calizas</u> , <u>cretas</u> , <u>dolomías</u> , - <u>gredas</u> , <u>travertinos</u> .
	Rocas sedimentarias silíceas	<u>Areniscas</u> , <u>cuárcicas</u> , <u>peder--nal</u> , <u>silex</u> , <u>arkosas</u> .
	Rocas sedimentarias carbonato-silíceas.	<u>Lodolitas</u> , <u>arcillolitas</u> , <u>grauwackas</u> .
	Rocas sedimentarias salinas.	<u>Sal gema</u> , rocas sulfatadas, - (<u>yeso</u> , <u>anhidrita</u>), <u>potasa</u> .

ANEXO 2

El "Rock Quality Designation" (R. Q. D.)
Propuesto por D. Deere en 1963, sólo toma en cuenta -
las longitudes (l i), cortadas por las discontinuidades
sucesivas, superiores a 10 cm. Su suma acumulada,
expresada en porcentaje de la longitud total del barre-
no, proporciona un índice variable de 0 a 100.

Es importante recordar las condiciones en las que debe
rá determinarse este índice: a partir de un sondeo para
extraer un testigo de perforación, debidamente ejecuta-
do, o sea que presente un porcentaje de recuperación =
= 100 %, con un diámetro del orden de 50 mm, el R Q D
se calcula sobre la longitud de avance del sondeo que
puede variar de 1 a 3 m, y hasta 5 m.

R. Q. D. = $100 \times \frac{\Sigma \text{ de las longitudes de testigos de perforación } > 10 \text{ cm de largo.}}{\text{longitud de avance del sondeo}}$

longitud de avance del
sondeo

La clasificación propuesta por el autor emite un juicio
de valor discutible; es preferible adoptar los términos
descriptivos de la tabla siguiente:

CLASES	R.	Q.	D.	%	DESCRIPCION DE LA FRACTURACION.
RQD 1				> 90	Densidad de fracturación muy baja.
RQD 2	de	90	a	75	Densidad de fracturación baja.
RQD 3	de	75	a	50	Densidad de fracturación mediana.
RQD 4	de	50	a	25	Densidad de fracturación alta.
RQD 5				< 25	Densidad de fracturación muy alta.

N.B.

- a) La dirección del sondeo debe indicarse con precisión -
- b) Como todas las mediciones que son realizadas según una dirección del macizo, el R.Q. D. puede presentar una - anisotropía más o menos acentuada.
En este caso se determinarán las direcciones principales de dicha anisotropía y se proporcionarán los valores correspondientes.

ANEXO 3

CALCULO DE LA CELERIDAD TEORICA: V_L^*

Expresión del índice de calidad:

La composición mineralógica de una roca determinada -- en placa delgada permite calcular el valor teórico V_L^* de la celeridad de las ondas longitudinales del material mediante un simple cálculo de ponderación partiendo de los valores de la celeridad en cada mineral presente.

$$\frac{1}{V_L^*} = \sum_i \frac{C_i}{V_{L_i}} \quad \text{con } (V_{L_i} \text{ celeridad en el } i\text{ésimo mineral).}$$

(C_i proporción del iésimo mineral)

M I N E R A L E S	V _L	M/S
Cuarzo	6 030	
Olivino	8 400	
Augita	7 200	
Anfíbola	7 210	
Muscovita	5 810	
Biotita	5 130	
Ortosa	5 690	
Oligoclasa	6 260	
Magnetita	7 410	
Calcita	6 660	
Dolomita	7 900	
Vidrio básico	6 500	

TABLA 1

R O C A S	Vl* m/s
Granitos	6 000
Dioritas	6 500
Gabros	7 000
Rocas Metamó <u>f</u> ficas.	6 000
Anfibolitas	6 500
Rocas carbonta <u>d</u> adas.	6 500
Rocas Silíceas	6 000

TABLA 2

La celeridad en la roca es igual al promedio armónico de las celeridades en cada mineral ponderado por el contenido de cada uno de los minerales presente:

(V_{li} celeridad en iésimo mineral)

(C_i proporción del iésimo mineral)

Una simplificación, muchas veces posible, consiste en identificar el tipo petrográfico al que pertenece la roca y calcular la celeridad teorica V^* basándose en la tabla 2 que da las celeridades máximas observables en las rocas según su tipo petrográfico.

La diferencia entre el valor medido experimentalmente y el valor teórico calculado o estimado se debe esencialmente a las discontinuidades y a la alteración de la roca, lo que expresa IQ % :

$$IQ \% = \frac{V_l}{V_l^*} \times 100$$

V representa un valor máximo; entonces tendremos $IQ \leq 100\%$: Cuanto más débil es IQ, más está la roca-

REFERENCES:

SOCIETE INTERNATIONALE DE MECANIQUE DES ROCHES

(S.I.M.R. - I.S.R.M.)

- Commission on classification of rock masses:

(1) Basic Geotechnical - Description of rock masses (BGD), revised: September 1977 (document - provisoire).

- Commission on terminology, symbols and graphic representation:

(2) Terminology (English-French-German), final -- draft: July 1975.

- Commission on standardization of laboratory and -- field test:

- Committee on laboratory - tests.

(3) Document n°1, "Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength of rock materials and the point -- load strength index", --- final draft October 1972.

(4) Document No. 2, "Suggested methods for determining water content, density, porosity, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties", final draft November 1972.

(13) Document No. 4, "Suggested methods for determining sound velocity", - proposed March 1977.

- . Committee on field tests

(5) Document No. 1, "Suggested methods for determining shear strength", final draft: February 1974.

(6) Document No. 2, "Suggested methods for the -- quantitative description - of rocks masses and discontinuities", March 1977, revised September 1977 (document provisoire).

GEOLOGICAL SOCIETY (LONDON)

Engineering Working Group:
Working party first and second reports on:

(7) "The logging of rock cores for engineering purposes". Quat, Journal of Engng. Geol., 3, 1970 and 1977.

BRITISH STANDARD INSTITUTION.

(8) B.S. 812 (1967), "Specifications for methods for sampling and testing of minerals aggregates, sands - and fillers. Part 1, section 2, Petrographical description and classification

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT.

(9) Elements pour l'identification des granulats; Avant Projet de Mode Opératoire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, novembre 1976.

"References"

(10) Essais sur les granulats;
Avant Projet de Mode Opératoire
du L.C.P.C. novembre 1976

(12) Essai de gel des granulats;
Mode Opératoire G.22 du -----
L.C.P.C. Dunod Ed. (1973)

ASSOCIATION FRANCAISE DES TRAVAUX EN SOUTERRAIN (A.F.T.E.S.)

Groupe de Travail Mécanisation de l'excavation:

(11) Propositions relatives aux mesures et essais à effectuer dans le cadre d'un chantier de creusement mécanique.
1ère partie: Caractérisation des roches sur échantillons.
Tunnels et Ouvrages Souterrains, 5. 1974.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

S E G U R I D A D

PROF. ING. RAUL LOPEZ CALVILLO.

JUNIO DE 1979.

I.- DESARROLLO HISTORICO DE LA SEGURIDAD INDUSTRIAL.....

La historia del hombre primitivo en el mundo, la conocemos en gran parte por los vestigio que los siglos han dejado de su trabajo. Es así por lo que se supone que su primer trabajo organizado, fue la fabricación de puntas de flechas de pedernal, que requerían para suministrarse el alimento y vestido a través de la caza.

Con ésta primitiva actividad, aparecen los primeros accidentes de trabajo, que por el sentido natural del género humano a la conservación física y temor al dolor, debieron necesariamente hacerlo practicar en cierto grado la prevención de accidentes.

Esta práctica preventiva, manifestó características individualistas y defensivas, con pocos cambios a través de los siglos, hasta el triunfo de la mecanización de la industria a principios del Siglo XIX, en que las pérdidas de vidas humanas y mutilaciones derivadas del trabajo, llamaron la atención de gentes que por sentido humanitario, levantaron el clamor popular contra las detestables condiciones sociales de los obreros y la explotación de que eran objeto, dando origen al establecimiento de las primeras leyes que regulaban el trabajo.

Es así por lo que la Seguridad Industrial pasó por tres importantes etapas de desarrollo:

La primera ya mencionada, con características individualistas y defensivas nacida de las experiencias elementales que adquirió el hombre primitivo al desempeñar su trabajo y que continuó hasta antes del advenimiento de la explotación industrial mecanizada.

La segunda etapa, se inicia como procedimiento organizado de prevención de accidentes, hasta que la administración industrial es presionada por la legislación del trabajo.

Esta etapa se originó en Inglaterra, cuna de la industrialización, a partir de 1833, en que el gobierno realizó algunas inspecciones y en 1850 comenzaron a llevarse a cabo mejoras nacidas de las recomendaciones hechas por la indignación del pueblo que sufrió las consecuencias de los accidentes de trabajo. A partir de entonces siguieron sus pasos otros países industrializados como Estados Unidos, Alemania y Francia, estableciendo

una legislación de trabajo que en materia de seguridad consistía en atacar las causas definidas, físicas y mecánicas de los accidentes, tales como los peligros que constituyen partes específicas de maquinaria y condiciones inseguras de construcción o funcionamiento.

Desde este punto de vista se logró muy poco beneficio por la dificultad de hacer cumplir las leyes. Con esa experiencia se establecieron leyes que gravan a los patrones aumentando los costos de los accidentes, obligándolos a corregir las condiciones que los originan. En 1880 en Inglaterra se promulgó el Acta de Responsabilidad de los Patrones, que permitía a los representantes del trabajador fallecido cobrar los daños por muerte causada por negligencia.

Se estableció con lo anterior, que el patrón era legalmente responsable de la protección de sus trabajadores contra los accidentes.

Dentro del campo del derecho civil, los tribunales y la doctrina de Bélgica y de Francia, abrieron las puertas a la teoría del riesgo profesional, base de la ley francesa de 1898, que impuso a las empresas la obligación de indemnizar a los trabajadores por los accidentes ocurridos por el hecho, ó en ocasión del trabajo, y en 1919 otra ley francesa extendió la responsabilidad empresarial a las enfermedades profesionales.

Este criterio constituye un factor importante que encausó al patrón hacia la localización de las causas de accidentes para lograr su prevención.

Es conveniente hacer resaltar que en esta segunda etapa histórica de la prevención de accidentes, todavía NO se consideraba a la Seguridad como parte inherente a la rutina de la industria, se consideraba como humanitarismo con algo de significación comercial en particular, por lo que al pago de indemnización por accidente de trabajo se refiere.

La tercera etapa y más importante por la que atraviesa la Seguridad, se inició gracias a una investigación realizada en 1926 por la Travelers Insurance Company, en que se determinó que la cantidad real de dinero pagado por el patrón, ya sea directamente ó a través de su aseguradora por concepto de demandas y gastos médicos resultantes de los accidentes, representaba para el patrón una quinta parte tan sólo del costo total de los accidentes.

Se encontró que las cuatro quintas partes restantes del costo de los accidentes, resultan del efecto sobre la organización: en moral, calidad, cantidad de producción, etc.

3

La importancia de este estudio fue confirmada en 1927 en un informe del Consejo Americano de Ingeniería (Estados Unidos), acerca de la relación de los accidentes con la producción.

En 1929 la Travelers Insurance Company (Estados Unidos), demostró que en un grupo unitario de 330 accidentes similares, solamente uno de ellos causó una lesión grave, mientras que 29 originaron lesiones leves y 300 no causaron lesión. Teniendo en consideración que del grupo de 330 accidentes, las causas que los provocaron fueron las mismas o similares, localizándolas en uno de esos accidentes, corrigiéndolas evitaríamos la posibilidad de la ocurrencia de los restantes del grupo.

Este progreso logrado por la Seguridad Industrial, ha hecho posible que sea una actividad inherente a la administración de negocios, no sólo porque es una tarea humanitaria que bien vale la pena por sí misma, sino también porque brinda beneficios económicos de considerable importancia. En toda empresa bien administrada, existe la aplicación de las técnicas de la Seguridad para controlar el problema de los accidentes.

Se ha demostrado que las causas que provocan accidentes, motivan una producción defectuosa, decrecimiento de la producción, ineficiencia y falta de economía general.

Mientras los patrones estén en posibilidad de controlar la cantidad y calidad de la producción, también lo estarán para restringir los accidentes.

Los trabajos de ingeniería requieren en ocasiones correr riesgos, pero éstos deben estar medidos y con amplio margen de éxito cuando intervienen vidas humanas, porque en caso contrario sería irresponsable la actitud.

II.- LEYES LABORALES MEXICANAS.

NOTA: La finalidad de este capítulo, es hacer una breve síntesis únicamente de los aspectos legales que tienen relación con la prevención de accidentes o la seguridad industrial.

Las leyes Laborales Mexicanas emanan del Art. 123 de la Constitución de 1917, ~~que fue la primera en el mundo en consagrar derechos sociales o garantías sociales en favor de los trabajadores.~~

Artículo 123.

Fracción XIV: Indica la responsabilidad patronal en cuanto a accidentes de trabajo y enfermedades profesionales, así como el pago de las indemnizaciones correspondientes.

Fracción XV: Se consigna la responsabilidad patronal para la protección de sus trabajadores de los riesgos inherentes al trabajo.

Fracción XXIX: Considera de utilidad pública la expedición de la Ley del Seguro Social, la que comprenderá seguro de riesgos de trabajo.

(Art. 10. LFT)* La ley Federal del Trabajo, rige las relaciones de trabajo comprendidas en el Art. 123 de la Constitución.

Artículo 60, LSS *

El patrón que haya asegurado a los trabajadores a su servicio - contra riesgos de trabajo, quedará relevado en los términos que señala esta Ley, del cumplimiento de las obligaciones que sobre responsabilidad por esta clase de riesgos establece la Ley Federal del Trabajo.

El Art. 473 LFT* y Art. 48 LSS*, considera como riesgos de trabajo a los accidentes y enfermedades a que están expuestos los trabajadores en ejercicio o con motivo del trabajo, entendiéndose se por accidente (Art. 474 LFT y Art. 49 LSS), toda lesión orgánica o perturbación funcional, inmediata o posterior, o por la muerte producida repentinamente en ejercicio, o con motivo del trabajo, cualesquiera que sean el lugar y el tiempo en que se preste; y por enfermedad de trabajo: todo estado patológico -- (Art. 475 LFT y Art. 50 LSS), derivado de la acción continuada de una causa que tenga su origen o motivo en el trabajo ó en el medio en que el trabajador se vea obligado a prestar sus servicios.

Art. 62, LSS, los riesgos del trabajo pueden producir:

1.- Incapacidad temporal;

* LFT: Ley Federal del Trabajo

* LSS: Ley del Seguro Social.

El Art. 490 LFT y Art. 56 LSS, señala que en los casos de falta inexcusable del patrón, la indemnización podrá aumentarse hasta en un 25%, a juicio de la Junta de Conciliación y Arbitraje. El patrón tendrá la obligación de pagar al Instituto el capital constitutivo, sobre el incremento correspondiente.

Hay falta inexcusable de los patronos:

- I.- Si no cumple las disposiciones legales y reglamentarias para la prevención de los riesgos de trabajo.
- II.- Si habiéndose realizado accidentes anteriores, no adopta las medidas adecuadas para evitar su repetición.
- III.- Si no adopta las medidas preventivas recomendadas por las comisiones creadas por los trabajadores y los patronos, o por las autoridades del trabajo.
- IV.- Si los trabajadores hacen notar al patrón el peligro que corren y éste no adopta las medidas adecuadas para evitarlo.
- V.- Si concurren circunstancias análogas, de la misma gravedad a las mencionadas en las fracciones anteriores.

COMENTARIO: Con el establecimiento del Instituto Mexicano del Seguro Social (Art. 123, Frac. XXIX), que cubre los riesgos del trabajo, el patrón queda relevado de la obligación que contrae en virtud de la Fracc. XIV del Art. 123, no así de su obligación en cuanto a lograr la protección de sus trabajadores de los riesgos inherentes del trabajo (Frac. XV, Art. 123).

En la Ley Federal del Trabajo, se establecen las responsabilidades y obligaciones de patronos y trabajadores, para que en esa forma quede más clara la participación patronal para la prevención de accidentes.

Artículo 47, LFT

XII: Establece que es causa de rescisión de la relación de trabajo sin responsabilidad para el patrón, el negarse el trabajador a adoptar las medidas preventivas ó a seguir los procedimientos indicados para evitar accidentes o enfermedades.

- 6
- 2.- Incapacidad permanente parcial;
 - 3.- Incapacidad permanente total; y
 - 4.- Muerte.

Art. 7 LSS, el Seguro Social cubre las contingencias y proporciona los servicios que se especifican, mediante prestaciones en especie y en dinero.

El Art. 487 LFT y Art. 63 LSS, señala que los trabajadores que sufran un riesgo de trabajo, tendrán derecho a:

- I.- Asistencia médica y quirúrgica;
- II.- Rehabilitación;
- III.- Hospitalización, cuando el caso lo requiera;
- IV.- Medicamentos y material de curación;
- V.- ~~Los aparatos de prótesis y ortopedia necesarios;~~
- VI.- La indemnización fijada en el presente título.

Art. 65 LSS, el asegurado que sufra un riesgo de trabajo tiene derecho a las siguientes prestaciones en dinero:

- 1.- Si lo incapacita para trabajar, recibirá mientras dure la inhabilitación, el 100% de su salario.
- 2.- Al ser declarada la incapacidad permanente total del asegurado, éste recibirá una pensión mensual.
- 3.- Si la incapacidad declarada es permanente parcial, el asegurado recibirá una pensión calculada conforme a la tabla de valuación de incapacidad contenida en la Ley Federal del Trabajo.

El Art. 489, no libera al patrón de responsabilidad cuando:

- I.- El trabajador explícita o implícitamente hubiese asumido los riesgos del trabajo.
- II.- El accidente ocurra por torpeza o negligencia del trabajador.
- III.- El accidente sea causado por negligencia o imprudencia de algún compañero de trabajo o de alguna tercera persona.

7

Artículo 51, LFT

Es causa de rescisión de la relación del trabajo sin responsabilidad para el trabajador.

VII: La existencia de un peligro grave para la seguridad o salud del trabajador o su familia, ya sea por carecer de situaciones higiénicas el establecimiento o porque no se cumplan las medidas preventivas o de seguridad que las leyes establecen; y

VIII: Comprometer el patrón, con su descuido o imprudencia - inexcusables, la seguridad del establecimiento o de las personas que se encuentren en él.

Artículo 132, LFT

Señala las obligaciones de los patrones, entre ellas son las siguientes:

XV: Organizar permanentemente o periódicamente cursos o enseñanzas de capacitación profesional o adiestramiento para sus trabajadores.

XVI: Instalar, de acuerdo con los principios de seguridad e higiene, las fábricas, talleres, oficinas y demás lugares en que deben ejecutarse los trabajos...., adoptarán los procedimientos adecuados para evitar perjuicios al trabajador, procurando que no se desarrollen enfermedades epidémicas o infecciosas y organizando el trabajo que resulte para la salud y vida del trabajador la mayor garantía compatible.

XVII: Observar las medidas adecuadas y las que fijen las leyes para prevenir accidentes en el uso de maquinaria, instrumentos o material de trabajo, y disponer en todo tiempo de los medicamentos y material de curación indispensables, a juicio de las autoridades que correspondan....

XVIII: Fijar y difundir las disposiciones conducentes de los reglamentos de higiene y seguridad en lugar visible de los establecimientos y lugares en donde se preste el trabajo.

XXIV: Permitir la inspección y vigilancia que las autoridades del trabajo practiquen en su establecimiento para cerciorarse del cumplimiento de las normas....

4

Artículo 134, LFT

Son obligaciones de los trabajadores:

- I.- Cumplir las disposiciones de las normas de trabajo que le sean aplicables.
- II.- Observar las medidas preventivas e higiénicas que acuerden las autoridades competentes y las que indiquen los patrones para la seguridad y protección de los trabajadores.
- XII.- Comunicar al patrón ó a su representante las deficiencias que adviertan, a fin de evitar daños o perjuicios a vidas de sus compañeros de trabajo ó de los patrones.

Artículo 135, LFT

Queda prohibido a los trabajadores ejecutar cualquier acto que pueda poner en peligro su propia seguridad, la de sus compañeros de trabajo o la de terceras personas, así como la de los establecimientos o lugares en que el trabajo se desempeñe.

Artículo 422, LFT

Se establece la elaboración del reglamento interior de trabajo -entendiéndose por el mismo, el conjunto de disposiciones obligatorias para trabajadores y patrones en el desarrollo de los trabajos de la empresa y contendrá entre otras disposiciones:

- VI: Normas para prevenir los riesgos de trabajo e instrucciones para prestar los primeros auxilios.
- XI: Las demás normas necesarias para conseguir la mayor seguridad y regularidad en el desarrollo del trabajo.

Artículo 509, LFT

En cada empresa ó establecimiento se organizarán las Comisiones de Seguridad e Higiene que se juzguen necesarias, compuestas por igual número de representantes de los trabajadores y del patrón, para investigar las causas de los accidentes, proponer medidas para prevenirlos y vigilar que se cumplan.

III.- COSTO DE LOS RIESGOS PROFESIONALES

La industria de la construcción tiene la obligación de afiliarse al Instituto Mexicano del Seguro Social, y cubrir una prima de seguro por el concepto de riesgo profesional, la que de acuerdo al Reglamento de Clasificación de Empresas, le corresponde el grupo V, grado medio, que viene siendo el 125% del monto de la prima que por vejez, cesantía o muerte, cobra ese mismo instituto a sus afiliados.

La clasificación anterior ha considerado que los riesgos de trabajo en este tipo de industria, son los máximos.

El pago de la prima de riesgo profesional, es cubierto totalmente por el patrón.

Remitiéndonos a la información que nos proporciona el IMSS a través de su Departamento de Riesgos Profesionales, tenemos:

Costo de los riesgos profesionales ocurridos en 1972.

Conceptos:

- a) Prestaciones en especie
- b) Prestaciones en dinero
- c) Gastos de administración
- d) Incobrabilidades, depreciaciones e intereses actuariales.

TOTAL:	\$ 1,178,611,965.00
Total de casos:	319,058.00
Costo promedio por caso:	\$ 3,694.00

1972 - 46173

El costo así determinado lo llamamos directo y se considera como aquel que es necesario cubrir, para que el lesionado se encuentre en condiciones de labor completamente restablecido, o el pago del daño ocasionado por su incapacidad parcial permanente o su muerte, de acuerdo a lo ordenado en la Ley Federal del Trabajo en su Artículo 514.

Como ya lo hemos señalado en el inciso I de este trabajo*, existe un costo llamado indirecto para la empresa o patrón, que corresponde a cuatro veces el costo que tuvo que cubrir el Seguro Social por riesgo de trabajo.

Si consideramos la información proporcionada por el Seguro Social, específicamente la correspondiente a los trabajadores eventuales y temporales urbanos para la industria de la construcción para el año de 1968 tenemos:

Costo de los riesgos profesionales ocurridos en el año de 1968, en la industria de la construcción.

a)	(Costo Directo) Costo para el Seguro Social	\$ 61,386,133.28
b)	Costo para la industria de la construcción. Costo Indirecto (4 por Costo Directo).	<u>245,544,533.12</u>
	Costo total al país	\$306,930,666.40

El costo indirecto para la industria de la construcción debe analizarse ante un lapso prolongado o mediano y valuando los factores incidentales que intervienen en la ocurrencia de los accidentes, tales como:

- a) Tiempo perdido del trabajador lesionado.
- b) Tiempo perdido por los compañeros de trabajo, que -- por curiosidad o auxilio al lesionado, suspenden sus labores.
- c) Tiempos perdidos por jefes y superiores que ayudan al lesionado, investigan las causas del accidente, seleccionan nuevo personal, adiestran al sustituto, reportan el accidente, etc.
- d) Tiempo empleado del personal de primeros auxilios.
- e) Daños a la maquinaria, equipo, herramienta y materiales o bienes de la empresa.
- f) Tiempo improductivo del equipo mientras se repara.
- g) Interferencias en el proceso de la obra.
- h) Baja productividad del lesionado que vuelve al trabajo.

bajo.

- i) Trámites administrativos para aclaraciones de pago de salarios..

(Recordar el estudio estadístico, que demostró que en un grupo unitario de 330 accidentes similares, solamente uno de ellos causó una lesión grave; mientras que 29 originaron lesiones leves y 300 no causaron lesión, pero todos afectaron la economía de la empresa).

Lo anterior nos señala la importancia económica que tienen la prevención de accidentes en la industria de la construcción - la que se aúna al cuidado que se considera para la vida e integridad física del personal.

IV.- CONTROL DE LA IMPREVISION Y VALUACION.

La Seguridad Industrial es la actividad que tiene como objetivo la reducción de los accidentes, los que por medio del análisis se ha confirmado que ocurren por causas determinables, que pueden ser previstas. Por lo que accidente es:

~~"Todo hecho no deseado que ocurre por causas no previstas".~~

Desde este punto de vista los accidentes son también una medida con la que se puede cuantificar la imprevisión, y a través de ellos controlar que la misma se mantenga dentro de rangos humanamente razonables y de crecientes.

En esta forma estaremos en posibilidad de determinar por los accidentes que provocan lesión con incapacidad, si la planeación y el control del trabajo es correcta y si aprovechamos para beneficio de la producción, las experiencias que nos han proporcionado las imprevisiones que nos señalaron los accidentes ocurridos.

La seguridad se controla principalmente a través de los índices llamados de frecuencia y de gravedad, los que nos señalan respectivamente: el número de accidentes que provocan lesión con incapacidad al personal, por cada millón de horas laboradas, y los días perdidos por incapacidad de los accidentes que provocan lesión, por cada millar de horas laboradas.

$$I.F. = \frac{\text{Número de Accidentes}}{\text{horas-hombre laboradas}} \times 10^6$$

$$I.G. = \frac{\text{Días perdidos por incapacidad}}{\text{horas-hombre laboradas}} \times 10^3$$

Los índices anteriores nos permiten hacer una comparación entre los trabajos similares y determinar cual tiene un mayor control de la seguridad.

Para la industria de la construcción, el Instituto Mexicano del Seguro Social a través de la Comisión Técnica de Riesgos Profesionales señala, para la clase V, o sea la de los riesgos mayores:

CLASE V.

Grado del riesgo	I.F.	I.G.	Prima del Seguro
Grado mínimo : 50	69.48	1,024	83%
Grado medio: 75	97.00	1,397	125%
Grado máximo: 100	124.50	1,747	166%

Las primeras cantidades corresponden al grado de riesgo, dentro de una clasificación de cien unidades.

La segunda y tercera cantidades, nos indican los índices de frecuencia y gravedad que le corresponde respectivamente; la última columna, el monto de la prima de seguro que deberá cubrirse por concepto de riesgo profesional, expresada como un porcentaje de la prima de invalidez, vejez, cesantía y muerte (i.v.c.m.)

Con la clasificación anterior podemos normarnos un juicio previo a la realización de una obra de construcción, para conocer el monto aproximado de accidentes con lesión incapacitante que seguramente ocurrirán y emplear éstos como una medida que nos permita cuantificar nuestra imprevisión. Supongamos una obra de construcción que requerirá 60 millones de horas-hombre para su realización.

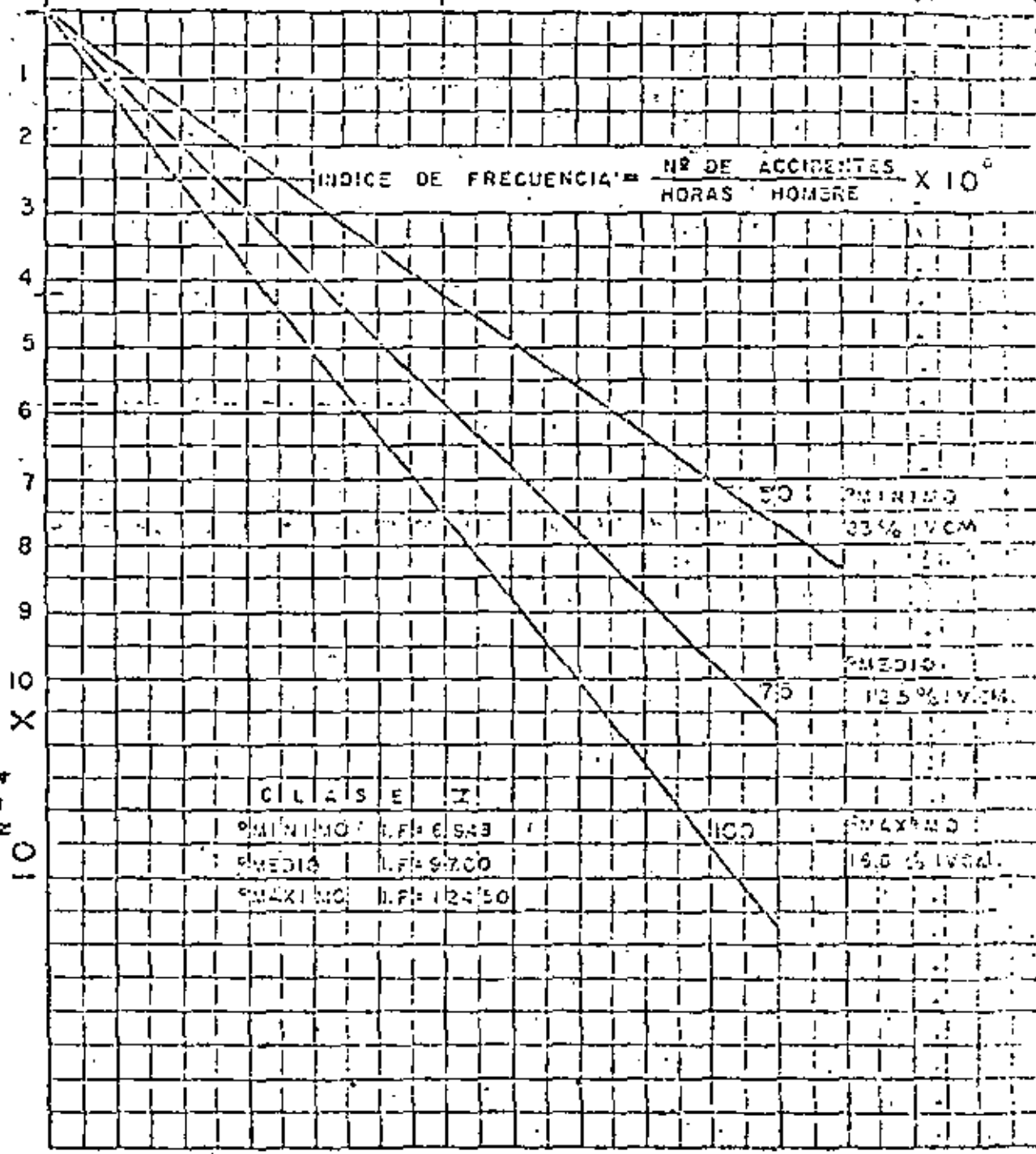
Tomando en consideración los índices para la industria de la cons

INDICE DE FRECUENCIA PARA LA CLASE V
(COMISION TECNICA DE RIESGOS PROFESIONALES IMSS)

HORAS HOMBRE

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 X 10⁴

NUMERO DE ACCIDENTES



10
N-4
X

14

trucción proporcionados por la Comisión Técnica de Riesgos Profesionales del IMSS (señalados anteriormente) y consultamos el nomograma #1, observamos que es posible que el número de accidentes con incapacidad sea entre 5,900 y 4,200 con lo que estaríamos dentro del grado medio de riesgo profesional de la CLASE V, por el que pagamos el 125% de la prima de invalidez, vejez, cesantía y muerte.

Si el número de accidentes que ocurrieran en la obra fuese menor de 4,200, indicaría un eficiente control de los elementos de la producción y sería posible de acuerdo a la ley del Seguro Social, que el importe de la prima por riesgo profesional en este caso se redujera hasta el 83% (Prima ivcm) lo que acarrearía un incentivo económico, aparte del que se obtuviera por el control demostrado en el lapso de realización de la obra al haber laborado con normas estrictas de seguridad.

~~En otras palabras significa, que si en una obra de construcción se proporciona la instrucción y adiestramiento requeridos para las actividades que desarrolla el personal y se cuida que la maquinaria, equipo, herramienta e instalaciones se encuentren y mantengan en condiciones aceptables de operación y funcionamiento, el resultado reflejará menor número de accidentes de trabajo, o sea menor número de interrupciones no deseadas, y por lo tanto el menor costo de producción.~~

A mayor control de los elementos de la producción, se obtendrán menores costos de fabricación.

Partiendo del axioma industrial anterior y conociendo que los accidentes son una medida de las deficiencias del control de la producción, vemos la relación directa que existe entre accidentes y costos de producción.

A menor número de accidentes, menor costo de producción.

Utilizando nuevamente los índices de frecuencia proporcionados por la Comisión Técnica de Riesgos Profesionales del IMSS para el grado de riesgo correspondiente a la clase V (nomograma # 1) podemos decir que nuestro costo medio de fabricación lo obtendremos cuando nuestro índice de frecuencia sea de 97.00 y que podríamos obtener un costo menor que sería proporcional a la reducción de nuestro índice de frecuencia y que puede expresarse:

Si I.F. = 97.00 obtenemos costo medio = c.med.

Si I.F. = 69.48 obtenemos costo mínimo = c.min.

c.min. = $\frac{69.48}{97.00}$ c.med. = 0.718 c. med.

lo que equivale a una reducción humanamente posible del 28% en nuestros costos de fabricación.

Cabe aquí aclarar que esa reducción se obtendría logrando establecer la productividad óptima, entendiéndose por la misma a la relación entre la producción máxima obtenida y los recursos utilizados para alcanzarla.

Considerando que el costo de la empresa o costo indirecto por accidente es de 4 veces el costo directo.

Costo Indirecto = 4 x 3694 = \$14766

y que en el caso de nuestro ejemplo, en que tendríamos

5900 accidentes si nuestro I.F. = 97.00 y
4200 accidentes si nuestro I.F. = 69.48

la diferencia de accidentes sería de 1700 que equivale a un costo indirecto por éste concepto de:

1700 x 14776 = \$ 25'000,000.00

valor que nos indica lo que costaría a la empresa el trabajar con una productividad media, y no la óptima alcanzada en México por empresas de la misma rama industrial.

Cada accidente que ocurra después de 4200 en las 60 millones de horas-hombre, costará a la empresa: \$14,776.00

Al programar una obra se consideran rendimientos de acuerdo a un análisis previo y a la experiencia en trabajos anteriores; éstos rendimientos difieren de los reales, de acuerdo a la previsión de la infinidad de factores que los afectan.

Enmarcándonos en la realidad de las limitaciones humanas, si consideramos como lo hemos estado haciendo, que los accidentes con lesión son una medida de la imprevisión de quienes realizan la obra y utilizamos a los accidentes para cuantificar los imprevistos, podemos valorar los rendimientos óptimos para los riesgos inherentes a la obra que se ejecuta.

Si en una construcción, se obtiene el índice de frecuencia correspondiente al grado de riesgo mínimo para la clase V en que están consideradas todas las empresas constructoras de acuerdo a los valores computados por el Seguro Social, se puede considerar que los rendimientos han sido los más altos, la productividad óptima y que se ha realizado bajo un estricto control de los elementos de la producción.

Es lógico suponer que dentro de la clasificación en la que el Instituto Mexicano del Seguro Social ha enmarcado a la industria de la construcción para efecto de los riesgos profesionales, existe una diversidad muy amplia entre los peligros que representa para el personal, por ejemplo realizar una obra de canalización para red de drenaje en una población y la construcción de un túnel.

Para hacer más real el criterio expuesto anteriormente, en que nos basamos en el Índice de Frecuencia para valorar la imprevisión, es necesario que situemos al tipo de construcción por realizarse, en el grado de riesgo que comparativamente le corresponda con las otras actividades clasificadas en la clase V.

Se propone que para éste objeto utilicemos el Índice de Gravedad, o sea que se investigue en que grado de riesgo (dentro de la clasificación de 100 grados, en que a la clase V le corresponde del 50 al 100) se ubica una construcción de una casa de un nivel de más niveles, un camino, una red de alcantarillado, un túnel, etc. y de acuerdo a los mismos realicemos el análisis de la valuación de los imprevistos.

Se anexa el nomograma # 2 en que se señalan los índices de gravedad que corresponden a la clase V, proporcionados por la Comisión Técnica de Riesgos Profesionales del IMSS.

El procedimiento señalado pretende que a través de experiencias que amplíen nuestro conocimiento en la materia, se afine de modo que pueda proporcionarnos una cuantificación real en nuestro medio, del monto de los imprevistos que se manifiestan por los accidentes.

Los valores humanos y de subsistencia de la empresa generadora de bienes o servicios son primordiales y la Seguridad Indus --

REPORTE DE ACCIDENTE

CON INCAPACITANTE
 LESION NO INCAPACITANTE

QUE OCASIONO LESIONES Y/O DAÑOS MATERIA-
 LES PARA SER LLENADO POR EL SUPERVISOR.
 (LLENAR UNO POR CADA ACCIDENTADO)

SIN LESION DAÑOS MATERIALES
 COSTO ESTIMADO \$ 00 00

DATOS DE LA EMPRESA

EMPRESA:		COORDINADOR:
REGISTRO PATRONAL (INSS):	SUBCONTRATISTA DE (EMPRESA):	AREA DE TRABAJO:
TRABAJO QUE ESTA DESARROLLANDO:		

DATOS DE LA PERSONA ACCIDENTADA

NOMBRE:	Nº DE REGISTRO INSS:	EDAD:
EMPLEO DEL ACCIDENTADO:	SALARIO/DIA:	ADMINISTRO PRIMERA ATENCION MEDICA:
EL ACCIDENTADO FUE TRASLADADO A:	AUTORIDAD QUE TOME CONOCIMIENTO DEL ACCIDENTO:	
LESION(ES) Y PARTE(S) DEL CUERPO AFECTADA(S):		

DATOS DEL ACCIDENTE

LUGAR EXACTO DONDE OCURRIÓ:	FECHA:	HORA:
-----------------------------	--------	-------

¿QUE OPERACION REALIZABA?:

¿CORRESPONDIA A SU TRABAJO NORMAL? SI NO

¿COMO OCURRIERON EL ACCIDENTE, LA LESION Y/O LOS DAÑOS MATERIALES Y CUANDO OCURRIERON DIRECTAMENTE?

CONDICIONES INSEGURAS QUE PROVOCARON EL ACCIDENTE:

¿USABA SU EQUIPO DE PROTECCION CORRESPONDIENTE?	¿SU EQUIPO DE PROTECCION ES ADECUADO Y SUFICIENTE?
SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>

ACTOS INSEGUROS DEL LESIONADO O OTRA(S) PERSONA(S) QUE PROVOCARON O PROPICIARON EL ACCIDENTE:

ACCIONES TOMADAS POR EL RESPONSABLE DE LA OTRA PARA EVITAR REPETICION DE ESTE TIPO DE ACCIDENTE:

TESTIGO:	NOMBRE DEL SUPERVISOR:	
ESTILO:	FIRMA DEL SUPERVISOR:	FECHA:

COMENTARIOS DEL INGENIERO ACCIDENTE Y DEL ENCARGADO DE SEGURIDAD:

trial proporciona los medios para satisfacerlos: al elemento humano cuidando de su salud e integridad física, y de la empresa cuidando su economía.

V.- PROGRAMA DE PREVENCION DE ACCIDENTES.

Teniendo el conocimiento de los antecedentes históricos de la prevención de accidentes, las leyes laborales que nos obligan, y el costo que significan los accidentes en una actividad productiva, no queda más que aceptar se lleve a cabo un programa de prevención de accidentes, cuyas características estarán regidas por el tipo de obra a realizarse.

Se requiere establecer un reglamento de medidas preventivas que nos señale las normas, los procedimientos y lineamientos generales del programa de seguridad.

Establecidas las normas de seguridad, deberán integrarse elementos auditores que verifiquen a través de inspecciones el cumplimiento de los mismos.

Como señalamos anteriormente que los accidentes obedecen a causas determinables, deberá realizarse la investigación y análisis de cada uno de ellos que haya ocasionado incapacidad en el trabajador y determinar las causas que lo originaron, para de inmediato aplicar la acción correctiva que nos pueda eliminar la posibilidad de ocurrencia de los ya mencionados 330 accidentes provocados por las mismas causas, de acuerdo a las estadísticas norteamericanas.

Debe también buscarse la reducción de los accidentes haciendo una revisión analítica y sistemática de las operaciones, localizando los riesgos y tomando las medidas de precaución necesarias; este procedimiento favorece el interés de la reducción de costos, para lo que se recomienda que se realice por cada unidad supervisora. La reducción se obtendrá por medio de una operación más cuidadosa o por mejores técnicas y a veces por las dos posibilidades conjuntas.

Los medios anteriores de prevención de accidentes, nos señalan con precisión el tipo de instrucción o adiestramiento que debe impartirse a los trabajadores, ya sea en operaciones específicas cuando por las condiciones de las mismas lo requieran o en aspectos generales, tal como el manejo de materiales.

Todo programa de seguridad debe llevarse a cabo bajo política

cas de comprensión y estímulo a todos los niveles, creando conciencia que la seguridad se logra con el decidido interés de cada uno de los que colaboran en la producción,...

Las características del programa de seguridad, se marcarán de acuerdo al monto del costo de la obra, su peligrosidad, su ubicación, el elemento humano disponible y la maquinaria y equipo que se va a usar.

REGLAMENTO DE SEGURIDAD

I N D I C E .

ORGANIZACION

- A. Disposiciones generales
- B. Comité Ejecutivo de Seguridad.
- C. Departamento de Seguridad
- D. Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad
- E. Supervisores de Seguridad
- F. Instrucción
- G. Inspecciones
- H. Investigación de Accidentes
- I. Boletines de Seguridad
- J. Carteles y señales

NORMAS DE SEGURIDAD

- A. Disposiciones generales
- B. Definiciones
- C. Equipo de Protección Personal
- D. Limpieza general
- E. Ademado
- F. Alcancías, cárcamos y tolvas
- G. Jumbos
- H. Vías, cambios de vía y desviadores para carros
- I. Instalaciones en general
- J. Instalaciones eléctricas
- K. Maquinaria en general
- L. Maquinaria diesel
- M. Compresores
- N. Equipos y trabajos de soldadura
- O. Materiales inflamables
- P. Gases peligrosos
- Q. Polvo
- R. Ventilación
- S. Iluminación
- T. Sistema telefónico
- U. Prevención de incendios

V. LUMBRERAS

- Puertas y barreras
- Escaleras
- Señales en las lumbreras
- Iluminación de lumbreras y tiros
- Protección cuando se profundicen lumbreras
- Inspección de lumbreras.

21

W. MALACATES

- Guías
- Controles del malacate
- Frenos del malacate
- Conexión entre el malacate y la alimentación de fuerza
- Elemento móvil para el ascenso ó el descenso de personal
- Jaulas
- Botas y jaulas sin guías
- Indicador de profundidad
- Cables
- Factor de seguridad
- Unión entre el cable y el bote, jaula o plataforma
- Sujeción del cable del acero
- Cable de acero que no llena las condiciones de seguridad
- Inspección de los cables de acero
- Diámetro de poleas y tambores
- Cajas del tambor
- Dispositivos de seguridad
- Inspección de malacates
- Operadores de malacate
- Operación de los malacates
- Precauciones adicionales en operación de malacates cuando se transporta personal.
- Pruebas a operadores de malacates, grúas, palas mecánicas, etc.

X. EXPLOSIVOS

- Almacenamiento de explosivos
- Polvorines de primera clase
- Polvorines de segunda clase
- Transporte de explosivos
- Transporte de explosivos en vehículos que no operen sobre vías.
- Transporte de explosivos bajo tierra
- Movimiento de explosivos
- Manejo de explosivos
- Perforación y carga de explosivos
- Atacado de explosivos
- Voladuras o tronadas
- Generalidades
- Localización de los cables para voladuras
- Mantenimiento del equipo
- Uso del explosor
- Voladuras con el circuito de alumbrado
- Alambrado para voladuras
- Cables de distribución
- Interruptores para la voladura
- Prueba del circuito para la voladura
- Conexión a corto circuito de los cables auxiliares de distribución y de los cables conductores.

- Conexión entre el interruptor y la línea para la voladura.
- Interruptor de seguridad
- Llaves para asegurar los interruptores
- Antes de la voladura
- Después de la voladura
- Barrenos cebados
- Desechos de explosivos

Y. TRANSPORTES

- Vehículos en la superficie
- Vehículos en el túnel

Z. PARARRAYOS

- Torres localizadas en las lumbreras
- Polvorines

NORMAS COMPLEMENTARIAS

- AA Excavación de túnel con escudo
- AB Revestimiento definitivo de concreto

I. ORGANIZACION

A. COMITE EJECUTIVO DE SEGURIDAD

1. El Comité Ejecutivo de Seguridad estará integrado por:

Gerente de Construcción
Asesor Técnico de la Empresa
Jefe del Departamento de Seguridad y
Representante del Sindicato

2. Cualquiera de sus integrantes fungirá como presidente del Comité y de los restante se nombrará un secretario.
3. Los miembros del Comité Ejecutivo de Seguridad tendrán el derecho de voto.
4. Las funciones y responsabilidades de este Comité son:
- a. Vigilar que se sigan las políticas de seguridad de la empresa; proponer el cambio de éstas cuando sea preciso y recomendar nuevas políticas y otros procedimientos que amplíen y aseguren la aplicación de la política general de seguridad de la Empresa.
 - b. Dictar normas de seguridad.
 - c. Investigar la causa de los accidentes y ordenar -- las medidas necesarias con el propósito de que no se repitan.
 - d. Ordenar que se suspenda la ejecución de un trabajo que implique riesgo para los trabajadores, hasta que se observen las medidas preventivas requeridas.
 - e. Aplicar sanciones a quienes violen o no den cumplimiento a las medidas de seguridad estipuladas en este Reglamento. Estas sanciones serán amonestación, suspensión y rescisión del contrato de trabajo.

B. DEPARTAMENTO DE SEGURIDAD

1. La Empresa suministrará y usará los dispositivos de seguridad y salvaguardas y adoptará, a través del Departamento de Seguridad, los sistemas, medios, métodos, opera

* Las normas de seguridad indicados en este trabajo fueron tomados del Reglamento de Seguridad e higiene de Túnel, S.A.

este problema. Sin embargo, cuando ocurren, su manejo requiere el conocimiento y habilidad de una persona -- competente y experimentada en voladuras..

136. El modo ideal de disponer de un barrenos cebados es tronándolos. Esto puede ser posible removiendo la carga de un barrenos por medio de un chorro de agua. Sin embargo, cuando están involucradas grandes cargas y el explosivo ha sido roto o parcialmente removido del agujero, puede salir como un disparo excesivo de material de rocas. Si esta es la situación, significa que se debe descargar la mayor parte del barrenos.
137. Cuando los barrenos cebados sean detonados, todo el personal y equipo deberá estar colocado tan lejos como la distancia normal de tronada, en anticipación de un estallido excesivo.

Desechos de explosivos

138. No se debe abandonar cualquier explosivos.
139. Los explosivos se deben desechar o destruir en estricto acuerdo con los métodos aprobados, previa consulta al fabricante.
140. No se deben dejar abandonados explosivos, cartuchos vacíos, cajas, conductores u otros materiales usados en el empaque de explosivos, en lugares en que personas no autorizadas o ganado puedan tener acceso a ellos.
141. La madera, papel o materiales fibrosos empleados en el empaque de explosivos, no deben quemarse en una cueva, incinerador u otro espacio confinado ni deben ser usados para cualquier propósito. Deben ser destruidos, quemándolos en lugares abiertos y aislados, no debiendo acercarse ninguna persona a menos de 35 metros, después de iniciado el fuego.

Vehículos en la superficie

1. Los operadores de vehículos deben ser conductores expertos y únicamente los autorizados deben mover el equipo.
2. Los operadores de vehículos deben observar estrictamente los reglamentos de tránsito:
 - a. No exceder peso límite, altura de carga y veloci -

ciones y procesos razonablemente adecuados para que el trabajo y el sitio del mismo sean seguros a fin de lograr el objetivo de prevenir accidentes a los trabajadores.

2. El Departamento de Seguridad iniciará y conservará un programa para la prevención de accidentes. Este programa -- preverá: instrucción sobre seguridad, inspecciones regulares de todos los frentes de trabajo y de todo el equipo, -- adopción y uso de un código de prácticas y procedimientos de seguridad para las operaciones, integración de las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad, etc.
3. Es de la competencia del Departamento de Seguridad:
 - a. Establecer directivas para instruir y adiestrar, en seguridad, a los trabajadores.
 - b. Dictar normas de seguridad.
 - c. Efectuar inspecciones en los frentes de trabajo.
 - d. Investigar la causa de los accidentes.
 - e. Promover campañas, conferencias, mesas redondas, etc. para conservar ó desarrollar el interés por la seguridad entre los trabajadores.
 - f. Vigilar que se cumplan las normas de seguridad.
 - g. Llevar las estadísticas; determinar índices de frecuencia y gravedad y construir las gráficas respectivas.

C. COMISIONES MIXTAS DE HIGIENE Y SEGURIDAD

1. En cada lumbreira se establecerá una Comisión, por turno, -- compuesta por un ingeniero de construcción, el supervisor de seguridad y dos miembros del Sindicato.
2. Cada Comisión constará de igual número de representantes del patrón y de los trabajadores.
3. El patrón designará a sus representantes en la Comisión -- Mixta de Higiene y Seguridad y los representantes obreros serán designados por el Sindicato titular del Contrato Colectivo de Trabajo.
4. Para ser miembro de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad, se requiere:

- a. Ser trabajador de la Empresa o representante del patrón;
 - b. Poseer la instrucción y experiencia para el buen desempeño del cargo;
 - c. Gozar de la estimación general de los trabajadores.
 - d. No ser afectos a bebidas alcohólicas, drogas enervantes ó al juego;
 - e. De preferencia, ser jefe de familia.
5. Son obligaciones de las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad:
- a. Dar instrucción sobre medidas preventivas a los trabajadores.
 - b. Poner en práctica todas las iniciativas de previsión.
 - c. Practicar inspecciones periódicas en los frentes de trabajo, por lo menos una vez al mes, a fin de cuidar de la observancia de las disposiciones preventivas, así como para indicar todas las medidas que juzguen convenientes.
 - d. Si el Supervisor de Seguridad, advierte que una norma no se cumple; entonces actuando como inspector del Departamento de Seguridad debe informar al Jefe de este organismo, quien a su vez lo notificará al Comité Ejecutivo de Seguridad.
 - e. Investigar las causas de los accidentes y señalar medidas para prevenirlos.
 - f. Vigilar que se cumplan las disposiciones del Reglamento de Seguridad de la Empresa y las de los Reglamentos de Medidas Preventivas de Accidentes del Trabajo y de Higiene del Trabajo.
 - g. Vigilar que se cumplan las medidas preventivas dictadas por el Comité Ejecutivo de Seguridad y las señaladas por las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad.
 - h. Cuando los miembros de las Comisiones Mixtas de Higiene y Seguridad tengan conocimiento de que se está llevando al cabo un trabajo peligroso, sin tomarse

en cuenta las medidas preventivas obligatorias, emplearán todos los medios posibles para lograr que se suspenda la ejecución del trabajo, hasta que se observen las medidas de seguridad necesarias.

- i. Celebrar sesión por lo menos una vez al mes, en la que se señalen las deficiencias encontradas en materia de higiene y de seguridad, de la cual se levantará acta cuya copia será enviada a la Dirección del Trabajo y Previsión Social.

D. SUPERVISORES DE SEGURIDAD

1. Los Supervisores de Seguridad asignados a cada frente de trabajo, desempeñarán las funciones siguientes:
 - a. Vigilar que se cumplan las disposiciones contenidas en el Reglamento de Seguridad de la Empresa TUNEL, S.A. DE C.V. para la construcción del Emisor Central e Interceptores Central y Oriente, así como las recomendaciones adicionales y modificaciones posteriores que se boletinen.
 - b. Recomendar medidas de seguridad cuando se descubran posibles causas de accidentes.
 - c. Realizar la inspección diaria de los frentes de trabajo que tiene asignados.
 - d. Investigar las causas de los accidentes con lesión o sin ella e informar al Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de la Obra.
 - e. Formar parte de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad como representante patronal.
 - f. Entregar con toda oportunidad a la Jefatura del Departamento de Seguridad y al Superintendente de la Obra los reportes relacionados con sus actividades (recomendaciones de seguridad, medidas cumplidas, accidentes ocurridos, etc.) así como las actas de inspección mensual de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad.
 - g. En todos los casos en que el fuego, los explosivos, los malacates, etc. sean una amenaza o cuando cause lesiones al personal o daños a los trabajos del túnel, hará de inmediato un informe a la Jefatura del Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de

la Obra.

- h. Auxiliar al Departamento de Seguridad en todos los aspectos relacionados con la prevención de accidentes.

E. INSTRUCCION

1. Todos los trabajadores recibirán frecuentemente instrucciones para la prevención de accidentes. Las instrucciones se darán por lo menos una vez al mes.
2. Cuando se contrate a un trabajador, la persona encargada de ello determinará el grado de experiencia de dicha persona en el trabajo para el que le ha contratado y la instruirá sobre los peligros del trabajo y sobre la realización de sus labores dentro de las condiciones de seguridad.
3. La instrucción al personal de nuevo ingreso se impartirá en el Departamento Médico, en el Centro de Contratación y en el frente de trabajo al que sea asignado.
 - a. En el Departamento Médico se le informará:
 - 1). del servicio de emergencias del puesto de socorro y ambulancia.
 - 2). vacunación.
 - 3). necesidad de las mascarillas que se usan en el túnel.
 - 4). funciones y procedimientos del I.M.S.S. en cuanto a enfermedades generales y accidentes de trabajo, pago de incapacidades, aviso de trabajo, forma RPN-1, atención a familiares y visitas a los trabajadores hospitalizados.
 - b. En el Centro de Contratación se instruirá al trabajador sobre:
 - 1). finalidad de la obra.
 - 2). condiciones generales del sitio de trabajo
 - 3). funciones del Supervisor de Seguridad

4). necesidad de ejecutar el trabajo en forma segura.

5). series audio-visuales de Seguridad.

F. SUPERVISORES DE SEGURIDAD

1. Todos los Supervisores de Seguridad asignados a cada frente de trabajo, desempeñarán las funciones siguientes:

- a. Vigilar que se cumplan las disposiciones contenidas en el Reglamento de Seguridad de la Empresa TUNEL, - S.A. DE C.V. para la construcción del Emisor Central e Interceptores Central y Oriente, así como las recomendaciones adicionales y modificaciones posteriores que se boletinen.
- b. Recomendar medidas de seguridad cuando se descubran posibles causas de accidentes.
- c. Realizar la inspección diaria de los frentes de trabajo que tiene asignados.
- d. Investigar las causas de los accidentes con lesión o sin ella e informar al Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de la Obra.
- e. Formar parte de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad como representante patronal.
- f. Entregar con toda oportunidad a la Jefatura del Departamento de Seguridad y al Superintendente de la Obra los reportes relacionados con sus actividades (recomendaciones de seguridad, medidas cumplidas, accidentes ocurridos, etc.) así como las actas de inspección mensual de la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad.
- g. En todos los casos en que el fuego, los explosivos, los malacates, etc. sean una amenaza o cuando cause lesiones al personal o daños a los trabajos del túnel, hará de inmediato un informe a la Jefatura del Departamento de Seguridad y a la Superintendencia de la Obra.
- h. Auxiliar al Departamento de Seguridad en todos los aspectos relacionados con la prevención de accidentes.

- c. El Supervisor de Seguridad de la lumbrera en que el trabajador vaya a prestar sus servicios, lo presentará con el Ingeniero Jefe de la obra y jefes de inmediatos, lo acompañará a recibir su equipo de protección personal y le informará sobre:
- 1). turno de trabajo en que deberá presentarse y rotación de los turnos.
 - 2). servicio de transporte de personal
 - 3). servicio de comedor
 - 4). alojamiento en los colectivos
 - 5). atenciones de botiquín y primeros auxilios y
 - 6). disposiciones generales de seguridad en la obra y particulares, de acuerdo, con el oficio que desempeñe.

G. INSPECCIONES

1. Los Supervisores de Seguridad realizarán las inspecciones regulares de todos los sitios de trabajo y de todo el equipo para observar las infracciones a las prácticas y a las instrucciones de seguridad. Deberán estudiar y discutir la causa de los accidentes ocurridos al personal y los medios para su prevención. Impartirán instrucción sobre seguridad entre los trabajadores y los estimularán para que éstos hagan sus gestiones que promuevan la seguridad.
2. Todas las sugerencias que promuevan la seguridad serán estudiadas oportunamente por el Departamento de Seguridad y se conservará un registro por escrito de las medidas tomadas.
3. Los resultados de las inspecciones que realice la Comisión Mixta de Higiene y Seguridad y el Supervisor u otra persona de Seguridad en cada frente de trabajo, se entregarán al Superintendente de la Obra, para su cumplimiento.
4. En aquellos casos en que el peligro para la vida de los trabajadores o el perjuicio para el interés público sean inminentes, el Departamento de Seguridad ordenará por escrito, con acuse de recibo, las medidas que considere necesarias y se dará aviso a la Gerencia de

Construcción correspondiente.

H. INVESTIGACION DE ACCIDENTES

1. Para conocer las causas de los accidentes y dictar las medidas de seguridad necesarias para evitar que se repitan, se investigarán todos los accidentes.
2. Los Supervisores de Seguridad, en cada frente de trabajo llevarán un registro de todos los accidentes que ocurren con motivo de sus operaciones.
3. Los Supervisores deberán dar aviso al Departamento de Seguridad y al Superintendente de la Obra de:
 - a. accidentes mortales
 - b. accidentes que provoquen incapacidad permanente, total o parcial.
 - c. accidentes que pongan en peligro la vida de los trabajadores.
 - d. cambios peligrosos en las condiciones de trabajo y
 - e. hechos que amenacen la paralización temporal de los trabajos.
4. Además de lo dispuesto en el inciso anterior, los Supervisores deberán consignar los accidentes con lesión, en:
 - a. el reporte semanal de accidentes de trabajo y
 - b. en la forma especial para "reporte de accidente"
5. Cuando las lesiones sean leves, pero impidan al lesionado continuar desempeñando sus labores, el Supervisor de Seguridad deberá llenar la forma "reporte de accidente".

I. BOLETINES DE SEGURIDAD

1. En todos los túneles se colocará un tablero para boletines de seguridad en el sitio cercano a la entrada, a la boca de la lumbrera o en cualquier punto en el que se reúna el personal antes de entrar a sus frentes de trabajo.
2. En este tablero para boletines se colocarán todas las notificaciones sobre precauciones generales de seguridad -

y otros avisos pertinentes.

J. CARTELES Y SEÑALES

1. En todas las labores en que se manejen materias nocivas para la salud o en las cuales pueden producirse dichas materias, es obligatorio advertir a los trabajadores de los peligros a que puedan estar expuestos, mediante car
teles, señales luminosas u otros medios adecuados.
2. En estas labores los trabajadores están obligados a uti
lizar los medios de protección que les proporcione la Emp
resa.

X. E X P L O S I V O S

ALMACENAMIENTO DE EXPLOSIVOS

1. Los explosivos se almacenarán con apego a las disposi
ciones establecidas en el Reglamento para el Transporte y Almacenamiento de Explosivos y Artificios y uso y con
sumo de éstos.
2. Los polvorines son los lugares dispuestos para el alma
cenamiento de explosivos. Excepto cuando estén en trans
porte o bajo la custodia de algún transportista y pen
dientes de su entrega al consignatario, todos los explo
sivos se almacenarán en polvorines pertenecientes a una
de las dos clases especificadas en el siguiente inciso.

Polvorines de primera clase

3. Polvorín de primera clase designa a cualquier edificio o estructura utilizados para el almacenamiento de más de 45 kg. de explosivos y polvorín de segunda clase es una caja resistente en la que se pueden almacenar peque
ñas cantidades de explosivos que no excedan de 45 kg.
4. Los polvorines de primera clase deberán reunir los si
guientes requisitos:
 - a. Tendrán paredes construídas de tabique; concreto, ladrillo, bloques de cemento o madera cubierta por el exterior con hierro o con aluminio para darle resistencia al fuego.
 - b. Las aberturas para ventilación estarán protegidas para evitar que entren chispas.

- c. Las puertas se conservarán cerradas y aseguradas con llave, excepto cuando se abran para movimientos de su existencia. Serán de un material resistente al fuego por el exterior.
- d. No se permitirán en el polvorín ni en sus cercanías, fósforos, lámparas descubiertas ni fuego de ningún tipo.
- e. Si se requiere iluminación artificial solamente se usará lámpara eléctrica, linterna eléctrica ó lámpara eléctrica para casco. Las lámparas estarán dentro de globos a prueba de vapor y se conservarán a una distancia de por lo menos 1.50 metros de los explosivos y detonadores. El alumbrado será por conduit y el interruptor estará situado fuera del polvorín.
- f. Los polvorines se conservarán limpios y secos. No se permitirá que se acumule papel, aserrín, cajas vacías, hierba, matorrales, ni cualquiera otra basura a una distancia de menos de 30 metros del polvorín.
5. En los sitios en los que estén situados polvorines, se colocarán letreros con las palabras: "EXPLOSIVOS, NO ACERCARSE", escritas de una manera legible, con letras de no menos de 7.5 centímetros de altura. También puede usarse en dichos letreros la inscripción: "PELIGRO, EXPLOSIVOS".
6. Un polvorín de primera clase en el que se almacenen explosivos estará situado y separado por lo menos 30 metros de cualquiera otra estructura.
7. Los estopines o detonadores no se almacenarán en polvorines en los que se almacenen explosivos.
8. La cantidad de detonadores o explosivos que se pueden almacenar en cualquier polvorín depende de la distancia a la que ese polvorín esté situado del edificio, carretera ferrocarril u otro polvorín más cercano y de la protección que le prestén barreras naturales o barreras artificiales eficientes.
- Polvorines de segunda clase
9. Se pueden almacenar pequeñas cantidades de explosivos que no excedan de 45 kg. en polvorines de segunda clase, en el túnel.

10. Los detonadores se pueden conservar en un polvorín independiente de segunda clase, situado por lo menos a 15 metros de otros polvorines de segunda clase.
11. Si las condiciones lo permiten, los polvorines de segunda clase se deben colocar en recesos del túnel o de sus ademes, pero no deben estar nunca a menos de 1.50 metros de cables eléctricos.
12. Se conservará sobre un sitio visible del polvorín de segunda clase un letrero en el que estén escritas legiblemente las palabras: "POLVORIN, EXPLOSIVOS, PELIGRO".
13. Excepto cuando sea necesario que personas autorizadas lo abran, el polvorín se mantendrá en todo momento firmemente cerrado con llave.
14. No se almacenarán explosivos, con la excepción de lo permitido en el caso de los carros de explosivos, en ningún sitio dentro del túnel cuando su descarga accidental pueda cortar el escape del personal.
15. Dentro de los polvorines se usarán herramientas de madera o cobre para abrir las cajas o bolsas que contengan explosivos.
16. Se prohíbe estrictamente fumar o entrar con luces descubiertas dentro de los polvorines.

TRANSPORTE DE EXPLOSIVOS

17. Para el transporte de explosivos se cumplirán todas las disposiciones legales: Federales, Estatales y Locales.

Transporte de explosivos en vehículos que no operen sobre vías.

18. Los vehículos usados para el transporte de explosivos, deben llenar los requisitos siguientes:
 - a. Serán de una construcción resistente, estarán en buenas condiciones de trabajo y sus plataformas estarán bien apretadas para evitar que los explosivos caigan del vehículo.
 - b. Los extremos y los costados de los vehículos estarán cerrados hasta una altura suficiente para evitar que las cajas o paquetes caigan.
 - c. La carga sobre un chasis abierto debe estar cubierta

con una lona impermeable y resistente al fuego.

- d. Los cables del sistema eléctrico del vehículo, deben estar completamente aislados de la carga, para prevenir un corto circuito.
 - e. Los vehículos deben estar debidamente señalados así como dar adecuada protección al público por la naturaleza de la carga. Para el efecto deben exhibir en cada uno de sus costados y en la parte trasera, en el exterior, un aviso en el que aparezca la palabra "EXPLOSIVOS", en letras de no menos de 7.5 centímetros de altura, sobre fondo de un color marcadamente contrastante.
19. No se debe permitir metales de contacto con los explosivos, excepto chasises metálicos aprobados para transportar explosivos (antichispas).
 20. No deberán transportarse con explosivos, metales, líquidos inflamables o sustancias corrosivas.
 21. Se recomienda transportar los explosivos y los detonadores en vehículos separados y no en el mismo vehículo. Cuando no se usen los envases originales, se podrán transportar en bolsas de lona o plástico o en recipientes rígidos construídos de materiales no conductores.
 22. En los vehículos que transporten explosivos solamente se realizarán servicios o reparaciones que no representen riesgo alguno.
 23. La carga y descarga de los explosivos debe ejecutarse cuidadosamente.
 24. Al cargar los vehículos no se debe rebasar el límite señalado por el fabricante ni sobrepasar la altura de los lados del camión.
 25. Se prohíbe estrictamente fumar en los vehículos que transportan explosivos.
 26. Nadie con excepción del operador del vehículo y de sus ayudantes viajará en los vehículos que transportan explosivos.
 27. El operador del vehículo debe evitar zonas de congestión de tráfico y paradas innecesarias o en lugares como gasolineras, talleres, etc.
 28. El operador del vehículo debe asegurarse que los explosivos estén separados de detonadores o estopines, cuando

- esté permitido transportarlos en el mismo vehículo.

Transporte de explosivos bajo tierra

29. Los explosivos se transportarán hasta el frente en cajas o paquetes adecuados. Si deben transportarse 45 kg. o más de una sola vez al interior de un túnel provisto de vías, existirá un carro para explosivos.
30. El carro para el transporte de explosivos en el túnel - estará construido especialmente para ese fin y contendrá compartimentos separados para la dinamita y los estopines; estos compartimentos deben mantenerse cerrados excepto cuando sea necesario abrirlos para introducir o sacar explosivos. Ambos compartimentos deben estar debidamente aislados de la estructura metálica del carro y de cualquier contacto posible con conductores en los extremos, parte superior y costados.
31. Si el carro de explosivos es transportado por una locomotora eléctrica, se exigen barras de tiro aisladas entre el carro de explosivos y la locomotora.
32. A cada lado del carro, destinado al transporte de explosivos en el túnel, se escribirá la palabra: "EXPLOSIVOS", en letras de 7.5 cm. de altura.
33. Los explosivos se colocarán en el carro de explosivos - en cajas ya abiertas para que no sea necesario romperlas para abrirlas en el frente del túnel.
34. Los estopines se colocarán en el primer compartimentos - del carro de explosivos, en una caja adecuada, con divisiones separadas para cada retraso. Los compartimentos para los estopines y para los explosivos deben estar separados por un mínimo de 65 centímetros de espacio de - - aire.
35. Solamente se colocará o transportará en el carro de ex - plosivos una cantidad nominal en exceso a la necesaria - para la operación de un turno. Si el carro de explosi - vos se lleva al interior del túnel y se saca después pa - ra cada cuele, solamente se colocará o transportará en - él una cantidad nominal en exceso sobre la cantidad de - explosivos necesaria para ese cuele.
36. Si el carro de explosivos es transportado por una loco - motora, el movimiento se hará jalando el carro de explo - sivos y no empujándolo. Si se hace en un tren debe ir - en el extremo posterior y nunca enganchado entre vagone - tas.

cas.

37. Cuando el carro de explosivos sea movido a mano, una persona deberá ir adelante, por lo menos a una distancia de 25 metros, para prevenir a otros vehículos que se aproximen en sentido contrario.
38. Se llevará a cada frente de trabajo solamente la cantidad de explosivos que se requieran en el turno: los explosivos que no se empleen inmediatamente en el lugar donde vayan a utilizarse, se regresarán a su lugar de origen.
39. Un letrero en el carro de explosivos indicará si éste se encuentra "LLENO" ó "VACIO".

Movimiento de explosivos

40. Los explosivos y los estopines no se bajarán ni subirán juntos en la misma jaula, plataforma o bote, a menos -- que esto sea en el carro de explosivos.
41. Los explosivos no se bajarán ni subirán en la misma jaula, plataforma o bote, con otros materiales, suministros o equipo.
42. Los explosivos no se transportarán junto con el personal en la jaula, plataforma, bote o cualquier otro vehículo.
43. Los explosivos se pasarán con prontitud de la jaula, plataforma o bote al carro de explosivos.
44. Los explosivos no deben almacenarse provisionalmente ni apilarse alrededor del brocal de la lumbrera ni en la estación correspondiente.
45. Los explosivos que no se empleen inmediatamente en el lugar donde van a utilizarse, se colocarán en lugar seguro, separándolos según su naturaleza y cantidad.
46. Los envases vacíos, las cajas y papel de envoltura se enviarán inmediatamente a la superficie para ser destruidos.
47. En todas las operaciones que supongan movimiento, manejo y realmacenamiento de explosivos, se tomarán las precauciones razonables para evitar el acceso de personas no autorizadas.

MANEJO DE EXPLOSIVOS

48. Cuando se vayan a sacar del polvorín abastecimiento de --

explosivos, se tomarán en primer lugar los que hayan permanecido en el polvorín mayor tiempo.

- 49. Los detonadores no se retirarán de sus paquetes originales a menos que se vayan a usar pronto.
- 50. Los paquetes de explosivos se llevarán a una distancia segura del polvorín antes de abrirlos.
- 51. No se abrirá ninguna caja de explosivos con herramientas metálicas que produzcan chispas.
- 52. Los cebos que no se hayan preparado en un polvorín especial se deben llevar hasta una distancia segura de otros trabajadores no incluidos en las operaciones de voladura.
- 53. Está estrictamente prohibido fumar en las estaciones de distribución de explosivos o durante las operaciones de manejo de explosivos.
- 54. Los detonadores y los explosivos que sobren después de terminarse la carga se deben regresar inmediatamente a sus sitios de almacenamiento adecuado.
- 55. No se colocarán explosivos donde puedan estar expuestos a flama, excesivo calor, chispas o impacto.
- 56. Los envases de explosivos se deben levantar y colocar siempre cuidadosamente; nunca se deben deslizar uno sobre otro, ni dejar caer.
- 57. Debe cerrarse la cubierta de las cajas de explosivos o empaques después de ser usados.
- 58. No se deben conectar los detonadores, a los cartuchos de dinamita dentro de un polvorín o cerca de cantidades excesivas de explosivos.
- 59. No se manejarán ni usarán explosivos durante la proximidad o desarrollo de cualquier tormenta eléctrica. Todas las personas deberán retirarse de los explosivos a un lugar seguro.
- 60. No se debe intentar el rescate o uso de detonadores o cualesquiera otros explosivos que hayan estado saturados de agua, aún si ya han sido secados. Consúltese al fabricante.
- 61. No se debe golpear, desarmar o intentar remover o investigar el contenido de un detonador ni tratar de arrancar los alambres de un estopín.

62. Nunca se debe usar explosivos o equipo para voladuras -- que se encuentre deteriorado o dañado.
63. No se permitirá la presencia de personas no autorizadas o innecesarias durante el manejo y uso de los explosivos.
64. Queda estrictamente prohibido a los trabajadores acarrear explosivos en los bolsillos de su ropa o llevarlos sobre su persona.
65. El cebo debe prepararse cuidadosamente, cerca del frente y llenar los requisitos siguientes:
- que el detonador no pueda zafarse del cartucho cebado, y que esté en la posición más segura y eficiente.
 - que esté impermeabilizado cuando sea necesario.
 - que pueda colocarse con todos sus aditamentos, dentro del barreno, con seguridad y facilidad.
66. Los cartuchos que formen parte del cebo no deberán ser rajados.
67. El punzón que se utilice para perforar el cartucho y preparar el cebo, debe ser una varilla de madera, cobre, -- aluminio o algún otro material que no produzca chispa.

Perforación y carga de explosivos

68. Debe examinarse toda laja o roca antes de barrenarla, -- golpearla o romperla y asegurarse de que la operación se puede realizar sin peligros de los explosivos que todavía pueda contener.
69. Nunca se perforará con explosivos dentro de los barrenos ni se profundizará la barrenación ni ninguna parte de -- los barrenos que hayan sido cargados con explosivos o -- donde existiera un fueque.
70. Antes de iniciarse las operaciones de carga, todos los -- circuitos eléctricos se retirarán a una distancia segura del frente. No operará ninguna locomotora eléctrica ni ningún circuito alimentador a menos de 60 metros del -- frente.
71. Se usarán lámparas de turbina de aire ó reflectores para la iluminación del frente para las operaciones de carga. Si la corriente para los reflectores es suministrada por baterías o por una locomotora eléctrica, estas luces no se colocarán a menos de 15 metros del punto en que se -- realicen las operaciones de carga. No se utilizarán lám

paras con cubierta metálica.

72. Se prohíbe fumar y usar llamas abiertas en zonas en las que se inicien operaciones de carga o en las que estén a punto de iniciarse.
73. Durante las operaciones de carga solamente el personal verdaderamente necesario para la carga y la conexión -- permanecerá en el frente.
74. La carga no se iniciará sino hasta después de haber terminado toda la barrenación y después de haber limpiado o sopiado todos los barrenos.
75. Si se llegase a encontrar una piedra u obstáculo dentro de un barreno cuando esté parcialmente cargado, dicha piedra será extraída con una cucharilla de cobre, bronce u otro material que produzca chispa.
76. No se soplarán barrenos sin dar aviso de ello a todos los demás trabajadores en el frente.
77. Solamente se utilizarán atacadores de madera (faineros) para retacar explosivos; estos atacadores no tendrán incluido polvo abrasivo, puntas de metal ni partes metálicas a menos que sean anclas de un metal no ferroso para prolongar la longitud del atacador. El extremo del atacador será plano y del diámetro mínimo necesario para que no pase a los lados del cartucho en el interior del barreno.
78. Antes de cargar los barrenos debe introducirse el atacador hasta el fondo del barreno para determinar si éste está libre; en caso de estarlo sosténgase el atacador con la mano en la boca del barreno sin soltarlo hasta introducir el cebo para determinar si éste llegó hasta el fondo del barreno; en caso contrario infórmese al sobrestante.
79. Al cargar barrenos debe introducirse un cartucho de explosivos y retacarlo antes de introducir el cartucho siguiente.
80. No se deben forzar los cartuchos de dinamita al introducirlos en los barrenos o para pasar cualquier obstrucción en los propios barrenos.
81. No se debe cargar un barreno de perforación con explosivos después del ensanchamiento del fondo por explosión de una carga, hasta estar seguro de que está frío y que no contiene ningún metal o material caliente o incandescente.

82. No se debe hacer volar un barrenos de perforación cerca de otro cargado con explosivos.
83. El detonador debe insertarse, sin forzarlo, dentro del agujero hecho en el cartucho de dinamita, con un punzón de madera diseñado para ese propósito.
84. No se debe rajarse, deformar o abandonar el cartucho de dinamita conectado al cebo.
85. No se conectarán estopines excepto por métodos recomendados por el fabricante.
86. Durante la carga no se deben amontonar los explosivos sobrantes cerca de áreas de trabajo.

Atacado de explosivos.

87. No ataque dinamita que ha sido removida de su cartucho.
88. No ataque explosivos con objetos metálicos de cualquier clase. Use herramientas atacadoras de madera (faineros) con ninguna parte expuesta de metal.
89. Nunca ataque el cartucho conectado al estopín. Evite el atacado violento.
90. Debe atacar los explosivos en el barrenos de perforación con arena, tierra, barro u otros materiales permisibles, inertes e incombustibles.
91. No desenrolle los cables o use estopines durante tormentas de rayos o cerca de cualquier otra productora de cargas de electricidad estática.
92. No enrede o maltrate cables de estopines durante el atacado.
93. No desenrolle los alambres o use estopines en la vecindad de radiotransmisores, excepto a distancias de seguridad. Consúltase al fabricante.
94. Debe cuidar que el circuito de encendido esté completamente aislado de tierra u otros conductores así como de cables "pelados", rieles, tubos u otros cursos de corrientes extraviadas.
95. No tenga alambres eléctricos o cables de cualquier clase cerca de estopines u otros explosivos, excepto en el momento y para el propósito del encendido de la tronada.

96. Debe probar todos los estopines o cada uno cuando sean conectados a un circuito, usando solamente un galvanómetro específicamente diseñado para los detonadores.
97. No use en el mismo circuito cualquier estopín hecho por más de un fabricante, o estopines de diferentes estilos o funciones aunque sea fabricado por el mismo fabricante a menos que su uso esté aprobado por el fabricante.
98. No intente encender un circuito de estopines con menos que la mínima corriente especificada por el fabricante.
99. Debe estar seguro que todos los extremos de los alambres que están conectados estén pulidos y limpios.
100. Debe mantener los alambres de los estopines en corto circuito hasta que esté listo el encendido.

VOLADURAS O TRONADAS

Generalidades

101. Personas competentes y autorizadas para el uso de explosivos estarán a cargo inmediato de todas las operaciones de voladura. No se empleará a nadie de menos de 21 años de edad en las operaciones de carga o de voladura a menos que esté bajo la supervisión directa de un trabajador experimentado.
102. Las fuentes de energía para las voladuras eléctricas pueden ser: explosores, circuitos de iluminación o circuitos de fuerza. Cuando se usan explosores, las conexiones deben ser en serie, con la excepción de conexiones en paralelo o combinadas que se apeguen a las recomendaciones del fabricante del explosor. En el caso de los circuitos de iluminación o de fuerza, las conexiones pueden ser en serie, en paralelo o en una combinación de ambos sistemas.
103. Se usarán únicamente estopines eléctricos en la excavación de lumbreras y tiros; en la excavación de estaciones de lumbreras y tiros y en cualquier sitio en donde el refugio cercano sea inadecuado para proteger al personal de las rocas despedidas por la voladura o de la onda de choque.

Localización de los cables para voladuras.

104. Los cables para voladura se alojarán en el lado del tú -

nel opuesto al de todas las líneas de fuerza e iluminación y lejos de tuberías, rieles y conductores similares. Se suspenderán de una manera apropiada de aisladores y se protegerán de cualquier contacto con los anillos de acero usados para el adome del túnel.

- 105. No se usarán circuitos o sistemas conectados a tierra para las voladuras por medios eléctricos.

Mantenimiento del equipo

- 106. Los cables y permanentes para voladura, los interruptores de seguridad y los interruptores para voladura serán conservados en condiciones adecuadas por una persona competente.

- 107. Todos los tubos y rieles metálicos estarán conectados eléctricamente entre sí y conectados a tierra en la lumbrera o tiro o en el portal, estos tubos y rieles tendrán conexiones eléctricas cruzadas a intervalos de no menos de 300 metros en toda la longitud del túnel.

Uso del explosor

- 108. Solamente una persona debidamente capacitada en los sistemas de voladura operará el explosor o lo conectará con los cables; estas conexiones no se harán sino hasta después de haber terminado todos los trabajos preparatorios para la voladura y después de retirar al personal hasta un sitio seguro.

Voladuras con el circuito de alumbrado ó de fuerza

- 109. No se usará corriente eléctrica procedente de los circuitos de iluminación o de fuerza para hacer detonar cargas excepto cuando las conexiones eléctricas con dicho circuito de iluminación o de fuerza se hagan por medio de una caja de interrupción cubierta.

- 110. Cuando la voladura se haga por medio de un circuito de iluminación o de fuerza, nadie entrará al sitio en el que se hizo la voladura sino hasta después de haber desconectado los cables de voladura permanentes de la fuente de energía eléctrica y hasta después de haber asegurado en la posición "abierta" el interruptor usado para la voladura.

- 111. Cuando la voladura se hace por medio de un circuito de fuerza, este circuito se interrumpirá por lo menos en un sitio mediante un intervalo contra rayos de un mínimo de 1.50 metros en el lado de salida del interruptor usado para la voladura, excepto durante la realización de ésta.

Se instalarán conexiones de clavija y receptáculo para que el cierre o la interrupción del circuito en este punto sea una operación manual sencilla.

Alambrado para voladuras

- 112. Los cables permanentes para voladura y los conductores provisionales serán de alambre macizo de cobre, impermeable y aislado y tendrán la capacidad suficiente para la corriente necesaria para la voladura.
- 113. Todos los empalmes estarán correctamente hecho; los alambres se unirán de tal manera que queden eléctrica y mecánicamente seguros. Los empalmes de los cables permanentes se aislarán con cinta o algún otro medio efectivo.

Cables de distribución

- 114. Los cables permanentes de distribución serán del diámetro adecuado, de alambre macizo de cobre o de alambre de algún otro metal que los fabricantes de estopines recomienden para las condiciones previstas.

Interruptores para la voladura

- 115. Se instalará un interruptor de operación externa para la voladura de las cargas, en buenas condiciones de servicio y en los puntos desde donde se haga la voladura. Este interruptor quedará instalado en el lado del túnel opuesto al correspondiente a los circuitos de iluminación y fuerza.
- 116. Este interruptor se mantendrá normalmente en la posición "desconectado". En la posición "desconectado" los dos cables del circuito quedarán en corto circuito, pero no conectados a tierra. El interruptor se dispondrá de tal manera que no pueda permanecer en la posición de "voladura" al soltar la palanca.
- 117. El interruptor para la voladura estará a no menos de 300 metros del frente del túnel si la longitud de éste excede de 300 metros, o en el portal o superficie si la longitud excavada es menor.

Prueba del circuito para la voladura

- 118. El circuito usado para la voladura se probará antes de

hacer detonar las cargas. Para estas pruebas se utilizará un galvanómetro diseñado especialmente para los trabajos de voladura.

Conexión a corto circuito de los cables auxiliares de distribución y de los cables conductores.

- 119. Los cables auxiliares de distribución se conectarán: - - en corto circuito hasta el momento en el que se conecten con los alambres conductores. Los alambres conductores se conectarán en corto circuito torciendo los extremos desnudos uno con otro hasta el momento en el que se conecten en el cable permanente usado para la voladura. La persona que haga la conexión con los cables auxiliares de distribución tendrán en su posesión los dos extremos de los alambres conductores y después llevará estos alambres conductores desde el frente hasta los cables permanentes para la voladura. Los cables auxiliares deben colgar o estar suspendidos de soportes de madera o de algún material aislante.

Conexión entre el interruptor y la línea para la Voladura.

- 120. La conexión entre el interruptor usado para la voladura y la línea permanente para la voladura debe ser un cable de fuerza portátil de dos conductores, que se extienda a través del túnel. Estará provisto de clavija y receptáculos adecuados. Estas clavijas y receptáculos tendrán una capacidad no inferior a 60 amperes; no serán intercambiables con ningunas otras clavijas ni receptáculos utilizados en el túnel. Entre el receptáculo y la fuente de alimentación de fuerza debe haber un interruptor asegurado y dispuesto de tal manera que no pueda permanecer en la posición de "conectado" o "voladura" al soltar la palanca.

Interruptor de seguridad

- 121. Aproximadamente a la mitad entre el interruptor usado para la voladura y el extremo del cable permanente para la voladura es conveniente instalar un interruptor de seguridad. Debe ser de un tipo que pueda asegurarse en la posición "desconectado", pero que permanezca en la posición "conectado" al liberarse y soltar la palanca. Este interruptor quedará libre y en la posición "conectado" cuando el sobrestante o la persona que opere el interruptor para la voladura pase al interruptor de la voladura después de haber completado las conexiones en el frente.

llaves para asegurar los interruptores.

122. a. Las llaves del interruptor para la voladura y del interruptor de seguridad deben estar en posesión del sobrestante o de la persona que haga la voladura.
- b. Cuando sea necesario hacer reparaciones o pruebas de las líneas de voladura o de las usadas para hacer detonar las cargas, el sobrestante o la persona que hace la voladura debe abrir los candados y permanecer en el interruptor hasta que puedan volverlo a asegurar.
- c. No se harán preparaciones para carga ni voladura sino hasta que los interruptores estén asegurados y las llaves otra vez en posesión del sobrestante o de la persona que hace la voladura.
- d. Al final del turno; el sobrestante o la persona que hace la voladura entregará las llaves al sobrestante o a la persona que hace la voladura correspondiente al siguiente turno.
- e. El Superintendente debe guardar en su oficina y bajo llave un juego duplicado de las llaves. No debe existir en el túnel ningún otro juego de llaves que correspondan a los candados de los interruptores para la voladura.

Antes de la voladura

123. Se dará aviso en todas las direcciones cuando vaya a volarse, se protegerán todas las entradas al sitio o sitios en los que se vaya a detonar cargas.
124. No se conectarán los alambres conductores a la línea permanente para la voladura sino hasta que todo el personal se haya retirado del frente, con excepción de las personas que hagan la conexión.
125. Todo el personal, inclusive el que haga la conexión, se retirará hasta el punto en el que está instalado el interruptor para la voladura.
126. No se harán trabajos innecesarios en el frente durante la carga o después de ella y antes de la voladura.
127. No debe tronarse una carga sin una señal positiva del responsable de la voladura, quien deberá cerciorarse que todo el excedente de explosivos están en lugar seguro y todas las personas y vehículos están a una distancia de

seguridad o bajo cubierta.

Después de la voladura

128. Después de la voladura, el personal debe esperar por lo menos 10 minutos antes de regresar al punto de la explosión (puede requerirse un período más prolongado, con el objeto de dar el tiempo necesario para la limpieza del aire mediante el sistema de ventilación).
129. Los interruptores usados para la voladura deben asegurarse en la posición "desconectado"; debe desconectarse el cable portátil y al regresar al frente, los alambres conductores deben desconectarse de los extremos del cable permanente para la voladura; los extremos descubiertos de cada uno de ellos se conectarán entre sí a corto circuito torciéndolos uno con otro.
130. Después de cada voladura y antes de iniciar una nueva barrenación, deberá efectuarse una investigación cuidadosa en busca de barrenos cebados a fin de dispararlos de nuevo.
131. Los chicolones o fuques, carrizos o porciones de barreno que sobren de los barrenos no quedados (no cebados) se revisarán cuidadosamente para dispararlos de nuevo, en su caso. Por ningún motivo se barrenará en dichos chicolones o carrizos.
132. Si se encuentran barrenos cebados en una voladura hecha con estopines eléctricos, se probarán los detonadores, - si éstos están en corto circuito, se conectarán nuevamente y se dispararán; en caso contrario, se usará un nuevo cebo para dispararlos.
133. No se intentará investigar un fallido demasiado pronto, - se hará con apego a las reglas estipuladas para el efecto y si no las haya se esperará por lo menos una hora.
134. No se debe perforar, barrenar o jalar una carga de explosivos que ha fallado. Los cartuchos no quemados deben ser manejados solamente por una persona competente o experimentada o por otra persona bajo la dirección de aquella.

Barrenos cebados

135. La mejor solución al problema de barrenos cebados (quedados), es previniéndolos. Cuidadosa atención para cargar y técnicas previamente discutidas para tronar, minimizan

dad límite.

- b. No retroceder a menos que un ayudante a pie le haga señales.
- c. Hacer alto total en cruces con FFCC, carreteras principales, cruceros peligrosos, etc.
- d. Llevar señales de emergencia y,
- e. Estar equipado con un extinguidor.

3. Los operadores de vehículos deben conservar en buenas condiciones mecánicas y exteriores los vehículos.

- a. Luces
- b. Bocinas
- c. Frenos
- d. Parabrisas
- e. Espejos

4. No permanecerán en la cabina los operadores de vehículos mientras el camión sea cargado por equipo de excavación o haya riesgo de caer algún objeto sobre la misma.

5. La carga no debe exceder la capacidad de peso, ni debe sobresalir del cuerpo del camión de modo tal que constituya un peligro para otros vehículos, peatones y estructuras.

6. En caso que el material sobresalga del extremo posterior del vehículo, debe marcarse con bandera roja y luz roja en la noche.

7. El material suelto debe ser amontonado o cubierto para evitar que las vibraciones del transporte lo aflojen y pueda regarse.

8. Los conductores de vehículos deben asegurarse que el camión esté frenado apropiadamente durante la carga y si se encuentra en pendiente colocarle calzas que detengan las ruedas.

9. Los vehículos de carga utilizados regularmente para el transporte de trabajadores deben dotarse de asientos seguros con resguardos laterales y posteriores para evitar caídas, instalando los aditamentos necesarios para subir o bajar.

- 10. No se permitirá al personal subir o bajar si el vehículo está en movimiento.
- 11. No se permitirá al personal viajar en las salpicaderas, estribos, defensas o encima de las capotas u otros sitios.
- 12. No se utilizarán vehículos de volteo para el transporte de personal, a menos que el cuerpo del vehículo haya sido adecuadamente asegurado para evitar que se suelte.
- 13. Se realizará mantenimiento e inspección periódicos del vehículo. Diariamente los conductores revisarán frenos dirección, llantas, luces y demás partes importantes.
- 14. Los conductores deberán apagar el motor siempre que se cargue combustible.
- 15. Para el transporte de explosivos véase el instructivo correspondiente.

2. PARARRAYOS

Torres localizadas en las lumbreras

- 1. Se instalarán 4 puntas de protección de 1.22 metros (Cat. HB-15). Estas puntas irán montadas en bases adecuadas, fijadas directamente a la superficie de la construcción.
- 2. Las puntas anteriores se interconectarán entre sí por medio de cable de diseño y construcción especial (cobre trenzado, de 29 hilos Cat. HB-29X.)
- 3. Se utilizarán abrazaderas de cobre para cable (Cat. HB-165), para fijar los conductores a la construcción, colocándose a una distancia no mayor de un metro entre ellas.
- 4. Para satisfacer las distintas necesidades se usarán los conectores rectos (Cat. HB-122), zapata (Cat. HB-130), "T" (Cat. HB-112), Cruz (Cat. HB-125), y para permitir la inspección y prueba periódica del sistema, se instalarán los conectores de bajada. (Cat. HB-146).
- 5. La resistencia a tierra de cada electrodo no deberá ser mayor de 25 ohms.

Planos

- 6. La localización de las puntas de protección, recorrido de cable y conexiones a tierra se encuentra indicada en los planos anexos.

Polvorines

- 1. Se instalarán cuatro puntas de protección de 0.30 metros (Cat.HB-57X) en la parte superior de cuatro postes metálicos. Estos postes se colocarán en las esquinas de la construcción y dentro de las distancias mínimas especificadas en las normas. Las puntas irán montadas en bases adecuadas fijadas directamente a los postes antes mencionados.
- 2. Para asegurar su protección adecuada, de acuerdo con las normas relativas a estructuras que contienen sustancias peligrosas, se colocarán cables aéreos entre los postes diagonalmente opuestos que se mencionan en el párrafo anterior. Estos cables se interconectarán entre sí, a las puntas y a tierra, en cada poste. El cable que se instalará, de diseño y construcción especial para sistemas de pararrayos, es de cobre trenzado, de 29 hilos (Cat.HB-29X).
- 3. Se utilizarán abrazaderas de cobre para cable (Cat. HB-165), para fijar los conductores a los postes, colocándose a una distancia no mayor de un metro entre ellas.
- 4. Para satisfacer las distintas necesidades se usarán los conectores rectos (Cat.HB-122), Zapata (Cat. HB-130), "T" (Cat. HB-112) Cruz (Cat. HB-125) y para permitir la inspección y prueba periódica del sistema se instalarán los conectores de bajada (Cat. HB-146).
- 5. Serán necesarias en este caso cuatro conexiones a tierra. El cable de bajada para ellas se fijará a la construcción directamente con la abrazadera (Cat. HB-165) y se protegerá convenientemente en su parte inferior, rematándose a electrodos a tierra formados con el rehilete (Cat. HB-235).
- 6. No deberá construirse ningún excusado a menos de 30 metros de ningún pozo.
- 7. El contenido de los excusados de fosa de tierra deberá cubrirse diariamente con arena, cal, cenizas de madera u otro material apropiado.
- 8. Cuando el contenido de una fosa de tierra esté a menos de 60 centímetros de la superficie del terreno, deberá llenarse con tierra.
- 7. Los excusados deberán tener un piso liso e impermeable.

D. INSTALACIONES PARA ASEO PERSONAL

1. Deberán proporcionarse instalaciones adecuadas para lavarse, a los trabajadores. Estas instalaciones no se usarán para ningún otro objeto.
2. Deberá haber cuando menos un lavabo por cada 20 trabajadores que tengan descanso y tiempo libre para comer al mismo tiempo.
3. En los lavabos habrá una corriente suficiente de agua limpia y un medio adecuado para eliminar el agua de desechos; se proporcionará jabón no irritante en cantidad suficiente y se prohibirá el uso de toallas comunes.
4. Se instalarán baños de regadera deberá limpiarse completamente cuando menos una vez por día de uso, y deberá desinfectarse en forma efectiva.

E. HABITACIONES

1. Las habitaciones individuales o colectivas, deberán ser suficientes y apropiadas; protegidas de la intemperie, humedad del suelo, sabandijas, mosquitos y otros insectos.
2. Las habitaciones estarán provistas de alumbrado y, de ser necesario, calefacción y debidamente ventiladas.
3. Los dormitorios deberán proporcionar cuando menos 14 metros cúbicos de espacio por persona, y cuando menos 6 metros cuadrados de piso por persona y tener una altura promedio de cuando menos 2,5 metros.
4. Los dormitorios deben tener ventanas que se abran al aire libre y que puedan abrirse para proporcionar una abertura igual cuando menos a un décimo de espacio del piso.
5. Deberá proporcionarse una cama para cada trabajador, un colchón o bolsa, una almohada y las sábanas y cobijas necesarias.
6. Las camas deberán estar cuando menos a 40 centímetros del piso.
7. Los muros de los dormitorios deberán ser fácilmente lavables y los pisos de un material impermeable y cuando menos a 30 centímetros arriba del piso en el exterior.
8. Los dormitorios y la ropa de cama deberán lavarse y desinfectarse.

fectarse a intervalos apropiados.

9. Los dormitorios para trabajadores que laboran en túneles y obras subterráneas, deberán estar en la superficie y separados de los comedores.
10. Las cuevas, chozas de paja, tiendas de campaña y almacenes y establos no deberán usarse para habitación.

IV. SERVICIOS MEDICOS

A. PUESTO DE SOCORROS O CENTRAL DE URGENCIAS

1. En los lugares en que laboran 100 ó más trabajadores, deberá establecerse un puesto de socorros, bajo la responsabilidad de un médico, ubicado cuando menos a 60 metros de las cocinas, instalaciones sanitarias o lugares para animales.
2. Los puestos de socorros deben establecerse en lugares estratégicos y estar debidamente equipados.

B. PRIMEROS AUXILIOS

1. En los campamentos deberá haber a la mano y disponibles medios adecuados y personal para prestar primeros auxilios y, durante las horas de labores, en los frentes de trabajo.
2. En todos los túneles se tendrán materiales adecuados para primeros auxilios, y cualquiera otra facilidad para dar la atención apropiada a los trabajadores lesionados.
3. Los materiales para primeros auxilios se conservarán en estado sanitario y en condiciones de usarse.
4. En todos los frentes de trabajo se establecerán los medios de comunicación necesarios (teléfono, radio, etc.) para solicitar los servicios médicos.
5. Se harán inspecciones frecuentes de todos los materiales para primeros auxilios.
6. Se dispondrá de facilidades adecuadas para dar atención médica oportuna a los trabajadores lesionados.
7. Los cobertores de lana, sábanas o cubiertas impermeables se conservarán en paquetes sellados a prueba de

humedad y polvo.

8. Se colocará una camilla, con un cobertor de lana, una cubierta impermeable o una cubierta equivalente y materiales para primeros auxilios en un sitio conveniente, dentro de todos los túneles de más de 400 metros de longitud o en algún sitio cercano a ellos, para utilizarse en la atención a los trabajadores lesionados.
9. Todos los Supervisores de Seguridad y los sobrestantes y por lo menos un trabajador en cada cuadrilla, deberán haber recibido instrucción en primeros auxilios en el curso de los últimos dos años y deberán ser competentes para administrar el tratamiento de emergencia apropiado.
10. La instrucción debe ser impartida por un médico, enfermero o persona que tenga un Diploma ó Certificado en vigor de Instructor de Primeros Auxilios.
11. Para neutralizar las quemaduras ocasionadas por el acelerante Sigunit A (SIKA), se recomienda una solución de ácido bórico de 3% p.p. y para la protección de la piel el uso de cremas a base de silicones (por ejemplo: Atrix).
12. Todos los trabajadores tienen la obligación de asistir a las prácticas de primeros auxilios y salvamento, cuando sean requeridos para ello.

C. BOTIQUINES

1. Deberán proporcionarse botiquines de primeros auxilios, instalándose en lugares apropiados, cerca de los frentes de trabajo, y deberán estar protegidos contra daños y contaminación por polvo, humedad, etc.
2. Los botiquines de primeros auxilios deberán contener compresas y vendajes, pomadas para quemaduras, antisépticos, tela adhesiva, torniquetes, tijeras de punta roma, etc., y demás medicamentos y material médico estipulado para prestar primeros auxilios.
3. Los botiquines de primeros auxilios deberán contener instrucciones sencillas y claras para seguirse en las emergencias, y deberán surtirse después de cada ocasión de uso.
4. Los botiquines de primeros auxilios deberán estar a cargo de una persona responsable que esté capacitada para prestar primeros auxilios, y su contenido deberá ser revisado cuando menos una vez al mes por la persona que lo

tenga a su cuidado.

D. CAMILLAS

1. Deberá haber a la mano camillas para el transporte de lesionados, y dos cobijas limpias para cada camilla.
2. En ningún caso habrá menos de una camilla por cada 100 trabajadores por turno.

E. EQUIPO DE SALVAMENTO

1. Los frentes de trabajo deberán contar con una cuadrilla de salvamento, adiestrada y provista de elementos adecuados para desempeñar sus funciones.
2. Deberá tenerse disponible y a la mano equipo de rescate y de resucitación.
3. Los miembros de las cuadrillas de salvamento deberán pasar un examen médico anual y, además, todos aquellos que se juzgue necesario.

F. AMBULANCIAS

1. Para evitar, en los sitios aislados, las esperas innecesarias de atención a los trabajadores lesionados se dispondrá de una ambulancia para su transporte inmediato a las clínicas o Centros Hospitalarios.
2. La ambulancia es un vehículo de uso exclusivo para trasladar personal lesionado en accidente de trabajo; del frente en que ocurre el accidente a la Central de Emergencias de la Gerencia correspondiente y de ésta, si el caso lo amerita, a la Clínica del Instituto Mexicano del Seguro Social.
3. El médico de guardia en la Central de Urgencias, es responsable del manejo de la ambulancia y del personal de la misma.
4. Durante sus recorridos en servicio, la ambulancia llevará encendidas las luces intermitentes y los flashes.

No se usará la sirena en el trayecto entre lumbreras cuando se vaya por algún lesionado ni cuando se le traslade a la Central de Urgencias de la Gerencia que le cõ

responda. Sólo por órdenes del médico de guardia, podrá usarse la sirena en carretera y cuando la ambulancia vaya con destino a alguna Clínica del I.M.S.S.

6. La ambulancia no desarrollará una velocidad mayor de 60 km/h. en el trayecto entre Iumbreceras y sólo rebasará esta velocidad pero sin pasar de 100 km/h., cuando viaje en ella el médico en turno. Rara vez es necesaria la rapidez en el transporte del lesionado del sitio del accidente al hospital y, generalmente, esto no ayuda al herido y con frecuencia provoca severas lesiones y hasta la muerte. "ES MAS IMPORTANTE PARA EL TRABAJADOR LESIONADO, SU TRANSPORTE CUIDADOSO AL HOSPITAL QUE LA RAPIDEZ DE SU LLEGADA".
7. Los conductores de ambulancia deben tener especial cuidado en su trabajo y obedecer el reglamento de tránsito.
8. Al finalizar su turno, los conductores de ambulancia entregarán ésta a su relevo, perfectamente limpia, con los combustibles necesarios y reportarán cualquier falla mecánica en dicho vehículo.

G. ENFERMEDADES CONTAGIOSAS

Cuando se presente o se sospeche que hay una enfermedad contagiosa en el campamento, la Empresa deberá notificarlo a la Autoridad Sanitaria competente.

H. AVISOS

Deberán colocarse avisos en lugares estratégicos manifestando la ubicación de los botiquines de primeros auxilios; ambulancia, camilla y el lugar en donde puede encontrarse a la persona encargada de prestar los primeros auxilios; ubicación del teléfono más cercano y número telefónico y nombre de la persona o Centro que haya de llamarse, sitios de los extinguidores de incendio, etc..

SEGURIDAD EN EL MANEJO DE EXPLOSIVOS

Todos los explosivos son peligrosos y deben ser manejados y usados con cuidado por personas competentes y experimentadas y bajo la vigilancia de éstas. Todas las personas que manejan explosivos tienen la responsabilidad de conocer y poner en práctica todas las medidas aprobadas de seguridad.

De todo accidente que ocurre con explosivos, (que generalmente reviste serias consecuencias) se analizan a fondo las causas que lo originaron y se determinan las normas de seguridad necesarias para evitar accidentes similares. Por lo tanto de vemos considerar el cúmulo de experiencias de muchos años, de muchas gentes y de muchos lugares.

Con el conocimiento anterior deben establecerse procedimientos estrictos de manejo y uso de explosivos en los que se eviten los riesgos o se proteja de los mismos.

Solo en los polvorines y en el carro de explosivos o perrera deben almacenarse los explosivos, diferenciándose uno del otro en que en el primer caso podemos tener la dotación requerida para varios turnos de trabajo y en el segundo, solo la necesaria para las tronadas de un día de trabajo, con un lógico excedente que evite problemas por falta del mismo.

Los polvorines de la obra se han construido de modo que cumplen todas las recomendaciones de seguridad.

El carro de explosivos o perrera tiene dos compartimentos separados para alojar en uno los artificios y en el otro solo la dinamita. Debe contar con llave que asegure las puertas de los compartimentos.

La perrera siempre que esté cargada, deberá ser jalada por la locomotora y no empujarse.

Se ha elaborado un procedimiento de trabajo para solicitar el servicio de transporte de explosivos del polvorín a la obra, que se hace en camionetas acondicionadas para ese fin.

Nunca se transportan en el mismo vehículo la dinamita y los estopines, esto sólo se autoriza en la perrera o carro de explosivos.

Los explosivos al llegar a la obra, deberán ser trasladados de inmediato por la persona encargada al carro de explosivos o perrera. Deberá bajar en viajes separados la dinamita y los estopines, no debiendo hacer uso de la jaula otras personas o llevar otros materiales. Se le dará aviso al malacatero que se van a bajar los explosivos.

(Cuando el carro de explosivos se encuentre en la superficie, se almacenan la dinamita y estopines en sus compartimentos respectivos, se cierra con candado y puede bajarse al túnel en la plataforma correspondiente, siguiendo las indicaciones de no viajar en la plataforma más que el encargado).

El responsable de bajar los explosivos, deberá comunicarse al túnel para que en ese momento no haya aglomeración de personal

o maniobras que pudieran ser riesgosas.

Generalmente el pedido de los explosivos al polvorín se hace por cajas de dinamita y por piezas de estopines de diferentes tiempos. Deberá proporcionarse para los estopines una caja de madera con divisiones para cada retardo y que en ésta forma el encargado del polvorín lo surta al del transporte y en la misma se le entreguen al del túnel, quién los guarda en la perrera.

La perrera será jalada por la locomotora al frente donde se vayan a preparar los cebos, no viajando más que el operador y el encargado de los explosivos, debiendo estacionar la perrera al lado contrario al de líneas de corriente eléctrica, en lugar donde no estorbe y esté libre de riesgos de choque.

Se sacan los cartuchos de dinamita y estopines que se requieran para los cebos, llevándose a una mesa de madera donde se preparan. Esta mesa debe situarse alejada de las líneas de corriente.

Es importante vigilar que en ésta etapa de preparación de los explosivos debe evitarse el acceso a la zona de personas innecesarias.

para la preparación de los cebos, solo se utilizarán herramientas de madera.

Los cebos que se vayan terminando deberán colocarse en cajas de madera, con separadores para cada retardo, las que se cerrarán y transportarán al frente cuando se hayan terminado los trabajos de barrenación y se haya cortado la corriente en el jumbo.

La iluminación necesaria para cargar el frente deberá proporcionarse con lámparas de turbina de aire instaladas en el jumbo o con reflectores eléctricos separados del jumbo a distancias no menor de 15 mts.

Al terminar la barrenación y haber cortado la corriente en el jumbo, teniendo lista la iluminación para carga el frente, se llevan al jumbo las cajas de dinamita requeridas y los cebos.

Solo se emplearán faineros de madera para retacar los barrenos.

Los explosivos que sobren después de cargar el frente, se regresarán a la perrera, debiendo desarmar los cebos que hubieran quedado y se regresará la perrera a un sitio seguro.

Teniendo en consideración los múltiples riesgos que existen en el transporte superficial, descenso a túnel y acarreo a la perrera de los explosivos, se considera más seguro dotar los

requerimientos diarios en cada lumbrera y almacenarlos en la perrera.

Solo personas competentes y autorizadas para el uso de explosivos, estarán a cargo inmediato de todas las operaciones de voladura.

El explosor o líneas de circuitos de iluminación se utilizan como fuente de energía para la tronada. Dependiendo de lo anterior las conexiones se harán en serie o en paralelo y combinación de ellas, siguiendo las recomendaciones de los fabricantes de explosivos y de los explosores.

Los cables para la tronada se alojarán en el lado del túnel -- opuesto al de todas las líneas de fuerza e iluminación y lejos de tuberías, rieles y conductores similares. Se suspenderán de una manera apropiada de aisladores y se protegerán de cualquier contacto con los marcos de acero usados para el ademe -- del túnel.

No se usarán circuitos o sistemas conectados a tierra para las voladuras.

Los cables permanentes para voladura y los interruptores para voladura, serán conservados en condiciones adecuadas por una persona competente.

Solamente una persona debidamente capacitada en los sistemas de voladura operará el explosor o lo conectará con los cables; estas conexiones no se harán hasta después de haber terminado TODOS los trabajos preparatorios para la voladura y después de retirar al personal hasta un lugar seguro.

Solamente se usará corriente eléctrica procedente de los circuitos de iluminación para hacer explotar cargas, cuando las conexiones eléctricas con dicho circuito se hagan por medio de una caja de interrupción cubierta.

Cuando la voladura se haga por medio de un circuito de iluminación, nadie entrará al sitio en que se hizo la voladura, sino hasta después de haber desconectado los cables de voladura permanentes de la fuente de energía eléctrica y hasta después de haber asegurado en la posición "abierta" el interruptor usado para la voladura.

Se instalarán conexiones de clavija y receptáculo para que la operación de cierre o de interrupción del circuito en este punto, sea una operación manual sencilla y serán de un tipo que evite que la clavija sea extraída accidentalmente; no serán intercambiables con ninguna otras clavijas ni receptáculos utilizados en el túnel.

Los cables permanentes para voladura y los conductores provisionales, serán de alambre macizo de cobre impermeable y aislado. Tendrán capacidad suficiente para conducir la corriente necesaria por la voladura y en ningún caso serán de un diámetro menor que el recomendado por el fabricante de los explosivos.

Todos los empalmes estarán correctamente hechos, los alambres se unirán de tal manera que queden eléctrica y mecánicamente seguros. Los empalmes de los cables permanentes, se aislarán con cinta o algún otro medio efectivo.

Se instalará un interruptor de operación externa en buenas condiciones de servicio y en los puntos desde donde se haga la voladura de las cargas.

Este interruptor quedará instalado en el lado del túnel opuesto al correspondiente a los circuitos de iluminación y fuerza.

Este interruptor se mantendrá normalmente en la posición desconectado. En la posición "desconectado" los dos cables del circuito quedarán en corto circuito, pero no conectados a tierra. El interruptor se dispondrá de tal manera que no pueda permanecer en la posición de "volar" al soltar la palanca.

El interruptor para la voladura estará a no menos de 300 metros del frente del túnel si la longitud de éste es mayor, o en el portal o superficie si la longitud excavada es menor.

El circuito usado para la voladura se probará antes de hacer explotar las cargas. Para estas pruebas se utilizará un galvanómetro diseñado especialmente para los trabajos de voladura.

Los cables auxiliares de distribución se conectarán en corto circuito hasta el momento en el que se conecten con los alambres conductores. Los alambres conductores se conectarán en corto torciendo los extremos desnudos uno con otro, hasta el momento en el que se conecten con el cable permanente usado para la voladura.

La persona que haga la conexión con los cables auxiliares de distribución, tendrá en su posesión los dos extremos de los alambres conductores y después llevará estos alambres conductores desde el frente hasta los cables permanentes para la voladura. Deben colgar o estar suspendidos de soportes de madera o de algún material aislante.

Las llaves del interruptor para la voladura deben estar en posesión del sobrestante o de la persona que haga la voladura. Cuando sea necesario hacer reparaciones, prolongaciones o prue

das de la línea de voladura o de las usadas para hacer explotar las cargas, el sobrestante o la persona deben abrir los candados y permanecer en el interruptor hasta que puedan volverlo a asegurar.

No se harán preparaciones para carga ni voladura hasta que el interruptor esté asegurado y las llaves en posesión del sobrestante o de la persona que hace la voladura.

Al final del turno, el sobrestante o la persona que hace la voladura entregará las llaves al sobrestante o a la persona que hace la voladura correspondiente al siguiente turno. El superintendente debe guardar en su oficina y bajo llave, un juego duplicado de las llaves. No debe existir en el túnel ningún otro juego de llaves que correspondan a éste candado.

Antes de iniciarse las operaciones de carga, todos los circuitos eléctricos se retirarán a una distancia segura del frente.

No se conectarán los alambres conductores a la línea permanente para la voladura sino hasta que todo el personal se haya retirado del frente con excepción de las personas que hagan la conexión. Todo el personal se retirará con él hasta el punto en el que está instalado el interruptor para la voladura. No se harán trabajos innecesarios en el frente durante la carga o después de ella y antes de la voladura.

Después de la voladura, el personal debe esperar el tiempo necesario para la limpieza del aire mediante el sistema de ventilación. Los interruptores usados para la voladura deben asignarse en la posición "desconectado", debe desconectarse el cable portátil y al regresar al frente, los alambres conductores deben desconectarse de los extremos del cable permanente para la voladura; los extremos descubiertos de cada uno de ellos se conectarán entre sí a corto circuito torciéndolos uno con otro.

Todo intento para retirar explosivos o tacos de un barreno cargado estará estrechamente supervisado por el sobrestante.

Si está dentro de la seguridad hacerlo, se debe colocar un nuevo cebo en el barreno para volver a volarlo debiéndolo enfriar previamente.

No se barrenará sobre el fuque de la tronada anterior.

De taparse algún barreno durante la carga deberá emplearse una cuchara de bronce o cobre para retirar el obstáculo y nunca volver a meter la barrenadora cuando se ha cargado parte del frente.

MEDIOS DE PREVENCION DE
ACCIDENTES

INSPECCION

INVESTIGACION DEL ACCIDENTE

INSTALACION

ANALISIS DE SEGURIDAD DEL TRABAJO

ING. EDDIE MEDINA CARRIZO

FUENTES MAS COMUNES DE ACCIDENTES EN LA
INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION.

CAIDAS DE PERSONAS O CAIDAS DE MATERIALES.

- De cimbras durante erección, modificación o desmantelado.
- De cimbras debido a colapso o falla total o parcial
- De plataformas de Trabajo, andadores, plataformas colgantes, etc.
- De escaleras fijas o de manó.
- A través de aberturas en los pisos o paredes.
- A través de techos de materiales frágiles.
- De techos inclinados.
- Durante el trabajo en picos resbalosos.
- De estructuras de construcción durante demolición o erección.
- De elevadores o en cubos de elevadores.
- Dentro de excavaciones.
- Dentro del agua.
- En el piso chocando contra objetos
- En el piso al cargar o transportar cargas.

EXCAVACIONES Y PERFORACION.

- Atrapados por caída de material.
- Golpeados por material debido a derrumbes de los lados.

EQUIPO DE LEVANTAMIENTO.

- Caídas de la plataforma o jaula.
- Atrapados por el elevador.

- MAQUINARIA ELECTRICA Y NO ELECTRICA.
- FUEGOS Y/O EXPLOSIONES.
- RESBALADURAS Y/O GOLPES CONTRA OBJETOS.
- CLAVOS SALIENTES EN LA MADERA.
- HERRAMIENTAS DE MANO.
- TRANSPORTE FERREO Y DE OTROS TIPOS.
- ELECTRICIDAD.

COMO PUEDE UN SUPERVISOR LOGRAR SEGURIDAD EN SU TRABAJO.

- 1.- Ser un buen ejemplo para sus subordinados y desarrollar -- buenos hábitos.
- 2.- Considerar que sus trabajadores laboran con seguridad y -- mostrarles que para todos es muy importante el trabajar -- con seguridad. Hablar frecuentemente acerca de la seguridad.
- 3.- Actuar y corregir condiciones y actos inseguros sin dilata -- ción.
- 4.- Insistir en tener el área de trabajo limpia.
- 5.- Asegurar que todos los trabajadores son capaces de llevar -- a cabo su trabajo en una manera segura y si es necesario -- llevar a cabo entrenamiento.
- 6.- Asegurar que están en uso sistemas de trabajo adecuados -- y checarlos frecuentemente.
- 7.- Vigilar que las reglas y reglamentos se cumplan en todo -- tiempo. Deberá ser rutina un chequeo diario.
- 8.- Investigar accidentes e inspeccionar el área de trabajo -- para tratar de evitar futuros accidentes.
- 9.- Distribuir equipo de protección donde sea necesario y ex -- plicar su propósito. Asegurar que éste se use adecuada -- mente.
- 10.- Asegurar que las herramientas de mano están en buenas con -- diciones y que se usan correctamente.
- 11.- Revisar sus acciones y rutinas a intervalos regulares.

41

64

INSPECCION DE SEGURIDAD

GUIA DE LOCALIZACION DE CONDICIONES INSEGURAS MAS COMUNES.

Marque con un X las condiciones deficientes que encuentre.

EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES.

Carencia de apuntalamiento

Hay muy cerca de caminos o andadores.

Lados derrumbándose

Bordes no protegidos.

Cimbras o madera usada con clavos salientes.

Tierra muy cerca de la excavación.

Rellenos de realizados alrededor de cimentaciones terminadas.

ACCESOS.

Insuficientes al lugar de trabajo.

Construidos inadecuadamente.

Sin pasamanos.

De material defectuoso.

PISOS

Agujeros no protegidos

Material almacenado cerca del borde del agujero.

Agujeros cubiertos con placas no marcadas.

Agujeros cerca de entradas

Agujeros cubiertos con placas débiles.

Tornillos, pernos o varillas salientes.

Acceso limitado.

CIMBRAS.

Erigidas por trabajadores no entrenados.

Carencia de soportes de base.

Construidas inadecuadamente

Carencia de uniones.

Carencia de accesos.

Carencia de pasamanos.

Carencia de rodapiés

ESCALERAS PORTATILES

Muy cortas
No aseguradas correctamente
No usadas correctamente

Dañadas
Colocadas en ángulo erróneo

OPERACIONES DE LEVANTAMIENTO

No usando el equipo correcto
Eslingas sobrecargadas
Práctica de eslingado incorrecto.

Sobrecargando las grúas
Usando grúas sobre terreno no nivelado y sin estabilizar.
Indicador de carga segura inoperativo.

LIMPIEZA

Circulaciones obstruidas
Remoción inadecuada de basura ó desperdicios.

Estibados inseguros o muy altos
Material no almacenado en orden.

ELECTRICIDAD

Conexiones inseguras (sin clavijas)
Uso de equipo inseguro
Carencia de protecciones

Cables desnudos
Cables dañados

22

GUIA DE LOCALIZACION DE ACTOS INSEGUROS

- 1.- ¿Los trabajadores, manejan sin autorización la maquinaria, herramienta, dispositivos y otro equipo?
- 2.- ¿Trabajan u operan maquinaria a velocidad peligrosa?
- 3.- ¿Quitan protecciones o hacen que no funcionen las protecciones y otro equipo de seguridad?
- 4.- ¿Emplean herramientas o equipo defectuoso?
- 5.- ¿Usan las herramientas o el equipo en forma insegura?
- 6.- ¿Emplean las manos o alguna otra parte del cuerpo en lugar de las herramientas?
- 7.- ¿Estiban, manejan o depositan materiales en forma insegura?
- 8.- ¿Se paran debajo de cargas suspendidas o trabajan cerca de aberturas en el piso?
- 9.- ¿Viajan sobre la carga en vehículos?
- 10.- ¿Transitan por vías de ferrocarril o cruzan vías o caminos transitados en sitios no seguros para el cruce?
- 11.- ¿Reparan o ajustan equipo en movimiento, o sujeto a presión, o cargado eléctricamente, o que contiene sustancias peligrosas?
- 12.- ¿Distrae alguien la atención de los trabajadores o les dá bromas o sorpresas?
- 13.- ¿Usan dispositivos para seguridad o el equipo de protección personal que se necesita y se les ha suministrado?
- 14.- ¿Qué otros actos inseguros se cometen?
- 15.- ¿Cumplen con los reglamentos y reglas de seguridad?
- 16.- ¿Conocen los trabajadores las reglas de seguridad?
- 17.- ¿Chocan las condiciones de uso del equipo de levantamiento?
- 18.- ¿Está disponible y se usa correctamente?
- 19.- ¿Mantienen su área de trabajo limpia y ordenada?
- 20.- ¿Gustan de usar bromas de mal gusto en el trabajo a sus compañeros?

SUGESTIONES PARA CONTROLAR CONDICIONES
INSEGURAS Y MANTENER ORDEN Y LIMPIEZA.

- 1.- Fije con qué frecuencia conviene realizar las inspecciones y una vez acentuada sujétese a ese calendario.
- 2.- Defina el curso que va a seguir el recorrido y el tiempo que se empleará en él.
- 3.- Anticipe a sus trabajadores la forma, frecuencia y objeto de las inspecciones.
- 4.- Ponga usted el ejemplo en cuanto a orden y limpieza.
- 5.- Explique a cada compañero la responsabilidad que tiene en cuanto a orden y limpieza e indíqueles la razón para esa responsabilidad. Explíqueles también cómo pueden cumplirla.
- 6.- Trate de aconsejar claramente a los trabajadores sobre la seguridad y cerciórese de que le han entendido.
- 7.- Facilite el aseo del área de trabajo, y coopere a éllo cuidando de la conservación de recipientes en lugares estratégicos y vigilando que éstos se vacíen oportunamente.
- 8.- Procure que no se almacenen "temporalmente" objetos o materiales en lugares que no corresponden.
- 9.- Debe eliminarse el hábito de almacenar en los lugares de trabajo, exceso de materiales. Este es uno de los peores hábitos en contra de la limpieza y el orden.
- 10.- Debe asegurarse que los solventes y líquidos inflamables se guarden en recipientes adecuados y en los lugares asignados para este objeto. No deberá permitirse en ningún momento que se guarden en el área de trabajo estas substancias, excepto las necesarias para uso inmediato.
- 11.- Estimule a los trabajadores para que informen a sus superiores de las condiciones que conducen al desaseo, a la falta de orden y consecuentemente pueden propiciar accidentes.
- 12.- Coopere con el personal encargado del manejo de materiales, a fin de que las zonas de almacenaje temporal estén bien marcadas o identificadas y sean fáciles de usar.

68

INVESTIGACION DEL ACCIDENTE

PROCEDIMIENTO.

- 1.- Vaya al lugar del accidente tan pronto como sea posible.
- 2.- Obtenga una idea general de la situación y qué fué el accidente.
- 3.- Interrogue testigos primero en términos generales y luego en términos específicos.
- 4.- Determine hechos.

QUIEN FUE LESIONADO
QUE PASO, DONDE, CUANDO Y COMO.
QUE TRABAJO SE ESTABA HACIENDO, COMO, CON
QUE EQUIPO.
CON AYUDA DE QUIEN, PORQUE SE ESTABA HACIENDO
Y BAJO QUE INSTRUCCIONES.
QUE ESTUVO-ERRONEO.
QUE CAUSO LA LESION.
QUE PASO INMEDIATAMENTE DESPUES DEL ACCIDENTE.

Si es posible interrogue a la persona accidentada.

- 5.- Determine:

- I) Las condiciones inseguras que contribuyeron al accidente.
- II) Los actos inseguros que contribuyeron al accidente.
- III) Porqué siguieron las condiciones inseguras.
- IV) Porqué se cometieron los actos inseguros.

Obtenga las opiniones de los testigos pero haga sus propias conclusiones.

- 6.- Decida qué acciones tomará para eliminar o corregir los puntos I) II) III) IV) anteriores y prevenir repetición en esta situación o en alguna otra situación similar.
- 7.- Ponga en práctica las acciones que ha decidido.
- 8.- Reporte el accidente en los formatos oficiales establecidos.

¡IMPORTANTE.

CUANDO INTERROGUE A LAS PERSONAS:

NO SALTE A CONCLUSIONES.
NO HAGA PREGUNTAS QUE INSINUEN UNA RESPUESTA.
SEA CONSIDERADO Y TRANQUILO

116
69

ANALISIS DE SEGURIDAD DE LAS OPERACIONES.

P R O C E D I M I E N T O .

I.- DIVIDA LA OPERACION EN SUS DETALLES COMPONENTES.

- a).- Anticipe a los interesados el análisis que va a hacer.
- b).- Observe la operación varias veces y determine - donde va a comenzar y a terminar su análisis.
- c).- Anote los detalles; pesos, distancias, condiciones del material y objeto, condiciones del local, etc.

II.- LOCALICE LOS RIESGOS.

- a).- Obenga la colaboración de los trabajadores y otras personas afectadas.
- b).- Determine en cada detalle el riesgo presente.
- c).- Consulte la experiencia de accidentes anteriores.

III.- DETERMINE EL METODO SEGURO.

- a).- Primero trate de eliminar el riesgo; si no puede eliminarse, determine cómo puede protegerse la máquina o el equipo involucrado.
- b) Si no puede protegerse la máquina o el equipo, - ¿cómo puede protegerse el trabajador?, ¿qué instrucciones deben dársele?
- c).- Ponga por escrito el Método Seguro.

IV.- APLIQUE EL METODO SEGURO

- a).- Obtenga la aprobación de su jefe, subordinados y otras personas, y reconozca la colaboración recibida.
- b).- Adiestre al personal en el Método Seguro.
- c).- Compruebe resultados.

SIEMPRE HAY UN METODO MEJOR Y MAS SEGURO

HOJA DE ANALISIS DE SEGURIDAD

OPERACION:

ANALIZO:

DEPARTAMENTO:

FECHA:

METODO ACTUAL			METODO MEJORADO	
DETALLES	RIESGOS	CORRECCION	DETALLES	INSTRUCCIONES

48
71

FABRICA CONTINENTAL DE TORNILLOS

M E M O R A N D U M

México, D.F., marzo 8 de 1973.

DE: JUAN LOPEZ M.
Departamento de Embarque.

A: SR. FEDERICO MENDOZA
Jefe de Producción.

ASUNTO: MEJORAS EN LA REVISION Y MANEJO DE CAJAS QUE SE
EMBARCAN, MEDIANTE UN NUEVO METODO.

Podemos lograr las siguientes mejoras:

- 1.- Evitar lesiones a nuestro trabajador y daños al producto, que vienen ocasionando transtornos y gastos.
- 2.- Revisar y despachar 100 cajas más al día.
- 3.- Aprovechar más espacio en el Departamento de Embarque, haciendo los siguientes cambios:
 - 1.- Mejorar el acabado de las cajas.
 - 2.- Dotar de guantes de lona al trabajador.
 - 3.- Dotar al Departamento de tres carritos de 1.20 x 1.50 x 0.75 M., los cuales pueden construirse en nuestro Taller Mecánico.

Acompaño los detalles de Método que se sigue actualmente y que propongo, el cual fue logrado con la colaboración y sugerencias del trabajador encargado, señor Enrique Reynoso.

OPERACION: Revisión y Marcado de cajas de tornillos.
 DEPARTAMENTO: Embarque

LOCALIZO: Juan López M.
 FECHA: 5 de marzo de 1973

M E T O D O A C T U A L			M E T O D O M E J O R A D O	
DETALLES	RIESGOS	CORRECCION	DETALLES	INSTRUCCIONES
Camina a tomar caja acabado tosco. inclina a tomarla. levanta-pesa 20 Kgs. lleva a banco de abajo. deposita revisa tapa coloca martillo y clavos tapa martillo y clavos crayón. tipo de tornillos crayón. caja. lleva a punto de em- barque. inclina a dejarla deposita en el suelo levanta.	Astillas-Machucón Relajamiento caída caja. Caída de caja Machucón Astillas. Golpe con martillo. Machucón Caída de caja Relajamiento. Machucón	Mejorar acabado de cajas. Distribuir 6 cajas en carro de 0.75 M. de alto para revi- sarlas y rotularlas sobre carro. Instruir en manejo Las cajas se entre- gan a punto de em- barque, sin remover las del carro que las trajo.	Camina a tomar ca- rro cargado con 6 cajas. Lo lleva a área de tra- bajo. Revisa 6 cajas. Toma 6 tapas Las coloca. Toma martillo y caja con clavos. Las clava Dejar martillo y cla- vos. Toma crayón Rotula cajas. Dejar crayón Lleva carro a punto de embarque. Vuelve por otro, carro cargado.	Usar guantes lona. Revisar mango cabeza-mango pio. Tomar extremo mango y clava acercando la za del martil.

50
73

RESUMEN DE LA 1A. SESION

- 1.- Los accidentes generalmente son el resultado de falta de control o ineficiencia. Por lo tanto, para prevenir accidentes, el trabajo debe ser planeado, organizado y controlado. Estos aspectos son principalmente la responsabilidad de quienes ejercen funciones de dirección.
- 2.- La finalidad de la Seguridad Industrial es proteger al trabajador en el desarrollo de sus labores y accesoria - miento a los familiares que dependen de él a la economía del país - reducir al mínimo los daños a la planta y -- equipo.
- 3.- Accidente y lesión no es la misma cosa. La lesión es consecuencia del accidente, y al ocurrir éste se puede producir la lesión.
- 4.- Se debe tratar de eliminar los accidentes y automáticamente se estará protegiendo a la persona contra una lesión.
- 5.- No todos los accidentes causan lesión, pero siempre afectan a uno o más de los elementos de la producción.
- 6.- El accidente es un acontecimiento imprevisto que interrumpe o transtorna el desarrollo ordenado de la actividad que se realiza, y cuando este accidente ocurre en un lugar de trabajo, siempre afecta a uno o más de los elementos de la producción.
- 7.- En la producción, sea de objetos o servicios, generalmente intervienen cinco elementos: hombre, maquinaria, equipo, materia prima y tiempo.
- 8.- Se considera que el costo total de un accidente se compone de dos partes:
 - a).- El costo directo.
 - b).- el costo oculto o indirecto.

El costo directo está representado por los salarios de la persona lesionada durante el período de su incapacitación; su -- atención médica e indemnización en casos de incapacidad permanente. Este costo ordinario es cubierto por el Seguro Social o por compañías aseguradoras.

El costo indirecto u oculto está representado por diversos - perjuicios, entre ellos: interrupciones en la producción, da

s a la maquinaria, materia prima, producto o instalaciones; costos de adiestramiento de personal sustituto, desperdicios derivados del accidente, etc.

Este costo indirecto es absorbido por la Empresa.

Las estadísticas y los estudios contables que se han hecho revelan que el costo indirecto suele ser 4.5 y más veces mayor que el costo directo.

9.- El trabajador en sus distintas categorías es el hombre clave - para la seguridad en el trabajo, ya que es la causa de ésta, pues se trata de protegerlo, y en esta forma proteger el factor humano de la producción.

52

75.

SALUD OCUPACIONAL

EFFECTOS EN LA PRODUCTIVIDAD DE LOS AGENTES AMBIENTALES

LA FATIGA Y OTROS FACTORES COMO CAUSA DE ACCIDENTES.

PRIMEROS AUXILIOS

DR. FRANCO TRUJILLO
Secretaría del Trabajo
y Previsión Social

NORMAS COMPLEMENTARIASAC. TRABAJOS EN AIRE COMPRIMIDO.Definiciones:
(Sección II-B)

- 1.- Superintendente del aire.- Aquel individuo competente, designado por la empresa, quien es responsable por la obra.
- 2.- Presión de aire.- La fuerza del aire sobre la unidad del área. (En el sistema inglés es en libras por pulgada cuadrada (psi). En el sistema métrico es en kilogramos por centímetro cuadrado, kg/cm^2).
- 3.- Presión absoluta.- Es la presión manométrica más la presión atmosférica, (psia), $\text{kg}/\text{cm}^2\text{-a}$.
- 4.- Presión atmosférica.- La presión normal del aire libre atmosférico. Al nivel del mar la presión atmosférica se estima en $1.03 \text{ kg}/\text{cm}^2\text{-a}$ (14.7 psia). La presión manométrica es siempre $\text{kg}/\text{cm}^2\text{-m}$ (cero psig) al nivel del mar.
- 5.- Presión manométrica.- La presión medida por un manómetro indicando la presión que excede la presión atmosférica, (psig) ($\text{kg}/\text{cm}^2\text{-m}$).
- 6.- Presión de trabajo.- La presión que el Superintendente del aire o su asistente autorizado establezca para la cámara de trabajo, según la necesidad.
- 7.- Presión baja:- Una presión de trabajo no mayor de $1.03 \text{ kg}/\text{cm}^2\text{-m}$, (14.7 psig).

- 8.- Presión alta.- Una presión de trabajo mayor de 1.03 kg/cm²-m (14.7 psig).
- 9.- Suministro de aire.- El aire comprimido usado en la cámara de trabajo.
- 10.- Suministro de aire de presión baja.- Aire comprimido usado para subir y mantener la presión en la cámara de trabajo y en las esclusas de aire.
- 11.- Suministro de aire de presión alta.- Aire comprimido normalmente usado para el equipo y herramientas neumáticas.
- 12.- Médico.- Un médico con licencia, contratado por la empresa para supervisar el programa médico que aquí se describe.
- 13.- Mampara.- Una estructura a prueba de escape de aire que sepa ra la cámara de trabajo del aire libre o de otra cámara bajo una presión menor. Generalmente es atravesada por una o más esclusas, por la tubería de aire y otras instalaciones.
- 14.- Patrón.- El contratista, la firma, corporación u otra organización que lleve a cabo el trabajo.
- 15.- Ingeniero.- Un ingeniero con licencia para ejercer la profesión en el estado o distrito de su jurisdicción. El ingeniero deberá ser experto en el tipo de trabajo. El ingeniero a que se hace referencia en estas normas de seguridad, no tiene que ser la misma persona en cada caso o en todos los casos.
- 16.- Aire normal.- La presión atmosférica normal.
- 17.- Inundación rápida.- Una situación crítica debida a una crecida rápida del agua en la cámara de trabajo, cuando la presión

do aire sea bajada intencionalmente e por otro motivo. Un túnel perforado por el sistema de aire comprimido, bajo agua, - tal como bajo un río o bahía, será considerado propenso a una inundación rápida, en cualquier tipo de terreno.

- 18.- Cortina de seguridad.- Un diafragma impermeable colocado a través de la parte alta del túnel entre el frente y la mampara, con el fin de evitar la inundación de la clave del túnel entre la cortina de seguridad y la mampara, dando un refugio seguro y escape de una inundación o túnel inundado.
- 19.- Pozo.- Una entrada hecha desde la superficie del terreno a un punto subterráneo y cuyo eje mayor inclina a la horizontal con más de 20 grados.
- 20.- Shafting.- Un conducto sellado e impermeable de la cámara de trabajo a un punto situado por arriba del nivel normal del terreno o del agua.
- 21.- Túnel.- Una excavación debajo de la superficie del terreno - cuyo eje mayor forma un ángulo no mayor de 20 grados con respecto al horizontal.
- 22.- Cámara de trabajo.- El espacio donde se trabaja en aire comprimido.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



CONSTRUCCION DE TUNELES

TECNICAS DE VOLADURAS DE ROCAS

ING. ARNE SAMUELSON

JUNIO, 1979



Para explicar el mecanismo de la rotura es más fácil de estudiar un solo barreno, tronado en una roca homogénea. Dr Langefors ha hecho una serie de ensayos de este tipo y el resultado es el siguiente:



Angulos naturales de rotura con cara libre; a) fondo libre, b) fondo encerrado; K , altura del banco; V , piedra.

Fig 1

Para definir la distancia entre el barreno y la cara libre la palabra *bordo* (inglés *burden*) es más usada aquí.

La diferencia entre la rotura con fondo libre y fondo encerrado tiene una gran importancia práctica y también se puede sacar otra información importante de estos ensayos. Vamos a regresar a esto cuando llegamos a la aplicación práctica de los principios básicos.

Si se usa el mismo procedimiento con dos o más barrenos en una línea tronada simultáneamente (fig 2) sale un bloque entero siguiendo los mismos ángulos característicos de rotura. El bloque no se fragmenta si la carga es dimensionada únicamente para la rotura y si la distancia entre los barrenos (el espaciamiento) es menor que el *bordo*.

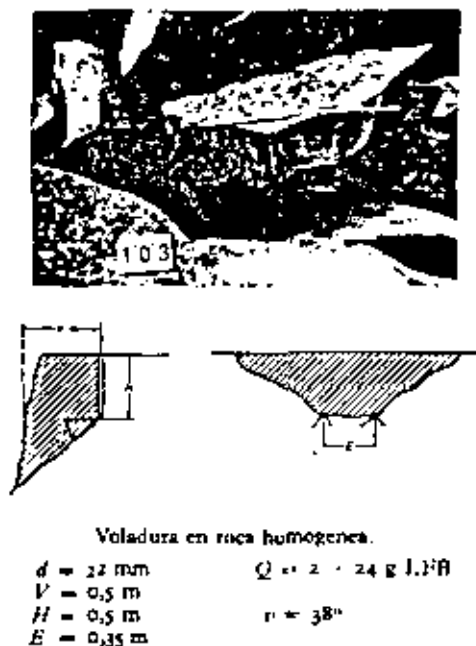


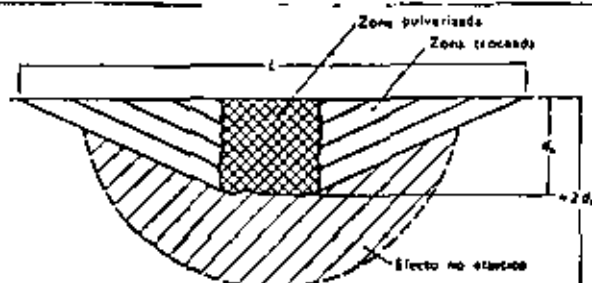
Fig 2

La ley de conformidad es experimentada por cargas puestas encima de la roca, fig 3, pero puede también aplicarse por cargas insertadas en la roca. La ley dice que con un aumento con un cierto factor f de la longitud, ancho y altura de la carga, el diámetro y profundidad del cráter se aumente con el mismo factor f .

La ley se puede escribir

$$\frac{Q_1^{1/3}}{Q_2^{1/3}} = \frac{L_1}{L_2}$$

donde Q_1 y Q_2 son las cargas que corresponden a los diámetros L_1 y L_2 del cráter.



Efecto de las cargas extremas (según Broberg).

Fig 3

Debe mencionarse que la ley de conformidad puede aplicarse determinando por ejemplo el efecto de las ondas de choque, pero para voladuras ordinarias únicamente representa una aproximación. Esto es debido a la inhomogeneidad de la roca, las condiciones geométricas y también la parte del trabajo del explosivo que consiste de la expansión de los gases.

En realidad representan las ondas de choque solamente unos por cientos del trabajo del explosivo, pero como vamos a ver ahora es una parte bastante importante para el proceso total de la voladura.

Cuando truenan el explosivo en un barreno se desarrollan presiones hasta 250.000 atmósferas y temperaturas hasta 4.500 centígrados. Esto da un choque a la pared del barreno con una intensidad muy alta durante unos por millones de un segundo. El efecto momentáneo aún en un barreno pequeño sube hasta 25.000 MW, que se puede comparar con el efecto a instalar en Chicocacán, 2.400 MW.

Este choque se transmite como una onda en la roca, dándole presión y tensión del carácter de una onda longitudinal. Como la roca tiene una baja resistencia a tensión se forman grietas radiales por la tensión tangencial, fig 4. Esto es la primera fase de la rotura.

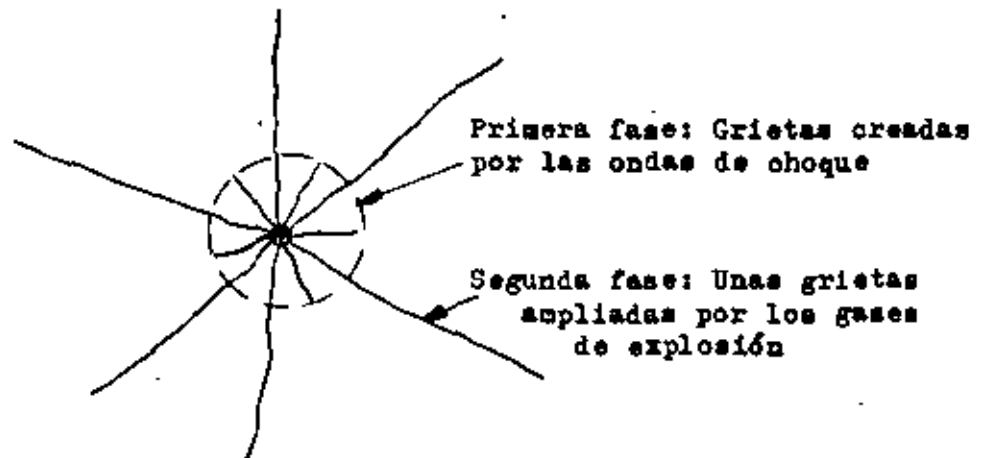


Fig 4

4

4

En la segunda fase los gases de la explosión entran en algunas de las grietas y las hacen más amplias y más profundas. Si no hay una cara libre en una distancia adecuada para rotura no se desarrolla la segunda fase y las grietas de la primera fase se cierran otra vez.

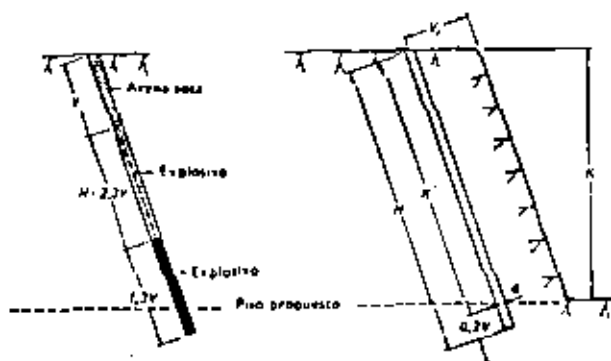
Voy a saltar la parte teórica del cálculo de la carga que tiene como 10 parámetros, es suficiente mencionar que la fórmula tiene la carga como función de los magnitudes geométricas, las propiedades del explosivo y de la roca. Más interesante debe ser presentar los resultados obtenidos de experimentos de los diferentes factores.

5 VOLADURAS A CIELO ABIERTO

5.1 Cálculo de la carga

5.1.1 Principios básicos para la distribución de la carga en el barrenado

La carga tiene dos partes, la carga de fondo y la carga de columna. Además hay una parte arriba sin carga que normalmente se rellena con arena seca u el polvo de la barrenación, ver figura abajo.



Distribución del explosivo en un barrenado en el que se desea el mínimo de carga.

Fig 5

La carga de fondo tiene que romper no solamente las paredes laterales sino también el fondo del borde. Como se muestra en fig 4 se abren grietas radiales pero no hay una posibilidad que se abren grietas perpendiculares al barrenado. Entonces la resistencia en el fondo es mucho más grande, es necesario de primero cortar la roca y después superar la fricción entre el piso y la roca arrancada. Por eso la carga de fondo debe ser concentrada al fondo del barrenado.

Pero no es posible de concentrar la carga en un solo punto, hay que dar la cierta extensión para poder poner la cantidad necesaria.

Se ha mostrado que se puede utilizar el explosivo al máximo si la carga de fondo tiene una extensión igual al borde, V , arriba del piso del banco y $0,3 V$ abajo de este piso.

Entonces la carga de fondo tiene una longitud de $1,3 V$. Por la diferencia entre la carga teórica puntual y esta carga extendida, baja la eficiencia de la carga de fondo y la potencia corresponde solamente a $0,9 V$, es decir que se pierde 40 % de la potencia.

Es importante para la economía de las voladuras que esta carga tiene una concentración máxima, porque el bordo es una función de esta carga. Es también muy importante que el explosivo llene el barrenado completamente. Según los ensayos se pierde 30 % de la presión de los gases si baja la concentración de carga con 10 %.

Normalmente una voladura a cielo abierto tiene dos caras libres, el superficie arriba y el frente. Pero como la carga de fondo tiene capacidad de arrancar esta parte se puede considerar que la columna también tiene cara libre en el fondo. Entonces el trabajo para la carga de columna es muy leve. Según Langefors la carga de columna es 40 % de la carga de fondo, calculado por metro lineal. En la práctica esta cifra varía entre 40 y 70 % por las requisiciones de fragmentación.

Es también calculado que la carga de columna puede desplazar el bordo arriba sin carga de una longitud hasta V .

Fig 5 muestra un barrenado inclinado, que es lo más favorable. Comparado con un banco vertical se necesita solamente 90 % de carga en un barrenado inclinado 3:1 y 85 % con la inclinación 2:1. Entonces se puede aumentar el bordo con 10 a 15 %. La salida más fácil tiene el barrenado con fondo libre que necesita solamente 75 % de la carga. Según fig 1 se puede obtener la misma condición con un barrenado inclinado 1:1, pero esta inclinación tiene desventajas prácticas.

Hay otras ventajas con barrenados inclinados que voy a demostrar más tarde. Por eso ponemos casi siempre los barrenados inclinados, excepto en rocas estratificadas, donde es favorable de poner los barrenados perpendicular a la estratificación.

5.1.2 Constante de roca

Es evidente que se necesita saber la resistencia de la roca para hacer un cálculo correcto de la carga. Esta resistencia normalmente se expresa como la constante de roca, c , y corresponde a la carga específica, en kg/m^2 de un explosivo normalizado. La Gelatina Extra de 40 % es muy parecida a el explosivo normalizado. La constante c tiene una margen práctica para una rotura satisfactoria y segura.

Langefors ha mostrado que a pesar de los propiedades de la roca pueden variar bastante, es posible usar una constante de roca $c = 0,4 \text{ kg/m}^2$. Este es válido para casi todas las voladuras y entonces muchas veces no es necesario de hacer pruebas para determinar la constante de roca. Esto no implica que no se necesita hacer pruebas de voladura si hay especificaciones especiales de fragmentación por ejemplo.

En Chicoasén tenemos requisiciones muy rígidas para la fragmentación. Por el transporte en bandas el tamaño máximo de la roca es 12".

Hasta un cierto límite es lo más barato de fragmentar la roca con explosivos, y se ha decidido de llegar a 70 % de la roca excavada menor de 12 ½ pulgadas directamente de la tronada. En este caso afecta no solamente la carga específica el resultado si no también diámetro y distribución de los barrenos.

Otro caso actual en Chicoasén es la excavación del despalme en el canal de llamada de los vertedores. El despalme consiste de una lutita muy suave como matriz y con grandes bolas de caliza sana. Por los bloques no es posible de sacar el material con tractor con ripper. Tampoco es posible de tronar todo con buen resultado, porque el explosivo que truena en la lutita es perfectamente bien colchonada por el material suave y no puede desprender las bolas. Una solución es de cerrar la barrenación para tener más probabilidad de encontrar las bolas con los barrenos y también tronar hilera por hilera y después atacar las bolas por separado. Otra posibilidad es de barrenar los bloques visibles en el frente con barrenos de culebra. Pero no importa que solución se toma, con los materiales son diferentes la constante de roca no tiene sentido.

En lo siguiente usamos generalmente la constante de roca $0,4 \text{ kg/m}^3$.

La constante de roca o más bien dicho para los cálculos de carga, la carga específica es muy útil como base de los cálculos pero hay que tomar también otros parámetros en cuenta para un cálculo adecuado.

Que ya he indicado el grado de retaque es muy importante y para los cálculos simplificados suponemos una concentración de carga $1,25 \text{ kg/litro}$ que por ejemplo corresponde a una gelatina muy bien retacada o a un slurry.

Pero todavía nos queda algunos puntos de vista muy interesantes antes que llegamos al cálculo práctico de una tronada.

5.2 Proyección

Lo primero es la proyección de la roca tronada. La proyección significa el movimiento de la roca por el explosivo y se mide la longitud que se mueve el centro de gravedad. La proyección es directamente proporcional a la sobrecarga, pero hay una gran diferencia entre las voladuras con micro-retardos y las voladuras instantáneas. Como en una voladura de micro-retardo se usa más energía para quebrar la roca, la proyección es considerablemente menor.

5.3 Lanzamiento

Aunque es fácil de calcular la proyección siempre hay la posibilidad que se lanza piedras chicas muy lejos de la tronada. Este fenómeno podemos llamar lanzamiento y es muy difícil de controlar. El único remedio es una capa de cubierto de llantas conectadas o algo parecido. La proyección al otro lado no se puede disminuir de esta manera.

5.4 Hinchamiento

Para completar el desprendimiento es necesario tener un esponjamiento u hinchamiento. En cielo abierto el esponjamiento es del orden de 50 %.

Para una voladura de varias hileras la sobrecarga en el fondo debe ser bastante grande para que el centro de gravedad de la roca se ha desplazado suficiente para dar espacio al hinchamiento de la siguiente hilera. Con más hileras que se truena aumenta el peso de la roca hasta que se llega a un punto donde es parecido a una tronada sin rezaga anterior.

La siguiente fórmula puede aplicarse cuando se hace las voladuras sin rezaga:

$$q \text{ hinchamiento} = q \text{ normal} + 0,03 (K - 2 \times V_{\max})$$

si el banco es muy largo

Entonces con un banco de 15 m de altura, $V_{\max} = 3 \text{ m}$ y $q \text{ normal} = 0,36 \text{ kg/m}^3$

$$q \text{ hinchamiento} = 0,36 + 0,03 (15 - 2 \times 3) = \underline{0,63 \text{ kg/m}^3}$$

Esto significa un aumento de la carga hasta casi lo doble, un aumento considerable.

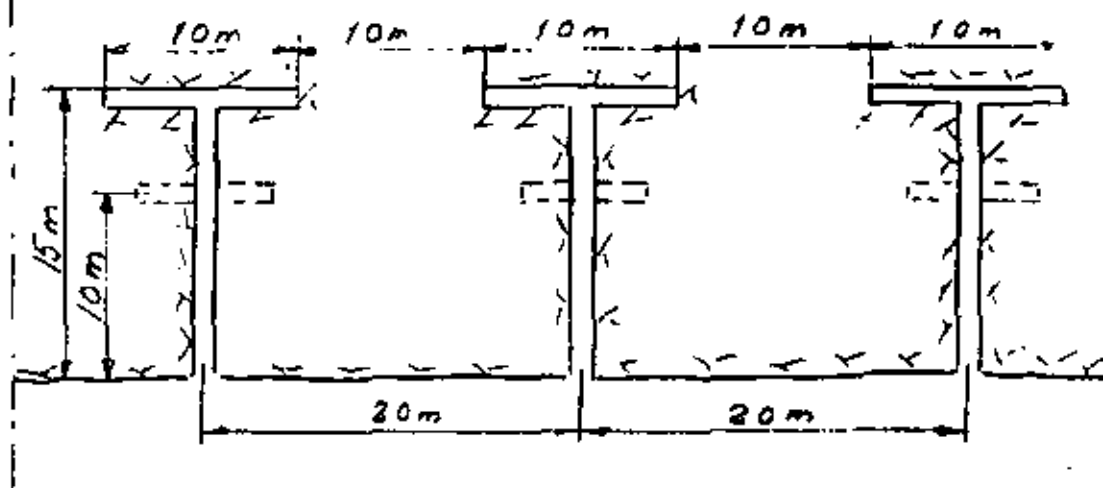
5.5 Fragmentación

Con fragmentación se expresa el grado de trituración que se obtiene con explosivos, y como no hay una definición universal de la fragmentación, por allí empieza la discusión. Naturalmente se puede definir la fragmentación con una curva en la diagrama de clasificación igual como para grava y arena, pero esto es un procedimiento muy elaborado y costoso. Entonces hay que buscar otra definición más simple y parece que el tamaño mediano de las piedras es lo más práctico. Pero sin medirlo se trata todavía de una estimación subjetiva.

Otra manera de definir la fragmentación que se refiere directamente al trabajo en la cantera es de estimar la frecuencia de los bloques grandes, es decir el tamaño que no maneja el cargador. Como este depende del tamaño del cargador solamente sirve como una comparación entre los resultados de tronadas con diferentes cargas específicas o con la carga específica constante pero con diferentes diámetros de los barrenos.

No es exagerado decir que la fragmentación es lo más importante de toda la técnica de voladuras y que aunque no es posible de definir la fragmentación en una manera matemática es siempre importante de hacer una buena fragmentación, es decir tener piedras chicas. La fragmentación tiene influencia directamente a la frecuencia de los bloques que se necesita de monear y el moneo es lo más tardado y costoso que hay en voladuras, además que obstruye el avance en la cantera u en el túnel.

La capacidad de las remagadora es bastante más alta con un material bien fragmentado. Hicimos por ejemplo una comparación en una planta hidroeléctrica entre material saliendo de voladuras de coyotera y voladuras con barrenos de 4". La roca fué basalto y el rendimiento del cargador de 10 y 3 subió desde 210 hasta 340 m³ por hora en condiciones comparables, es decir una diferencia en capacidad de más de 60 %. Claro que el uso de coyoteras es algo extremo pero diferencias en capacidad de 20 a 30 % son muy frecuentes. Es posible que las voladuras con coyoteras no son conocidas para todos y voy a hacer un pequeño paréntesis para describir el método. Las coyoteras son túneles de 1 m de ancho y 1,50 m de altura, entonces el tamaño normal de un socavón de exploración. Las coyoteras se arreglan en T como en la siguiente página.



El coeficiente de carga es $0,50 \text{ kg/m}^3$ y se usa nitrato de amonio con fuel oil, ANFO como explosivo. Se truenca una serie de túneles instantáneos usando una red de prismacord (cordon detonante). Es muy difícil de controlar la fragmentación con este tipo de voladura y tiene solamente usos especiales cuando se quiere solamente sacar el material. Como el ángulo de rotura por arriba es como 60° son a veces aplicables para excavación de caminos en terreno montañoso.

Vamos a acabar el paréntesis porque el método de coyoteras realmente no pertenece al capítulo fragmentación.

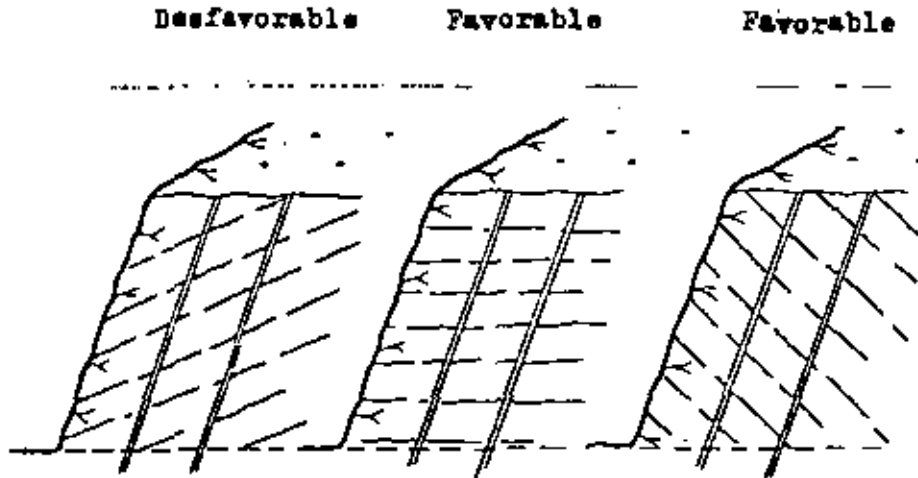
Como es el caso en Chicocacán muchas veces se necesita de triturar el material tronado y entonces la fragmentación tiene una influencia directa a la capacidad de la quebradora. El trabajo de una quebradora es aproximadamente proporcional al volumen de las piedras.

Por ejemplo para quebrar un material de 30 cm a 10 cm se necesita un trabajo igual a una constante por $3 \times 3 \times 3$, es decir 27. Pero para quebrar un material de 90 cm a 10 cm se necesita un trabajo igual a la misma constante por $9 \times 9 \times 9$, es decir 729. Entonces el trabajo es 27 veces más grande con piedras de 90 cm que con piedras de 30 cm. Fortunadamente la relación entre las capacidades no es tan grande, pero tenemos una indicación de la importancia de la fragmentación.

Otro factor muy importante es el gasto de la maquinaria, por ejemplo las llantas de los cargadores, los cacharones de las palas etc. Es también evidente que la vida de las máquinas es dependiente de la fragmentación del material que van a resagar y este influye también a los camiones por el impacto de los bloques.

Aunque no es posible de cuantificar la fragmentación en absoluto vamos a discutir los métodos que se puede usar para mejorar la fragmentación. Lo primero es de usar un explosivo adecuado para el tipo de roca. En una roca dura y homogénea se debe usar un explosivo potente con alta velocidad porque en este caso las grietas iniciadas por la onda de choque tiene mucha importancia. En una roca floja y fisurada sale mejor un explosivo más lento. Los explosivos lentos producen más gas y en roca fisurada el gas hace el trabajo fundamental. Se ha establecido una regla de que la velocidad del explosivo debe ser de la misma magnitud que la velocidad de la onda de choque en la roca aunque no ha sido posible hasta ahora de manifestar esta relación.

La orientación de la estratificación del material tiene gran influencia en la fragmentación.



El remedio para el caso uno sería de poner un barrenación vertical aunque este va a dar dificultades en el piso.

Los factores técnicos de la voladura más importantes son el coeficiente de carga y el coeficiente de barrenación. Para discutir la fragmentación partimos el barreno en tres partes:

parte con carga de fondo
parte con carga de columna y
parte sin carga

La parte con carga de fondo normalmente obtiene una fragmentación satisfactoria por la alta concentración de carga en esta parte. Por ejemplo la resistencia de fricción y cohesión en el piso ayuda mucho para fracturar la roca. Un efecto muchas veces desfavorable es la polvorización de la roca alrededor del barreno. Por ejemplo en una cortina este polvo puede bajar el ángulo interno de fricción del relleno y también aumentar los asentamientos cuando el agua lava el polvo en los contactos entre piedras.

El volumen de polvo fuera de un barreno de 170 mm es cinco veces más grande que el volumen fuera de un barreno de 100 mm. Esto significa que se obtiene la doble cantidad de polvo con barrenación de 170 mm comparado con barrenación de 100 mm. Como consecuencia de que la carga de fondo casi siempre es suficiente para una buena fragmentación de esta parte es posible de mejorar la fragmentación en la parte arriba con un exceso de carga en la columna. En vez de 40 o 50 % de la carga de fondo puede ser económico de subir hasta 70 % para la carga de columna.

La parte sin carga siempre es difícil de fragmentar y si se puede volar sin restricciones de dispersión de piedras es posible de alargar la carga de columna. El método de barrenos intermedios en la parte superficial normalmente no da un resultado atractivo desde el punto de vista económico.

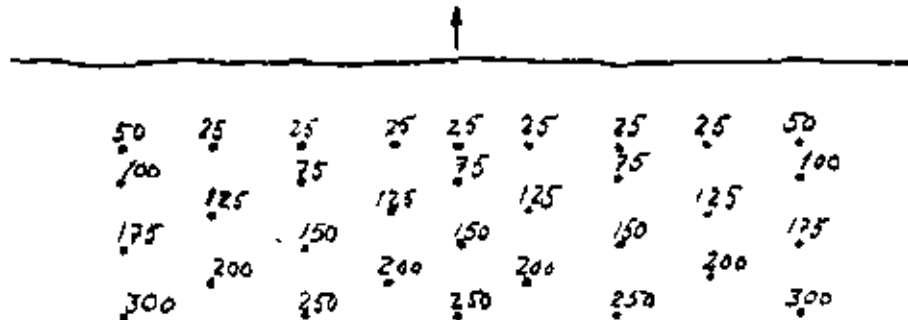
El coeficiente de barrenación tiene mucha importancia para la fragmentación. Esto es más notable cuando la carga es cerca la carga de límite. Con una carga específica alta la diferencia es menos. Pero esto también tiene la limitación que la roca es bastante homogénea, si la roca es muy fracturada se obtiene muchos bloques grandes pero también una gran parte de la roca polvorizada. Esto indica que el tamaño promedio de las piedras no es un buen criterio de la fragmentación. Por ejemplo para una cortina no sirve el material muy fino y tampoco el material grueso. Entonces para este fin es mejor con una barrenación más cerrada con barrenos de menos diámetro.

Ahora tenemos otro método que promete mucho para mejorar la fragmentación sin aumentar los costos de las voladuras. El método podemos llamar voladuras con largo espaciamento. Los ensayos de Langefors con placas transparentes (plexi-glass) mostraron una posibilidad de obtener una buena fragmentación con una relación E entre V mucho más grande que lo normal 1,25.

Por esto un grupo de suecos se dedicaron a hacer pruebas en escala grande. La idea es de tener mejor fragmentación sin cambiar carga específica, en otras palabras tener el producto de espaciamento y bordo constante. Se obtiene una mejor fragmentación todo el tramo hasta una relación E entre V de 8.

Aunque el método es nuevo se puede decir que no hay restricciones para el uso solamente que se necesita respetar algunos factores importantes.

El espaciamento en la primera hilera debe ser normal para evitar proyección fuerte. Además la voladura debe tener un largo de unos 10 barrenos para ser útil. Un diagrama típico es el siguiente.



Resultados obtenidos

Método	Sitio de la voladura	Número de barrenos	Coefficiente de barrenación en m/m^3	Densidad de carga en kg/m^3	Bloques por $1.000 m^3$ en %	Cargado en ton/día en %
Convencional	I	7	0,17	0,53	121	-
Espacio ancho	I	3	0,15	0,48	63	-
Convencional	II	6	0,16	0,49	169	1,560
Espacio ancho	II	6	0,18	0,63	97	1,988

(Tabla tomada del reporte del Dr P A Persson, Swedish Detonic Research Foundation.)

5.5.1 Fragmentación, apéndice

Hablando de fragmentación quiero presentar un estudio del ingeniero Larsson de la empresa sueca Skanska. El estudio se publicó recientemente y contiene algunas conclusiones que deben verificarse con un material más grande. Sin embargo pienso que los resultados obtenidos deben tener un interés común.

Coefficiente de fragmentación S_{50}

Larsson ha definido el coeficiente de fragmentación S_{50} , o en otras palabras el tamaño medio de la roca en la siguiente manera:

S_{50} es la malla cuadrática en metros que deja pasar la mitad de la roca (50 % del peso total de la roca).

La figura 1 muestra la granulometría para roca con diferentes valores de S_{50} . Larsson afirma que la granulometría de una voladura de banco siempre puede describirse con las curvas en la figura 1. Entonces cuando conocemos S_{50} para la roca desprendida, conocemos toda la granulometría. Según Larsson la precisión es suficiente para el uso práctico, es decir el error es menos que el rango técnico - económico del equipo de resaca, transporte y trituración.

A base de las curvas en la figura 1 Larsson ha hecho otras curvas que muestran la distribución de las diferentes fracciones del material, ver fig 2. Una vez determinado el coeficiente S_{50} se obtiene directamente la distribución de las fracciones. Sobre el diagrama en la fig 3 está marcado el resultado obtenido de 7 tronadas de 3 diferentes pedreras. Como se ve en fig 4 la coincidencia entre las curvas y los puntos medidos es muy buena y Larsson trae la conclusión que la distribución de las fracciones en una voladura no cambia mucho por la roca o por arreglo de la voladura.

Los siguientes factores influyen en la fragmentación:

- Las propiedades de la roca (frecuencia y tamaño de fisuras etc)
- La carga específica (kg/m^3)
- El tipo de explosivo
- Distribución de carga
- Longitud del taco

- La barrenación específica (m/m^3)
- Bordo
- Espaciamiento
- Desviación de la barrenación
- Secuencia de ignición
- Intervalos entre los estopines
- Altura de banco
- Número de hileros en la tronada
- Condiciones en los límites de la tronada

Tomando estos factores en cuenta en el cálculo de las voladuras se puede llegar a un resultado aproximado, pero todavía no es posible de hacer cálculos exactos. Solamente pruebas de voladura pueden dar la solución definitiva.

Aquí quiero subrayar que aunque se piensa en hacer pruebas de voladura es necesario de hacer el cálculo lo más perfecto posible. Otro aspecto importante es que en las pruebas no se debe cambiar más que un parámetro a la vez. Si se por ejemplo cambia la carga específica y el bordo de una prueba a la otra, no se puede descubrir la influencia de estos dos factores.

El instituto Svensk Detonikforskning (Investigación Sueca de Detonación) ha elaborado un fórmula que da el tamaño medio de la roca en función de varios de factores mencionados arriba. Larsson ha adaptado esta fórmula a su definición del S_{50} y añadido unos factores más. La fórmula está presentada en forma de un nomograma en la fig 5. El nomograma está basado en resultados empíricos y no pretende de ser muy exacto. Sin embargo la precisión del nomograma ha mostrado su valor para calcular la fragmentación de voladuras.

En lo siguiente se explica el carácter de los factores en el nomograma.

- La constante de roca, c

La constante de roca, c , se define como la carga límite para arrancar un metro cúbico de roca homogénea. La constante de roca muestra en una manera la resistencia de la roca. La constante de roca es normalmente $0,4 \text{ kg de Gelatina Extra } 40 \text{ } /m^3$ y puede variar entre $0,3$ y $0,5 \text{ kg}/m^3$.

- Carga específica

El factor más importante para la fragmentación es la carga específica (kg/m^2). El tipo de explosivo tiene también influencia en el resultado.

- Barrenación específica

La barrenación tiene como unico objeto de dar espacio al explosivo. Se obtiene un espacio más barato con barrenos de gran diámetro, pero hay limitaciones en el uso de barrenos gruesos por la fragmentación deseada y por condiciones locales.

Una barrenación específica baja, es decir barrenos gruesos, da una fragmentación peor que barrenos pequeños con la misma carga específica.

- Espaciamiento

Usando el método de largo espaciamiento se puede obtener una fragmentación mejor en la parte de la carga de columna.

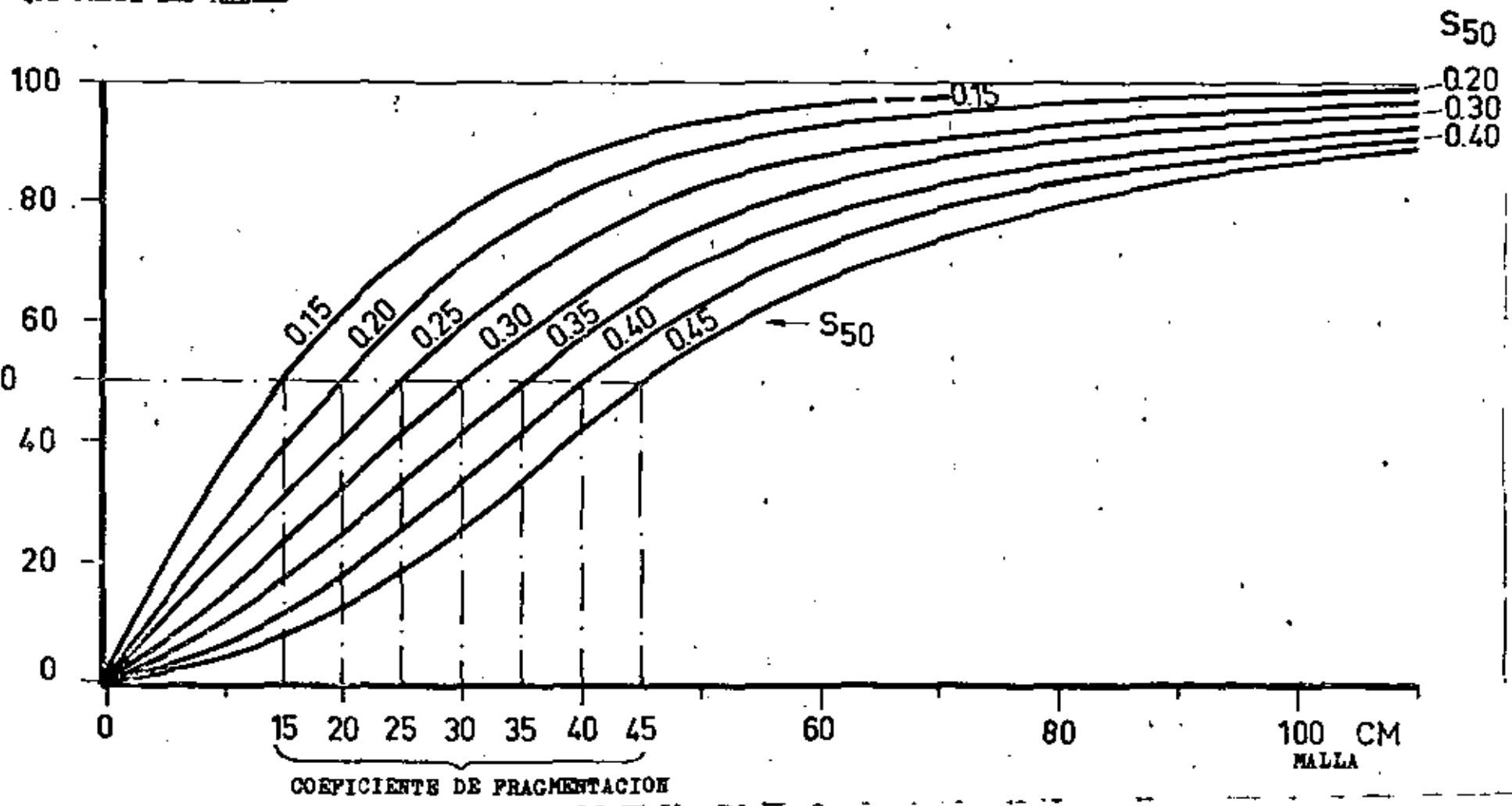
- Constante de "explosibilidad"

Este constante toma en cuenta el grado de fisuración de la roca. En realidad es un concepto poco usado, pero Larsson opina que en la marcha de su investigación ha sido necesario de expresar la "explosibilidad" con una cifra y indica los siguientes valores para el uso práctico:

Roca muy fisurada y estratificada	0,60
Roca fisurada	0,55
Roca con microfisuras	0,50
Roca casi homogénea	0,45
Roca homogénea	0,60

0,50 es un valor normal del coeficiente. Cuando sube el constante se peora la fragmentación.

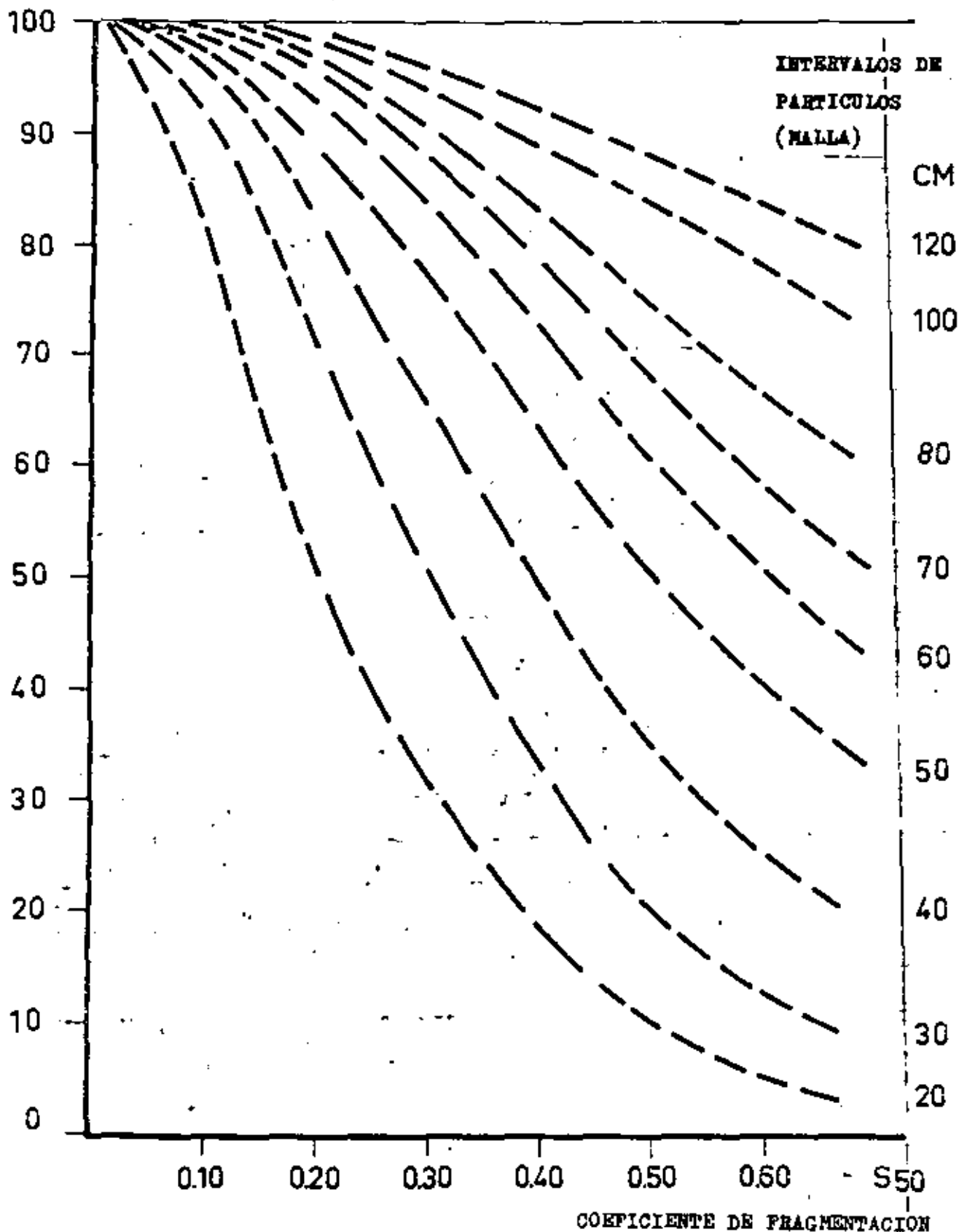
PORCENTAJES, EN PESO,
 QUE PASAN LAS MALLAS



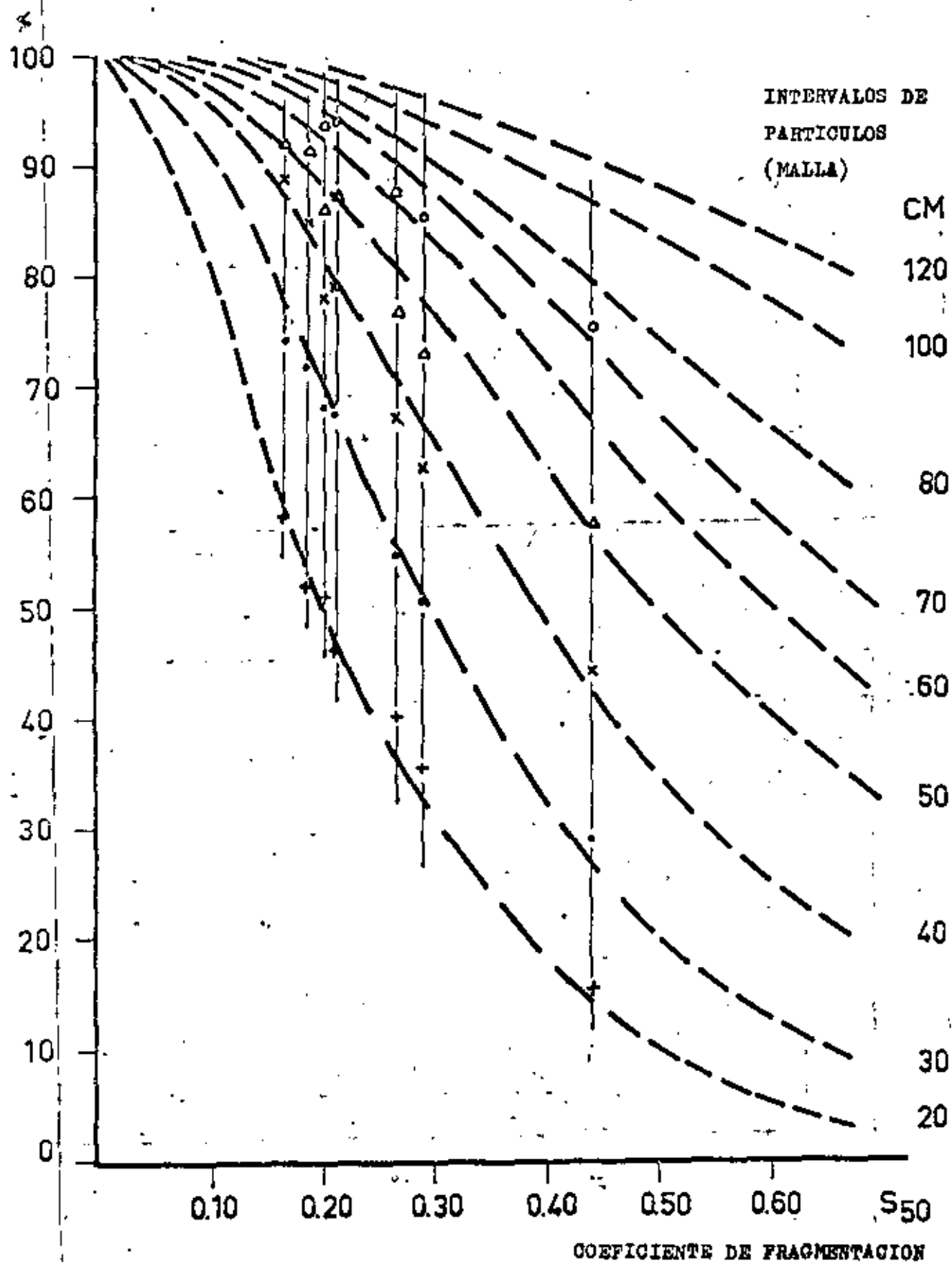
8 50

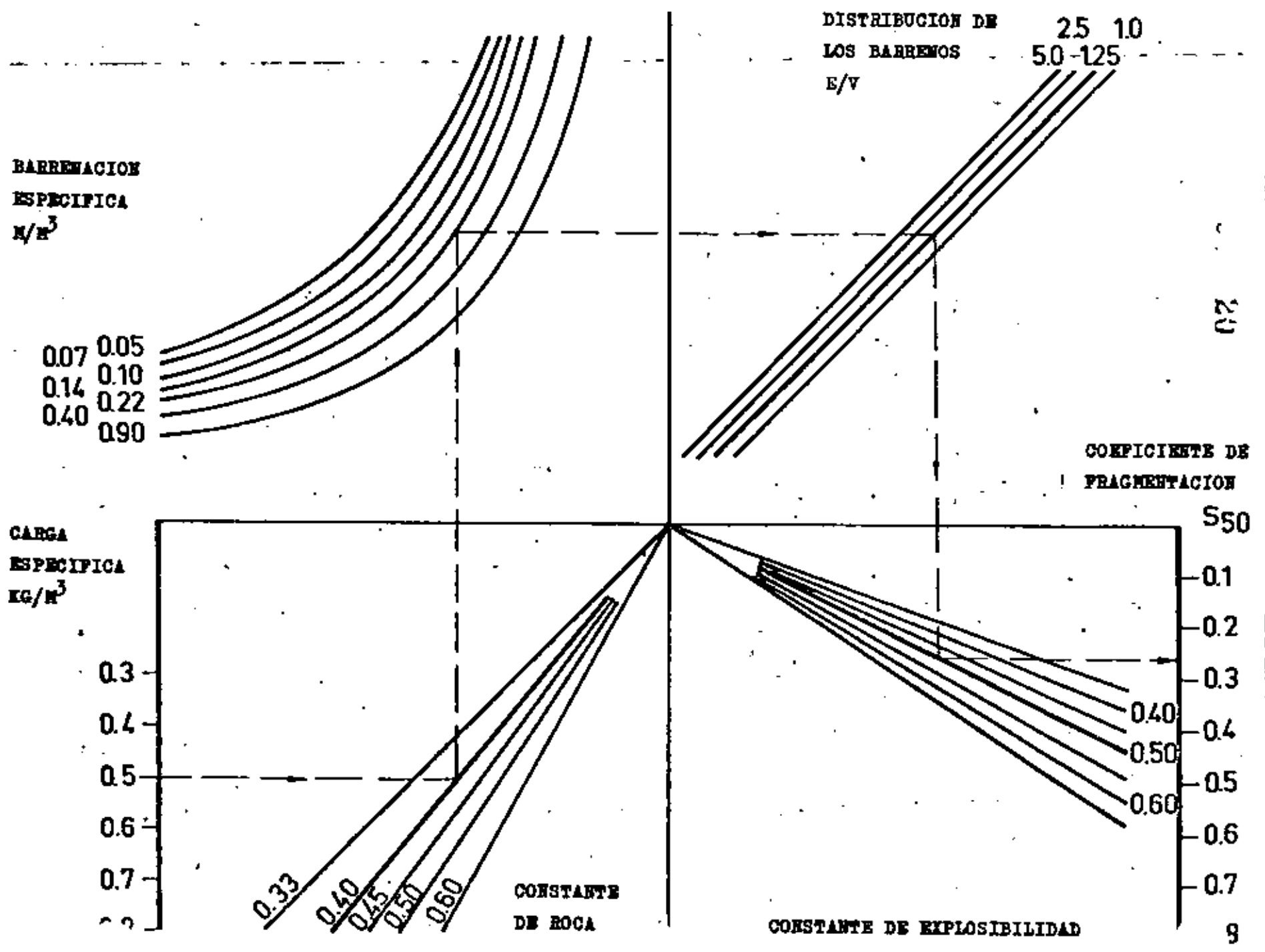
18 DEL COEFICIENTE DE FRAGMENTACION, S_{50}

PORCENTAJES, EN PESO,
QUE PASAN LAS MALLAS



+	PORCENTAJE, EN PESO, QUE PASA LA MALLA	20 CM
.	"	30 "
x	"	40 "
△	"	50 "
o	"	70 "





CALCULO DEL COEFICIENTE DE FRAGMENTACION, K_f

5.6 Cálculo práctico de la carga

Antes de llegar al cálculo práctico nos falta definir el espaciamiento entre los barrenos en una hilera, con el símbolo E.

Ya los ensayos fundamentales de Langefors mostraron que con un espaciamiento más chico que el bordo V se obtuvo una fragmentación muy mala, pero al otro lado una pared bien lisa. En realidad hay un límite de 1,25 en la relación E/V y arriba de este límite trabajan los barrenos independiente, mejorando la fragmentación. Normalmente se usa el factor 1,25, pero hemos ya discutido métodos de espaciamientos más largos.

Ahora hemos discutido los factores que afectan una voladura normal y entonces podemos llegar al cálculo práctico de la voladura de banco.

Primero se calcula el bordo máximo teórico y que ya hemos definido la concentración normal de la carga, el bordo es únicamente una función del diámetro del barreno. Para el caso práctico usamos siempre el diámetro nominal de la broca como medida del barreno aunque sabemos que hay algunas variaciones por brocas gastadas etc.

La fórmula de V_{\max} es

$$V_{\max} = 45 \times d, \text{ donde } d \text{ es el diámetro del barreno}$$

Por errores en el arranque y dirección del barreno no se puede usar el bordo V_{\max} sino un bordo V y la diferencia es la desviación probable en el fondo del barreno. Los errores se calcula normalmente como sigue.

Desviación del arranque = 5 cm
Error en la dirección 3 cm/m barreno

Si calculamos por ejemplo un banco de 15 m y queremos barrenar 100 mm el bordo V_{\max} es
 $45 \times 100 = 4,5 \text{ m.}$

La desviación en el fondo es $5 \text{ cm} + 15 \times 3 = 50 \text{ cm}$
y entonces el bordo práctico es $V_{\text{pract}} =$
 $4,5 - 0,5 = 4,0 \text{ m.}$

Para bancos de alturas normales se puede usar una fórmula bastante simple. V_{pract} en metros es igual al diámetro del barreno en pulgadas.

En nuestro caso 100 mm es 4" y entonces el bordo práctico = 4 m.

Como se ve la diferencia entre V_{\max} y V_{pract} representa una pérdida considerable en barrenación y entonces también en carga, cuando es necesario de cargar para V_{\max} .

Los fabricantes de perforadoras trabajan hace mucho tiempo de disminuir la desviación en el fondo del barreno. Esto se hace en dos maneras. La primera es de usar un instrumento que da una buena dirección a la perforadora, el error en el arranque no pinta mucho.

Con el instrumento se puede mejorar la dirección inicial del barreno pero también hay una desviación en el barreno por fisuras inclinadas, cambio de roca etc. Para hacer barrenos más rectos las equipos rotatorias y dentro-del-barreno son superiores pero es también posible de hacer barrenos bastante rectos con perforadoras de percusión usando tubos especiales de guía y brocas de botones donde la roca lo permite.

Para la concentración de carga de fondo hay otra fórmula bastante simple

$$Q = \frac{d^2}{1.000} \text{ kg/m}$$

entonces con un barreno de 100 mm se obtiene una carga de 10 kg por metro en el fondo.

La altura de la carga de fondo es 1,3 V, en nuestro ejemplo la carga de fondo es

$$1,3 \times 4,5 \times 10 = 58,5 \text{ kg}$$

La carga de columna debe ser 0,4 a 0,5 de la carga de fondo en nuestro ejemplo esto corresponde a 4 a 5 kg por metro. Y con V = 4 m arriba sin carga tenemos ya todo el barreno cargado y si no hemos olvidado el estopin podemos tronar y ver el resultado.

Hemos hecho el cálculo con el factor 45 para determinar el V_{\max} . Si por una razón u otra se quiere cambiar este factor todavía se hace todo el resto del cálculo igual. Es por ejemplo posible que las observaciones de una serie de tronadas indican un cambio del factor. Cambiando el factor 45 por 47 da una carga específica de $0,44 \text{ kg/m}^3$ y bajar las dos unidades al 43 da $0,36 \text{ kg/m}^3$ y el factor 40 corresponde más o menos a $0,50 \text{ kg/m}^3$.

6 VOLADURA DE BANCO

1 PATRON PARA CALCULO DE CARGA (Símbolos usados, ver anexo 2)

Datos

Altura del banco (K)	=	m
Ancho del banco (B)	=	m
Inclinación de la pared	=	
Explosivo	=	
Tamaño de la tronada	=	hileras
Secuencia de ignición	=	
Estopines	=	

Barrenos de la voladura

Inclinación de los barrenos	=	
Diámetro de los barrenos en el fondo (d_p) = Diámetro de la broca	=	mm
Desviación (F)	=	cm + cm/m

Postcorte

Inclinación de los barrenos	=	
Diámetro de los barrenos (d_{bp})	=	mm
Desviación (F)	=	cm + cm/m

Cálculo de bordo, espaciamiento y profundidad de los barrenosPostcorte

Diámetro de los barrenos, d_{bs}	=	m
Espaciamiento, E_s (ver anexo 1)	=	m
Bordo, V_s (n-)	=	m
Sub-barranación, $U_s = 0,3 \times V_s$	=	m
Profundidad de los barrenos, $H_s = K + U_s$	=	m
Coefficiente de barranación por superficie del postcorte	=	H/E_s^2

Voladura

Bordo máximo, $V_{max} = 0,045 \times d_b$	=	m
Sub-barranación, $U = 0,3 V_{max}$	=	m
Profundidad de los barrenos, $H, (incl 1:3) = 1,05 (K + U)$	=	m
Desviación de los barrenos, $F = 0,05 + 0,03H$	=	m
Bordo práctico, $V = V_{max} - F$	=	m
Distancia entre hileras, $a = 1,05 \times V$	=	m
Espaciamiento teórico, $E_t = 1,25 \times V$	=	m
Ancho del banco, con el postcorte, B	=	m
Espaciamiento postcorte - ultimo barreno	=	m
Espaciamiento último barreno - penúltimo barreno = V	=	m
Ancho restante	=	m
Número de espaciamientos	=	
Espaciamiento práctico, E	=	m

¡Marque los barrenos en el diagrama!

Cálculo de carga: Voladura

Concentración de carga de fondo, $Q_{bk} = \frac{d_b}{1.000}$	-	kg/m
Altura de carga de fondo, $h_b = V_{max} + U$	-	m
Carga de fondo, $Q_b = Q_{bk} \times h_b$	-	kg
Taco, $h_o \leq V$	-	m
Altura de carga de columna, $h_p = H - h_b - h_o$	-	m
Proporción entre concentraciones de carga de columna y carga de fondo, C (C = 0,4 - 0,7)	-	
Concentración de carga de columna, $Q_{pk} = C \times Q_{bk}$	-	kg/m
Carga de columna $Q_p = Q_{pk} \times h_p$	-	kg
Carga total por barrenos, Q_{tot}	-	kg

Cálculo de carga: último barreno de la voladura

Espaciamiento último barreno -

penúltimo barreno $E_y = V$ - mBordo, voladura, V - mBordo, último barreno, $V_y = \frac{V}{\sqrt{2}} = \frac{V}{1,4}$ - mBordo máximo, $V_{\max y} = V_y + P$ - mBordo máximo, V_{\max} - $0,045 \times d_b$ mBordo máximo, $V_{\max y} = 0,045 \times d_{by}$ - mDiámetro ficticio, $d_{by} = \frac{V_{\max y}}{0,045}$ - mm

Concentración de carga de fondo,

 $Q_{bk y} = \frac{d_{by}^2}{1.000}$ - kgSub-barrenación, $U_y = 0,3 \times V_{\max y}$ - m

Altura de carga de fondo,

 $h_{by} = V_{\max y} + U_y$ - mCarga de fondo, $Q_{by} = Q_{bk y} \times h_{by}$ - kgConcentración de carga, Q_{bk} , conel diámetro actual, $\frac{d_b^2}{1.000}$ - kg/mAltura de carga de fondo $h_{by} = \frac{Q_{by}}{Q_{bk}}$ - mTaco, $h_{oy} = V_y$ - m

Altura de carga de columna,

$$h_{py} = H - h_{by} - v_y$$

-

m

Concentración de carga de columna,

$$Q_{pk y} = C \times Q_{bk y}$$

-

kg/m

Carga de columna, Q_{py}

-

kg

Carga total por barreno, $Q_{tot y}$

-

kg

Cálculo de carga: postcorteBordo, V_s (ver anexo 1) =Profundidad de los barrenos, H_u
(ver pag 3) =Desviación, $F_s = 0,03 + 0,01 \times H_u$ =Bordo máximo, $V_{max s} = V_s + F_s$ =Diámetro de barrenación, d_{bs} =Concentración de carga de fondo,
 $Q_{bk s} = \frac{d_{bs}^2}{1.000}$ =

Altura de carga de fondo,

 $h_{bs} = V_{max s} + U_s$ =Carga de fondo, $Q_{bs} = Q_{bk s} \times h_{bs}$ =Factor de fijación en el fondo,
barrenos verticales, z
(para inclinación 1:3, $z = 1,0$) =

1,1

Carga de fondo, barrenos verticales,

 $Q_{bs} \times z$ =Espaciamiento teórico, $E_{st} = 1,25 \times V_s =$ Espaciamiento, E_s (ver anexo 1) =Carga de fondo, $Q_{bs \text{ red}} = \frac{Q_{bs} \times z \times E_s}{E_{st}}$ =

Altura de carga de fondo,

 $h_{bs} = \frac{Q_{bs \text{ red}}}{Q_{bk s}}$ =

Taco, $h_{oa} = 0,3 \times V_s$	-	m
Altura de carga de columna, $h_{ps} = H_s - h_{bs} - h_{oa}$	-	m
Concentración de carga de columna, $Q_{pk s}$ (ver anexo 1)	-	kg/m
Carga de columna, $Q_{ps} = h_{ps} \times Q_{pk s}$	-	kg
Carga total, $Q_{tot s} = Q_{bs red} + Q_{ps}$	-	kg

Carga por hilera

Voladura:

Barrenos interiores, unidades $\times Q_{tot}$ = kg

Barrenos juntos al postcorte,

2 unidades $\times Q_{tot}$ y = kg

Carga por hilera $Q + Q_y$ = kg

Volumen teórico por hilera

$= (B - 2 \times V_s) \times K \times a$ = m³

Carga = kg/m³

Postcorte:

Barrenos por hilera, $N = 2 \times \frac{a}{E_s}$ =

Volumen teórico por hilera

$= 2 \times V_s \times K \times a$ = m³

Carga por hilera = $Q_{tot s} \times N$ = kg

Carga = kg/m³

Carga por superficie del postcorte

$= \frac{Q_{tot s}}{E_s \times K}$ = kg/m²

Voladura + postcorte:

$Q + Q_y + Q_s$ = kg

Coeficiente de carga $\frac{Q + Q_y + Q_s}{B \times K \times a}$ = kg/m

ProyecciónControl de sobrecarga

Carga límite para desprendimiento:

 V_{max} " " $a = 1,05 \times V_{max}$ " " $E_{max} = 1,25 \times V_{max}$ " "

K " "

Volumen de roca por barrenos

 $= a \times E_{max} \times K$ " m³Carga por barrenos Q_{tot} " kg

Coeficiente de carga teórico,

 $q_t = \frac{Q_{tot}}{a \times E_{max} \times K}$ " kg/m³

Coeficiente actual, incluyendo

los barrenos juntos a postocorte, q " kg/m³Sobrecarga, $q - q_t$ " kg/m³

Longitud de proyección del centro de gravedad en función del exceso de carga .

Exceso de carga en kg/m³ 0 0,10 0,20 0,30 0,40

lb/cu yd 0 0,17 0,33 0,50 0,67

La roca es lanzada
hasta una disten-
cia,

m 0 6 12 18 24

ft 0 20 40 60 80

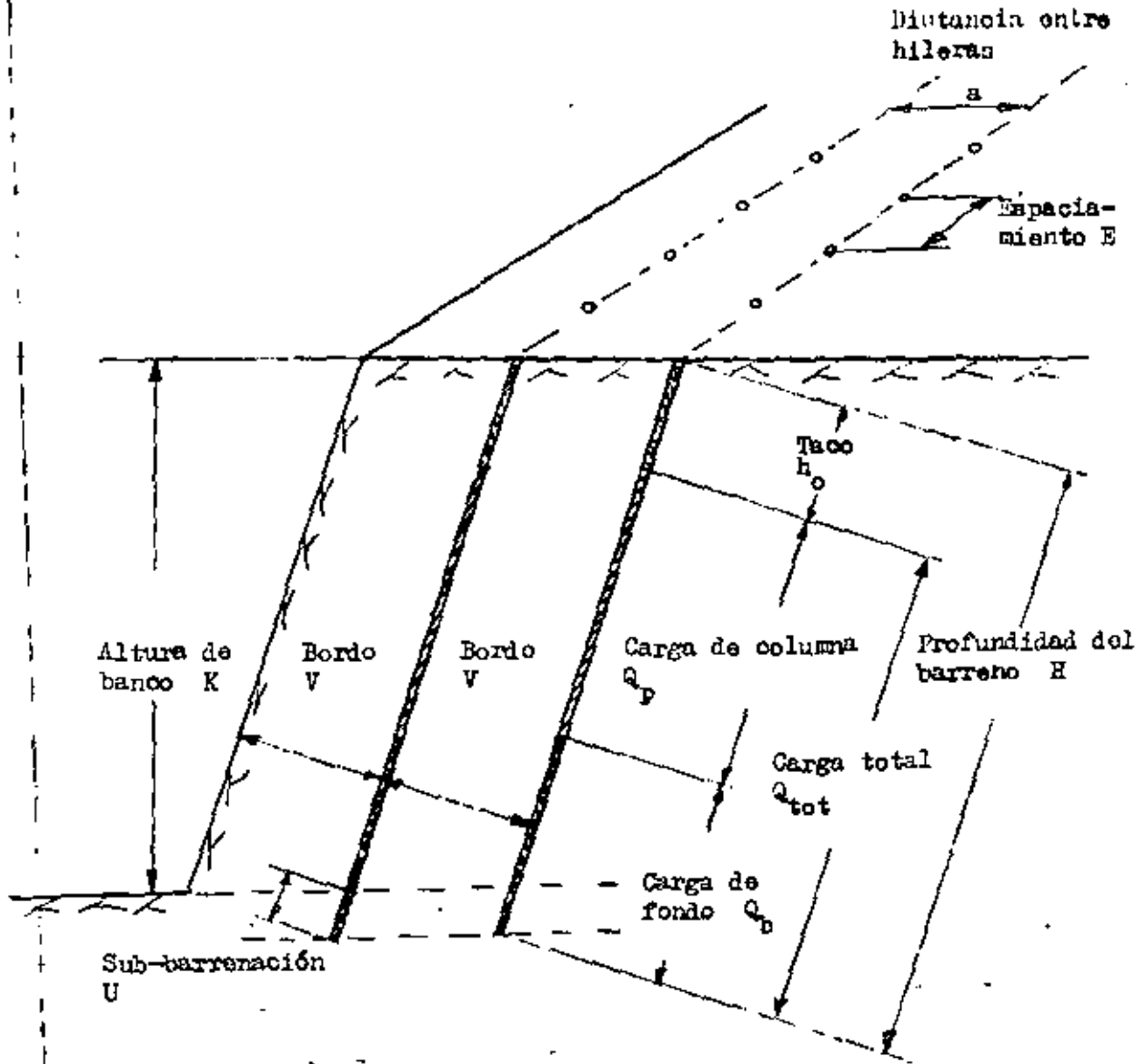
Voladuras de postcorte y precorte
(según Langefors, "Voladura de rocas", pag 331)

Diámetro del barrenado mm	Concentración de carga kg/m	Postcorte		Precorte
		E_p m	V_p m	E_p m
30	0,10	0,5	0,7	0,25 - 0,30
37	0,12	0,6	0,9	0,30 - 0,50
44	0,17	0,6	0,9	0,35 - 0,60
50	0,25	0,8	1,1	0,45 - 0,70
62	0,35	1,0	1,3	0,55 - 0,80
75	0,50	1,2	1,6	0,60 - 0,90
87	0,70	1,4	1,9	0,70 - 1,00
100	0,90	1,6	2,1	0,80 - 1,20
125	1,40	2,0	2,7	1,00 - 1,50
150	2,00	2,4	3,2	1,20 - 1,80
200	3,00	3,0	4,0	1,50 - 2,10

Notas:

Precorte

- 1 Bordo entre línea de precorte y barrenos del interior de la voladura,
 $V_p = 0,6 \times V$
- 2 Con espaciamento, $E_p = 0,30$ m se carga 55 % del barrenado
Con espaciamento, $E_p = 0,40$ m se carga 75 % del barrenado
Con espaciamento, $E_p = 0,50$ m se carga 90 % del barrenado



Símbolos, voladura de banco

HOW AN EXPLOSIVE CAN SHAVE COSTS - AND YET
SEEM EXPENSIVE.

Per-Anders Persson

DS 1971:53

3.12.1971

Summary:

Recently, the ability of dry mix explosives to decrease mining costs has been discussed (1, 2). The present article is prompted by the apparent contradictions in the views put forward by different authors. It tries to explain why explosives specialists, with limited access to the multitude of factors that influence the economy of a mining operation, often tend to over-simplify the issue. The questions arising in the work of optimizing a mining operation are far more complicated (and for that matter, far more exciting) than the question whether the left hand side in a physical chemical equation is positive or negative. The view is put forward that mining men are better positioned than anybody else to decide whether a given explosive shaves their mining costs or not. Explosives manufacturers can serve mining men best by supplying reliable strength data for their products and by seeing to it that their products are reliable and well functioning systems. The existence of simple computer programs and slide rule methods for charge and hole pattern calculations that are manageable by the mining engineer is pointed out and exemplified.

Explosives people obviously strive to create the impression of understanding the business of mining better than do the miners. Yet, they seem vague and undecided when asked what is the best explosive for mining. The former conduct is understandable, human, but unforgivable. The latter is forgivable, as will be shown, but difficult perhaps to understand. Difficult in particular, considering that dynamite was invented in 1867, ANFO also in 1867, and the first water gel blasting agent containing no explosive ingredients in 1901 (3, 4, 5).

The present article advocates the view that cost calculations, in order to be meaningful, have to be carried out by the people who have all the input data for the particular mine in question, i.e. the mining engineers and operators. Explosives people should supply them with good, dependable, field tested systems of equipment and explosive products together with the necessary data on the basis of which reliable and sound cost calculations can be carried out. Such calculations may well show, because of the different special conditions prevailing in different mines, that the explosive that saves cost in one mine can increase costs in another.

The typical mine

Let us consider the scene of a typical large mine. Is there, then, such a thing as a typical large mine? Certainly not. Each large or small mine around the world has its own special operating conditions. One has high wages, another has poor rock, a third has a very hot climate, a fourth has sub-zero temperatures and no daylight for long periods each year. The only thing they all have in common is a fairly large staff of able mining people, each one, in his capacity carefully chosen to do his part of the very complicated business of modern mining. Their objective may or may not be to get the greatest amount of ore out of the ground at the lowest possible cost. Very likely they have a number of important side-objectives to take into consideration, such as the long range employment situation in the district. They will have to look far into the future and try to guess what raw material prices and types of ores will prevail 10 years ahead and they will have to keep themselves acquainted with new developments in metallurgy and fabrication.

There are certainly no simple universal answers and solutions to the question how to operate a mine in the best way. In fact, even the internal process of decision-making in today's big business is becoming a complicated and many-faceted activity by many people rather than the one man show we all tend to believe it to be.

It is then imperative that good, reliable input data and computational tools for cost calculations are put in the hands of the mining people, so that they themselves can do the cost versus production optimization. It is also imperative that products offered for sale to them are practical, well tested and functioning systems. Such systems must include a great deal of operational reliability and a guarantee for long time availability and delivery potential.

Toxic reaction products underground

In underground mining, particularly in large, deep mines, the problems of ventilation and air pollution underground become increasingly difficult. Where loading and transporting is done using diesel-powered equipment while blasting is done using ANFO, a rough estimate indicates that about 10% of the total fuel oil consumption is burned in the ANFO explosive. Each kilogram of diesel oil burned in a truck underground requires several thousand kilograms or cubic meters of ventilation air to be brought down into the mine through kilometer-long ducts. Obviously, the explosive reaction products, particularly as they are developed intermittently, are part of the air pollution problem underground where such a problem exists. Depending upon the explosives ingredients, different amounts and different kinds of toxic reaction products are generated. The toxic gas generation is also influenced by the cartridge material and its relative weight, as well as by the willingness to detonate, the degree of packing, and the stemming of the borehole. For each kind of explosive, toxic gas tests should be carried out, first by laboratory methods, then by measuring in production blasting. When offering a new explosive for sale to be used underground, a responsible explosive manufacturer should have carried out (and be willing to present for the mining man's inspection) full scale blasts where the reaction generated toxic gas concentration have been measured. For each new kind of explosive, the final composition and consistency are normally adjusted to give a minimum of toxic gases. Because of the complexity of the problem of optimizing in the mine, where the costs of different explosive ingredients and compositions must be weighed against the gains to be made by improving the atmosphere underground, it is highly advisable that it be solved by pooling the knowledge of the mining people and the explosives people. Explosives people again know too little about the rest of the problem to be able to put their great potential of chemical and physical know-how to bear on the problem on their own.

Figure of merit for blasting performance of explosives

37

In the special area of explosives and blasting, we need a figure of merit for the strength of explosives to use as an input figure in cost calculations.

The basic mechanism of rock blasting is now fairly well understood (6, 7, 8, 9). We no longer have to worry about the details of the detonation mechanism or the shock impedance matching between the rock and the explosive. These are important factors influencing the stability of detonation and thus have to be kept in mind when using an explosive close to its critical diameter. That, however, is an area we want to stay well clear of in order to have a reliable, well functioning system. There is ample experimental evidence to show that explosion energy or heat of explosion is the one major factor in the figure of merit for practical production rock blasting, and that gas volume is the other. Tests carried out by Langfors and Kihlström (10) gave the following expression for the relative rock breaking capacity s

$$s = \frac{5}{6} \frac{Q}{Q_0} + \frac{1}{6} \frac{V_g}{V_0} \dots \dots \dots (1)$$

where $Q_0 = 5000$ kJoules/kg and $V_0 = 0.850$ m³/kg are the values of explosion energy and gas volume of the standard explosive used for comparison, a Swedish dynamite called LFB dynamite^{*)}. To transform the figure of merit into the universal system with 94.4/5.6 AN/FO as a standard, we divide the s -value with 0.84 or, if we want the 50/50 nitroglycerine/nitroglycol blasting gelatine as a standard, we multiply with 1.27. These factors were the experimental values for ANFO and the blasting gelatine, respectively (table 2). The physical meaning of equation (1)

*) LFB-dynamite is a registered trade-name for a low freezing point, plastic dynamite, containing 35% nitroglycerine/nitroglycol and with AN as an oxidizer. It has now been replaced by the less sensitive Dynamox plastic dynamites of about the same strength.

is simply that a 10 percent change in explosion energy has between 4 and 5 times greater effect on the figure of merit than a 10% percent change in the gas volume. The figures for various oxygen balanced mining and construction explosives have been tested in Sweden and arou the world in large scale operations involving very large quantities of explosives and in various kinds of rock (table 2).

For such oxygen balanced explosives, the calculation of explosion energy and gas volume is particularly simple, as the reaction products are simple and do not change with pressure and temperature. Table 1 gives some values for the calculation at oxygen balance for a selection of ingredients in present day explosives.

When using aluminium as a strength-increasing ingredient, or high TNT contents in order to increase sensitivity, it is sometimes advantageous to depart from the oxygen balance and use oxygen deficient compositions. The calculation then becomes somewhat more delicate, as one has to take into consideration to a certain extent the loading density and the slight changes in composition during expansion that may occur, particularly when excessive amounts of carbon are present. No explosive manufacturer should, however, have difficulties in supplying his customer with an accurate theoretical or experimental figure for energy and gas volume even with these types of compositions. One exception may be aluminium explosives. For reasons, some of which have been dealt with at great length by Cook (11) and some of which we still do not understand, the high theoretical energy of the aluminium - oxygen reaction is not always obtainable in reality. This is particularly true in highly oxygen deficient explosive compositions.

Strength testing methods

In such cases strength testing methods of various kinds are used to check the calculated energy and gas volume values. As there is no one single testing method which accurately models large scale rock blasting, resort has to be taken to several methods. Earlier, the ballistic mortar and the Trauzl or lead block test were convenient methods to use for dynamite (7). Because of the small quantities 5 or 10 grams of explosive involved, the methods were well fitted into any explosives laboratory. Today, the small quantities present problems when we are dealing with explosives which may detonate readily and reliably in a 5" or 10" borehole but not in a 1 1/2" paper cartridge. Instead, we have been turning to underwater shooting tests using 5 or 10 kg charges. In these tests, the energy is derived from the measured values of the time for expansion and collapse of the reaction product gas bubble together with

39
the water shock wave amplitude and momentum. Another potentially useful technique is the tube expansion test, where a heavy gauge steel or aluminium tube of a sufficiently large internal and external diameter is filled with the explosive which is detonated. An analysis of a record of the radial acceleration and expansion velocity of the tube wall gives further information of the available explosion energy. Figure 1 shows a Kerr cell photograph of a model of such a tube, figure 2 shows a computer prediction* of the tube wall motion.

However much is derived from tests and theory, the final proof of the performance figures is still the performance in large scale practical blasting. It is usually impossible to judge from one single blast only, or from a small series of test blasts, because of the variation of the rock, and incidental differences in the accuracy of drilling, and in the accuracy of measuring the end result: overall site capacity and cost. One should not be content until one has the result of several months or a years operation, preferably including a comparison with previous results using other, well known explosives.

Drilling and blasting cost calculations.

It has been stressed above that no outsider can do the work of cost analysis for the mining operator or the mining engineer. Nobody else has insight into the full complexity of the whole operation and the conditions laid down by previous decisions, existing equipment and planned changes in operation.

Fortunately we now have an arsenal of calculating methods to be put at the disposal of mining men, methods which were not available 10 years ago. The foundation for such calculations was laid in 1963, when Langefors and Kihlström published their epoch-making work "The modern technique of Rock Blasting" (8). In this book, they brought charge calculation and blast design, hitherto a magic performed by blast foremen, into the realm of engineering, predictable as any other engineering subject. The methods have now been tested during more than a decade and we can safely say they function very well. In Sweden, we are now increasingly programming those methods for rapid computer calculations. A small table-top computer is often all that is needed.

In the following we will compare the values of the cost of drilling and blasting with different explosives. These are described in table 3 a. The comparison is made for three widely differing kinds of blasting: open-pit, large-diameter bench blasting, underground long-hole, small-diameter blasting, and tunnelling. We have allowed the drilling cost to

*) IBM 360/75

vary in a realistic way with the hole diameter, but for simplicity have kept the price of each explosive including the cost of loading constant.

a. Large-diameter, open-pit mining

Table 4 shows a comparison of the cost of drilling and blasting using different types and combinations of explosives in a 10" borehole, 15 meter bench height, open pit operation. Loading data, strength, and cost figures for the explosives are found in table 3b. The first and simplest test is to survey, using the values of explosive breaking capacity, price, and drilling cost, the approximate total cost assuming we could use one explosive only for the whole blast. This is done best by assuming a constant specific loading for the whole volume of rock, in our example († in table 4) 1.52 kg ANFO equivalent per solid cubic meter of rock. Next, we refine our calculation using the small table-top computer^{x)}, to take various factors such as bottom- and column charge explosives, bore hole deviations, etc. into account. The detailed result is shown in table 5, the cost results under 2 in table 4. The computer program was developed by N. Lundborg at the Swedish Detonic Research Foundation (13).

Then, we look at the nearest known example of a full scale operation. We see that the computer program has under-estimated the need for a large column charge and a short unloaded borehole. The program is not written to take into account the considerable over-loading, particularly in the upper part of the column charge and close to the surface, that is apparently necessary to get the required fragmentation in large-diameter blasting where the average boulder size must be only a small fraction of the burden.

The open pit mining operator now has a beginning from where to start his costing work. Should he have an over-capacity of drilling, he may find advantage in using ANFO or AI-ANFO to keep his costs, albeit at a low rate of production, as low as possible. He may perhaps even mix the explosive himself, given suitable conditions and time. Should he, on the other hand, have a problem getting enough production out of a given drilling equipment, he might choose to use a high energy, high density slurry for a bottom charge in order to be able to drill half as many boreholes for the same size blasts.

b. Small-diameter, long-hole underground mining

An illustration of the futility of making sweeping statements about blasting costs is shown in table 6, where the drilling and blasting cost is compared for different explosives used in long-hole underground mining with 1.5 - 2" holes. Compared to the large-hole, open-pit results

(table 4), we see that from a cost point of view the order of explosives is reversed. Because of the comparatively higher drilling costs, small diameter blasting is usually cheapest using high density, high energy explosives when drilling and blasting costs only are considered. However, the mining operator may find, as apparently did LKAB in Kiruna, Sweden, that the gains derived from the highly mechanized, bulk handling and loading system made possible by the ANFO alternative more than compensates the extra drilling costs.

c. Tunnelling

Perhaps tunnelling is the most difficult area of all in which to make reliable comparisons between different methods or explosives. This is partly because the charge and drilling pattern calculation is tedious, if carried out manually, partly because of the high bonus put on speed of loading when high labour costs are involved, partly because of the strong restrictions laid down by existing equipment and geometrical factors.

Figure 3 shows a comparison between a parallel hole pattern for a 25 m² gallery used in practice and a computer calculated and plotted pattern for the same gallery. The computer^{*}, using a program (12) developed jointly by the Swedish Detonic Research Foundation, Atlas Copco AB, Nitro Nobel AB, and Nitro Consult AB, was fed with data for explosives from table 3, together with data describing the hole diameter and tunnel profile. The program calculates and lists for each hole the hole position and the bottom charge and pipe charge weights, together with pertinent data such as costs and explosives consumption. Table 7 gives a summary of the calculation results as given by the computer together with the input data as written out by the computer for the hole diameter and explosives used in practice.

Table 8 gives a comparison of the computed tunnelling cost per cubic meter solid rock between different explosives. In this table are also given, for comparison, the costs derived from the simple method of keeping the specific charge of the bottom part of the blast constant while varying the hole diameter to contain the necessary bottom charge in the same length of hole for all explosives.

Again, in order to be meaningful in the context of practical mining, these figures have to be put into place among the multitude of other figures in the total cost calculation for a particular mine.

*) IBM 1130

The pillar-diagram in figure 4 shows the relative costs for drilling and blasting using different explosive systems. On the average, these costs in large-diameter open pit mining, long-hole underground mining, and tunnelling relate to each other, roughly, as the figures 1:3:9. These relations are due firstly to the difference in drilling cost between large and small diameter drilling, secondly to the less complete filling of the boreholes in tunnelling than in long hole underground mining. Figure 4 shows, again, how the minimum cost is achieved with different explosives in different applications, already when we take into account only drilling and blasting costs. In our examples, ANFO gives the lowest drilling and blasting cost (at the price of doubling the number of boreholes) in open pit mining, whereas the high density, high energy Dynamex dynamite comes out with the lowest drilling and blasting cost in both underground long-hole blasting and tunnelling. An even cheaper alternative would be Reolit A10 but this type of explosive, because of its Al-content and not being oxygen balanced, is not as yet allowed for underground work in Sweden.

Fragmentation, fines, and total optimization

In mining, and increasingly in construction work, too, the blasting operation is followed by further mechanical treatment of the rock or ore material. The first of these is secondary blasting or boulder breaking, followed by loading, transport, mechanical crushing and the various grading and sorting operation.

Secondary blasting, a treatment given only to a few percent of the total volume of rock is without comparison the most expensive mode of size reduction. In many quarries, the man-power and shovel time spent on boulder treatment equals or even exceeds that spent on the rest of the blasting and loading operation. Often, complaints from neighbours about disturbances from quarries are caused by excessive and noisy boulder blasting rather than by the main blasts.

We know for sure that factors such as the size of the burden, the ratio between hole-distance and burden, the length of the stemming or unloaded part of the hole, and the specific charge (expressed in ANFO equivalents) all influence the amount of boulders as well as the fragmentation generally. It may not be possible to eliminate boulders entirely, but the total optimization certainly has to take the factor of boulders into account.

Fragmentation is important particularly from the point of view of the capacity of the shovel, transport, and primary crusher. In carefully

controlled full scale experiments with the wide-spacing method of blasting, we found that a 10 to 15 percent increase in shovel capacity was obtained as a result of an improvement in fragmentation at no change in the specific loading or the number and length and diameter of holes. Comparing different explosives systems, we must take into account and evaluate the changes in fragmentation caused by the differences in hole pattern due to different explosive strengths.

In mining, particularly in iron ore mining, it is often advantageous to keep as low a content of fines as possible in the ore produced. Experiments in LKAB, Kiruna (14) indicate that between 5 and 10 percent of the total, final amount of fines is produced in the process of blasting, the rest in the further handling. Even though this percentage is small, the economic loss incurred by transforming unnecessarily large amounts of ore into fines by using an unnecessarily violent blasting technique may be large. We must perhaps take this factor, too, into consideration in our final cost calculation.

When one tries to make the momentous decision of acquiring a certain size crusher, truck, shovel or drilling equipment or when deciding what explosive to use for a new mining operation the question of fragmentation is of major importance. To a certain extent, he can be guided by computations such as have been described above. However, no member of the mining profession would seriously consider making that decision without having seen for himself similar operations in action and without having taken the advice of colleagues engaged in these.

Thus, although we now have an arsenal of computational aids available for the mining engineer to use in his cost predictions, values derived from practice must still be regarded as an invaluable check-point.

Acknowledgements.

Much of the work behind this article has been carried out with economic support from the Swedish Board for Technical Development, Nitro Nobel AB, and Atlas Copco AB.

REFERENCES

1. Lansdale, J.R. "How dry mix explosives can shave costs", E/MJ, July 1971, page 77.
2. Cook, Melvin, A. "How dry mix explosives can increase costs - even in dry holes", E/MJ, September 1971, page 140.
3. Nobel, A. British patent no 1345, 1867.
4. Norrbin, J.H., and Olsson, J. Swedish patent May 31, 1867.
5. Sohlman, R. Swedish patent no 14288 (1901).
6. Persson, P.A., Lundborg, N., and Johansson, C.H. "The basic Mechanism in Rock Blasting". Proceedings, 2nd Int. Congress of the Int. Soc. of Rock Mechanics, Belgrade, 1970.
7. Johansson, C.H., and Persson, P.A. "Detonics of High Explosives". Academic Press, London & New York 1970.
8. Langefors, U., and Kihlström, B. "The Modern Technique of Rock Blasting". John Wiley & Sons, New York, Almqvist & Wiksell, Stockholm, 1963.
9. Persson, P.A., Kihlström, B., and Ladegaard-Pedersen, A. "The Influence of Borehole Diameter on the Rock Blasting Capacity of an Extended Explosive Charge". Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. 6, 227 (1969).
10. Langefors, U., Kihlström, B., and Ahrenfeldt, F. "Blasting experiments in Fogdö" (In Swedish) Nitroglycerin AB report TM 36, 1952. (see also reference 7 and 8).
11. Cook, Melvin, A. "Maximum available energy or "strength" of High Explosives". Australian Mining, December 1970, page 51.
12. Ouchterlony, F., and Qvarström, H. Computer program for drill- and charge plans in tunneling with parallel cut. Swedish Detonic Research Foundation Report DS 1970:20. (Atlas Copco report TM Z-185) (In Swedish).
13. Lundborg, N. Computer program for charge calculation in bench blasting. Swedish Detonic Research Foundation Report DS 1971:18. (In Swedish).
14. Aaro, B. Private communication (1971).

Table 1. Values for calculating explosion energy and gas volume of oxygen balanced explosives.

Substance	Oxygen balance kg O/kg substance	Contribution to	
		explosion energy kJoule/kg	reaction product gas volume at NTP m^3/kg
<u>Oxidizers:</u>			
Ammonium nitrate	0.200	1584	0.8400
Sodium nitrate	0.4706	-1148	0
Potassium nitrate	0.3956	-1146	0
Calcium nitrate	0.4876	-1794	0.1364
Barium nitrate	0.3061	-1625	0.0858
Potassium chlorate	0.3917	402	0
Sodium chlorate	0.4509	652	0
Potassium perchlorate	0.4619	60	0
Ammonium perchlorate	0.3404	1456	0.5725
<u>Fuels and explosives</u>			
Aluminium	-0.8889	29762	0
Silicon	-1.140	30076	0
Carbon	-2.667	32956	1.867
Sulphur	-1.100	9276	0.700
Glycerol	-1.216	16158	1.703
Glycol	-1.291	17225	1.806
Paraffine wax	-3.45	43869	3.245
Diesel oil	-3.48	44246	3.288
Guar gum	-1.185	16233	1.521
Nitroglycerine (NG)	0.0352	6338	0.6907
Nitroglycol (EGDN)	0	6840	0.7368
50/50 NG/EGDN	0.0176	6589	0.7137
Trinitrotoluene (TNT)	-0.7398	14597	1.0850
Cyclotrimethylene tri- nitramine (RDX)	-0.2161	8987	0.9076
60/40 RDX/TNT			
Pentaerythritoltetra- nitrate (PETN)	-0.1012	7681	0.7795
Nitro cellulose (12% N)	-0.3850	9758	0.9327
"- (12.5% N)	-0.3517	9490	0.9090
"- (13% N)	-0.3184	9218	0.8850
Water (liq → gas)	0	-2323	1.244

Table 2. Experimental basis for using breaking capacity as a measure of explosive strength.

Explosive	Observed breaking capacity rel. to LFB	Explosion energy per kg KJ/kg	Gas volume m^3/kg	Calculated breaking capacity rel. to LFB S	Calculated breaking capacity rel. to ANFO
LFB dynamite	1	5000	850	1.0	1.19
Gelatine dynamite	1.23	6750	714	1.27	1.51
LFIV dynamite	1.04 [±] 0.05	5300	834	1.05	1.25
Nitrolit	0.80 [±] 0.06	4000	834	0.83	0.98
Securit	0.93 [±] 0.03	4250	857	0.98	1.05
Nabit	0.88 [±] 0.04	4500	654	0.88	1.05
Amatol	0.90	4350	891	0.90	1.07
Ammonit	0.89 [±] 0.04	-	-	0.87	1.04
ANFO	0.86 [±] 0.04	3900	974	0.84	1.00
AN-TNT-slurry	(0.74 [±] 0.04)			0.74	0.88

Table 3a. Description of explosives.

ANFO	94.4/5.6 Ammonium nitrate/fuel oil mixture, either with prilled AN, giving relatively low loading density, or with chrystalline AN, giving higher loading density.
Dynamex	High density plastic dynamite in paper cartridges.
Nabit	Low density, powder dynamite in paper cartridges or plastic tubes. Mainly used to give a low loading density for column charges.
Roollit A10	High density TNT sensitized aluminized slurry containing about 15% aluminium. Not allowed in Sweden for underground work.
Roollit 10	High density TNT slurry.
Al-ANFO (5%) Al-ANFO (10%)	These experimental aluminized ANFO qualities, in which some fuel oil has been replaced by aluminium (5 or 10% of the whole weight) have not been field tested in Sweden. They are not allowed for underground work.

Table 3b. Values of breaking capacity, explosive density in borehole, and assumed price of some explosives.

	Breaking capacity rel. ANFO	Explosive density, ρ_0 g/cm ³	Loading density in borehole g/cm ³	Price US \$ ¹⁾ per kg explosive
<u>Open pit mining</u>				
Dynamex	1.19	1.45	1.27	0.500
Realit A10	1.29	1.5	1.5	0.390
Realit 10	0.86	1.5	1.5	0.232
ANFO	1.00	0.9	0.9	0.170
Al-ANFO (5% Al)	1.21	0.9	0.9	0.226
Al-ANFO (10% Al)	1.39	0.9	0.9	0.282
<u>Underground mining</u>				
ANFO	1.00	0.9	0.9	0.170
ANFO	1.00	1.1	1.1	0.170
Al-ANFO (5% Al)	1.14	1.1	1.1	0.226
Al-ANFO (10% Al)	1.29	1.1	1.1	0.282
Dynamex	1.19	1.45	1.27	0.500
Dynamex	1.19	1.45	1.45	0.500
<u>Tunnelling</u>				
Dynamex ²⁾	1.19	1.45	1.25	0.500
Nabit ²⁾	1.05	1.1	0.44	0.330
Realit 10 ³⁾	0.86	1.5	1.32	0.232
ANFO ³⁾	1.00	1.1	1.1	0.168
Realit A10 ³⁾	1.29	1.5	1.32	0.390
Al-ANFO (5% Al) ³⁾	1.14	1.1	1.1	0.226
Al-ANFO (10% Al) ³⁾	1.29	1.1	1.1	0.282

¹⁾ Price is assumed to include all costs up to the moment of the blast, i.e. it includes loading and transportation.

²⁾ Add US \$ 0.20 for each hole (detonator)

³⁾ Add US \$ 0.23 for each hole (detonator + booster)

EXPLOSIVE	SPECIFIC CHARGE (kg ANFO equivalent per solid m ³ rock)	COST US \$/SOLID m ³ ROCK		
		EXPLOSIVES (Including loading & shooting)	DRILLING ³⁾	TOTAL
1. SIMPLE ESTIMATE				
Dynamex only	1.190	0.50	0.09	0.59
Reolite A10 "	1.190	0.36	0.07	0.43
Reolite 10 "	1.190	0.32	0.11	0.43
AI-ANFO (5% AI) "	1.190	0.24	0.13	0.37
AI-ANFO (10% AI) "	1.190	0.26	0.12	0.38
ANFO "	1.190	0.20	0.16	0.36
2. LOADING PATTERN ACCORDING TO COMPUTER CALCULATION				
Bottom charge Dynamex Column charge "	0.752	0.32	0.08	0.40
Bottom charge Reolite A10 Column charge Reolite 10	0.830	0.25	0.06	0.31
Bottom charge ANFO Column charge ANFO	0.829	0.14	0.13	0.27
3. LOADING PATTERN IN PRACTICE				
Bottom charge Reolite A10 Column charge Reolite 10	1.160	0.34	0.09	0.43
4. EXTRAPOLATED FROM 3				
ANFO only ¹⁾	1.160	0.20	0.17	0.37
ANFO only ²⁾	1.721	0.21	0.18	0.39

1) Same specific charge in whole blast as in 3.

2) Same specific charge in bottom part of blast as in 3.

3) Cost of drilling is based on the figure of US \$ 5.00 per meter length.

Table 5. Calculation of charge by computer, and comparison with practical case. Open pit large-diameter blasting.

			Computer calculation			Practical case
Input data			ANFO	A10-R10	Ox	A10-R10
Hole diameter	d_p	m	.250	.250	.250	.250
Rock constant	c	kg/tfm ³	.45	.45	.45	-
Degree of packing, bottom	p_b	kg/m ³	900	1500	1270	1500
Weight strength, bottom	S_b	-	.84	1.08	1	1.08
Weight strength, bottom	S_p	-	.84	.72	1	.72
Spacing of hole/burden	E/V	-	1.25	1.25	1.25	1.25
Hole inclination	n	m/m	0	0	0	0
$q_p \cdot S_p / q_b \cdot S_b$	m	-	1	.667	0.4	.667
Faults in collaring	a	m	0	0	0	-
Faults in alignment	x	m/m	0	0	0	-
Number of holes per row	M		1000	1000	1000	15
Number of rows	N		5	5	5	5
Bench height	K	m	15	15	15	15
Calculated data						
Hole deviation at bottom	S	m	0	0	0	-
Depth of hole	H	m	17.15	18.15	17.79	18
Drilled meter per volume	l	bm/tfm ³	.022	0.011	0.014	.025
Bottom charge	Q_b	kg	412.21	1005.69	753.69	750
Bottom charge, height	h_b	m	9.33	13.66	12.09	10
Bottom charge, konc.	q_b	kg/m	44.18	73.67	62.34	73.67
Column charge	Q_p	kg	227.24	92.24	66.02	500
Column charge, height	h_p	m	5.14	1.25	2.65	6.5
Column charge, konc.	q_p	kg/m	44.18	73.67	24.94	73.67
Total charge	Q	kg	639.45	1097.93	819.93	1250
Spec. charge	q	kg/tfm ³	.83	.664	.632	1.042
Rock volume/hole	Vol.	tfm ³	772.09	1654.49	1297.04	1200
Fragmentation of rock	L	m	.65	1.05	1.04	-
Hole distance	E	m	8.02	11.75	10.40	10
Burden	V	m	6.42	9.40	8.32	8

tfm³ = theoretical solid cubic meters of rock

Table 6. Result of comparative cost calculation for long-hole, small-diameter (1.5-2") underground mining using one explosive only.

Explosive	Degree of packing in hole kg/lit.	Cost US \$ per solid m ³ rock ¹⁾		
		Explosive (including loading)	Drilling ²⁾	Total
ANFO	0.9	0.20	1.58	1.78
Al-ANFO (5% Al)	0.9	0.24	1.39	1.63
Al-ANFO (10% Al)	0.9	0.26	1.23	1.49
ANFO	1.1	0.20	1.30	1.5
Dynamex	1.27	0.50	0.94	1.44
Dynamex	1.45	0.50	0.83	1.33

1) For specific charges 1.19 kg ANFO per solid m³ rock.

2) Cost of drilling is based on the figure of US \$ 5.88 per meter borehole or US \$ 1.20 per litre hole volume.

Table 7. Input data and some calculation results as written out by the computer.

CALCULATION OF DRILLING PATTERN, CHARGE WEIGHTS AND COSTS FOR TUNNEL BLASTING-MCD 1971 56A PAGE 1

PROGRAM BY NITRO-CONSULT AB BOX 236 SKARHOLMEN S-321 25 SWEDEN

PARALLEL HOLE CUT VERSION 1

SWEDISH DETONIC RESEARCH FOUNDATION 3-A SUITABLE DIAMETER (DX=NAI)

FOLLOWING CONDITIONS ARE VALID

PROFILE GIVEN BY COORDINATES	ROCK DRILL SERIE	38.00 MM	NO. OF WORKERS	0.
CONTOUR SHOOTING	SPEC. DRILL SERIE	46.00 MM	HOURLY WAGE/WORKER	0.00 KR
	ROCK CONSTANT	0.40 KG/M ³	EFFICIENCY	0.00 PROC
SECTION AREA	25.43 M ²			
WIDTH	6.10 M	WEIGHT STRENGTH	PRICE	
ARCH-RADIUS	0.00 M	BOTTOM CHARGE	100.00 PREC	3.50 FR/KG
X-MIN CUT-CENTER	2.53 M	COL. CONTINU	67.00 PROC	5.20 FR/KG
X-MAX CUT-CENTER	3.60 M	COL. POSITION	88.00 PROC	1.75 FR/KG
Y-MIN CUT-CENTER	1.00 M	COL. REMAIN	88.00 PREC	1.65 FR/KG
Y-MAX CUT-CENTER	1.50 M	DEGREE OF PACKING	1.25 KG/M ³	1.00 KR
HOLE DEPTH	3.20 M			
ADVANCE/ROUND	1.03 M		DEPRECIATION/ROUND	0.00 FR
			DRILLING COSTS/M	3.54 KR

THE CALCULATIONS GIVE THE FOLLOWING RESULTS

HOLE DRILLED/ROUND	61	HOLES	COSTS	
DRILLED PETERS/ROUND	193.76	M	DRILLING/ROUND	3448.74 FR
DRILLED PETERS/CU.M. ROCK	2.50	M ³	DRILLING/CU.M. ROCK	18.95 FR/M ³
CONSUMPTION OF EXPLOSIVES				
ROTOP CHARGE	25.00	KG	EXPLOSIVE/ROUND	270.05 FR
COLUMN CONTINU	23.34	KG	DEPRECIATION/ROUND	61.00 FR
COLUMN POSITION	9.78	KG	EXPLOSIVE/ROUND	0.00 FR
COLUMN REMAIN	48.25	KG	DEPRECIATION/ROUND	0.00 FR
ROUND	96.37	KG	BLASTING/ROUND	245.05 KR
CU.M. ROCK	1.24	M ³	BLASTING/CU.M. ROCK	9.11 FR/M ³
MAX OPERATING CHARGE IN DYNAMEX-EQUIVALENTS			TOTAL CUTTING	180.57 KR
CUT	0.00	KG	TOTAL COST/CU.M. ROCK	22.74 FR/M ³
BOTTOM-HOLE	2.52	KG/HOLE		
STOPING-HOLE	0.92	KG/HOLE		
CONTOUR-HOLE	8.00	KG/HOLE		

TABLE OVER HOLE-DATA

HOLE NO.	X-COORD COLLAR	Y-COORD COLLAR	DIRECT. OF HOLE	DEPTH OF HOLE	SECTION CHARGE	COLUMN CHARGE	HEIGHT COLUMN CHARGE	HEIGHT COLUMN CHARGE	DIAMETER OF HOLE	TYPE OF HOLE
	M	M	DEGREES	M	KG	KG	M	M	MM	
1	0.00	0.00	0.00	3.25	1.29	1.39	0.87	2.00	38.00	BOTTOM
2	0.91	0.00	0.00	3.25	1.29	1.39	0.87	2.00	38.00	BOTTOM
3	1.98	0.00	0.00	3.25	1.29	1.39	0.87	2.00	38.00	BOTTOM
4	3.04	0.00	0.00	3.25	1.29	1.39	0.87	2.00	38.00	BOTTOM
5	4.11	0.00	0.00	3.25	1.29	1.39	0.87	2.00	38.00	BOTTOM

Table 8. Comparison of cost for drilling and blasting in tunnelling.

Explosive	Specific charge (kg ANFO equivalent per solid m ³)	Cost US \$ per solid m ³ rock			
		Explosives	Detonators & Primers	Drilling	Total
1. LOADING PATTERN IN PRACTICE					
Dynamex + Nabit	1.70	0.61	0.17	4.08	4.86
2. EXTRAPOLATED FROM 1					
ANFO	2.29	0.50	0.19	5.19	5.88
AI-ANFO (5%)	2.28	0.70	0.19	4.47	5.36
AI-ANFO (10%)	2.28	0.74	0.19	4.14	5.07
Reolif 10	2.60	0.82	0.19	4.67	5.68
Reolif A10 + Nabit	1.70	0.44	0.19	3.85	4.48
3. COMPUTER CALCULATION					
A. Best diameter					
Reolif 10	2.85	0.93	0.19	4.54	5.66
ANFO	2.77	0.64	0.19	4.53	5.36
AI-ANFO (5%)	2.82	0.73	0.19	4.35	5.27
AI-ANFO (10%)	2.81	0.78	0.19	3.98	4.95
Dynamex + Nabit	1.34	0.62	0.16	3.92	4.70
Reolif A10 + Nabit	1.31	0.56	0.19	3.70	4.45
B. Constant diameter					
ANFO	3.26	0.55	0.20	4.18	4.93
Dynamex + Nabit	1.34	0.62	0.16	3.92	4.70
Reolif A10 + Nabit	1.42	0.59	0.18	3.79	4.56

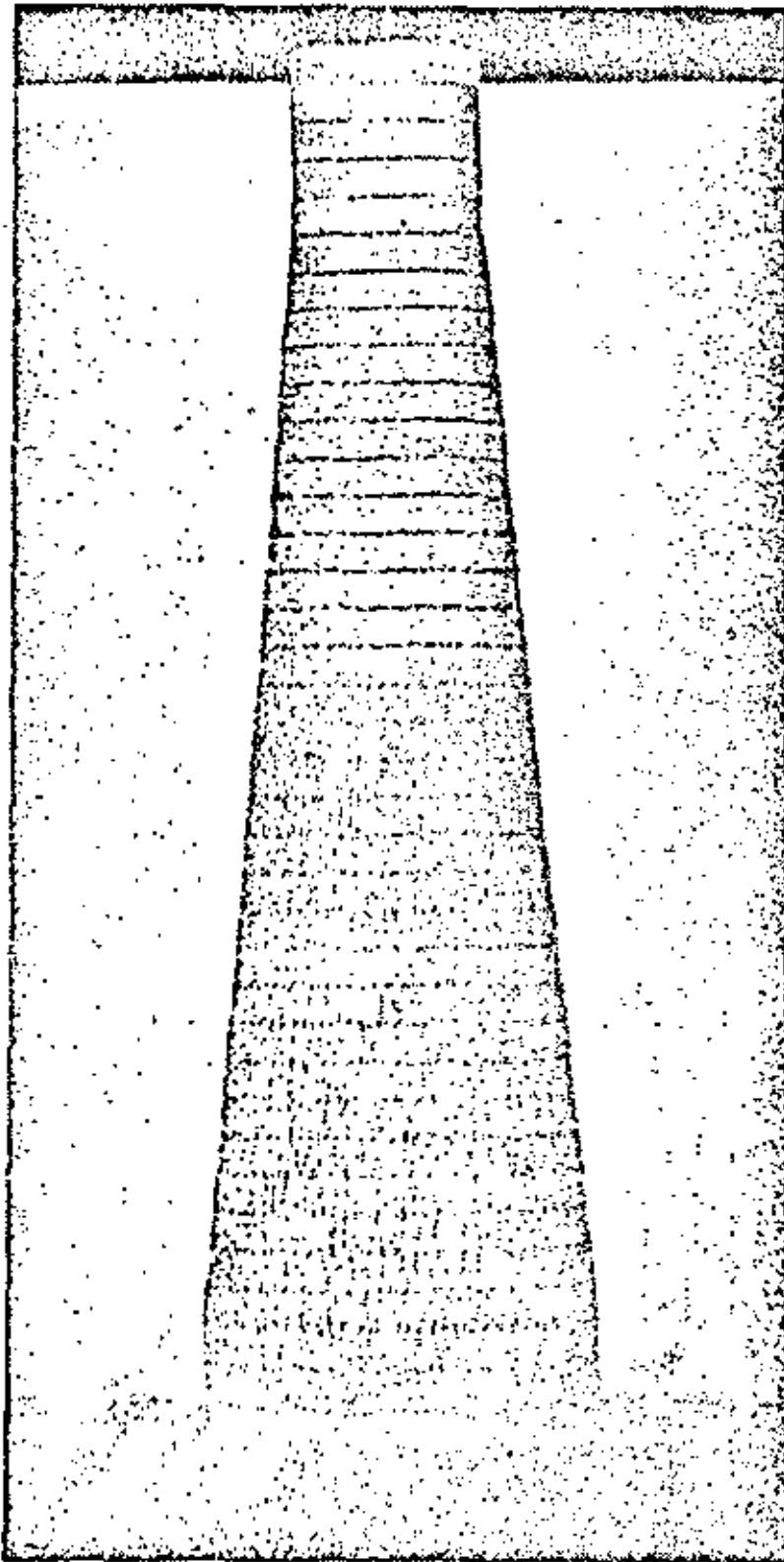


Fig. 1. Kerr-cell camera photograph of expanding aluminium tube containing a detonating charge. Exposure time: 0.060 μ sec. Tube dimensions: length 400 mm, $d_{\text{ext}} = 50$ mm, $d_{\text{int}} = 20$ mm. Explosive: 60/40 RDX/TNT, density 1.67 g/cm³.

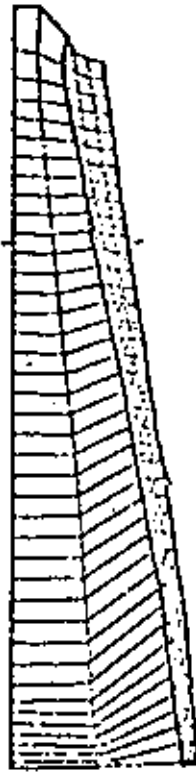
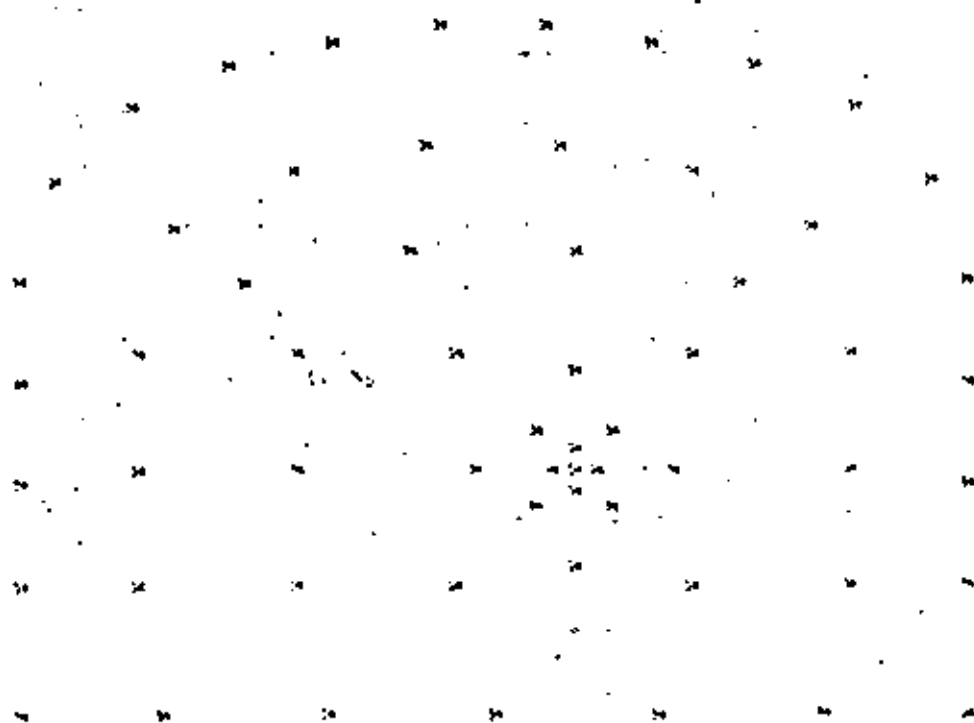


Fig. 2. Computer plot of calculated shape of expanding thick walled aluminium tube (compare figure 1).

NOV 1971 BRA PAGE 4

AREA 25.4 ADVANCE 3.0 DRILL 438.0 438.0
 HOLES 61 KG/CM·M 1.2 CM/CM 2.5
 SCALE 1 TO 50 +-----+ 1 M



b.

Fig. 3. a/ Parallel hole pattern for a 25 m² gallery used in practice.
 b/ Computer calculated pattern for the same gallery.

COST FOR DRILLING AND BLASTING, US \$ PER SOLID m³

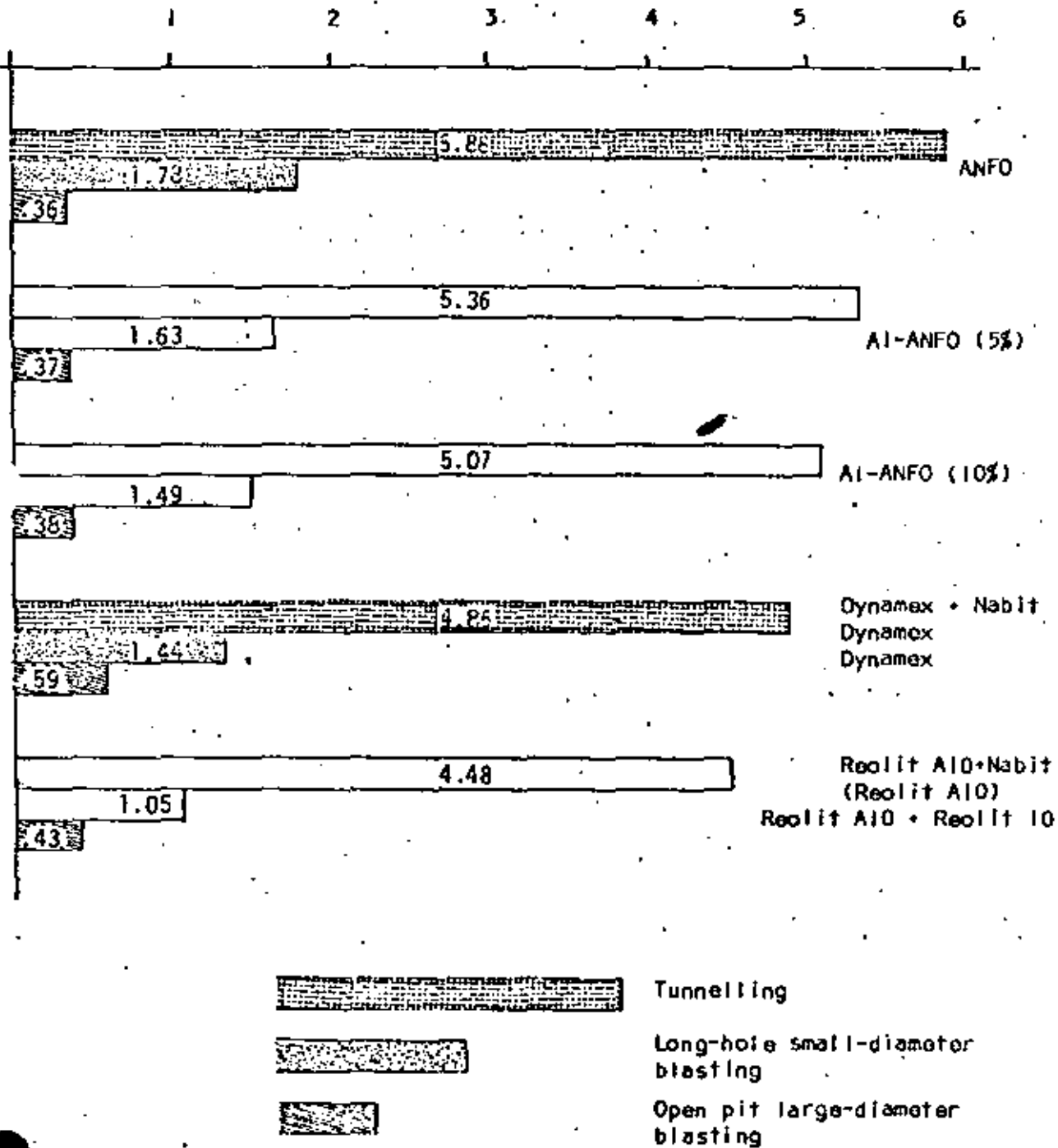


Figure 4. Comparison of drilling and blasting costs for different explosive systems and different kinds of blasting. Open pillars indicate experimental systems that are not operational in Sweden.

IPSA
P N Laguna verde
MEXICO

79-02-24

58

1 (3)

Sam/MS

Producción de material pétreo para la esollera

1 Principios básicos para producción de grandes bloques

- 1 Carga específica baja
- 2 $E/V = 0,5$
- 3 Ignición instantánea
- 4 Tronar hilera por hilera
- 5 Tener un frente amplio para evitar confinamiento en las esquinas
- 6 Usar barrenos con un diámetro máximo de 3".
Se recomienda 2 $\frac{1}{2}$ "
- 7 Inclinación de los barrenos 33 % (1/3 a 1)
- 8 Banco bajos

2 Producción de bloques de 2 a 7,5 toneladas

Barrenación de 2 1/2" (64 mm)

2.1 Datos

Altura de banco	6,00 m
Explosivo	Gelatina Extra 40 % y Super Mexamon D
Tamaño de la tronada	1 hilera
Estopines	Instantáneos
Inclinación de los barrenos	33 %

2.2 Cálculo

Sub-barrenación	= 0,65 m
Longitud de la barrenación	
(6,00 + 0,65) x 1,05	= 7,00 m
Bordo	= 4,00 m

IPSA
P N Laguna verde
MEXICO

79-02-24

59

2

Sam/MS

Espaciamiento	= 2,00 m
Taco	= 2,50 m
Carga de fondo 5 salch, GE 40 %, 2"	= 9,50 kg
Altura de carga de fondo	
$\frac{9,5}{3,22 \times 1,4}$	= 2,10 m
Altura de carga de columna	
7,00 - 2,10 - 2,50	= 2,40 m
Carga de columna	
2,40 x 3,22 x 0,65	= 5,00 kg
Carga total	= 14,50 kg
Carga específica =	
$\frac{14,50}{6 \times 2 \times 4}$	= 0,300 kg/m ³
Barrenación específica =	
$\frac{1}{6 \times 4 \times 2}$	= 0,15 m/m ³

3 Producción de material hasta 2 toneladas

Barrenación de 2 1/2" (64 mm)

3.1 Datos

Altura de banco	9,00 m
Explosivo	Gelatina Extra 40 % y Super Mexamon D
Tamaño de la tronada	3 hileras
Estopines	MS
Inclinación de los barrenos	33 %

IPSA
P N Laguna verde
MEXICO

79-02-24

60 3

San/MS

3.2 Cálculo

Sub-barrenación	= 0,65 m
Longitud de la barrenación	
$(9,00 + 0,65) \times 1,05$	= 10,20 m
Bordo	= 2,00 m
Espaciamiento	= 3,00 m
Taco	= 2,50 m
Carga de fondo 8 salch, GE 40 %, 2"	= 15,20 kg
Altura de carga de fondo	
$\frac{15,2}{3,22 \times 1,4}$	= 3,40 m
Altura de carga de columna	
$10,20 - 3,40 - 2,50$	= 4,30 m
Carga de columna	
$4,30 \times 3,22 \times 0,65$	= 9,00 kg
Carga total	= 24,20 kg
Carga específica =	
$\frac{24,2}{9 \times 2 \times 3}$	= 0,450 kg/m ³
Barrenación específica =	
$\frac{10,2}{9 \times 4 \times 2}$	= 0,14 m/m ³
- - -	

ICATEC S A
 PROYECTO DE REDES PRIMARIAS
 MEXICO D F

78-10-16

San/MS

61

1 (14) +
 1 anexo

Estudio de excavación de zanjas en roca

1 Condiciones

1.1 Geología

Los afloramientos de roca indican un basalto poroso hasta una profundidad de 2 a 3 m. Abajo sigue un basalto más sano y homogéneo. El basalto tiene una gran resistencia a presión. Sin embargo es frágil y se quebra fácilmente por flexión y choque.

Considerando las propiedades de la roca y la localización de la zanja se efectúa el estudio con un constante de roca $C = 0,35 \text{ kg/m}^3$. (Para roca normal $C = 0,40 \text{ kg/m}^3$.)

1.2 Localización

1.2.1 Edificios y casas

En las zonas populares la calidad de las casas es muy variable y consecuentemente la resistencia a vibraciones.

Para poder realizar las voladuras en una forma racional se tiene que fijar un criterio de vibraciones y tolerar unos daños en casas de muy mala calidad. Las casas son normalmente fundadas directamente sobre la roca, que es lo más favorable, aunque la reacción humana a las vibraciones es mucho más fuerte en este caso.

Según mi experiencia de unos 50 km de túneles y zanjas en zonas urbanas es muy importante de informar los vecinos con folletos y pedir la solidaridad con el gran número de gente que va a disfrutar de las instalaciones.

Es de igual importancia de hacer una inspección de las casas más cercanas para evitar reclamaciones injustificadas.

La velocidad de la vibración es el criterio más usado y más adecuado y los siguientes límites son válidos para casas y edificios de calidad normal:

Velocidad de vibración

$v_{\text{mm/s}}$

70

100

Daños

Ningunos

Grietas insignifican-
tes

1.2.2 Líneas de transmisión eléctrica de alta tensión

Líneas de alta tensión constituyen un riesgo de ignición involuntaria de estopines eléctricos.

Las distancias de seguridad (medidas horizontalmente) son:

Voltaje kV	Distancia mínima m
3 - 6	20
10	50
≤ 20	100

Las distancias se refieren a los estopines eléctricos de Du Pont. Los estopines VA de Nitro Nobel requieren un impulso mucho más grande para iniciarse y la distancia de seguridad es únicamente 10 m a una línea de 220 kV. Desafortunadamente no se puede conseguir estos estopines en México.

La mejor solución es los estopines non-eléctricos NOBEL de Nitro Nobel, porque además son muy difíciles de adaptar a un uso ilegal, si son extraviados. Estos estopines tan se consiguen fácilmente en el país.

Cerca las líneas de alta tensión se tiene que usar cordón detonante con micro-retardadores.

1.2.3 Radio emisoras

Radio emisoras pueden iniciar estopines eléctricos normales.

Potencia Watts	Frecuencia MHz	Distancia de seguridad m
5	Independiente	-
< 50	> 30	15
25	∧ 30	30
50	∧ 30	50
100	∧ 30	70
250	∧ 30	100
500	∧ 30	150
1.000	∧ 30	200
2.500	∧ 30	300
5.000	∧ 30	400
10.000	∧ 30	600
25.000	∧ 30	1.000
50.000	∧ 30	1.500
100.000	∧ 30	2.000
250.000	∧ 30	3.000

ICATEC S A
 PROYECTO DE REDES PRIMARIAS
 MEXICO D F

78-10-16
 San/MS

3

La mínima distancia a circulación de vehículos que pueden traer radios de comunicación es 15 m.

Esto impide por ejemplo al uso de estopines eléctricos a lo largo del Periférico y en las calles.

1.2.4 Proyección de piedras

Es necesario de evacuar la zona alrededor de la voladura. Lo sumamente importante de tener una capa de protección muy eficiente cerca las líneas de alta tensión, donde los daños traen graves consecuencias.

2 Cálculos

2.1 Barrenación

Para control de vibraciones y proyección se debe usar barrenos delgados y se recomienda expresivamente efectuar toda barrenación con acero integral de serie 11.

Los diámetros del serie 11 son:

Longitud de la barra m	Diámetro de la broca mm
0,80	34
1,60	33
2,40	32
3,20	31
4,00	30
4,80	29

Inclinación de la barrenación = 33 % (1 horizontal a 3 vertical).

Se puede hacer la barrenación con pistolas de piso, pero lo más efectivo es el ROC 392 (El Cangrejo) con dos brazos.

2.2 Explosivos

El explosivo más efectivo para la carga de fondo es la Gelatina Extra, especialmente en roca sana. Pero como los explosivos plásticos son los más atractivos para elementos criminales es preferible usar la Dinamita Extra 60 %.

Para la carga de columna el Duramex G es el explosivo más adecuado.

Es imposible de usar el ANFO (ANFOLEX o MEXAMON) porque no permite una carga controlada.

ICATEC S A
 PROYECTO DE REDES PRIMARIAS
 MEXICO D F

78-10-16

64

4

Sam/MS

2.3 Método de ignición

Hay pocos lugares donde se puede usar estopines eléctricos y por eso se recomienda el uso general de cordón detonante y conectores MS.

2.4 Diagramas de barrenación y cálculos de carga

2.4.1 Tubo de 48" y ancho de la zanja = 2,00 m

Datos:

Ancho	2,00 m
Profundidad	2,90 m
Barrenación	serie 11
Inclinación de los barrenos	33 %

Explosivos:

Carga de fondo	Dinamita Extra 60 % 7/8"
Carga de columna	Duramex G 7/8"

Fesos:

Dinamita Extra 60 % 7/8" x 8"	0,105 kg/cart
Duramex G 7/8" x 8"	0,080 kg/cart
Constante de roca	0,35 kg/m ³
Taco = $V_{\text{máx}} = 30 \times 45 = 1.350 \text{ mm}$	1,35 m
Sub-barrenación	
$0,3 \times V_{\text{máx}} = 0,3 \times 1,35$	0,40 m
Longitud de barrenación	
$1,05 \times (2,90 + 0,40)$	3,50 m

ICATEC S A
 PROYECTO DE REDES PRIMARIAS
 MEXICO D F

78-10-16
 Cam/MS

Concentración de carga de fondo para

$$c = 0,35 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{0,35}{0,40} \times \frac{30^2}{1.000} \quad 0,80 \text{ kg/m}$$

$$c = 0,40 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{30^2}{1.000} \quad 0,90 \text{ kg/m}$$

Carga de fondo $0,55 \times \frac{0,80}{0,90} \quad \sim 0,50 \text{ kg}$

5 cart de D E 60 % 7/8"

$$5 \times 0,105 \text{ bien retacados} \quad 0,525 \text{ kg}$$

Bordo $0,75 \text{ m}$

Espaciamientos $0,60+0,80+0,60=2,00\text{m}$

Altura de carga de fondo

$$\frac{0,525}{0,70 \times 1,14} = \quad 0,65 \text{ m}$$

Taco $1,35 \text{ m}$

Altura de carga de columna

$$3,50 - 0,65 - 1,35 \quad 1,50 \text{ m}$$

Carga de columna

$$\begin{array}{l} 7 \text{ cart de Duramex C } 7/8'' \text{ sin retaque} \\ 7 \times 0,080 \end{array} \quad 0,56 \text{ kg}$$

Carga total por barrenos $0,525 + 0,560 \quad 1,085 \text{ kg}$

Coefficiente de carga

$$\frac{4 \times 1,085}{0,75 \times 2,90 \times 2,00} = \quad 1,0 \text{ kg/m}^3$$

ICATEC S A
 PROYECTO DE REDES PRIMARIAS
 MEXICO D F

78-10-16

SAR/MS

2.4.2 Tubo de 48" y ancho de la zanja = 2,50 m

Datos:

Ancho 2,50 m

Profundidad 2,90 m

Se mantiene todos los datos del barrenado del cálculo anterior y se cambia únicamente la distribución de los barrenos.

Bordo 0,75 m

Espaciamientos 0,60+0,90+0,80=2,50m

Carga total por barrenado 1,085 kg

Coeficiente de carga

$$\frac{4 \times 1,085}{0,75 \times 2,90 \times 2,50} = 0,80 \text{ kg/m}^3$$

2.4.3 Tubo de 72" y ancho de la zanja = 2,70 m

Datos:

Ancho 2,70 m

Profundidad 3,60 m

Barrenación serie 11

Inclinación de los barrenos 33 %

Explosivos:

Carga de fondo Dinamita Extra 60 % 7/8"

Carga de columna Duramex G 7/8"

Pesos:

Dinamita Extra 60 % 7/8" x 8" 0,105 kg/cart

Duramex G 7/8" x 8" 0,080 kg/cart

Constante de roca 0,40 kg/m³

2.4.4 Tubo de 72" y ancho de la zanja = 3,00 m

Datos:

Ancho 3,00 m

Profundidad 3,60 m

Se mantiene todos los datos del barrenado del cálculo anterior y se cambia únicamente la distribución de los barrenos.

Borde 0,70 m

Espaciamientos 0,90+1,20+0,90=3,00m

Coeficiente de carga

$$\frac{4 \times 1,535}{0,70 \times 3,60 \times 3,00} = 0,81 \text{ kg/m}^3$$

2.5 Cálculo de vibraciones

2.5.1 Tubo de 48"

Con la ignición con primacord se obtiene colaboración entre los 4 barrenos en una hilera.

$$\therefore \text{Carga dimensionante} = 4 \times 1,085 \text{ kg} = 4,34 \text{ kg}$$

Esta carga da una velocidad de la vibración de:

- 70 mm/s en una distancia de 25 m del centro de la zanja

- 100 mm/s en una distancia de 17 m del centro de la zanja

- 150 mm/s en una distancia de 10 m del centro de la zanja

Con el tipo de construcción que se encuentra en las zonas populares probablemente no hay mucha diferencia en el efecto por vibraciones entre 70 y 100 mm/s, pero la velocidad de 150 mm/s puede provocar daños.

Por eso es recomendable de usar en un principio 2 intervalos por hilera cuando la distancia entre la zanja y la casa más cercana es menor de 15 m.

ICATEC S A
 PROYECTO DE REDES PRIMARIAS
 MEXICO D F

78-10-16

Sam/MS

Taco = $V_{máx} = 30 \times 45 = 1.350$ mm	1,35 m
Sub-barrenación	
$0,3 \times V_{máx} = 0,3 \times 1,35$	0,40 m
Longitud de barrenación	
$1,05 \times (3,60 + 0,40)$	4,20 m
Concentración de carga de fondo	
$\frac{d^2}{1.000} = \frac{30^2}{1.000}$	0,90 kg/m
Carga de fondo .	
6 cart de D E 60 % 7/8"	
7 x 0,105 bien retacados	0,735 kg
Espaciamientos	0,85+1,00+0,85=2,70m
Altura de carga de fondo	
$\frac{0,735}{0,70 \times 1,14}$	0,90 m
Taco	1,35 m
Altura de carga de columna	
$4,20 - 0,90 - 1,35$	1,95 m
Carga de columna	
10 cart de Duranex C 7/8" sin retaque 10 x 0,080	0,80 kg
Carga total por barrenado	
$0,735 + 0,800$	1,535 kg
Cocficiente de carga	
$\frac{4 \times 1,535}{0,70 \times 3,60 \times 2,70} =$	0,90 kg/m ³

En las otras áreas se tiene que respetar la velocidad de vibración de 70 mm/s como máximo.

Carga por barrenos = 1,085 kg

Carga:	Distancia mínima:
1 barrenos = 1,085 kg	11 m
2 barrenos = 2,170 kg	17 m
3 barrenos = 3,255 kg	22 m
4 barrenos = 4,340 kg	25 m

2.5.2 Tubo de 72"

Para estos tamaños se tiene que respetar el valor límite de 70 mm/s.

Carga por barrenos = 1,535 kg

Carga:	Distancia mínima:
1 barrenos = 1,535 kg	14 m
2 barrenos = 3,070 kg	21 m
3 barrenos = 4,605 kg	26 m
4 barrenos = 6,140 kg	33 m
5 barrenos = 7,675 kg	38 m

En el anexo 1 se muestra unos ejemplos de secuencias de ignición.

2.6 Protección contra lanzamientos

La mejor protección es un taco suficiente largo y de material adecuado. El taco calculado de 1,35 m es un mínimo absoluto y se debe incluir en las pruebas de voladura un taco todavía más grande.

El taco debe ser de una gravilla clasificada, seca entre 1/8" y 3/8", además bien compactado.

ICATEC S A
PROYECTO DE REDES PRIMARIAS
MEXICO D F

79-10-16

70

10

Esm/SS

Es muy importante sacar piedras sueltas en el superficie de la voladura. Estas piedras pueden obtener una velocidad enorme si hay fugas de gas de la explosión.

Como en zonas pobladas es necesario de además tener una capa de protección sobre la voladura. La capa más efectiva consiste de llantas conectadas con cable. Esta capa tiene suficiente peso para no levantarse y dejar escapar las piedras.

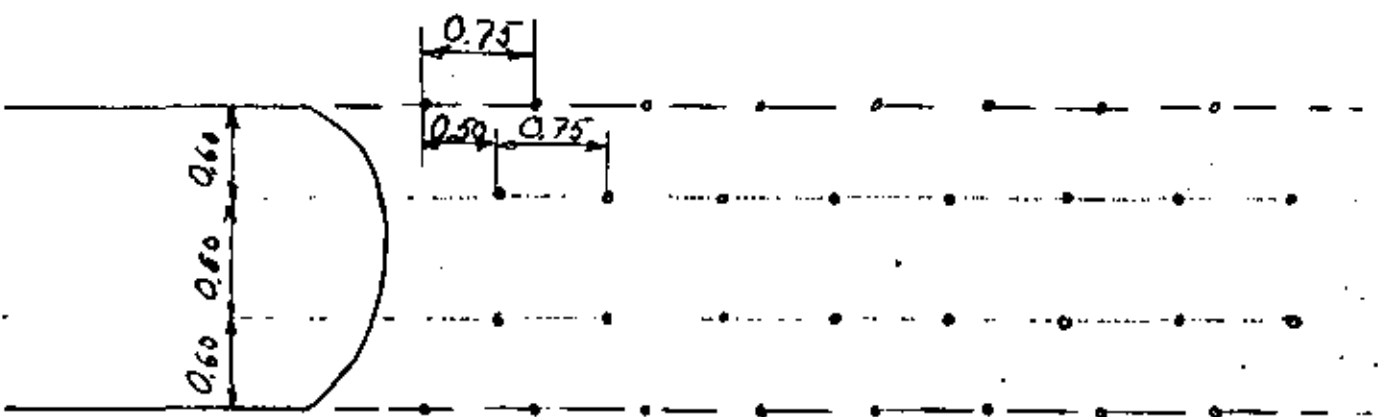
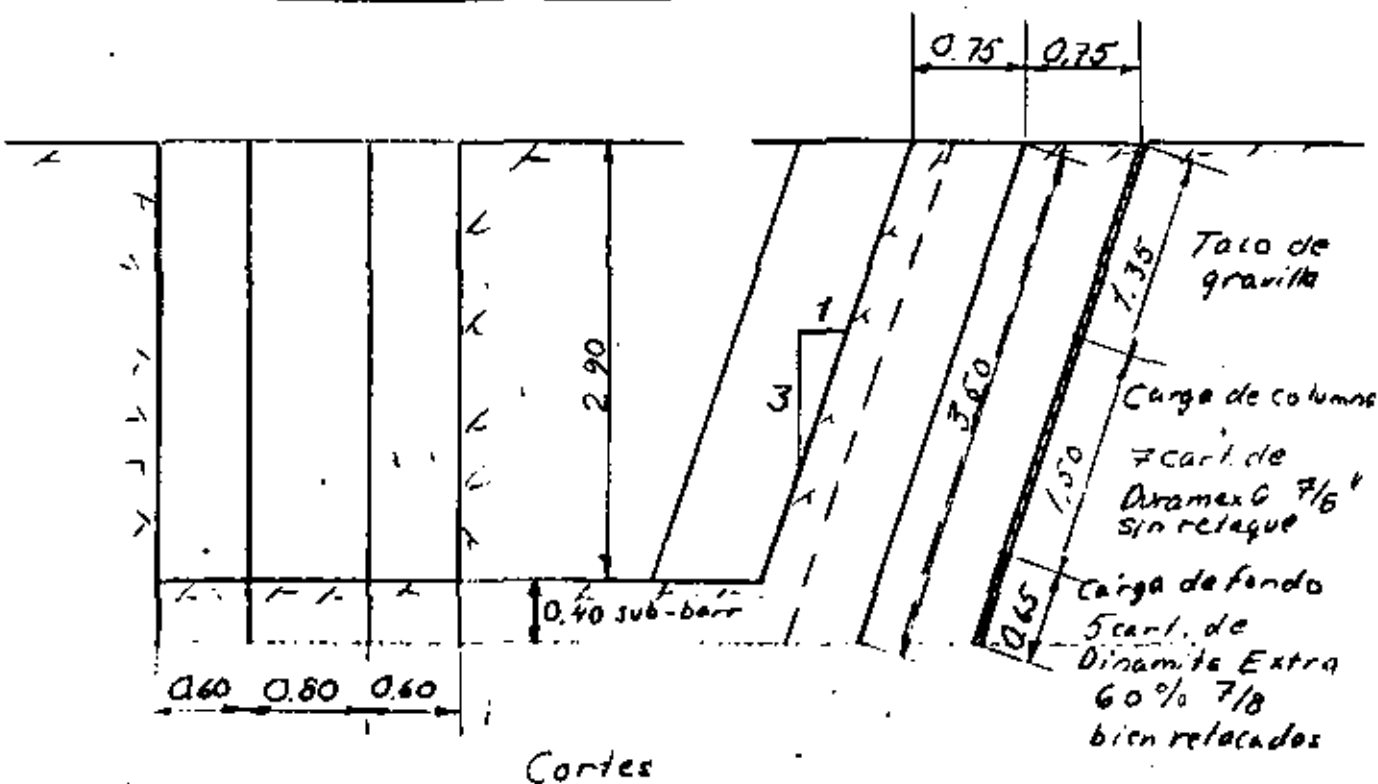
3.1. Tubo de 48"

10/10/10
10/10/10
10/10/10

71

3.1.1 Ancho de la zanja = 2.00m

Tabla de datos



Barrenación serie 11

Planta
MEXICO D.F.

Escala 1:50

Proyecto redes primarias

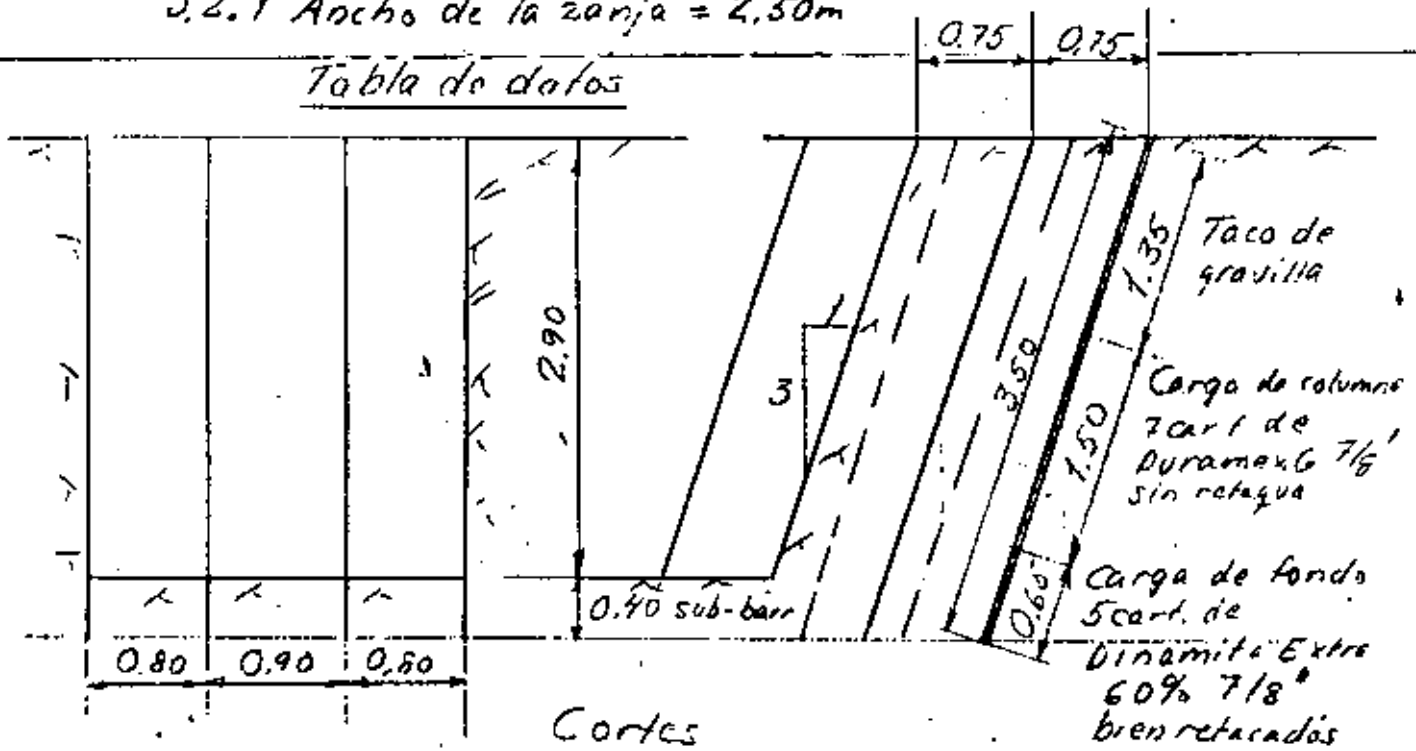
Datos para tubo de 48"

y ancho de la zanja = 2.00m

3.2 Tubo de 48"

3.2.1 Ancho de la zanja = 2.50m

Tabla de datos



Barrrenación serie 11

MEXICO D.F.

Proyecto redes primarias

Datos para tubo de 48"

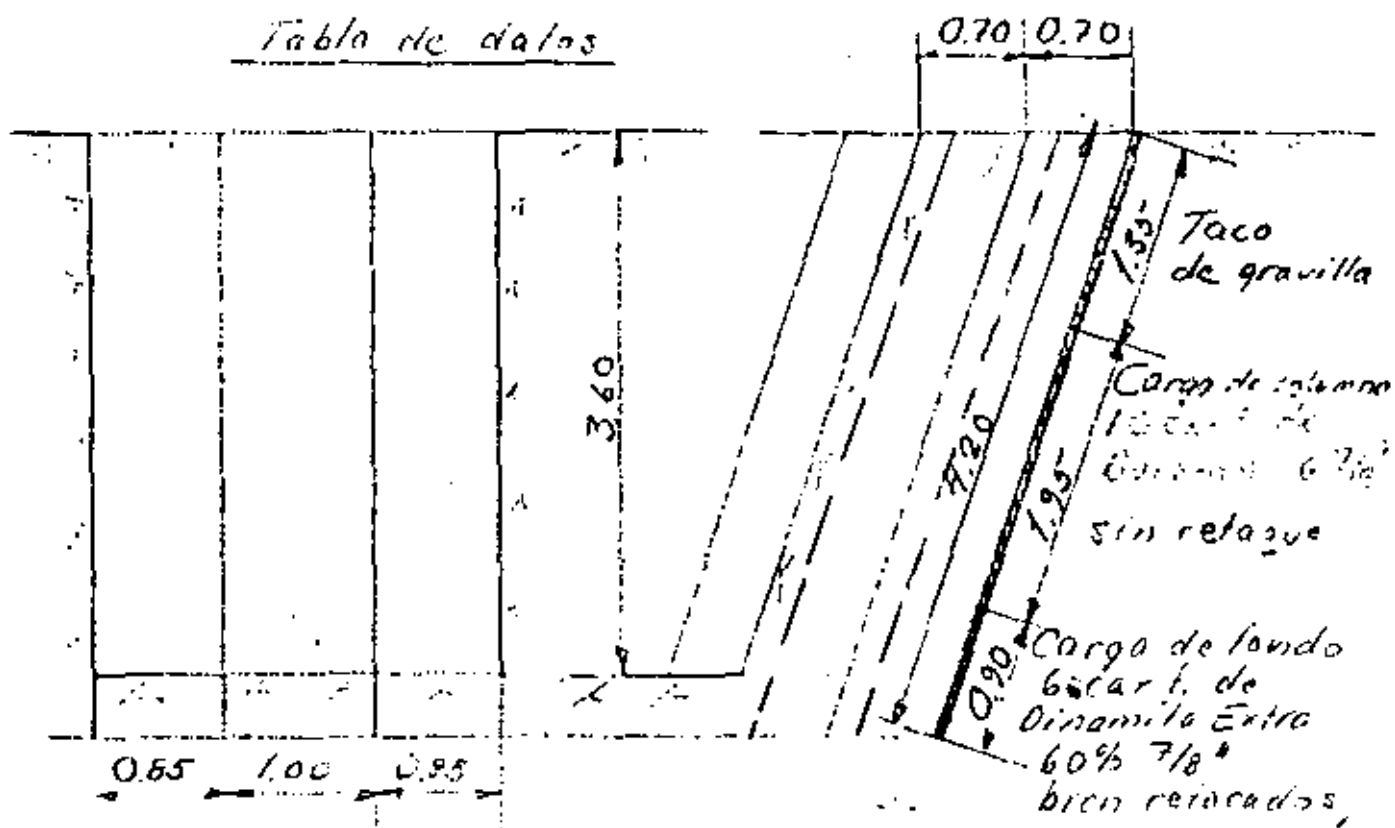
y ancho de la zanja = 2.50m

Escala 1:50

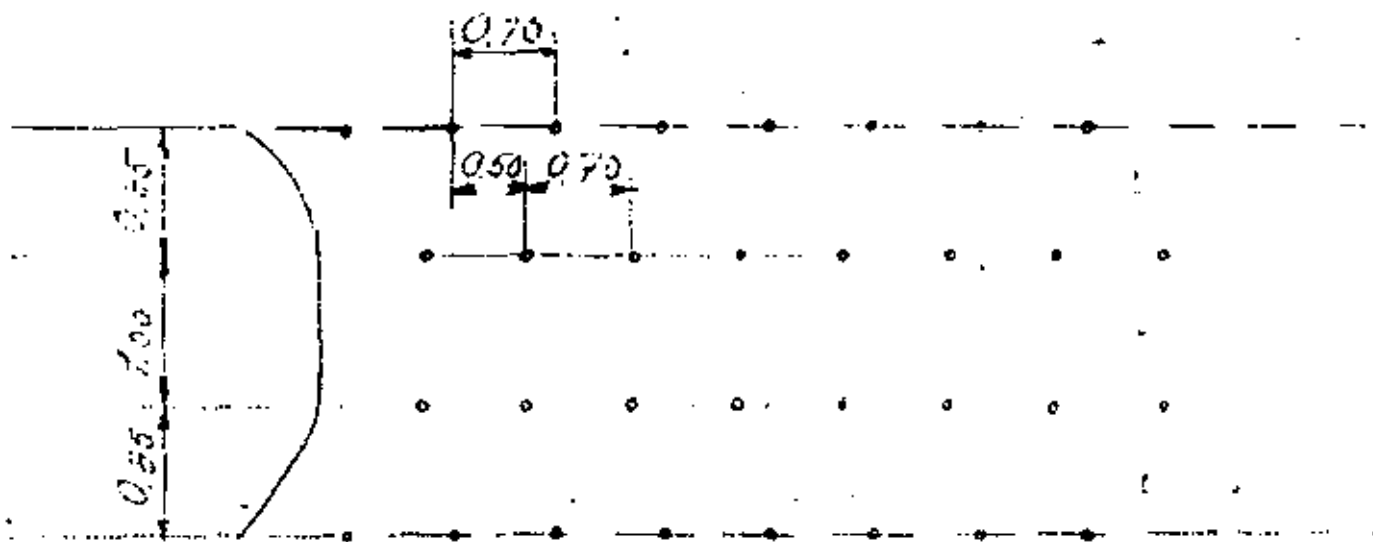
3.3 Tubo de 72"

3.3.1 Ancho de la zanja = 2.70 m

Tabla de datos



Cortes



Planta
Barronación serie 11

MEXICO D.F.

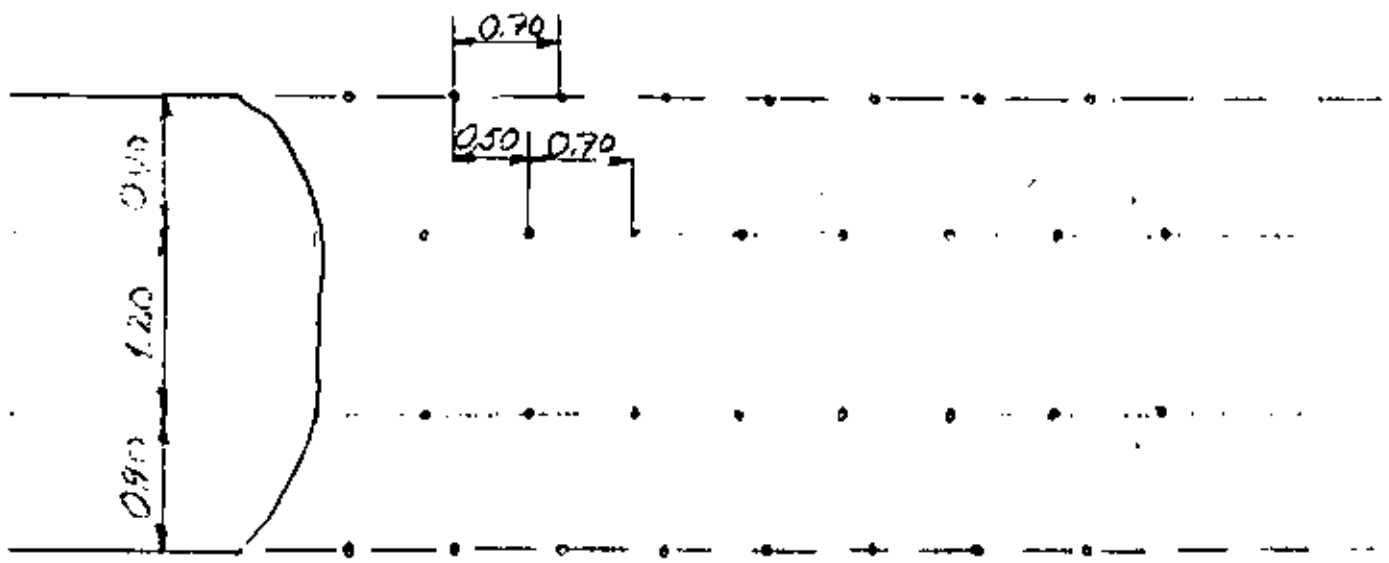
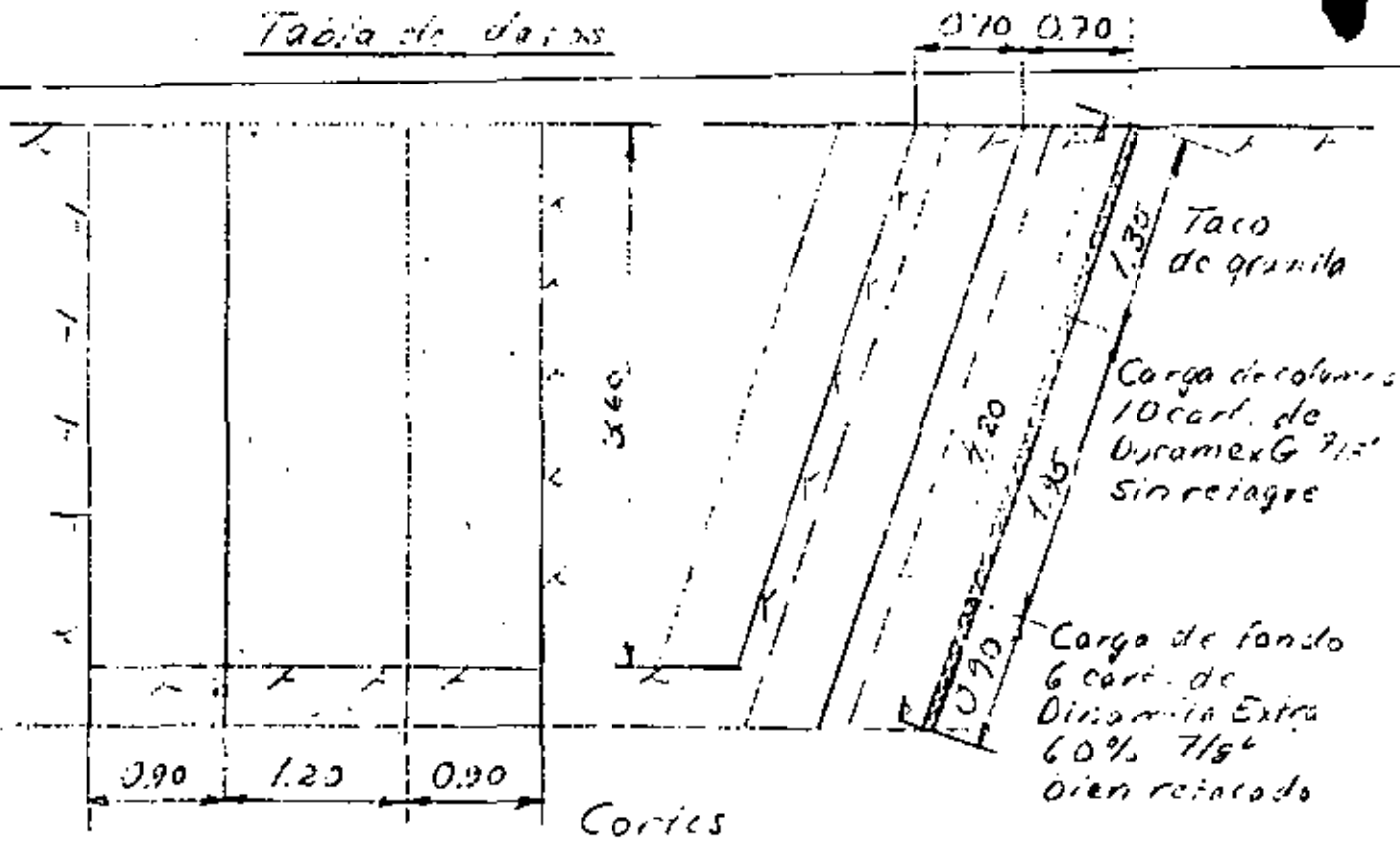
Escala 1:50

Proyecto redes primarias
Datos para tubo de 72" y
ancho de la zanja = 2.70 m

3.4. Tubo de 72"

3.4.1 Ancho de la zanja = 3.00 m

Tabla de datos



Planta

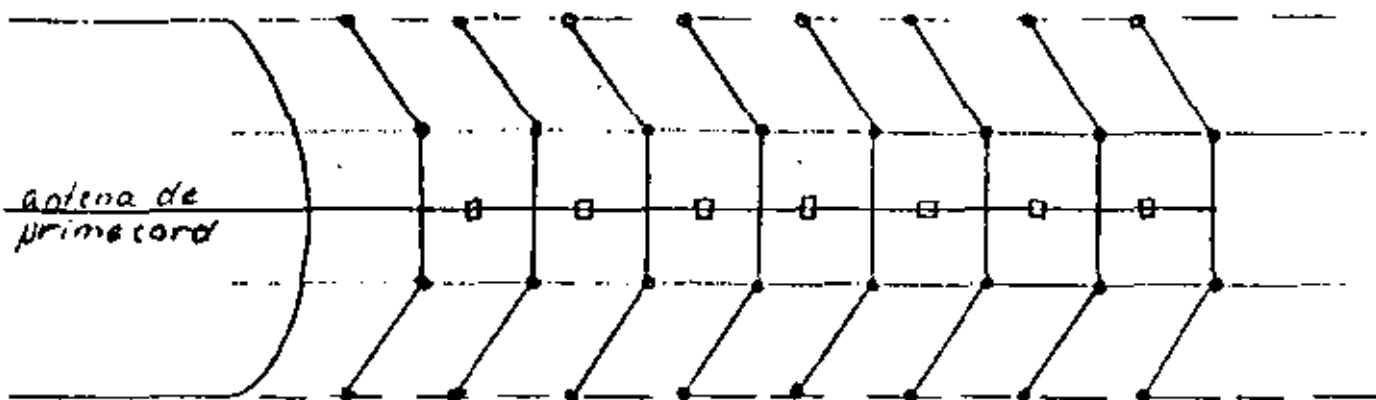
Barranación serie 11

MEXICO D.F.

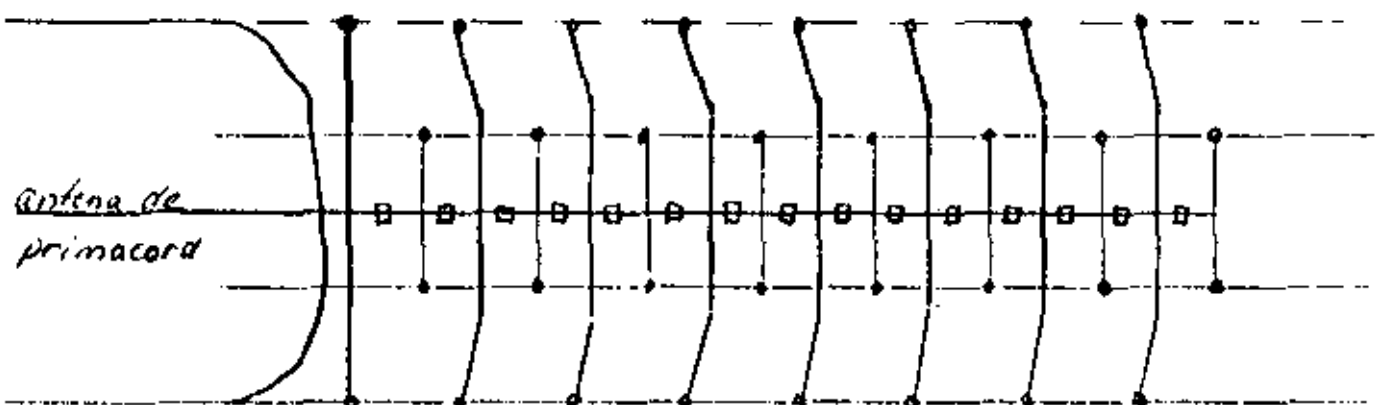
Escala 1:50

Proyecto redes primarias
 Datos para tubo de 72" y
 ancho de la zanja = 3.00 m

—□— conector MS 9



4 barrenos por intervalo



2 barrenos por intervalo

MEXICO D.F.

Proyecto de redes primarias

Ejemplos de secuencias

de ignición usando

Conectores MS

CONSTRUCCION DE TUNELES

TECNICAS DE VOLADURA

ING. ARNE SAMUELSON
Septiembre 1972

7 VOLADURAS SUBTERRANIAS

Generalmente las excavaciones subterráneas son a base de túneles y lumbreras. Lo que no es túneles o lumbreras es una adaptación de voladuras de banco.

7.1 Túneles

La diferencia principal entre voladuras de túnel y voladuras de banco es que en el túnel hay solamente una cara libre, comparado con mínimo dos en un banco. Esta cara es además perpendicular al avance del frente. Por esto se necesita crear una apertura en todo el largo del avance previsto y después volar la roca sucesivamente hacia esta apertura. En la ampliación de la apertura se aplica el método de voladuras de banco. Pero la carga específica es mucho más alta por las siguientes razones:

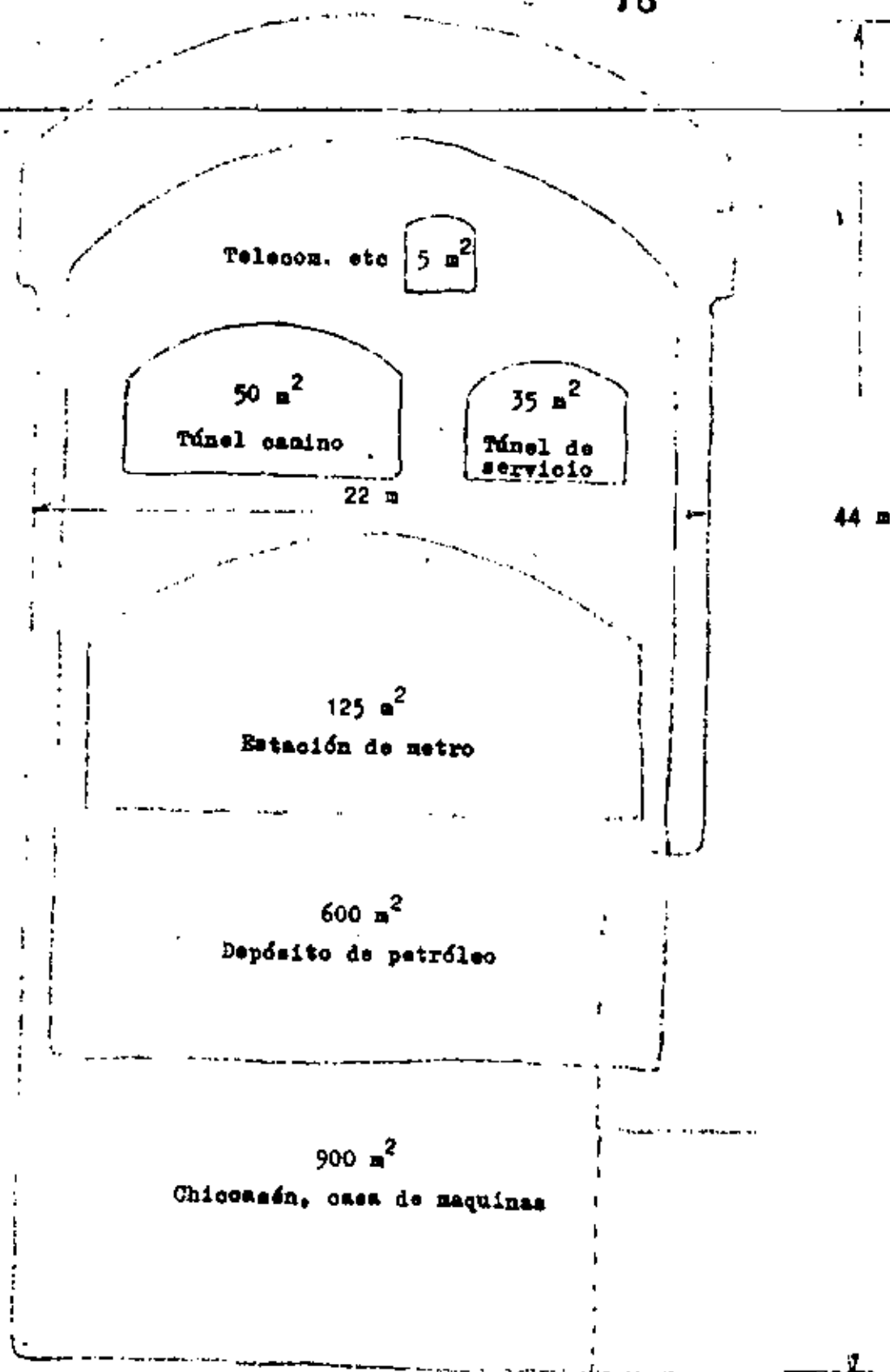
- a) barrenos desviados (el ambiente subterráneo con obscuridad, humo, agua, alto nivel de ruido etc dificulta el trabajo)
- b) espacio requerido para el hinchamiento de la roca (el hinchamiento es alrededor de 50 %)
- c) barrenos sin inclinación
- d) no cooperan barrenos adyacentes
- e) el efecto de la gravedad en los barrenos que tienen salida por arriba.

Hay una gran variedad de túneles para diferentes usos, ver la figura en la siguiente página.

En túneles con áreas menos de 80 m^2 normalmente se ataca toda la sección en una operación. En túneles más grandes se reparte la excavación en dos o más operaciones. Esta repartición se puede hacer de varias maneras, pero ahora domina el método de excavar una galería arriba y después banquear.

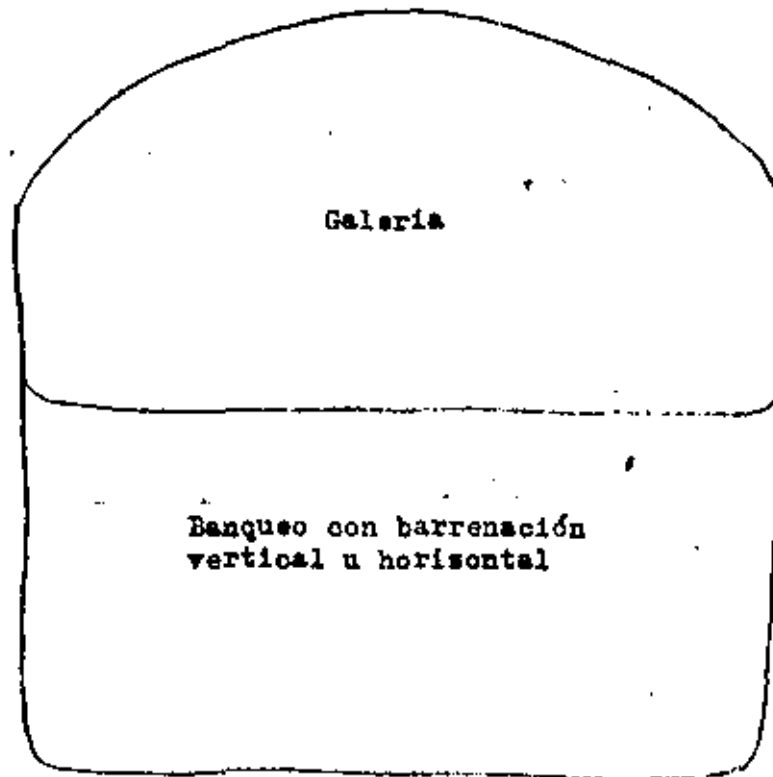
El número de bancos depende de la altura del túnel y muchas veces de las condiciones de estabilidad de las paredes. Por ejemplo en la casa de máquinas (44 m de altura) y la galería de oscilación (55 m de altura) en Chicocacán se especifica el siguiente procedimiento: excavar un banco de 4 metros y después anclar las paredes antes que se excava el próximo banco, para evitar desprendimientos de las zonas relajadas.

78



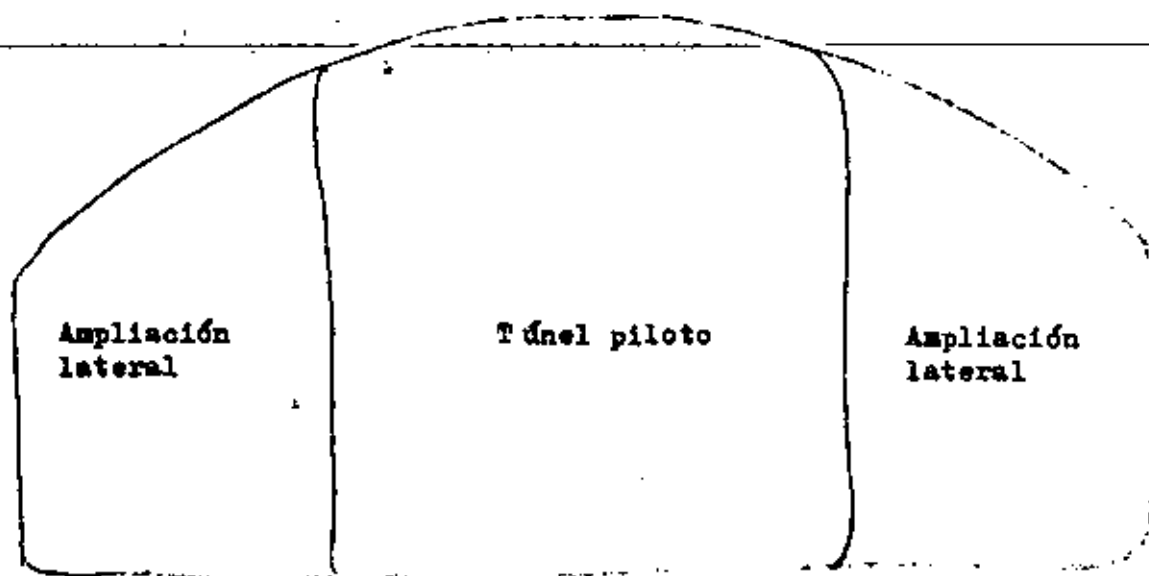
Ejemplos de cortes transversales de túneles típicos

El banqueo se hace con barrenación vertical u horizontal. Bancos con alturas menos de 4 metros son desfavorables por sus altos coeficientes de barrenación y carga.



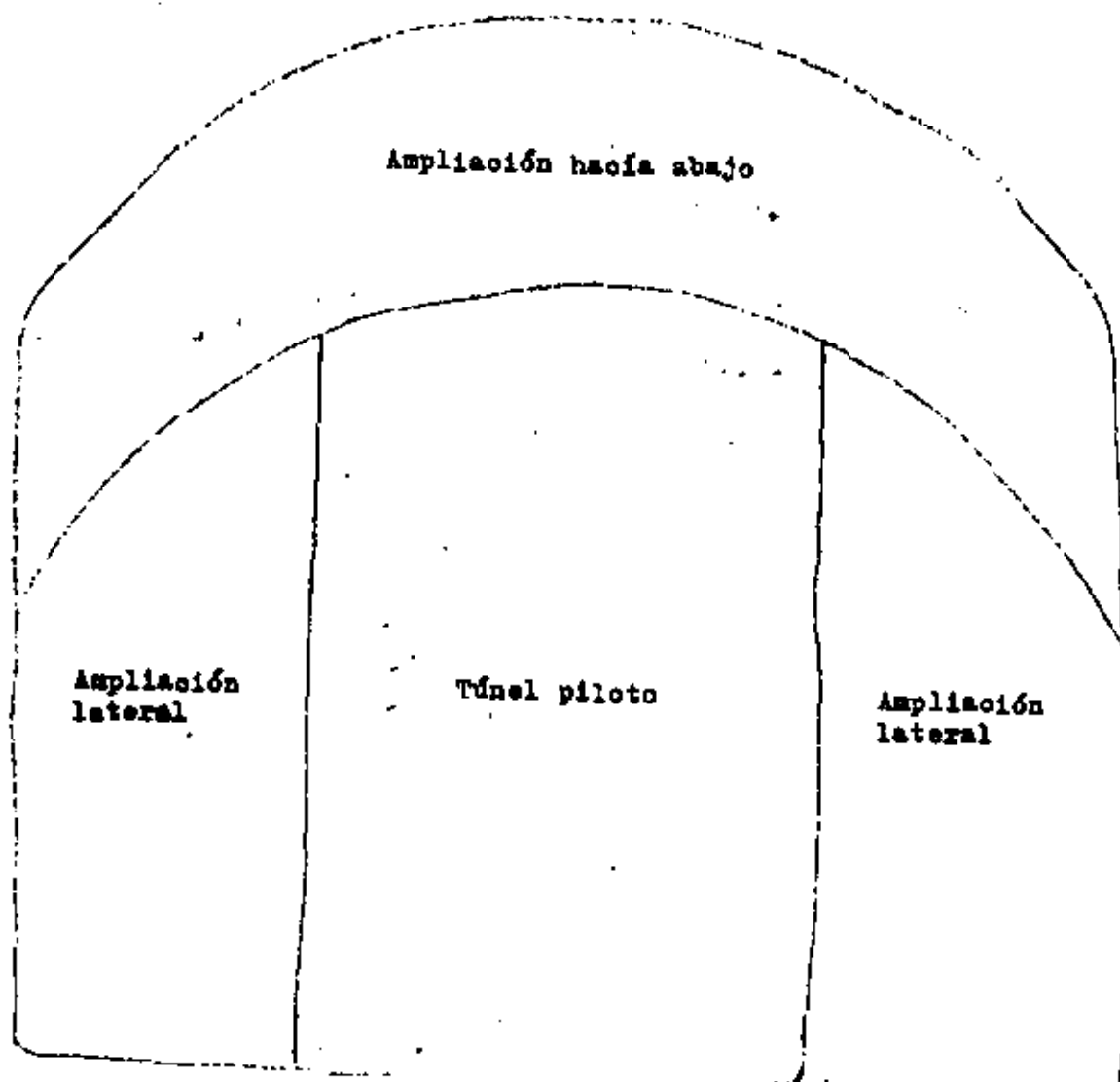
Galería y banqueo

Túneles anchos o en roca mala es ventajoso de atacar con túnel piloto y ampliación (banqueo) lateral. Con el túnel piloto se puede investigar las condiciones de roca sin abrir un techo ancho y poner anclas o/y concreto lanzado antes la ampliación lateral.



Túnel piloto y ampliaciones laterales

El emboquillado es preferible de hacer con un túnel piloto abajo, después las ampliaciones laterales y finalmente bajar el techo. El túnel piloto debe tener una longitud de unos 10 metros o hasta que se compone la roca superficial.



túnel piloto y ampliaciones

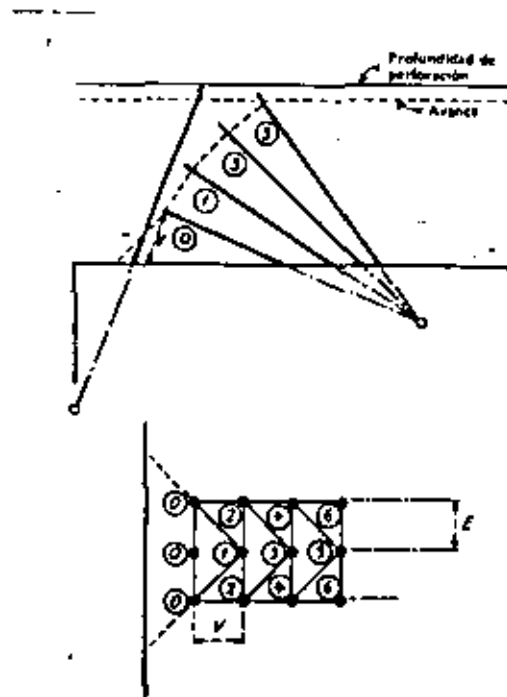
7.1.1 Cuñas

La apertura antes mencionada se hace con una cuña (cuele). Hay una gran variedad de cuñas, pero las cuñas comunes son de tres tipos:

- a) cuñas en abanico
- b) cuñas en V
- c) cuñas paralelas

a) Cuñas en abanico

En estas cuñas los barrenos trabajan sin la constricción en el fondo que significan otros tipos de cuñas. La primera hilera tiene fondo libre y las siguientes salda en ángulo recto, ver figura abajo.



Construcción del esquema de perforación para un cuña en abanico.

La cuña en abanico puede considerarse como una especie de ranja volada a través de la sección del túnel y por eso es la cuña más suave para la roca.

La semejanza de una ranja implica que se debe tomar en cuenta las condiciones de rotura en una superficie perpendicular a los barrenos y aplicar el principio de salida en ángulo recto (abajo en la figura). La secuencia de ignición marcada es la única posible para poder controlar bien el resultado. Por la dispersión de tiempo entre estopines del mismo intervalo es posible que un barreno lateral sale antes el barreno central si se pone el mismo número en la hilera, y entonces el barreno lateral tiene un ángulo de salida del orden de 45 grados.

Por su geometría una cuña en abanico necesita un túnel bastante amplio y no es preferible de usarla en túneles de menos de 7 metros de ancho. Aunque es muy fácil de calcular una cuña en abanico no se usa mucho bajo condiciones normales por las siguientes limitaciones:

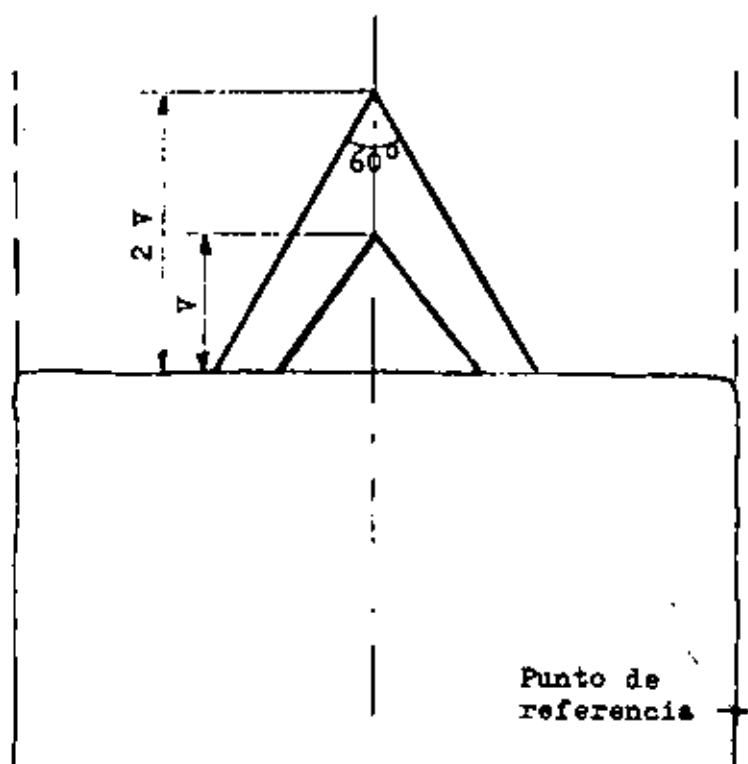
- La profundidad de los barrenos varía de hilera a hilera. Un barreno demasiado profundo puede excitar un barreno adyacente y provocar una tronada fallada
- La discrepancia entre el número de barrenos en los dos lados retrasa la barrenación
- La proyección de piedras es muy fuerte
- Con la secuencia de ignición requerida se necesita un gran número de intervalos de los estopines.

b) Cuña en V

84

La cuña en V (cuele de cuña) es la más usada en túneles mayores de 20 m^2 , pero ahora se puede notar una tendencia hacia la cuña paralela, especialmente con barrenación mecanizada.

La cuña en V es simétrica que facilita la organización del trabajo en el frente. Otra ventaja es que la cuña en V no exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela para dar un avance razonable. El ángulo de la cuña debe ser mínimo 60° , lo que limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel. Esto implica que los barrenos de la cuña salen más largos que los otros barrenos en la tronada. Por ejemplo, en una barrenación de $3,20 \text{ m}$ los barrenos de la cuña son $3,20 \times \frac{2}{\sqrt{3}} = 3,70 \text{ m}$. En la figura abajo se muestra el esquema de barrenación para una cuña en V.



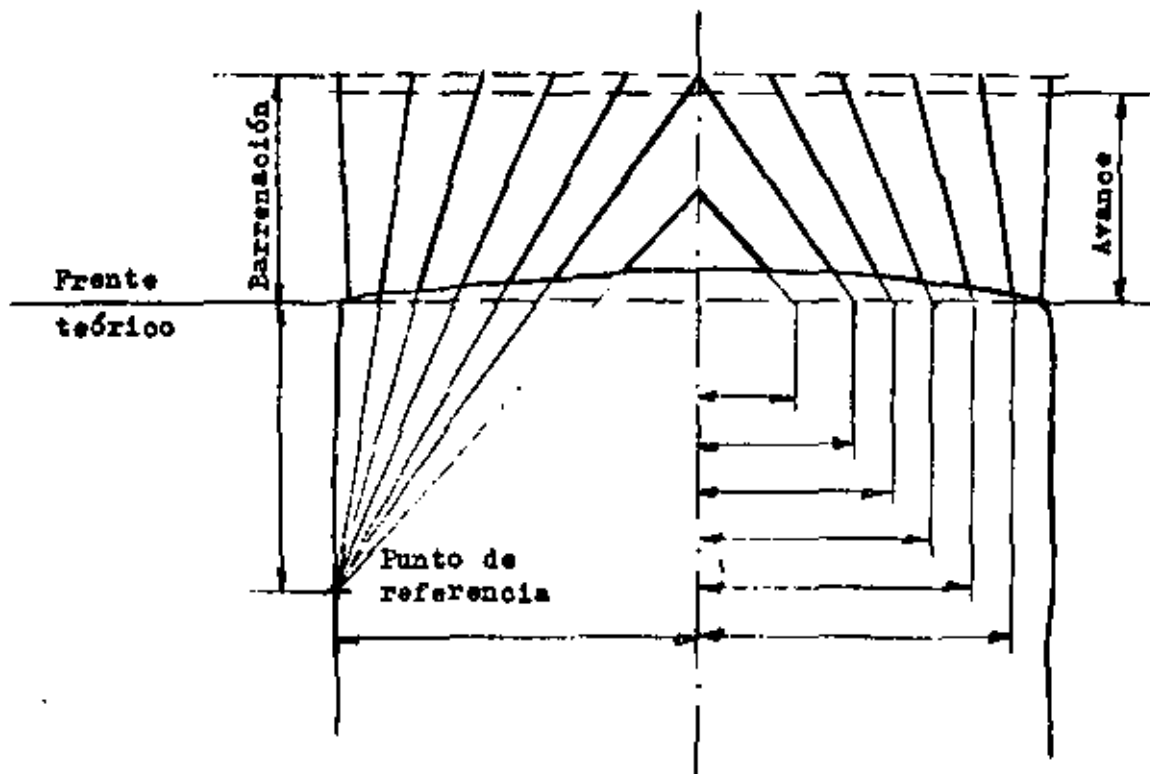
Principio para barrenación de una cuña en V

Los datos en la tabla abajo sirven como guía para el cálculo de barrenación y carga de cuñas en V con el ángulo 60° .

Diámetro de barrenación	Altura de la cuña	Bordo V	Concentración de carga de fondo	Número de hileras horizontales
mm	m	m	kg/m	
30	1,5	1,0	0,9	3
38	1,6	1,2	1,4	3
45	1,8	1,5	2,0	3
48	1,8	1,6	2,3	3
51	2,0	2,0	2,6	3

La carga de fondo debe ocupar mínimo una tercera parte del barrenado. Concentración de carga de columna = $0,5 \times$ carga de fondo. Taco = $0,3 V$. Durante la fase inicial de una obra es preferible de aumentar la carga de fondo a la mitad del barrenado.

Los ayudantes de la cuña son también inclinados para facilitar la salida hasta el fondo. La figura abajo muestra el principio para localizar los ayudantes.



En la figura se puede ver como se usa los puntos de referencia para dirigir los barrenos correctamente. En el túnel normalmente se usa faineros blancos para marcar los puntos de referencia. En un trabajo bien ejecutado siempre se mantiene el frente un poco doblado, que entre otras ventajas da un postcorte con menos constricción. Como se ve en la figura se necesita tomar esto en cuenta cuando se marca los barrenos inclinados. Esto es una desventaja de la cuna en V.

Bordo y carga para los ayudantes de la cuña:

Díámetro de barrenación	Bordo	Carga de fondo	Carga de columna	Taco
mm	m	kg/m	kg/m	m
30	0,80	0,90	0,36	0,40
38	0,90	1,40	0,55	0,45
45	1,00	2,00	0,80	0,50
48	1,10	2,30	0,90	0,55
51	1,20	2,60	1,00	0,60

Altura de carga de fondo = $1/3 \times$ profundidad del barreno.

Concentración de carga de columna = $0,4 \times$ carga de fondo

El bordo no debe exceder $\frac{\text{prof. de barrenación} \times 0,4}{2}$. Esta condición coincide con la limitación para bancos bajos, donde el bordo máximo V_{\max} no debe exceder la mitad de la altura del banco:

$$V_{\max} = \frac{K}{2}$$

Consecuentemente se necesita cerrar la barrenación con avances cortos. Es preferible de usar estopines MS en la cuña y sus ayudantes, para mayor colaboración entre los barrenos. (En la primera V se pone estopines INSTANTANEOS.) Al otro lado el intervalo entre los Vs debe estar suficiente largo para permitir el hinchamiento y movimiento de la roca desprendida. Naturalmente esto es más importante para avances largos. En Mexico hay pocos números disponibles que a veces limita el avance por tronada.

c) Cufias paralelas

Como mencionado antes la aplicación de las cufias paralelas se extiende también a túneles grandes. Esto depende de las ventajas que ofrecen las cufias paralelas para la barrenación mecanizada:

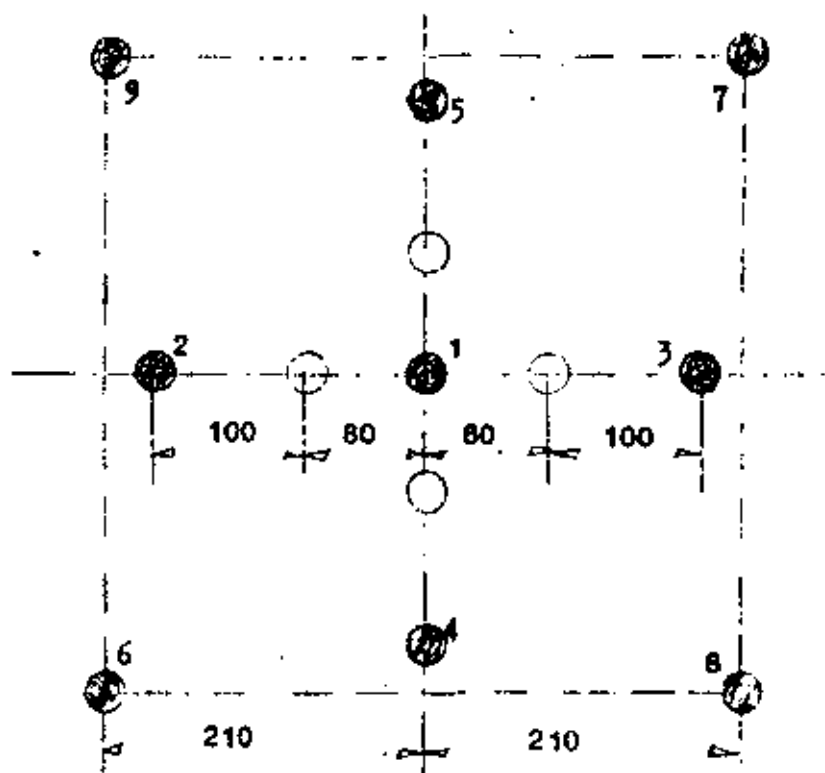
- Todos los barrenos tienen la misma longitud. Esto vale especialmente para jumbos con pistolas que no tienen rotación reversible, lo que hace la extensión o el cambio de la barra muy tardado.
- Los brazos pueden trabajar independientemente y se puede distribuir la barrenación bien entre los brazos.
- Con los brazos con paralelidad automática se obtiene una barrenación perfecta solamente vigilando el emboquillado.
- Como el diagrama de barrenación coincide en el superficie y en el fondo, es más fácil de instruir los perforistas.
- Usando el mismo equipo de barrenación las cufias paralelas son iguales para todos los avances y todas las áreas de los túneles. Esto simplifica el entrenamiento de los perforistas.

La desventaja dominante de las cufias paralelas es la elevada precisión de barrenación que requieren, especialmente en roca dura y avances largos.

Otra cosa importante es la concentración correcta de la carga, para evitar que se quema la roca por exceso de carga.

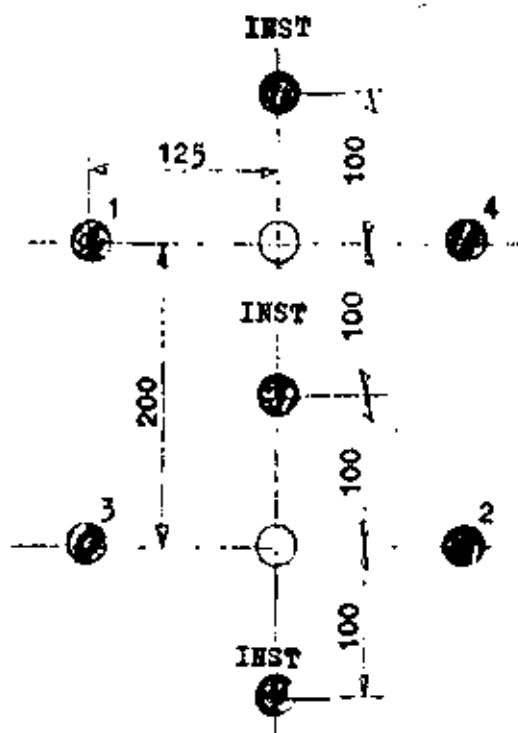
Hay una gran variedad de cufias paralelas y normalmente el equipo de barrenación disponible indica el tipo de cuña. Si se cuenta con barrenas de un solo diámetro se usa una cuña quemada con 3 o 4 barrenos sin carga.

En la siguiente página presentamos dos cufias quemadas comunes, la cuña Grönlund y la cuña de costura. La cuña de costura tiene la ventaja de tener los barrenos en una línea, que facilita la barrenación.



Cuña Grönlund

(los números indican solamente el orden de ignición)



Cuña de costura

Para tener un avance máximo se usa las cuñas paralelas con uno o dos barrenos centrales de gran diámetro. En lo siguiente vamos a llamarlas cuñas cilíndricas. También se llama cuña paralela con barreno quemado. La base para el cálculo de una cuña cilíndrica es la relación entre el diámetro del barreno central y distancia y carga del primer barreno cargado.

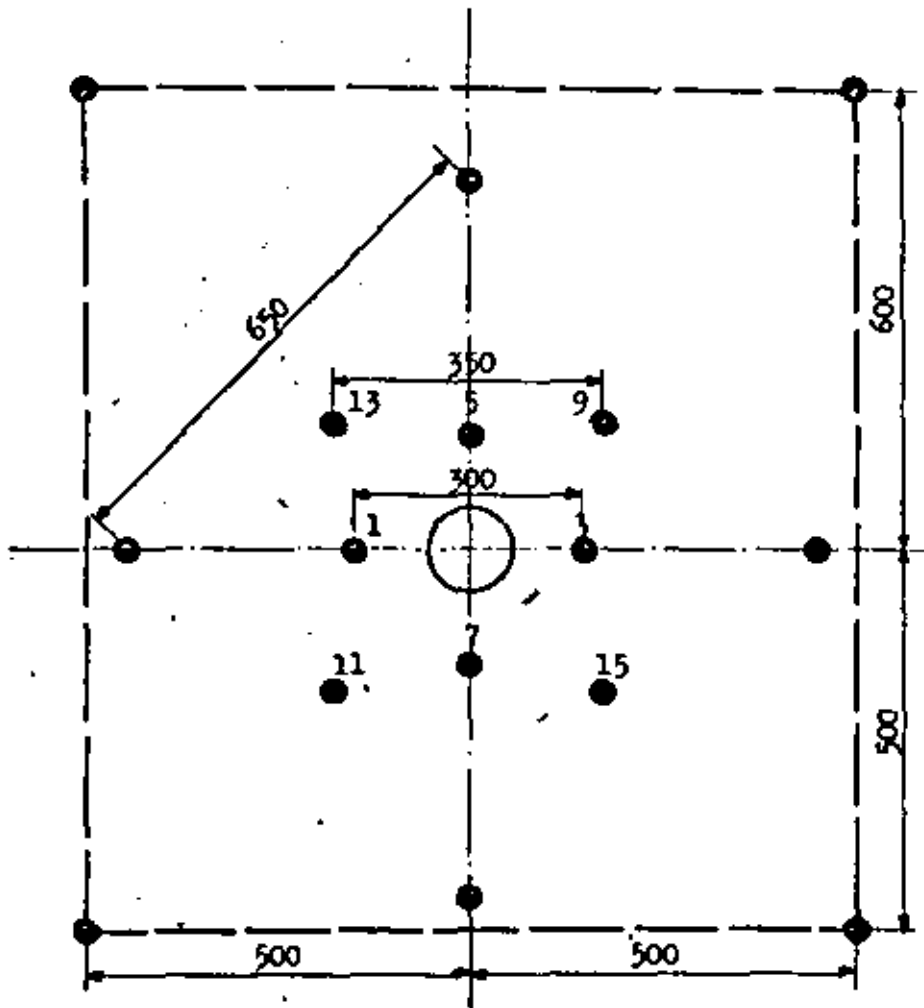
En la siguiente tabla se da concentración de carga en kg/m para cuñas cilíndricas y máxima distancia \bar{x} cuando se dispara hacia barrenos vacíos con diámetros comprendidos entre 50 y 200 mm. El diámetro del barreno cargado varía entre 30 y 45 mm. La concentración de carga corresponde a Gelatina Extra 40 %. Con otros explosivos se corrige en relación a la potencia por peso.

Relaciones básicas para cuñas cilíndricas

Diámetro del barreno central mm	50	2x57	75	83	100	2x75	110	125	150	200
Diámetro del barreno cargado mm	Concentración de carga kg/m									
30	0,20	0,30	0,30	0,35	0,40	0,45	0,45	0,50	0,60	0,80
37	0,25	0,35	0,35	0,40	0,45	0,53	0,53	0,60	0,70	0,95
45	0,30	0,42	0,42	0,50	0,55	0,65	0,65	0,70	0,85	1,10
\bar{x} mm	90	150	130	145	175	200	190	220	250	330
Avance max m	1,6	3,0	2,9	3,1	3,6	3,9	3,9	4,3	4,8	6,0

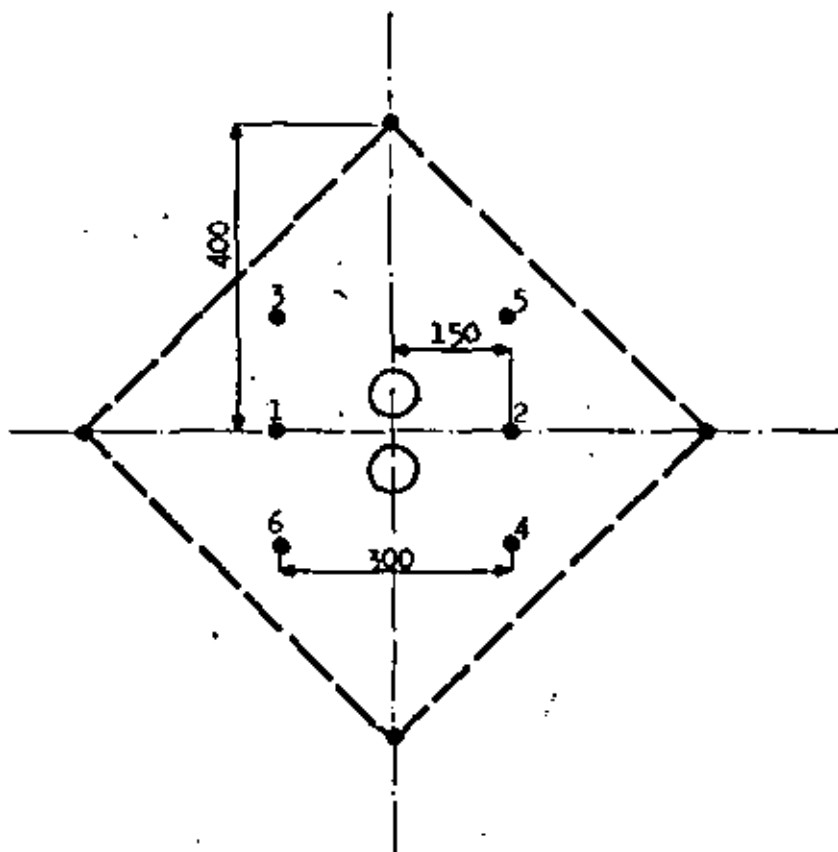
La cuña en doble espiral es la más efectiva, pero se necesita un barreno central de mínimo 125 mm para obtener un buen avance, lo que implica que el jumbo debe tener una perforadora especial para este barreno. Otra desventaja es que tiene una forma geométrica bastante complicada, que dificulta la barrenación. Sin embargo se usa el principio para la cuña Coromant. Esta cuña se puede barrenar con máquinas de pierna usando una plantilla de aluminio para guiar la barrenación. Con un accesorio especial se barrenan dos barrenos con diámetro de 57 mm en forma de un 8. Este hueco corresponde más o menos a un barreno de 75 mm.

La cuña Fagersta también se puede barrenar con máquinas de pierna. El barreno central de 75 mm se hace en dos etapas, primero un barreno piloto y después una ampliación con una broca escariadora. En las siguientes páginas se presenta algunos ejemplos de cuñas cilíndricas.



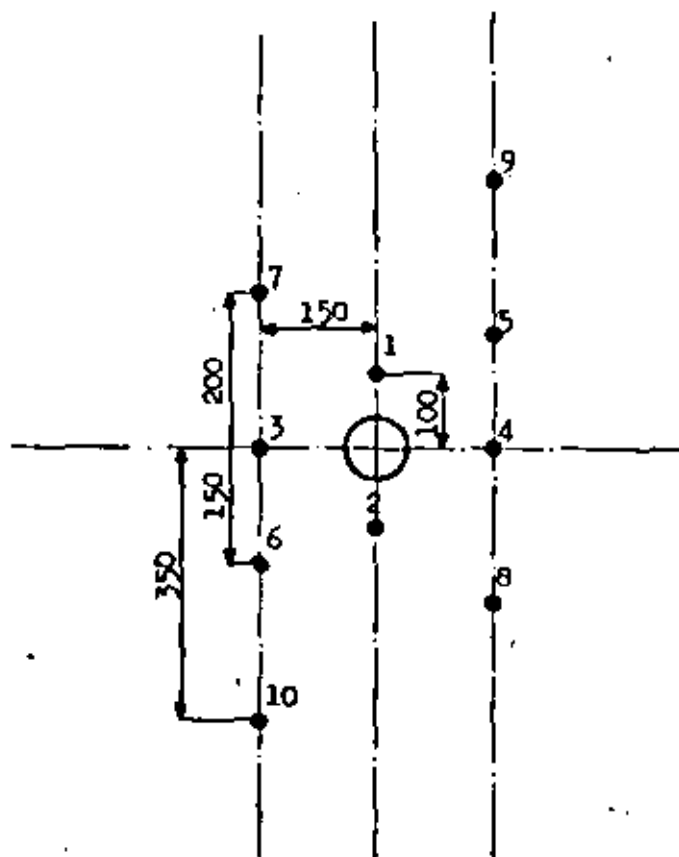
Cuña cilíndrica con un barrenado vacío de 110 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.



Cuña cilíndrica con dos barrenos vacíos de 76 mm de diámetro.

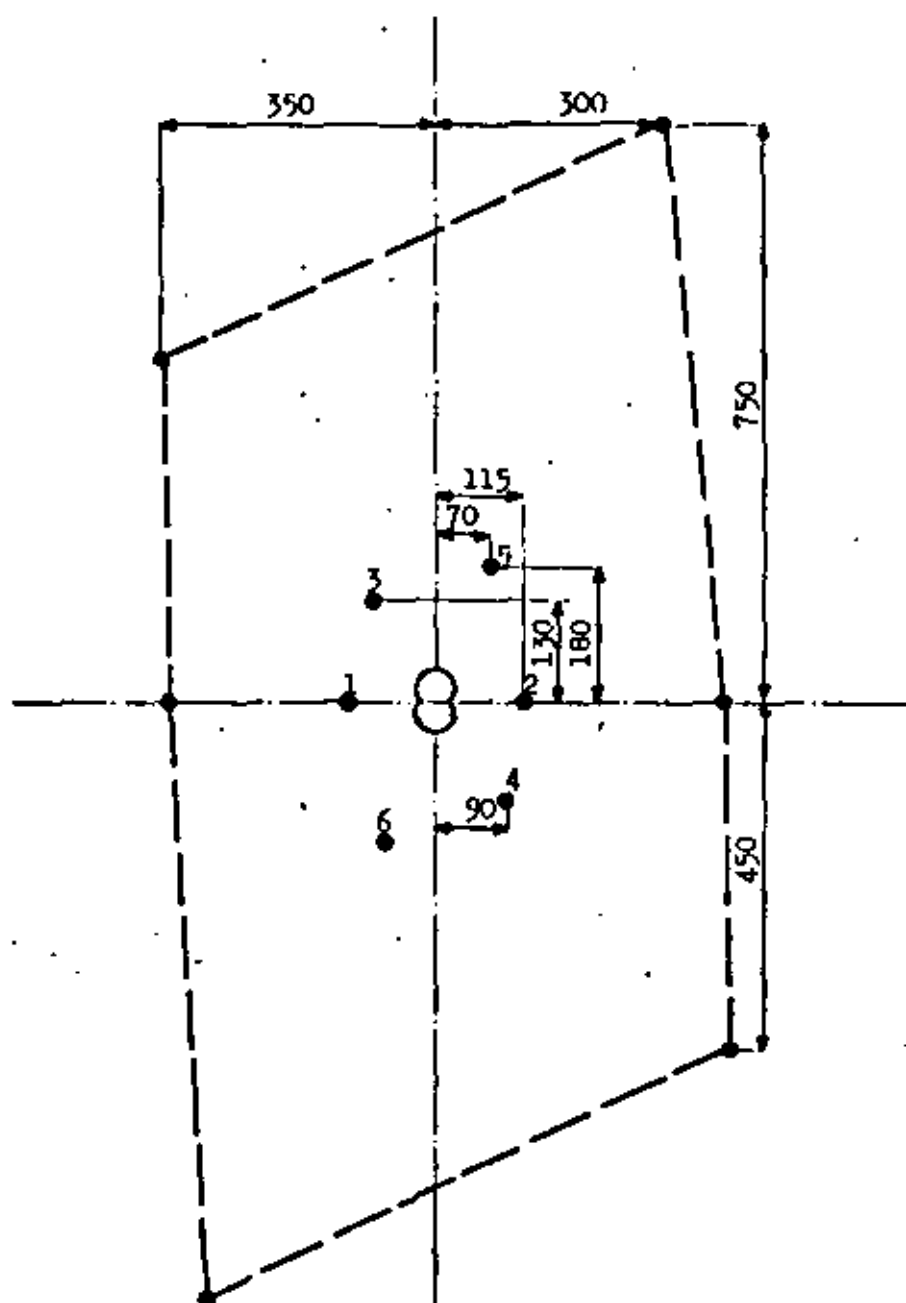
Para barrenación hasta 3,9 m.



Cuña Pagersta con un barreno vacío de 76 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 2,9 m.

94



Cuña Coromant con dos barrenos vacíos de 57 mm de diámetro. La barrenación se quita con una plantilla de aluminio.

Para barrenación hasta 3,0 m.

7.1.2 Cálculo de carga

Para poder aplicar el cálculo de carga de banco es necesario tener una apertura suficiente grande para que los barrenos tendrán salida libre. En el diagrama en la siguiente página se puede ver que para una barrenación de 30 mm la apertura debe ser 1,4 x 1,4 m, mientras para una barrenación de 48 mm la apertura sube hasta 2,0 x 2,0 m. Se puede también usar el diagrama para calcular los ayudantes para ampliar la cuña hasta la apertura antes mencionada.

Es necesario de picar todos los barrenos del contorno (techo, paredes y piso) para mantener el área deseada. El ángulo de desviación depende del espacio que requiere el equipo de barrenación.

Calculo de barrenos con salida por arriba u horizontal:

Carga de fondo en una tercera parte del barreno

$$\text{Bordo máximo} \geq \frac{\text{prof. de barreno} - 0,4}{2} \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 1,1 \times \text{bordo}$$

$$\text{Concentración de carga de columna} = 0,50 \times \text{carga de fondo}$$

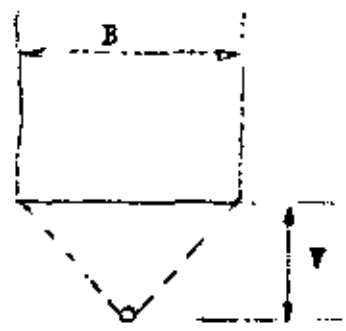
$$\text{Taco} = 0,5 \times \text{bordo}$$

Distribución de los barrenos

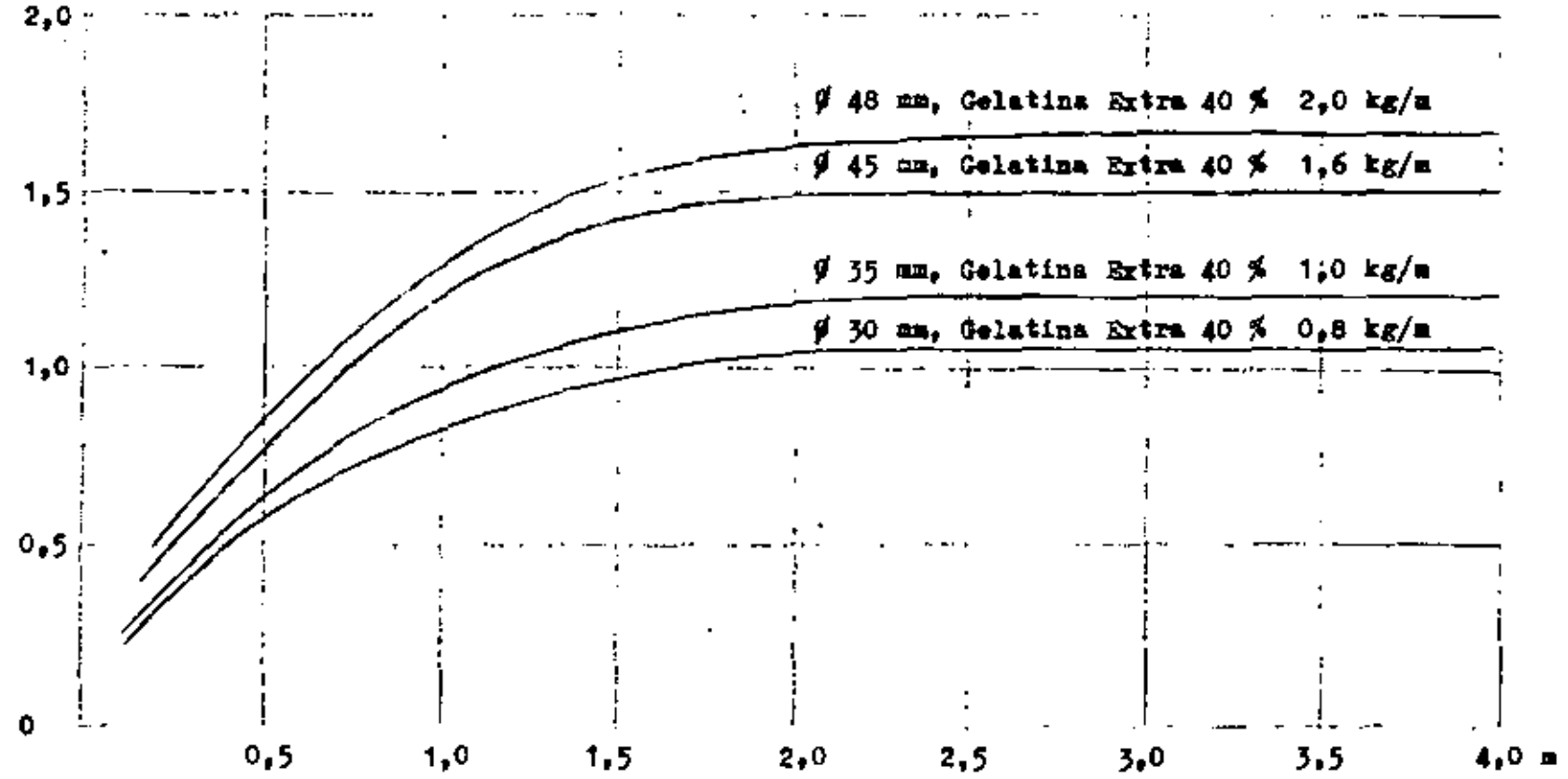
Díámetro del barreno	Area/ barreno m ²	Bordo m	Espaciamiento m
32	0,91	0,90	1,00
35	1,00	0,95	1,05
38	1,15	1,00	1,15
45	1,44	1,15	1,25
48	1,57	1,20	1,30 x)
51	1,71	1,25	1,35 x)

x)

Este espaciamiento se alcanza solamente en túneles grandes. En túneles menores se distribuye los espaciamientos uniformemente.



Borde
máximo
V
m
2,0



Relación entre apertura (B), concentración de carga y borde máximo (V)

Apertura B

Datos para barrenos con salida por arriba u horizontal

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,30	0,40	0,30
32	2,4	0,90	1,00	0,80	1,00	0,55	0,50	0,45
31	3,2	0,90	0,95	1,00	0,95	0,85	0,50	0,45
38	2,4	1,00	1,10	1,15	1,44	0,80	0,70	0,50
37	3,2	1,00	1,10	1,50	1,36	1,15	0,70	0,50
45	3,2	1,15	1,25	2,25	2,03	1,50	1,00	0,55
48	3,2	1,20	1,30	2,50	2,30	1,70	1,15	0,60
48	4,0	1,20	1,30	3,00	2,30	2,45	1,15	0,60
51	3,2	1,25	1,35	2,50	2,60	1,95	1,30	0,60
51	4,0	1,25	1,35	3,40	2,60	2,70	1,30	0,60

Los datos arriba son prácticos y incluyen compensación por errores normales de barrenación.

Se nota que aumenta la carga de fondo con el avance. Esto se debe a la desviación de los barrenos y el hinchamiento.

Cálculo de los barrenos de piso:

Bordo y espaciamiento de los barrenos de piso se calcula como los barrenos arriba, pero es necesario de tomar en cuenta la desviación por abajo de los barrenos. Si la desviación es 0,20 m en el fondo y el bordo 1,00 m hay que enboquillar la primera hilera de barrenos $1,00 - 0,20 = 0,80$ m arriba el arranque de los barrenos de piso. El taco se pone $0,20 \times$ bordo. La carga de columna se aumenta a $0,70 \times$ carga de fondo.

Datos para barrenos de piso

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,70	0,75	0,10
32	2,4	0,90	1,00	0,80	1,00	1,00	0,70	0,20
31	3,2	0,90	0,95	1,00	0,95	1,30	0,65	0,20
38	2,4	1,00	1,10	1,15	1,44	1,40	1,00	0,20
37	3,2	1,00	1,10	1,50	1,36	1,80	0,95	0,20
45	3,2	1,15	1,25	2,25	2,03	2,60	1,40	0,25
48	3,2	1,20	1,30	2,50	2,30	3,00	1,60	0,25
48	4,0	1,20	1,30	3,00	2,30	4,25	1,60	0,25
51	3,2	1,25	1,35	2,70	2,60	3,20	1,80	0,25
51	4,0	1,25	1,35	3,40	2,60	4,75	1,80	0,25

Cálculo de barrenos con salida hacia abajo:

Estos barrenos necesitan menor carga específica porque trabajan con la gravedad.

El espaciamiento se puede aumentar a 1,2 x bordo.

Datos para barrenos con salida hacia abajo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,30	0,40	0,30
32	2,4	0,90	1,10	0,80	1,00	0,55	0,50	0,45
31	3,2	0,85	1,10	1,00	0,95	0,85	0,50	0,45
38	2,4	1,00	1,20	1,15	1,44	0,80	0,70	0,50
37	3,2	1,00	1,20	1,50	1,36	1,15	0,70	0,50
45	3,2	1,15	1,40	2,25	2,03	1,50	1,25	0,55
48	3,2	1,20	1,45	2,50	2,30	1,70	1,15	0,60
48	4,0	1,20	1,45	3,00	2,30	2,45	1,15	0,60
51	3,2	1,25	1,50	2,50	2,60	1,95	1,30	0,60
51	4,0	1,25	1,50	3,40	2,60	2,70	1,30	0,60

En túneles mayores de 70 m² es posible de aumentar bordo y espaciamiento hasta los datos para banquetes.

Cálculo de barrenos de pared:

El cálculo presentado aquí es sin postcorte. - - -

Bordo más desviación de la barrenación es 0,9 x bordo para barrenos con salida hacia abajo. El espaciamiento es 1,2 x bordo.

La carga de fondo ocupa solamente una sexta parte del barreno. Taco = 0,5 x bordo.

La concentración de carga de columna se reduce a 0,40 x carga de fondo.

Datos para barrenos de pared

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
mm	m	m	m	kg	kg/m	kg	kg/m	m
33	1,6	0,55	0,65	0,30	1,10	0,45	0,45	0,30
32	2,4	0,80	0,95	0,40	1,00	0,65	0,40	0,40
31	3,2	0,80	0,95	0,50	0,95	0,90	0,40	0,40
38	2,4	0,90	1,10	0,60	1,44	0,85	0,60	0,45
37	3,2	0,90	1,10	0,75	1,36	1,20	0,55	0,45
45	3,2	1,00	1,20	1,10	2,03	1,80	0,80	0,50
48	3,2	1,10	1,30	1,20	2,30	2,00	0,90	0,55
48	4,0	1,10	1,30	1,50	2,30	2,50	0,90	0,55
51	3,2	1,15	1,40	1,40	2,60	2,10	1,00	0,60
51	4,0	1,15	1,40	1,70	2,60	2,70	1,00	0,60

Cálculo para los barrenos de techo sin postcorte:

Distribución de los barrenos como para barrenos de pared.

La concentración de la carga de columna se reduce a 0,3 x carga de fondo.

Datos para barrenos de techo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Tao
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,55	0,65	0,30	1,10	0,35	0,35	0,30
32	2,4	0,80	0,95	0,40	1,00	0,50	0,30	0,40
31	3,2	0,80	0,95	0,50	0,95	0,70	0,30	0,40
38	2,4	0,90	1,10	0,60	1,44	0,70	0,45	0,45
37	3,2	0,90	1,10	0,75	1,36	0,90	0,40	0,45
45	3,2	1,00	1,20	1,10	2,03	1,30	0,60	0,50
48	3,2	1,10	1,30	1,20	2,30	1,45	0,70	0,55
48	4,0	1,10	1,30	1,50	2,30	1,95	0,90	0,55
51	3,2	1,15	1,40	1,40	2,60	1,70	0,80	0,60
51	4,0	1,15	1,40	1,70	2,60	2,25	0,80	0,60

7.1.3 Diagrama de barrenación

Para el diseño del diagrama de barrenación se usa las tablas en la parte anterior, adaptando bordos y espaciamientos a las condiciones geométricas del túnel. El procedimiento se muestra más fácil en un ejemplo.

7.1.4 Ejemplo de diagrama de barrenación

El túnel que vamos a calcular tiene los siguientes datos:

Cuna cilíndrica con 2 barrenos vacíos con el diámetro de 76 mm.

Diámetro de la barrenación = 31 mm

Profundidad de la barrenación = 3,2 m

Explosivo: Gelatina Extra 40 %

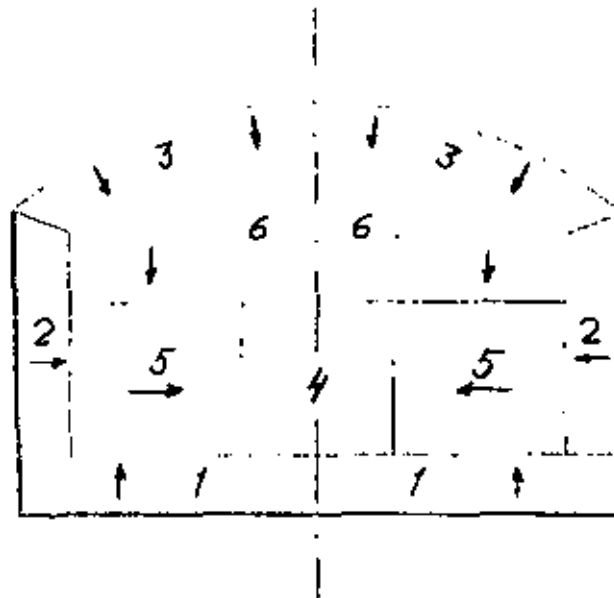
Postcorte no requerido.

Ancho = 8,00 m

Altura = 5,65 m

Area = 40 m²

Avance previsto 90 % = 2,9 m



Clave: 1 Barreno de piso, 2 Barrenos de pared, 3 Barrenos de techo, 4 Cuña y sus ayudantes, 5 Barrenos con salida horizontal, 6 Barrenos con salida hacia abajo

La figura arriba muestra como se puede localizar los barrenos en el diagrama. Las zonas marcadas para los barrenos perimetrales son el bordo menos la desviación. La cuna y sus ayudantes se coloca a la distancia adecuada a los barrenos de piso.

1 Barrenos de piso (ver la tabla correspondiente)

La desviación es 0,10 m para máquinas de pierna

Bordo - desviación = 0,90 - 0,10 = 0,80 m

Espaciamiento según tabla = 0,95 m

Distribuido en el ancho del túnel $\frac{8}{0,95} = 8,4 \approx 9$

Espaciamientos: extremos $2 \times 0,85 = 1,70$ m

internos $7 \times 0,90 = 6,30$ m

9 8,00 m

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 1,30 kg

2 Barrenos de pared

$$\text{Bordo - desviación} = 0,80 - 0,10 = 0,70 \text{ m}$$

Espaciamiento = 0,95 que se distribuye en la altura de la pared - la zona del piso $4,0 - 0,8 = 3,2 \text{ m}$

$$\text{Espaciamientos } \frac{3,2}{0,95} = 3,4 \approx 4$$

$$\text{Espaciamiento actual } \frac{3,2}{4} = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,50 \text{ kg}$$

$$\text{Carga de columna} = 0,90 \text{ kg}$$

3 Barrenos de techo

$$\text{Bordo - desviación} = 0,80 - 0,10 = 0,70 \text{ m}$$

Espaciamiento = 0,95 que se distribuye en el arco del techo $\sim 8,5 \text{ m}$ $\frac{8,5}{0,95} = 9$

$$\text{Espaciamiento} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,50 \text{ kg}$$

$$\text{Carga de columna} = 0,70 \text{ kg}$$

4 La cuña y sus ayudantes

En los seis barrenos de la cuña se pone una carga de fondo de 0,1 kg y una carga de columna de 0,75 kg con la concentración de 0,25 kg/m.

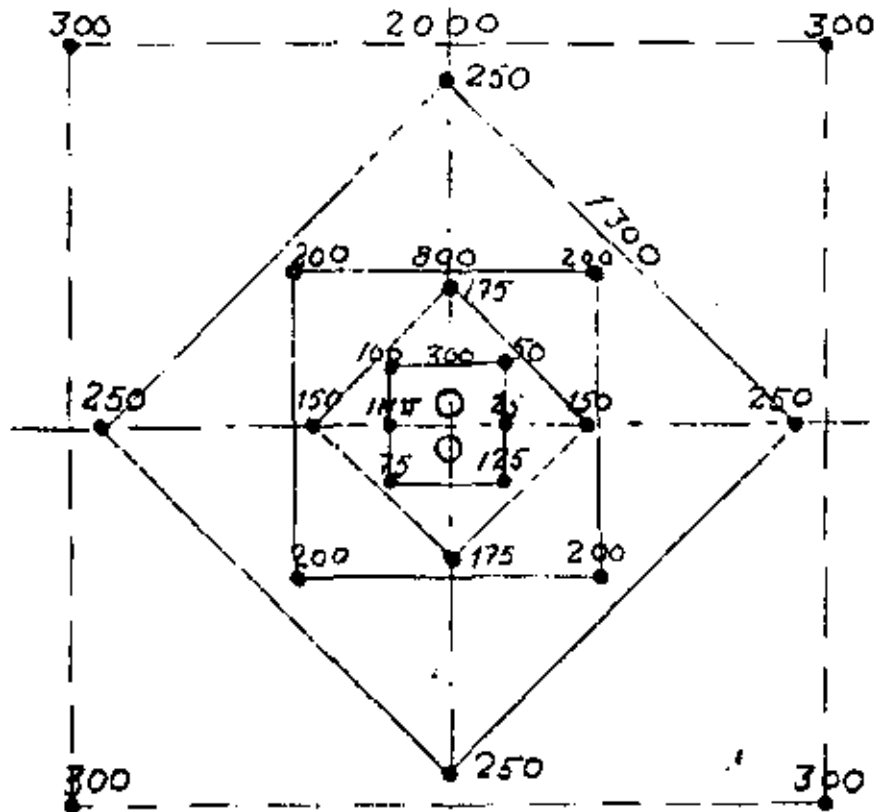
Los ayudantes tendrán la siguiente carga:

Bordo m	Carga de fondo kg	Concentración de carga de columna kg/m			
		31	38	45	48
0,20	0,25	0,30	0,45	0,60	0,75
0,30	0,40	0,30	0,45	0,60	0,75
0,40	0,50	0,35	0,50	0,70	0,80
0,50	0,65	0,50	0,70	1,00	1,15
0,60	0,80	0,50	0,70	1,00	1,15
0,70	0,90	0,50	0,70	1,00	1,15

$$\text{Taco} = 0,5 \times \text{bordo}$$

Ayudantes con bordo mayor de 0,70 m se carga como barrenos con salida horizontal.

Plan de cuña y ayudantes con los estopines marcados



Se marca el cuadrado de 2 x 2 m en el diagrama.

5 Barrenos con salida horizontal

Bordo = 0,90

Espaciamiento = 0,95

Cuando se coloca en el espacio libre el bordo sale = 0,77 m y el espaciamiento = 1,0 m.

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 0,85 kg

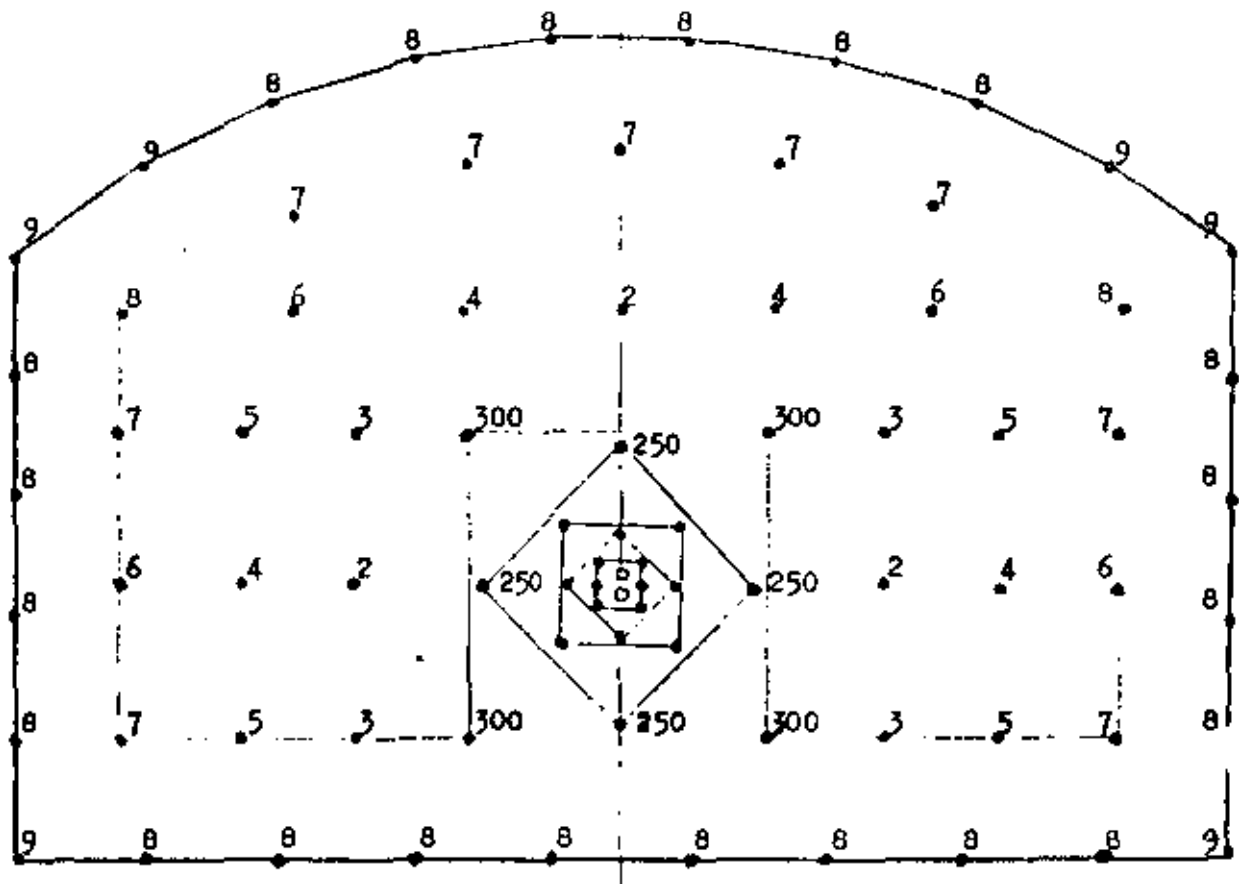
6 Barrenos con salida hacia abajo

Bordo = 0,90 m Espaciamiento = 1,10 m

Se coloca los barrenos uniformemente en el espacio que se queda.

El resultado:

El diagrama de barrenación y los datos principales



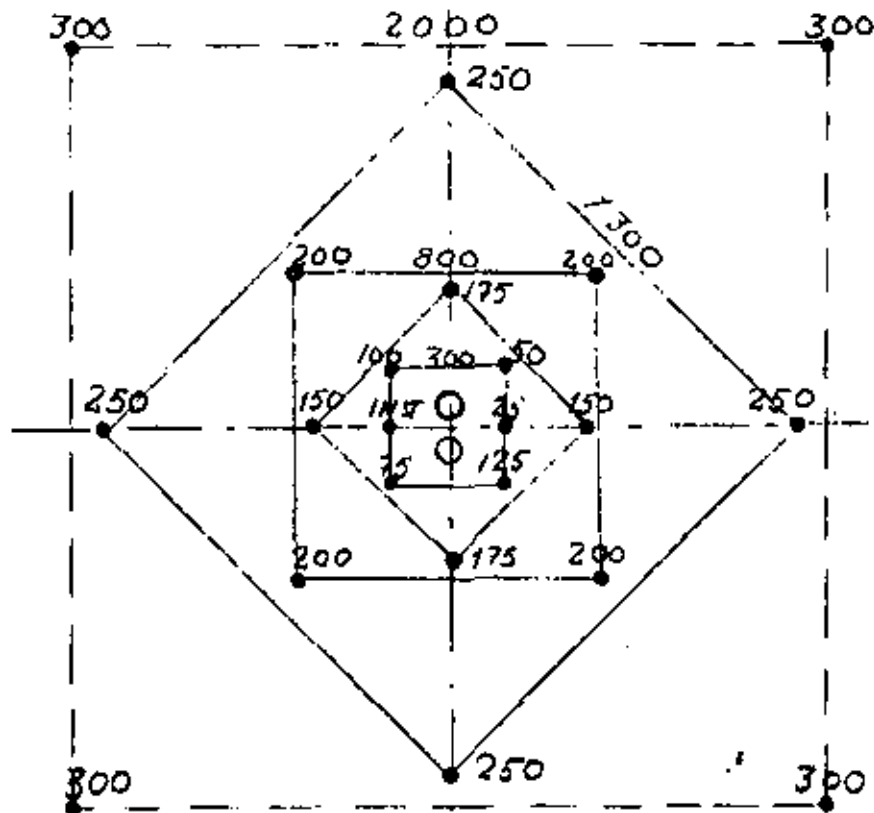
Barreno	Tipo de barreno	Profundidad m	Número de barrenos	Carga de fondo kg	Carga de columna kg	Carga por barreno kg/m	Carga total kg
INST MS 25-125	Cuña	3,2	6	0,10	0,75	0,25	5,10
MS 150-175	Ayudantes	3,2	4	0,25	0,85	0,30	4,40
MS 200	Ayudantes	3,2	4	0,45	0,90	0,35	5,40
MS 250	Ayudantes	3,2	4	0,75	1,00	0,50	7,00
MS 300	Ayudantes	3,2	4	1,00	0,85	0,50	7,40
Ac 2-8	Interiores	3,2	30	1,00	0,85	0,50	55,50
Ac 8	Paredes	3,2	8	0,50	0,90	0,40	11,20
Ac 8-9	Techo	3,2	10	0,50	0,70	0,30	12,00
Ac 8-9	Piso	3,2	10	1,00	1,30	0,20	23,00
256,0mb 80							131,00

$$\text{Volumen por tronada} = 40 \times 2,9 = 116 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga específica} = \frac{131,00}{116} = 1,13 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Barrenación específica} = \frac{256}{116} = 2,21 \text{ mb/m}^3$$

Plan de cuña y ayudantes con los estopines marcados



Se marca el cuadrado de 2 x 2 m en el diagrama.

5 Barrenos con salida horizontal

Bordo = 0,90

Espaciamiento = 0,95

Cuando se coloca en el espacio libre el bordo sale = 0,77 m y el espaciamiento = 1,0 m.

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 0,85 kg

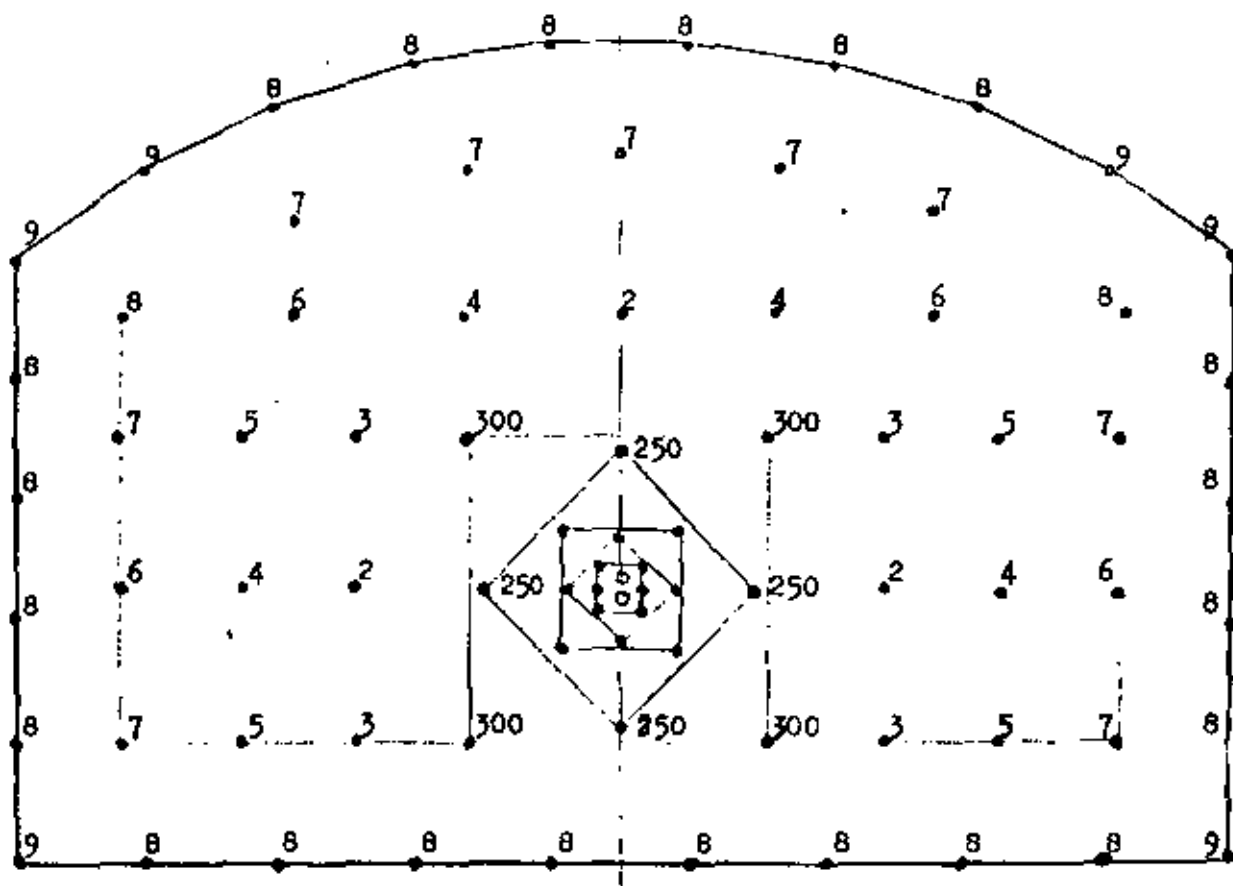
6 Barrenos con salida hacia abajo

Bordo = 0,90 m Espaciamiento = 1,10 m

Se coloca los barrenos uniformemente en el espacio que se queda.

El resultado:

El diagrama de barrenación y los datos principales



Barreno	Tipo de barreno	Profundidad m	Número de barrenos	Carga de fondo kg	Carga de columna kg	Carga por barreno kg/m	Carga total kg
INST MS 25-125	Cuffa	3,2	6	0,10	0,75	0,25	5,10
MS 150-175	Ayudantes	3,2	4	0,25	0,85	0,30	4,40
MS 200	Ayudantes	3,2	4	0,45	0,90	0,35	5,40
MS 250	Ayudantes	3,2	4	0,75	1,00	0,50	7,00
MS 300	Ayudantes	3,2	4	1,00	0,85	0,50	7,40
Ac 2-8	Interiores	3,2	30	1,00	0,85	0,50	55,50
Ac 8	Paredes	3,2	8	0,50	0,90	0,40	11,20
Ac 8-9	Techo	3,2	10	0,50	0,70	0,30	12,00
Ac 8-9	Piso	3,2	10	1,00	1,30	0,20	23,00
256,0mb 80							131,00

$$\text{Volumen por tronada} = 40 \times 2,9 = 116 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga específica} = \frac{131,00}{116} = 1,13 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Barrenación específica} = \frac{256}{116} = 2,21 \text{ mb/m}^3$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

EXCAVACION EN ROCA METODO CONVENCIONAL

PARTE II

ING. JULIO C. ACEVES SERRANO

JUNIO, 1979.

14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

CONSTRUCCION DE TUNELES
EXCAVACION EN ROCA. METODO CONVENCIONAL
PARTE II

ING. JULIO C. ACEVES

CONSTRUCCION DE TUNELES.

TEMARIO (JULIO C. ACEVES) PARTE II.

Aplicación a través de un ejemplo.

1).- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

- a).- Descripción del Proyecto.
- b).- Tiempo de ejecución para excavación.
- c).- Precio por M3 (indicativo).

2).- PLANEACION PARA SU EJECUCION.

- a).- Modificación del perfil.
- b).- Frentes de ataque.
- c).- Elaboración del Programa.
- d).- Proyecto de diagramas de barrenación y sistemas de iniciación.
- e).- Planteamiento del procedimiento de construcción y ciclo de trabajo.

3).- PLANEACION DE RECURSOS PARA ESTE EJEMPLO.

- a).- Mano de obra.
- b).- Materiales.
- c).- Equipo.

4).- SISTEMAS DE CONTROL.

TUNEL S A
INTERCEPTORES PROFUNDOS
MEXICO D F

79-05-24
Sam/

1 (4)
1 Anexo

Construcción de Túneles. Parte II

1. Planteamiento del problema.

1.1 Descripción del Proyecto

Para el ejemplo se usa un túnel de presión de 5800 m de largo y una sección de herradura de 37 m² de área. El desnivel sobre la entrada y la salida del túnel es 58 m. El túnel es recto en planta.

1.2 Tiempo de ejecución para excavación.

La excavación se va a terminar en 36 meses.

1.3 Precio por m³ (indicativo)

Se supone que un precio normal "de venta" sería de \$1000.00/m³.

2. Planeación para su ejecución.

2.1 Modificación del perfil

Para cumplir con el programa se necesita un mínimo de dos frentes. Desde la entrada se puede atacar el frente únicamente por una lumbrera, pero unos 1500 m desde la entrada hay un valle que permite el arreglo de un túnel de trabajo.

Con este túnel se obtiene 3 frentes de trabajo.

El mayor problema en las excavaciones de túneles en roca dura es la filtración de agua y consecuentemente el drenaje. Por eso se busca siempre una solución para que se pueda trabajar siempre aguas arriba con una inclinación mínima de 2%, que es el límite de auto-drenaje con cuneta suficientemente grande y bien mantenida.

En la figura se muestra una manera de obtener un perfil adecuado.

Para evitar que se forme un colchón de aire en el "peak", se hace un barrenos o pozo de aireación.

2.2 Frentes de Ataque

Con el túnel de trabajo propuesto se obtiene 1 frente desde la salida y 2 frentes desde el túnel de trabajo. Se propone hacer la excavación alternada en los dos frentes (péndulo).

TUNEL S A
INTERCEPTORES PROFUNDOS
MEXICO D F

79-05-24

2 (4)

Sam/

2.3 Elaboración del Programa

Se ha calculado con las siguientes capacidades:

Instalaciones y Tajo, 2 meses.

Salida, 3 meses de entrenamiento con un avance promedio de 80 m/mes. Después 120 m/mes.

Túnel de trabajo (excavación en 10% de inclinación hacia abajo), 50 m/mes.

Los frentes desde el túnel de trabajo, excavación en péndulo 80 m/mes y frente.

Ver programa anexo.

2.4 Proyecto de Diagramas de barrenación y sistemas de iniciación

2.5 Cálculo de Ventilación

Se usa únicamente inyección de aire.

2.5.1. Salida

2.5.1.1. Requerimientos de aire.

2.5.1.1.1 Personal

Se calcula con 1.5 m³/min y persona. Se supone que la plantilla completa en el frente es de 15 personas.

Requerimientos de aire 15 X 1.5 = 22.5 m³/min.

2.5.1.1.2 Voladuras

Se carga con 175.5 kg de explosivo en este frente.

t = tiempo de ventilación = 30 min

Q = 175.5 kg

Requerimientos de aire $36 \frac{Q}{t} = 36 \frac{175.5}{30} = 210 \text{ m}^3/\text{min}$

2.5.1.1.3. Maquinaria de diesel

Se calcula con 4 locomotoras con la potencia de 75 HP cada una.

Se necesita 2.5 m³/min de aire fresco por HP.

Requerimientos de aire = $4 \times 75 \times 2.5 = 750 \text{ m}^3/\text{min}$.

2.5.1.1.4. Requerimientos dimensionantes.

Se dimensiona la ventilación para el equipo de diesel y el personal o para los pasos de la voladura. En este caso predomina el equipo de diesel y el personal con $22.5 + 750 = 772.5 \text{ m}^3/\text{min}$ comparado con $210 \text{ m}^3/\text{min}$ para las voladuras.

Una importante observación es que con locomotoras eléctricas se hace un ahorro considerable tanto en instalación como en el gasto de energía eléctrica.

Por la altura sobre el mar se aplica el factor 1.55.

Requerimiento dimensionado = $772.5 \cdot 1.55 = 1200 \text{ m}^3/\text{min}$

2.5.1.2 Diámetro del tubo de ventilación

Para evitar turbulencia excesiva y pérdidas altas por fugas y fricción se limita la velocidad del aire en el tubo a 20 m/s .

para $v = 20 \text{ m/s}$.

$$d \approx 0.25 \sqrt[3]{q} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$d = 0.25 \cdot \sqrt[3]{\frac{1200}{60}} = 1.12 \text{ m}$$

Se escoge el diámetro 1.20 m y ventiladores de $2 \times 25 \text{ HP}$ cada uno.

2.5.1.3 Cálculo

Peso volumétrico del aire = $\rho = 1.2 \text{ kg/m}^3$.

Eficiencia de los ventiladores $\eta = 80\%$.

Requerimientos de aire fresco $C = 1200 \text{ m}^3/\text{min} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$

Pérdida por fricción = $P \text{ mm}$ de columna de agua

$$\text{Fórmula de cálculo} = \frac{C \times P \times \rho}{75 \times \eta} = \frac{C \times P}{50} \text{ HP}$$

$$\frac{C \times P}{50} = 50 \text{ HP} \quad \frac{P \times 20}{50} = 50$$

$$P = 125 \text{ mm H}_2\text{O}$$

Pérdida de fricción por metro de tubo = $0.25 \text{ mm H}_2\text{O}$

6 TUNEL S A
INTERCEPTORES PROFUNDOS
MEXICO D F

79-05-24

Sam

(Según nomograma, ver anexo longitud efectiva entre ventiladores)

$$= \frac{125}{0.25} = 500 \text{ m}$$

La distancia de 500 m entre los ventiladores implica un tubo prácticamente sin fugas.

Reducción por fugas 10% por 1000 m de tubo.

Longitud práctica entre ventiladores

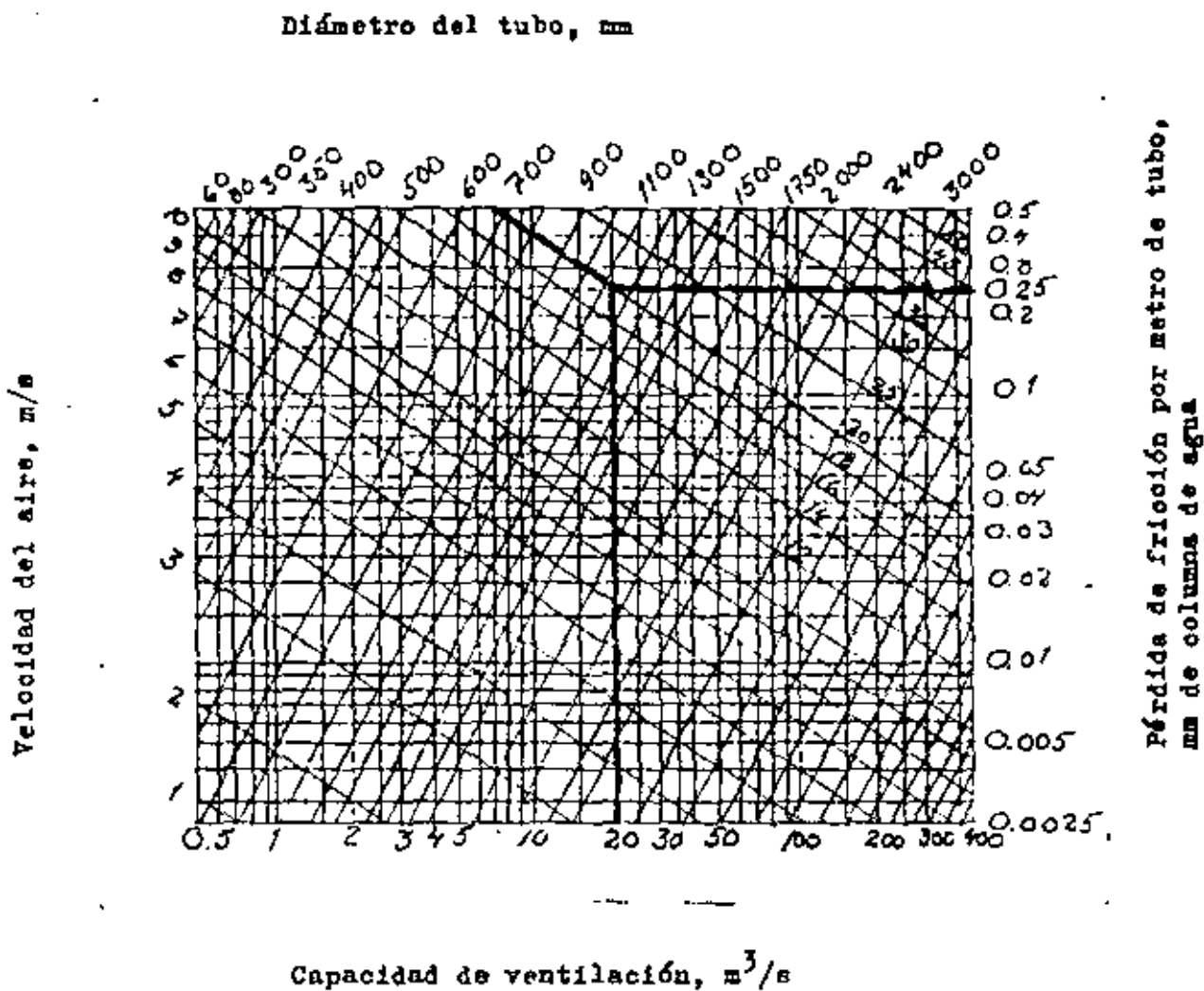
$$= 0.9 \times 500 = 450 \text{ m}$$

TUNEL S A
INTERCEPTORES PROFUNDOS
MEXICO D F

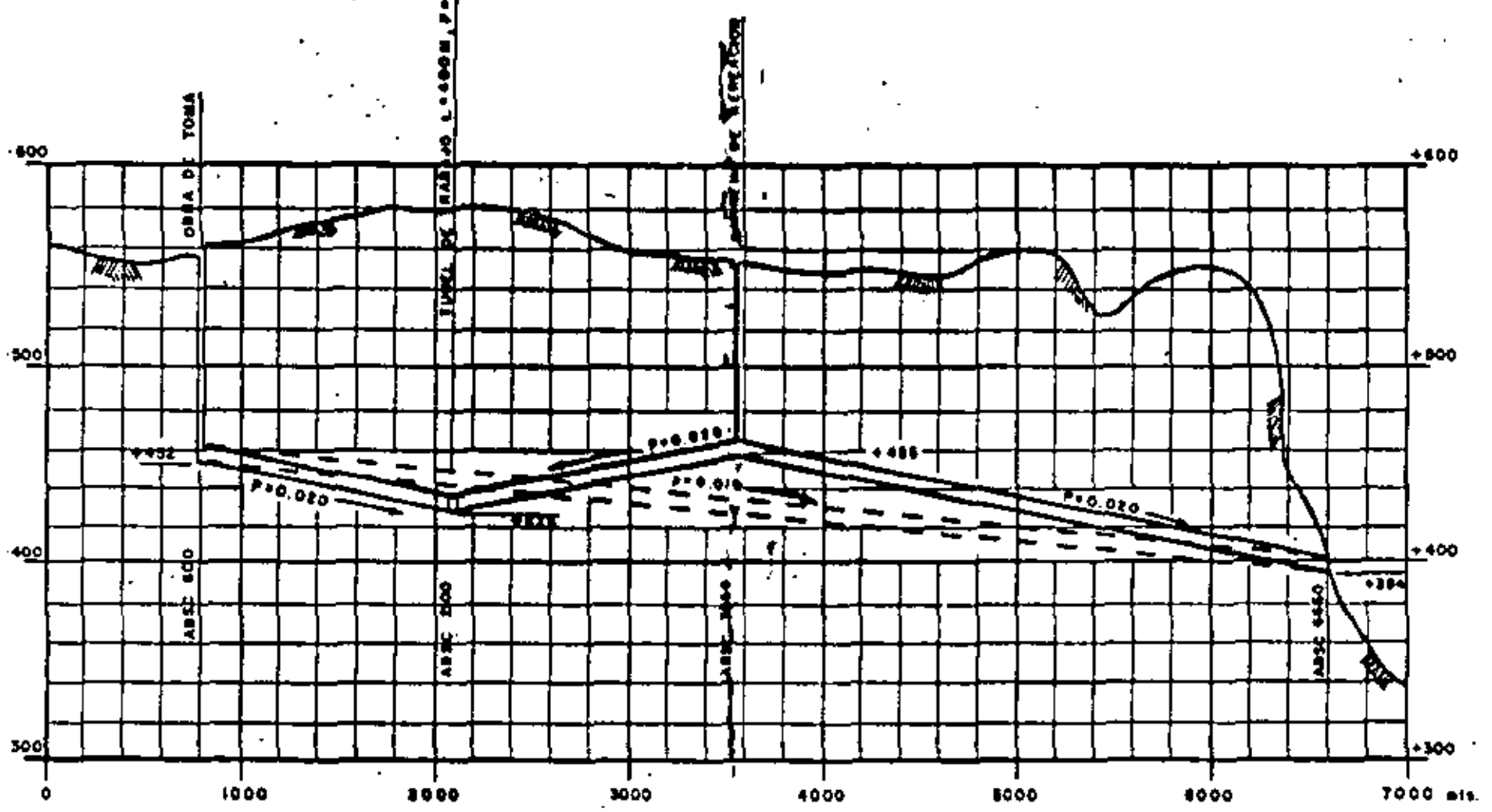
78-11-13

Sam/MS

HOMOGRAMA PARA TUBERIA DE VENTILACION

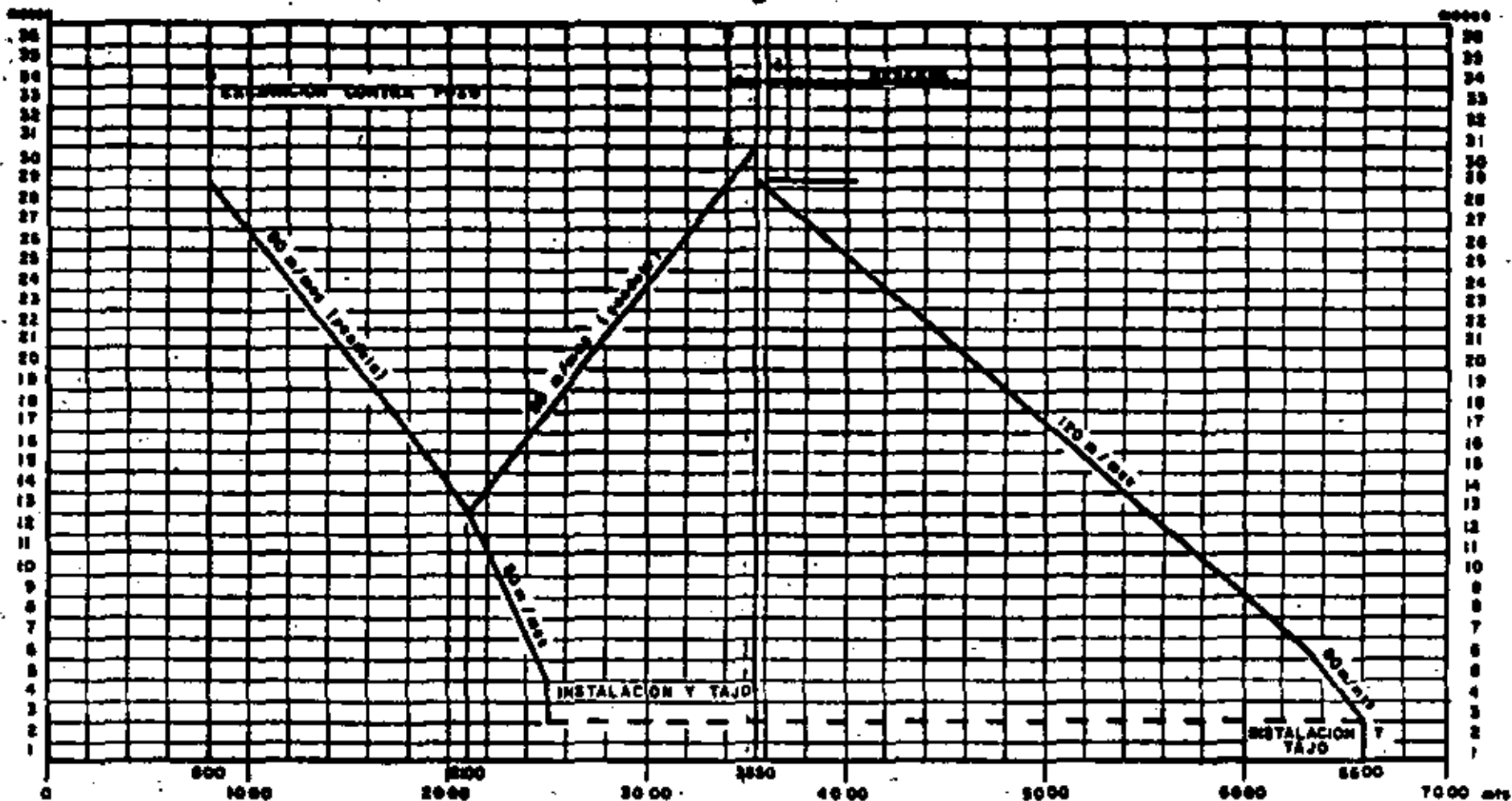


PERFIL



PROGRAMA

TIEMPO DE CONSTRUCCION - 36 MESES



Ejemplo de diagrama de barrenación y cálculo de carga

1 En general

Hasta ahora la mecanización de la barrenación ha implicado el uso de brocas de 45 a 51 mm. Por eso la aplicación de equipo mecanizado ha sido retrasada, especialmente en túneles con diámetro pequeño.

Ultimamente han salido en el mercado brazos hidráulicos que pueden barrenar con acero integral. En realidad estas máquinas salieron hace años, pero ahora han pasado el estado de experimento.

Se piensa que una comparación entre barrenación con acero integral y acero de extensión puede ser útil para escoger el procedimiento más económico.

1.1 Datos

Sección del túnel en que se va a aplicar el ejemplo, ver anexo 1.

Diámetro de barrenación

Alt 1 Acero de extensión $\phi = 1 \frac{7}{8}'' (48 \text{ mm})$

Alt 2 Acero integral, serie 12 $\phi = 40 - 29 \text{ mm}$

con barrenación de 3,20 m $\phi = 37 \text{ mm}$

Constante de roca $c = 0,4 \text{ kg/m}^3$

Explosivos Gelatina Extra 40% y Duramex C

Cuña (cuele) cilíndrica con 2 barrenos

vacíos del diámetro 3" (76 mm)

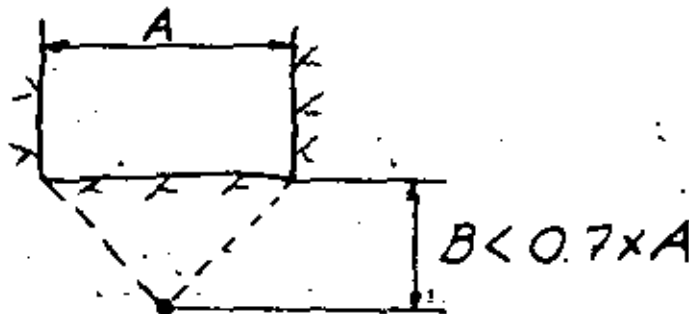
Profundidad de la barrenación = 3,20 m

Postcorte del techo

Estopines MS, Acudet mark V e INSTANTANEO

Bordo máximo = $0,7 \times A$, donde

A = Apertura libre (ver figura abajo)



Concentración de carga retacada

(Gelatina Extra 40 %) = 1,25 kg/litro

Desviación de la barrenación:

0,40 m en el piso y 0,20 m en techo y paredes

1.2 Diagrama de barrenación

Como en voladuras de banco hay que contar con cierta sub-barrenación para obtener el avance real. Pero en túneles lo más importante para el avance es la exactitud de la barrenación. Según una larga estadística se puede calcular con un avance de 90 % de la profundidad de la barrenación con un trabajo bien hecho.

Como un detalle práctico se puede mencionar que no es suficiente controlar los fuques sino también que se meta la barrena hasta el fondo. Existe todavía la mala costumbre de retirar la barrena cuando todavía queda 10 a 15 cm de barrenar. En un túnel de 3 km de largo se pierde en esta manera entre 100 y 150 m de avance.

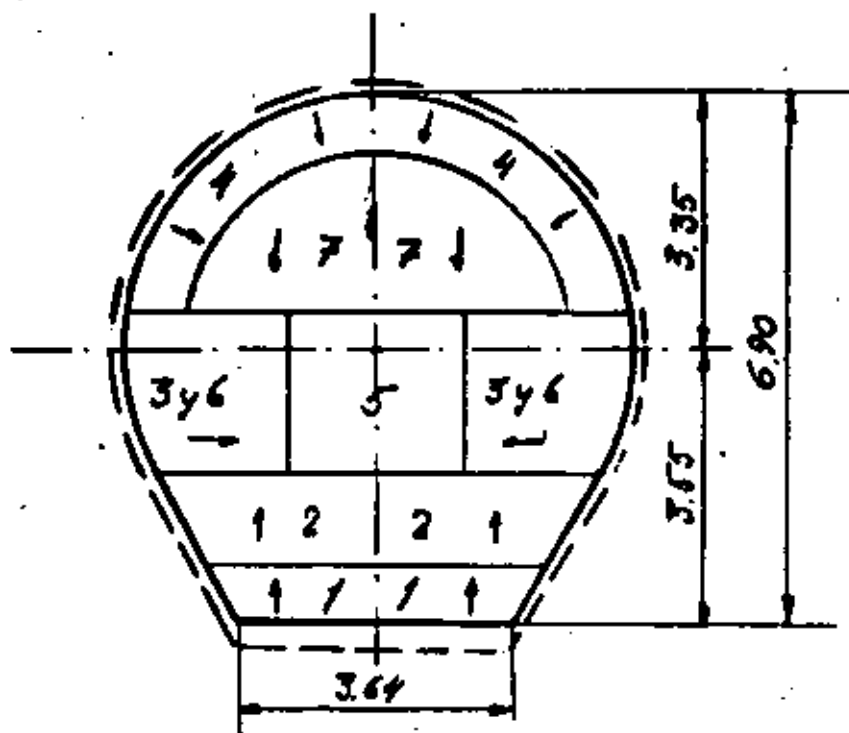
Otra mala costumbre es de tratar de rectificar un frente un poco doblado con barrenos más cortos en el centro. Con esto se pierde avance y un frente ligeramente doblado tiene además varias ventajas en cuanto a salida de los barrenos, estabilidad del frente, etc.

Avance estimado por voladura

$$= 0,9 \times 3,20$$

$$= 2,90 \text{ m}$$

1.2.1 Secuencia del cálculo



- Claves:
- 1 Barrenos de piso
 - 2 Barrenos con salida hacia arriba
 - 3 Barrenos de pared
 - 4 Barrenos de techo
 - 5 Cuña con ayudantes
 - 6 Barrenos con salida horizontal
 - 7 Barrenos con salida hacia abajo

Nota importante:

La secuencia mostrada es el orden de hacer el cálculo y no se debe confundir con la secuencia de iniciación.

1.3 Barrenación con acero integral

Con barrenación de 3,20 m la broca tiene el diámetro de 37 mm.

1.3.1 Barrenos de piso (ver la tabla correspondiente)

Para los barrenos con salida hacia arriba u horizontal se requiere la siguiente carga en el fondo:

$$\text{Carga específica } 1,0 + (\phi - 25) \times 0,02 \text{ kg/m}^3$$

donde ϕ es el diámetro actual del barreno

En este caso sale una carga específica de

$$1 + (37 - 25) \times 0,02 = 1,24 \text{ kg/m}^3$$

La carga de fondo tiene una altura de una tercera parte del barreno y el taco es igual a 0,5 x bordo para barrenos con salida hacia arriba. Para los barrenos de piso se reduce el taco a 0,2 x bordo.

Otra condición es que el bordo no puede ser mayor que

$$\frac{L - 0,40}{2}$$

donde L es la profundidad de la barrenación

El espaciado es normalmente

$$1,1 \times \text{el bordo}$$

Con esta condición se asegura que haya espacio para la carga de fondo y el taco. Se puede compararse con la voladura de bancos bajos donde el bordo no puede ser mayor que la mitad de la altura del banco.

Es muy importante que se haga el cálculo con las medidas que existen en el fondo de la barrenación. Ver la línea puntada en el anexo q, que indica donde caen los barrenos perimetrales con la desviación necesaria para dar espacio a la perforadora.

Se hace constar que esta desviación es independiente de la profundidad de la barrenación, porque depende únicamente del tamaño de la perforadora.

De la tabla se saca los datos abajo:

Dímetro de barrenación	Profundidad de barrenación	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo	Carga de columna	Taco	
mm	m	m	m	kg	kg	kg/m	m
37	3,20	1,00	1,10	1,50	1,80	0,95	0,20

Ancho del túnel en el piso = 3,64 m

Con 4 espacios sale el espaciamiento

$$\frac{3,64}{4} = 0,91 \text{ m}$$

Bordo = 1,10 m, que significa que la siguiente hilera se mete 1,10 - 0,40 = 0,70 m arriba del piso

1.3.2 Barrenos con salida hacia arriba

Normalmente se mete la cuña directamente sobre el bordo de los barrenos de piso. Pero con la sección de horadura es más conveniente subir la cuña a otro bordo.

Con la cuña más arriba se obtiene la ventaja que haya más distancia hasta las paredes, que permite oscilar con la cuña más al centro.

Datos para barrenos con salida hacia arriba:

Dímetro de barrenación	Profundidad de barrenación	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo	Carga de columna	Taco	
mm	m	m	m	kg	kg	kg/m	m
37	3,20	1,00	1,10	1,50	1,15	0,70	0,50

Ancho del túnel en esta hilera = 5,00 m

Con 5 espacios sale el espaciamiento

$$\frac{5,00}{5} = 1,00 \text{ m}$$

Bordo teórica 1,00 m. Se pone el bordo 0,95 m para obtener una distribución más uniforme de los barrenos.

1.3.3 Barrenos de pared

Según Gustafsson estos barrenos deben tener una carga y distribución diferente de los barrenos con salida horizontal, pero la experiencia indica que es muy difícil supervisar un trabajo con especificaciones complicadas. Por eso se recomienda calcular estos barrenos como barrenos con salida horizontal.

Datos ver 1.3.2

$$\text{Área por barreno} = 1,00 \times 1,10 = 1,10 \text{ m}^2$$

Para obtener un diagrama sencillo se mantiene la distancia entre hileros horizontales constante en 0,95 m.

Para los barrenos con salida horizontal esta se convierte en espaciamiento y el bordo puede llegar a

$$\frac{1,10}{0,95} = 1,15 \text{ m}$$

1.3.4 Barrenos de techo

En este ejemplo se va a usar postcorte (smooth-blasting) para los barrenos perimetrales.

Datos:

Bordo	Espacia- miento	Cono. de carga Gel E 40 % kg/m	Cono. de carga Duramex G 75 % kg/m
m	m		
0,80	0,60	0,18	0,25

El cartucho de Duramex G 7/8" x 8" pesa 0,08 kg y con espacios de 10 cm entre los cartuchos se obtiene la concentración

$$\frac{0,08}{0,20 + 0,10} = 0,27 \text{ kg/m}$$

Con cargas prefabricadas, tipo Gurit, hay un desacoplado radial (relación entre área del barreno y área de la carga).

Con cargas hechas en casa hay además un desacoplado entre los cartuchos, y se puede permitir una carga un poco arriba la teórica.

Las cargas perimetrales tienen que prepararse con primacord y es además recomendable conectar los barrenos con una antena de primacord.

Se repita que las tres condiciones para un postocorte son:

- . Distribución adecuada de los barrenos
- . Baja concentración de carga
- . Iniciación simultánea

(Se puede permitir una dispersión de unos MS y los altos números de los Acudet tienen una dispersión de varios 100 MS.)

Con la suposición que los barrenos son picados 0,20 m hacia fuera se marcan la línea de los ayudantes arriba en 0,60 m del perímetro.

1.3.5 La cuña y sus ayudantes

La plantilla de la cuña se muestra en el anexo 2.

Teóricamente la concentración de carga debe variar con el bordo, pero esto es muy difícil efectuar en el frente especialmente como no hay cargas prefabricadas.

En toda la cuña se carga con C E 40 % 7/8" x 8" sin retaque.

Esto da una concentración de carga de

$$5 \times 0,125 = 0,625 \text{ kg/m}$$

que puede usarse hasta bordos de 0,50 m.

1.3.6 Barrenos con salida horizontal

Ver 1.3.2

1.3.7 Barrenos con salida hacia abajo

Datos:

Bordo	Espacia- miento	Carga de fondo	Carga de columna	
m	m	kg	kg	kg/m
1,00	1,20	1,50	1,15	0,70

Estos barrenos se distribuyen uniformemente en el espacio que queda.

1.3.8 El diagrama de barrenación

Ahora se puede marcar los barrenos según los datos obtenidos, ver anexo 3.

También se muestra la secuencia de ignición. Es importante siempre usar todo el rango de intervalos desde el INSTANTANEO hasta número 9 del Acndet. La razón de esto es que la roca abundada necesita tiempo para salir hacia el frente para no estorbar la salida de los barrenos siguientes.

En voladuras de banco el principio es totalmente diferente, porque allí se aprovecha el espantamiento y la interacción para mejorar la fragmentación.

1.3.9 Tabla de carga

En el anexo 4 se presenta el resumen de los datos de carga.

1.4 Barrenación con acero de extensión

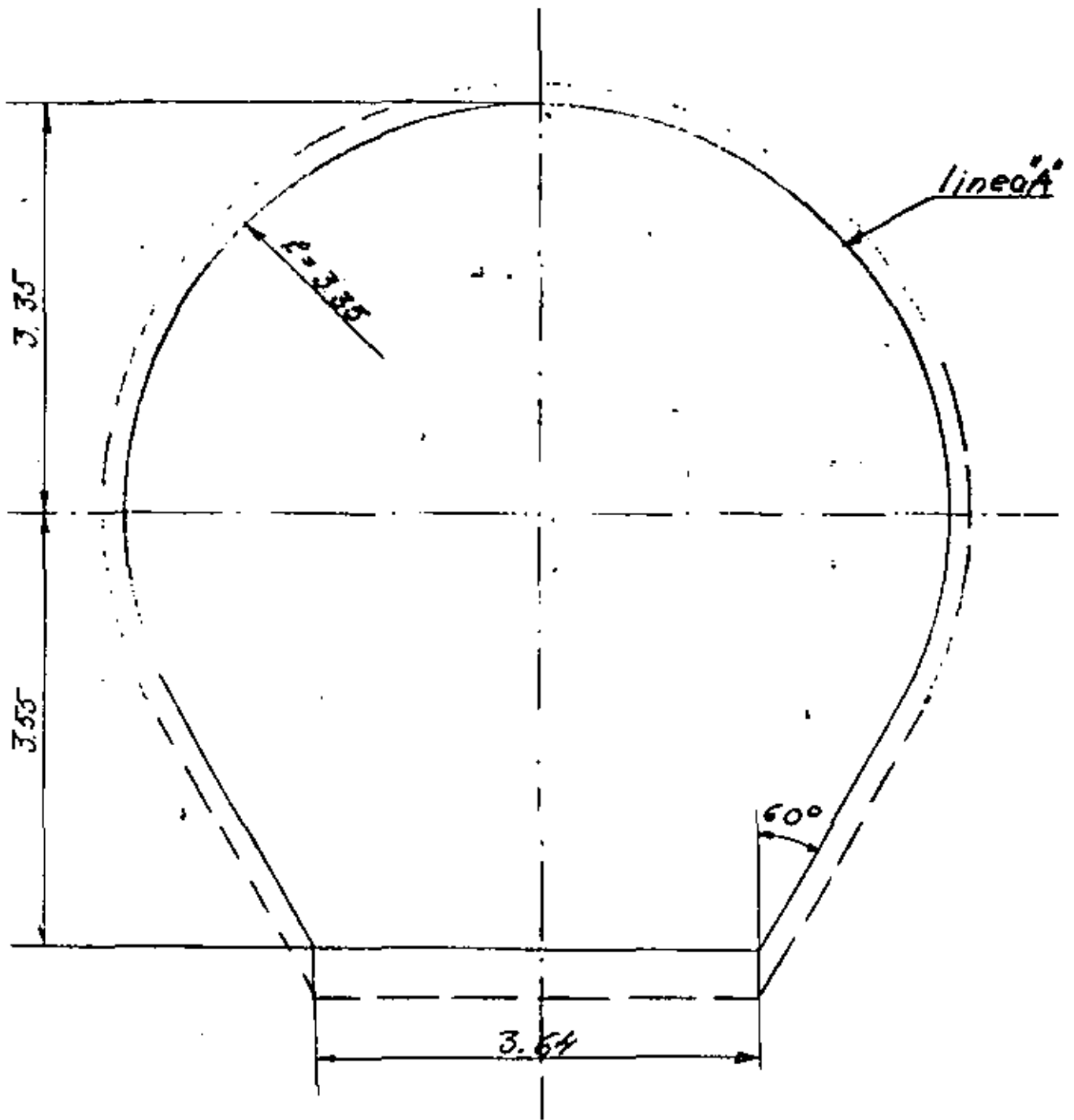
Se puede trabajar con diámetros de 45 a 51 mm.

En este ejemplo se usa la barrenación de 48 mm.

1.4.1 Resultado

El cálculo es idéntico y por falta de tiempo no se repite aquí.

El resultado se muestra en los anexos 5, 6 y 7.



Sección del túnel

Barrenación con broca de 37 mm (serie 12)

Tabla de carga

Datos:

Ancho = 6,70 m Altura = 6,90 m Área = 37,0 m² (línea A)Barrenación = 3,20 m, ϕ = 37 mm (serie 12)

Avance estimado por voladura = 0,90 x 3,20 = 2,90 m

Volumen por voladura = 2,90 x 37,0 = 107,3 m³

Explosivos: Gelatina Extra 40 % y Duramex G

Pesos: Gelatina Extra 40 %, 1 1/8" x 8" = 0,200 kg/cart.

Gelatina Extra 40 %, 7/8" x 8" = 0,125 kg/cart

Duramex G, 7/8" x 8" = 0,080 kg/cart

Tipo de barrenos	Estopin no.	Número de barrenos	Carga por barreno			Carga total	
			con retaque cart	sin retaque cart	≅ cart	kg	kg
			G E 40 % 7/8"				
Cuña	INST	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 50	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 100	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 150	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 200	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 250	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 300	4	1	13	14	1,75	7,00
Cuña	Ac -1	4	1	13	14	1,75	7,00
Ayudantes	Ac 2	4	3	12	15	1,88	7,52
			G E 40 % 1 1/8"				
Ayudantes	Ac 3	4	7	8	15	3,00	12,00
Ayudantes	Ac 4	5	7	8	15	3,00	15,00
Ayudantes	Ac 5	6	7	8	15	3,00	18,00
Ayudantes	Ac 6	6	7	8	15	3,00	18,00
Ayudantes y pared	Ac 7	10	7	8	15	3,00	30,00
Ayudantes	Ac 8	2	7	8	15	3,00	6,00
Piso	Ac 8	3	10	6	16	3,20	9,60
Piso	Ac 9	2	10	6	16	3,20	6,40
Techo	Ac 9	15				0,92 (x)	13,80
Total		71					138,82

x) cargas preparadas de Duramex G 7/8" x 8"

$$\text{Coeficiente de carga} = \frac{138,82}{107,3} = 1,29 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{71 \times 3,20}{107,3} = 2,12 \text{ m/m}^3$$

Barrenación con broca de 1 7/8" (48 mm)

Tabla de carga

Datos:

Ancho = 6,70 m, Altura = 6,90 m, Área = 37,0 m² (línea A)Barrenación = 3,20, ϕ = 1 7/8" (48 mm)

Avance estimado por voladura = 0,90 x 3,20 = 2,90 m

Volumen por voladura = 2,90 x 37,0 = 107,3 m³

Explosivos: Gelatina Extra 40 % y Duranex G

Pesos: Gelatina Extra 40 %, 1 1/8" x 8" = 0,200 kg/cart

Gelatina Extra 40 %, 7/8" x 8" = 0,125 kg/cart

Duranex G, 7/8" x 8" = 0,080 kg/cart

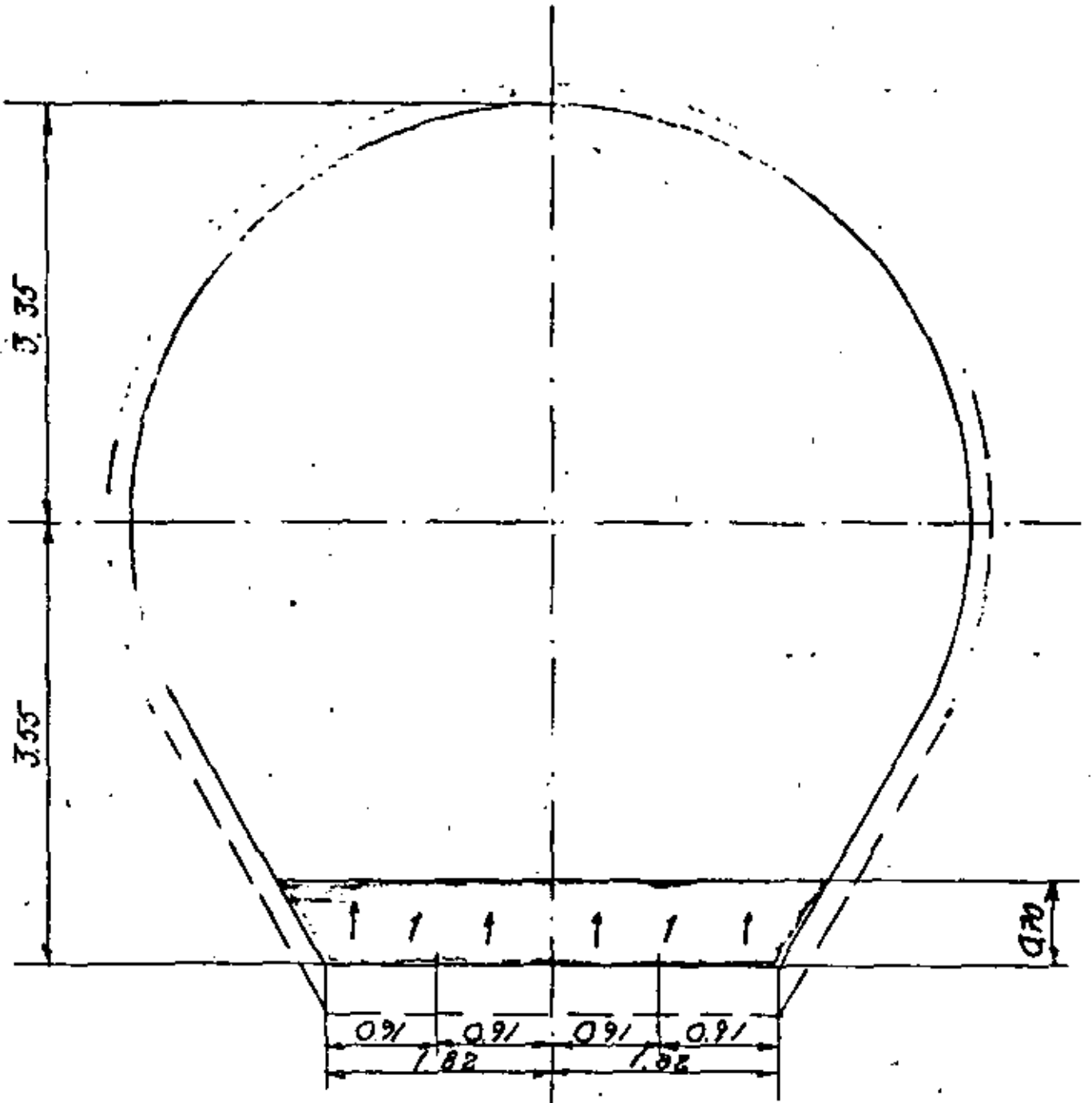
Tipo de barrenos	Estopin no.	Número de barrenos	Carga por barreno				Carga total kg
			con retaque cart	sin retaque cart	\approx cart	kg	
			G E 40 %	7/8"			
Cuna	INST	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 100	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 150	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 200	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 250	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 300	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	Ac 1	4	1	13	14	1,75	7,00
Cuna	Ac 2	4	4	12	16	2,00	8,00
			G E 40 %	1 1/8"			
Ayudantes	Ac 3	4	12	7	19	3,80	15,20
Ayudantes	Ac 4	4	12	7	19	3,80	15,20
Ayudantes	Ac 5	6	12	7	19	3,80	22,80
Ayudantes	Ac 6	8	12	7	19	3,80	30,40
Ayudantes y pared	Ac 7	8	12	7	19	3,80	30,40
Piso	Ac 8	3	16	6	22	4,40	13,20
Piso	Ac 9	2	16	6	22	4,40	8,80
Techo	Ac 9	13				1,08 x)	14,04
Total		62					175,54

x) cargas preparadas de Duranex G 7/8" x 8".

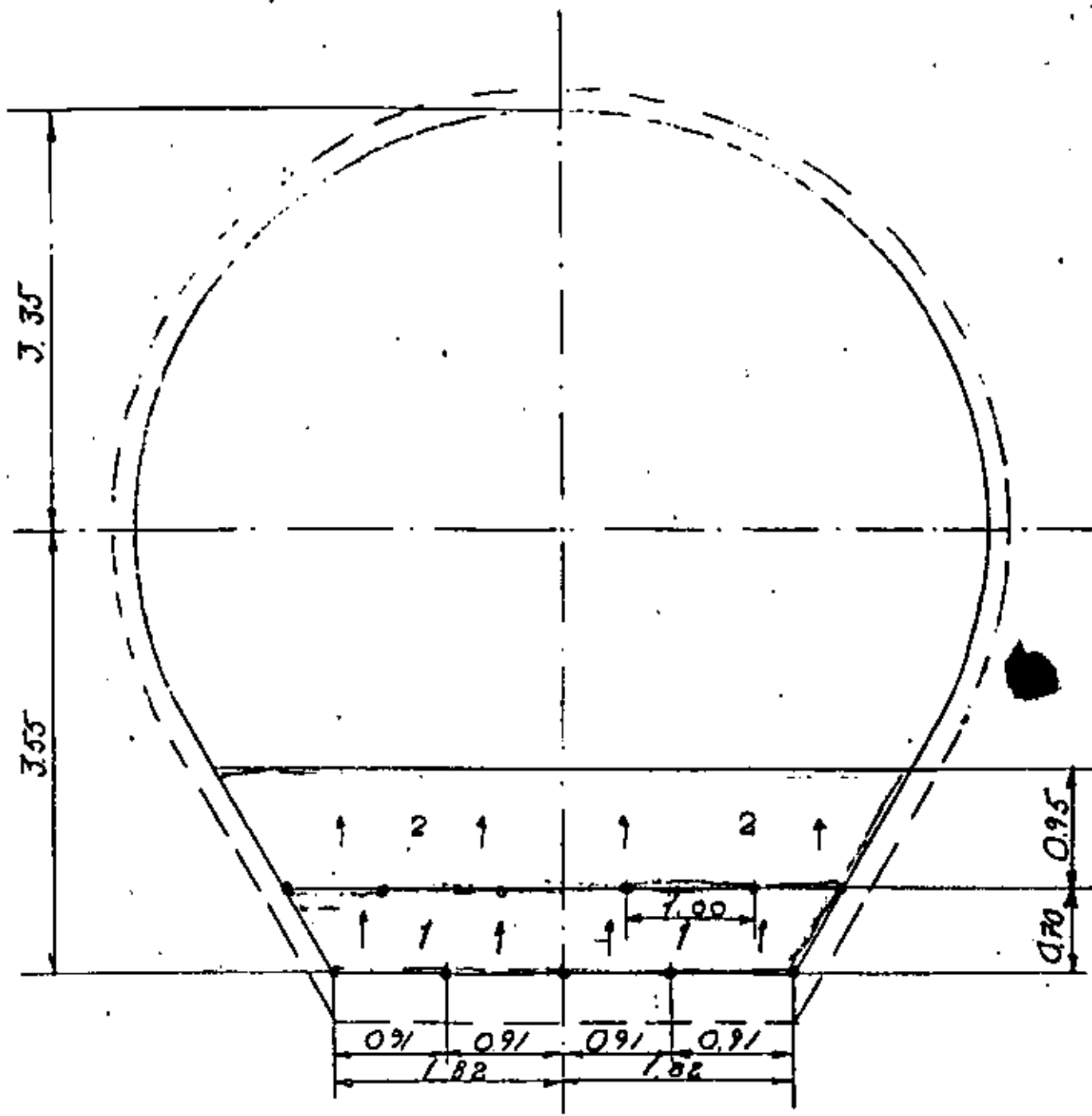
$$\text{Coeficiente de carga} = \frac{175,54}{107,3} = 1,64 \text{ kg/m}^3$$

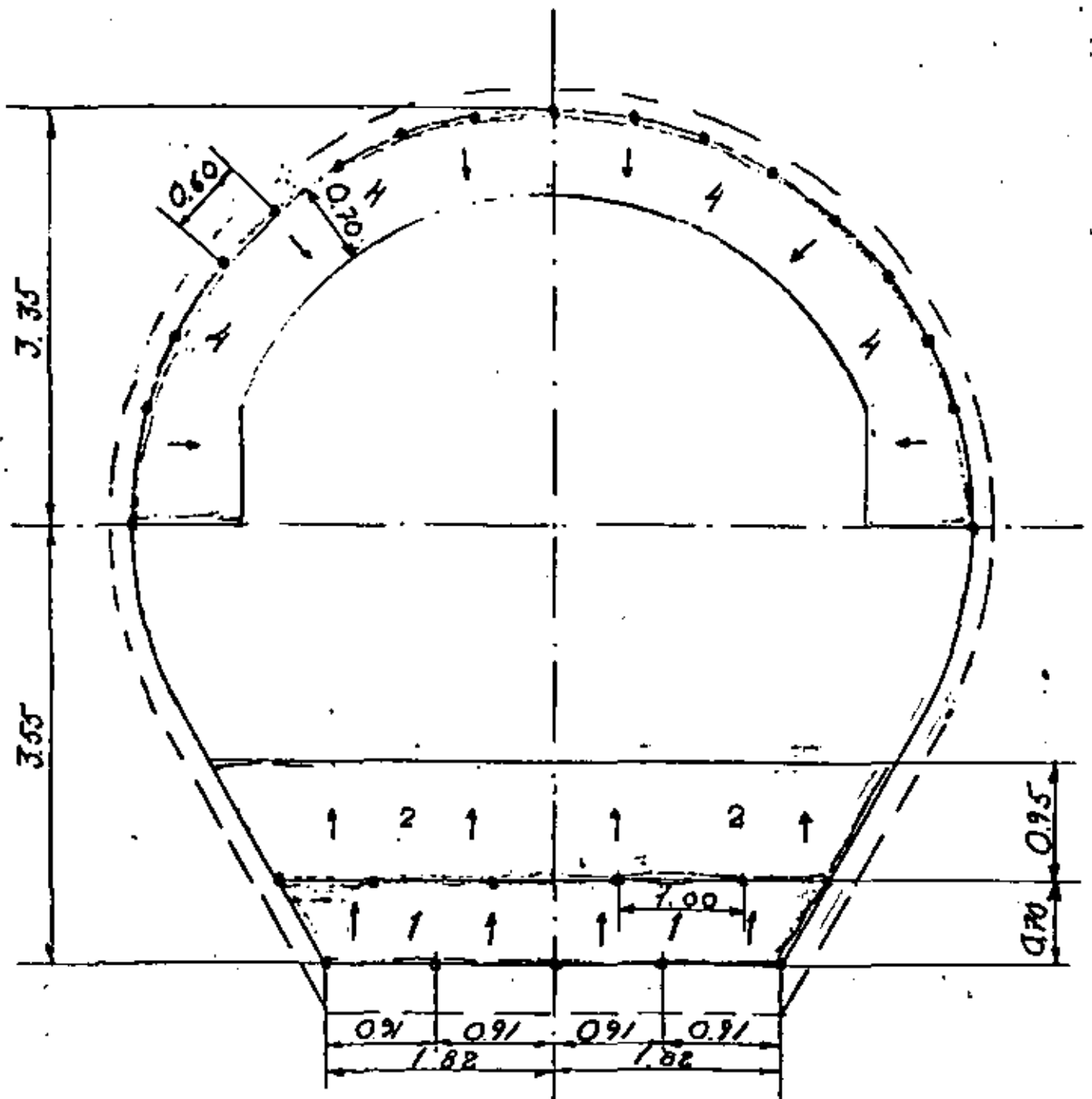
$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{62 \times 3,20}{107,3} = 1,85 \text{ m/m}^3$$

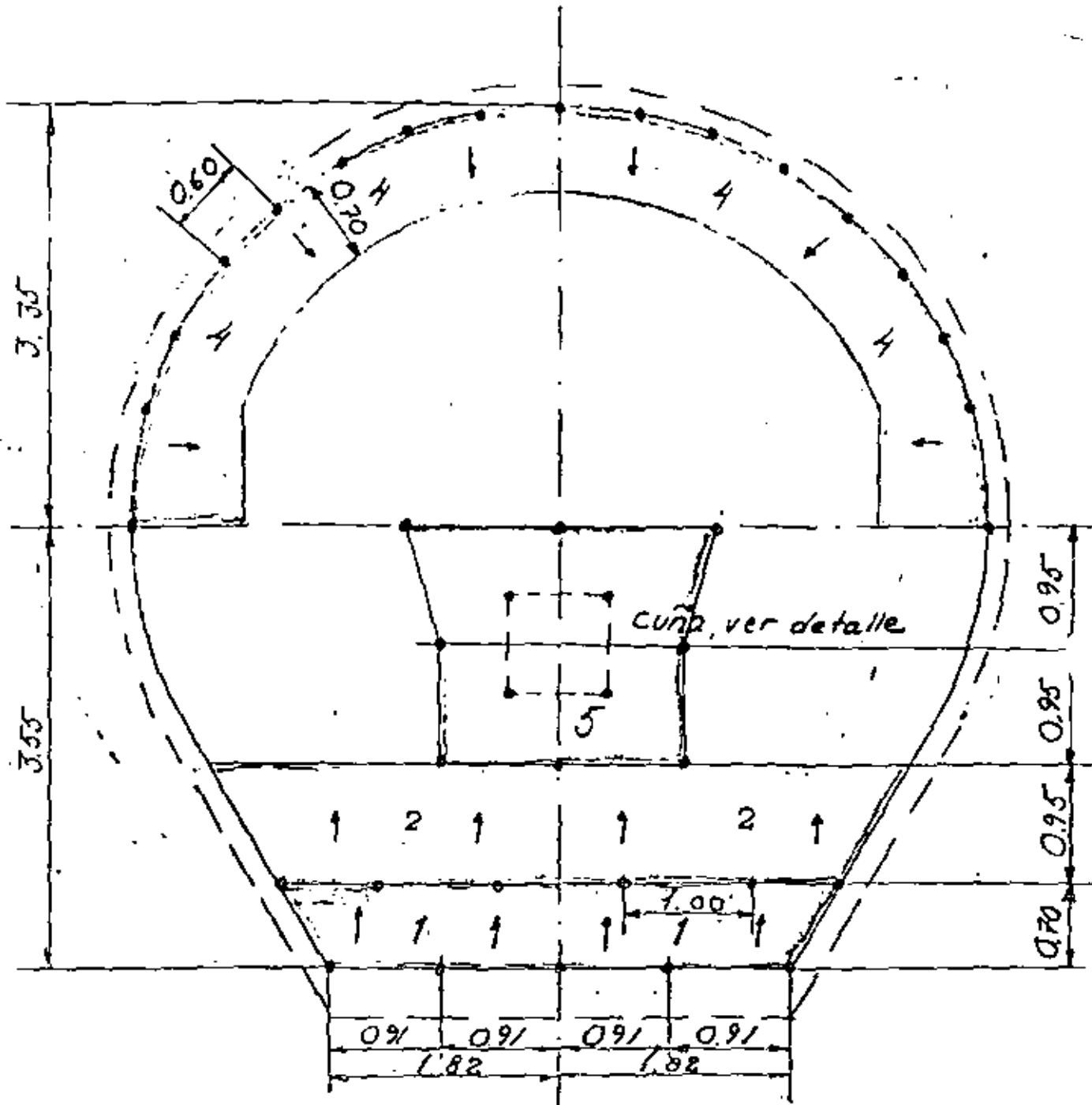
21

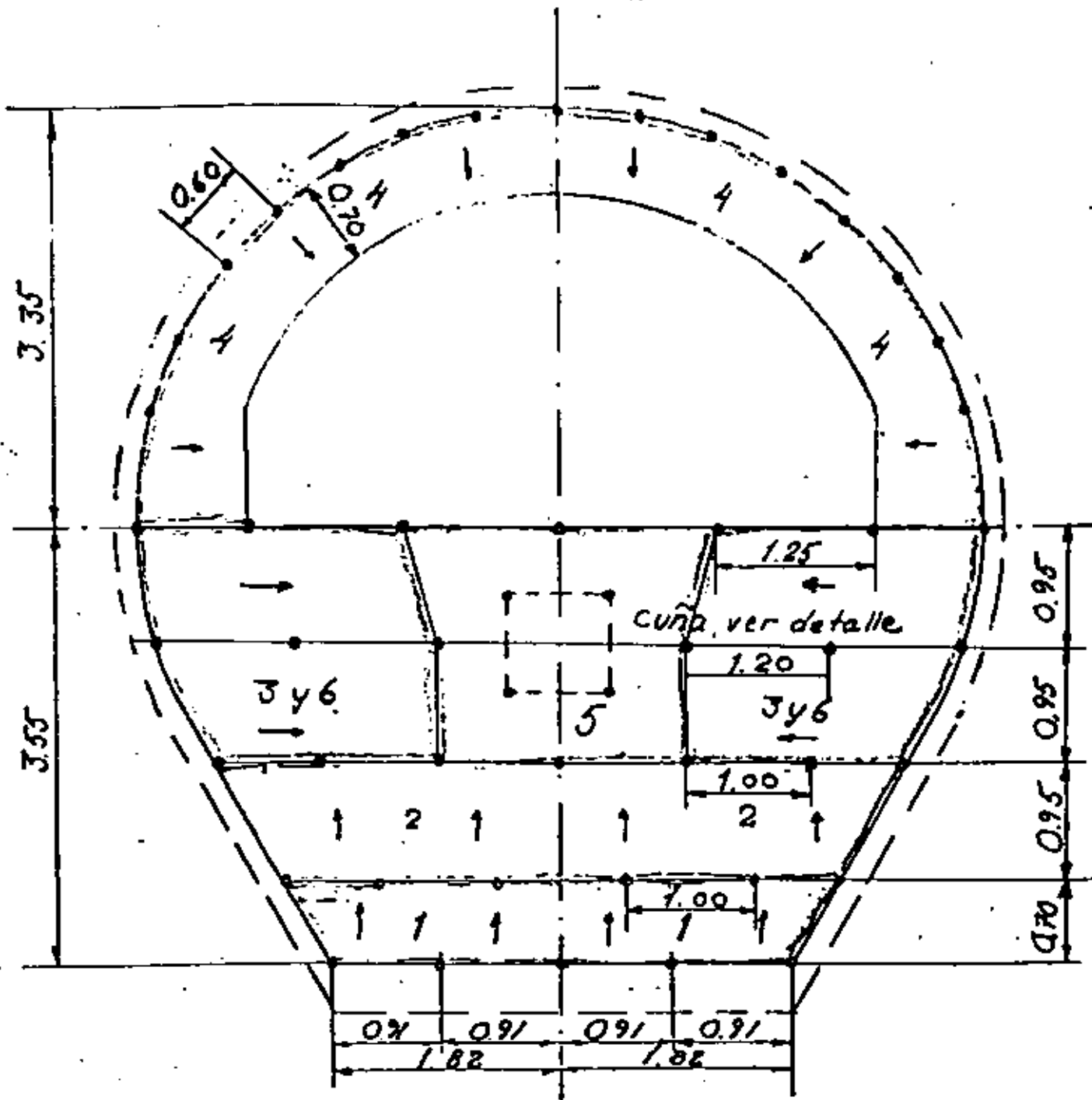


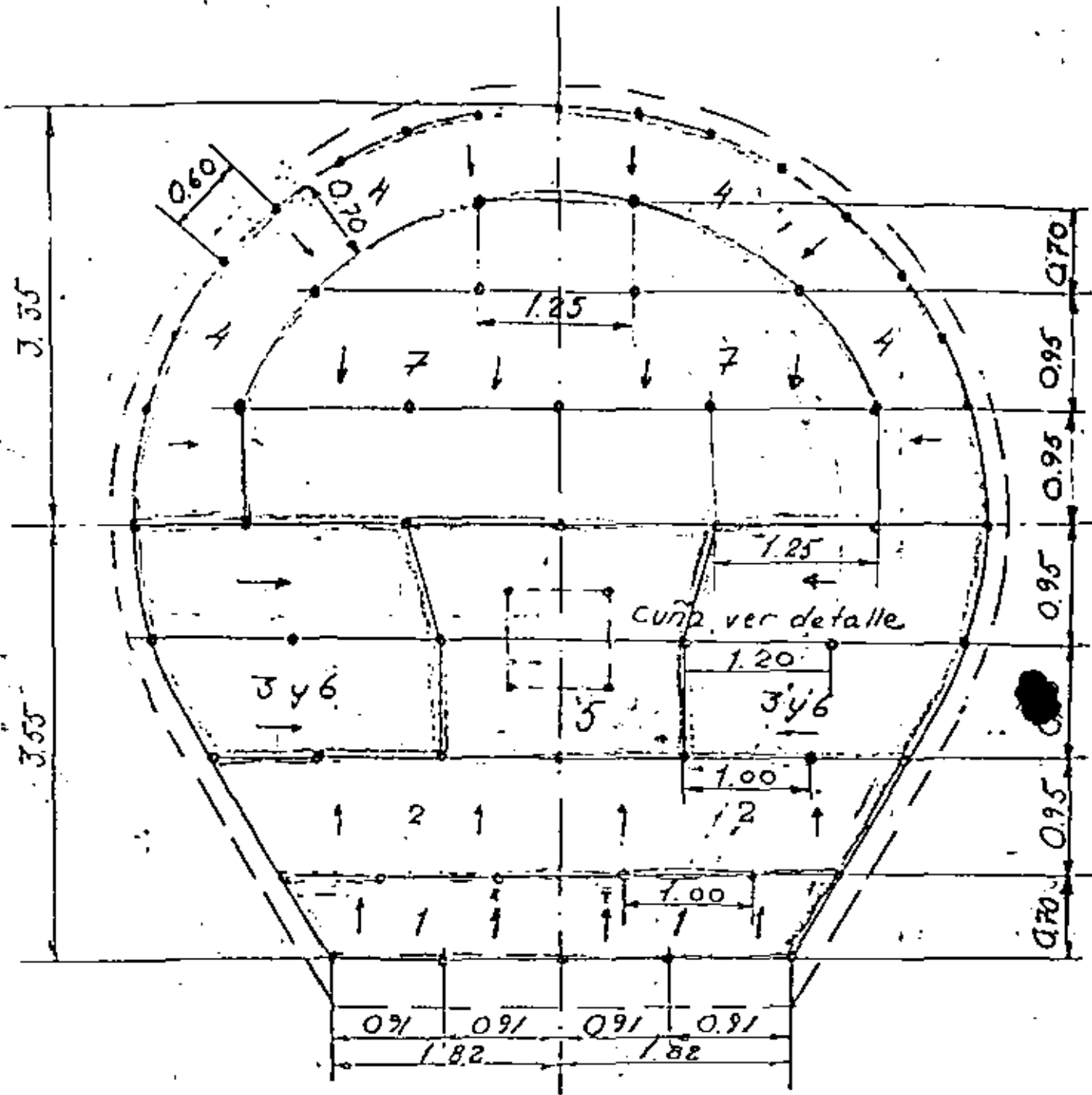
22



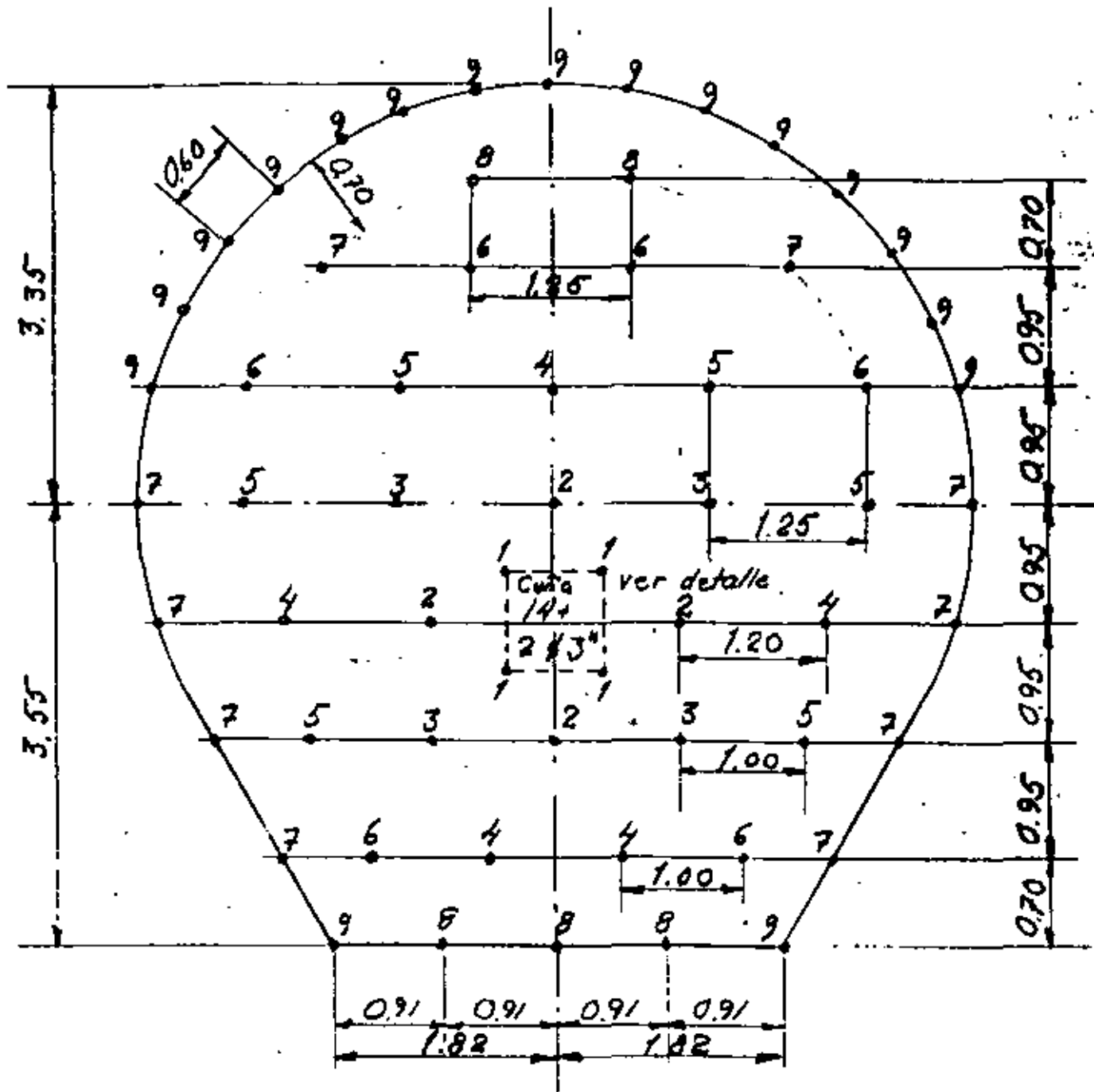








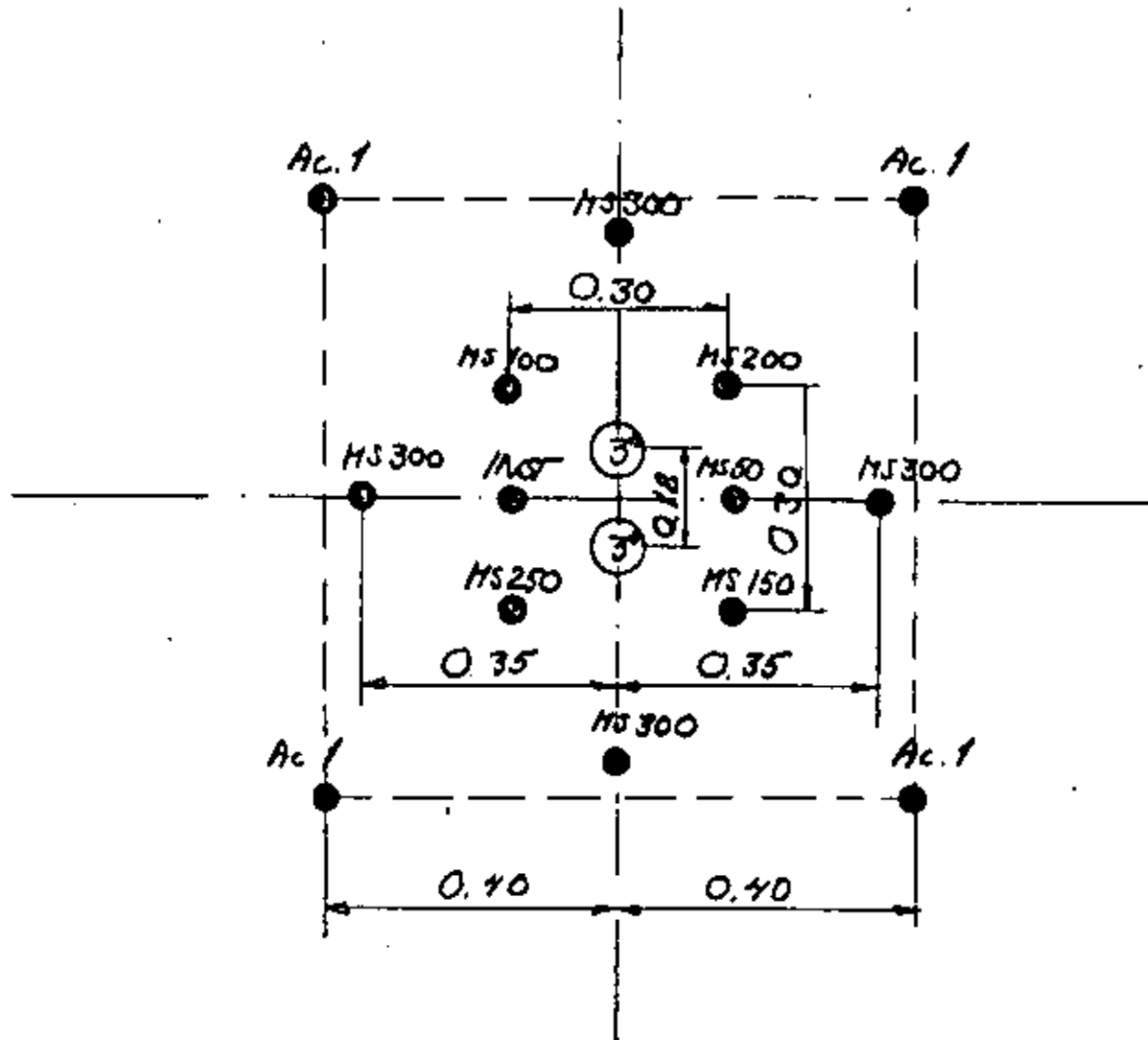
RESULTADO CON SECUENCIA DE IGNICION



BARRENACION: 37 mm (SERIE 12)

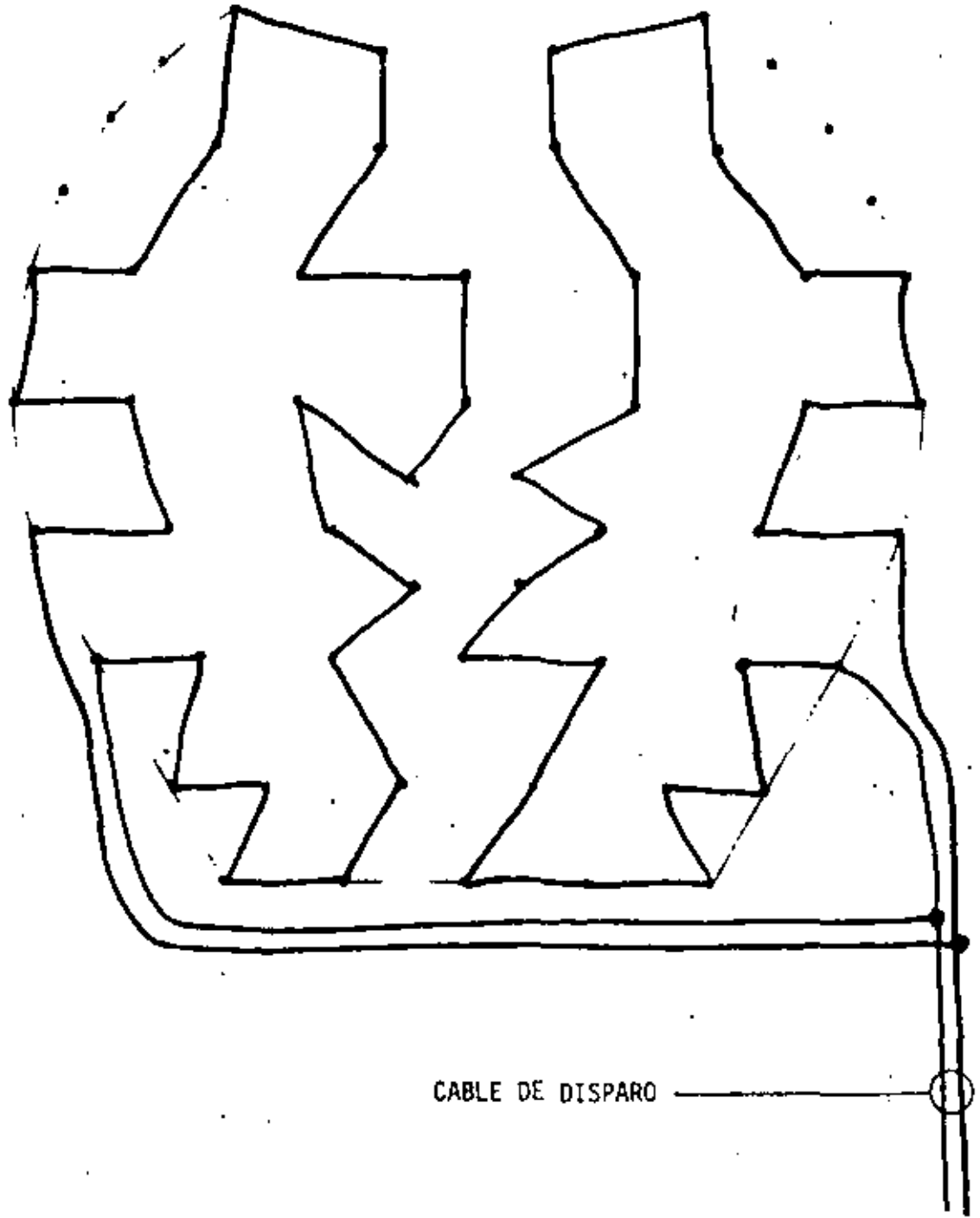
NUMERO DE BARRENOS: 71+ 2 VACIOS

DETALLE DE LA CURA PARALELA
CON 2 BARRENOS VACIOS DE 3"



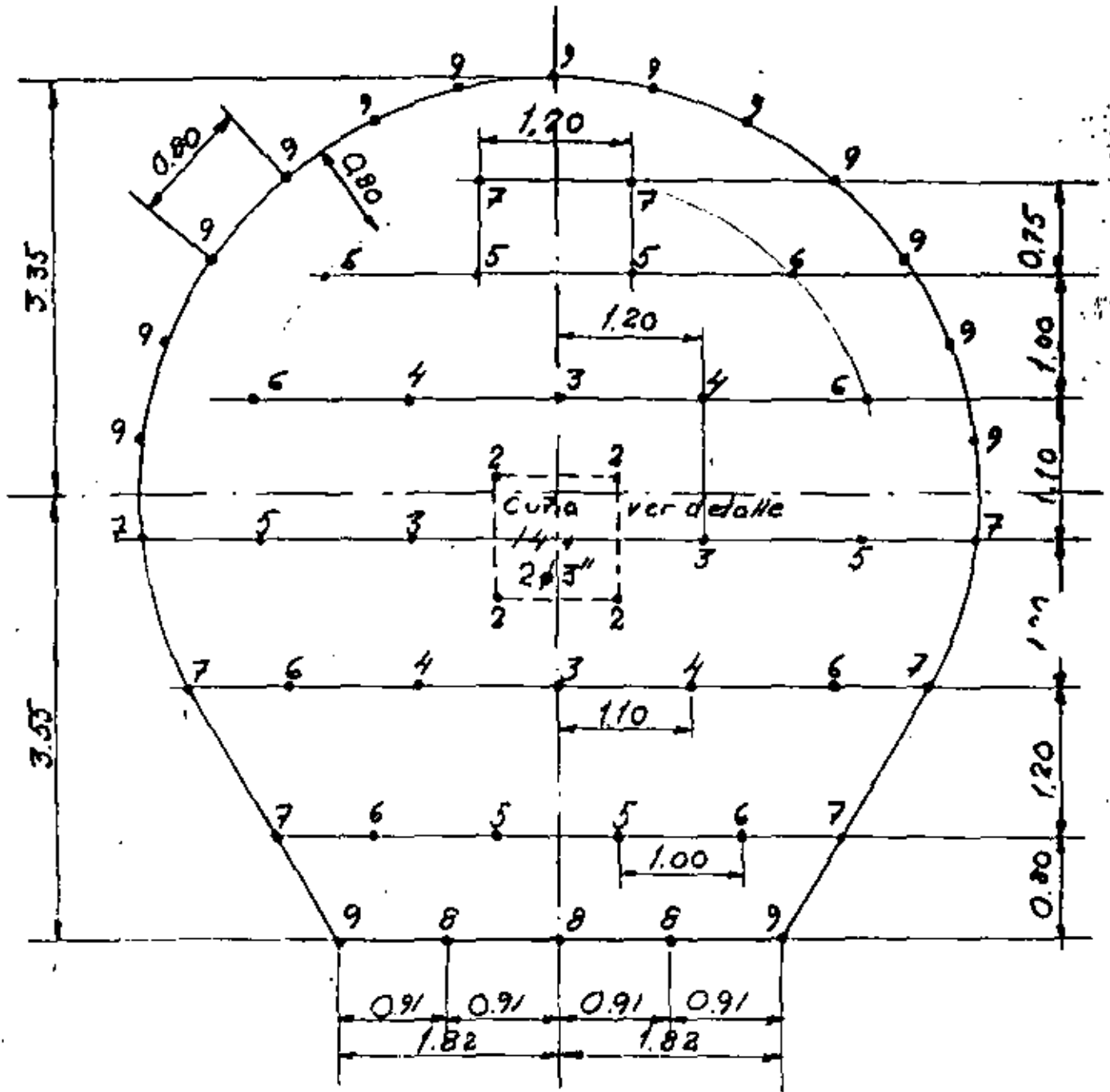
ESTOPINES: INST, MS y ACUDET MARK V
BARRENACION: 37 mm (SERIE 12)

CONEXION DE LOS ESTOPINES



AL EXPLOSOR

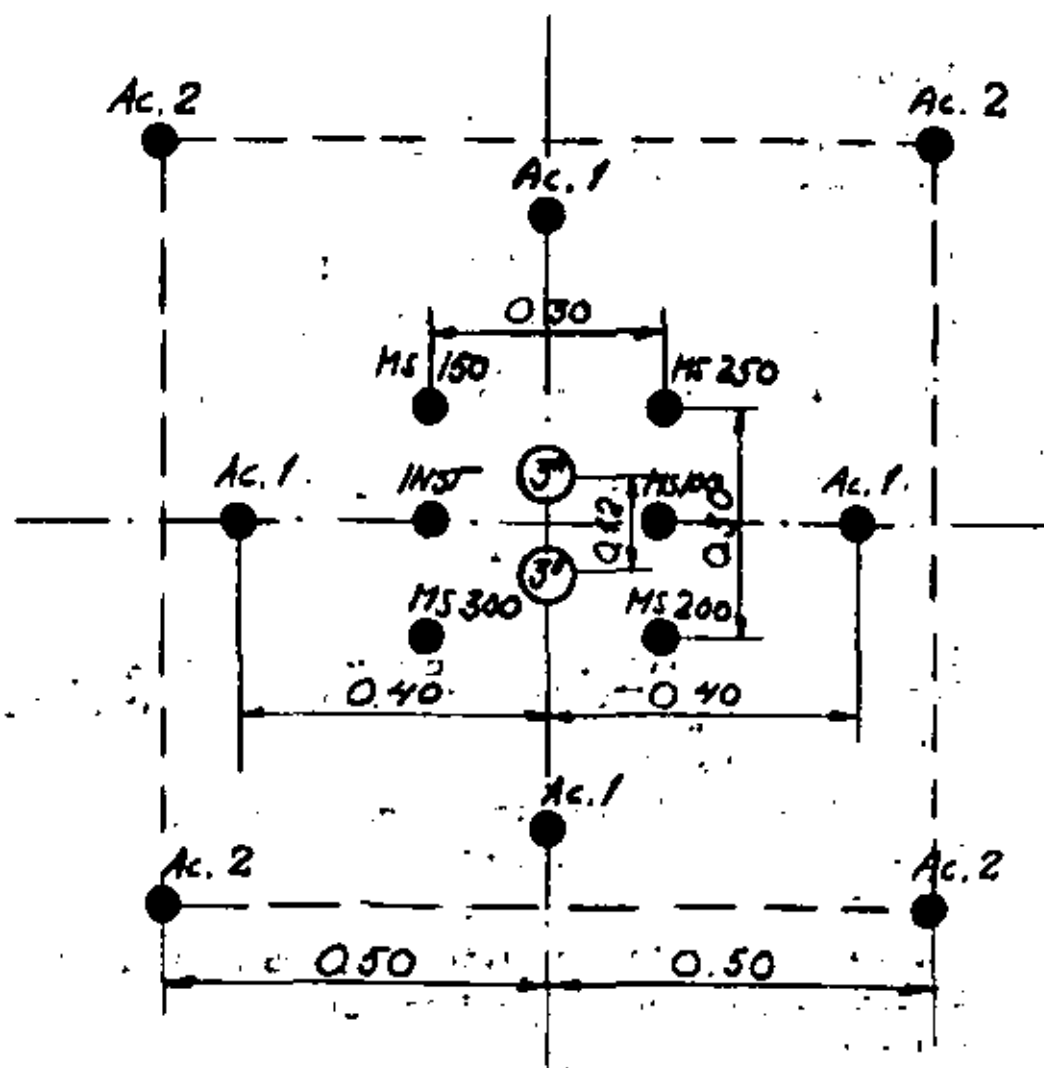
RESULTADO CON SECUENCIA DE IGNICION



BARRENACION: 1 7/8" (48 mm)

NUMERO DE BARRENOS: 62 + 2 VACIOS

DETALLE DE LA CURA PARALELA
CON 2 BARRENOS VACIOS DE 3"



ESTÓPINES: INST, MS y ACUDET MARK V

BARRENACION: 1 7/8" (48 mm)

**La Salida.-
Equipo Sobre Vía
Ciclo de Trabajo**

Datos.

Volumen de roca en banco por voladura = 107.3 m³.

Avance por voladura = 2.90 m en promedio.

Avance programado por mes = 120 m.

Avance por día = $\frac{120}{25}$ = 4.8 m en promedio

Avance por día = 1.20 x 4.8 ≈ 5.80 m peak

Significa una voladura de 2.90 por turno de 10 horas.

Equipo

Jumbo de barrenación con 4 brazos, diámetro de barrenación 1 7/8"
Razagadora con bote de 0.6 m³ (ejemplo: Atlas Copco LM 250 H)

Locomotoras de 10 ton con motor de 75 HP.

Vagonetas Granby de 4.5 m³.

Distancia entre rieles 900 mm.

La vía desplazada a un lado y 2 cambios laterales (car passers).

Cambios fijos a 700 m de distancia

Cálculo

Barrenación

La voladura tiene 62 barrenos más 2 de 3". Cada barreno de 3" corresponde a 3 barrenos de 1 7/8". Entonces hay 62+2X3= 68 barrenos.

Barrenos por brazo = $\frac{68}{4}$ = 17

Tiempo por barreno = 9 min.

Tiempo de barrenación 17 X 9 = 153 min

Topografía 15 "

Meter y sacar Jumbo 30 "

Carga $\frac{175.5}{6} + \frac{62 \times 0.5}{6}$ = 35 "

Conexión y disparo 15 "

Ventilación 30 "

278 "

Tiempo reserva, 22 min.

Tiempo por voladura $278 + 22 = 300 \text{ min} = 5 \text{ horas}$

Rezaga

Volumen a rezagar por voladura = 107.3 m^3 .

Capacidad de la rezagadora = $25 \text{ m}^3/\text{h}$ en banco

Tiempo de rezaga = $\frac{107.3}{25} \times 60 = 258 \text{ min.}$

Meter y sacar rezagadora = 15 "

Tiempo reserva = 17

Total 300 min

Tiempo del ciclo total $5 + 5 = 10 \text{ h.}$

Para obtener la capacidad necesaria se tiene que contar con tiempo efectivo, es decir, que el cambio de turno se haga en el frente.

Túnel de Trabajo.

Equipo sobre llantas.

Ciclo de trabajo.

Datos.

Volumen de roca en banco por voladura = 107.3

Avance por voladura = 2.90 en promedio

Avance programado por mes = $2 \times 80 \text{ m}$

Avance por día y frente $\frac{80}{25} = 3.2 \text{ m}$ en promedio

Avance por día y frente = $1.30 \times 3.20 = 4.20 \text{ m peak}$
(más imprevistos con sistema de péndulo)

Significa = $\frac{4.20}{2.90} = 1.5$ voladuras de 2.90 por día.

Equipo

Jumbo de barrenación con 3 brazos, diámetro de barrenación 37 mm (serie 12)

Cargador sobre neumáticos con bote de 1.7 m^3 (ej. CAT 930).

Dumptorers de 18 ton (ej.: Kockums 412 T con doble manejo)

Cálculo

Barrenación

La voladura tiene 71 barrenos más 2 de 3". Con estas máquinas

cada barreno de 3° corresponde a 5 barrenos de 37 mm

Entonces hay $71 + 2 \times 5 = 81$ barrenos

Barrenos por brazo = $\frac{81}{3} = 27$

Tiempo por barreno = 6 min

Tiempo de barrenación = $27 \times 6 = 162$ min

Topografía 20 "

Meter y sacar jumbo 30 "

Carga $\frac{138.2}{4} + \frac{71 \times 0.5}{4} = 43$ "

Conexión y disparo 20 "

Total 275 "

Disturbios 25 "

Tiempo por voladura 300 " = 5 h

Tiempo de ventilación 30 " = 0.5 h

Tiempo

Rezaga

Volumen a rezagas por voladura = 107.3 m^3

Capacidad del cargador $22 \text{ m}^3/\text{h}$.

Tiempo de rezaga = $\frac{107.3}{22} \times 60 = 293$ min

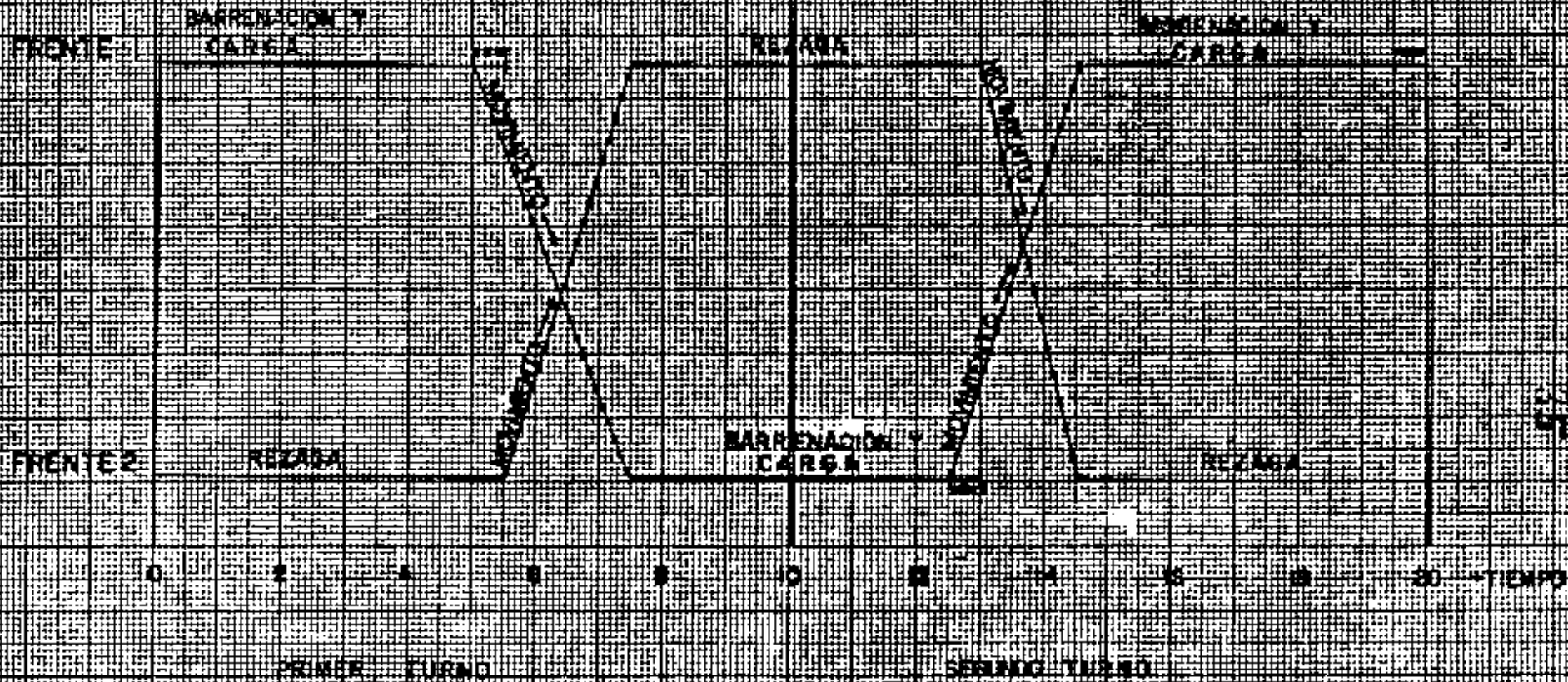
Meter y sacar cargador 10 "

Tiempo reserva 27 "

330 min = 5.5 h

EXCAVACION DE TUNELES EN SISTEMA A CARGA 0

GRUPO 1.5 VELOCIDAD DE 2.40 METROS POR MINUTOS







centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

EXCAVACION
(TERCERA PARTE)

ING. RAUL BORJA NAVARRETE

JUNIO, 1979.

•

•

•

•

•

•

Administración para la Construcción de un túnel.

En la realización de cualquier tipo de obra juega un papel muy importante la administración.

La Administración consiste en crear y conservar un ambiente adecuado para que un grupo de personas pueda trabajar eficientemente en el logro de objetivos comunes.

Para lograr estos objetivos debemos seguir 4 pasos fundamentales, como son:

La Planeación.

La Organización.

La Integración.

El Control.

Planeación.

La planeación involucra el establecimiento de objetivos así como de estrategias, recursos, políticas, procedimientos y programas para alcanzarlos.

Organización.

La organización establece la estructura de funciones para alcanzar las metas.

Integración.

La integración dota y mantiene con personal, las posiciones que provee la organización.

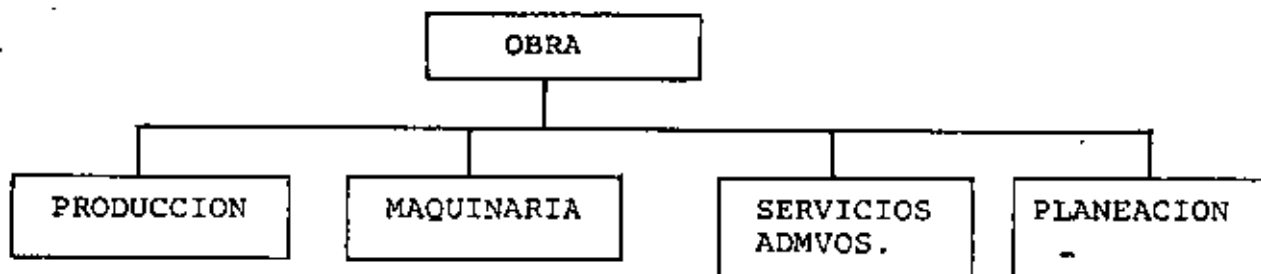
Control

El control es la medición del cumplimiento efectivo comparándolo con lo planeado para poder tomar decisiones correctivas (~~de~~ ~~resultados~~).

De esta manera la primer función que se realiza, es la planeación para valorizar los recursos, de acuerdo con la obra por ejecutar, dentro de un plazo determinado. Es decir, siguiendo el ejemplo explicado a ustedes por el Ing. J.C. Aceves tenemos primeramente -- que establecer:

- a) Número de frentes para la realización de la obra.
- b) Valorización de los recursos de mano de obra, materiales y maquinaria.
- c) Programación de la obra.

Una vez establecida la planeación inicial, se procede a la evaluación de estos recursos. Para esto, partiremos de este esquema sencillo de organización, es decir la estructura de funciones:



Dentro del primer cuadro del organigrama tenemos la producción de la obra, que se encargará de la realización de la obra misma.

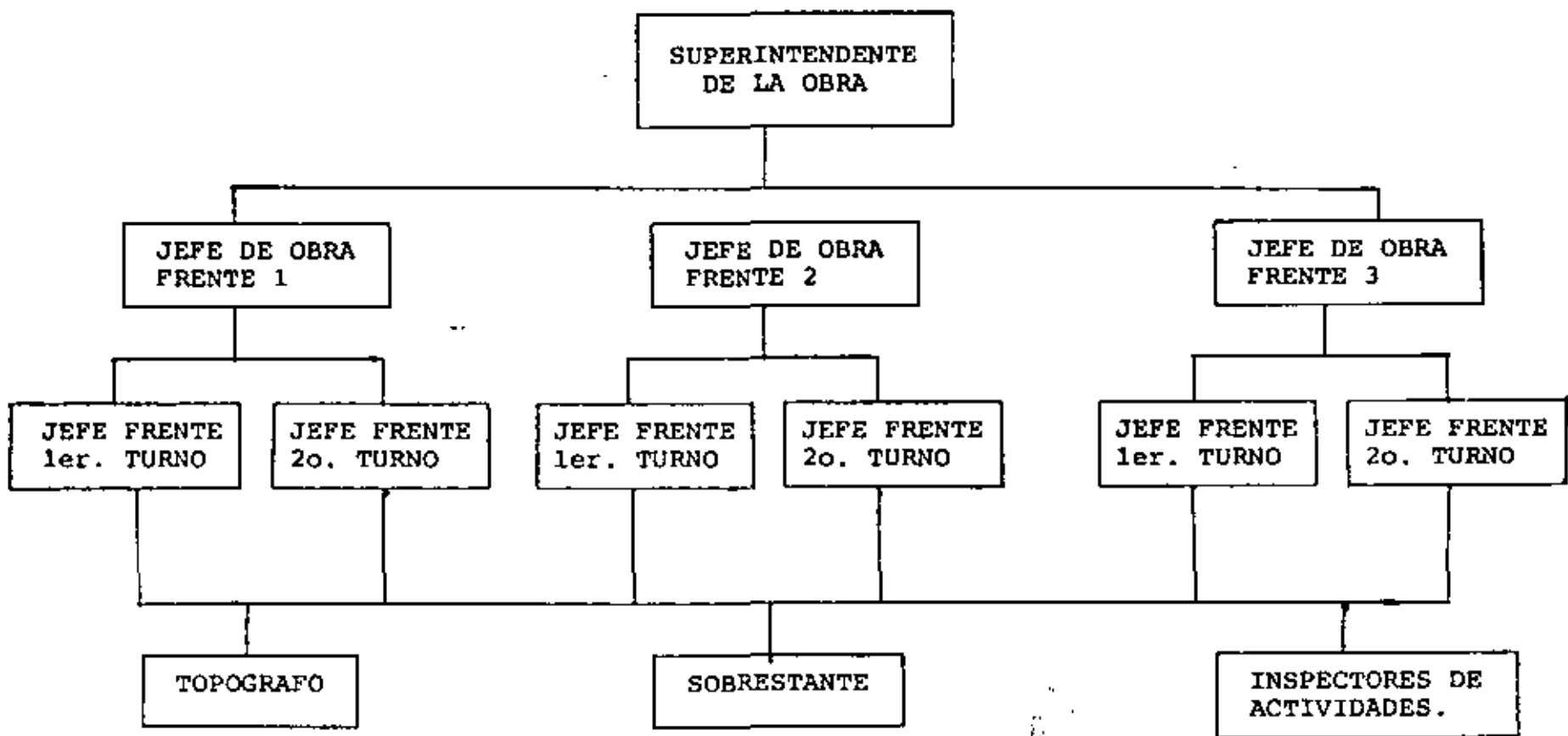
El segundo cuadro que es Maquinaria, se encargará de suministrar y mantener en buenas condiciones de funcionamiento, el equipo.

El tercer cuadro que corresponde a los Servicios Administrativos, proveerá a la producción de todos los recursos humanos y materiales que demande, ~~de producción~~.

El último cuadro, que le llamaremos Planeación y control, se dedicará a la medición del cumplimiento efectivo y a la comprobación con lo inicialmente planeado.

Producción de la Obra.

En el ejemplo que vimos del túnel, se predeterminarán 3 frentes de trabajo, con un cierto equipo de excavación, por lo que la producción quedará dividida en 3, por lo que el Organigrama que daría así.



..... 3

De la misma manera, que en el organigrama anterior, en cada frente se determina, el número de personas que en cada frente ó sección interviene; normalmente a cada obra o frente se le asigna su plantilla de personal, por turno, que para este caso particular, quedaría así:

- Frente 1 (por turno)
- 1/2 Jefe de obra
 - 1 Jefe de frente
 - 1 Sobrestante
 - 1 Cabo
 - 4 Perforistas
 - 6 Ayudantes de perforistas
 - 6 Peones
 - 0.5 Inspector de actividades

Así mismo para cada actividad se tendrá una plantilla de personal y así tendríamos:

- | | | | | |
|-----------------------------------|---|---|---|----------------------------|
| Plantilla Personal de Perforación | " | " | " | Rezaga |
| " | " | " | " | Topografía |
| " | " | " | " | Vía |
| " | " | " | " | Ventilación |
| " | " | " | " | Agua para barrenación. |
| " | " | " | " | para Iluminación del túnel |

Estas plantillas una vez valorizadas, y sumadas en cada frente, nos permiten determinar el costo de la mano de obra.

Por otra parte en cada frente se deberá valorizar el equipo necesario para los trabajos, previamente determinado, de acuerdo al programa y a las condiciones especiales de cada frente; así tendremos:

- 4 Perforadoras
- 1 Rezagadora
- 4 Locomotoras
- 3 Compresores de 600 pcm.
- 40 Vagonetas
- 1 Plataforma de perforación de 4 brazos.
- 1 Lote de equipo menor (para apoyo)

El costo equipo, es determinado por medio de su renta mensual y rendimiento.

A continuación, se determina el costo de los materiales necesarios para la perforación, ya sea por metro lineal de túnel ó metro cúbico excavado y así tendríamos:

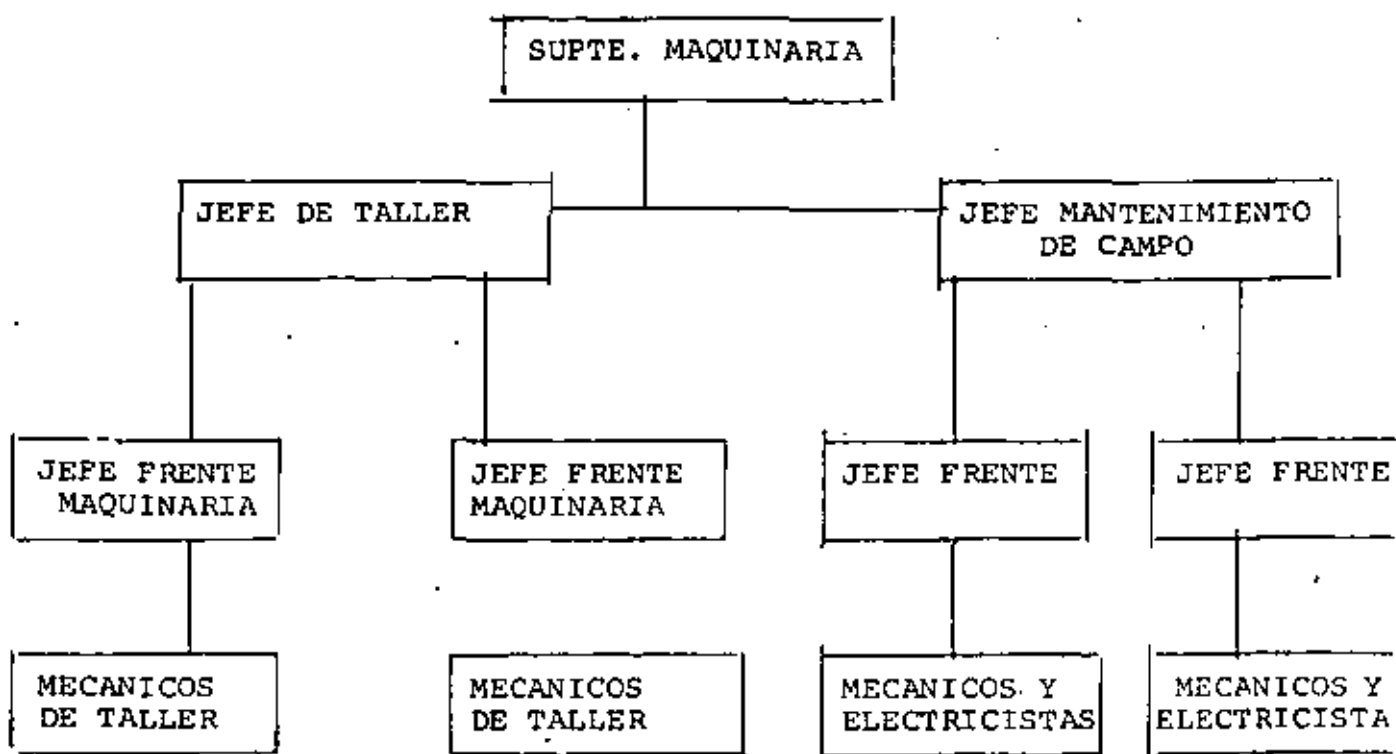
- Dinamita
- Acero de barrenación
- Estopines
- Tubo para ventilación
- Tubo para agua
- Lámparas.

También deberán evaluarse los costos necesarios para actividades secundarias, pero no por eso ~~menos~~ ^{menos} importantes, como son:

- Fletes y Acarreos
- y Gastos por amortizar.

Una vez obtenidos los costos de Mano de Obra, Maquinaria, Materiales, Fletes y Gastos por Amortizar y con los avances de excavación programados, estamos ya en posibilidad de elaborar nuestro proforma ó presupuesto, como se indica en la siguiente tabla (anexo 2).

En lo que a Maquinaria se refiere, esta sección, como se dijo antes suministrará el equipo y lo mantendrá en condiciones mecánicas para poder trabajar. El organigrama para esta sección, quedaría así:



De la misma manera que en la Producción de la Obra, se determinará el personal necesario para cada sección ó frente, con el fin de obtener el costo diario ó mensual de la actividad Maquinaria.

Para la realización de la obra, ya tenemos descritas dos actividades principales que son: Maquinaria y Producción; describiremos ahora los Servicios Administrativos, que nos servirán para el control de la obra, así como para el Suministro de materiales, campamentos, instalaciones deportivas, servicio médico, vigilancia, etc.

La Superintendencia Administrativa de una obra, tiene para el control de la misma, los siguientes departamentos:

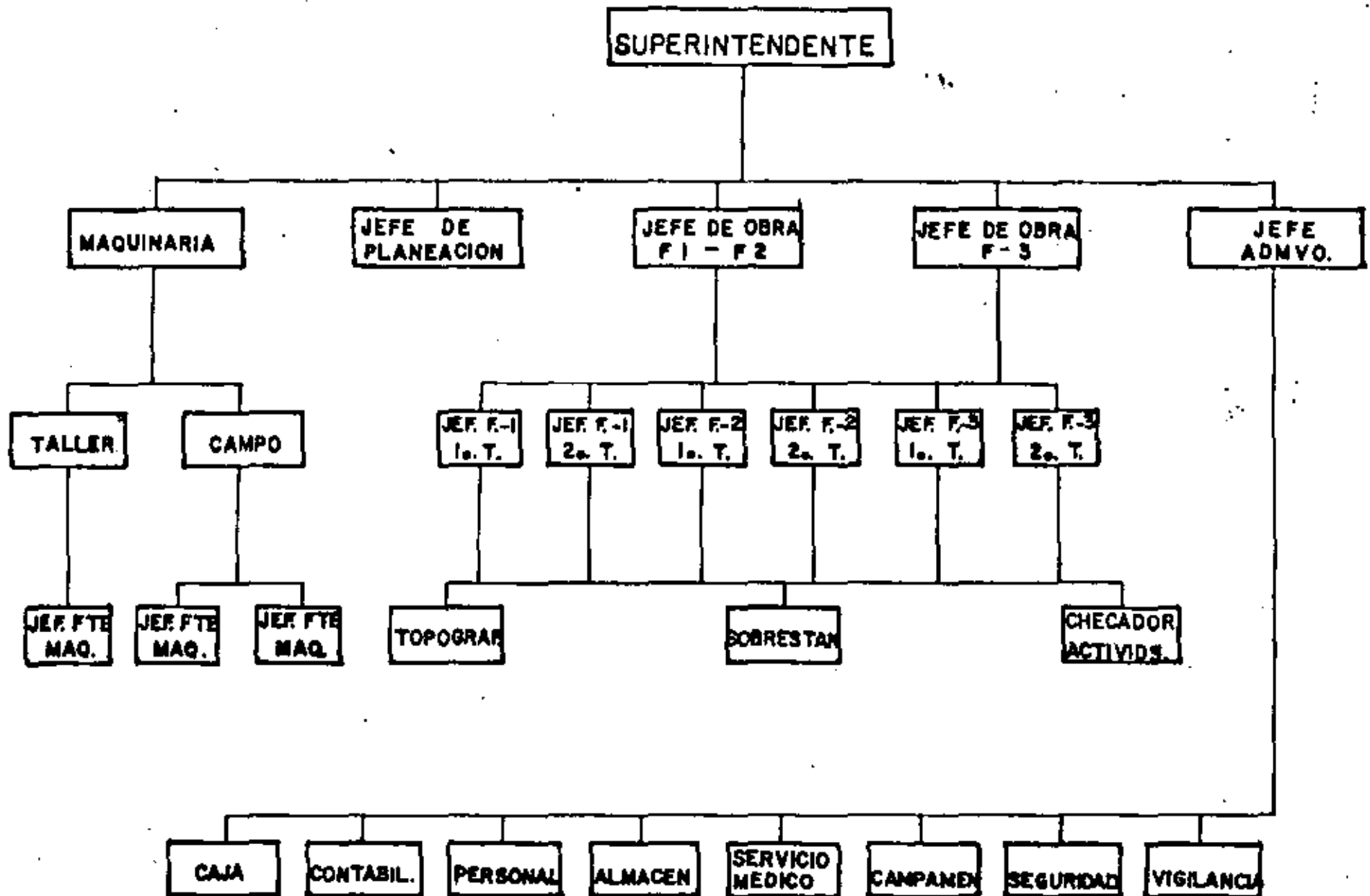
- a) Caja.- Departamento responsable de tener el efectivo necesario para los pagos, que se generan en la obra.
- b) Contabilidad, departamento en el que se concentran todos los datos de ingresos y egresos de una obra y que mensualmente elabora un informe llamado "Balanza de Comprobación", que refleja el Estado de resultados de la obra.
- c) Personal, departamento que selecciona, contrata y suministra el personal necesario para cada actividad de la obra.
- d) Almacén; aquí se tienen bajo custodia todos los materiales y herramientas necesarios para el buen funcionamiento de la obra.
- e) Servicio Médico.- Que se encarga de los exámenes médicos al personal, así como de la medicina preventiva y la atención a los accidentados.
- f) Campamentos.- Sección que se encarga del suministro de habitaciones y comedores para el personal, abastecimiento de los comedores, de las instalaciones deportivas y del transporte de personal.
- g) Seguridad Industrial.- Se encarga de la capacitación del personal, para mejor desempeño de su trabajo, así como de la supervisión de las instalaciones eléctricas, mecánicas y de transporte.
- h) Vigilancia.- Sección que se dedica al resguardo de las personas y sus instalaciones en la obra.

De la misma manera que en Producción y en Maquinaria, se determina el personal y el costo mensual de la Superintendencia Administrativa.

#....7

Por último, la Superintendencia de Planeación, se encarga del control Técnico de la obra, de la revisión de los programas, de las estimaciones de la obra y de los precios unitarios. Asimismo se encarga del asesoramiento técnico en la obra y de la difusión de nuevas técnicas constructivas.

ORGANIGRAMA OBRA



DIA	LUNES 11									
	1ª T.	2ª T.	3ª T.							
CONCEPTO.										
1.- BARRENACION	4.25	3.42		4.75	2.92	1.50	1.50	2.50	3.00	
2.- CARGA Y IRONADA	0.92	0.97								
3.- VENTILACION	0.33		0.40							
4.- REZAGA	2.50	0.61	6.83							
5.- ADEME		3.00	0.77							
No. de Barrenos	80	78								
Longitud de barrenación (m)	3.20	3.20								
No. de Perforadoras	4	4								
Rendimiento /Perforadora m/Hr.	15.60	18.24								
Avance obtenido (real) m.	2.90	3.05								
No. Estopines	80	78								
Consumo de explosivos kg.	145	150								
Area de excavación real M2	55.20		54.20							
Consumo de explosivos Kg/m3.	0.91	0.91								
Volumen total rezagado (abundado) M3	224.11		231.43							
Revestimiento Rezagadora M3/hr.			33.88							
Avance / día (m)			5.95							
Avance acumulado (m)			5.95							
DEMORAS:										
Cambio de acerde barrenación por rotura			0.33							
Retiro del equipo	0.16		0.25							
Cambio de vagonetas	0.50		0.25							
Descompostura gato volteo vagonetas	0.25		0.33							
Descompostura de locomotoras		0.25								
Descompostura malacate de manto			2.00							
Descarrilamiento vagonetas			0.50							
Descompostura de una perforadora										
Arreglo de vía										
TOTAL DE DEMORAS/DIA			4.82							
% Tiempo perdido			19.05							
% Tiempo aprovechado			80.95							

M E M O R A N D U M

DE: ING. JEFE DE LUMBRERA.

A : ING. SUPERINTENDENTE DE CONSTRUCCION.

FECHA: Octubre 18 de 1971.

A continuación te informo de los resultados obtenidos en el frente 17-15 de excavación, correspondiente a la semana del 11 al 16 de Octubre de 1971:

Avance obtenido = 36.40 m. (cadenam. 1 + 136.40).

El ciclo promedio fué:

Barrenación:	3.08 hrs.
Carga y tronada:	0.88 hrs.
Ventilación:	0.43 "
Rezaga:	3.50 "
Ademe:	2.85 "
	<u>10.74 hrs.</u>

Resultados promedio/ciclo:

No. de barrenos:	75
Long. barrenación:	2.74 m.
Rendim/perforadora:	17.06 m/hr.
No. Estopines:	75
Consumo Explosivos:	114.16 Kg.
Consumo Explosivos:	0.800 Kg/m ³ .
Volúmen Rezagado (abundado):	197.28 m ³ .
Rendim. Rezagadora:	56.06 m ³ /hr.
Avance Real:	2.60 m.
Total de Demoras:	2787 hrs.
% Tiempo Perdido:	19.35 "
% Tiempo aprovechado:	80.65 "

Las demoras principales fueron:

Cambio de vagonetas.	8.46 hrs.
Descompostura de perforadoras.	4.06 hrs.
Descarrilamiento de vagonetas.	3.30 hrs.
Descompostura malacate de manteo.	2.67 hrs.
Descompostura de locomotoras.	2.60 hrs.
Arreglo de vía.	2.25 hrs.
Descompostura gato volteador vagonetas.	1.33 hrs.

De la relación de demoras se observa que el tiempo perdido en cambio de vagonetas, se debe a que el cambio california está retirado del frente y se moverá hoy mismo para reducir al mínimo esta demora.

Los descarrilamientos se debían a un tramo de riel que se cambió el jueves 14, con lo que se solucionó este problema.

Es necesario dar una mayor vigilancia al mantenimiento de la maquinaria (perforadoras, malacate, locomotoras, etc), pues estas demoras no deben ocurrir. Como medida inmediata, ayer domingo dejé al personal de mantenimiento para revisión del equipo.

El frente continúa con material bastante bueno, para seguir dando barrenaciones de 3.20 m. Los días miércoles a viernes pasado se hicieron barrenaciones de 2.40 m., pues había una falla en el frente, por lo que, se consideró tener mayor cuidado y no meter tanto explosivos.

Todos los detalles de los ciclos los encontrarás en la concentración anexa.

A t e n t a m e n t e

Ing. Jefe de Lumbrera.

A P E N D I C E

EJEMPLO

MANO DE OBRA NECESARIA Y VALORIZACION

FRENTE NO. 3

BARRENACION, CARGA Y DISPARO

Longitud del Frente No. 3 = 3,050 mts.

Jumbo de barrenación con cuatro brazos

Avance por turno 2.90 mts.

Son necesarios $\frac{3,050}{2.90} = 1,052$ turnos para ejecutar la obra

PERSONAL NECESARIO POR TURNO DE BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	199.00
1 Cabo	\$211.00	211.00
4 Perforistas	\$179.00	716.00
6 Ayudantes de Perf.	\$151.00	906.00
6 Peones	\$138.00	828.00
0.5 Checador de Act.	\$161.00	80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	272.50
	T O T A L	3,223.00

Mano de obra por 2.90 mts. de avance	=	3,223.00
Mano de obra por 3,050 mts. de avance	=	<u>3,390,596.00</u>

REZAGA

Rendimiento de la Rezagadora 25 m^3 - banco/hr.

Duración de la rezaga por ciclo = 5 hrs.

Avance por ciclo 2.90 mts.

Rezaga diaria = En un día se rezagan 5.80 mts. de excavación

Capacidad de las vagonetas Granby = 4.5 m^3 .

Con 10 vagonetas por locomotora se mueven en cada corrida 45 m^3 de material suelto.

Material excavado en banco por voladura = 107.3 m^3

Abundamiento y sobreexcavación = 55%

Material por rezagar en cada voladura = $107.3 \times 1.55 = 166.32 \text{ m}^3$
Suelos

Capacidad de la rezagadora = $25 \text{ m}^3/\text{hora} = 38.75 \text{ m}^3$ sueltos/hora

En el frente existen dos cambios laterales, el que está en operación, está a 50 mts. del frente de trabajo, el restante está a la espera de su colocación.

Se tienen en el trayecto cambios fijos a 700 mts. de distancia.

El tiempo de descarga de los trenes es muy pequeño.

Se propone utilizar 4 locomotoras y 40 vagonetas para la rezaga.

PERSONAL NECESARIO PARA LA REZAGA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	\$199.00
1 Cabo	\$211.00	\$211.00
1 Op. de Rezagadora	\$180.00	\$180.00
1 Ayudante de Op. de Rez.	\$151.00	\$151.00
4 Operadores de Locom.	\$160.00	\$640.00
4 Ayudantes de Op. de Locom.	\$151.00	\$604.00
0.5 Checador de Actividades	\$161.00	\$ 80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	\$272.50
	TOTAL	\$ 2,338.00

Para avanzar 2.90 mts. se gasta de mano de obra en la rezaga
\$2,338.00

PERSONAL NECESARIO PARA TOPO-
GRAFIA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Topógrafo	\$414.00	\$414.00
1 Aux. de Topógrafo	\$184.00	\$184.00
1 Cadenero	\$198.00	\$198.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$934.00

Para un avance de 2.90 mts. se tiene un gasto de mano de obra de topografía de \$934.00

Para los 2,030 mts. de longitud del frente se tendrán \$982,568.00

PERSONAL NECESARIO PARA MANTENIMIENTO
DE VIA E INSTALACION DE CAMBIOS

LATERALES

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Cabo	\$211.00	\$211.00
4 Rieleros	\$166.00	\$640.00
4 Peones	\$138.00	\$552.00
	TOTAL	\$ 1,403.00

Para los 3,050 mts. del frente \$1'475,956.00

PERSONAL NECESARIO PARA VENTILACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Soldador	\$199.00	\$199.00
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
2 Ayudantes	\$151.00	\$302.00
	TOTAL	\$710.00

Para los 3,050 mts. del frente \$746,920.00

PERSONAL NECESARIO PARA AGUA DE BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Bombero	\$160.00	\$160.00
1 Tubero	\$160.00	\$160.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$458.00

Para los 3,050 mts. del frente \$481,816.00

PERSONAL NECESARIO PARA ILUMINACION DEL TUNEL

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
1 Ayudante	\$151.00	\$151.00
2 Peones	\$138.00	\$276.00
	TOTAL	\$636.00

Para los 3,050 mts. del frente : \$669,072.00

Resumen de Mano de Obra necesaria para el frente 3.

Barrenación Carga y Disparo	\$3,390.596.00
Rezaga	2,459.576.00
Topografía	982,568.00

Vfa	\$1'475,956.00
Ventilación	746.920.00
Bombeo	481,816.00
Iluminación	<u>669,072.00</u>
	\$ 10'206,504.00

Por metro lineal de excavación \$3,346.39

MANO DE OBRA NECESARIA Y VALORIZADA

FRENTE 1 Y 2

Estos frentes trabajan en forma de péndulo y se programa que tendrán un avance de 1.5 voladuras por turno.

La longitud de estos frentes es de 2,750 mts.

Avance en los dos frentes por día $2.90 \times 1.5 = 4.35$ mts.

Para excavar 2,750 mts. es necesario trabajar $\frac{2,750}{4.35} = 633$ días
es decir 1,266 turnos.

PERSONAL NECESARIO POR TURNO DE BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	\$ 199.00
1 Cabo	\$211.00	\$ 211.00
3 Perforistas	\$179.00	\$ 537.00

- 7. -

Categoría	Sueldo Unitario	Total
4 Ayudantes de Perf.	\$151.00	\$604.00
4 Peones	\$138.00	\$552.00
0.5 Checador de Act.	\$161.00	80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	\$272.50
	TOTAL	\$2,456.00

Mano de Obra por turno : \$ 2,456.00

Mano de Obra total necesaria : \$ 3'109,296.00

REZAGA. -

Rendimiento del cargador 22 m³/hr.

Material excavado en banco por voladura = 107.3 m³

Abundamiento y sobreexcavación 55%

Material por rezagar en cada voladura = 107.3 x 1.55 = 166.32 m³
suelos

El cargador descarga en dumptrors de 18 ton.

Se supone un peso específico del material de 1.6 ton/m³

Con este dato se tiene el volumen que se carga en cada dumptror:

$$\frac{18}{1.6} = 11.25 \text{ m}^3$$

Para rezagar los 166.32 m³ se necesitan $\frac{166.32}{11.25} = 15$ ciclos
del cargador.

Distancia máxima de acarreo : 1,450 mts.

Se proponen 6 dumpyors al estar a la máxima distancia.

PERSONAL NECESARIO PARA LA REZAGA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	\$199.00
1 Cabo	\$211.00	\$211.00
1 Operador de Cargador	\$180.00	\$180.00
1 Ayudante de Op. de Carg.	\$151.00	\$151.00
6 Operadores de Dumptor	\$180.00	1,080.00
6 Aytes. de Op. de Dumptor	\$151.00	906.00
0.5 Checador de Actividades	\$161.00	80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	272.50
	TOTAL	\$ 3,080.00

Mano de obra por turno = \$3,080.00

Mano de obra total necesaria = \$ 3'899,280.00

PERSONAL NECESARIO PARA TOPOGRAFIA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Topógrafo	\$414.00	\$414.00
1 Aux. de Topógrafo	\$184.00	\$184.00
1 Cadenero	\$198.00	\$198.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$934.00

Mano de Obra por turno : \$934.00
Mano de Obra Total necesaria : \$1,182,444.00

PERSONAL NECESARIO PARA VENTILACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Soldador	\$199.00	\$199.00
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
2 Ayudantes	\$151.00	\$302.00
	TOTAL	\$710.00

Mano de Obra por turno : \$710.00
Mano de Obra Total necesaria : \$ 898,860.00

PERSONAL NECESARIO PARA EL SUMINISTRO DE AGUA DE
BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Bombero	\$160.00	\$160.00
1 Tubero	\$160.00	\$160.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$458.00

Mano de Obra por turno : \$458.00
Mano de Obra Total necesaria: \$579,828.00

PERSONAL NECESARIO PARA ILUMINACION DEL TUNEL

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
1 Ayudante	\$151.00	\$151.00
2 Peones	\$138.00	\$276.00
	TOTAL	\$636.00

Mano de Obra por turno : \$636.00

Mano de Obra Total necesaria : \$805,176.00

RESUMEN DE LA MANO DE OBRA REQUERIDA EN LOS FRENTES

UNO Y DOS

Barrenación	3'109,296.00
Rezaga	3'899,280.00
Topografía	1'182,444.00
Ventilación	898,860.00
Bombeo	579,828.00
Iluminación	805,176.00
	<u>\$10'474,884.00</u>

Por metro lineal de excavación : $\frac{10,474,884.}{2,750} = \underline{\underline{3,809.04}}$

EQUIPO NECESARIO Y VALORIZACION FRENTE NO. 3

4 Perforadoras Atlas Copco BBC 100 B

Requerimiento unitario de aire : 266 PCM

Requerimiento total de aire : $4 \times 266 = 1,064$. PCM

Factor de eficiencia 70%

Suministro necesario de aire : $\frac{1,064}{0.70} = \underline{1,520 \text{ PCM}}$

1 Rezagadora Atlas Copco LM 250 H

Requerimiento de aire 425 PCM

Factor de eficiencia; 70%

Suministro necesario de aire : $\frac{425}{0.70} = \underline{607.14 \text{ PCM}}$

Para abastecer los 1,520 PCM, se proponen 3 compresores de 600 PCM.

4 Locomotoras

40 Vagonetas

1 Jumbo de barrenación de 4 brazos.

VALORIZACION. -

Avance por mes : 120 mts.

Perforadoras:

Renta \$20,000./mes

Por cuatro perforadoras : \$80,000./mes

Costo por metro de excavación : $\frac{80,000.}{120} = 666.67$

Rezagadora:

Renta \$57,000.00/mes

$$\text{Costo por metro de excavación} : \frac{5,700}{120} = 475.00$$

Locomotora:

Renta \$39,050/mes.

Por cuatro locomotoras : 156,200./mes

$$\text{Costo por metro de excavación} : \frac{156,200.}{120} = 1,301.66$$

Compresores:

Renta \$38,800./mes

Por tres compresores : \$116,400./mes

$$\text{Costo por metro de excavación} : \frac{116,400.}{120} = 970.00$$

Vagonetas:

Renta \$4,500.00/mes

Por cuarenta vagonetas \$180,000./mes

$$\text{Costo por metro de excavación} : \frac{180,000.}{120} = 1,500.00$$

Jumbo de Barrenación de Cuatro Brazos:

Renta \$112,000./mes

$$\text{Costo por metro lineal de excavación} : \frac{112,000.}{120} = \underline{933.33}$$

RESUMEN DEL COSTO DE LA MAQUINARIA POR METRO LINEAL
DE EXCAVACION

Perforadoras	666.67
Rezagadoras	475.00
Locomotoras	1,301.66
Compresores	970.00
Vagonetas	1,500.00
Jumbo de Barrenación	933.33
T O T A L	<u>5,846.66</u>

EQUIPO NECESARIO Y VALORIZACION FRENTE UNO Y DOS

3 Perforadoras Atlas Copco BBC 100 B

Requerimiento unitario de aire 266 PCM

Requerimiento total de aire : 798 PCM

Factor de eficiencia : 70%

Suministro de aire: $\frac{798}{0.70} = 1,140$ PCM

Para abastecer los 1,140 PCM se proponen 2 compresores de 600 PCM.

1 Cargador CAT . 930 L

6 Dumptrors

1 Jumbo de barrenación de tres brazos

VALORIZACION, -

Avance por mes : 160 mts.

Perforadoras:

Renta \$20,000./mes

Por tres perforadoras \$60,000./mes

Costo por metro de excavación : $\frac{60,000.}{160} = 375.00$

Cargador Cat 930

Renta \$87,000/mes

Costo por metro de excavación : $\frac{87,000.}{160} = 543.75$

Compresores:

Renta : \$38,800./mes

Por dos compresores \$77,600/mes

Costo por metro de excavación : $\frac{77,600.}{160} = 485.00$

Dumptors:

Renta : \$56,000./mes

Por seis dumptors : \$336,000/mes

Costo por metro de excavación : $\frac{336,000.}{160} = 2,100.00$

Jumbo de Barrenación de Tres Brazos:

Renta: \$ 139,000./mes

Costo por metro de excavación : $\frac{139,000.}{160} = 868.75$

RESUMEN DEL COSTO DE MAQUINARIA POR METRO LINIAL
DE EXCAVACION

Perforadoras	375.00
Cargador	543.75
Compresores	485.00
Dumptors	2,100.00
Jumbo de Barrenación	<u>868.75</u>
TOTAL	4,372.50

EQUIPOS DE APOYO

VENTILACION, -

Cada 400 mts. se colocará un ventilador de 2 x 20 H.P. y la ventilación se hará por medio de un tubo de ventilación Ventiflex de 1.20 m. de diámetro.

FRENTE NO. 3

Ventiladores necesarios : $\frac{3,050}{400} = 7$

Renta mensual : 2,890/mes

*

$$\text{Importe Total : } 2,890 \times 7 = 20,230.00$$

$$\text{Por metro lineal de excavación} = \frac{20,230.}{120} = 168.58$$

FRENTES NO. 1 Y 2

$$\text{Ventiladores necesarios : } \frac{2,750}{400} = 6$$

$$\text{Renta mensual: } 2,890. / \text{mes}$$

$$\text{Importe Total: } 2,890 \times 6 = 17,340.00$$

$$\text{Por metro lineal de excavación} = \frac{17,340}{160} = 108.38$$

DRENAJE:

Se instala una bomba de 50 H.P. en un cárcamo que se localiza en el punto donde confluyen los tramos en el túnel de acceso.

$$\text{Renta mensual de la bomba : } \$4,620.00$$

$$\text{Avance mensual} = 80 + 80 + 120 = 280 \text{ mts.}$$

$$\text{Por metro lineal de excavación : } \frac{4,620}{280} = 16.50$$

Agua de Barrenación:

Se necesita para este efecto una bomba de 2" Ø

FRENTE NO. 3

$$\text{Renta mensual de la bomba } \$4,620.00$$

$$\text{Por metro lineal de excavación : } \frac{4,620.}{120} = 38.50$$

Agua de Barrenación	38.50
Suministro de energía eléctrica	184.25
Parte Prop. de drenaje	7.07
	<hr/>
	398.40

REQUERIMIENTOS DE ENERGIA ELECTRICA

Se tendrán transformadores a cada kilómetro de distancia.

ILUMINACION. -

Con lámparas de 500watts con separaciones de 7 mts.

En un kilómetro se instalan : $\frac{1000}{7} = 142.85$ lámparas

Requerimiento por iluminación : $142.85 \times 500 = 714.25$ watts =

71,425. KVA

VENTILACION. -

Con ventiladores de 2 x 20 H.P cada 400 mts. en un kilómetro se colocan $\frac{1000}{400} = 2.5$ ventiladores que consumen $2.5 \times 2 \times 20 = 100$ H.P. 74,600 watts = 74.6 KVA.

DRENAJE. -

Una bomba de 50 H.P = 37,300 watts = 37.3 KVA

AGUA DE BARRENACION . -

Una bomba de 20 H.P = 14,920 watts = 14.92 KVA

RESUMEN DE REQUERIMIENTOS DE ENERGIA
ELECTRICA EN LOS FRENTES

Iluminación	71,425 KVA/km
Ventilación	<u>74,600 KVA/km</u>
	146,025 KVA/km
Agua de Barrenación	<u>14,920</u>
	160,945

Factor de eficiencia : 80%

$$\text{Requerimiento } 160,945 + \frac{160,945}{0.80} = 362 \text{ KVA}$$

FRENTES NOS. 1 Y 2

Ventilación	108.38
Agua de Barrenación	28.88
Suministro de energía eléctrica	138.19
Parte proporcional de drenaje.	<u>9.43</u>
	284.88

RESUMEN TOTAL DE EQUIPO

FRENTE NO. 3

Básico	5,846.66
Apoyo	<u>398.40</u>
Total	6,245.06

FRENTES NOS. 1 Y 2

Básico	4,372.50
Apoyo	<u>284.88</u>
	4,657.38

MATERIALES NECESARIOS

DINAMITA. -

Cantidad de Obra por ejecutar : = 5,800. mts.

Volumen por metro lineal de excavación 37 m³

Volumen total de excavación: 214,600. m³

Con avance de 2.90 mts. por voladura se requieren 2,000 voladu

Alternativa No. 1 (Broca de 1 7/8")

Coefficiente de carga : 1.64 kg/m³

FRENTE NO. 1 Y 2

Renta mensual de la bomba \$4,620.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{4,620.}{160} = 28.88$

TRANSFORMADORES NECESARIOS. -

FRENTE NO. 3

Con un transformador cada kilómetro se necesitan 3 transformadores de 40 KVA.

Renta mensual de un transformador de 400 KVA = 7,370 /mes

Por tres transformadores 7,370 x 3 = 22,110/mes

Por metro lineal de excavación : $\frac{22,110.}{120} = 184.25$

FRENTES NOS. 1 Y 2

Se necesitan para estos frentes $\frac{2,750}{1,000} = 2.75 = 3$ transformadores de 400 KVA.

Renta mensual de un transformador de 400 KVA = 7,370/mes

Por tres transformadores : 7,370 x 3 = 22,110/mes

Por metro lineal de excavación : $\frac{22,110}{160} = 138.19$

RESUMEN DEL EQUIPO DE APOYO

FRENTE NO. 3

Ventilación

168.58

Dinamita necesaria : $214,600 \times 1.64 = \underline{351,944 \text{ kgs.}}$

Alternativa No. 2 (Broca de 37 mm)

Coefficiente de carga 1.29 kg/m^3

Dinamita necesaria : $214,600 \times 1.29 = \underline{276,834 \text{ kgs.}}$

ACERO DE BARRENACION

Alternativa NO. 1 (Broca de 1 7/8")

Coefficiente de barrenación : 1.85 m/m^3

Barrenación necesaria : $1.85 \times 214,600 = 397,010 \text{ metros}$

Alternativa No. 2 (Broca de 37 mm)

Coefficiente de barrenación : 2.12 m/m^3

Barrenación necesaria : $2.12 \times 214,600 = 454,952 \text{ metros}$

ESTOPINES. -

Alternativa No. 1

Modelo	Cantidad
Instantaneo	2,000
MS 100	2,000
MS 150	2,000
MS 200	2,000
MS 250	2,000

Modelo	Cantidad
MS 300	2,000
AC 1	8,000
AC 2	8,000
AC 3	8,000
AC 4	8,000
AC 5	12,000
AC 6	16,000
AC 7	16,000
AC 8	6,000
AC 9	30,000
TOTAL	<u>124,000</u>

Alternativa No. 2

Modelo	Cantidad
Instantaneo	2,000
MS 50	2,000
MS 100	2,000
MS 150	2,000
MS 200	2,000
MS 250	2,000
MS 300	8,000

Modelo	Cantidad
AC 1	8,000
AC 2	8,000
AC 3	8,000
AC 4	10,000
AC 5	12,000
AC 6	12,000
AC 7	20,000
AC 8	10,000
AC 9	34,000
	<hr/>
	142,000

VALORIZACION DE MATERIALES

ALTERNATIVA NO. 1

Dinamita necesaria: 351,944 kgs.

Precio por kilo ; \$30.00

Importe total \$ 10,558.320.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{10.558.320}{5,800} = \underline{1.820.40}$

Barrenación Necesaria: 397,010 mts.

Vida útil del acero de barrenación : 200 mts.

Barras necesarias : $\frac{397,010}{200} = 1,985$

Precio por barra : \$8000.00

Importe Total : 8,000 x 1,985 = \$15,880,000.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{15,880,000}{5,800} = \underline{2,737.93}$

ESTOPINES NECESARIOS : 124,000

Precio por pieza: \$15.00

Importe Total : 124,000 x 15 = 1'860,000.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{1,860,000}{5,800} = \underline{320.69}$

RESUMEN DE COSTO DE MATERIALES ALTERNATIVA NO. 1

POR METRO LINEAL

Dinamita	1,820.40
Acero de Barrenación	2,737.93
Estopines	<u>320.69</u>
TOTAL	4,879.02

ALTERNATIVA NO. 2

Dinamita Necesaria : 276,834 kgs.

Precio por kilo : \$30.00

Importe Total \$8'305,020.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{8'305,020.}{5,800} = \underline{1,431.90}$

Barrenación Necesaria : 454,952 mts.

Vida útil del acero de barrenación : 150 mts.

Barras necesarias : $\frac{454,952}{150} = 3,033$

Precio por barra : \$2,500.00

Importe Total : 2,500 x 3,033 = 7'582,500.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{7'582,500}{5,800} = 1,307.33$

Estopines Necesarios : 142,000

Precio por pieza : \$15.00

Importe Total 142,000 x 15 ; 2'130,000.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{2'130,000}{5,800} = \underline{367.24}$

RESUMEN DE COSTO DE MATERIALES ALTERNATIVA NO. 2
POR METRO LINEAL FRENTE UNO Y DOS

Dinamita	1,431.90
Acero de Barrenación	1,307.33
Estopines	367.24
Tubo de Ventilación	550.00
Tubo de Agua	95.99
Lámparas	64.30
	<hr/>
	3,816.76

MATERIALES DE APOYO

TUBO DE VENTILACION:

Frente No. 3

Longitud del Frente: 3,050 mts.

Precio del tubo de ventilación : \$550/ml

Importe Total : \$1'677,500.00

Frentes Nos. 1 y 2

Longitud : 2,750 mts.

Precio del tubo de ventilación \$550/ml

Importe Total : 1'512,500.00

TUBERIA PARA AGUA DE BARRENACION DE 2" Ø

Frente No. 3

Longitud del Frente: 3,050 mts.

Precio del tubo de 2" Ø : \$95.99/ ml.

Importe Total: \$292,769.50

Frentes Nos. 1 y 2

Longitud: 2,750

Precio del tubo de 2" Ø : \$95.99/ml

Importe Total : \$263,972.50

ILUMINACION. -

Precio de una lámpara reflector de 500 watts : \$450.00

Frente No. 3

Lámparas necesarias : $\frac{3,050}{7} = 436$

Importe Total : $436 \times 450 = 196,200.00$

Importe por metro lineal de excavación : $\frac{196,200}{3,050} = 64.33$

Frentes Nos. 1 y 2

Lámparas necesarias : $\frac{2,750}{7} = 393$

Importe Total : $393 \times 450 = 176,850.00$

Importe por metro lineal de excavación :

$\frac{176,850}{2,750} = 64.30$

FRENTE NO. 3

VIA. -

El frente No. 3 tiene sistema de rezaga en equipo sobre vña, por lo que se detendrán rieles de 60 lbs. en tramos de 9.15 mts.

Longitud del Frente : 3,050 mts.

$$\text{Tramos necesarios : } \frac{3,050}{9.15} = 334$$

$$\text{Rieles necesarios : } 334 \times 2 = 668$$

VALORIZACION. -

Precio de un riel : \$2,536.50

Importe Total : 2,536.50 x 668 = 1'694,382.00

Precio por metro lineal : $\frac{1'694.382}{3,050} = 555.54$

MATERIALES PARA EL FRENTE NO. 3

- POR METRO LINEAL

ALTERNATIVA NO. 2

Dinamita	1,431.90
Acero de Barrenación	1,307.33
Estopines	367.24
Vía	555.54
Tubo de Ventilación	550.00
Tubo de Agua	95.99
Lámparas	64.33
	<hr/>
	4,372.33

41

ELABORACION PROFORMA

AVANCES PROGRAMADOS :

F - 1 , F - 2 : 80 m/mes
 F - 3 : 80 m/mes 3 meses
 120 m/mes 23.5 meses

VALORIZACIONES

FRENTE NO. 3

Mes	Mano de Obra	Maquinaria	Materiales Alternativa 2
3	267,711.20	499,604.80	349,786.40
4	267,711.20	499,604.80	349,786.40
5	267,711.20	499,604.80	349,786.40
6	401,566.80	749,407.20	524,679.60
7	401,566.80	749,407.20	524,679.60
8	401,566.80	749,407.20	524,679.60
9	401,566.80	749,407.20	524,679.60
10	401,566.80	749,407.20	524,679.60
11	401,566.80	749,407.20	524,679.60
12	401,566.80	749,407.20	524,679.60
13	401,566.80	749,407.20	524,679.60
14	401,566.80	749,407.20	524,679.60
15	401,566.80	749,407.20	524,679.60
16	401,566.80	749,407.20	524,679.60
17	401,566.80	749,407.20	524,679.60
18	401,566.80	749,407.20	524,679.60
19	401,566.80	749,407.20	524,679.60
20	401,566.80	749,407.20	524,679.60
21	401,566.80	749,407.20	524,679.60
22	401,566.80	749,407.20	524,679.60
23	401,566.80	749,407.20	524,679.60
24	401,566.80	749,407.20	524,679.60
25	401,566.80	749,407.20	524,679.60
26	401,566.80	749,407.20	524,679.60
27	401,566.80	749,407.20	524,679.60
28	401,566.80	749,407.20	524,679.60
29	401,566.80	749,407.20	524,679.60
30	200,783.40	374,703.60	262,389.80

FRENTE NO. 1

Mes	Mano de Obra	Maquinaria	Materiales Alternativa 2
13	304,723.20	372,590.40	305,340.80
14	304,723.20	372,590.40	305,340.80
15	304,723.20	372,590.40	305,340.80
16	304,723.20	372,590.40	305,340.80
17	304,723.20	372,590.40	305,340.80
18	304,723.20	372,590.40	305,340.80
19	304,723.20	372,590.40	305,340.80
20	304,723.20	372,590.40	305,340.80
21	304,723.20	372,590.40	305,340.80
22	304,723.20	372,590.40	305,340.80
23	304,723.20	372,590.40	305,340.80
24	304,723.20	372,590.40	305,340.80
25	304,723.20	372,590.40	305,340.80
26	304,723.20	372,590.40	305,340.80
27	304,723.20	372,590.40	305,340.80
28	304,723.20	372,590.40	305,340.80
29	152,361.60	186,295.20	152,670.40

✓ 43

FRENTE NO. 2

Mes	Mano de Obra	Maquinaria	Materiales Alternativa 2
13	304,723.20	372,590.40	305,340.80
14	304,723.20	372,590.40	305,340.80
15	304,723.20	372,590.40	305,340.80
16	304,723.20	372,590.40	305,340.80
17	304,723.20	372,590.40	305,340.80
18	304,723.20	372,590.40	305,340.80
19	304,723.20	372,590.40	305,340.80
20	304,723.20	372,590.40	305,340.80
21	304,723.20	372,590.40	305,340.80
22	304,723.20	372,590.40	305,340.80
23	304,723.20	372,590.40	305,340.80
24	304,723.20	372,590.40	305,340.80
25	304,723.20	372,590.40	305,340.80
26	304,723.20	372,590.40	305,340.80
27	304,723.20	372,590.40	305,340.80
28	304,723.20	372,590.40	305,340.80
29	304,723.20	372,590.40	305,340.80
30	304,723.20	372,590.40	305,340.80

#

Con los datos obtenidos anteriormente estamos en posibilidad de elaborar nuestro proforma; para esto se vacían mes con mes en una forma que podrá ser como lo que se muestra en el anexo 2. Esta información nos indica el costo de obra esperado.

Analizamos posteriormente la obra por ejecutar ó sea, como en el caso del ejemplo avanzaremos 80 m/mes en los frentes 1 y 2 y en el frente 3, 80 m/mes en los primeros 3 meses y 120m/mes en los 23.5 meses resultantes de la obra, multiplicando por el precio ó precios unitarios obtendremos el importe de la obra por ejecutar. (Anexo 3)

Comparando el costo con la obra por ejecutar sabremos los resultados a esperarse, así como las necesidades de financiamiento a lo largo de la obra. (Anexo 4)

Los proformas deben de ser elaborados de una manera sistemática, ya sea trimestralmente o cada seis meses para que se corrijan y perfeccionen.

Con el proforma podremos tener la planeación administrativa de la obra y empezar a trabajar. Otra de las funciones que nos va a desarrollar el proforma es la de control, como veremos más adelante.

Responsible :

Concepto	Mes 13		Mes 14		Mes 15		Mes 16	
	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real
Mano de Obra	305		305		305		305	
Materiales	373		373		373		373	
Maquinaria	305		305		305		305	
Fletes	50		50		50		50	
Gast. x Amortizar	20		20		20		20	
Sum. Costo Directo	1033		1033		1033		1033	
Gast. Grals. Obra	60		60		60		60	
Total Cost. Obra	1093		1093		1093		1093	

ANEXO 2 45

Responsable :

Concepto	Mes 13 Proforma	Real	Mes 14 Proforma	Real	Mes 15 Proforma	Real	Mes 16 Proforma	Real
Mano de Obra	305		305		305		305	
Materiales	305		305		305		305	
Maquinaria	373		373		373		373	
Fletes	50		50		50		50	
Gastos x Amortizar	20		20		20		20	
Suma Costo Directo	1053		1053		1053		1053	
Gastos Grals. Obra	60		60		60		60	
Total Costo Obra	1113		1113		1113		1113	

ANEXO 2

Concepto	Mes Proforma	13 Real	Mes Proforma	14 Real	Mes Proforma	15 Real	Mes Proforma	16 Real
Mano de Obra	402	-	402		402		402	
Materiales	525		525		525		525	
Maquinaria	749		749		749		749	
Fletes	100		100		100		100	
Gastos x Amortizar	50		50		50		50	
Suma Costo Directo	1820		1820		1820		1820	
Gastos Grals. Obra	150		150		150		150	
Total Costo Obra	1976		1976		1976		1976	

P R O F O R M A
OBRA POR EJECUTAR

Concepto	Fte.	Longitud total	P. U. por ml	Rendimiento	Mes 13	Mes 14	Mes 15	Mes 16
Excavación	1	1,310	20,000	80	1'600,000	1'600,000	1'600,000	1'600,000
Excavación	2	1,440	20,000	80	1'600,000	1'600,000	1'600,000	1'600,000
Excavación	3	3,050	20,000	120	2'400,000	2'400,000	2'400,000	2'400,000
TOTAL		5,800			5'600,000	5'600,000	5'600,000	5'600,000

ANEXO 3

M E S	Obra por Ejecutar		Costo Directo		Gastos Grals. Obra		Resultado en Obra --	
	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real
13	5'600		4'182		270		1'148	
14	5'600		4'182		270		1'148	
15	5'600		4'182		270		1'148	
16	5'600		4'182		270		1'148	

ANEXO 4





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

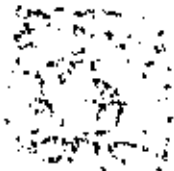


CONSTRUCCION DE TUNELES

EXCAVACIONES EN ROCA

ING. JORGE GAMBOA CH.

JUNIO, 1979



1954
OCTOBER 1954

EXCAVACIONES EN ROCA.

TUNELES CON TOPO MECANICO (MOLE)

000 1

GENERALIDADES.

En la construcción de túneles, sin el uso de explosivos, se usan generalmente 3 tipos de máquinas perforadoras, para diámetros que varían desde 3.00 a 9.00 m.

Una denominada ESCUDO, se usa generalmente en suelos blandos con poca cohesión, tiene una cabeza giratoria con elementos de corte reemplazables que efectúan el arranque del material. La cabeza es empujada por medio de gatos hidráulicos hacia el frente y el cuerpo de la máquina se encuentra protegido por un cilindro metálico que desliza contra las paredes de la excavación a medida que ésta se realiza.

Debido a la naturaleza de los terrenos en que los escudos son usados, es casi siempre necesario el ir soportando el túnel a medida que la perforación progresa. La forma más usual de soporte provisional o ademe es por medio de dovelas, generalmente de concreto, que van siendo colocadas formando anillos sucesivos a muy poca distancia de la parte posterior del cilindro metálico de protección. Los gastos de empuje longitudinal se apoyan en dichos anillos.

Un segundo tipo, corresponde a las máquinas con pluma y cortador en su extremo; éstas se verán al final. Por ahora nos ocupamos del 3er. tipo, la tunelera llamada TOPO.

TOPO MECANICO 6 MOLE.

Cuando el material por atacar consiste en una roca competente y buena capacidad para autosoportarse, máquinas perforadoras de agarre lateral son usadas. Las paredes de la excavación deben tener la capacidad de carga necesaria para soportar el empuje de los gatos de agarre que permiten el empuje longitudinal sobre la cabeza giratoria de la perforadora.

A este tipo de máquinas se les conoce con el nombre genérico de TOPOS (Mole en inglés).

Un topo consiste básicamente en lo siguiente:

Un cuerpo metálico muy robusto que se atraca contra las paredes de la excavación por medio de gatos hidráulicos; una cabeza giratoria con un número variable de cortadores troncocónicos, que también giran sobre su propio eje; un sistema de gatos que producen una presión de los cortadores de la cabeza giratoria sobre la frente que está atacando.

El giro de la cabeza se efectúa por medio de motores, eléctricos o hidráulicos, que accionan sobre una corona ligada a la cabeza por medio de una flecha.

En la mayor parte de los topos los motores se encuentran en la parte posterior, desplazándose junto con la cabeza al accionar los gatos de empuje, ya que la flecha pasa a través del cuerpo; en cada empuje el avance es de 55 a 60 cms.

El esquema No. 1 nos ilustra lo que se resumió antes.

Los cortadores que se encuentran en la cabeza presionan contra la frente girando su eje y produciendo un corte en la misma. La roca se rompe cuando el esfuerzo producido por el filo de un cortador excede al de ruptura de la misma.

Los cortadores pueden tener 1, 2 y hasta 7 pistas cortantes por lo que en la frente se tienen una serie de circunferencias de corte separados 2, 3, 5 ó más cms. - El producto -

del corte, en este caso la rezaga, está constituida por lajas y, dependiendo del tipo de roca, de un gran porcentaje de finos. Los cortadores perimetrales están protegidos por unos raspadores que están colocados delante de ellos e impiden una acumulación de material suelto, principalmente en el piso del túnel. La cabeza tiene unos cangilones que recogen la rezaga y la depositan en una banda transportadora, que se encuentra en la parte superior del topo, que la conduce hasta la zona de carga a las vagonetas o camiones, detrás del topo.

Una pantalla aísla la cabeza giratoria del cuerpo del topo para evitar en la medida de lo posible el polvo. Agua es rociada sobre la frente con el fin también de bajar la cantidad de polvo.

Actualmente existen varias empresas dedicadas a la fabricación de topos.

En Estados Unidos de Norteamérica se tienen:

Robbins, Wughes, Jarvo, Caldwell, Lawrence

En Europa:

Atlas Copco, Demag, Krupp, Wirth.

ELEMENTOS AUXILIARES.

El topo está provisto en su parte superior de una banda transportadora de rezaga que es cargada por medio de los cangilones de la cabeza y descarga en la tolva donde arranca otra banda transportadora, que puede aproximadamente ser de 100 m. de longitud, colocada sobre una estructura metálica formada por marcos transversales unidos entre sí. La estructura está provista de ruedas y va sobre rieles separados aproximadamente 2.00 m. (Anexo No. 2). La altura de los marcos es de 2.10 m. de manera que las vago-

netas extractoras de rezaga, que pueden ser de una capacidad de 10 m^3 en vía de 24" se colocan en número de 4 ó 5 dentro de la estructura y son cargadas a medida que van saliendo. Este sistema de carga de rezaga es bastante eficiente y puede utilizarse, y se utiliza, en un sistema convencional, en donde el topo es substituído por un Jumbo de barrenación - haciéndose la carga a la banda por medio de una rezagadora EIMCO o similar.

Aproximadamente a 10 m. de la parte posterior del topo se dispone de una estructura con brazos hidráulicos con el propósito de colocar el revestimiento del túnel, que puede estar formado por anillos de concreto reforzado, de 20 cms. de espesor y 1.25 m. de long., compuestos por 5 segmentos. En esta forma es posible llevar el revestimiento del túnel a 20 m. aprox. de la frente.

Toda la estructura que soporta la banda transportadora larga, así como el Jumbo erector de dovelas, transformadores, soldadoras, etc. es arrastrada por el topo - cuando este es colocado en posición de atacar (véase diagrama anexo 1). La energía eléctrica es conducida en 4160 volts hasta un transformador, que viaja con el topo, que la baja a 440 para alimentar los motores del mismo y otro que la baja a 110 para la iluminación - del remolque con la banda, y el uso de herramientas eléctricas.

Además de los motores que hacen girar la cabeza, se tienen motores para las bombas del sistema hidráulico que accionan los gatos de empuje y atraque, motoreductores de las bandas, y motor de la bomba de agua.

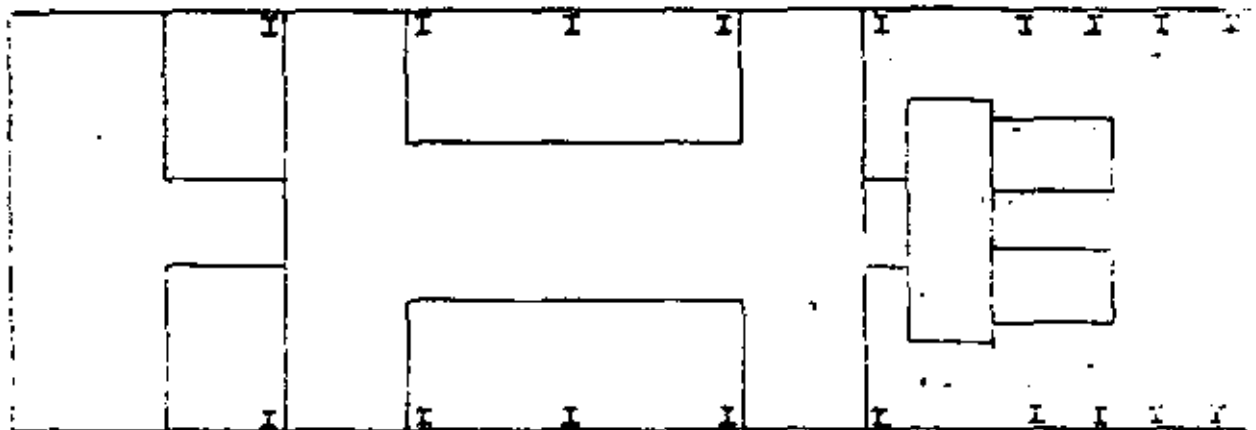
El operador del topo la coloca en posición por medio de los gatos de atraque y ataca haciendo girar la cabeza y empujándola contra la frente. El par de torsión debido al corte lo controla con el amperímetro de los motores de giro. El empuje -

con un manómetro en el que se indican la fuerza o la presión.

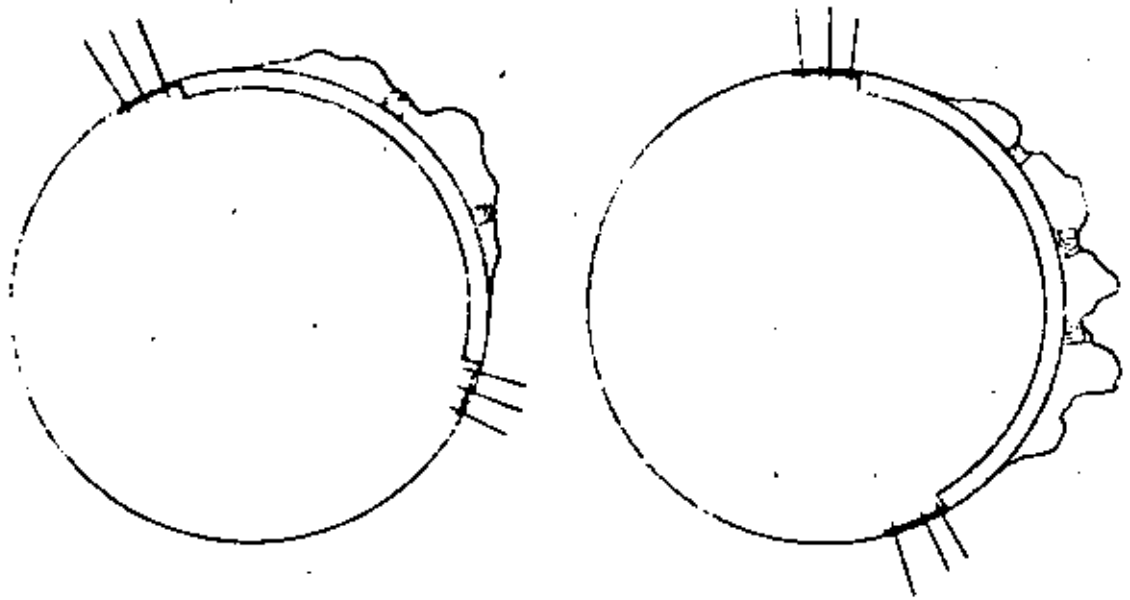
El alineamiento de la máquina se debe llevar por medio de un rayo Laser y es necesario tener operadores cuidadosos ya que al salirse de línea la máquina hoy que describir curvas grandes para no trastornar la operación de la banda transportadora larga. Además el topo tiene tendencia a desviarse hacia un lado preferente dependiendo del sentido de la rotación de la cabeza.

El polvo es extraído de la frente hasta un ciclón el cual es conectado a la tubería de succión que llega hasta el topo. El volúmen de aire movido es de 25.000 P.C.M. aproximadamente.

En el caso de presentarse alguna falla en el terreno pueden colocarse anillos circulares, casi siempre son suficientes perfiles I de 10 cm. (4"); deben ir en 4 segmentos para ser atornillados entre sí y puedan ser colocados unos en la zona ocupada por el topo, dejando espacio para el apoyo de las patas de atraque y colocando posteriormente anillos intermedios, si esto es necesario.



En muchas ocasiones es necesario colocar solamente parte del anillo, anclando sus extremos en la roca sana



En terrenos fracturados que producen piedras grandes, mayores por ejemplo de 25 cm., estas pueden atorarse rompiendo los congloneros o bien la tolva de la banda transportadora del topo.

Para minimizar los daños al sistema de rezaga es conveniente el poner una rejilla protectora que gire junto con la cabeza y que permita el paso de tamaños de roca que pueda asimilar el sistema de rezaga. Los cortadores sobresalen de esa rejilla más o menos 3 cms. Además es conveniente que por el sistema de rezaga pueda el mayor tamaño posible de roca.

En terrenos muy fracturados se ha ensayado una combinación de Escudo y Topo, al parecer con buenos resultados.

CORTADORES.

Se puede considerar a los cortadores como los elementos más importantes de la máquina.

En general hay 2 tipos de cortadores:

- 1.- Con anillos lisos con endurecimiento superficial.
- 2.- Con anillos insertos de carburo tungsteno.

En ambos casos el cuerpo del cortador es de acero forjado con dureza Rockwell 45 C y gira, sobre baleros, en una flecha sostenida en sus extremos por una sillota fija con la cabeza giratoria del topo (anexo No. 4.) El cortador es tronco cónico y su diámetro es variable (aprox. 25 cms.)

* Omitiendo los topes Atlas Copco y otros que tienen 3 ó 4 cabezas giratorias con insertos lijados pero reemplazables.

Los cortadores están colocados de modo que sus filos describan circunferencias concéntricas con la menor separación entre ellas (aprox. 2.5 cms.) Uno de los cortadores de forma especial queda en el centro.

En el caso del cortador con anillos estos pueden estar forjados de una pieza con el cuerpo del cortador ó bien pueden ser colocados en éste a presión y con puntos de soldadura. El número de anillos en un cortador puede variar de 1 a 5 ó más pero en cualquier caso su sección es triangular y el filo cortante es endurecido superficialmente hasta alcanzar una dureza de 62 Rockwell C.

Estos cortadores de anillo o disco se ven y operan como un cortador de vidrio, el empuje del cortador contra la cara de la roca hace saltar esquirlas o ambos lados.

Se usan principalmente en rocas suaves ó en circunferencias interiores de rocas medias ó duras.

Los cortadores con inserto de carburo tungsteno pueden a su vez ser de dos tipos:

Dentados, con insertos grandes, con forma parecida a los antes descritos ó con botones pequeños de carburo tungsteno. Estos cortadores causan la fractura creando esfuerzos concentrados muy altos en la punta del diente ó del botón. Los insertos se hacen en cuerpos forjados, mecánicos, de dureza 45 R.C. y las hileras de dientes ó botones varían entre 2 y 7.

De los cortadores, los que ocupan la posición más crítica son los de la periferia, ya que van formando la pared y la frente y son los que mayor velocidad lineal tienen pero pueden cambiarse a posiciones inferiores y ahí terminar su vida.

El cortador recibe una fuerza normal Q y al girar la cabeza ejerce sobre el terreno una fuerza cortadora C que es función de la primera. La fuerza C depende también de la distancia entre las diferentes circunstancias de corte descritas por los filos de los cortadores y de las propiedades mecánicas del terreno.

$$\text{El coeficiente de corte es igual a } K_c = \frac{C}{Q}$$

En donde Q es la fuerza normal por cortador, igual, aproximadamente, al empuje del topo entre el número de cortadores.

P.F. Rod (Journal of the Geotechnical, Engineering División, Sept. 75) ha encontrado los siguientes valores.

Roca	K_c
Mármol	0.063
Caliza.	0.066
Granito	0.054
Cuarzita	0.039

EVALUACION DE LOS TOPOS.

Para tener una idea de la capacidad de los topos se puede hacer uso de varias de sus características conocidas y comparar, por ejemplo el empuje, la potencia o el par de la cabeza giratoria con el diámetro del túnel; o bien calcular el consumo específico de energía contra el esfuerzo de ruptura a la compresión axial de una roca determinada.

La determinación del C. E. E. permite valorar también la capacidad de la misma máquina en diferentes rocas o provista de diferentes cortadores.

A continuación se detallan los diversos aspectos de la evaluación y se dan gráficas (Mellor y Hawkes) con valores obtenidos para diferentes máquinas europeas y americanas.

EMPUJE AXIAL

El valor de este empuje debe ser suficiente para que el filo o el botón rompan la roca. Dentro de los límites impuestos por el diseño de los cortadores la velocidad de perforación de un topo depende del empuje axial y de la velocidad de rotación de la cabeza.

La mayoría de las máquinas actuales tienen velocidad constante así, que, para una formación de roca de una calidad dada la velocidad de avance depende del empuje axial.

En la Fig. 1 se tiene el empuje axial máximo contra el diámetro de la frente, obtenido en un buen número de máquinas. Los valores en esta y las gráficas siguientes, han sido obtenidos en México.

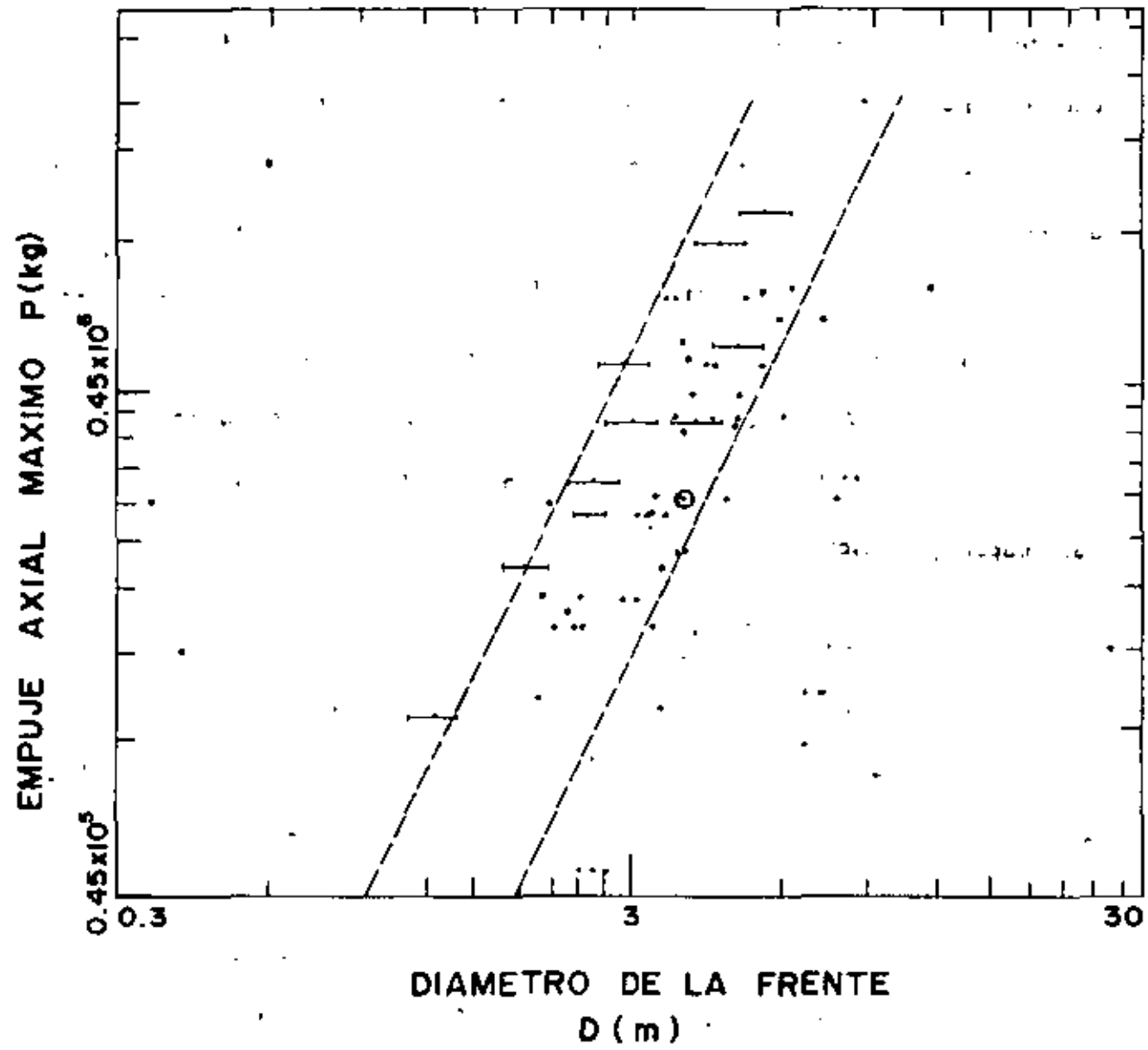


Fig. 1

DE LA FIGURA SE TIENE QUE

$E = K_E D^2$ en donde

E = Empuje en kgs.

D = DIAMETRO de la frente en m.

K_E = Constante de proporcionalidad que varia de 14600 kgs/m² en maquinas para roca blanda y 54000 kgs/m² para rocas muy duros

El empuje máxima por cortador se encuentra dividiendo el empuje total entre el número de cortadores; un valor usual de empuje por cortador es de más o menos 14000 kgs.

Potencia en la cabeza

Para romper la roca se necesita un empuje determinado y para hacerlo en forma continua se necesita que la cabeza gire, lo cual requiere potencia.

En conjunto el par de torsión y la velocidad de rotación determinan la potencia de la máquina.

Las velocidades de rotación generalmente constantes para una máquina dado, varían de acuerdo con su tamaño desde 1 o 2 R.P.M. en máquinas muy grandes hasta 12 RPM. en máquinas chicas; un valor usual en máquinas medianas es de 9 R.P.M.

En la figura 2 se indica el cabalaje disponible en la cabeza de la máquina, para un gran número de ellas, en relación con el diámetro de la frente de corte se obtiene la fórmula empírica.

$$P = K_p D^2$$

En donde

P = Potencia nominal en H.P.

K_p = constante de proporcionalidad con variación entre 20 y 70 kgs/cm²

PAR DE TORSION.

El par de torsión se puede obtener de

$$P = T N$$

POTENCIA NOMINAL DE LA
CABEZA CORTADORA H(hp)

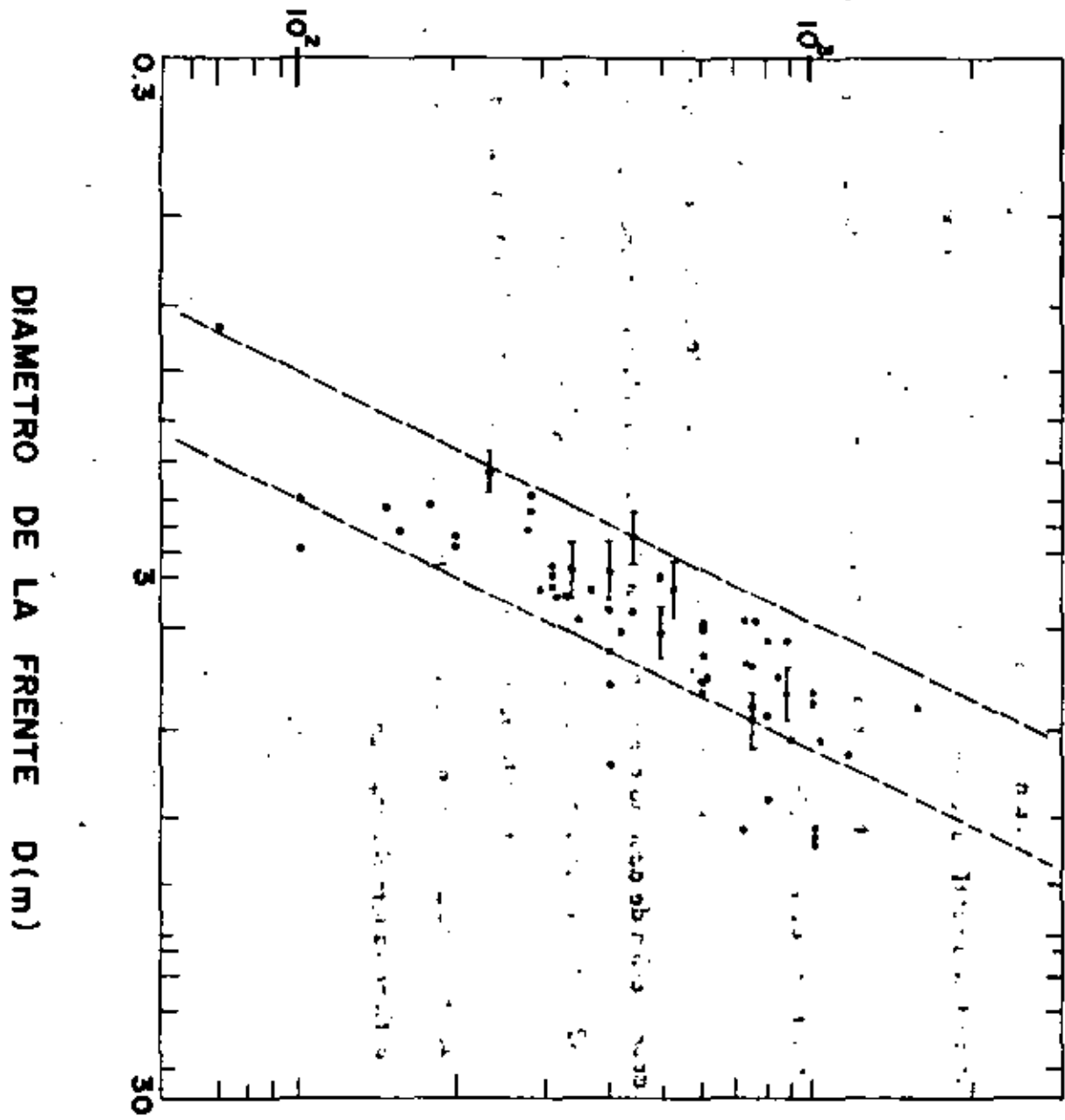


FIG. 2

en donde

T = Par de torsión kgs-m

N = Velocidad angular rad/seg.

P = Potencia en kgs.-m/seg

También de la observación en un gran número de maquinas se ha obtenido la grafica de la fig. 3 en donde se traza el par de torsión T como funcion del diámetro de la frente D

la ecuacion empirica correspondiente tiene la forma

$$T = K_T D^{2.3} \dots$$

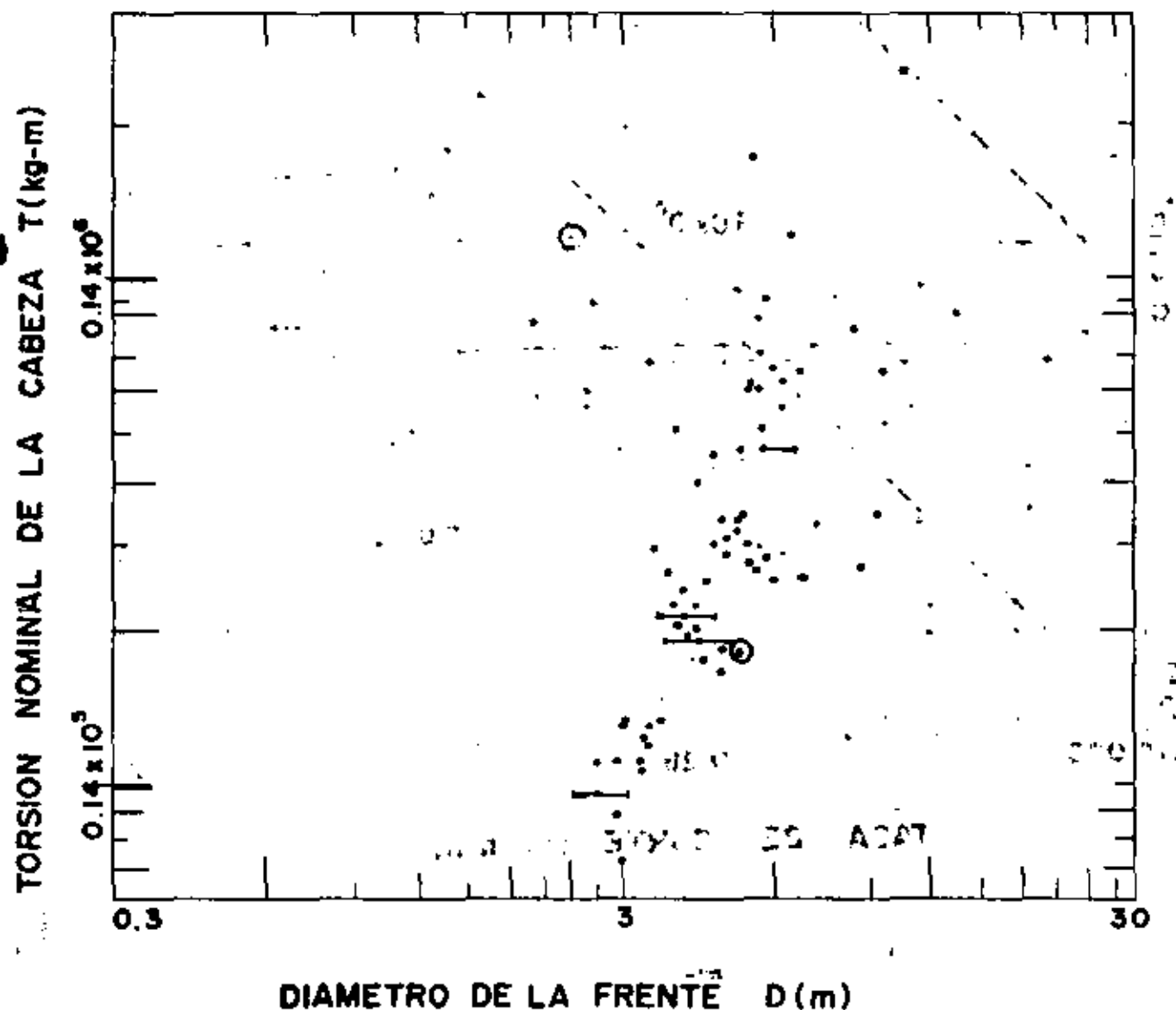
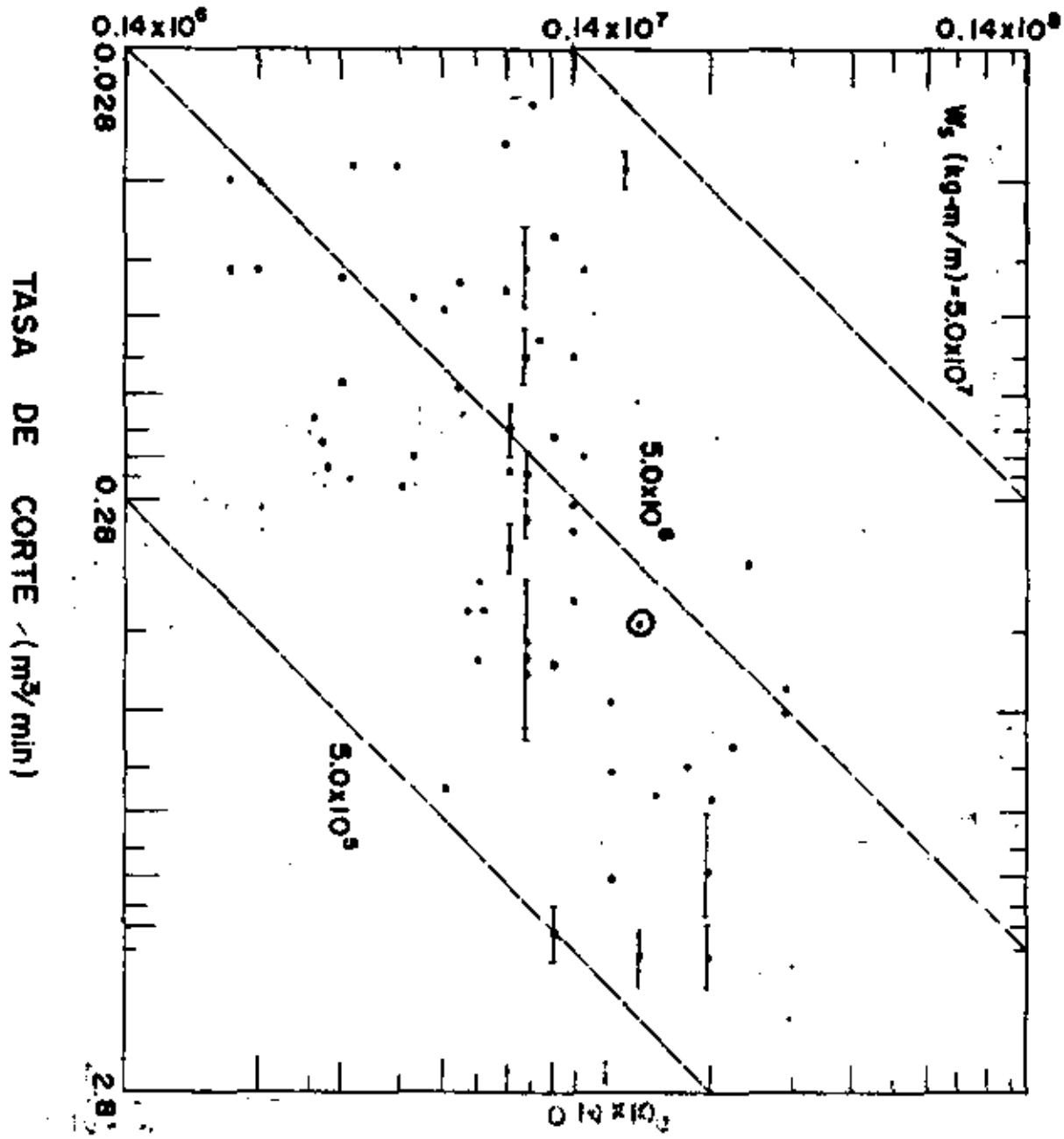


Fig. 3

TASA DE TRABAJO (kg-m/min)



TASA DE CORTE (m^3/min)

FIG. 4

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA.

De los factores más importantes para la calificación de los topas mecánicos, es el consumo específico de energía, esto es: la energía consumida al excavar un volumen unitario de roca.

Este valor puede obtenerse dividiendo la energía consumida por la rotación giratoria entre el volumen excavado, en un tiempo determinado. Usando un sistema consistente de unidades, la energía consumida en un minuto se daría en kgs-m/min. y el volumen excavado en m³/min., así que el consumo específico de energía tiene las unidades de esfuerzo Kgs/m².

En la Fig. 4 se tienen puntos correspondientes a máquinas en operación en un sistema cartesiano que tiene como abscisas los volúmenes cortados en m³/min. y como ordenadas el trabajo efectuado por minuto kgs-m/min. Las máquinas observadas por los autores de las gráficas tienen potencias que varían de 50 a 900 H.P. Las líneas diagonales corresponden a consumos específicos de energía de 5×10^5 , 5×10^6 y 5×10^7 kgs/m². Los puntos tienden a agruparse alrededor de la línea de los 5×10^5 kgs/m².

Una gráfica más interesante es la No. 5, en donde se comparan el consumo específico de energía en Kgs/cm² con esfuerzo de ruptura a la compresión axial de la roca atacada, en kgs/cm².

Las líneas diagonales corresponden a valores de un índice dado por el cociente del consumo específico de energía y el esfuerzo de ruptura a compresión simple de la roca, esto es $\frac{W_e}{\sigma_c}$; naturalmente este índice es adimensional, y en cierta forma

es un índice de rendimiento.

La mayor parte de los puntos caen dentro de los límites $\frac{W_e}{\sigma_c} = 3.0$
 $\gamma \frac{W_e}{\sigma_c} = 0.17$

GRAFICA 5.

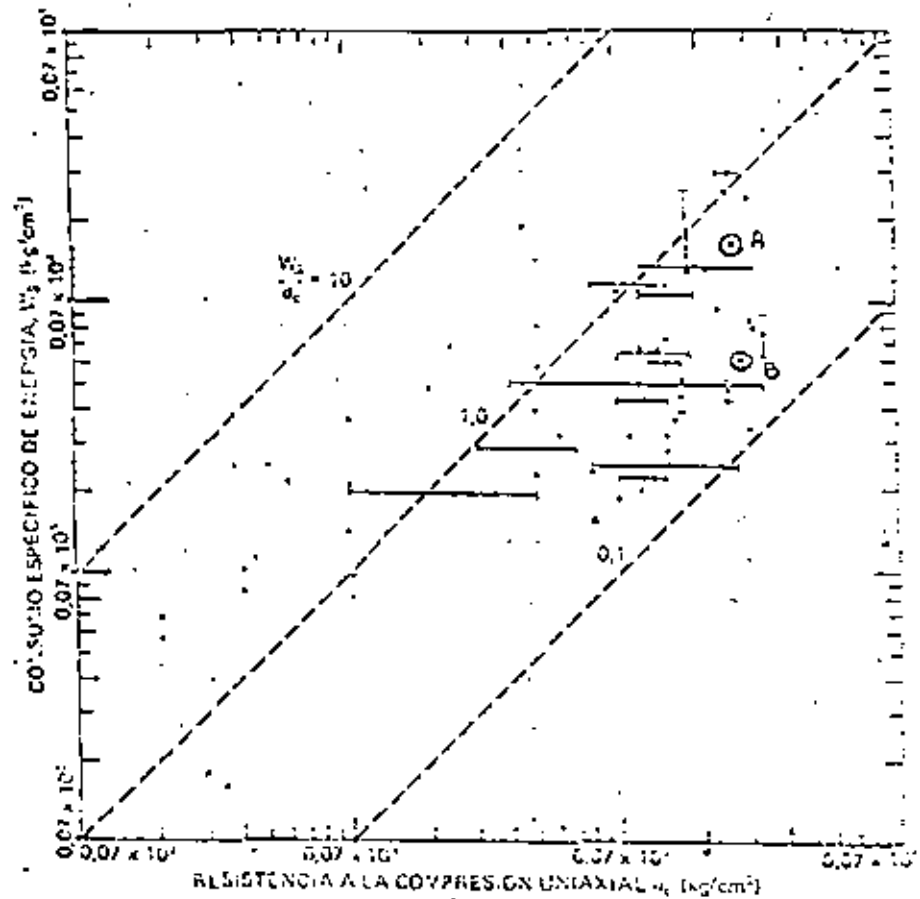


Fig. 5 Rendimiento de la máquina.

El índice de rendimiento de un topo determinado depende desde luego del esfuerzo de ruptura y de la dureza de la formación que está atacando sin embargo existe otro factor tan importante como estos y es el grado de fracturamiento de la formación.

Con objeto de tener un marco de referencia se da en la Tabla 1 - (Deere y Miller) una clasificación de rocas basadas en el esfuerzo de ruptura a la compresión simple.

T A B L A 1

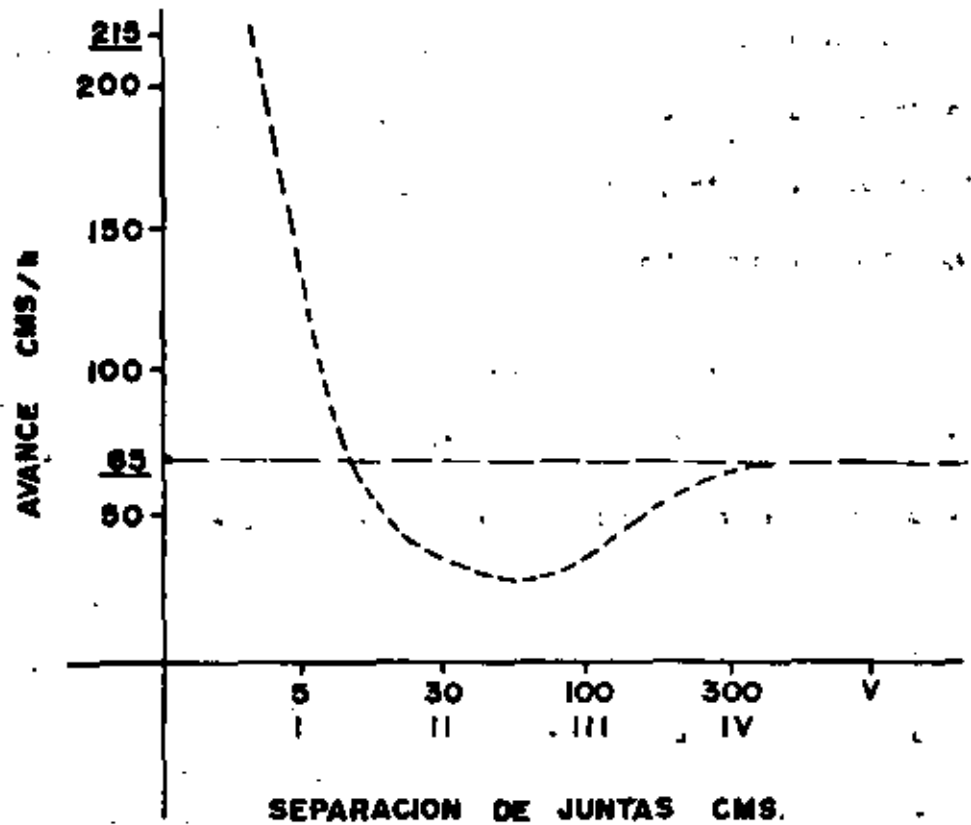
	Roca	Kgs/cm ²)	
A	Muy alta resistencia	2250	Cuarzita Diorita Granito
B	Alta resistencia	1125 - 2250	Gneiss Basalto
C	Resistencia media	550 - 1125	Calizas Mármol
D	Resistencia baja	275 - 550	Areniscas Lutitas
E	Resistencia muy baja	- 275	Pizarras Limolitas.

La tabla No. 2 (Deere) proporciona una terminología de acuerdo con el espaciamiento de las fracturas.

TABLA 2.

Término	Espaciamiento. Juntas
I Muy cerrado	Menos de 5 cms.
II Cerrado	5 cms. a 30 cms.
III Moderadamente cerrado	30 cms. a 1.00 m.
IV Abierto	1.00 m. a 3.00 m.
V Muy abierto	Mayor que 3.00 m.

La importancia del grado de fracturamiento se pone de manifiesto en la grafica N. 1-17 en la que se comparan las velocidades de avance en cm^2/h , atacando, de la misma maquina y en rocas de esfuerzo de ruptura mas o menos igual a $2000 \text{ kgs}/\text{cm}$ pero con una diferencia grande en la separacion de las juntas.



ROCA B
ALTA RESISTENCIA
 $G_c = 2000 \text{ kgs}/\text{cm}^2$

Ahora bien en el caso de rocas E, D y C en el rango inferior $\sigma_c \approx 550$ - kg/cm^2 el método de excavación con topo puede competir con ventaja con el método tradicional sobre todo cuando el espaciamiento de las fracturas no corresponde al del número III de la tabla 2, ya que en ese caso durante el ataque se desprenden trozos de roca que no pueden pasar por los congilones ó banda del topo ocasionando daños y pérdidas continuas de tiempo por reparaciones de la máquina. De una manera general al elegir un topo para excavar este tipo de materiales deberá tomarse muy en cuenta el tamaño máximo de piedra que puede extraer. El R.Q.D. (designación de la calidad de la roca) de la formación puede dar un indicio valioso de los tamaños de roca que se puede encontrar, está dado por el porcentaje de tamaños mayores de 10 cms. recuperados en una muestra.

En el caso de rocas A, B y C en su rango superior, si el espaciamiento entre juntas corresponde a los números IV y V de la tabla 2, se ha observado que la excavación con topo no compite ni en tiempo ni en costo con el método convencional. Esto es debido, en forma prácticamente determinante a que los cortadores no resisten durante mucho tiempo las condiciones severas impuestas por el corte en este tipo de rocas. Sin embargo hay casos en que resulta ser el único medio para perforar, sobre todo en ciudades con subsuelos de estas características, en donde el uso del método convencional presenta graves inconvenientes.

La excavación con topo va dejando al túnel con la apariencia de revestido, no hay sobreexcavaciones apreciables, es posible el uso de revestimientos prefabricados y, en buen número de casos, se puede prescindir de estos; la seguridad es máxima. La comparación entre el costo de un túnel usando uno ó otro método, debe hacerse teniendo en cuenta todos estos factores, lo que conduce prácticamente a comparar -

el costo por metro lineal de dos tuneles equivalentes en cuanto al servicio prestado pero quizá diferentes en cuanto a sección volúmenes extraídos, revestimientos, etc.

TUNELES CON TOPO MECANICO (MOLE)

CASO PARTICULAR

En México se ha operado un Topo con las siguientes características:

MARCA	-	JARVA
MODELO	-	MK 11-12
PESO TOTAL	-	60 Tons.
DIAMETRO	-	3.66 m. (12')
EMPUJE	-	254 Tons.
ATRAQUE	-	720 "
POTENCIA	-	375 H.P. (3 motores de 125 H.P., 1750 RPM)
VOLTAJE	-	440 V.
VELOCIDAD ANGULAR	-	10.7 R.P.M.
PAR MAXIMO	-	25 000 kgs-m.
No. CORTADORES	-	23 Pzas.

La información que a continuación se maneja, ha sido obtenida mediante el empleo de un sistema de control, detallado en el anexo 3, que ha permitido obtener en forma sistemática los rendimientos efectivos de la máquina, su disponibilidad, así como las eficiencias en la operación en dos niveles. Se ha llevado también control de los cortadores empleados, obteniéndose, para cada uno de ellos, la duración en horas y los metros avanzados.

También se han sacado corazones de roca, determinándose en ellos propiedades mecánicas tales como: esfuerzo de ruptura a compresión simple, módulo de elasticidad tangencial, dureza escala shore, abrasión, etc.

La descripción de la máquina, sistema de carga y extracción de rezaga corresponden a lo que antes se indicó. En lo que sigue se verá como encaja esta máquina en el contexto general, sus rendimientos, consumos específicos de energía y en general su comportamiento.

Por lo que se refiere a las características intrínsecas de la máquina, se tiene lo siguiente:

a).- Empuje axial:

Se tiene $E=254\ 000$ Kgs; $D = 3.66$

$E = K_e D^2$ de donde:

$$K_e = \frac{E}{D^2} = \frac{254\ 000}{3.66^2} = 18961 \text{ kgs/m}^2$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 1

b).- Potencia nominal en la cabeza.

$P = 375$ H.P.; $D = 3.66$

$$K_p = \frac{P}{D^2} = \frac{375}{3.66^2} = 28 \text{ H P/m}^2$$

Punto en la gráfica 2.

c).- Par de torsión nominal en la cabeza.

$T = 25\ 000$ kgs-m.

$D = 3.66$ m.

$$K_t = \frac{T}{D^{2.3}} = \frac{25\ 000}{3.66^{2.3}} = 1265 \text{ kgs/m}^{1.3}$$

Con punto en la gráfica 3.

Los valores obtenidos y los puntos localizados en las gráficas dan idea de si las características principales de un topo están balanceadas.

APLICACION.

Esta máquina se ha empleado en la perforación de dos clases diferentes de terreno.

Caso A).- Túnel en Baja California Norte en roca granítica de alta resistencia correspondiente al grado B de la Tabla 1, con esfuerzo de ruptura a la compresión simple de 1800 kgs/cm², dureza shore 80; módulo de elasticidad relativo promedio bajo; el fracturamiento corresponde, en términos generales a un V de la tabla 2.

Como elementos que pueden servir para la obtención del costo, se dan los resultados medios, obtenidos en la perforación de 700 m. de túnel mediante el sistema de control mencionado antes y que son, entre otros los siguientes:

- | | | |
|-----|---|-----------|
| 1.- | Velocidad de avance en tiempo efectivo de ataque. | 0.65 m/h. |
| 2.- | Demanda media en cada motor a 440 Volts. | 85 amps. |
| 3.- | Empuje medio. | 185 Tons. |
| 4.- | Equipo fuera de disponibilidad en % del tiempo programado | 55 % |

- 5.- Pérdidas de tiempo por falta de materiales, personal, energía. 13%
- 6.- Porcentaje del tiempo total, empleado en acomodar el topo, prolongar instalaciones de aire, ventilación y agua, falta transporte de rezago. 10 %
- 7.- Porcentaje del tiempo total empleado en ataque. 22 %

Por lo que a los cortadores se refiere, - se usaron de las marcas Jarva, Kenametal, Reed y anillos Robbins colocados en cuerpos Jarva, en las siguientes cantidades.

- a).- 103 cortadores Jarva y Kenametal con insertos de carburo tungsteno con precio promedio de 2 600.00 Dlls por cortador.
- b).- 301 Cortadores Jarva de disco endurecido con precio promedio de \$ 750.00 Dlls. por cortador.
- c).- 36 Cortadores Reed con botones de carburo tungsteno con precio medio de 3 500.00 Dlls por cortador.

Asimismo, los rendimientos medios por cortador fueron los siguientes:

- A).- Cortadores Jarva y Kenametal con carburo tungsteno:
 Vida media 100 h.
 Avance., 65 m.

B).-	Cortadores de disco	Vida media	52 h.
C).-	Cortadores Reed con carburo		
	Tungsteno:	Vida media	163 h.
		Avance.	80 m.

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA.

POTENCIA APLICADA.

Este topo dispone de 3 motores con una potencia de 125 H.P. cada uno y trabajan con 440 Volts de tensión.

Para tener la potencia máxima, cada motor necesita un empuje determinado, obtenido como sigue.

$$P = 125 \text{ H.P} = 125 \times 746 = 93\,250 \text{ Watts.}$$

Y además, para el caso de un motor trifásico:

$$P = \sqrt{3} \text{ V A}$$

En donde :

P= Potencia en Watts.

V= Voltios

A =Amperes

$$A = \frac{P}{\sqrt{3} \text{ V}} = \frac{93\,250}{\sqrt{3} \times 440} = 122.5 \text{ amps.}$$

Sin embargo la demanda media de los motores fué de solamente 85 amps. es decir que la potencia empleada solo fué de un 70% de su capacidad.

Al aumentar un empuje se aumenta la fuerza normal a la frente y como consecuencia la fuerza de corte, el par de giro y la potencia. El empuje medio de 185 tons. fué el máximo que pudo aplicarse ya que con uno mayor los cortadores se terminaban rápidamente. De lo anterior se concluye que: en rocas duras, abrasivas, de alta resistencia y sin fracturamiento apreciable la potencia de corte aplicada está limitada por el empuje axial y este a su vez, por la capacidad de los cortadores para realizar su función sin un desgaste demasiado rápido o rupturas prematuras.

Así pues, en las condiciones usuales de trabajo la potencia nominal en la cabeza vale

$$P = 85 \text{ amps} \times 440 \text{ Volts} \times \sqrt{3} \times 3 = 194\,336 \text{ watts}$$

Para localizar un punto en la gráfica No. 4, se calculará el trabajo en kgs-m. realizado en un minuto.

Recordando que

$$\begin{aligned} 1 \text{ watt} &= 1 \text{ julio/seg} = 1 \text{ newton metro/seg.} \\ &= \frac{1}{9.81} \text{ kgs-m/seg.} \end{aligned}$$

El trabajo efectuado en 1 minuto vale

$$W = 194\,336 \times \frac{60 \text{ seg}}{9.81} = 1\,183\,599 \text{ kgs-m/min.}$$

A la velocidad de 0.65 m/h el volumen excavado en 1 min. vale

$$\text{Vol.} = \frac{3.66^2}{4\pi} \times \frac{0.65}{60} = 0.114 \text{ m}^3/\text{min.}$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 4.

El consumo específica de energía en kgs/cm², es:

$$W_e = \frac{1\ 188\ 599 \times 100 \text{ kgs-cm/min.}}{113\ 976 \text{ cm}^3/\text{min.}} = 1042.82 \text{ kgs/cm}^2$$

El punto se localiza en la gráfica 5 para una roca con $\sigma_c = 1800 \text{ kgs/cm}^2$

$$\frac{W_e}{\sigma_c} = \frac{1043}{1800} = 0.58$$

Siendo este tipo de velocidad angular constante, como son la mayoría el par de torsión es función únicamente de la potencia, ya que:

$$P = T\omega$$

En donde :

T = Par de Torsión

ω = Vel. ang. en rad/seg.

En este caso

$$T = \frac{P}{\omega} = \frac{194336}{9.81} \times \frac{60 \text{ seg}}{2\pi \times 10.7} = 17679 \text{ kgs-m.}$$

Un tipo de velocidad variable tiene la ventaja de aumentar o disminuir el par y conjugarlo con el empuje para lograr una mejor eficiencia.

Caso B) Tunnel en Moiang, Hgo. para mina de manganeso, en roca con esfuerzo medio de ruptura a la compresión simple de 1900 kgs/cm^2 , dureza shore 73.5; módulo de elasticidad: alto.

El fracturamiento corresponde, en términos generales al I de la tabla

2.

Los datos obtenidos son los siguientes:

1.-	Velocidad de avance.	2.17 m/h.
2.-	Demanda media por motor.	1 15 amps.
3.-	Empuje axial (900 lbs/pulg ²)	1128 Tons.
4.-	Equipo fuera disponibilidad en % del tiempo total.	45 %
5.-	Pérdidas de tiempo por falta de personal, materiales, energía	8 %
6.-	Porcentaje del tiempo total empleado en acomodar topo, instalaciones, falta de transporte de rezaga (16%)	24 %
7.-	Tiempo empleado en ataque.	23 %

Los cortadores usados han sido únicamente de 3 discos, marca Jarva, con precio de 1100.00 Dlls. por cortador y su duración promedio ha sido de 170 h. y 369 m. teniendo todavía un 20% de vida, así que:

$$\text{Vida probable} \quad \frac{170}{0.80} = 212 \text{ h.}$$

$$\text{Metros} \quad " \quad / = 460 \text{ m.}$$

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA

POTENCIA APLICADA.

Como antes se vió, la demanda de 1 motor del topo a la potencia máxima es de 122 amps. y en este material la demanda media es de 115 amps. por motor, es decir se está empleando un 94% de la potencia nominal de la máquina

El empuje axial es, un promedio de 128 tons. Se observa que, contrariamente a lo que ocurría en el caso A, la potencia de la máquina limita el valor del empuje. Este cambio en las características de la operación se debe casi por completo al grado de fracturamiento del terreno, en este caso muy favorable, lo que incrementa el rendimiento en poco más de 3 veces, a pesar de que la roca en sí es tan resistente y dura como en el caso A.

La potencia nominal en la cabeza vale ahora:

$$P = 115 \text{ amps.} \times 440 \text{ volts} \times \sqrt{3} \times 3 = 262925 \text{ watts.}$$

$$P = \frac{262925}{746} = 352 \text{ H.P.}$$

El trabajo realizado en 1 minuto:

$$W = \frac{262925 \times 60}{9.81} = 1608104 \text{ kgs-m/min.}$$

y a la velocidad de corte de 2.17 m/h. el volumen excavado en 1 minuto

$$\text{Vol.} = \frac{3.66^2}{4\pi} \times \frac{2.17}{60} = 0.3805 \text{ m}^3/\text{min.}$$

Valores que permiten localizar el punto correspondiente en la gráfica 4

El consumo específico de energía en kgs/cm2., es:

$$W_e = \frac{1608104 \times 100}{380505} = 422.6 \text{ kgs/cm}^2.$$

El consumo específico de energía es casi 2.5 veces menor. El punto correspondiente aparece en la gráfica 5.

Por supuesto el par es mayor que en el primer caso.

PERSONAL DE OPERACION:

El personal de operación, del topo y equipo de rezaga, es más o menos el siguiente (por turno):

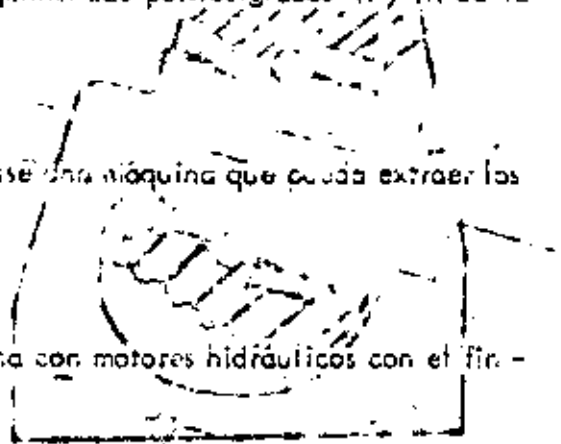
- Jefe de frente 1
- Operador topo 1
- Maniobristas 2
- Ayudantes maniobristas 2
- Cabo instalaciones 1
- Ayudantes. 5
- Mecánico. 1
- Ayudante mecánico. 1
- Electricista. 1
- Ayte. electricista. 1
- Soldador 1
- Locomotorista. 1
- Ayudante. 1

En términos muy generales se puede decir lo siguiente:

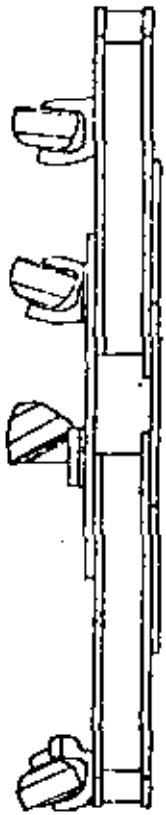
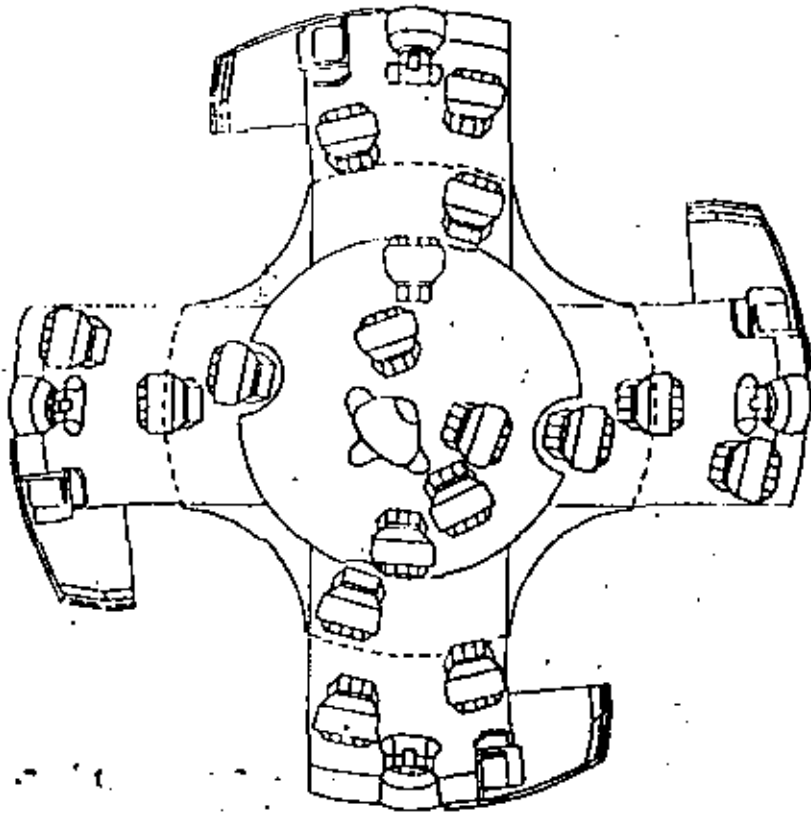
1.- El empleo de topos es más adecuado en formaciones de rocas de resistencia media, en su rango inferior, D y E, de resistencia baja o muy baja (tabla No. 1) teniéndose dificultades si el espaciamiento de juntas cae por los grados 41 y 42 de la tabla 2.

2.- En cualquier caso debe preferirse una máquina que pueda extraer los tamaños más grandes de roca posibles.

3.- Es más conveniente una máquina con motores hidráulicos con el fin de tener velocidad variable en la cabeza.



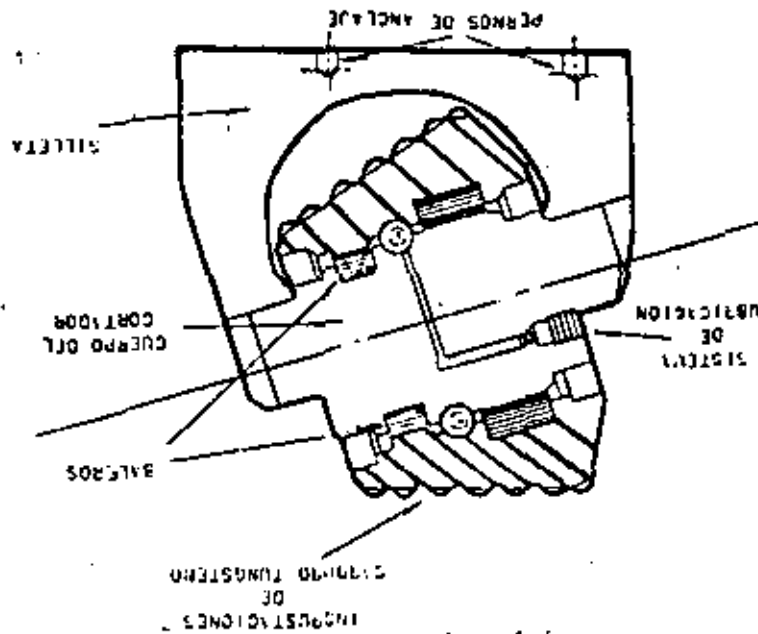
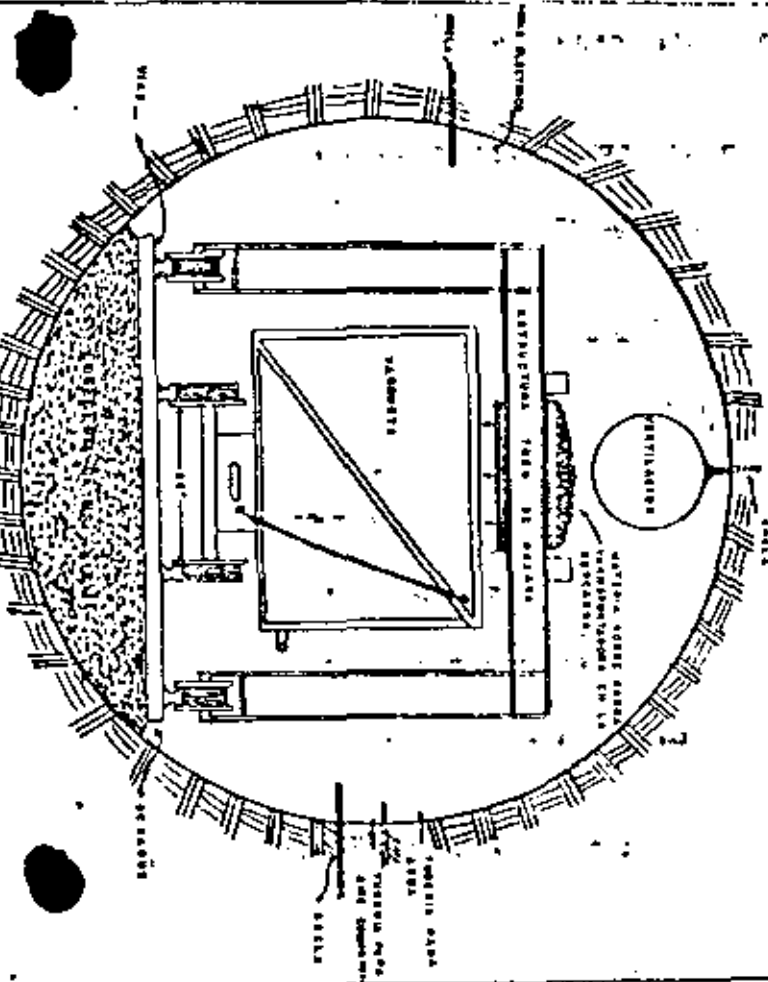
4.- Salvo situaciones especiales, en donde costo y tiempo pasan a segundo término, actualmente y debido principalmente a los cortadores, los TOPOS no son económicamente utilizables para atacar rocas de resistencias medias altas, altas o muy altas (C, B y A de la tabla 1) y que además y con un alto R.Q.D.



SECCION DE LOS CORTAVIAS DE LA CARRERA DE TALLERES

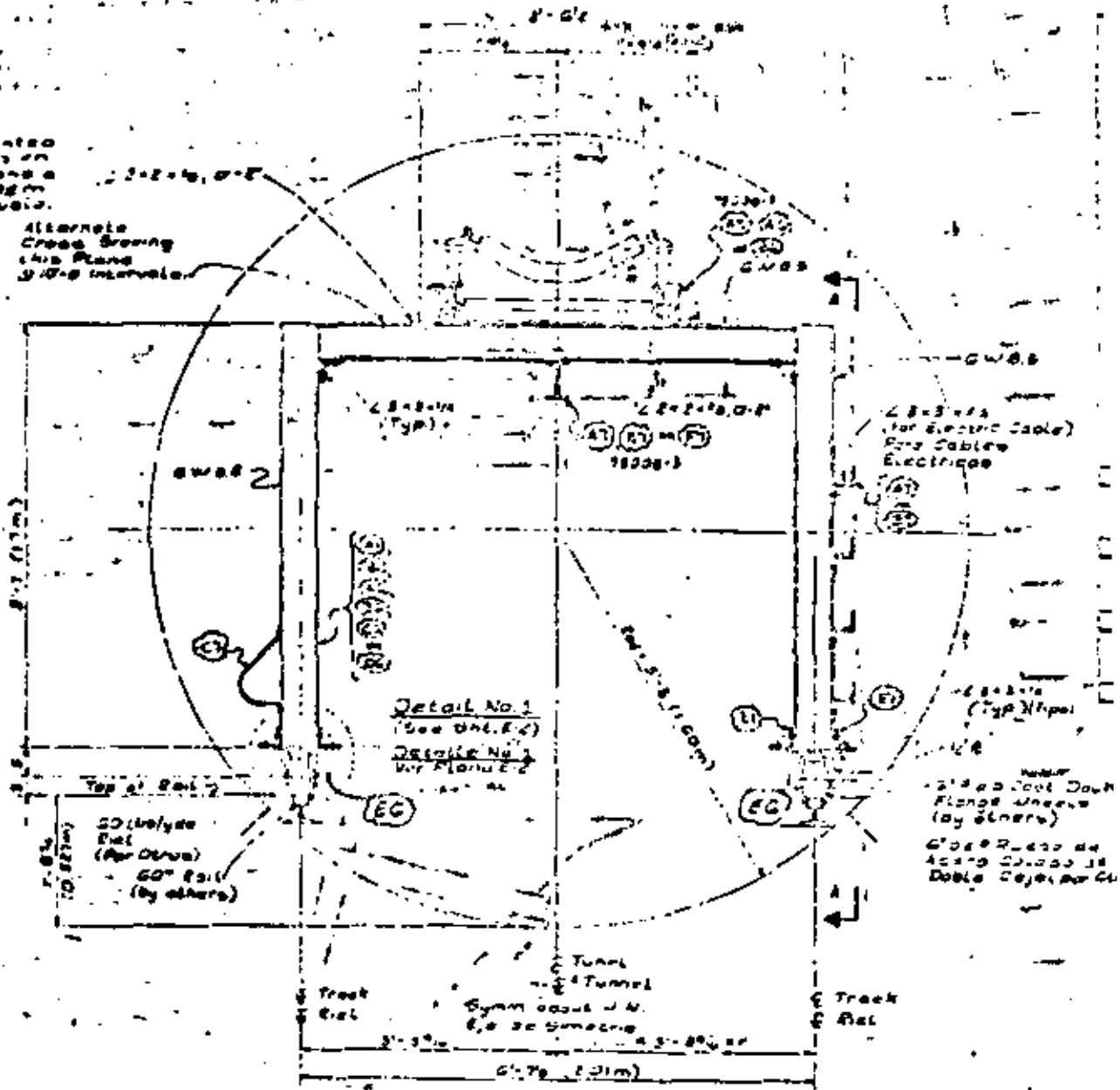
CORTE TRANSVERSAL

1:10



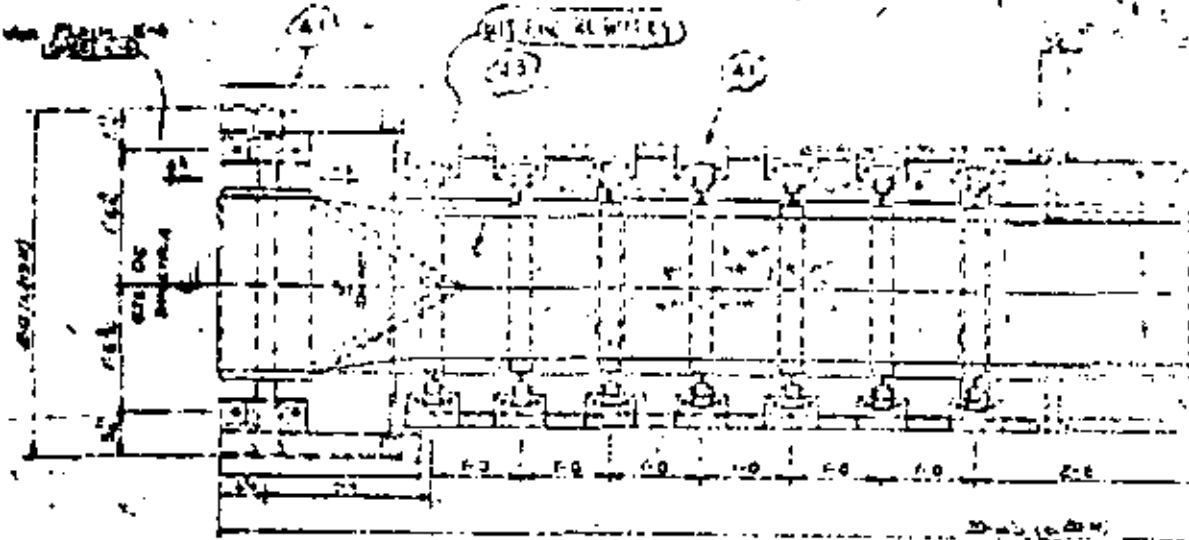
Controlado
iluminación en
esta planta a
cada 20 cm
de intervalo.

Alternate
Cross Section
this Plane
y/o Intervalo.

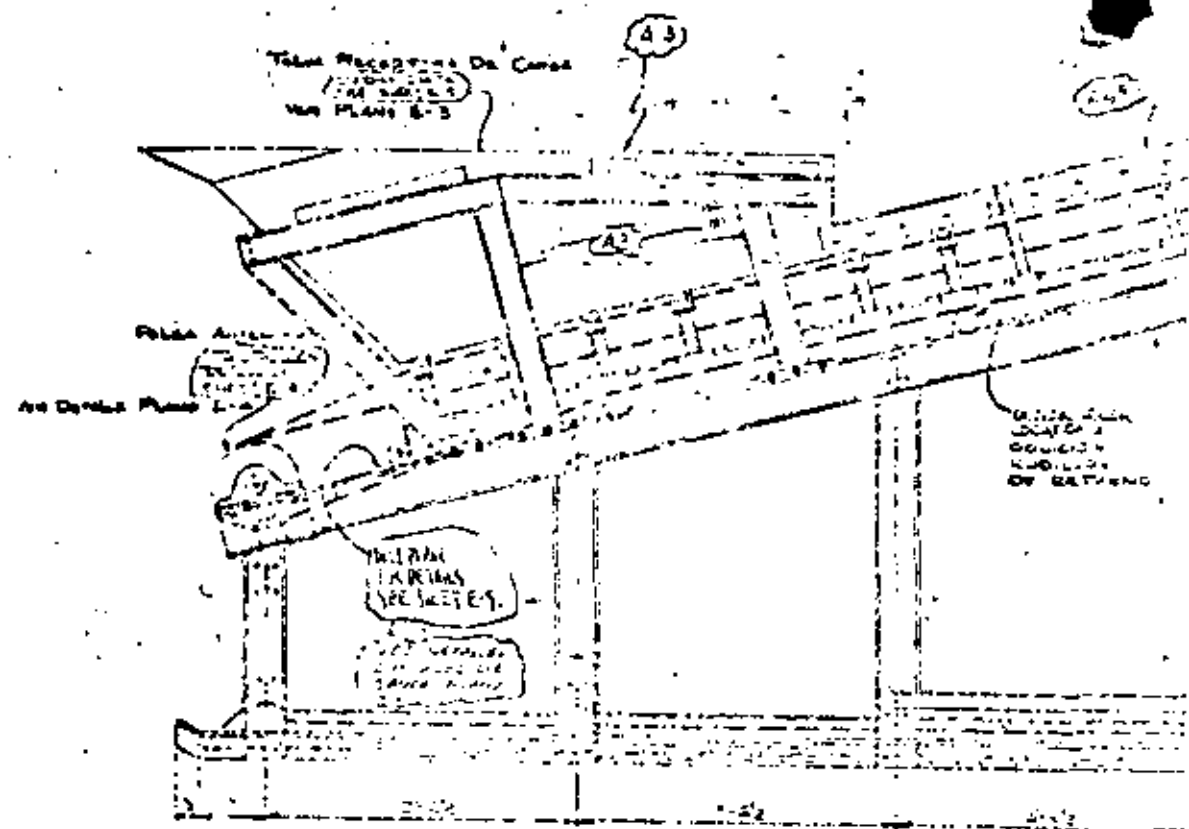


Typical Gantry View
Vista Típica del Coballete

CONSTRUCTION OF TRANSITION AND TRANSITION

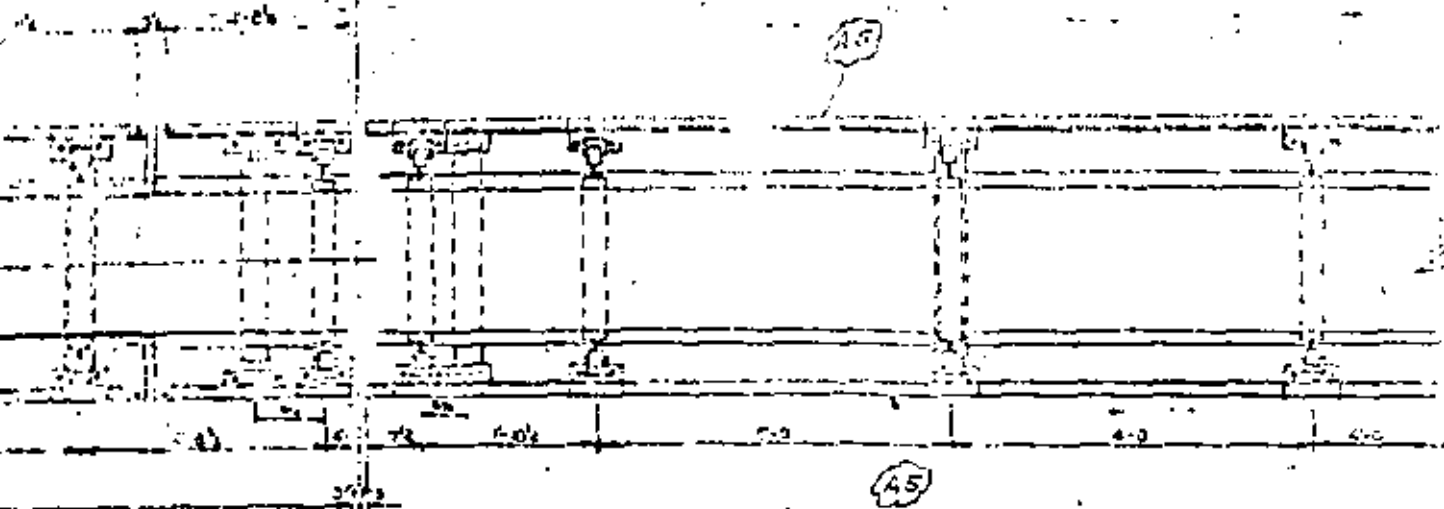


VISTA EN PLANTA
 - PLAN VIEW
 INCLUDE SECTION OF CONCRETE
 SECTION INCLUDING DEL
 TRANSITION TADOR



Sección Horizontal

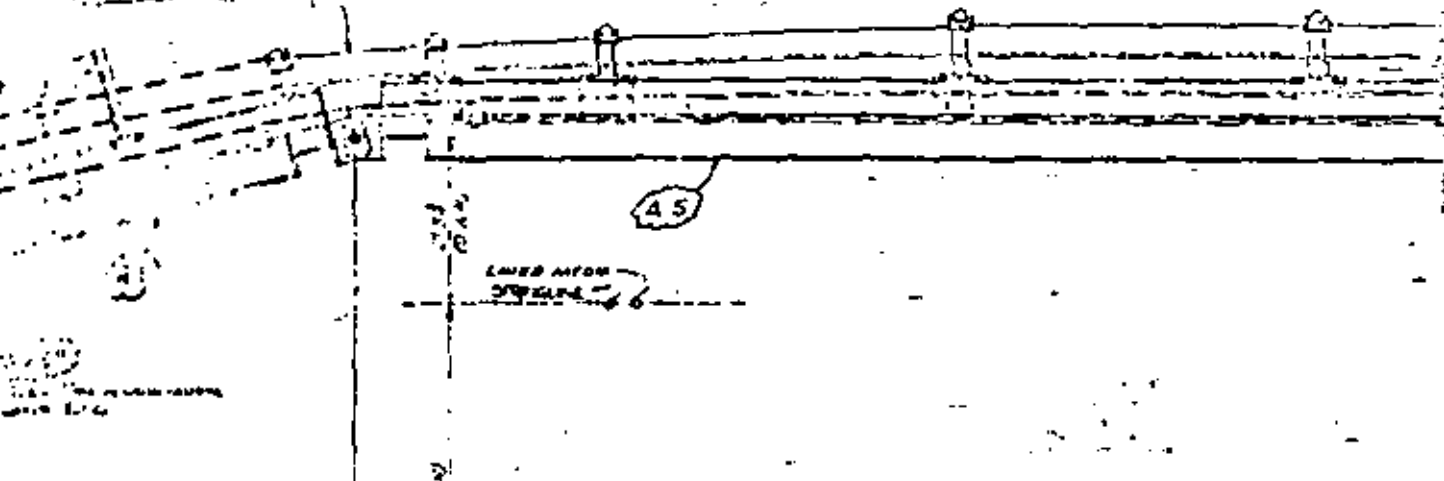
Sección Horizontal



EN CONEXION
CON EL PISO

VISTA EN PLANTA
PLAN VIEW
VISTAS SECCIONES VERTICALES
SECTION HORIZONTAL DE LA CUBIERTA

Trabajo del Ing. Teodoro Freyre
y Asociados S.A.
Ingenieros Consultores



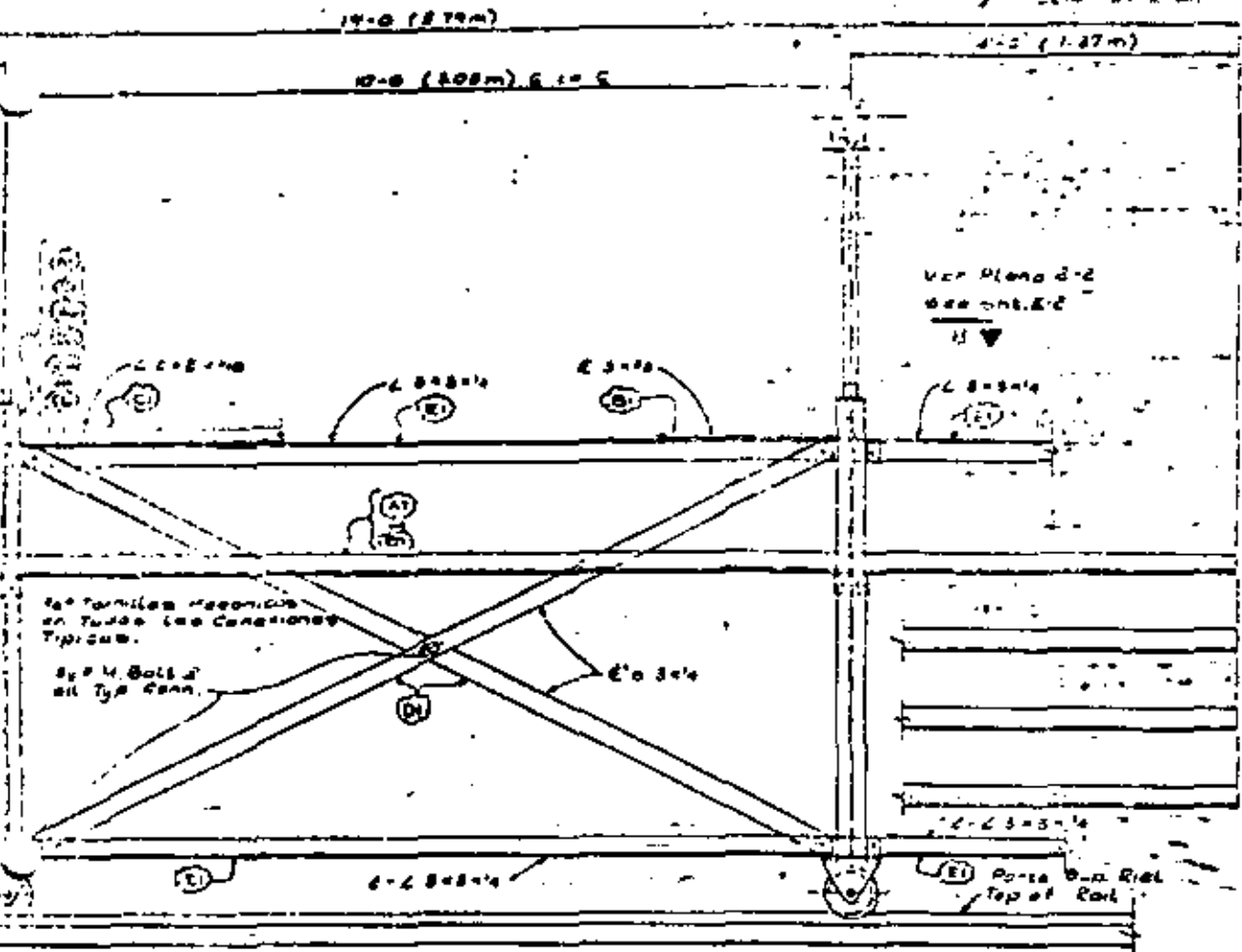
LÍNEA AXIAL
AXIAL LINE

NO.	FECHA	ITEM O POR	DESCRIPCION

AE. FREYRE Y ASOCIADOS S.A.
INGENIEROS CONSULTORES

CLIENTE: SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
INGENIEROS CONSULTORES
PROYECTO: RECONSTRUCCION DEL PUERTO DE BUENOS AIRES
UBICACION: PUERTO DE BUENOS AIRES
CUBIERTA DE LA ESTACION DE TRANSICION VERTICALES
Escala: 1/20
FECHA: 1980-03-05
PLANO N° 1

NOTA:
ESTE DISEÑO ES UN
PROYECTO DE DISEÑO
QUE SE ENCOMENDÓ AL
INGENIERO CONSULTOR
A. FREYRE Y ASOCIADOS
S.A. PARA QUE ELABORARA
EL DISEÑO DE LA
CUBIERTA DE LA
ESTACION



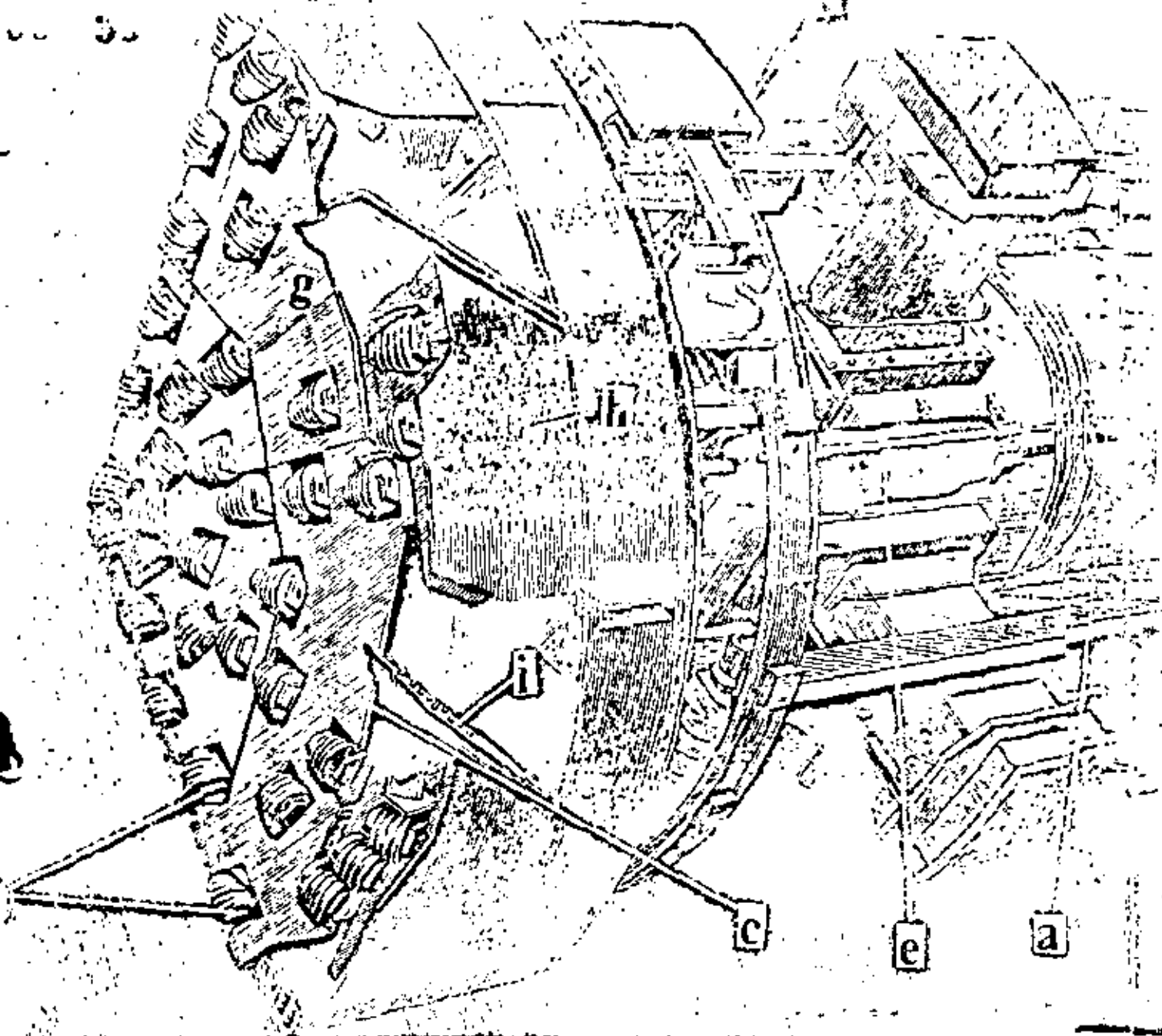
Elevation View A-A
Vista en Elevacion A-A

NOTA:
 SE ENTENDE Y EQUIVALEN A LA
 PROPORCION DE LA BASTA-
 DORAS Y BARRANOS DE
 MADRIL, EXCEPTANDO DE
 TORNILLOS, ANCLAJES Y
 ACCESORIOS DE SUPOSO.
 TODAS LAS MEDIDAS EN
 PIES, SALTANDO A UNIDADES
 METRICAS EN LOS DISE-
 ÑOS Y CONTRATO EN LA
 ORDENACION.

NO.	ELEME.	FECHA POR	DESCRIPCION

A.E. FREYRE Y ASOCIADOS S.A.
 INGENIEROS CONSULTORES
 AV. BELLA VISTA, 2000 - BUENOS AIRES

CLIENTE: SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS
 MINISTERIO DE TRABAJO Y SEGURIDAD SOCIAL
 PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LOS SERVICIOS DE
 RECOMENDACIONES CIRCULARES DE 80 CM DE DIAMETRO
 ELEVACION Y VISTA DEL CABALLOTE
 ESCALA: 1/2000 - A AC PLANO E-1



a	Cabeza topo	h	Gangilones
b	Patas de atraque	i	Respaldores
c	Cabeza giratoria	j	Banda transportadora
d	Patas de soporte	k	Motores
e	Órgano de empuje	l	Consola de control
f	Contadores	m	Banco auxiliar de cabeza de vagón
g	Billetes	n	Extractor de polvos

COMO AVANZA LA MAQUINA

- 1.- Empieza ciclo de barrenación. Alzando con las patas (b) y la cabeza (c).
- 2.- Termina el ciclo de barrenación. La cabeza (c) se ha movido hacia atrás de atraque (b) se ha retirado. Las patas de soporte (d) salen contra la pared del túnel y las patas de soporte (d) son retiradas.
- 3.- El cuerpo (n) se ha movido hacia adelante y las patas (b) son retiradas.
- 4.- La cabeza (c) se ha movido hacia adelante cortando 55 cms. de ancho. Las patas de soporte (d) queda en el punto 2.

m

j

k

d

b

MECANICO

osición de avanzar
 haciendo el control de pa-
 apoyo.
 que se va pasando de una
 r las piezas (j) y sacar --



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
GERENCIA GENERAL ACUNDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA, B.C.
TECATE, B. C. NORTE

INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO DE LAS FORMAS DE CONTROL DE RENDIMIENTO Y EPICIENCIAS EN LA PERFORACION DE TUNELES USANDO MAQUINA PERFORADORA (TOPO).-

A.- DEFINICIONES:

Se denominará EQUIPO al conjunto integrado por la máquina perforadora (TOPO) y los elementos auxiliares, estructura, banda transportadora, vagonetas locomotoras, etc., necesarios para perforar, extraer y transportar la rezaña así como para transportar y colocar las dovelas de concreto que formarán el revestimiento del túnel.

La máquina perforadora será llamada en lo sucesivo TOP al resto, equipo auxiliar.

MORAS PROGRAMADAS.- (M.P.) son las horas-correspondientes al producto de las que sumen los turnos diarios por los días calendario del periodo de que se trata. así, por ejemplo, en semanas normales con 5 días de trabajo y 3 turnos de 8 hrs., las M.P. serán 3X8X6=144 hrs. si se trabajara el domingo, las M.P. serán 168.

MORAS DISPONIBLES.- (M.D.) son las horas en que el equipo se encuentra en disponibilidad para efectuar el trabajo, independientemente que se use o no, dentro de las M.P.

MORAS TRABAJANDO.- (M.T.) son las horas en que el EQUIPO, con su totalidad, o parte de él, se encuentre trabajando

MORAS ATACANDO.- (M.A.) son las horas en que el TOPO avanza y el material, producto de la perforación, fluye en forma apreciable por las bandas transportadoras.

ΔL .- Incremento de longitud debido al avance del TOPO

Δt .- Incremento de tiempo empleado en el avance ΔL

$\frac{\Delta L}{\Delta t}$.- Velocidad de avance instantánea

$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta t}$.- Velocidad media por turno, día, semana o acumulada durante el desarrollo de la perforación

Se considera que el EQUIPO no está en disponibilidad por cualquiera de las causas siguientes, que forman el grupo "A"

- 1.- M - Mantenimiento
- 2.- RB- Reparación banda auxiliar
- 3.- RV- Reparaciones varias
- 4.- RT- Reparación Topo
- 5.- CC- Cambio de cortadores

Por medio de las Formas 1 y 2 anexas, siendo Inspectores determinan las horas empleadas en el desarrollo de las actividades.

M.D. quedará determinada por:

$$M.D. = M.P. - \sum A$$

El índice de disponibilidad del equipo será dado por:

$$\alpha = \frac{MD}{MP}$$

Con objeto de obtener la disponibilidad del Topo, se determinará:

$$MD' = MP - \sum A$$

$$\alpha' = \frac{MD'}{MP} \quad \text{Índice de disponibilidad del Topo}$$

Estando el EQUIPO disponible podrá no, estar trabajando por las causas enseguida enumeradas y que constituyen el grupo "B".

- 1.- P.E. - Falta de energía
- 2.- P.P. - " " Personal
- 3.- P.M. - " " Materiales
- 4.- V. - Varios

Estas causas son ajenas a los trabajos que se están desarrollando en el túnel y, de manera general, son atribuibles a la planificación y eficiencia de la Dirección de las Obras.

Su cuantificación, en horas, será obtenida en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 2 por el Inspector correspondiente.

M.T. queda determinada por:

$$M.T. = MD - \sum B$$

$$\beta = \frac{MT}{MD} \quad \text{Será el índice de eficiencia al nivel 1.}$$

El Topo ataca intermitentemente y las horas atacando WA serán determinadas directamente en las columnas 1 a 3 de la Forma No. pero su valor deberá corresponder con la suma de las horas empleadas, o perdidas, debidas a las causas siguientes, que forman el grupo C, y que se obtendrán de las formas 1 y 2.

- 1.- A.T. - Acomodo del Topo
- 2.- C.D. - Colocación de velas
- 3.- P.T. - Falta de transporte
- 4.- I - Instalaciones auxiliares (aire, agua, ventilación, vías, etc.)
- 5.- VA. - Varios

$$\gamma = \frac{WA}{MT} \quad \text{Será el índice de eficiencia con el nivel 2}$$

El índice γ mide la eficiencia con que las operaciones de perforación revestimiento son ejecutadas.

Se le llamará índice de trabajo IT a la combinación de la disponibilidad del equipo y las eficiencias en ambos niveles o sea

$$IT = \alpha \beta \gamma$$

B.- OBJETIVOS

a).- Obtención de los índices α, β, γ en periodos semanales acumulados

b).- Obtención de las velocidades instantáneas $\frac{dL}{dt}$ y, principalmente, las velocidades medias en la semana, y correspondiente al avance total de la perforación (Forma No. 4).

c).- Obtener la distribución de los tiempos, semanales y acumulados, empleados o perdidos en actividades o causas relacionadas en los grupos A, B, C.- Esta información se vaciará en la Forma No. 5. La suma de los porcentajes obtenidos para cada causa o evento, más el dado por IT será naturalmente de 100

d).- Formar maquetas a escala adecuada con datos de velocidades medias, los índices antes definidos, muestras de material de la formación atravesada, propiedades mecánicas del mismo etc., (abrasión, dureza, esfuerzo de ruptura, taladrabilidad)

e).- Obtener relaciones entre las velocidades instantáneas o medias, la durabilidad de los cortadores, las características de operación del Topo tales como empuje y potencia aplicada (datos que se obtienen en la Forma 1) combinandose entre si y básicamente con las propiedades mecánicas del material. Para la determinación de estas propiedades obtenerse corazones en las paredes del túnel y probarse.

f).- Obtener la duración de los cortadores y el avance logrado por cada uno.

Estos datos son registrados en la forma 1 y concentrados en la 5

g).- Obtener los costos reales de la perforación y recubrimiento.

h).- Cuantificar los efectos de medidas adoptadas, que afecten el funcionamiento de la máquina, cortadores, o la organización general de los trabajos.

C.- MANEJO DE LAS FORMAS.

Es indispensable el tener 2 Inspectores, uno en el topo y otro en la zona de carga de vagones.

FORMA NO. 1.- La opera el Inspector del topo (1).- En la columna superior, la hora en que el evento principia o termina; la duración del

evento, o sea la diferencia entre su iniciación y su terminación, se anotará en la columna No. 2 precisamente en el renglón correspondiente a la hora de terminación. En la columna No. 3 se anotará el evento de que se trata (AT, CD etc.), a menos que se tenga un avance del topo, en cuyo caso se anotará la cantidad avanzada en cms., (el avance resulta fácil de medir). En caso de avance, en la columna 4 y en el mismo renglón, se anotará la presión de empuje, en la 5 el imperceje tomado por los motores y en la 6 el número de la muestra obtenida.

En el gabinete se hará la suma Δt (col. 2) y ΔL (col. 3) y estas sumas se pondrán en el renglón C, el tiempo horas y decimas - las de hora y la distancia en metros.

En el renglón D (acumulados) se anotará la suma de las cantidades correspondientes del renglón C en el reporte de que se trate, más las que aparezcan en el renglón d del reporte inmediatamente anterior.

Se obtendrán las velocidades instantáneas máximas y mínimas y se anotarán en la parte inferior de la forma, así como los números de las muestras correspondientes.

En la forma No. 1 deberán registrarse, aunque no exclusivamente, los tiempos correspondientes a los eventos siguientes:

GRUPO A.- M, RB, RT, CC;
GRUPO B.- PE, PP, VT
GRUPO C.- AT, CD, I, VA,

Periodicamente se comparará el avance acumulado con el cadenciamiento y el tiempo total registrado con el Morómetro de la máquina y se harán los ajustes correspondientes.

FORMA NO. 2.-

En las columnas 1 a 3 se tendrá el registro de los tiempos en que el equipo se encuentre parado por causas que podrán corresponder a los grupos A o B.

En la columna 1 se anotará la hora en que un paro del equipo ocurra y la de la reanudación correspondiente; en la columna 2 la duración del paro y en la 3 la causa.

En el renglón C se anotará la suma de los tiempos perdidos (que aparecen en la columna 2) por causas del grupo A y en el renglón d se anotará la suma acumulada hasta la fecha.

En el renglón e se anotará la suma de las horas invertidas en RT y CC en el renglón f las horas acumuladas.

En el renglón g se anotará la suma de las horas perdidas por causas o eventos del grupo B y en el renglón h el acumulado correspondiente.

En la parte interior de la forma 2 se anotarán tanto las horas programadas M.P. del turno como las acumuladas hasta la fecha.

En las columnas de (2), el Inspector (2) anotará tiempos perdidos por causas del grupo C, que, por el sistema mismo de la operación del equipo, no puede dejar de producirse.

FORMA NO. 3.-

Es una concentración que deberá hacerse semanalmente en la que aparecen las horas empleadas o perdidas, de la semana y acumuladas, correspondientes a los eventos o causas de los grupos A, B y C. Además aparece el tiempo de ataque del topo. Los datos anteriores se encuentran en formas de horas y porcentajes del tiempo total programado.

Con los datos concentrados se podrá ver con claridad la forma en que los diferentes sucesos inciden en el avance. Además es posible cuantificar el efecto de las medidas correctivas que eventualmente se apliquen.

Los datos de esta forma se obtienen de manera directa de las formas 1 y 2 correspondientes a la semana.

FORMA NO. 4.-

En ella se concentran, semanal y en forma acumulada las horas programadas, disponibles, trabajadas y atacando, así como los diferentes índices, velocidades medias de avance y velocidades máximas y mínimas, tanto de la semana como las alcanzadas en todo el desarrollo de trabajo.

En esta forma se determina, de forma clara, la eficiencia en los dos niveles antes mencionados y su variación. Por supuesto también permite cuantificar rápidamente la eficacia de medidas correctivas aplicadas.

FORMA NO. 5.-

Proporcionada por los fabricantes del topo sirve para llevar el control de duración y metros avanzados por cada cortador.

Habría una tarjeta (5) para cada pieza de cortador y en ella aparecen las fechas de colocación y retiro, el número de serie del cortador colocado, las horas de entrada y salida, su duración, los cadenciamientos de entrada y salida, así como los metros avanzados. Además se tiene una columna para observaciones.

Se anexan: Formas de 1 a 5.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA
CONTROL DE OBRA

Form. No. 2

TUNEL No. 2

FECHA Jun. 7 1951

EST. INICIAL 0+266.21

TURNO 120

EST. FINAL 0+267.30

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
Hora	At	Evento	Hora	At	Al	Hora	At	No. Vag.	Hora	At	Evento	Hora	At	Evento	
A	9.20	50	RE												
	11.25														
A	12.50	85	CC												
	13.25														
B	13.55	10	FAT												
	14.10														
B	16.20	10	RE												
	14.25														
A	14.55	15	CT												
b)	15.20														
Σ (HP - HD)			2.50												
ΣAc (HPa - HDa)			129.85												
Σ (HP' - Hd')			1.47												
ΣAc (HP'ac - Hd'ac)			122.82												
Σ (HD - HT)			0.33												
ΣAc (HDac - HTac)			15.60												
Σ (HT - HA)															
ΣAc (HTac - HAac)															

HP = 6
 HPA = 516

INSPECTOR. [Signature]

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N° _____ PERIODO _____ AL _____ DE _____

DISTRIBUCION DE TIEMPOS

GRUPO	EVENTO	TIEMPO PERIODO	%	TIEMPO ACUMULADO	%	SECUENCIA
A	M					
	RB					
	RV					
	RT					
	CC					
B	FE					
	FP					
	FM					
	VT					
C	AT					
	CD					
	FT					
	I					
	VA					
	A					
SUMAS						

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA

Control de Obra

Tunel No.

Fecha 6/1/26

Est. Inicial 0+258.54

Turno 24

Est. Final 0+402.96

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Hora	At	Al 6' Evento	Empuje	Amp.	Muestra	OBSERVACIONES
3:00						
3:01	✓ 1	1	1000	75	254	
3:03	2	CC ✓				
3:06	3	AT ✓				
3:59	✓ 53	59	1000-1100	60-80	254	
4:03	3	AT ✓				
4:27	✓ 25	28	1000-1100	70-80	254	
4:56	29	FT ✓				
5:18	✓ 32	38	1000-1100	70-75	254	
5:21	3	AT ✓				
5:59	✓ 38	56	1000-1300	65-85	254	
6:01	2	AT ✓				
6:40	✓ 39	56	1000-1200	65-75	254	
6:43	3	AT ✓				
6:55	✓ 12	16	1300	85	256	
7:00	5	F.T. ✓				
7:02	✓ 2	2	1300	80	254	
7:13	11	YAV →				
7:15	✓ 2	3	1300	85	254	
	57	YAV →				
8:17	5		1000	60	254	
8:20	3	F.T. ✓				
8:29	✓ 19	31	1300	90	254	
8:42	3					
9:16	✓ 24	56	1300	90	256	
9:19	3	AT ✓				
9:53	✓ 34	49	1300	85	254	
9:58	5	F.T. ✓				
10:00	2	AT ✓				
10:25	✓ 35	56	1300	85	257	
10:52	17	CC ✓				
11:00	8	RV ✓	HP ✓			
	480	490	1112	239.5		
	321					
Σ	5.35	4.42				
Σ Acum.	575.07	295.46				

NO SE HAN CONTROLADO LOS...
SECTOR BANDA DE TALLERES...
EL DIRECTOR DE...
SECTOR BANDA DE...
CON EL DIRECTOR...
SE DESCONOCE LA...
REV. CONT...
SOLICITANDO...
R.E. 4/42
MARCHA INICIAL = 3.25...
FINAL = 3.27...

$\frac{AL}{At} = 0.53 \text{ M/H (TUNEL)}$
 $\frac{AL}{At} = 0.56 \text{ M/H (ACUM)}$
 $\frac{AL}{At} = 0.67 \text{ (TUNEL)}$
 $\frac{AL}{At} = 0.61 \text{ (ACUM)}$

$\left(\frac{AL}{At}\right)_{Max} = .98$

$\left(\frac{AL}{At}\right)_{Min} = .51$

Muestra No. 256 (2)

Muestra No. 254 (3)

INSPECTOR

48

J R H

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA,

TUNEL N° _____ PERIODO DEL _____ AL _____ DE _____

CONCENTRACION DATOS

CONCENTRACION			
	PERIODO	ACUM.	OBSERV.
HP			
HO			
HO'			
HT			
HA			
α			
α'			
β			
γ			
IT			
$\frac{EAL}{EAL}$			
$(\frac{DL}{DL})_{min.}$			
$(\frac{DL}{DL})_{min.}$			
ΔL			

OBSERV.-

AGENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO TIG...

CONTROL OBRO

TUNEL

PERIODO DEL 26 ^{ABRIL} al 12 MAYO 1976. SEMANA

DISTRIBUCION DE TIEMPOS.

GRUPO	EVENTO	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	Acumulado	%	
A	M	-	-	34.59	0.68	
	RB	-	-	54.56	1.28	
	RV	0.08	0.06	141.43	2.80	
	RT	54.05	45.09	1202.98	23.83	Soldando silletas, con...
	LC	33.97	28.31	1378.81	27.31	Cambio al nuevo tipo y p...
B	FE	0.53	0.44	61.16	1.21	
	FP	-	-	98.24	1.94	
	FM	-	-	459.06	9.09	
	VT	-	-	22.07	0.44	
C	AT	2.77	2.31	150.89	2.99	
	CD	-	-	-	-	
	FT	1.52	1.27	84.37	1.68	
	I	-	-	104.95	2.09	
	VA	1.83	1.52	104.62	2.09	BOMBEO INTERMEDIO...
	HA	25.25	21.24	1107.47	21.75	ATAQUE
		170.00	100.00	1500.00	100.00	

51 S.R.H. GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO TIJUANA

Control de OBLO

TUNEL N° 2

Periodo del 26 ABRIL al 12 MAYO 1976.

SEMORA N° 4

CONCENTRACION DE DOTOS			
	PERIODO	Acumulado	OBSERVACIONES
HP	120.00	5049.00	NO SE TRABAJA EL TUBADO 12 MAYO
H2	31.90	2226.63	REK
H0'	31.98	2467.21	
HT	31.37	1586.10	
HA	25.25	1108.47	P
CC	0.27	0.44	
CC'	0.27	0.49	
B	0.98	0.71	
B'	0.80	0.70	
BT	0.21	0.22	
C ST	0.72	0.65	
CL	122; N-157	179; N-179	
ST	EST. 04724.78	EST. 0428.13	
CL	0.48; N-533	006; N-107	
ST	EST. 0474.37	EST. 0413.86	
CL	18.13	721.27	EST. 04 731.97.

NOTAS. El dia 27 se empezó a perforar con los nuevos cortadores
 FRED. 2.44: 9.24 hrs se les valtraron los insertos a dos M. se cambia
 ran por cort con insertos de botou. Continuan filtrando

DISTRIBUCION DE TIEMPO

GRUPO	EVENTO	TIEMPO		ACUMULADO	%	OBSERVACIONES
		PERIODO	%			
A	M	1.30	0.90	35.89	0.69	
	R.B	0.50	0.35	65.06	1.25	
	RV	0.13	0.09	141.56	2.73	
	RT	25.98	18.04	1228.96	23.67	BANDA - RASPADOR - TOLVA
	CC	0.97	0.68	1379.74	26.57	
B	FE	26.08	18.25	157.44	1.68	FALLA MECANICA PLANTA
	FP	1.72	1.20	199.96	1.92	
	FM	-	-	459.06	8.84	
	VT	1.17	0.81	23.24	0.45	
C	AT	2.77	1.92	153.66	2.96	
	CD					
	FT	3.75	2.60	88.52	1.70	
	I	8.37	5.81	113.22	2.18	TUBERIAS OBTURAD.
	V.A	44.48	30.89	181.60	3.50	PIEDRAS FRAGILES - BOMBAS
	H.A	26.58	18.46	1135.05	21.86	
SUMA:		144	100.00	5143	100.00	

53

GERENCIA GERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA
CONTROL DE OBRAS

TUNEL N°

PERIODO DEL 3 AL 8 MAYO 1976 SEMANA N° 41

CONCENTRACION DE DATOS			
	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5793.00	
H.D	115.12	2341.75	
H.D'	117.05	2584.26	
H.T	85.95	1672.05	
H.A	26.58	1135.05	
α	0.80	0.45	
α'	0.81	0.50	
B	0.75	0.70	
γ	0.31	0.68	
I.T	0.18	0.22	
$\frac{E}{E} \frac{AL}{AC}$	0.70	0.65	
$\frac{AL}{AC}$ MAX	1.49; M-387	1.90; M-179	
	0+744.81	0+281.13	
$\frac{AL}{AC}$ MIN	0.24; M-592	0.06; M-109	
	0+749.88	0+173.86	
DL	18.49	742.96	EST. 0+750.46.

OBSERVACIONES. NOTAS:

En Est. 0+743 se amparó una falla y continuaron las filtraciones. Detenidos en el avance por el terreno y por la interferencia del bombeo.

S. R. T.

F. 2011/11

GERENCIA. GRAL. ACUEDUCTO. RIO COLORADO. TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 29 AL 31 DE MAYO 1976

SEMANA N.º

UNIDAD	SUBUNIDAD	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	ACUMULADO	%	
A	M	1.12	0.78	32.01	0.62	
	RB	15.65	10.87	82.31	1.47	TALVA, ESTRUCTURA / DE TIPO BANDA.
	R.V	3.20	2.22	147.90	2.62	
	R.T	17.30	12.01	1319.81	23.46	CAVILANES. RASPADORES TOLVA.
	C.C	18.73	13.01	1460.74	25.77	
B	F.E			92.66	1.65	
	F.P	3.77	2.62	110.26	1.96	
	F.M	5.33	3.70	464.72	8.26	
	V.T			23.24	0.41	
C	A.T	4.08	2.82	167.87	2.98	
	C.D					
D	F.T	2.67	1.85	96.83	1.72	
	I	0.18	0.13	113.68	2.02	
	V.A	15.47	10.74	210.83	3.91	BOMBEO, DIFICULTAD. POR LA SEDA POR MAL
	H.A	56.52	34.25	1280.91	22.59	
	SUMAS.	144.00	100.00	5225.00	100.00	

CONTROL DE OBRA

TUNEL N° 2

PERIODO DEL 21 AL 29 MAYO 1976

SEMANA N° 2

CONCENTRACION DE DATOS			
	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5625.00	
H.D	88.00	2572.20	
H.D'	107.97	2844.42	
H.T	78.90	1885.32	
H.A	56.52	1286.92	
α	0.61	0.46	
α'	0.75	0.51	
β	0.90	0.73	
γ	0.72	0.68	
I.T	0.37	0.23	
$\frac{E}{C} \frac{AL}{AT}$	0.44	0.63	
$\frac{AL}{AT} \text{ MAX}$	0.63; H-648 217.0+800.56	1.90; H-179 217.0+291.13	
$\frac{AL}{AT} \text{ MIN}$	0.19; H-641 217.0+797.56	0.06; H-109 217.0+173.86	
AL	25.13	811.17	EST. OT 818.67.

NOTAS:

TORRENTO LIBERAMENTE FRACTURADO.
FILTRACIONES ESCASAS.

GERENCIA GEN. ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 31 DE MAYO AL 5 DE JUNIO 1976

SEMANA 7

CANTO	EVALUAC	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	A %	ACUMULADO	%	
A	M	3.02	2.10	41.03	0.71	
	RB	19.20	13.33	101.51	1.75	ROTURA BANDA Y CONTINUA VOS PERFECTOS POR CURVAS.
	RV	6.65	4.62	154.55	2.68	COMO ABU TOPO - FALTA EN TABLADO (UNDA)
	R.T	41.35	28.72	1361.19	23.60	CANILONES - ESTUDO SISTEMA HIDRAULICO.
	CC	12.20	8.47	1472.94	25.53	
B	F.E	—	—	92.66	1.61	
	F.P	3.90	2.71	114.16	1.98	
	F.M	—	—	464.72	8.05	
	V.T	1.75	1.22	24.99	0.43	
C	A.T	3.52	2.44	171.39	2.97	
	C.D	—	—	—	—	
	F.T	2.02	1.40	98.85	1.71	
	I	0.87	0.60	114.55	1.99	
	V.A	2.97	2.06	223.00	3.87	BOMBO FILTRACIONES EN CANTA TOPO.
HA	46.55	32.33	1333.70	23.11		
SUMAS:		144	102.00	5767.00	100.00	

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 31 DE MAYO AL 5 DE JUNIO 1976

SEMANA 45

CONCENTRACION DE DATOS

	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144	5769	
H.D	61.58	2637.78	
H.D'	108.45	2931.87	
H.T	55.93	1941.25	
H.A	46.55	1333.46	
α	0.43	0.46	
α'	0.63	0.51	
β	0.91	0.74	
γ	0.83	0.69	
I.T.	0.32	0.23	
$\frac{E \Delta C}{E \Delta C}$	0.38	0.62	CORTADORES DESGASTADOS. TRABAJANDO CON LIG. FRACTURAS. PARA SIST. NIDE.
$\frac{\Delta C}{\Delta C \text{ MAX}}$	0.81; M-688 M. 04835.26	190; M-179 04211.13	
$\frac{\Delta C}{\Delta C \text{ MIN}}$	0.24; M-677 04827.17	0.06; M-109 04173.86	
ΔC	17.86	829.03	EST. 04836.53.

NOTAS:

EL AVANCE FUE CORTO POR ESTAR YA DESGASTADOS LOS CORTADORES Y NO PODER LEVANTAR PRESION EN SITUACION HIDRAULICA Y PRESENTAR ALGUNAS FRACTURAS LIGERAS.

PRUEBAS.

Los datos referentes a la localización y clasificación petrográficas los materiales recibidos se presentan en la tabla 1.

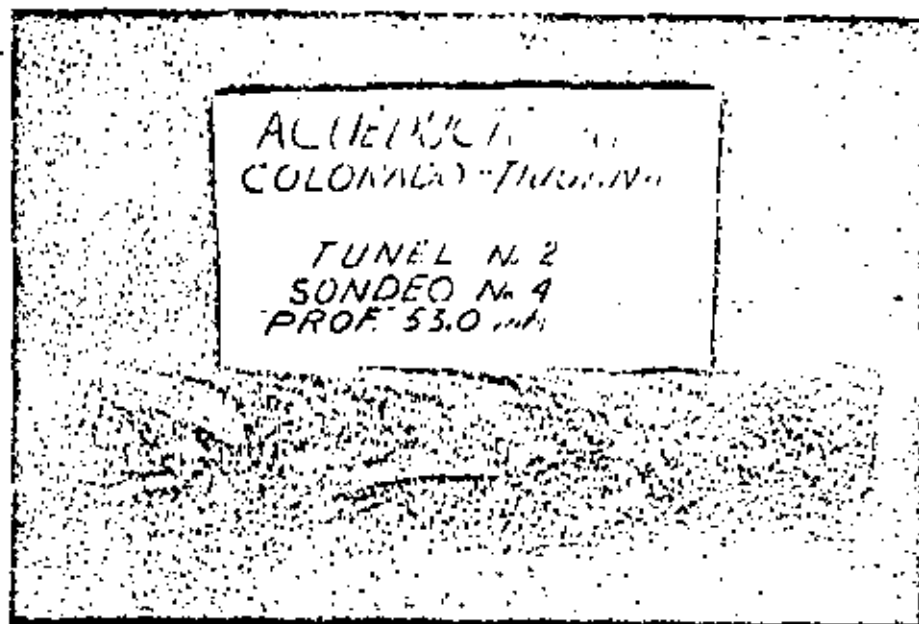
TUNEL	SONDEO	CADENAMIENTO	PROFUNDIDAD	IDENT. DE U.S.	CLASIFICACION
2	2	4 + 950	2.15 m	75/161	Gneis de mica
2	4	1 + 400	53.00 m	75/152	Gneis de mica
3	2	3 + 750	30.00 m	75/163	Diorita cuarcif
3	3	0 + 300	20.00 m	75/164	Diorita cuarcif

TABLA 1

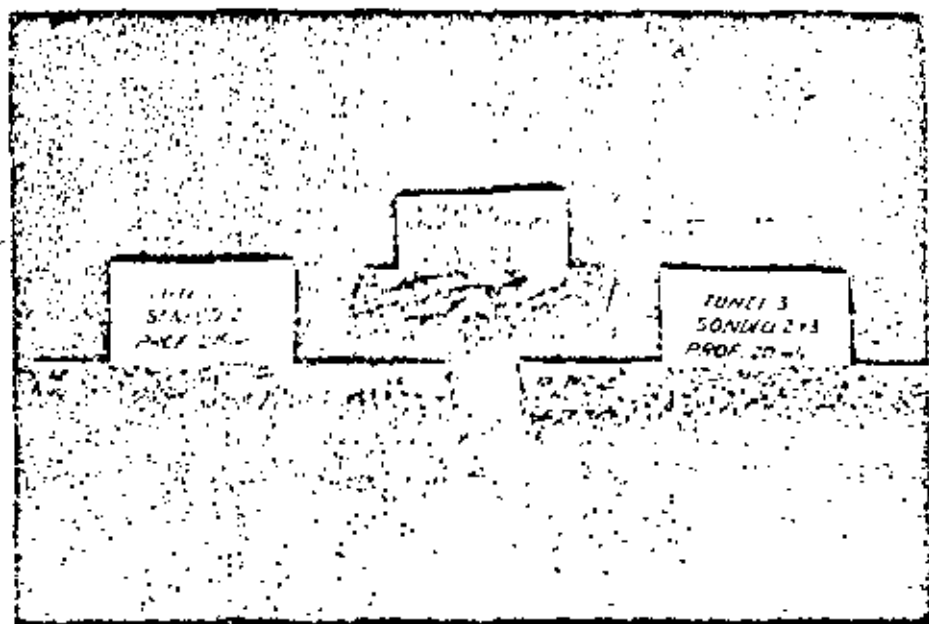
Las pruebas programadas en estos materiales, incluyen la ejecución ensayos triaxiales, de corte directo y de permeabilidad, pero debido a que el diámetro de las muestras obtenidas de los sondeos estaba entre los diámetros OX (4.12 cm) y IX (5.39 cm), no fue posible realizar esas pruebas, y que las cámaras triaxiales y el anillo de permeabilidad tienen precisamente los diámetros OX y IX. Por esta causa, únicamente se efectuaron pruebas de compresión simple midiendo deformaciones para la determinación del módulo de elasticidad, pruebas de uniaxial compresión (tipo brasileño) y pruebas de resaca.

Los resultados obtenidos en todos los ensayos se presentan en la tabla

400 59



FOTOGRAFIA 1.- Material clasificado como gneis de micas, en el que se aprecia claramente las vetas de mica y su orientación.



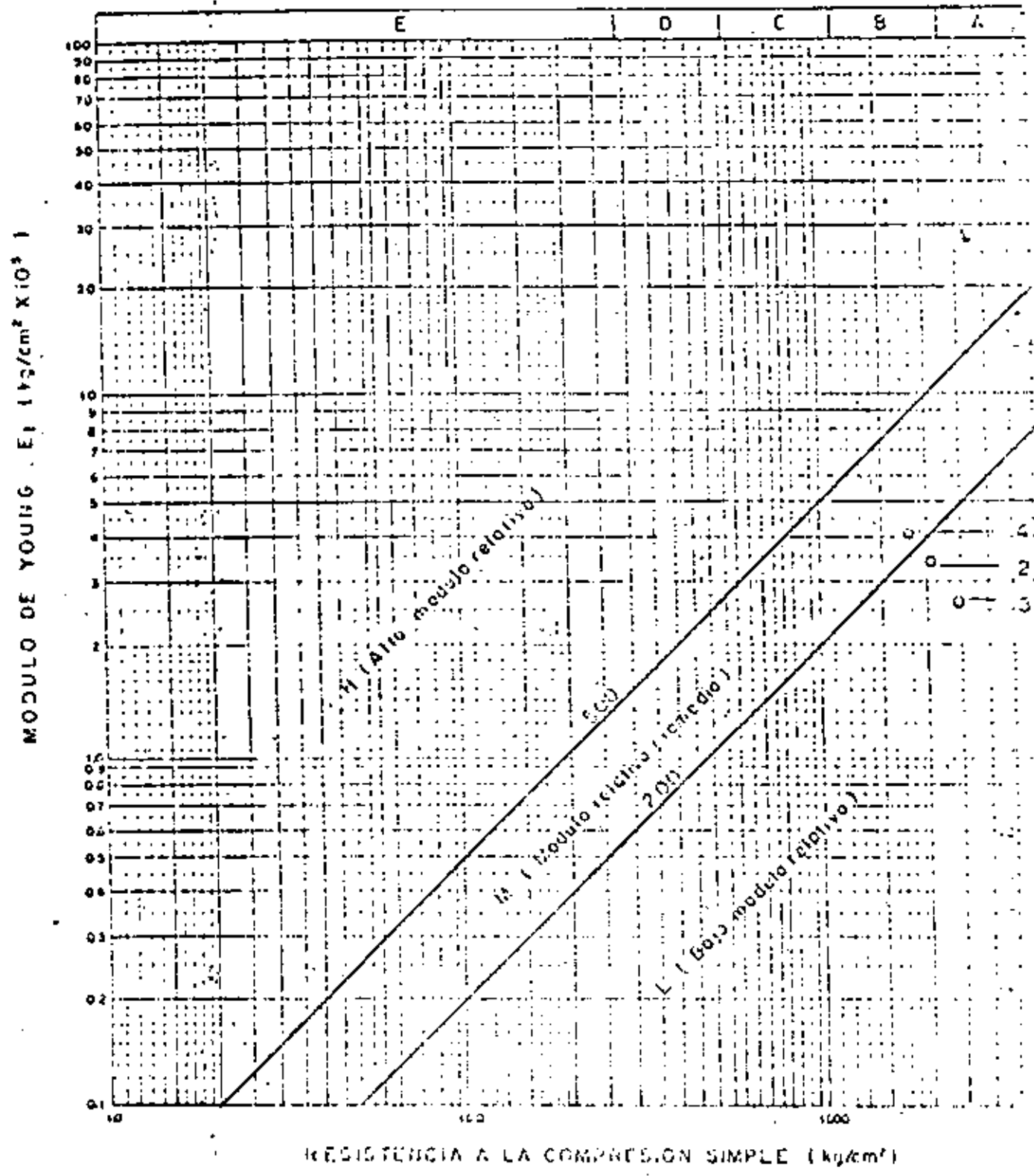
FOTOGRAFIA 2.- Materiales recibidos de los sondajes. A la izquierda el gneis de mica blanco, a la derecha la diorita cuar-cifera y al fondo el gneis de micas en el que se notan claramente la orientación de sus vetas.

TUBO	GRUPO	MUESTRA	POSO VOLUMEN TIPO SECO T/m^3	RESISTENCIA A LA TENSIÓN Kg/cm^2	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE Kg/cm^2	MÓDULO DE ELASTICIDAD Kg/cm^2	CLASIFICACIÓN RASA INTACTA
2	2	1	2.604	135.9			
2	2	2	2.782		2043.1	335428	DL
2	2	3	2.015		2450.1	267515	AL
2	2	4	2.818		1773.4	418356	BH
2	2	5	2.591		787.1	154145	CM-CL
2	2	6	2.635		651.3	137553	CM-CL
3	2	7	2.075		1914.4	237105	BL
3	2	8	2.652		1455.1	305457	BH
3	2	9	2.554		1542.2	250246	BL
3	2	10	2.654		1382.6	180730	DL
3	2	11	2.650		1353.8	157332	BL
3	2	12	2.674	25.4			
3	2	13	2.660		752.5	152555	CM-CL
3	2	14	2.670		1030.5	245739	CM

DIRECCION-DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 CASO A MECANICA DE ROCAS

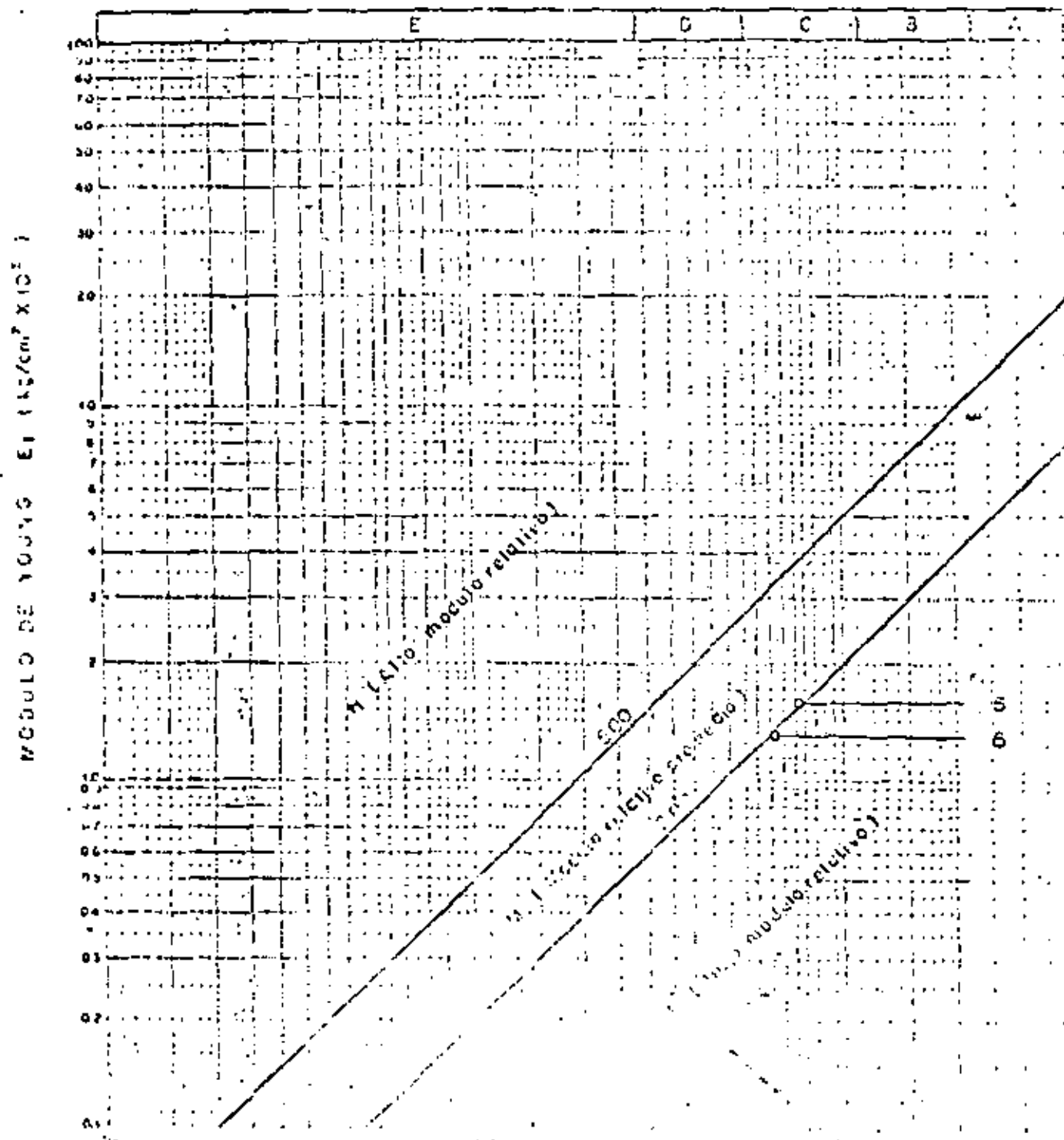
CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia Acueducto Río Colorado, B.C. Identificación de Lab 70/101
 Banco Túnel 2 Pozo Sondeo 2 Profundidad 215 m
 Muestra 2, 3, 4 Est. 4 + 950 Fecha Marzo 1973



DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
CASO A MECANICA DE ROCAS
 CLASIFICACION DE TIPO INTERACTIVA

Procedencia: Acueducto Río Colorado, B.C. Identificación de Lab: 70/102
 Tubo: 2 Pozo: San José A Profundidad: 530 m
 Muestra: 5, 6 Est.: 1.3.100 Fecha: 11 Marzo 1973



RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm²)

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

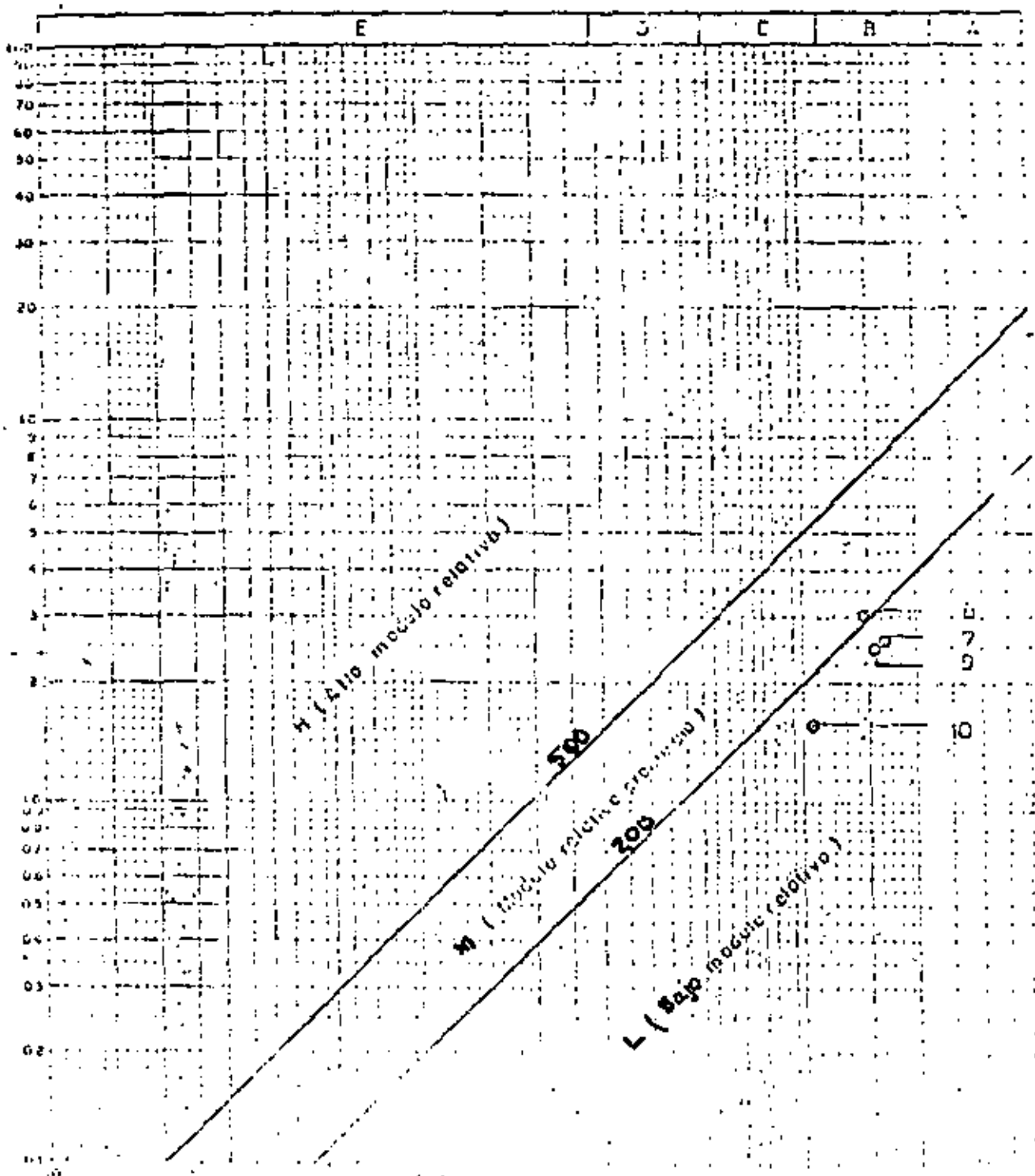
25

CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCAS INTACTAS

Procedencia... Acueducto Río Colorado, D.C. Identificación de lab... 74/103
 Túnel 3 Pozo... Surco 2 Profundidad... 20.0 m
 Muestra... 7, 8, 9, 10 Est... 5 + 750 Fecha... marzo 1970

REGISTRO DE YOUNG E₁ (157,000 X 10⁸)



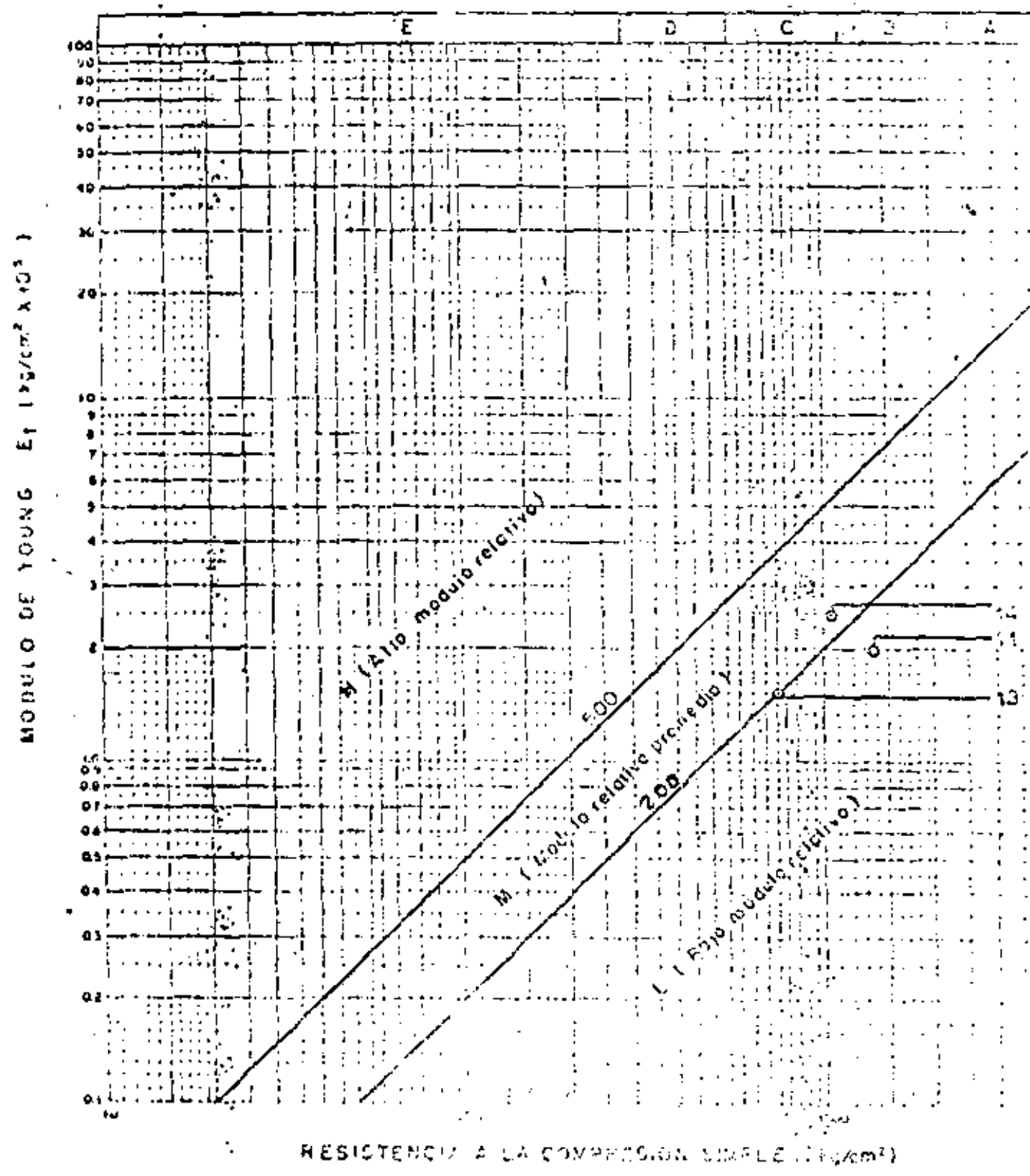
RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm²)



64 DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia... Acueducto Río Colorado, A.C. ... Identificación de Lab... 76/164
 Banco... Túnel 3 ... Pozo... Sondao 3 ... Profundidad... 23.0 m
 Muestra... 11, 13, 14 ... Est... 0 a 300 ... Fecha... marzo 1975



GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA B.C.
 LABORATORIO DE MATERIALES

CILINDRO No.	Km.	EXTRACCION MIN.		PRUEBA DUREZA SHORE	COLOR
1	0+018.73	10		69,72,72,77,70,72,75,75 80,80,82,86,82,83,85,85,84 54,55	76 GRIS OSCURO GRIS CLARO NEGRO
2	0+018.13	10		85,83,78,72,70,80,82,84,84 55,54,53	GRIS (CLARO Y OSO) NEGRO
3	0+052.04	9		95,90,95,95,95,97,97 50,65,62,64,68,72,71	95 CLARO GRIS OSCURO
4	0+052.04	9		95,97,97,99,97,100,94,89,95,97 62,62,60	CLARO OSCURO
5	0+172.00	30		99,98,98,102,95,96,95,97,105,102	CLARO
6	0+172.00	30		90,98,95,93 102,102,106,102,100,106	CLARO GRIS CLARO
7	0+172.00	33		102,101,99,102,102	CLARO
8	0+172.00	32		95,102,95,93,103,99,103,105	CLARO

CASO N 27

66 DETERMINACION DEL MODULO ELASTICO Y RESISTENCIA A COMPRESION UNIAxIAL EN NUCLEOS DE ROCA PROCEDENTES DE LA UNIDAD MOLANGO DE MINERA AUTLAN, ESTADO DE HIDALGO.

1. OBJETIVO

Se llevaron a cabo ensayos de laboratorio para determinar la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo elástico tangente inicial en núcleos de roca procedentes de la Unidad Molango de Minera Autlán, Estado de Hidalgo. Así mismo, se estableció la clasificación de la roca intacta desde el punto de vista de resistencia y deformabilidad.

2. PROCEDIMIENTO

Se siguieron los lineamientos y recomendaciones dados por la Comisión de Estandarización de Pruebas de Laboratorio y de Campo de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, I.S.R.M., (Documento No. 1, Oct/72). Las pruebas se llevaron a cabo en una máquina marca AMSLER de 100 toneladas de capacidad con sensibilidad de aproximación de 100 kg. Además, se empleó un anillo de 2.5 toneladas de capacidad para determinar cargas axiales menores de 2000 kg. En la medición de las deformaciones se utilizaron extensómetros eléctricos (strain gages) tipo EA-06-250 BF-350 marca Micromasurements.

3. PRUEBAS EFECTUADAS

De los núcleos recibidos, se elaboraron ocho especímenes: dos de ellos se rompieron durante el proceso de recti

ficación de las caras; el espécimen número 1 falló bajo una carga muy baja (150 kg) siguiendo una discontinuidad ya existente en el núcleo. De los cinco especímenes restantes, uno se llevó a la rotura sin medir deformaciones, con objeto de conocer el orden de magnitud del esfuerzo último y programar debidamente las pruebas para la determinación del módulo elástico de los cuatro especímenes restantes.

4. RESULTADOS

De los especímenes probados se obtuvo como esfuerzo de rotura un promedio de 2 221 kg/cm² con un valor máximo de 2717 kg/cm² y un valor mínimo de 1720 kg/cm²; el módulo elástico tangente inicial promedio fué de 8.11×10^5 kg/cm², con un valor máximo de 9.39×10^5 kg/cm² y un valor mínimo de 6.65×10^5 kg/cm².

La rotura que se presentó en los especímenes ensayados fué del tipo frágil; tres de los especímenes se desintegraron casi totalmente al ocurrir la rotura; los otros dos especímenes presentaron un desconchamiento longitudinal. -- Los resultados de las pruebas realizadas se presenta en la tabla adjunta.

5. CONCLUSION

Los especímenes de roca ensayados tienen características de alta a muy alta resistencia con módulo relativo de

valor medio. Se concluyó que la roca posee una estructura compacta. Esto resulta compatible con el valor de la dureza medido con el Escleroscopio de Shore que resultó igual a 80 unidades.

México, D.F., a 22 de Julio de 1977.

Formularon

Ing. José Luis León T.

Ing. M. Roberto Ocampo F.

Revisó

Ing. Roberto Sánchez T.

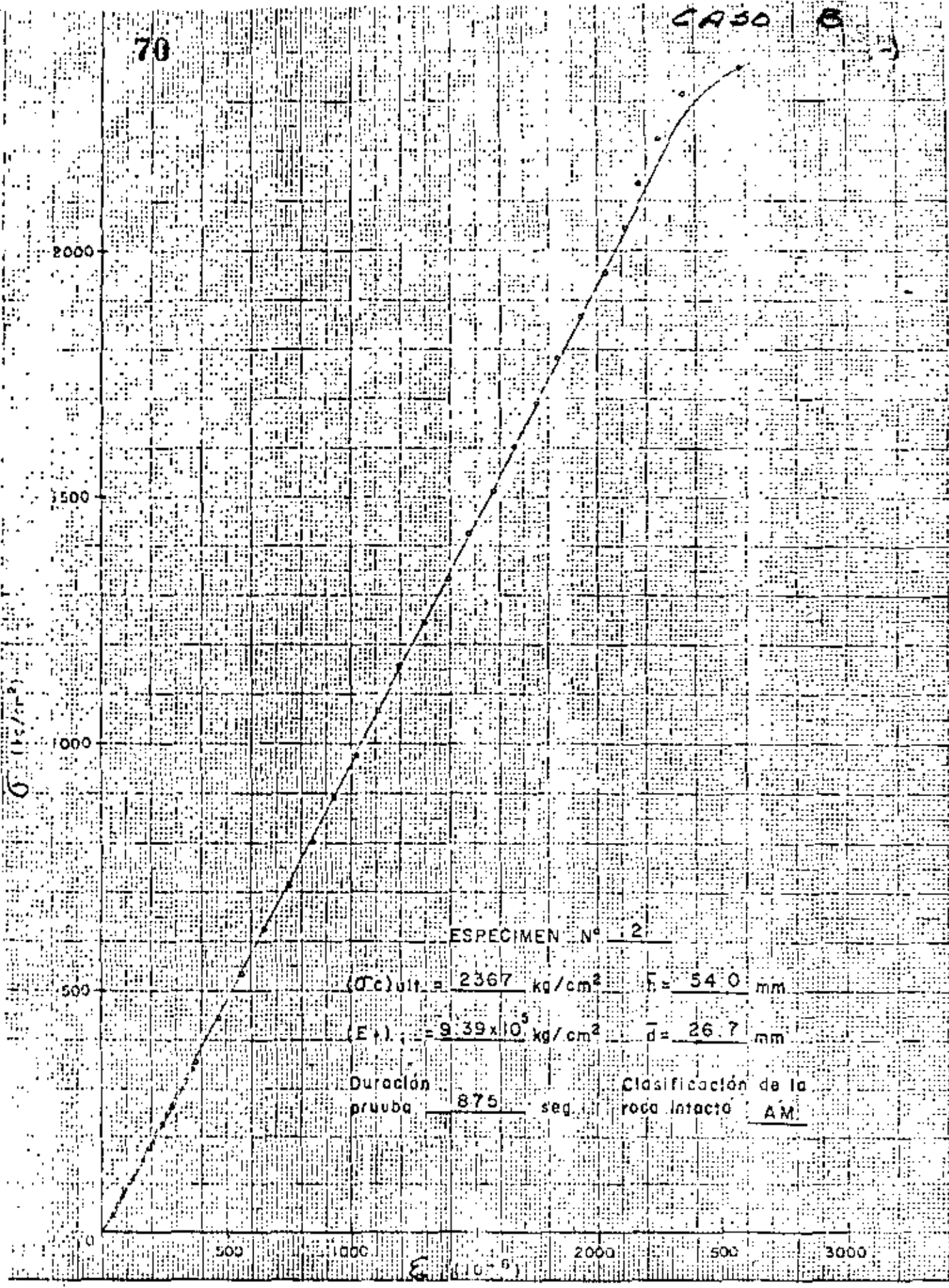
TABLA 1. RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL Y MODULO TANGENTE INICIAL DE ESPECIMENES DE ROCA PROCEDENTES DE LA UNIDAD MOLANGO DE MINERA DE AUTLAN, ESTADO DE HIDALGO.

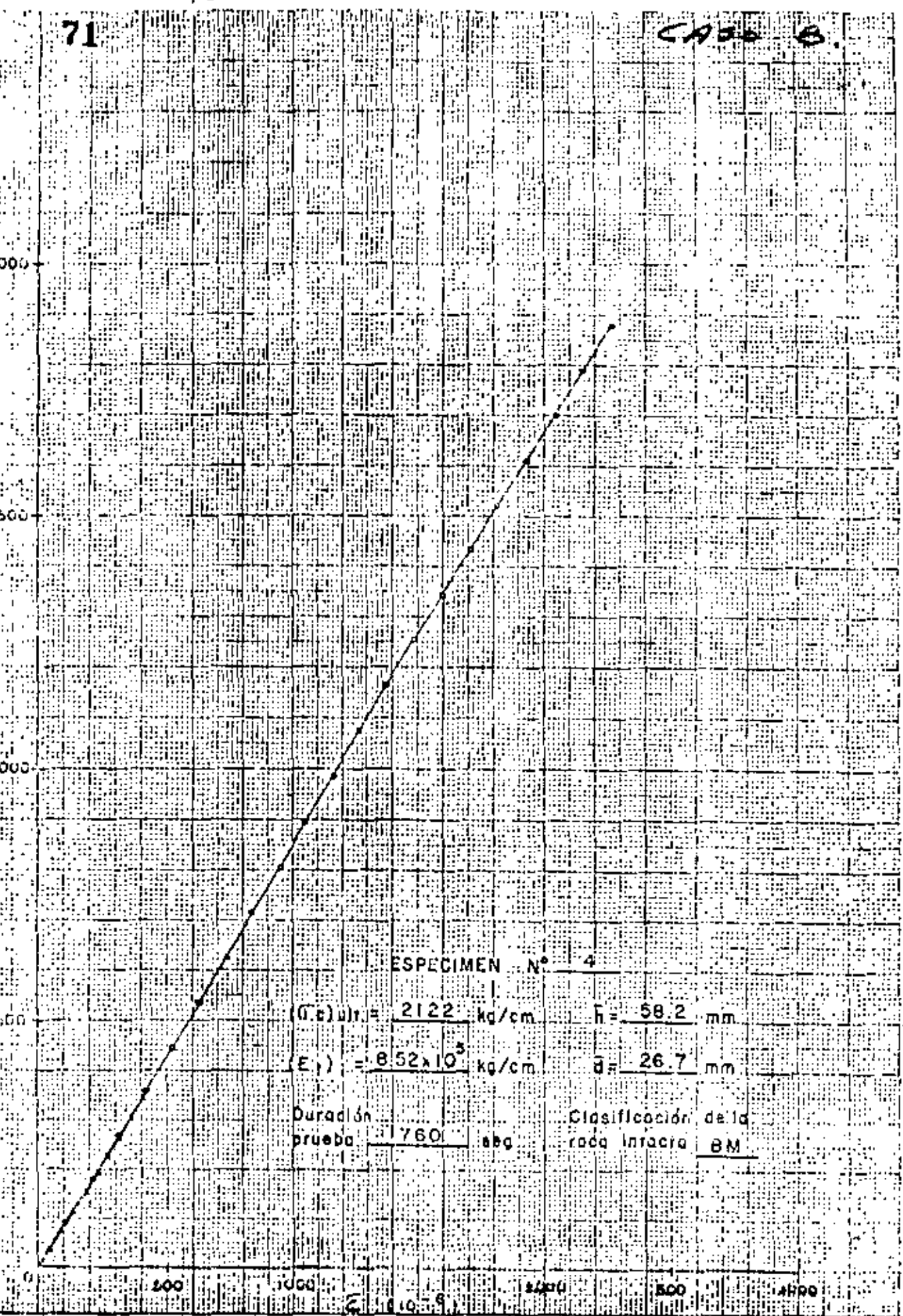
NO.	E S P E C I M E N		DURACION PRUEBA (Seg)	$(\sigma_c)_{ult}$ (kg/cm ²)	$(E_t)_1$ (kg/cm ²)	CLASIFICACION DE LA ROCA INTACTA *
	H (mm)	\bar{a} (mm)				
1	56.1	26.7	15	27	-	-
2	54.0	26.7	875	2367	9.39×10^5	AM
3	63.6	26.9	1400	2717	-	-
4	58.2	26.7	760	2122	8.52×10^5	BM
5	56.9	26.7	764	2179	7.89×10^5	BM
6	53.5	27.0	620	1720	6.65×10^5	BM

* De acuerdo con la clasificación dada por Deere y Miller basada en la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo relativo $(E_t)_1 / (\sigma_c)_{ult}$

70

CASO B





σ (kg/cm²)

2000

1500

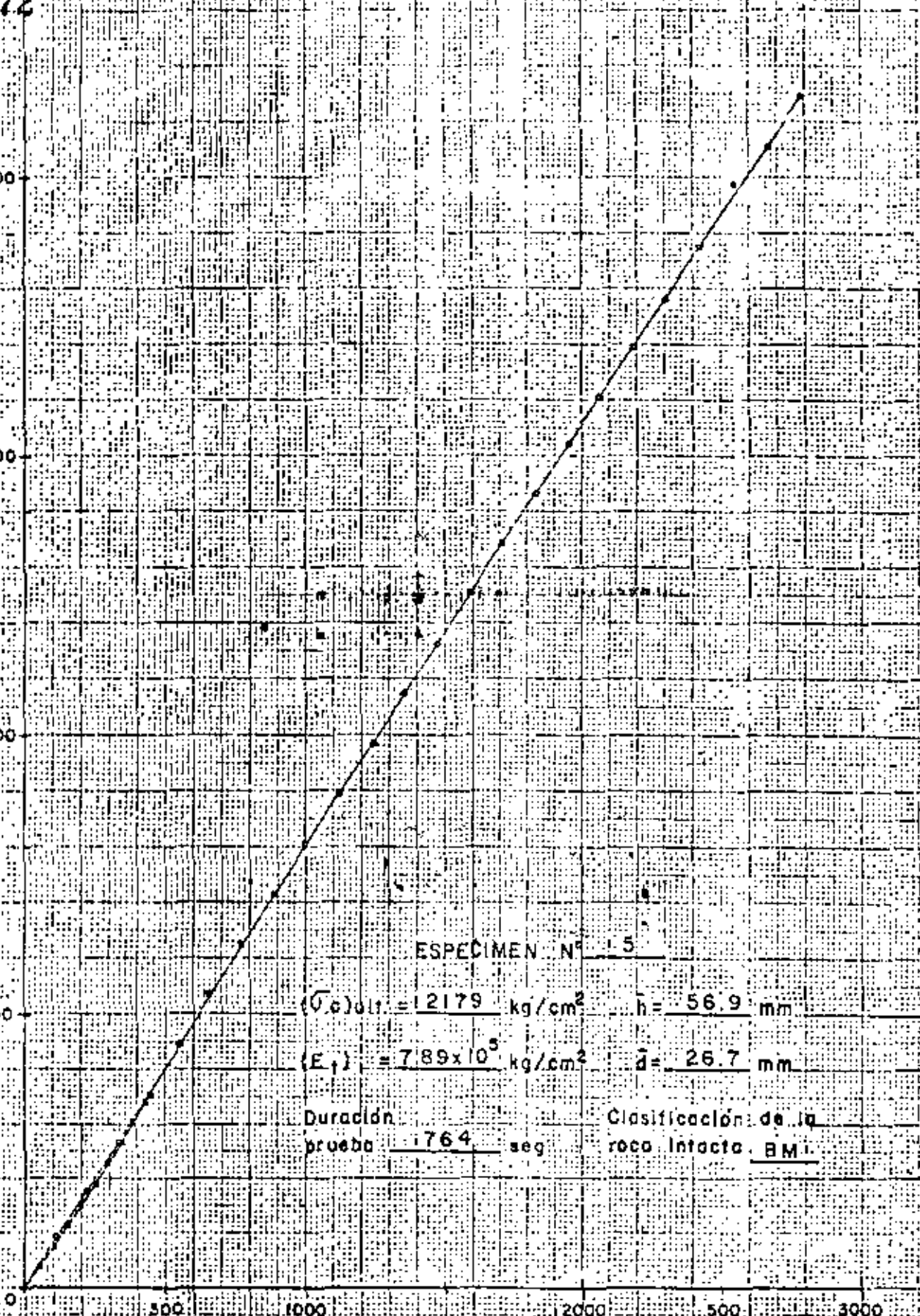
1000

500

0

500 1000 1500 2000 2500 3000

ϵ (10^{-6})



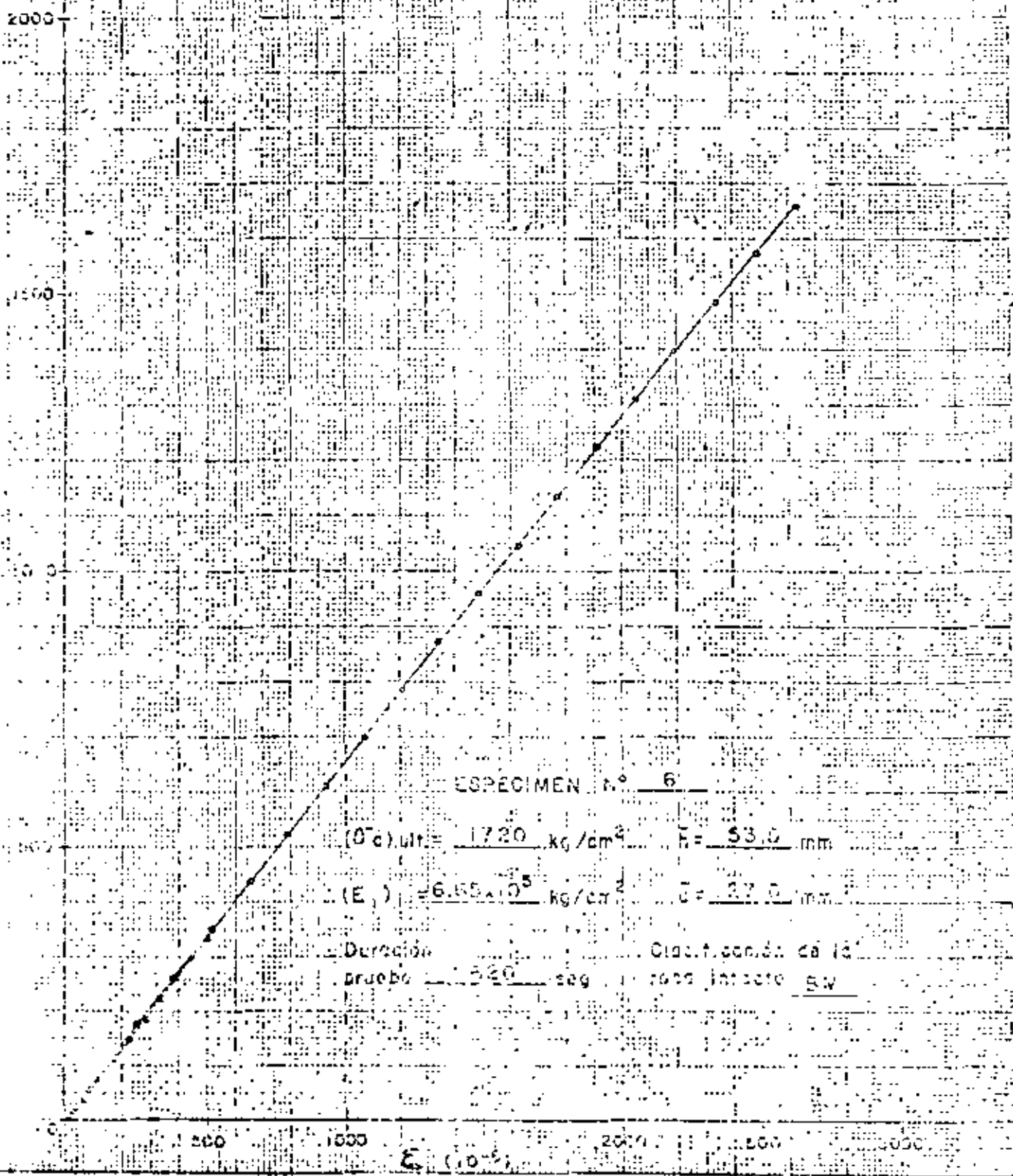
ESPECIMEN N° 15

$(\sigma_c)_{ult} = 12179 \text{ kg/cm}^2$ $h = 56.9 \text{ mm}$

$(E_1) = 7.89 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{d} = 26.7 \text{ mm}$

Duración prueba 764 seg

Clasificación de la roca Intacto BM



PROCEDURE FOR ASSEMBLY OF JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER

JARVA inc.

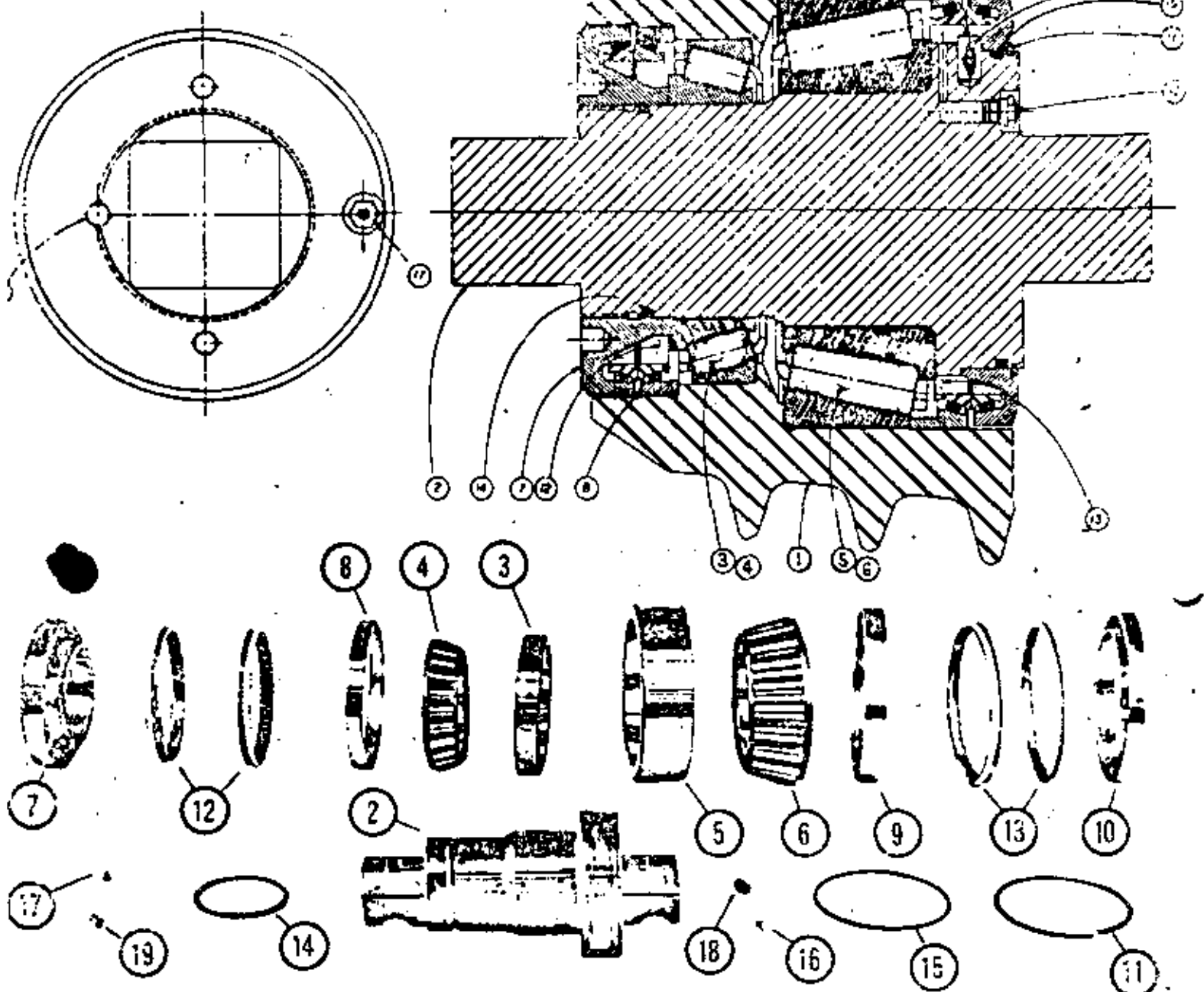
29125 Hall Street / Solon, Ohio 44139 USA

Telephone: (216) 248-0166 Telex No.: Jarva Solon 98 52 32

3/7

JARVA TRIPLE STEEL D/C CUTTER

75



Item No.	Qty.	Description
1	1	Cutter Body
2	1	Journal
3	1	Small Bearing Cup
4	1	Small Bearing Conc.
5	1	Large Bearing Cup
6	1	Large Bearing Conc.
7	1	Nut
8	1	Seal Ret. Seat (small)
9	1	Seal Ret. Seat (large)
10	1	Seal Ret. Seat (large)

Item No.	Qty.	Description
11	1	Snip Ring
12	1	Small Seal Assy. *
13	1	Large Seal Assy. *
14	1	Small "O" Ring
15	1	Large "O" Ring
16	1	Pressure Relief Fitting
17	1	Grease Fitting (plug)
18	1	Down Pin
19	1	Down Pin

* Assemblies consist of a set of two metal rings and two elastomeric rings.

PROCEDURE FOR ASSEMBLING JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER

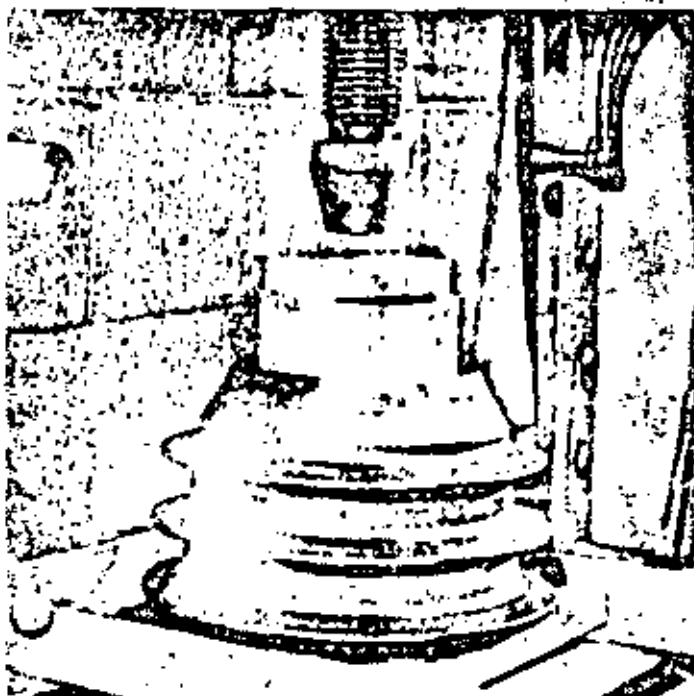


1. PRESS LARGE BEARING CUP, ITEM #5, INTO CUTTER BORE

- A. Clean bore of cutter thoroughly.
- B. Place cutter, small end down, on press table.
- C. Apply a coating of lubricant to O.D. of bearing cup.
- D. Place bearing cup into cutter bore.

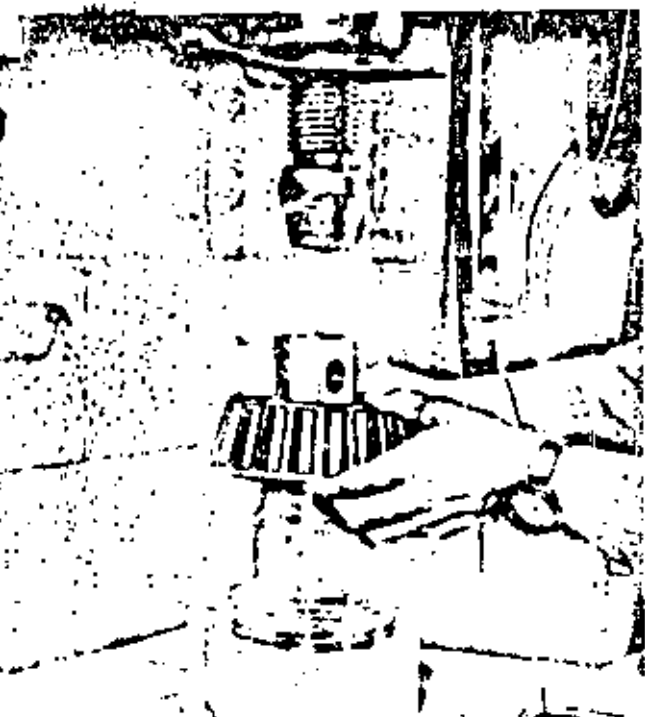


- E. Place bearing cup installation tool (AT-6) on bearing cup.
- F. Press bearing cup into cutter bore.
- G. Inspect assembly to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a .002" feeler gage.



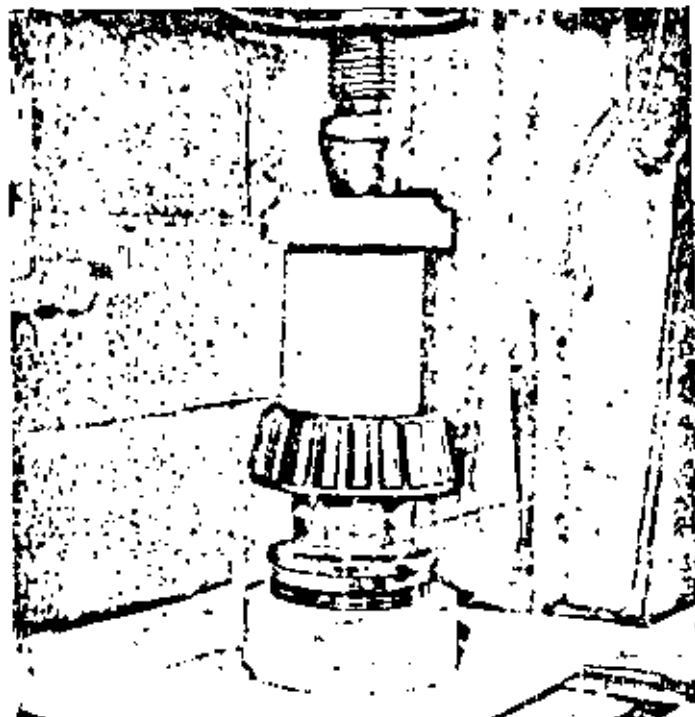
2. PRESS SMALL BEARING CUP, ITEM #3, INTO CUTTER BORE

- A. Place cutter, large end down, on press table.
- B. Apply a coating of lubricant to O.D. of bearing cup.
- C. Place bearing cup into cutter bore.
- D. Place bearing cup installation tool (AT-7) on bearing cup.
- E. Press bearing cup into cutter bore.
- F. Inspect assembly to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a .002" feeler gage.

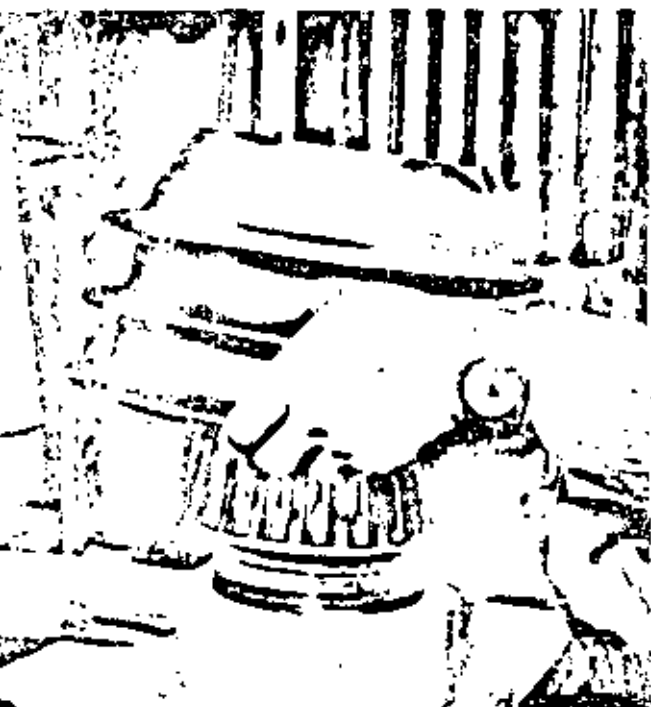


PRESS LARGE BEARING CONE, ITEM #6, ON JOURNAL

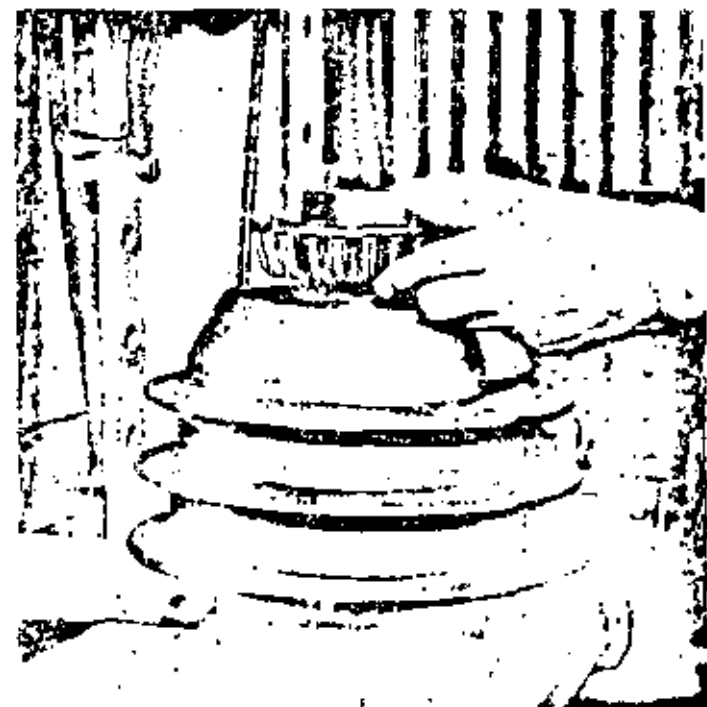
- A. Remove relief valve, Item #16, and plug, Item #17, and clean journal thoroughly, making sure grease holes are clean and free from foreign material. Reinstall plug.
- B. Place journal on top of journal holding tool (AT-8) to press.
- C. Clean inside of bearing cone assembly and apply a coat of lubricant to the I.D.



- D. Place bearing cone assembly on journal.
- E. Place bearing installation tool (AT-14) over journal and press bearing cone onto journal.
- F. Inspect to assure positive seating of the bearing cone assembly on the journal. Use .002" feeler gage.



SLIDE BUTTER SHELL OVER JOURNAL



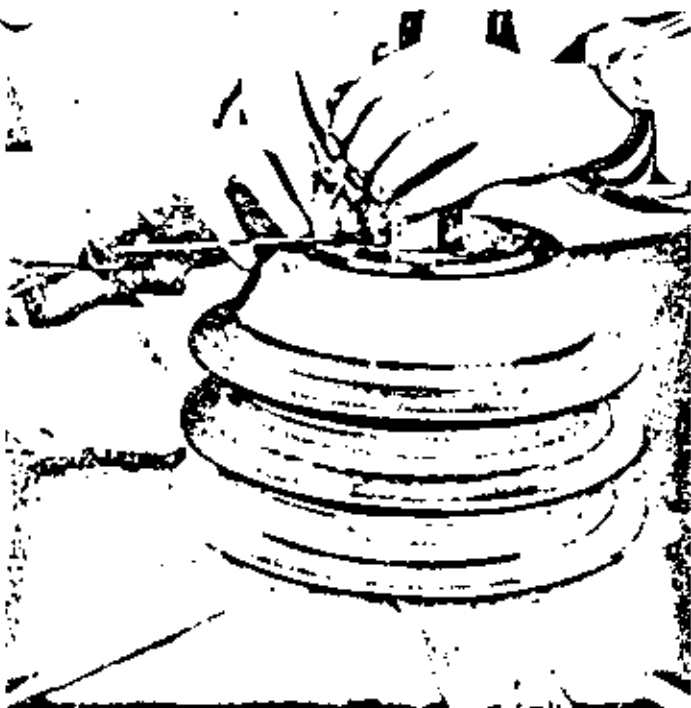
- G. PLACE SMALL BEARING CONE, ITEM #4, OVER JOURNAL AND PUSH IT DOWN INTO THE CUP INSIDE THE SHELL.



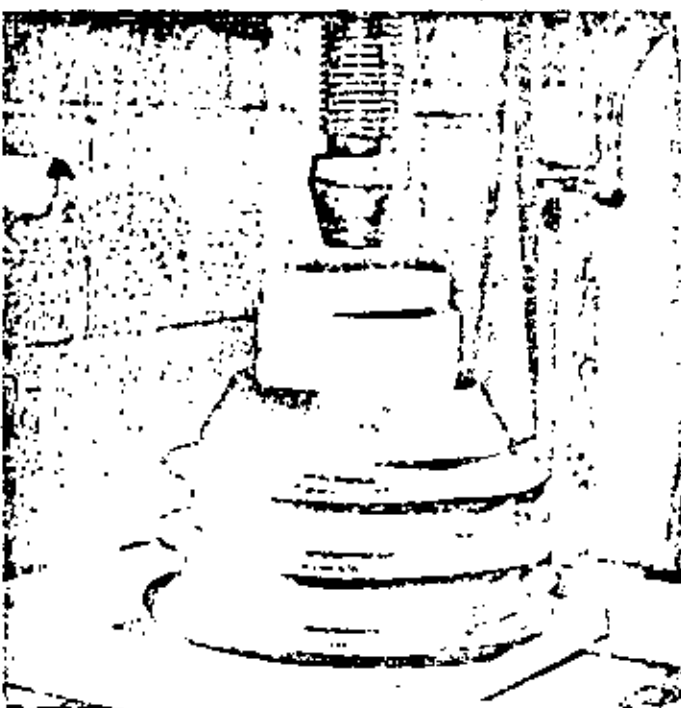
6. INSTALL NUT, ITEM #7, ON JOURNAL AND TURN ON HAND TIGHT.



7. CLAMP JOURNAL IN VISE WITH SMALL END OF CUTTER UP, USING SPANNER TOOL (AT-15) TORQUE NUT TO 125 - 150 FT/LBS.



8. SCRIBE A MARK ACROSS THREADED JOINT OF NUT AND JOURNAL, FOR FUTURE REFERENCE.
REMOVE NUT.



9. INSTALL SMALL INSIDE SEAL RETAINER, ITEM #10.
A. Place cutter small end up in press.
B. Lubricate O.D. of small seal retainer and place into shell.
C. Using small seal retainer installation tool (AT-10), press retainer into place.

10. INSTALL SMALL SEALS, ITEM #12, IN NUT AND CUTTER. SEE CATERPILLAR "INSTALLATION INSTRUCTIONS" AND "INSTALLATION TOOLS" SHEETS ATTACHED.

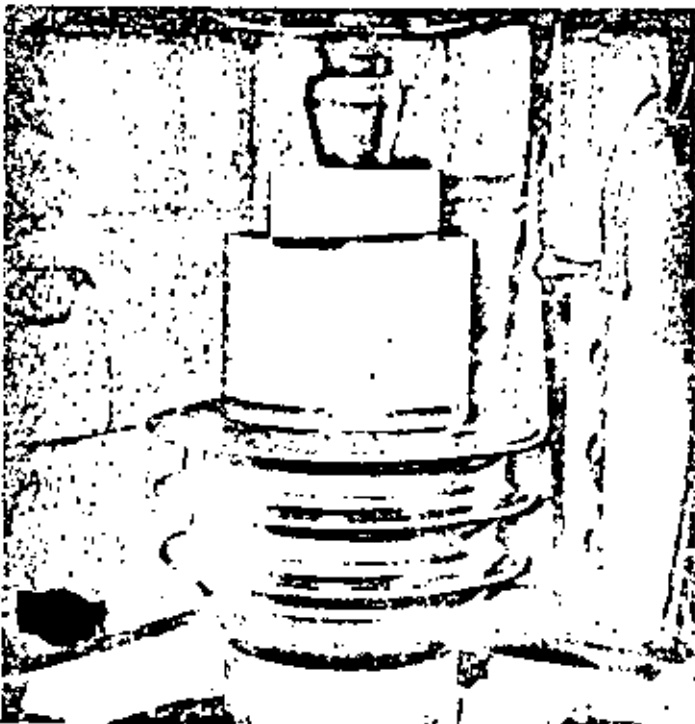


A. Using caterpillar tool (7L4949) install 1/2 seal assembly in cutter.



B. Install other 1/2 seal in nut.

11. INSTALL "O" RING, ITEM #14, ON JOURNAL AND REINSTALL THE NUT ON THE JOURNAL. TIGHTEN THE SCRIBE MARK.



12. INSTALL LARGE INNER SEAL RETAINER, ITEM #9.

- A. Place cutter, large end up, on press table.
- B. Lubricate O.D. of large inner seal retainer.
- C. Using large inner seal installation tool (AT-11), press retainer into place.



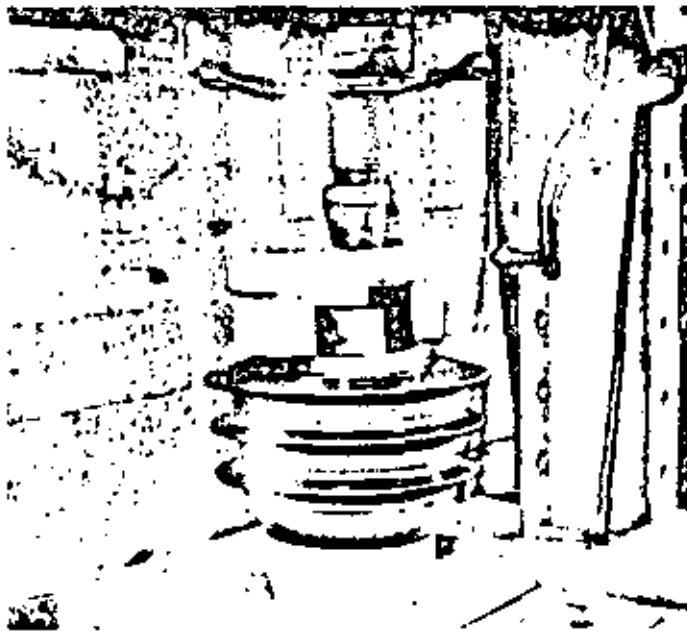


13. INSTALL LARGE SEALS. ITEM #13. SEE CATERPILLAR "INSTALLATION INSTRUCTIONS" AND "INSTALLATION TOOLS" SHEETS ATTACHED.

A. Using caterpillar tool (2S8027), install 1/2 seal in cutter.

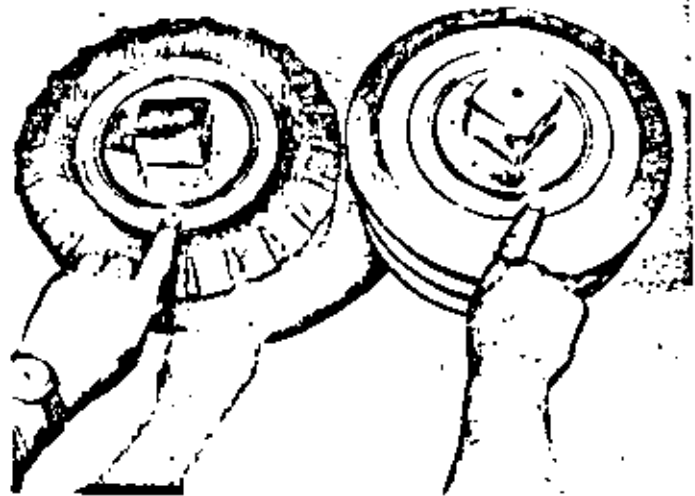
B. Install other 1/2 seal in outer seal retainer, Item #10.

14. INSTALL LARGE OUTER SEAL RETAINER

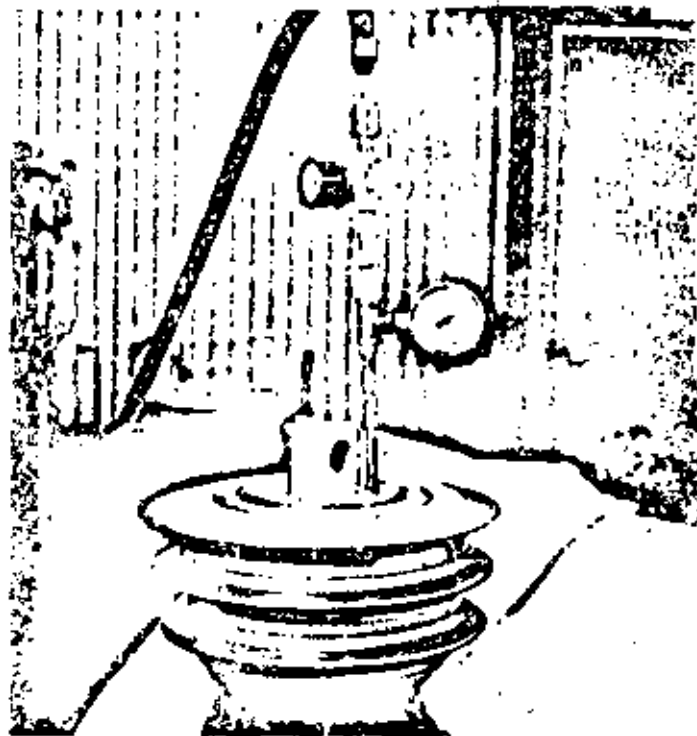


A. Install "O" ring, item #15, in place of journal, and drop seal and retainer assembly into cutter. Make sure retainer lines up with pin, Item #18, in journal.

B. Using installation tool (AT-12), push retainer down into cutter far enough to install snap ring, Item #11.



C. Install snap ring with gap in location shown. Gage cutter shown on left, inside cutter on right.



15. DETACH AIR SUPPLY IN HOLE USED FOR PRESSURE RELIEF FITTING. PRESSURIZE TO 40 PSI, AND SEAL OFF CUTTER FROM SUPPLY. IF PRESSURE INSIDE THE SHELL DROPS, DISASSEMBLE THE CUTTER AND RESEAL SEAL. ALSO CHECK INSTALLATION OF "O" RING.

16. DRILL AND REAM $3/8$ " DIA. BY $9/16$ " DEEP DOWEL HOLE AND INSTALL DOWEL PIN, ITEM #19. STAKE TWO PLACES TO RETAIN PIN.

17. REMOVE PLUG, ITEM #17, AND FILL CUTTER WITH GREASE OF NLGI GRADE EP1, WITH MINIMUM TIMKEN LOAD TEST RATING OF 40 LBS. REINSTALL PLUG AND PRESSURE RELIEF FITTING.

TUNELEADORAS DE PLUMA

ESTAS MAQUINAS EMPEZARON A USARSE EN EUROPA DESDE 1950.

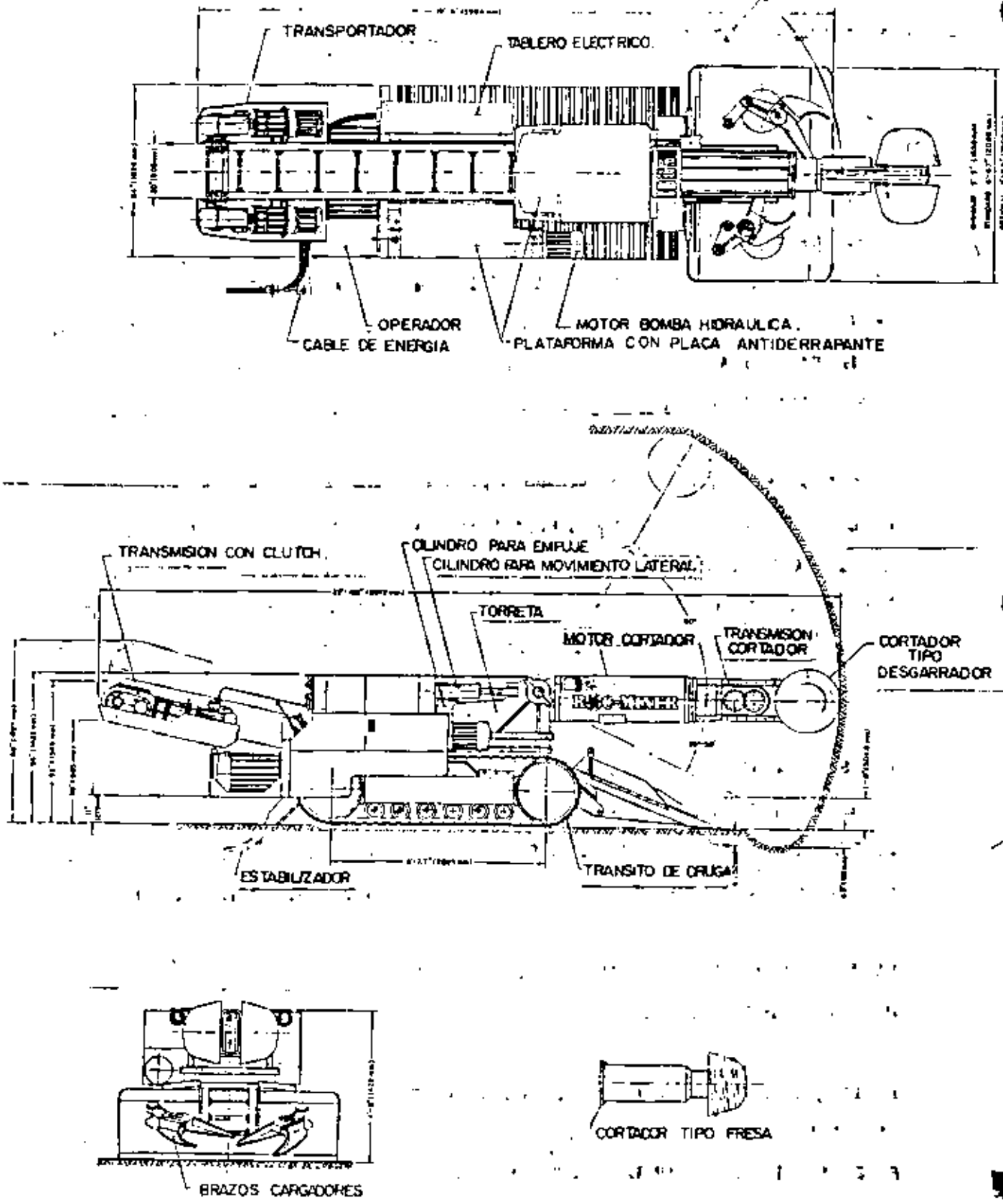
BASICAMENTE CONSISTEN EN UN APARATO AUTOPROPULSADO, CON MOTORES ELECTRICOS, QUE TIENE UNA PLUMA OSCILANTE EN TODAS DIRECCIONES EN CUYO EXTREMO SE ENCUENTRA UN CORTADOR; EL MATERIAL DESPRENDIDO CAE EN UNA CHAROLA EN DONDE ES ENPUJADO HACIA UNA BANDA TRANSPORTADORA POR UNOS BRAZOS MOVILES. DE LA BANDA TRANSPORTADORA PUEDE PASAR A UN SISTEMA DE CARGA DE VAGONES SIMILAR AL DEL TOPO O BIEN CARGARSE VAGONES DE OTRO TIPO (FIG. 1).

HUNGAROS, AUSTRIACOS Y RUSOS PRODUJERON LA PRIMERA GENERACION DE ESTE TIPO DE MAQUINAS, POR ENTONCES RELATIVAMENTE LIGERAS YA QUE PESABAN ENTRE 5 Y 17 TONELADAS CON MOTORES PARA MOVIMIENTO DEL CORTADOR DE 50 H.P., SE DISEÑARON PARA CORTAR ROCAS MEDIAS, CON ESFUERZOS DE RUPTURA MENORES DE LOS 400 KGS/CM², APROVECHANDOSE EN EXPLOTACIONES DE CARBON, ROCAS FOSFORICAS, ARCILLAS Y OTROS MATERIALES SUAVES.

UNA SEGUNDA GENERACION DE MAQUINAS SE DESARROLLO CON EL OBJETO DE CORTAR ROCAS MAS DURAS, CON ESFUERZOS DE RUPTURA DEL ORDEN DE LOS 800 KGS/CM² - EL PESO DE ESTAS MAQUINAS ESTA COMPRENDIDO ENTRE LAS 20 Y LAS 30 TONS. Y LA POTENCIA DEL MOTOR DEL CORTADOR ALCANZA LOS 130 H.P. (100 V.W.)

LA MAYORIA DE LAS MAQUINAS DE ESTA SEGUNDA GENERACION FUERON DESARROLLADAS ENTRE 1970 Y 1972.

EN 1973 SE ENPEZO CON LO QUE PUEDE CONSIDERARSE LA TERCERA GENERACION DE MAQUINAS MINERAS - PLUMA YA QUE LAS ANTERIORES NO SON LO SUFICIENTEMENTE PODEROSAS PARA ATACAR LOS ESTRATOS DUROS QUE SE ENCUENTRAN EN FORMACIONES CARBONIFERAS.



(FIG. 1)

LAS MAQUINAS ACTUALES, DEBIDO A SU PESO, PUEDEN CLASIFICARSE EN 3 CLASES:

A) SUPERPESADAS

ENTRE ESTAS SE TIENEN:

MARCA	PESO	PAIS
DOSCO TB 600	82 TONS	INGLESA
ALPINE MINER AM 100	70 TONS	AUSTRO AMERICANA
EICKHOFF 200	90 TONS	ALEMANA

ESTAN DISEÑADAS PARA SECCIONES HASTA DE 20 M2. SU COSTO LIEGA AL MILLON-
DE DOLARES.

B) P E S A D A S

ENTRE 30 Y 50 TONS. CON M OTORES DE 215 H.P. (160 KW) ACCIONANDO EL -
CORTADOR, ENTRE ELLAS SE TIENEN LA SUPER ROC-MINER DE LA ALPINE CORPO-
RACION, Y LA EVA-160 DE EICKHOFF.

C) MAQUINAS DE PESO MEDIO

ESTAS HAN SIDO DISEÑADAS PARA SECCIONES PEQUEÑAS, SU PESO ESTA ENTRE-
LAS 20 Y 30 TONS. LOS EXPERTOS LAS RECOMIENDAN PARA URANIO, COBRE, -
FOSFORITAS, EN GENERAL PARA ROCAS CON ESFUENZOS DE RUPTURA A LA COM-
PRESION LIBRE LIEGA HASTA 800 KGS/CM2.

EN MEXICO SE ESTAN USANDO PARA LAS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS DE COAHUILA
ASI COMO EN LA EXPLOTACION DE ROCAS FOSFORICAS EN BAJA CALIFORNIA.

SON PRINCIPALMENTE ALPINE F6-A MODIFICADAS, MUCHO MAS ROBUSTAS QUE CON SU VERSION ORIGINAL Y PREVISTAS DE TRANSITOS DE CARRILES TIPO CATERPILLAR, QUE LES PERMITEN TRABAJAR EN PENDIENTES HASTA DE 30%. SU ANCHO ES DE MAS O MENOS 2.10 M. PARA EXCAVAR EN ROCAS DE 500 KGS/CM² DE ESFUERZO DE RUPTURA O MAS LOS MOTORES DEBEN SER DE POTENCIAS MAYORES A LOS 150 H.P.

EN LA TABLA 1 SE DAN LAS PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE MINERAS DE TIPO PLUMA.

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON METRICA TON CORTA		CLASE
			KW	HP	KW	HP			
F6-HK NIKEX HUNGARY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	30	40	60.2	81	10.7	11.8	LIGERA
F6-A, ALPINE MINER HUNGARIAN LICENSE VOEST-ALPINE A.G. AUTRIA	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	30	40	60	80	12	13.2	LIGERA
PK-3 MACHINO EXPORT U.S.S.R.	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	32	43	77.5	104	10.8	11.9	LIGERA
D.R.C.L. DOSCO U.K.	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	37	50	75	100	17	18.7	MEDIA
SVM (SYSTEM DOSCO) PAURAT GMBH GERMANY	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	50	67	88	118	19.5	21.5	MEDIA
"SUBRICK" MINER U.S. STEEL CORP., WEST VIRGINIA U.S.A.	DESGARRA DOR		D.C. 2 X 60	D.C. 2 X 75	D.C. 180	D.C. 225	APROX. 27.3	APROX. 30	MEDIA
"FUCHS" WESTFALIA GERMANY	DESGARRA DOR	TRANSPOR- TADOR DE CADENA	45	60	52.5	70	6	6.6	LIGERA

TABLA Nº 1

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SISTEMA DE REZACA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON TON METRICA CORTA		C L A S E
			KW	HP	KW	HP			
MARK 2A DOSCO ENGLAND	FRESA	TRANSPORTA- CIRCULAR CANGILONES	48.5	65	104	140	23.4	25.8	MEDIA
RH 1/3 ANDERSON MAVOR U.K.	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	90	120	179	240	45.7	50.3	PESADA
BOOM MINER ANDERSON MAVOR U.K.	FRESA	TRANSPORTA DOR CIRCUL- LAR CANGI- LONES	60	80	120	160	18.3	20.1	MEDIA
PK-9 MACHINO EXPORT U.S.S.R.	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	90	118	173	232	36	39.6	MEDIA
AM 50, ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA DOR -	BRAZOS RE- COGEDORES	100	134	155	208	22	24.2	MEDIA
EV 2 EICKHOFF GERMANY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	80	107	173	232	33	36.3	MEDIA
E 124 PAURAT MBH GERMAN	FRESA	CARGADOR CIRCULAR DE CANGILONES	55	74	85	141	21	23.1	MEDIA

1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO - PLUMA

TABLA 1

HOJA 7

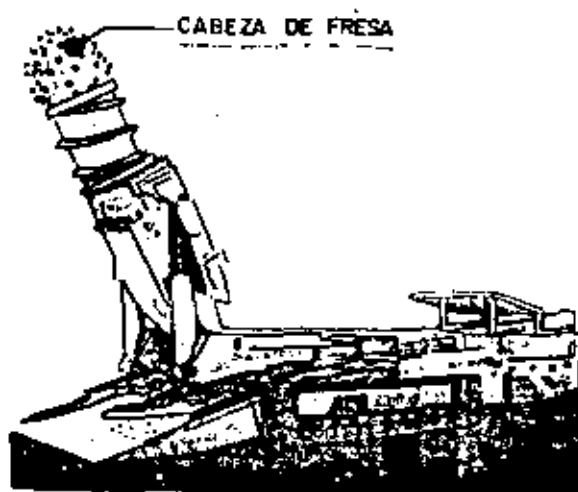
MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA		C L A S E
			KW	HP	KW	HP	TON METRICA	TON CORTA.	
MOBILE EXCAVATOR MEMCO U.S.A.	DESGARRA DOR	CORTADOR CON EMPUJE CILINDRICO Y BRAZOS RE COGEDORES	60	75	120	150	16.8	18.5	MEDIA
VS 3 DEMAG GERMANY	FRESA	DOS CAGILO NES DE CADE NA CURVOS	160	215	340	254	70	77	SUPER PESADA
WAY 200 WESTFALIA GERMANY	DESGARRA DOR	UN BRAZO RECOGEDOR	200	268	300	402	73	80.3	SUPER PESADA
ROBOTER (TITAN IN U.K.) PAURAT GERMANY	FRESA	DOS CAGILO NES DE CADE NA CURVOS	200	268	300	402	64	70.4	SUPER PESADA
EVA-160 EICKHOFF GERMANY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	160	215	310	416	52	57.2	PESADA
EVR-160 EICKHOFF GERMANY	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	160	215	340	456	80	88	SUPER PESADA
AM 100, ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA- DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	225	300	450	600	80	88	SUPER PESADA

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SISTEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON METRICA TON CORTA		CLASE
			KW	HP	KW	HP			
TB 600, TWIN BOOM MINER DOSCO U.K.	DOS CABE- ZAS FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	2 X 190	2 X 225	604	810	82	90	SUPER PESADA
E 169 PAURAT GERMANY	DESGARRA- DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	110	148	187	206	35	38.5	PESADA
SUPER ROC-MINER, 330 AEC. INC. FORMERLY ALPINE EQUIPMENT CORP. U.S.A.	DESGARRA- DOR O FRE SA	BRAZOS RECO GEDORES	160	215	321	380	41	45	PESADA
ROC-MINER, F-16 AEC. INC. FORMERLY ALPINE EQUIPMENT CORP. U.S.A.	DESGARRA- DOR O FRE SA	BRAZOS RE- COGEDORES	75	100	112	150	18	19.8	MEDIA
SL 120 DOSCO U.K.	FRESA	BRAZO RECO GEDOR	75	100	164	220	23.4	25.8	MEDIA

LAS MINERAS - PLUMA PUEDEN SER DE DOS TIPOS DEPENDIENDO DEL CORTADOR.

A) CORTADOR TIPO FRESA

EN ESTE CASO EL CORTADOR, CILINDRICO O CONICO GIRA SOBRE UN EJE QUE ES EL MISMO DE LA PLUMA EN ESTAS CONDICIONES LA FUERZA CORTANTE SE EJERCE PRINCIPALMENTE A LOS LADOS, LO QUE IMPIDE EL USAR EL PESO TOTAL DE LA MAQUINA EN EL ATAQUE. CUANDO LA ROCA ES RELATIVAMENTE DURA LA MAQUINA NECESITA SER EMPUJADA LATERALMENTE CON GATOS ESPECIALES. EL CORTADOR DE FRESA ARROJA LOS TROZOS CORTADOS DE LA FRENTE HACIA LOS LADOS LO QUE COMPLICA EL ACARREO DE LA REZAGA HACIA LA BANDA TRANSPORTADORA. EL DIAMETRO DE ESTOS CORTADORES ES MAS PEQUEÑO QUE EL DEL TIPO SIGUIENTE POR LO QUE SE RECOMIENDA CUANDO SE TRATA DE ATACAR LENTES DELGADAS. (FIG. 2)



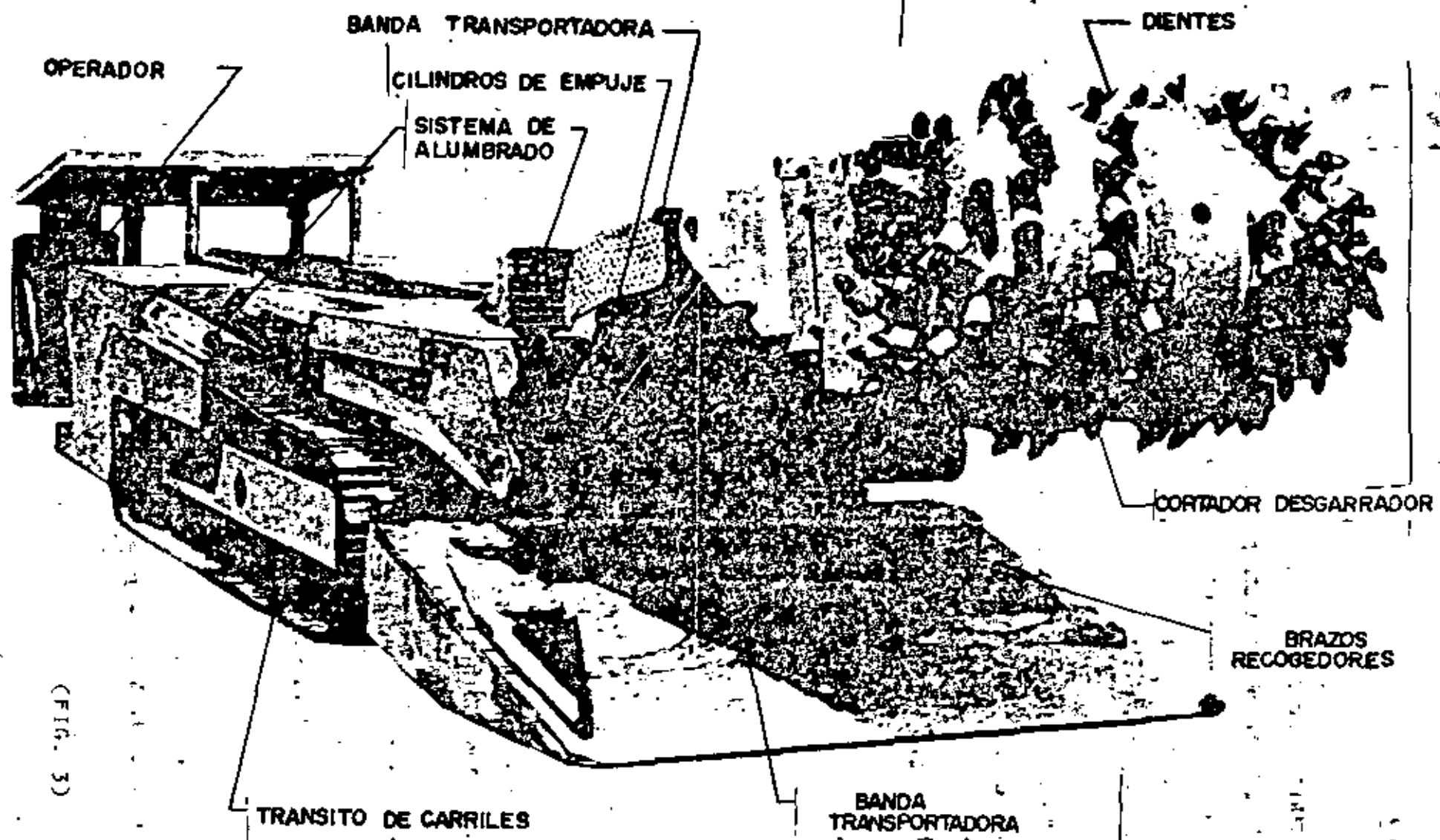
(FIG. 2)

B) CORTADOR DESGARRADOR

EN ESTE CASO EL EJE DEL CORTADOR ES NORMAL AL EJE DE LA PLUMA, POR LO QUE TODO EL PESO DE LA MAQUINA Y EL EMPUJE DADO POR LAS GARRAS --

DEL TRANSITO PUEDEN UTILIZARSE PARA EFECTUAR EL ATAQUE. ADEMÁS, UN 80% DE LAS ESQUIRLAS SON ARROJADAS PRACTICAMENTE A LA CHAROLA Y DEJADAS A LA BANDA TRANSPORTADORA.

EN TERMINOS GENERALES EL CORTADOR POR DESCARRAMIENTO PRODUCE UN 30% MAS DE MATERIAL QUE EL TIPO FRESA, POR LO QUE SE PREFIERE EL PRIMERO, SIN EMBARGO, HAY MAQUINAS EN LAS QUE LOS CORTADORES SON INTERCAMBIABLES COMO ES EL CASO DE LAS ROC-MINER DE LA ALPINE CORP. (FIG. 3)

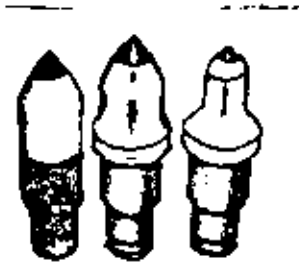


(FIG. 3)

TANTO EL CORTADOR DE FRESA COMO EL DESCARRADOR, PRODUCEN POLVO DURANTE EL ATAQUE; EL PROBLEMA DEL POLVO AUN NO SE HA RESULTO EN FORMA SATISFACTORIA YA QUE NO PUEDE COLOCARSE UNA PANTALLA QUE AISLE LA FRENTE Y AUNQUE LA PLUMA TIENE EN EL EXTREMO UN COLECTOR DE POLVO ES NECESARIA UNA EXCELENTE VENTILACION.

AMBOS CORTADORES ESTAN FORMADOS POR CUERPOS MASIVOS QUE TIENEN LOS ELEMENTOS CORTANTES O DIENTES COLOCADOS SIGUIENDO ESPIRALES, ESTOS DIENTES TIENEN INSERTOS DE CARBURO-TUNGSTENO. LOS DIENTES SON REEMPLAZABLES.

(FIG. 4)



(FIG. 4)

EN EL CASO DEL DESCARRADOR EL CORTE ES PRODUCIDO POR LOS DIENTES AL INCLINAR SOBRE LA ROCA TENIENDOSE UNA FUERZA DEBIDA AL PAR DE TORSION PROPORCIONADO POR EL MOTOR DEL CORTADOR. ESTA FUERZA PUEDE VARIARSE CON EL EMPUJE DADO POR UN GATO Y AUMENTARSE CON EL DADO POR LA MAQUINA, QUE COMO ANTES SE DIJO TIENE TRANSITO DE TIPO ORUGA. COMO LA PLUMA PUEDE OSCILAR HORIZONTALMENTE, ES POSIBLE APLICAR FUERZAS HORIZONTALES QUE AYUDAN AL PROCESO DE RUPTURA SALIENDO EL MATERIAL EN FORMA DE LASCAS DE DIFERENTES FORMAS.

SI LA ROCA ES SUAVE UN BUEN NUMERO DE DIENTES ESTAN EN CONTACTO SIMULTANEO CON LA FRENTE Y LA PRODUCCION AUMENTA.

SI LA ROCA ES MUY DURA EL OPERADOR DE LA MAQUINA PUEDE HACER QUE SEA UN-SOLO DIENTE EL QUE ESTE EN CONTACTO, CONCENTRANDOSE EN EL LAS FUERZAS -- VERTICAL Y HORIZONTAL.

COMO EN EL CASO DE UN TOPO, LA PRODUCCION O RENDIMIENTO DE LA MAQUINA DE- PENDE EN FORMA IMPORTANTISIMA DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO DE LA FORMA-- CION.

A CONTINUACION SE DAN CARACTERISTICAS DE UNA MAQUINA DE TIPO MEDIO:

TIPO CORTADOR	DESCARRADOR
POTENCIA MOTOR CORTADOR	160 K. W.
PESO DE LA MAQUINA	45 TONS
DIAMETRO DEL CORTADOR	940 mm
NUMERO DE DIENTES	104
MINIMO DE DIENTES APOYADOS SIMULTANEAMENTE	1
MAXIMA FUERZA DE REACCION POR DIENTE	41 A 45 TONS
MAXIMA POTENCIA POR DIENTE	160 K. W.

APLICACIONES .-

EL EMPLEO DE ESTAS MAQUINAS SE HA LIMITADO, HASTA AHORA, A LA INDUSTRIA-MINERA, MUY ESPECIALMENTE EN LAS MINAS DE CARBON.

ALTOS HORNOS DE MEXICO, EMPLEA UN BUEN NUMERO DE ESTAS MAQUINAS EN SUS - ES SUS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS EN COAHUILA.

94

EN BAJA CALIFORNIA SUR SE EMPLEA ACTUALMENTE UNA ALPINE F6-A EN UNA EX-
PLOTACION DE ROCAS FOSFORICAS.

ESTA MAQUINA HA INICIADO APENAS SUS OPERACIONES Y EN EL PRIMER MES SE OB-
TUBIERON LOS SIGUIENTES RESULTADOS:

LA SECCION PROMEDIO EXCAVADA FUE DE 11.78 M2

EL VOLUMEN, DE BANCO, EXTRAIDO FUE DE 481.85 M3

VOLUMEN DIARIO PROMEDIO EN 1 TURNO DE TRABAJO 21.90 M3

RENDIMIENTO MEDIO ATACANDO 6.40 M3/H

EN LOS REPORTES ANEXOS SE OBSERVA LA TENDENCIA A AUMENTAR LA PRODUCCION-
DE LA MAQUINA, AL TENER MAS PRACTICA. EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RE-
ZAGA Y OTRAS ACTIVIDADES PUEDE HACER AUMENTAR LA PRODUCCION.

si v..

Abril 10., 1978.

REPORTE MENSUAL DE OPERACIONES
EN MINA PILOTO No. 1

I.- PERSONAL

<u>Categoría</u>	<u>Número</u>	<u>Días Trabajados</u>	<u>Hombres-Turno en el Mes</u>
Jefe de mina	1	22	22
Operador minero	1	22	22
Operador cargador frontal	1	22	22
Peón	1	6	6
TOTAL	4		72

Se trabajaron 22 días efectivos en el mes, y únicamente se trabajó en el turno de día.

II.- EQUIPO

Minero continuo Alpine F6-A	1
Cargador frontal JS-220	1
Ventilador estacionario de 22,000 Pies ³ /Min.	1

III.- PRODUCCION

Durante el mes se trabajó únicamente en la frente principal de extracción, en una sección promedio de 11.78 M².

3.1 Producción / Mes

Avance	= 40.90 M ³ L. / Mes
Volúmen tumbado	= 481.85 M ³ / Mes
Toneladas tumbadas	= 1156.44 Tons. / Mes

3.2 Producción por turno

Avance	= 1.86 M ³ L. / Turno
Volúmen tumbado	= 21.90 M ³ / Turno
Toneladas tumbadas	= 52.57 Tons. / Turno

Se usó un peso unitario en banco para la fosforita de 2.4 Tons. / M³.

IV.- PRODUCTIVIDAD

<u>Tons. tumbada / Mes</u>	=	<u>1156.44</u>	=	16.06 Tons./Hombres turno
<u>Total Hom.-Turno/Mes</u>		<u>72</u>		

Abril 15, 1978.

ESTUDIO DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS EN EL DESARROLLO DE LA FRENTE PRINCIPAL DE LA MINA PILOTO No. 1.

El siguiente estudio de tiempos y movimientos se hizo en el desarrollo de la frente principal de explotación de la Mina Piloto No. 1; que tiene una sección cuadrada de 1.0 x 2.3 metros, usando para la excavación un minero continuo Alpine H-A, y para rezagar un cargador frontal de 940 Gal. 220 de 2,0 yardas cúbicas, operando de la siguiente manera:

El minero continuo colocado a un lado de la frente cerca de una de las tablas, hace un corte de aproximadamente 50 Cms. de profundidad por 3.0 m. de ancho en la tabla de la frente; como la rezaga produce la explotación de un tercio de este trabajo, la desplaza hacia el otro lado de la frente con el brazo de la cabeza, para que el cargador frontal lo transporte al exterior; al concluir el corte se pasa al otro lado de la frente para emparejar el resto del tope, y así sucesivamente se sigue el avance.

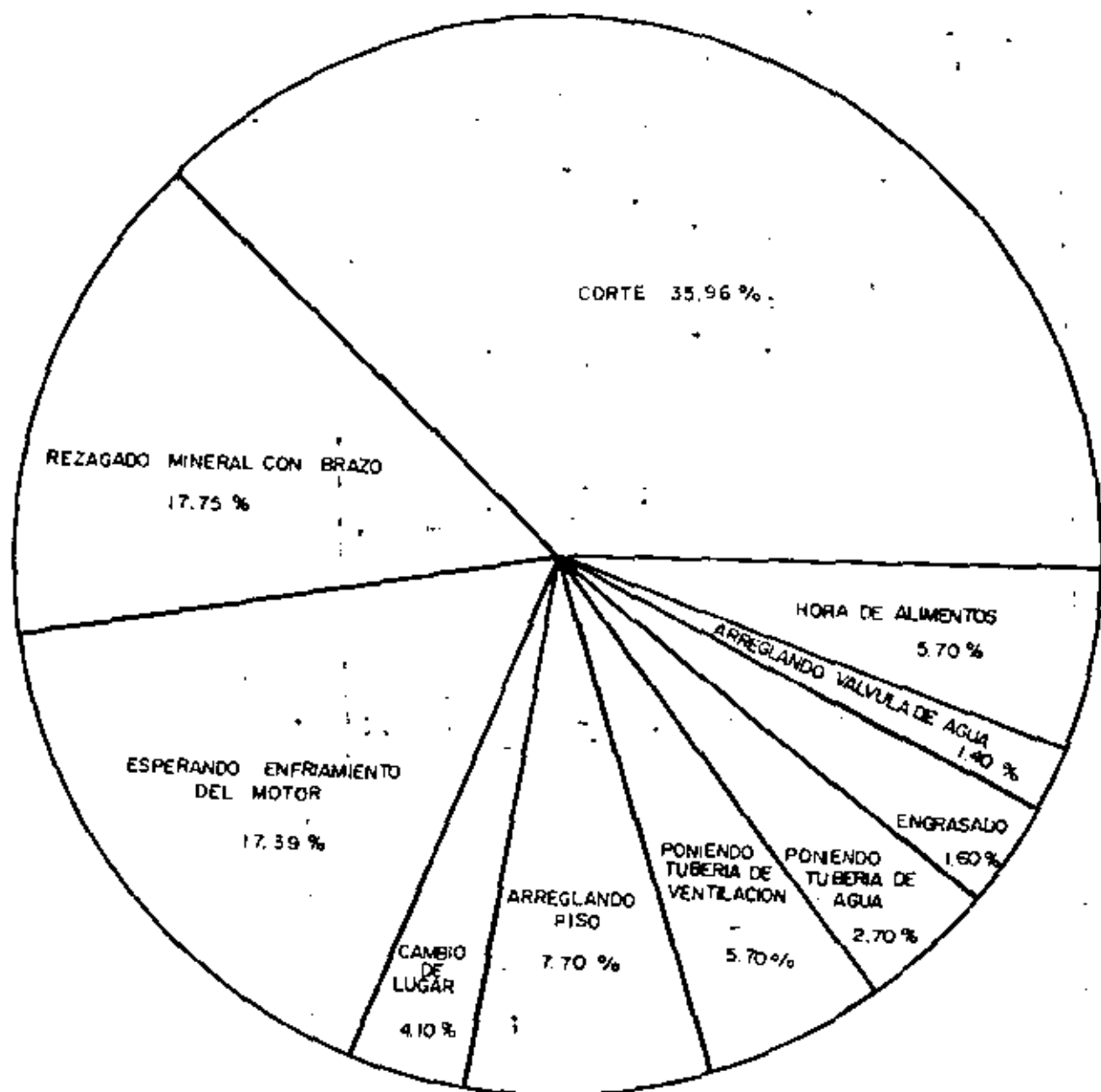
La ventilación que se usó fue por el tope con tubería rígida.

RESUMEN DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS DEL MINERO CONTINUO

ALPINE F6-A

97

<u>A C T I V I D A D</u>	<u>TIEMPO EN MINUTOS</u>	<u>% DEL TURNO</u>	<u>O B S E R V A C I O N E S</u>
1.-Cortando	210.41	35.96	Se puede incrementar.
2.-Esperando que se enfrie el motor.	105.30	17.39	Se estudiará el sistema eléctrico para eliminar el calentamiento.
3.-Moviendo la rezaga a un lado.	103.84	17.75	Se usará otro sistema.
4.-Afinando el piso.	44.29	7.70	Se puede reducir.
5.-Instalando tubería de ventilación.	33.00	5.70	Se puede empalmar con otras actividades.
6.-Tiempo para comidas.	30.00	5.70	Se alternará el horario.
7.-Cambiando de lugar.	23.99	4.10	Se puede reducir.
8.-Poniendo tubería de agua.	16.31	2.70	Se puede reducir.
9.-Lubricando el equipo.	9.46	1.60	-----
10.-Fallos con el agua.	8.40	1.40	Se puede eliminar.
TOTAL -----	585.00	100.00	



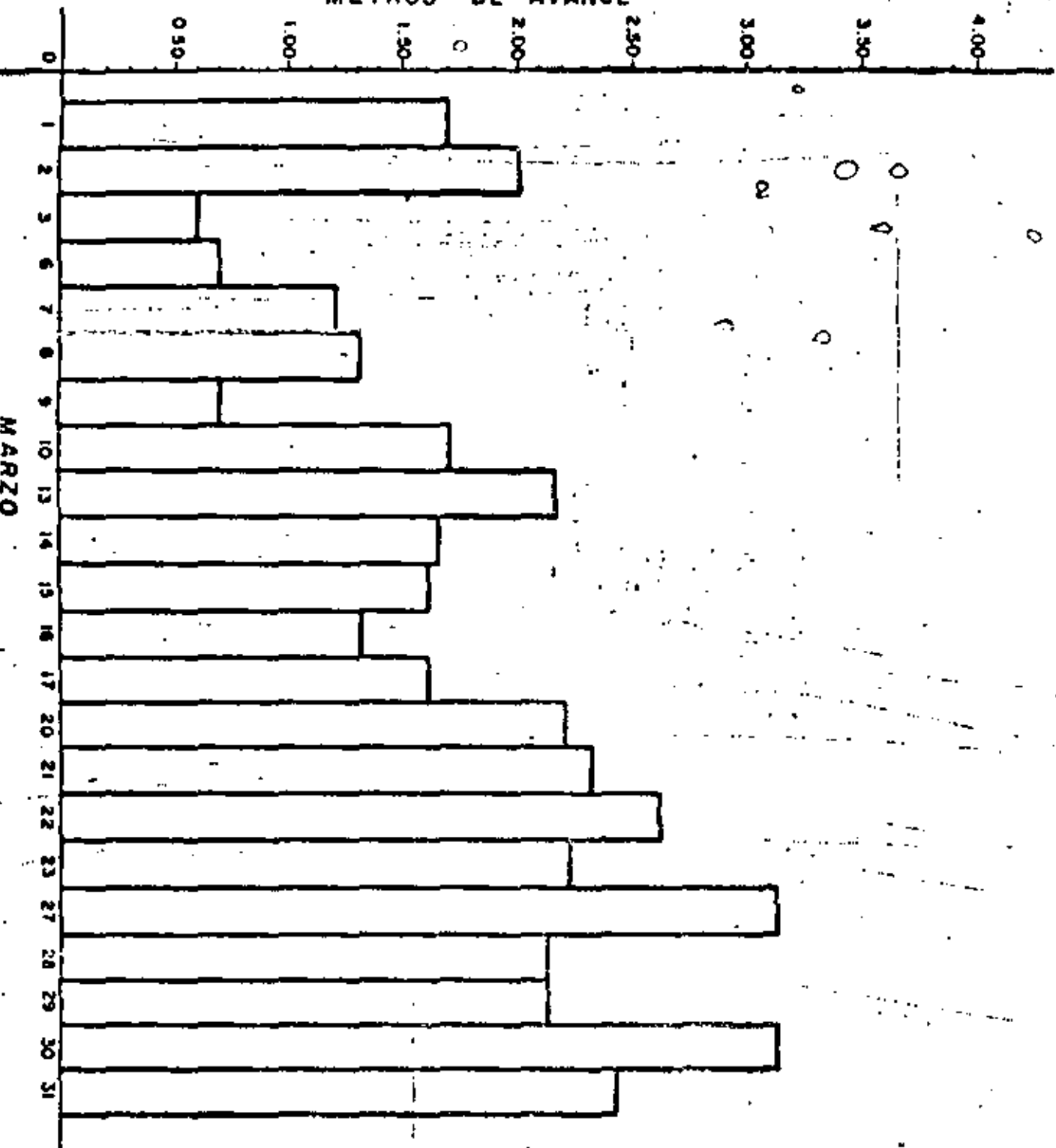
MINA PILOTO No 1

TIEMPOS PROMEDIOS EN PORCIENTOS DE LAS ACTIVIDADES
DEL MINERO CONTINUO

ALPINE F 6-A

99

METROS DE AVANCE



MARZO

"MINA PILOTO No. 1"

AVANCE DIARIO CON MINERO CONTINUO ALPINE F6-A EN
FRETE DE SECCION PROMEDIO DE 11.78 M²

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author outlines the various methods used to collect and analyze the data. This includes both primary and secondary data collection techniques. The primary data was gathered through direct observation and interviews with key stakeholders.

The analysis phase involved using statistical software to identify trends and correlations within the data set. It is noted that while the data shows a general upward trend, there are significant fluctuations that require further investigation.

The final section provides a summary of the findings and offers recommendations for future research. It suggests that more detailed studies should be conducted to explore the underlying causes of the observed trends.



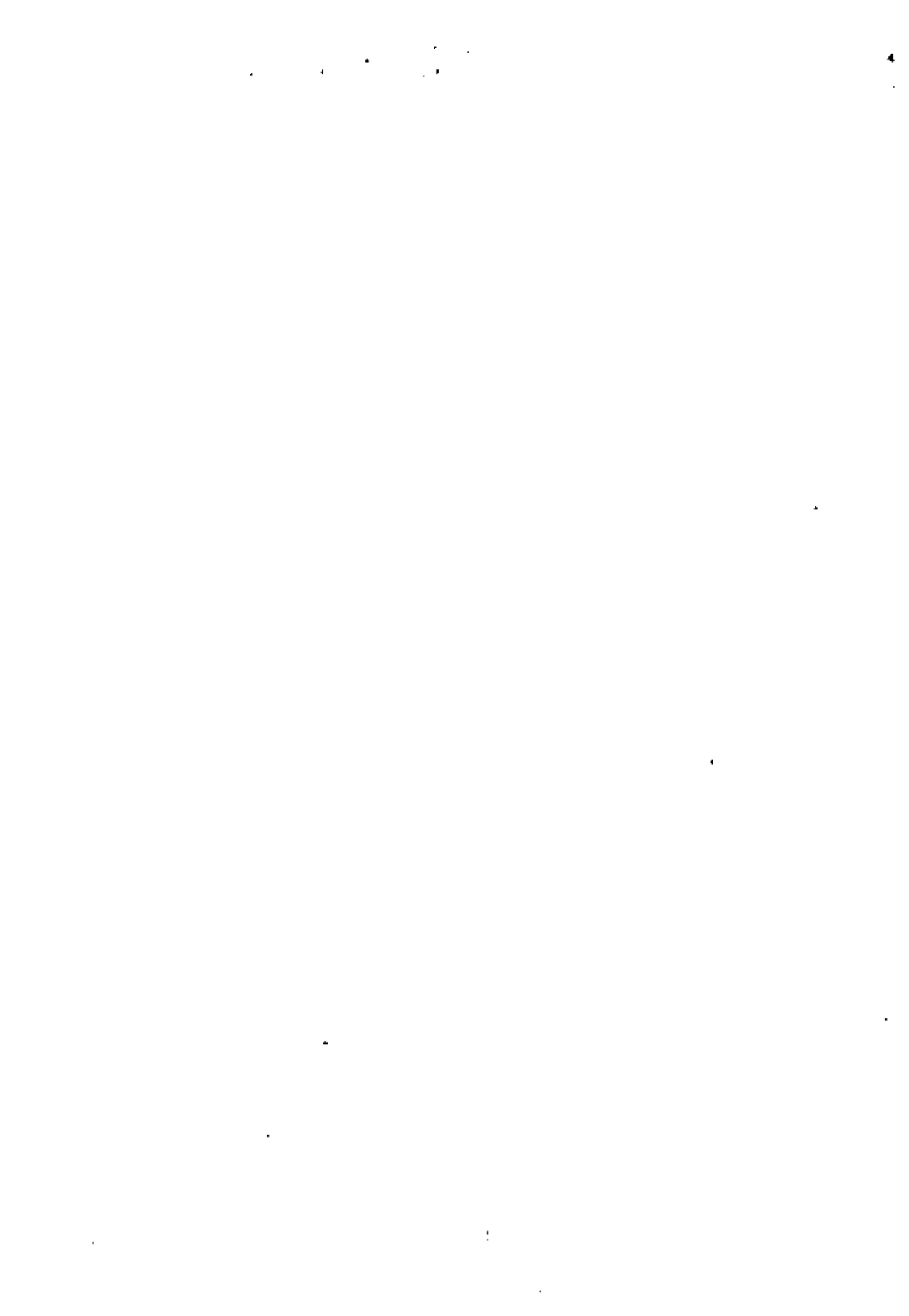
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

LUMBRERAS Y TUNELES INCLINADOS

PROF. ING. FERNANDO FAVELA L.
JULIO, 1979



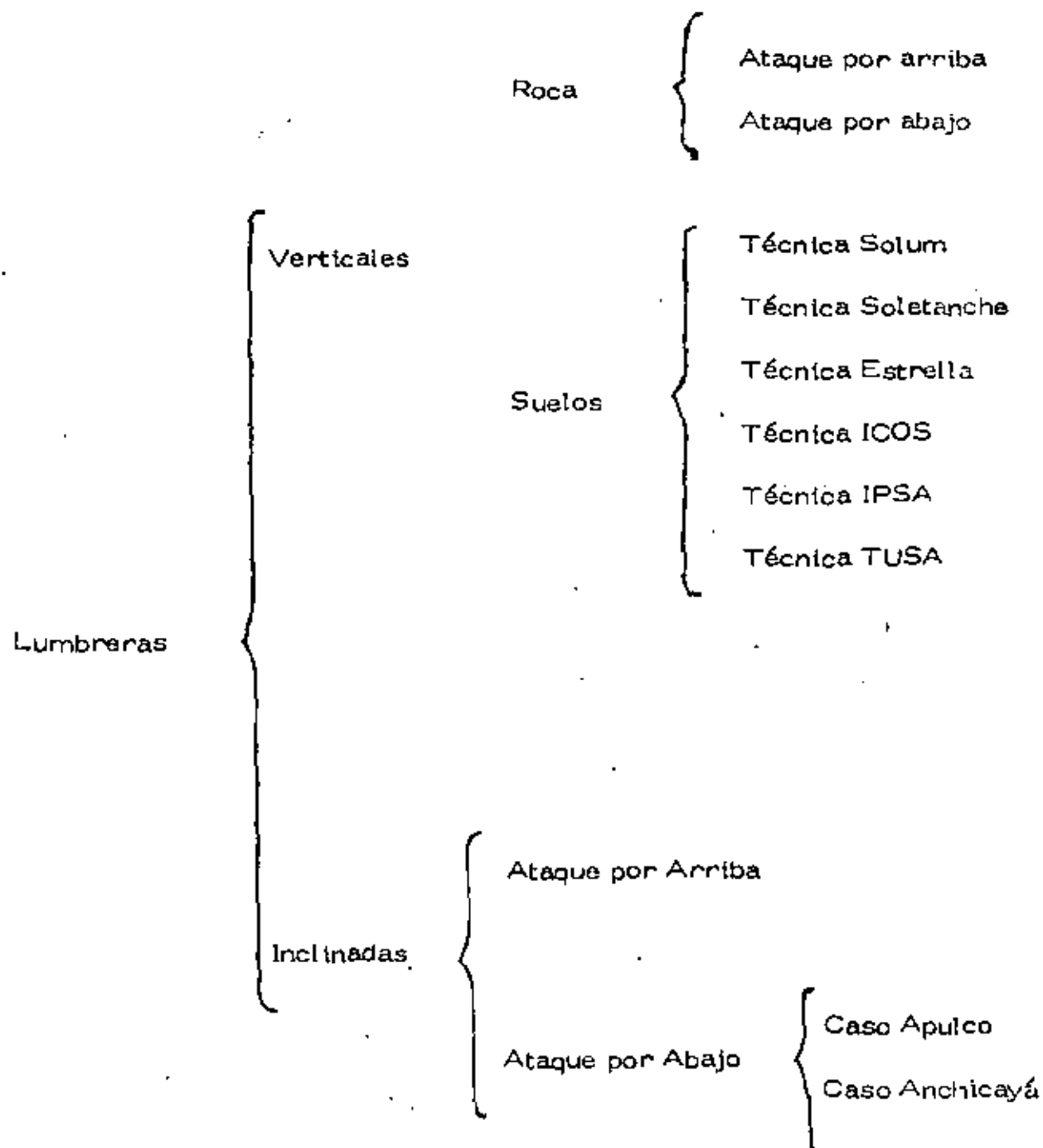
LUMBRERAS

INDICE

	PAG.
Introducción	I
I. Clasificación	1
II. Lumbreras	1
1. Definición	1
2. Procedimientos de Construcción	1
2.A Excavaciones en Roca	2
2.A.1 Ataque por Arriba	2
2.A.2 Ataque por Abajo	14
2.B Excavaciones en Terreno Suave	16
2.B.1 Técnica Solum	17
2.B.2 Técnica Soletanche	19
2.B.3 Técnica Estrella	21
2.B.4 Técnica ICOS	25
2.B.5 Técnica JPISA	29
2.B.6 Técnica TUSA	32
2.C Lumbreras Inclınadas	34
2.C.A Caso Apulco	35
2.C.B. Caso Anchicayá	58

INTRODUCCION.

A fin de ordenar la presentación del material presentamos el cuadro sinóptico del trabajo a continuación.



TUNELES INCLINADOS

I. CLASIFICACION.

Generalmente se dice que un túnel es inclinado cuando su pendiente es mayor de 1.5%. Tomando en cuenta la pendiente de un túnel se le puede clasificar en:

- Túnel inclinado: 1.5% ~ 55°
- Lumbreira: > 55%

II. LUMBRERAS.

1. DEFINICION.

La lumbreira, por definición, es una excavación vertical o inclinada ($\geq 55^\circ$ con la horizontal), de sección rectangular o circular, u otra según el proyecto, que se puede excavar de arriba hacia abajo o viceversa, con procedimientos mecánicos convencionales o muy avanzados y que servirá para alojar las tuberías de presión y formar la caída de un aprovechamiento hidroeléctrico, o bien para dar acceso a un túnel que se excavará a partir de la lumbreira y que servirá - ésta para la introducción del equipo y materiales para hacer la excavación del túnel y para la extracción del producto de dicha excavación.

2. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

El procedimiento general está fijado por el proyecto mismo, es decir, si la lumbreira va a servir para un desarrollo minero o dar acceso a la excavación de un túnel largo que no tiene portales de acceso. Por otra parte, si ya existe acceso a la base de la lumbreira en proyecto, (aprovechamiento hidroeléctrico), entonces la excavación reviste -- otras características, que son la excavación de una lumbreira piloto de dimensiones pequeñas hacia arriba, hasta prácticamente salir a la superficie y posteriormente el banqueo del resto de la sección del -

proyecto, vaciando el producto de la excavación por la lumbrera piloto al fondo de la misma y cargando a camiones para sacarla al exterior.

Con objeto de comentar los procedimientos de construcción empleados para la excavación de las lumbreras, hemos dividido éstos en dos grandes grupos: excavaciones en roca y excavaciones en terrenos suaves.

2 A. EXCAVACIONES EN ROCA.

2.A.1. Procedimiento de construcción de arriba hacia abajo (convencional).

Se considera en este caso dos etapas.

PRIMERA ETAPA.

Construcción del brocal y excavación hasta unos 25-30 m (se llega a veces hasta 50 m). En esta fase, una vez excavado y colado el concreto en el brocal de la lumbrera, se procede a la barrenación a base de perforadoras de piso, de acuerdo con un diagrama de barrenación y carga previamente establecido. Una vez terminada la barrenación, se hace la carga de explosivos en los barrenos y seguidamente se hace la conexión eléctrica, en series de paralelo, dependiendo del número de barrenos. La profundidad de la barrenación debe ser la máxima que nos permita la sección de proyecto de la lumbrera, y de tal manera que debamos obtener como avance el 90% de la longitud barrenada. Una vez conectadas las series en paralelo, se conectan a la línea troncal monofásica de corriente (110 V/220 V/440 V); - pero es más aconsejable usar un explosor de capacidad adecuada.

Una vez que se ha retirado el equipo y el personal, se hace la voladura desde la superficie. La ventilación en esta etapa es natural; inmediatamente después se acercará la máquina, que en este caso es una draga con bote de almeja o bien con botes cilíndricos de capaci-

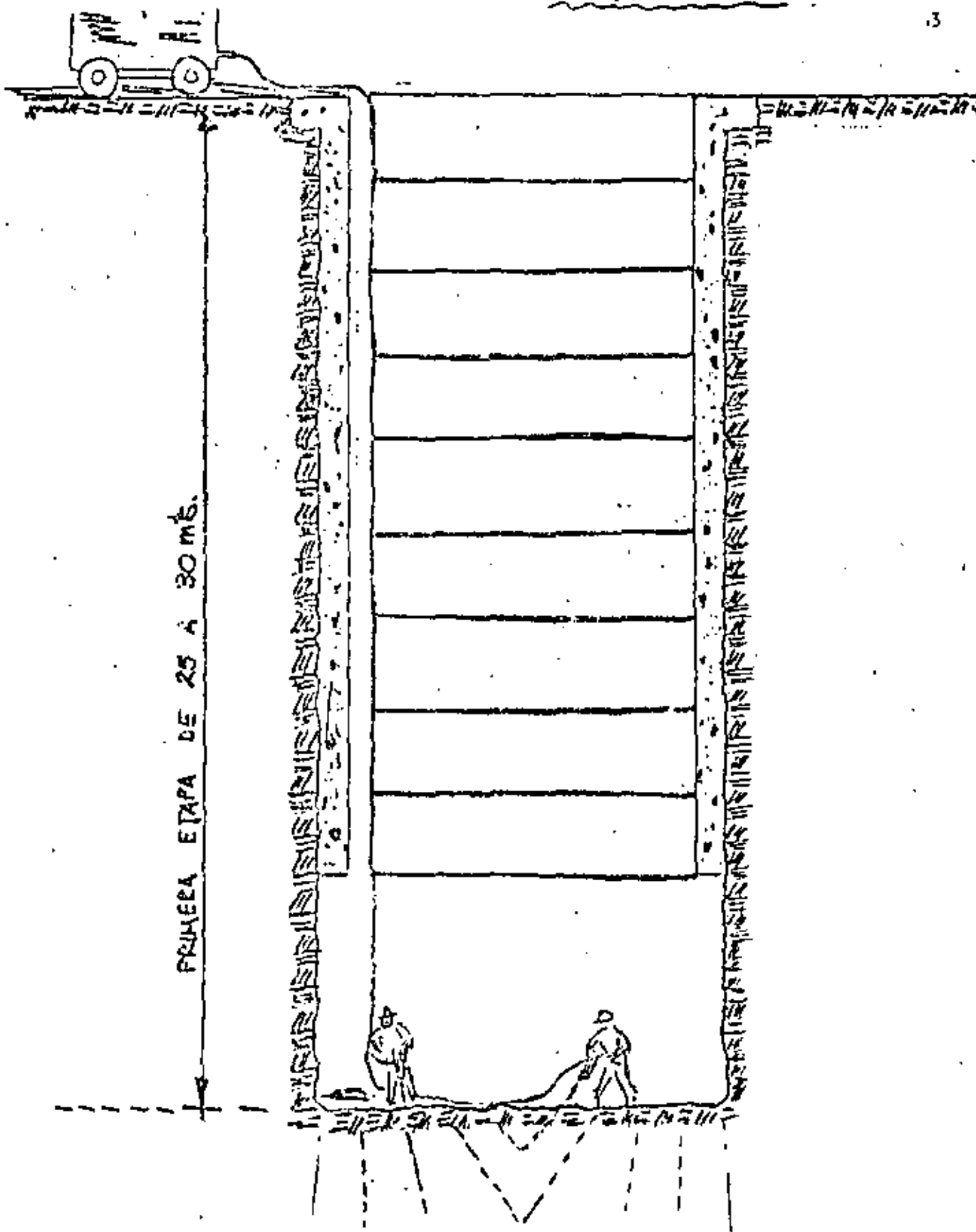


FIG 1-A

ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA HACIA
ABAJO CON PERFORADORA DE PISO 1ª ETAPA

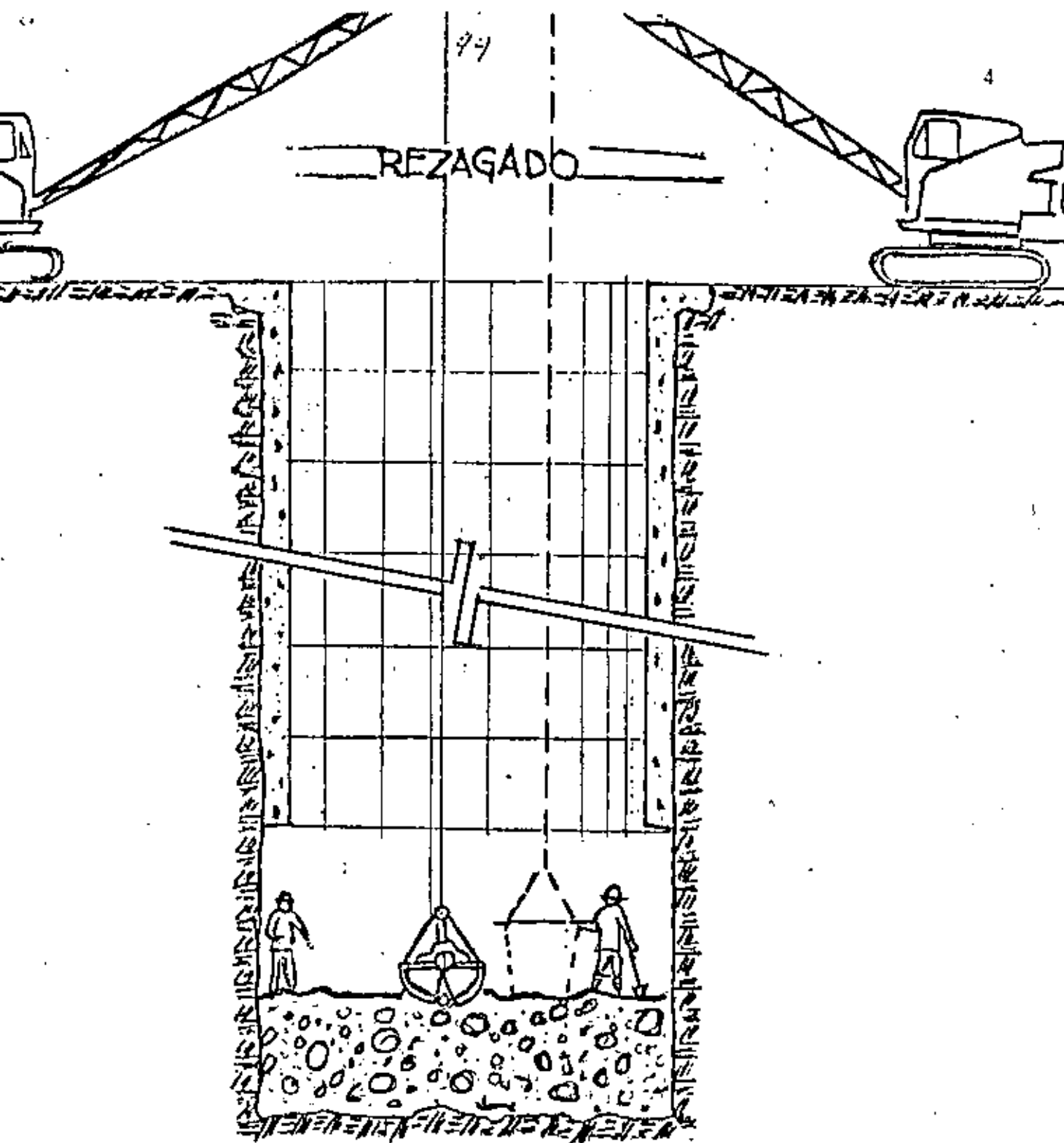


FIG. 1-B

ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA
HACIA ABAJO ALTERNATIVAS DE
REZAGADO CON ALMEJA O BOTE

PRIMERA ETAPA

La máquina (grúa) nos servirá en esta fase para todos los movimientos del equipo de barrenación, instalaciones, etc. En algunos casos también se usará para bajar o subir al personal, pero de preferencia desde el inicio de la excavación deberán instalarse escaleras de caracol o de tramos inclinados y únicamente el último tramo (no mayor de 6 m) se hará con escalera marina.

SEGUNDA ETAPA.

Prosecución de la excavación de 25-30 m hasta el fondo.

Para esta etapa el ciclo de trabajo que se mencionó brevemente en la etapa anterior, es el mismo pero para la rezaga deberán hacerse instalaciones para la carga y manto adecuado a la profundidad del proyecto. Para las obras de ingeniería civil estas profundidades serán del orden de 150-200 m.

Las instalaciones mencionadas incluyen:

- a) Una torre o estructura metálica o de madera, tratada, en donde quedará instalada la polea o poleas para el cable del malacate de tambor simple y del que penderá el bote de rezaga adecuado. El bote o "skip" en este caso ya no baja libremente, sino con grúas de cable, sujetas en la torre y a cierta altura sobre el piso que se excava, para que no se dañen las ménsulas de soporte durante las voladuras.

De estas ménsulas al piso el bote baja libre (10 m). Por otra parte, deberá contarse con una estructura o marco de guía para evitar la rotación del bote cuando éste baje o suba. En la superficie el vaciado se hace a través de un canalón abatible a una tolva con compuertas para cargar directamente a camiones. Es recomendable que cuando el bote vacíe, el brocal de la lumbrera se cierre con una tapa de madera con estructura metálica, también abatible, para dar paso cuando el bote sale y regresa. (Fig. 2).

EXCAVACION

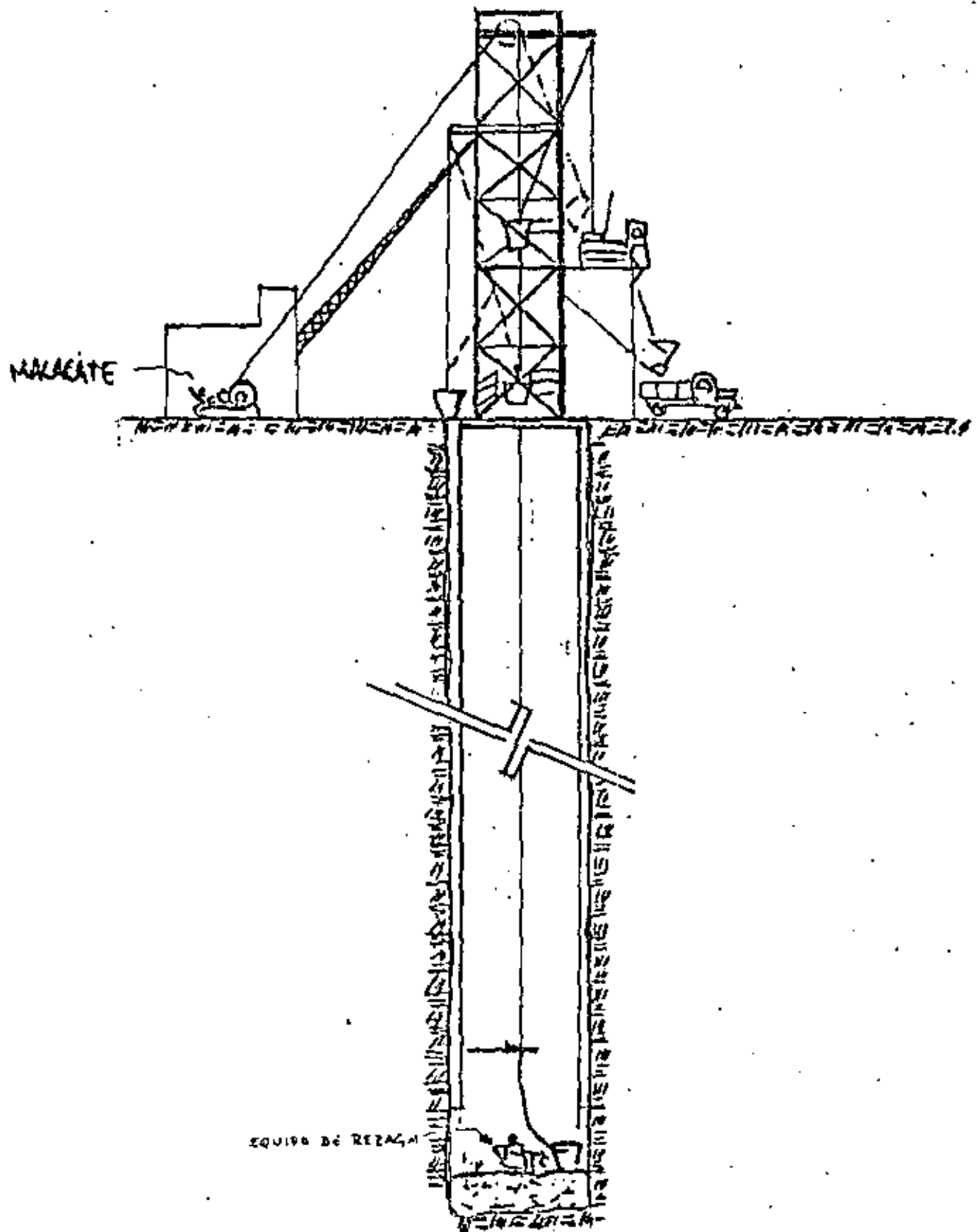


FIG. 2

ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA HACIA
ABAJO MECANIZADO SEGUNDA ETAPA.

- b) Una tolva de recepción de material producido de la excavación, equipada con una criba de rieles, para separar el material -- grueso almacenado que descarga hacia el frente de la tolva -- por medio de una compuerta operada neumáticamente. El material delgado almacenado en la tolva propiamente (es el mayor porcentaje de su capacidad) se descarga también con una compuerta operada neumáticamente. La descarga en ambos casos se hace directamente a camiones de volteo.
- c) Instalaciones comunes a la primera y segunda etapa.
1. Planta de aire comprimido a 100 lbs/psi incluyendo compresores, recipientes y tuberías de conducción, debidamente seccionadas y de diámetro adecuado.
 2. Almacenamiento o abastecimiento de agua para la barrenación, tubería de conducción debidamente seccionada, con una presión de 40 lbs/psi y de diámetro adecuado.
 3. Líneas eléctricas de alumbrado, debidamente identificadas, así como los accesorios de sockets y focos, para líneas de alumbrado adecuado en el tramo excavado, así como en la zona de trabajo de calibre adecuado.
 4. Líneas eléctricas de corriente trifásica, para equipo de bombeo y ventilación en general para motores de corriente alterna, de calibre adecuado 2300V/440V/220V.
 5. Línea de tubería de ventilación debidamente acoplada para evitar fugas en la misma, de diámetro adecuado.
 6. Escaleras de emergencia (caracol o inclinada), únicamente deberá haber un tramo de 6.00 m de escalera marina para llegar a la zona propiamente de trabajo.

El procedimiento general descrito hacia abajo (convencional) tendrá variantes en su ataque, de acuerdo con el equipo de barrenación y rezaga que se ocupe, dependiendo desde luego del programa de ejecución de una obra de este tipo, valor de la obra, dimensiones, tanto en sección como en profundidad.

A continuación se presenta un resumen del equipo empleado para la excavación de lumbreras de arriba hacia abajo.

CONVENCIONAL.-

Perforadora de piso o perforadora sobre orugas (sistema).

Rezagado a mano con pala

Rezagado a máquina con cargador neumático sobre orugas (EIMCO 630, 632) (Fig. 3).

CRYDERMAN.-

Perforadora de piso

Perforadoras automáticas (4) montadas especialmente o de giro

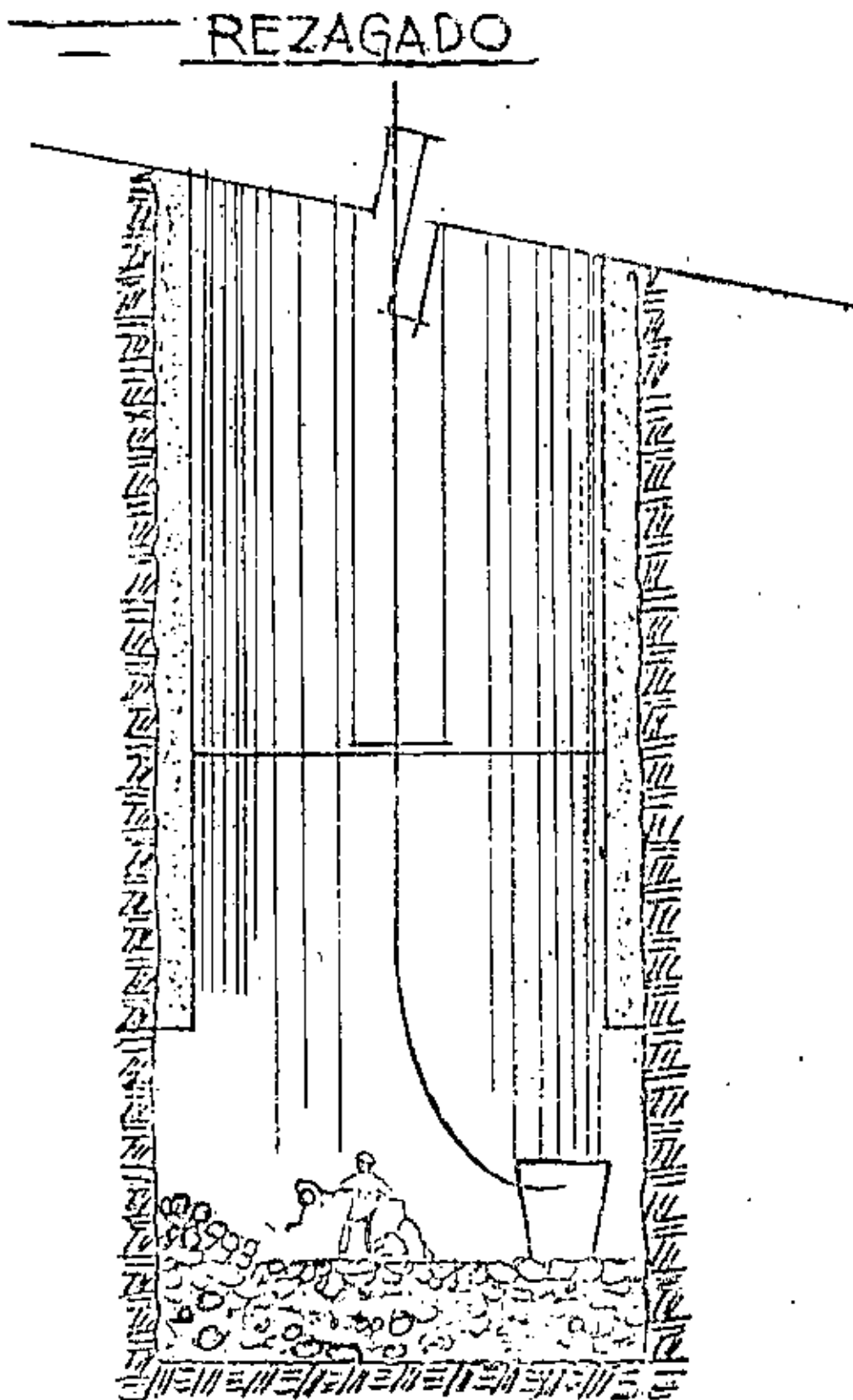
Brazo o brazos hidráulicos tipo excavador para carga de bote o botes (características Cryderman), montadas bajo una plataforma de operación o en las paredes de la lumbrera. Fig. 4A, B, C.

RYDELL.-

Perforadoras montadas (difters o de giro).

Perforadoras sobre orugas (track-drill o air track).

Rezagado con almeja montada con malacate y monoriel (característica Rydell). Fig. 4D



ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA
HACIA ABAJO MECANIZADO (EMCO-630)
SEGUNDA ETAPA.

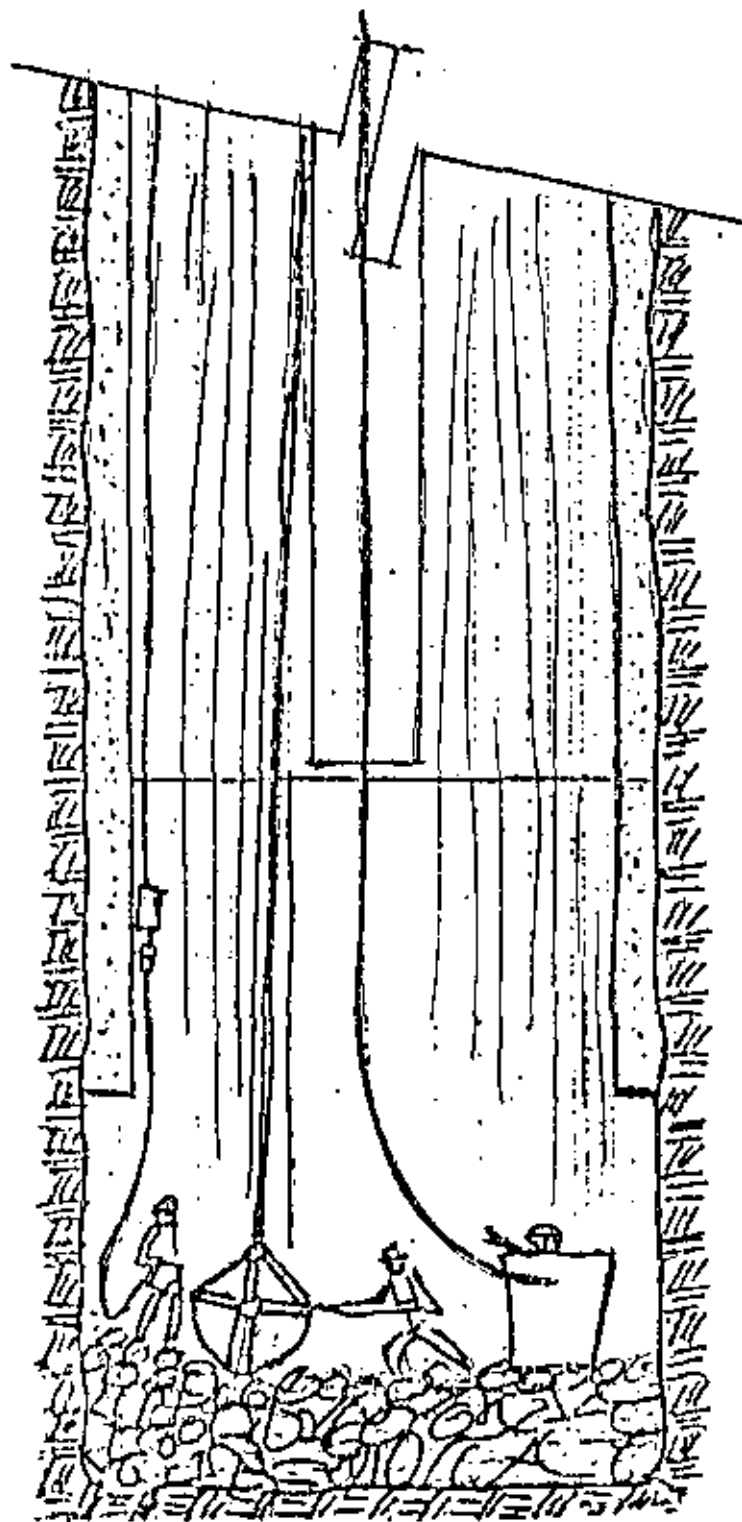


FIG 4-D

ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA
HACIA ABAJO - CONTROL REMOTO
CON ALMESA. "TIPO RYDELL"

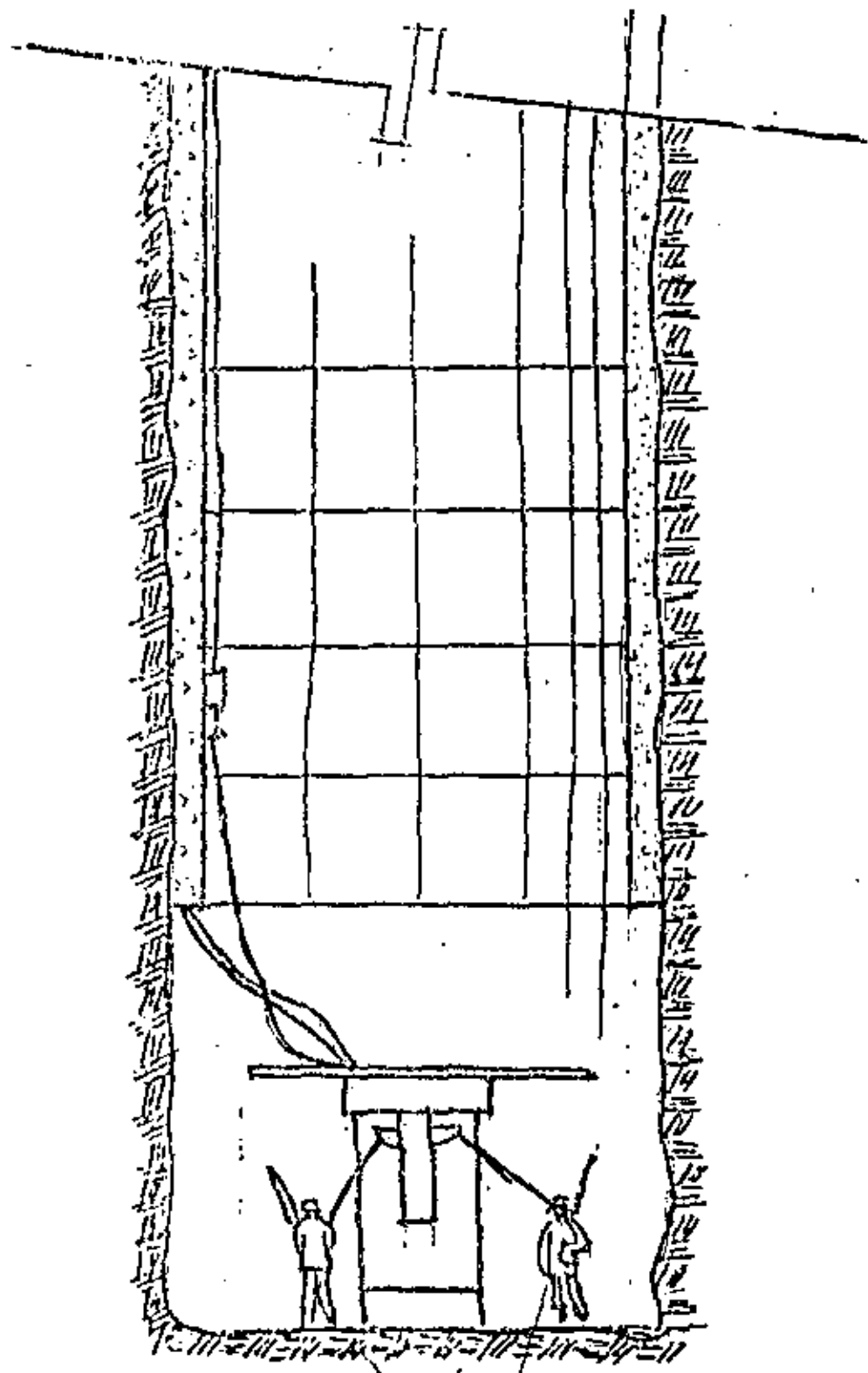


FIG. 4 A

ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA
HACIA ABAJO MECANIZADO. BARRENACION
CON YUMBO.

REZAGADOR PARA
TIROS (LUMBRERAS)

"BURMAC S-180"

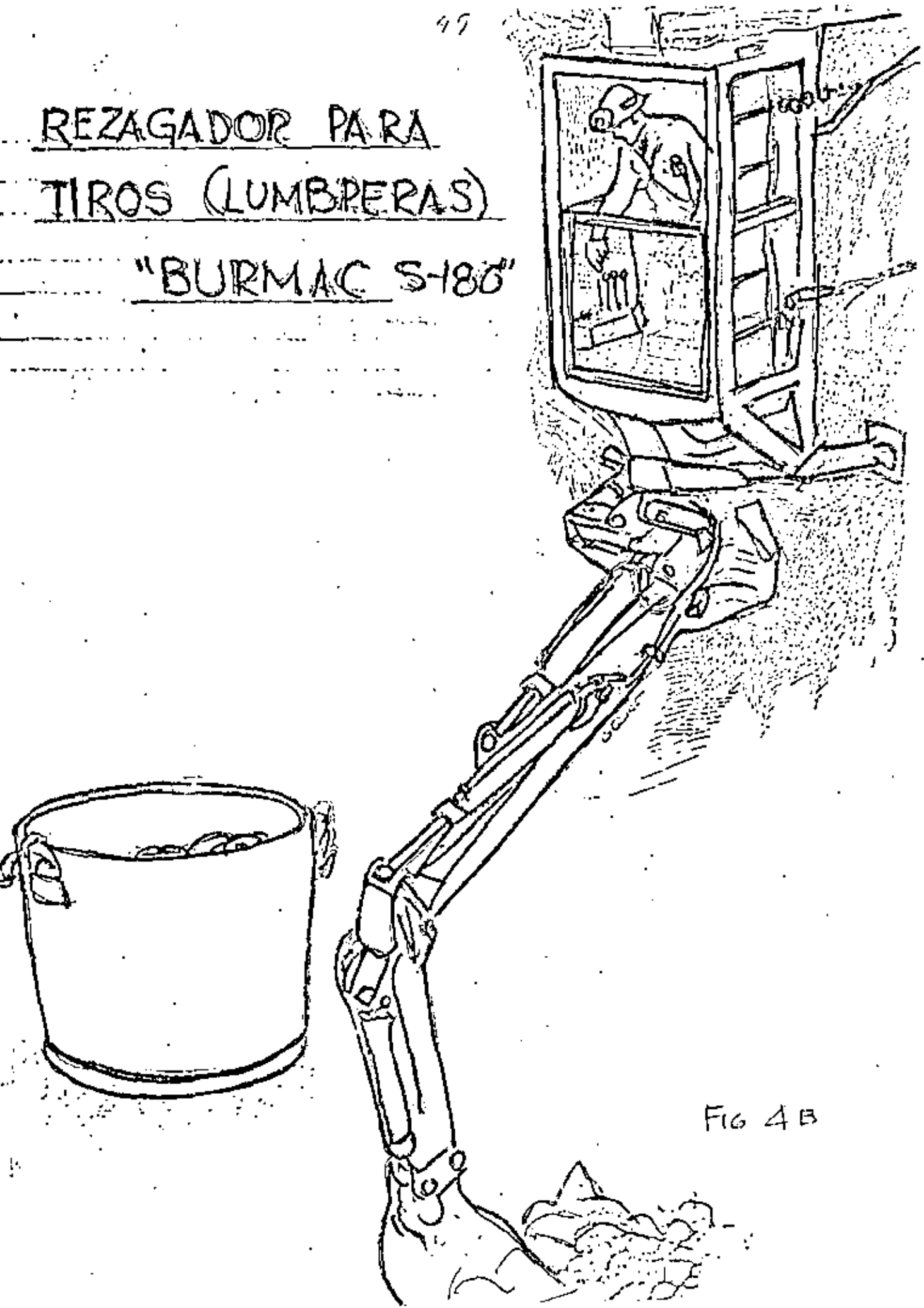


FIG 4B

REZAGADOR PARA TIROS (LUMBREERAS
"BURMAC S-180")

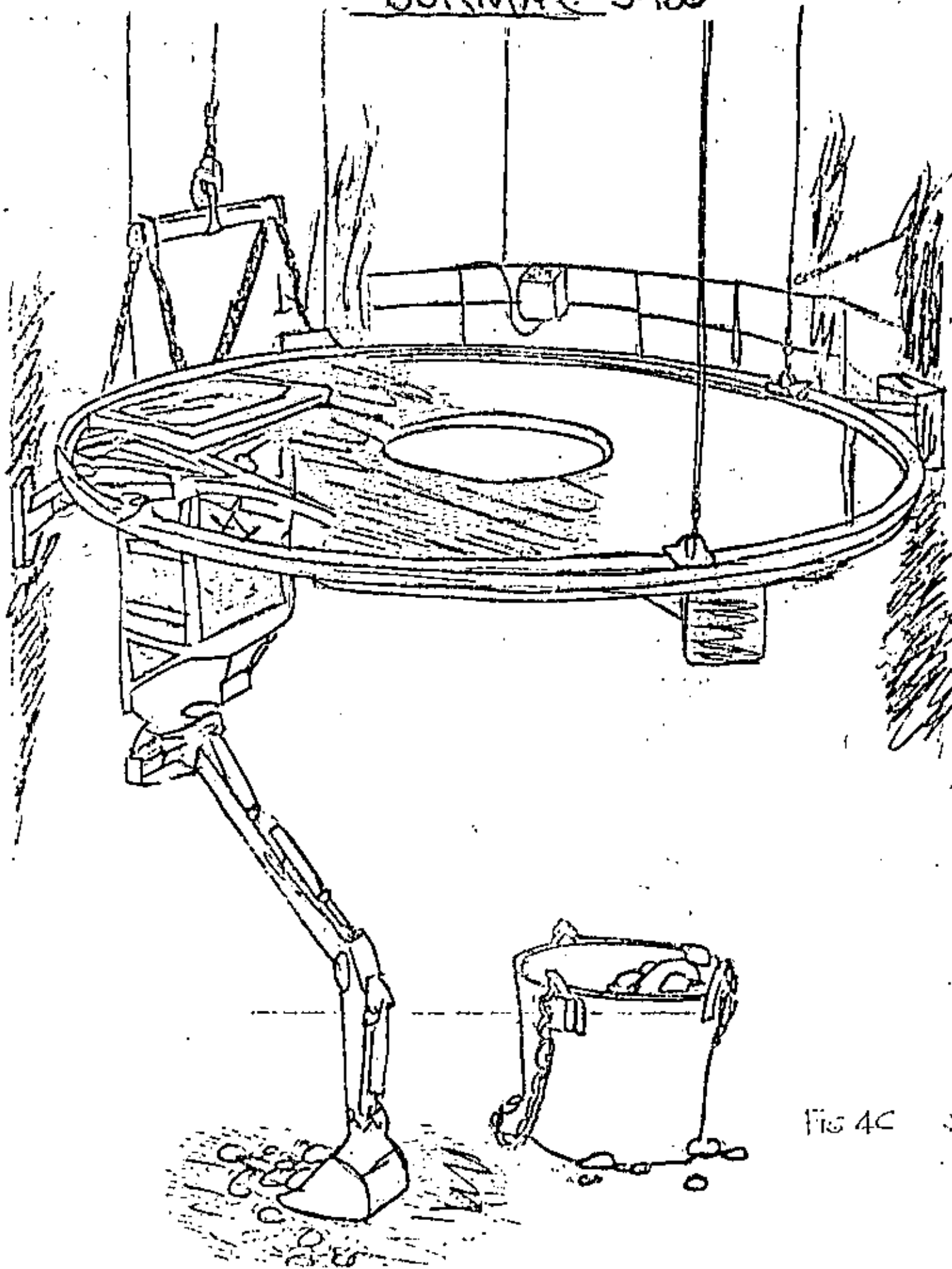


Fig 4C

PERFORADORAS INTEGRALES.-

Perforadoras de gran diámetro Wirth, Robbins, (banqueo), cuando hay acceso por el fondo.

2.A.2. Procedimiento de construcción de abajo hacia arriba.

Se consideran dos tipos de excavación en este procedimiento.

PRIMERA.

Cuando la excavación hacia arriba (contrapozo) es la fase inicial del procedimiento, es decir, se excava una lumbrera cuya sección queda dentro de la sección definitiva.

SEGUNDA.

Al llegar este contrapozo a la superficie se inicia el banqueo de arriba hacia abajo, tanto el producto de la excavación en contrapozo como el banqueo, se recogen en la parte inferior de la lumbrera en el piso del túnel o bien en una tolva, de donde se carga a camiones que transportarán este producto al exterior, (caso de casa de máquinas subterránea o desarrollos mineros).

En los dos tipos de excavación hacia arriba existen dos procedimientos generales que son:

- a) Convencional clásico
- b) Mecanizado

En este caso también deberá tomarse en cuenta el programa, costos etc., para la elección del procedimiento.

a) Convencional clásico

Desde luego se hace otra vez hincapié en que debe haber acceso a la base de la lumbrera. En este caso la sección del contrapozo (como dimensiones definitivas ó como primera etapa, según el caso) se divide en dos secciones:

1. Normalmente es de un área igual a la mitad de la sección -

del contrapozo, por esta sección se subirán las instalaciones de aire comprimido, agua, ventilación, corriente eléctrica - (monofásica y trifásica), acceso de personal a través de una jaula que es izada por medio de un malacate, y un juego de poleas. Con esta jaula también se suben los materiales que se utilizan para ir formando las dos secciones que se indicaron.

2. Sección de almacenamiento y rezaga.-

Esta sección está formada por la división entre las dos secciones y la pared rocosa, esta sección comunica en la parte baja con el acceso, de tal manera que por ella baja el material producto de la excavación.

El proceso de construcción es como sigue: (considerando una etapa ya iniciado el contrapozo)

La excavación, en la parte superior tiene una sección igual a la de todo el contrapozo, pero al ejecutar la voladura la sección de acceso queda taponada provisionalmente, de tal manera que habiendo extraído algo de material de la sección de almacenamiento exista un volumen vacío para recibir el producto de la voladura. El tapón se coloca inclinado hacia esa sección, para facilitar la caída del material a ésa y evitar que se destruya; después de ejecutada la voladura deberá extraerse un volumen calculado en función de la longitud barrenada, la sección del contrapozo y el coeficiente de abundamiento adecuado. Si se extrae un volumen mayor que el cálculo y no se tiene cuidado de inspeccionar la parte superior se corre el peligro de que el material se "encampane", siendo esto sumamente peligroso.

Una vez extraído este volumen, se remueve el tapón, subiendo el personal y materiales para formar la siguiente doble sección. Normalmente, tratándose de una obra provisional, se usa para formar esta división y el forro de la misma, madera común con escuadras de 8" x 8" para las piezas del marco, y 2" x 8" ó 10" para el forro.

El equipo que normalmente se emplea en este tipo de excavaciones es el siguiente:

CONVENCIONAL.-

Perforadoras de espiga (stoppers)

Jaula izable a través de una perforadora para pasar cable del malacate.

ALIMAK - sección simple

MECANIZADO.-

Perforadoras con brocas especiales para barrenos piloto, y posterior ampliación con broca de gran diámetro

Perforadora con broca de gran diámetro

Perforadora con broca tipo sierra o barril.

Con este sistema (entendiéndose que hay acceso por el fondo), se perforará un barrenos piloto desde la superficie, con una perforadora especial. Una vez comunicada esta perforación en la parte inferior, se montará la broca o conjuntos de brocas o cortadores montados sobre una rueda giratoria. En estas condiciones se irá recortando la barra o eje de giro desde la superficie. En este caso el barrenos piloto sirve para dar paso a la barra de giro exclusivamente.

Si se hace la perforación de este barrenos o lumbrera piloto de mayor tamaño, entonces la perforadora principal avanzará auto-soportándose en las paredes de la excavación terminada y la reza caerá al fondo de la excavación, a través de la lumbrera piloto.

2 B. EN TERRENO SUAVE.

La excavación de lumbreras en terrenos suaves tales como tobas, aluvión, conglomerados, boleros, arenas limosas, etc., presenta innumerables problemas de carácter técnico. A continuación se mencio-

nan seis diferentes técnicas empleadas en la construcción de lumbrenas para el Dúisor Central de la Ciudad de México, que describen en forma general los procedimientos más empleados para la construcción de lumbrenas en este tipo de terrenos:

2.B.1).- TÉCNICA SOLUM.

La técnica Solum consiste esencialmente en tres pasos:

- a) Una vez marcado en el terreno el centro de la lumbrena y las fronteras del revestimiento, se subdividía el área en seis partes iguales, cada una subtendiendo un ángulo de 60° y se procedía a hacer perforaciones de 0,60 m de diámetro hasta la profundidad requerida, en un sector anular. Las perforaciones estaban separadas entre sí aproximadamente 0.60 m, es decir, siempre dejando una parte del terreno de este sector sin perforar. Todo era estabilizado por medio de bentonita y una vez terminada la perforación se procedía a la extracción del material remanente por medio de una almeja, siempre reemplazando el material extraído por partes iguales de bentonita. Una vez terminado de excavar este primer sector anular, se procedía a colar y se continuaba el procedimiento de excavación y colado con el sector No. III, tal como muestra la figura No. 5, y después con el No. V, y así sucesivamente hasta terminar con la excavación y revestimiento de las paredes de la lumbrena.

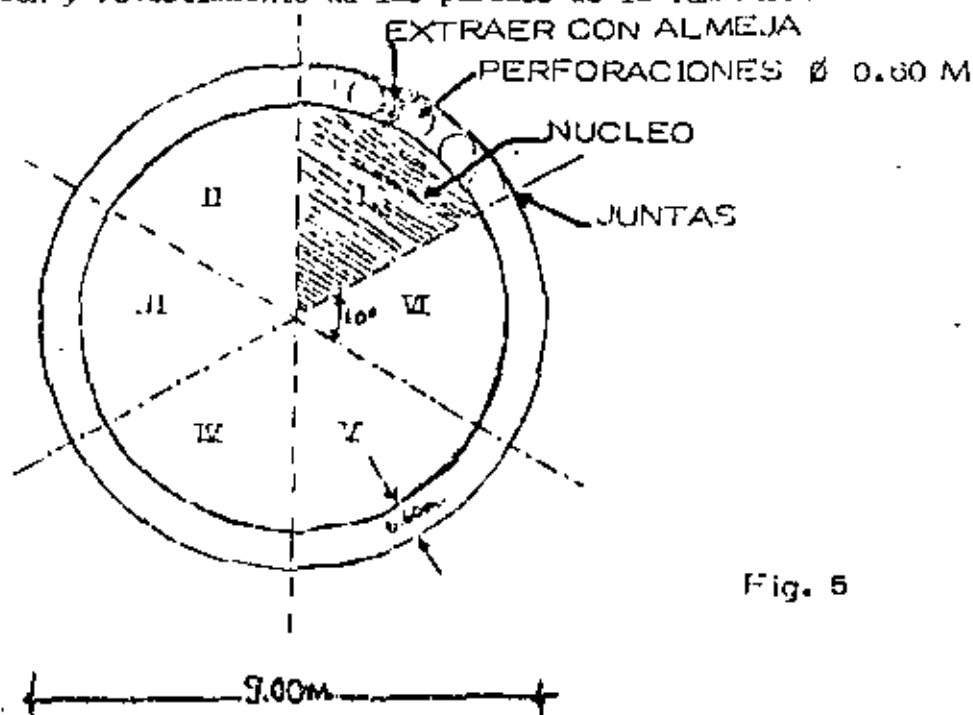


Fig. 5

b) Para proceder al colado de los sectores anulares previamente excavados, se hacía bajando el armado e inyectando concreto desde el fondo a través de un tubo tremie, el cual desplazaba la bentonita por diferencia de densidades, posteriormente se excavaba el núcleo con almeja hasta la profundidad que de -- acuerdo con los cálculos de mecánica de suelos no se presentaran expansiones en el fondo, debido a la descarga del suelo. Cuando se llegaba a este nivel (fig 6) se suspendían los trabajos y se reemplazaba el peso del material excavado por un volumen equivalente de agua, para evitar el bufamiento; se continuaba la excavación del núcleo de la lumbrera extrayendo el material debajo del agua hasta llegar a la profundidad deseada.

c) Inmediatamente después de terminar la excavación se procedía a colar un fondo de concreto a forma de tapón o plantilla y se dejaba fraguar. Posteriormente se limpiaba el azolve y se bajaba una parrilla de armado para colar un segundo fondo bajo el agua. Una vez hecho esto se extraía el agua dentro de la lumbrera y se bajaba el personal para sellar (calafatear) el tapón de fondo y evitar la entrada de agua o de material. Después se procedía a colar el fondo definitivo de concreto armado, perfectamente bien anclado a los muros de revestimiento de la lumbrera (fig No.).

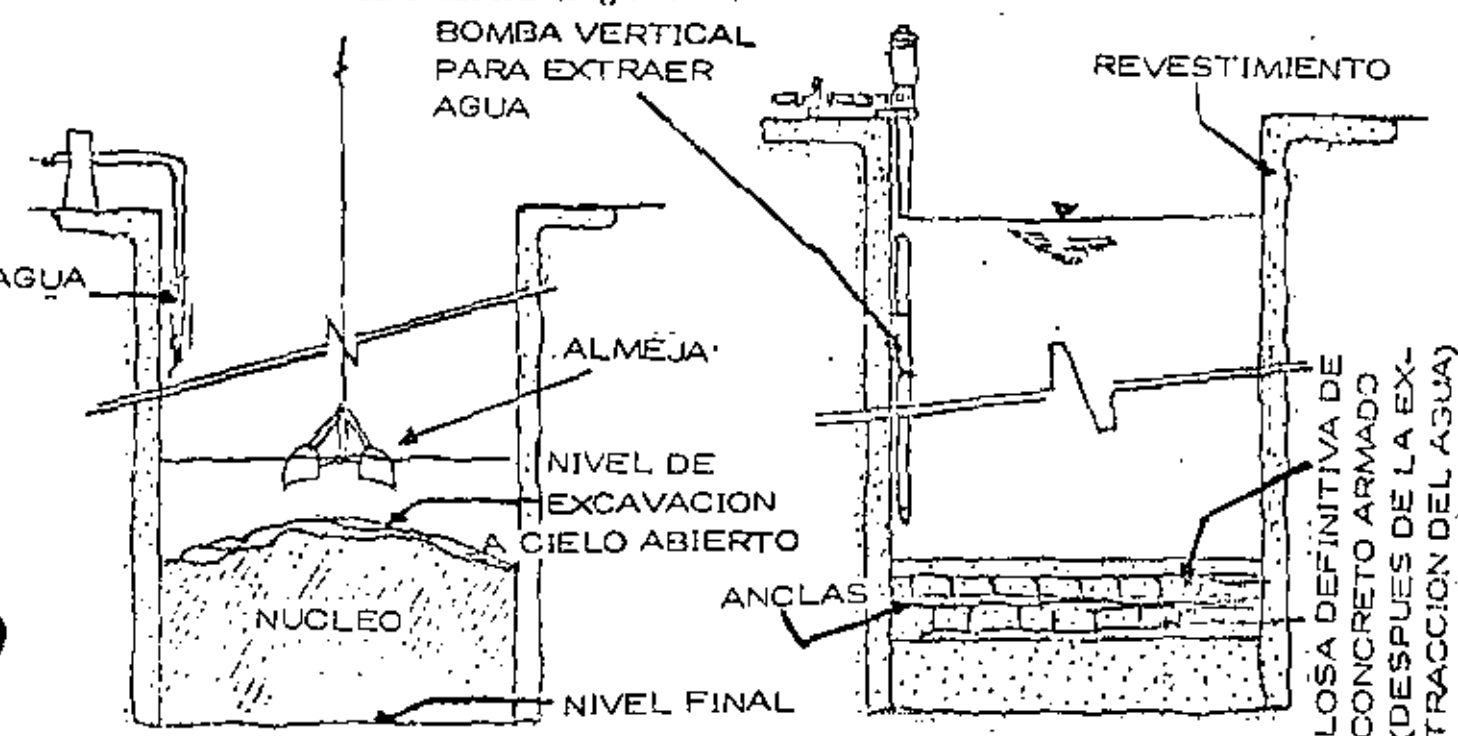


Fig. 6

El procedimiento de construcción de lumbreras en arcillas con esta técnica es muy similar a la anteriormente expuesta con dos variantes:

1. La excavación del sector fue efectuada por un taladro barrenador guiado, colocado en la periferia de la lumbreira y montado sobre una vía; esta maquinaria extraía el material por medio de una broca rotatoria y de percusión.

Una vez comenzada la excavación del material, se inyectaba bentonita por el exterior, y la broca a la vez que licuaba el material extraía la mezcla de rezaga y bentonita por medio de una tubería de succión interior a la misma, depositando el material en un tanque sedimentador colocado en la superficie, recuperándose la mayor parte de la bentonita para inyectarla nuevamente. La maquinaria además de su movimiento vertical-rotatorio contaba con movimiento horizontal y por lo mismo, excavaba todo el sector anular (figs. 7 y 8).

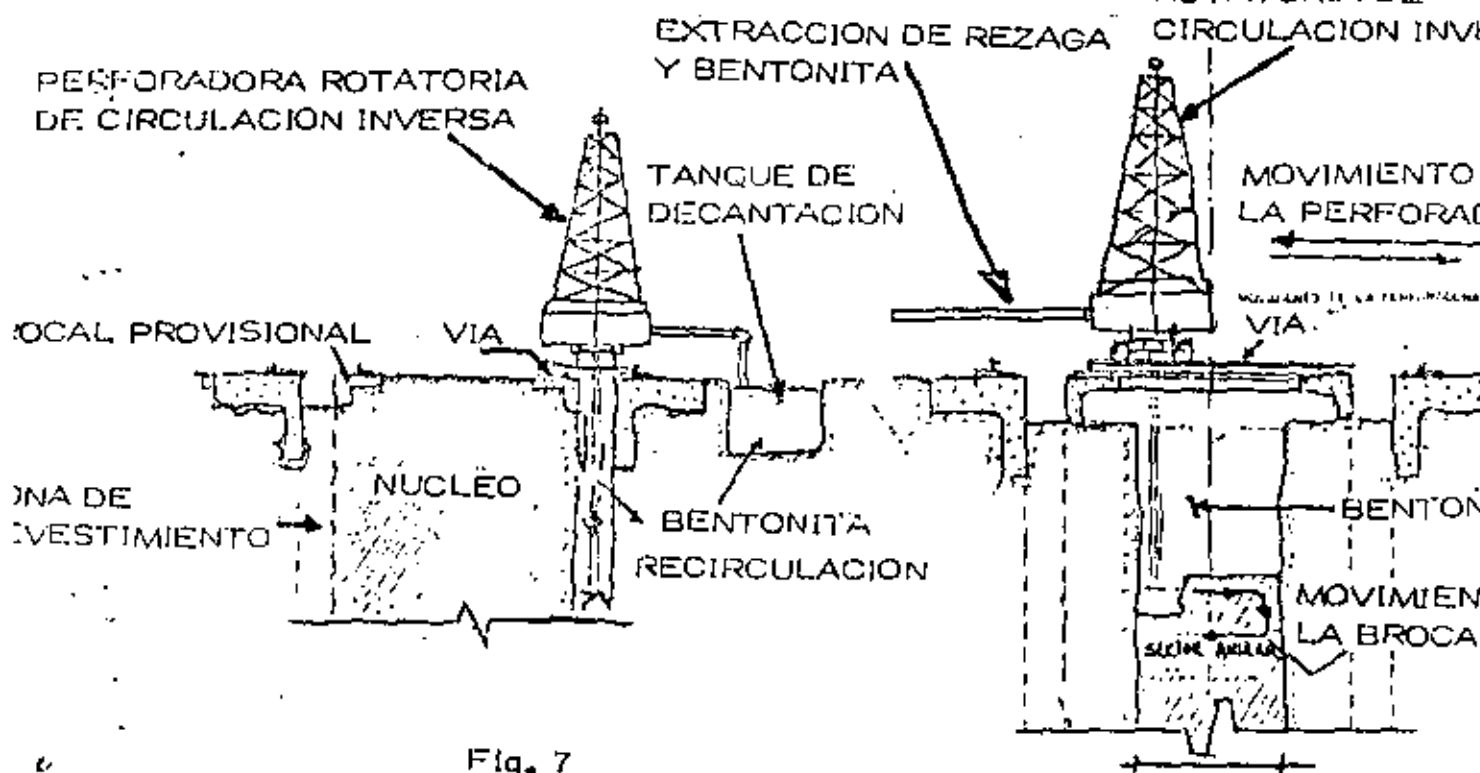


Fig. 7

Fig. 8

Una vez terminada la excavación de este sector se bajaban las parrillas de armado y se colaba el muro de la lumbrena colocando concreto a través de un tubo tremie, desplazando éste a la bentonita por la diferencia de densidades.

2. El mismo taladro hacía una perforación de mayor diámetro en los extremos del sector anular, en donde se colocaba una tubería, que era la que limitaba el sector, en ambos extremos para posteriormente colar con el procedimiento anteriormente expuesto (fig. No. 9). Una vez que el concreto fraguaba lo suficiente, se retiraba la tubería y se procedía a la excavación del siguiente sector, quedando la junta de colado como lo muestra la fig. No.

PRIMER SECTOR ANULAR YA COLADO

REVESTIMIENTO

PERFORACIONES DE
MAYOR DIAMETRO QUE
EL REVESTIMIENTO
EXCAVACION

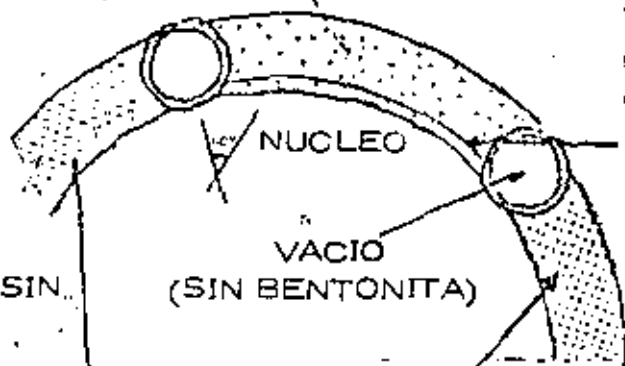
EXCAVACION

SECTOR ANULAR
YA EXCAVADO

BENTONITA

NUCLEO, SECTOR ANULAR SIN
EXCAVAR

Fig. 9



SECTORES ANULARES YA EXCAVADOS
ESTABILIZADOS CON BENTONITA

Después de haber colocado todo el muro de la lumbrena, se excavaba el núcleo de la misma por medio de una almaja, y no habiéndose registrado ningún bufamiento importante, no fue necesario estabilizar el fondo con agua o bentonita.

Si a medida que avanzaba la excavación del núcleo de la lumbrena se encontraban escurrimientos fuertes por las juntas, se procedía a hacer un barrenado para inyección de lechada, tal como lo muestra la Fig. No. 10, taponando perfectamente bien cualquier fuga y llenando los huecos que pudieran existir dentro del revestimiento.

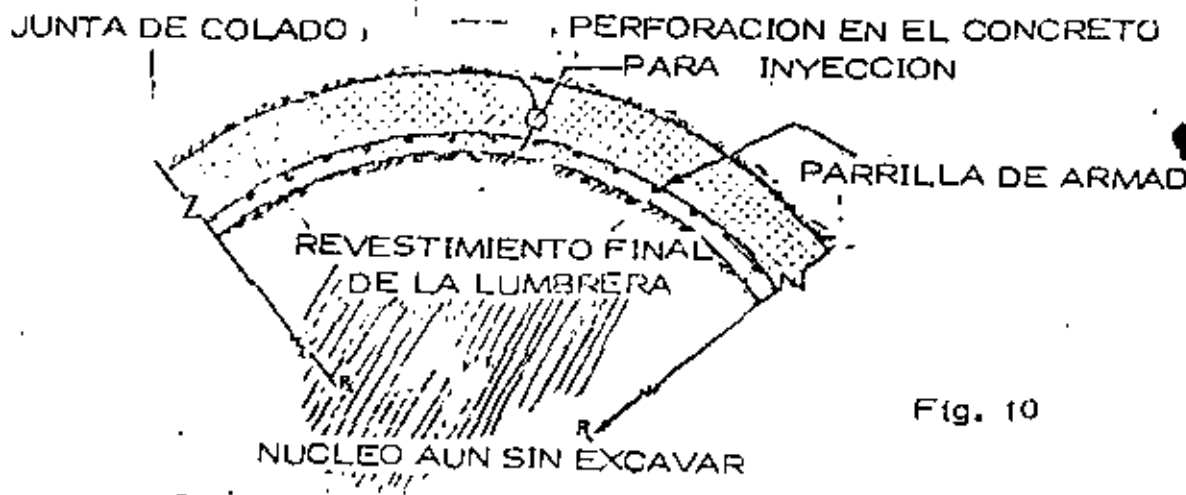


Fig. 10

2.B.3).- Técnica Estrella.

Esta técnica consistía en lo siguiente:

Una vez localizado el centro de la lumbrera se procedía a colar dos brocales, uno exterior y otro interior, de menores dimensiones, formando un polígono de 16 lados, tal como lo muestra la - Fig. No. 11 .

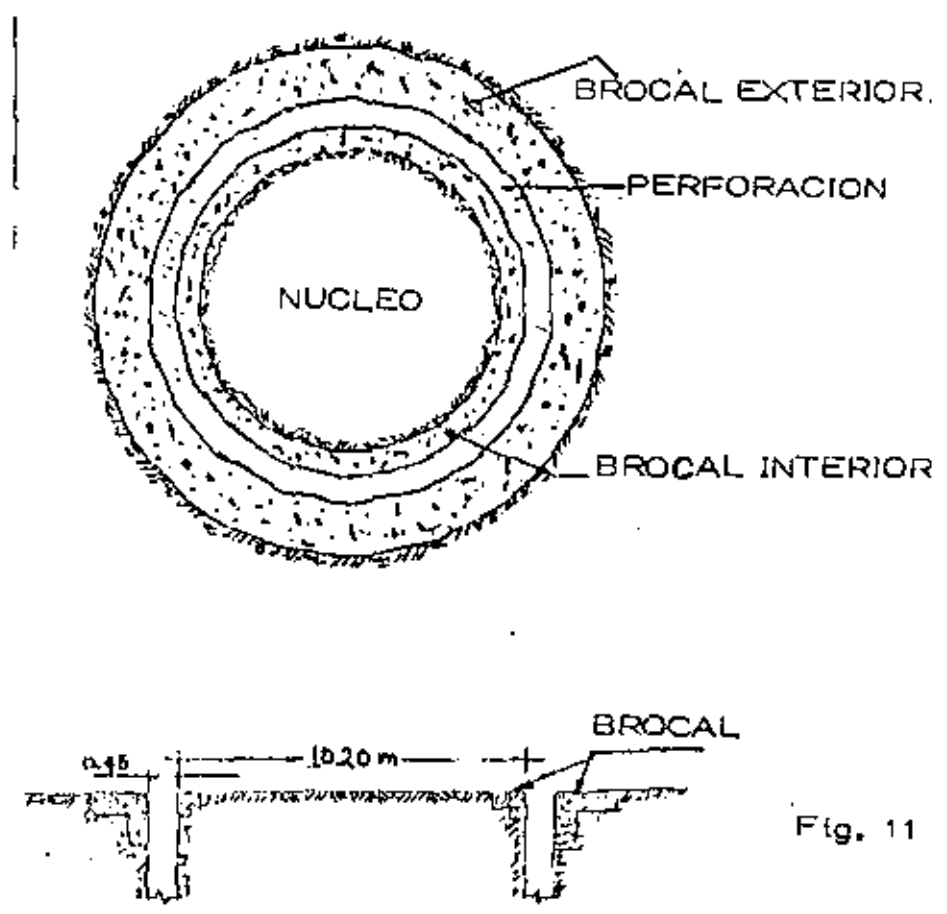


Fig. 11

El brocal interior era sólo para marcar perfectamente bien los linderos del revestimiento y evitar deslaves del terreno. Posteriormente se perforaba el material hasta la profundidad requerida, con un diámetro de 45.7 cm (18 pulg) y solamente en las uniones de los lados de la poligonal hasta completar el círculo. El material que quedaba entre una perforación y otra era extraído por medio de una almeja y reemplazado por lodo bentonítico, y así sucesivamente hasta completar el cien por ciento de la excavación, en donde posteriormente iría el revestimiento. Lo anterior se explica gráficamente mediante la fig. No. 12 .

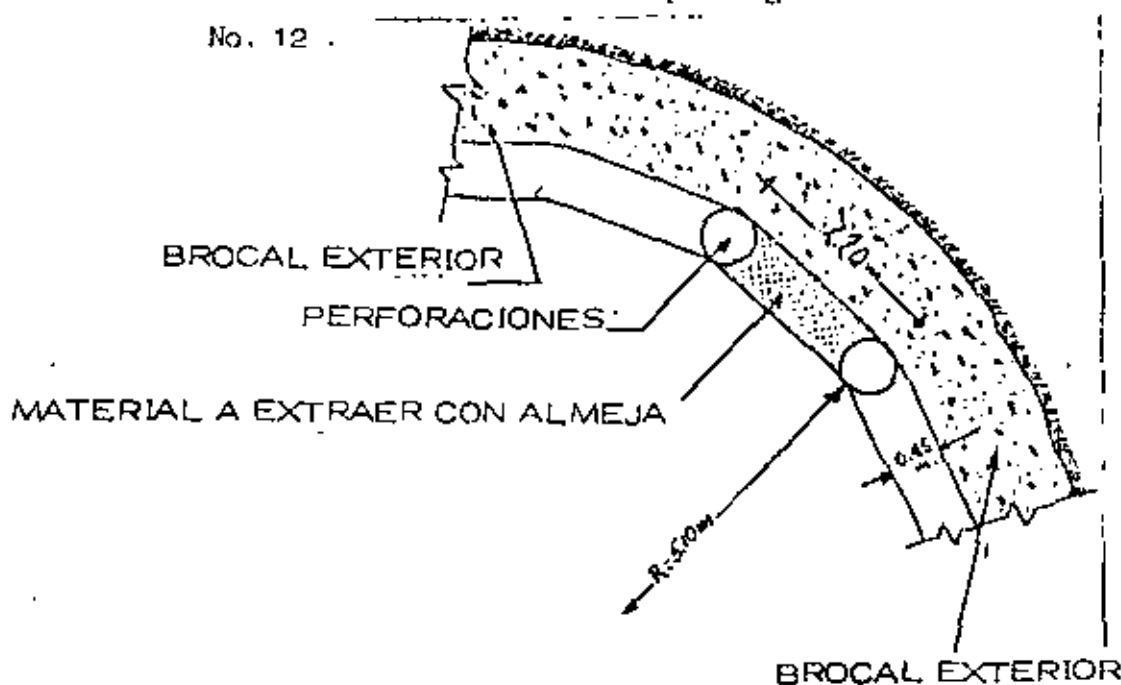


Fig. 12

Terminada la excavación perimetral, se rompía el brocal interior para poder extraer el núcleo mediante el uso de una almeja, estabilizando las paredes con bentonita recirculada y con un control muy riguroso de densidad (Fig. No. 13.).

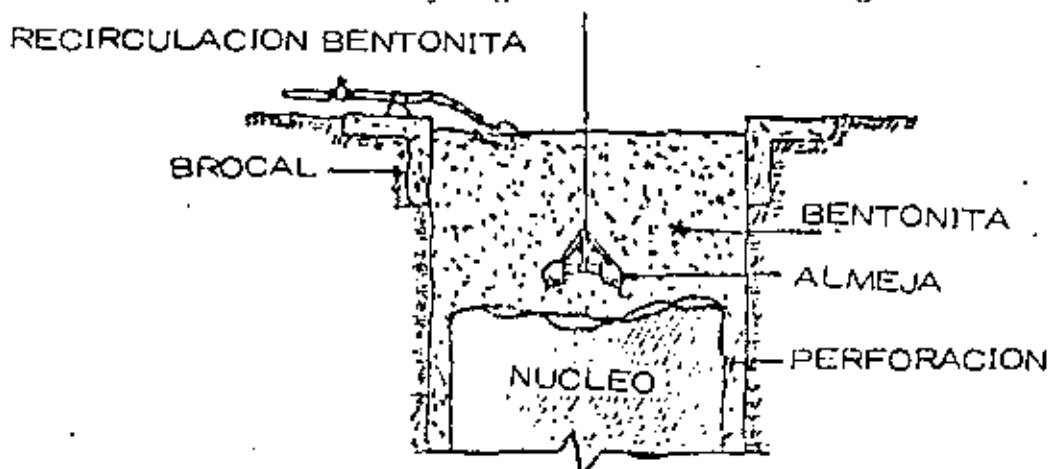


Fig. 13

Posteriormente, habiendo completado toda la excavación, se colocaba una estructura de acero en forma de tanque cilíndrico invertido, el cual quedaba perfectamente bien anclado en el brocal de la lumbra por medio de una ménsula unida con tornillos a ambas partes. Inmediatamente después se colaba el fondo propiamente dicho de la lumbra con una forma especial, quedando apoyado el revestimiento sobre la estructura y ésta, a su vez, sobre el brocal. La estructura servía como cámara de flotación ya que estaba perfectamente sellada contra fugas y tenía además unas preparaciones en donde se habían colocado válvulas para permitir la salida del aire. Lo anterior se explica gráficamente en la figura No. 14.

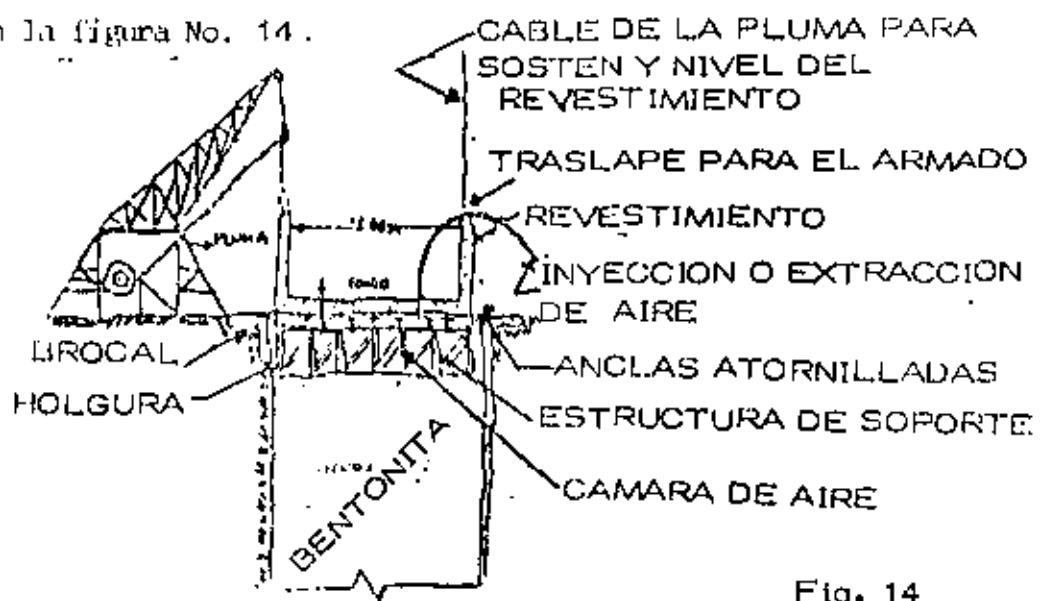


Fig. 14

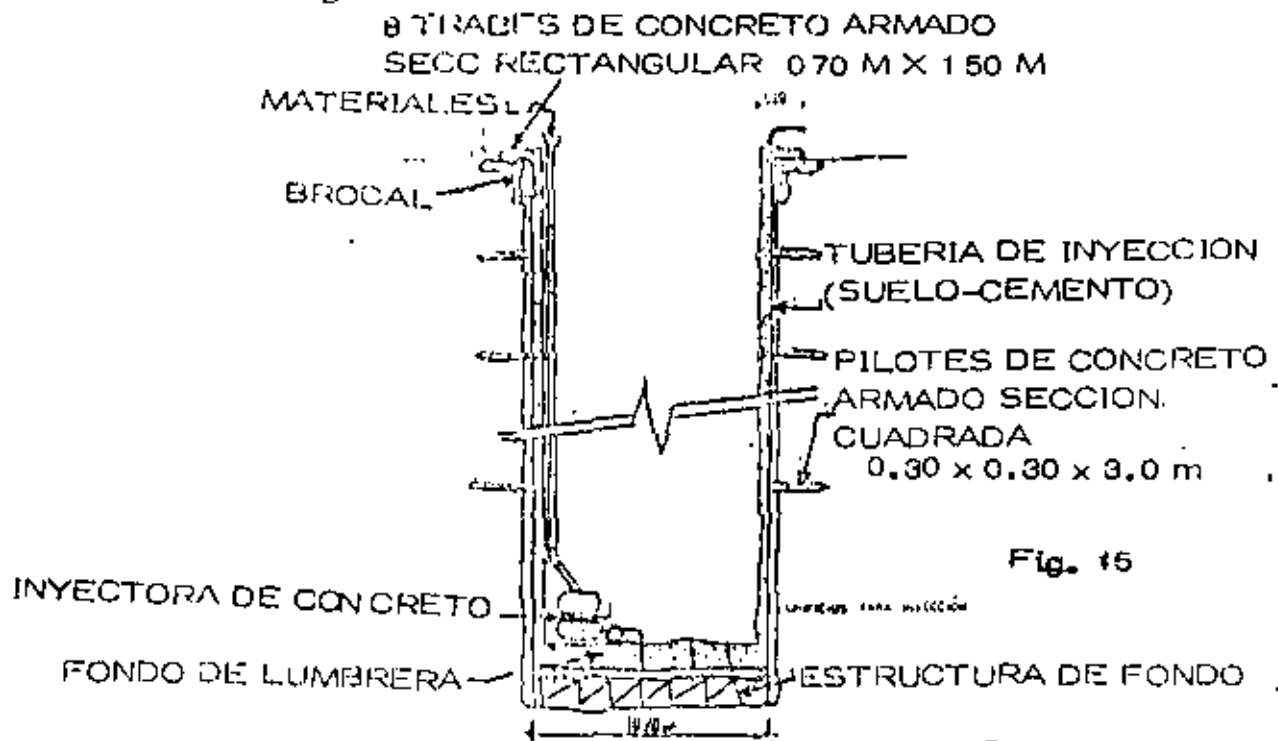
La primera parte del revestimiento era sostenida por la estructura de acero y nivelada por medio de cuatro plumas colocadas en el brocal de la lumbrera, en el sentido de los ejes cardinales. Para esto se dejaban ahogadas en el concreto unas anclas de donde se enganchaban el puntero de la pluma, accionado por medio de un malacate.

Para el proceso de bajar el revestimiento se hacía la siguiente forma: una vez que se tenía colada la parte inferior del revestimiento se inyectaba aire a presión en la estructura para poder desplazar la lechada de bentonita que se encontrara dentro de la misma y permitir que subiera para poder retirar las ancla de soporte, para continuar con el hincado de la estructura y revestimiento por medio de la adición de los tramos de lumbrera y extracción paulatina del aire en el interior de la estructura. Las plumas tenían la función de evitar un deslizamiento incorrecto del revestimiento, ya que el descenso del mismo debería ser tal que estuviera acorde con el fraguado de las formas anteriores.

Conforme se hincaba el revestimiento la bentonita era desplazada por la holgura que existía entre la pared de la excavación y el paño interior del revestimiento, la que era recolectada por medio de canaletas construidas en el brocal.

Una vez terminado de hincar todo el revestimiento, se inyectaba concreto a la estructura por las preparaciones que existían para extracción o inyección de aire, logrando con esto un mejor asentamiento del fondo de la lumbrera. También el revestimiento se ligaba al terreno por medio de pilotes horizontales de concreto armado (fig. 15), terminados en punta de sección cuadrada de 0.30 m x 0.30 m y 3 m de longitud, insertados en una preparación previamente hecha en el revestimiento; además estaba unido al brocal por medio de ocho trabes de concreto armado,

de 0.70 m x 1.50 m y por 12 m de longitud. En la holgura que quedaba entre el revestimiento y la pared de la excavación se inyectaba suelo-cemento hasta extraer toda la bentonita y dar así mayor rigidez al conjunto.



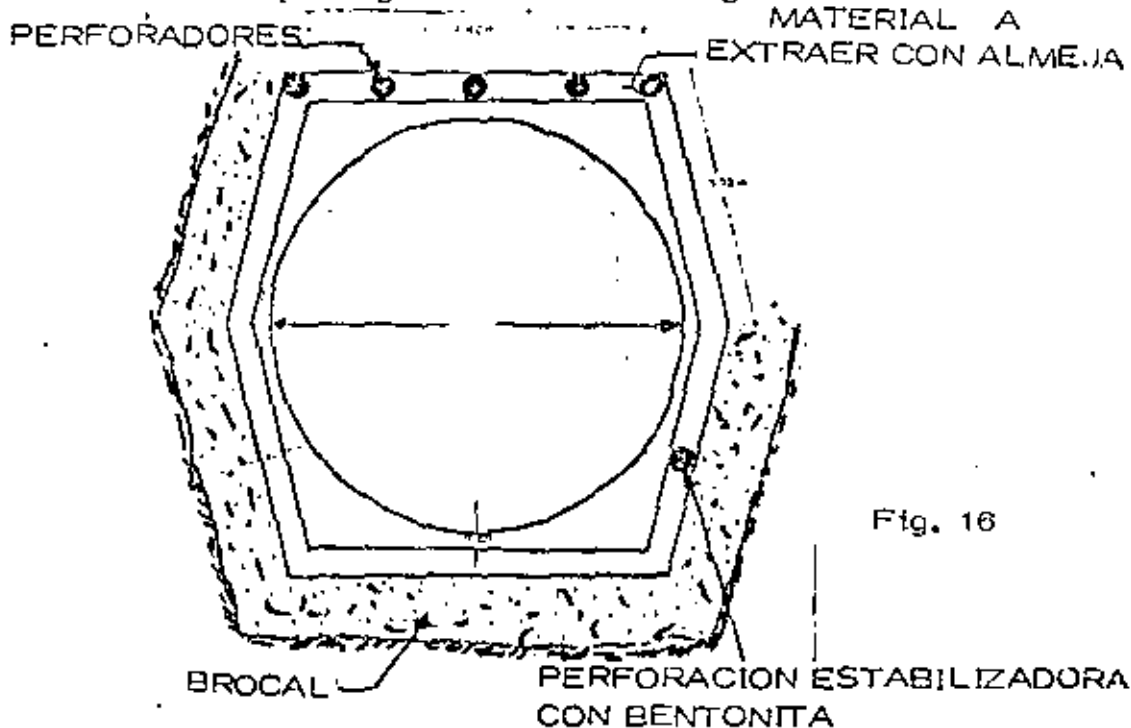
1).- TECNICA ICOS.

El procedimiento de construcción con esta técnica es el siguiente:

Antes de comenzar la perforación de los muros de la lumbrena se procedió a marcar sobre el terreno un exágono circunscribiendo a un círculo cuyo diámetro era de 90 m en donde posteriormente irían los muros rectos del revestimiento primario hasta la profundidad deseada (40 m máximo). En el exterior se construyó un brocal de concreto para poder colocar la máquina perforadora y la almeja.

Posteriormente se hicieron perforaciones de 0.60 m de diámetro a toda la profundidad, estabilizando las paredes con bentonita. Las perforaciones tenían entre sí una distancia de aproximadamente 2 m y siempre se hacían coincidir con las esquinas de los lados del exágono. El material dejado ante las perforaciones era extraído por medio de una almeja, estabilizando las paredes con bentonita.

Lo anterior se explica gráficamente en la figura No. 16 .



Hecho todo esto se procedía a bajar el armado en tramos de 12 m (2 lechos), uniéndolos entre sí por medio de un traslape de 1.50 m. El colado de los muros de la lumbrera se hizo con tubería tremie (Fig. 17). El concreto iba desplazando a la bentonita por diferencia de densidades hasta finalizar con el colado de una de las paredes del revestimiento primario, para continuar con la siguiente, y así sucesivamente hasta completar con el exágono. Para las juntas de colado se dejaba una tubería que impedía que el concreto se saliera de su lugar, y era extraída una vez que el concreto tenía su fraguado inicial (Fig. No. 18).

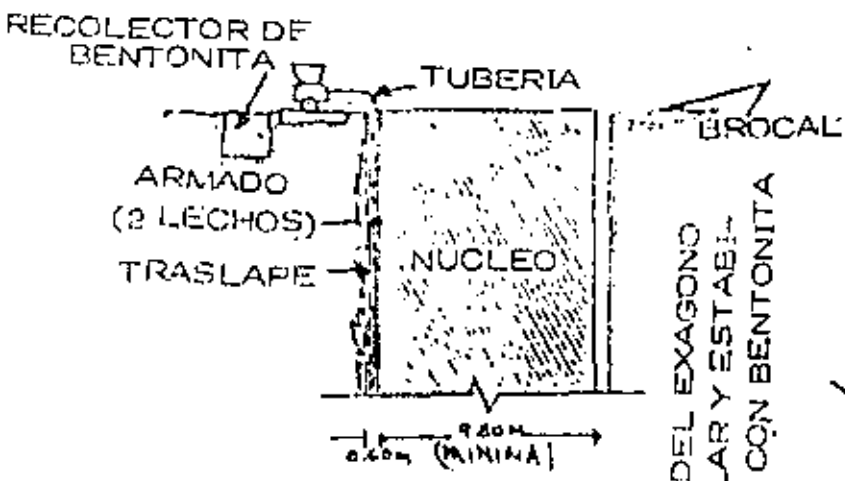


Fig. 17

PARED DEL EXAGONO SIN COLAR Y ESTABILIZADO CON BENTONITA

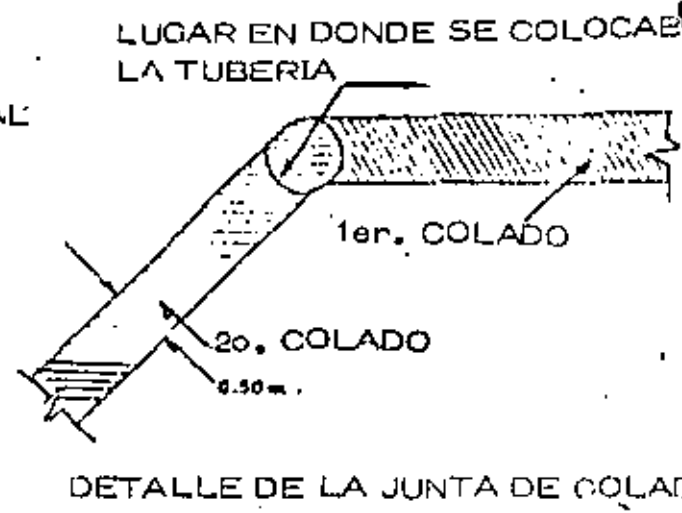


Fig. 18

DETALLE DE LA JUNTA DE COLADO

Una vez coladas las paredes del exágono, se procedió a excavar a base de pico y pala, una corona circular de 1.40 m de altura para hacer más rígida la parte superior de la lumbrera, colándose monolíticamente junto con el primer anillo del revestimiento secundario.

La altura del anillo era de aproximadamente 2 m y con un espesor mínimo de 0.40 m su armado era integral al de la corona y anclado a la pared del exágono (Fig. No. 19).

Después que el concreto de la corona y del anillo había fraguado, se retiraba la forma metálica que había sido utilizada como cimbra y se excavaba el núcleo de la lumbrera hasta una profundidad de 3 m medidos a partir del paño inferior del primer anillo. Esto se hacía con el fin de colar en las esquinas de las paredes del exágono, unas pequeñas columnas cuyo armado era anclado al de las paredes del revestimiento y servían para dis-

minuir las filtraciones, separar los anillos y dar mayor rigidez a la estructura. Las columnas tenían una altura de 3 m -- (Fig. No.)..70

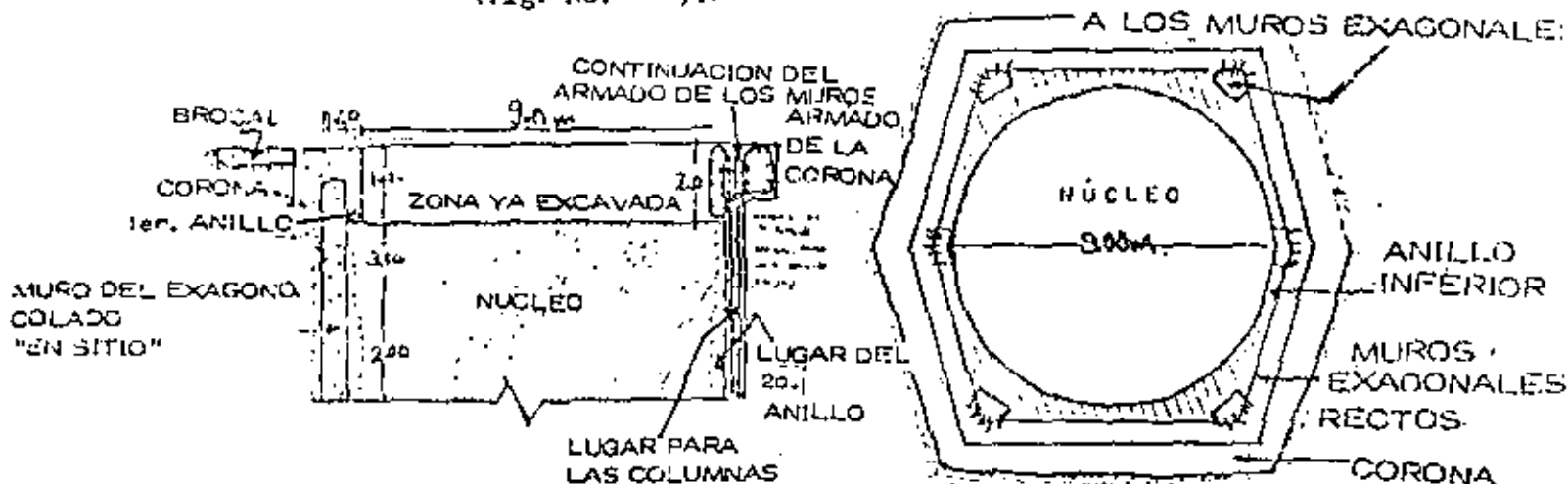


Fig. 19

Fig. 20

El mismo procedimiento anteriormente expuesto fue repetido hasta llegar a una profundidad de 25 m. De este nivel en adelante el revestimiento fue continuo, es decir, ya no se colaron columnas en las esquinas sino que los anillos se continuaron hasta llegar al fondo.

En ninguna de las dos lunbreras construidas con esta técnica se registraron bufamientos importantes del fondo mientras eran construidas.

Para colar el fondo se bombeó el agua que quedaba dentro de la lunbrera y se optó por hacerlo cóncavo para que estuviera en mejores condiciones de resistir las presiones. Se ancló el armado del revestimiento secundario por medio de soldadura, teniendo un espesor mínimo de 0.80 m tal como lo muestra la Fig. No. 21

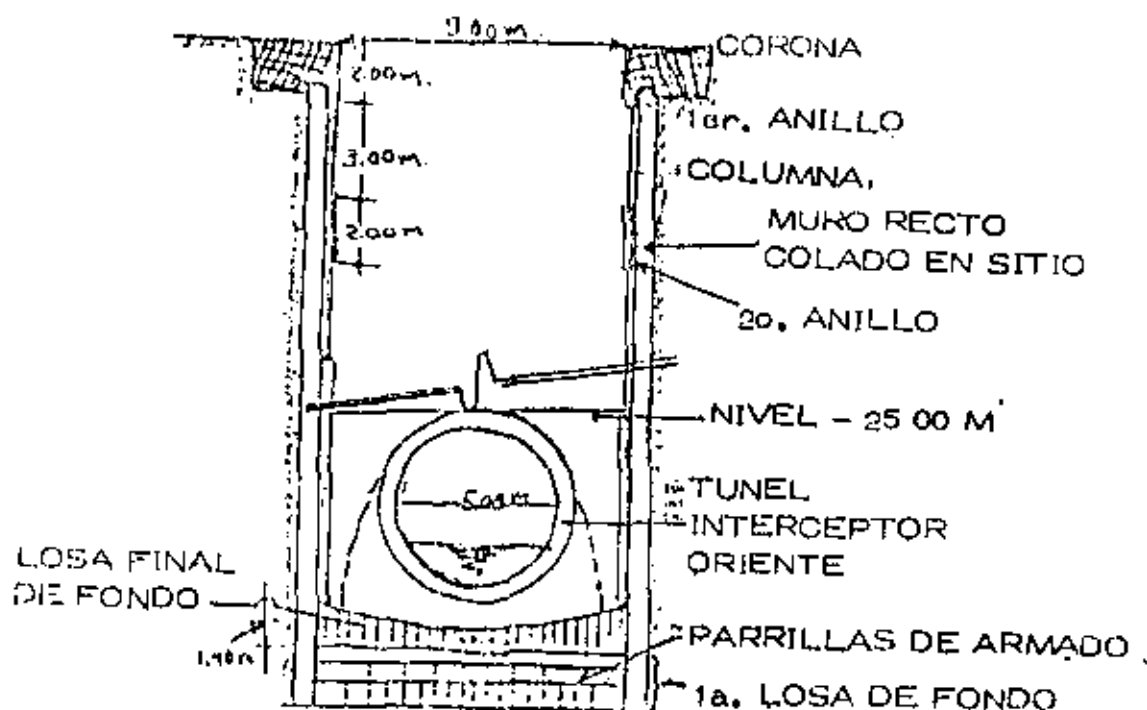


Fig. 21

2.3.5). - TÉCNICA IPSA.

Esta técnica fue usada en una lumbrera que se encontraba localizada en sus primeros 23 m de profundidad en arcillas características del Valle de México y en la profundidad restante, en una roca de origen basáltico muy fracturada.

La geometría de esta lumbrera fue muy particular, por ser la que recibía por superficie el agua del gran canal y por la parte interior salía por el túnel del Interceptor del Oriente.

Esta técnica consistió en lo siguiente:

Localizado el eje de la lumbrera se procedió a marcar en el campo un polígono de 16 lados iguales (Fig. No. 22).

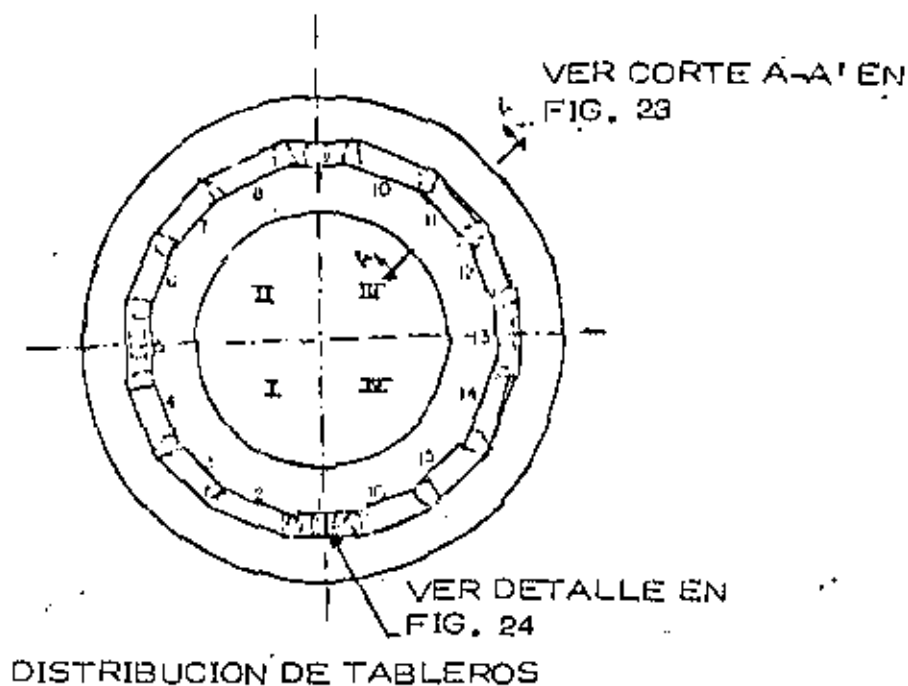


Fig. 22

La longitud de cada uno de los lados del polígono era la abertura máxima de la almeja con la que se excavaron los muros de la lumbrera, sustituyendo el material, conforme se iba excavando, por lodo bentonítico.

Al igual que todas las lumbreras, también se excavó a mano el brocal (Fig. No.23) corte AA, el cual sirvió como guía a la herramienta de excavación para sostener cualquier desprendimiento de sus paredes.

El procedimiento de excavación de los tableros de la lumbrera fue el siguiente:

1. Excavación del tablero No. 1
2. Colocación del armado de acero de refuerzo de la columna A, (Fig. No. 24).
3. Colado bajo lodo bentonítico, un tubo tremie de la columna A.
4. Excavación del tablero No. 5
5. Colocación del armado de acero de refuerzo de la columna B.
6. Excavación del tablero No. 2
7. Excavación del tablero No. 4

VARILLAS DE ARMADO DE LA COLUMNA
 LAMINA GALVANIZADA CAL 22

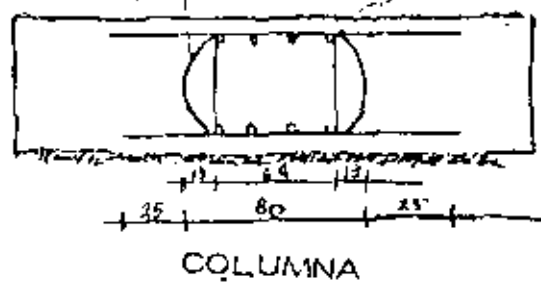


Fig. 24

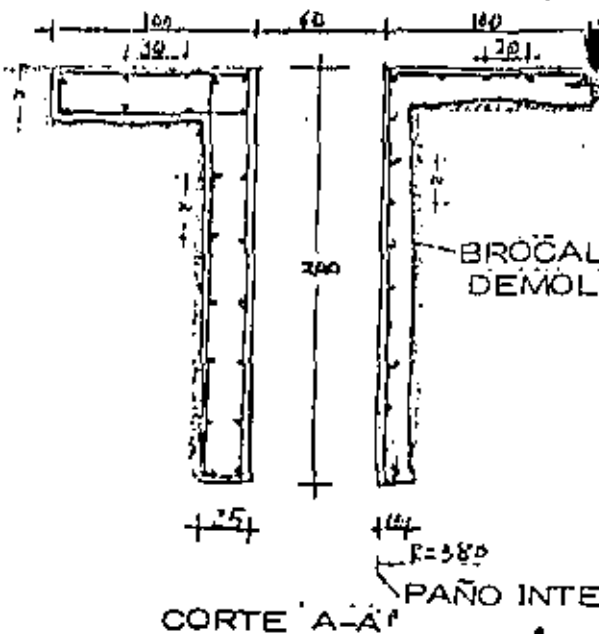


Fig. 29

8. Excavación del tablero No. 3
9. Colado bajo todo bentonítico de los tableros 2, 3 y 4.

La misma secuencia mencionada anteriormente se siguió para los tres cuadrantes restantes.

Todos los muros de la lumbrera fueron colados hasta la profundidad 24 m dejando las preparaciones necesarias, en los tableros correspondientes, para recibir la conexión de un cajón superficial.

Colados los muros de la lumbrera se procedió a excavar el núcleo hasta los 23 m mediante una almeja, posteriormente se cambió el procedimiento de excavación, usando explosivos hasta llegar a la profundidad necesaria (Fig. No. 25).

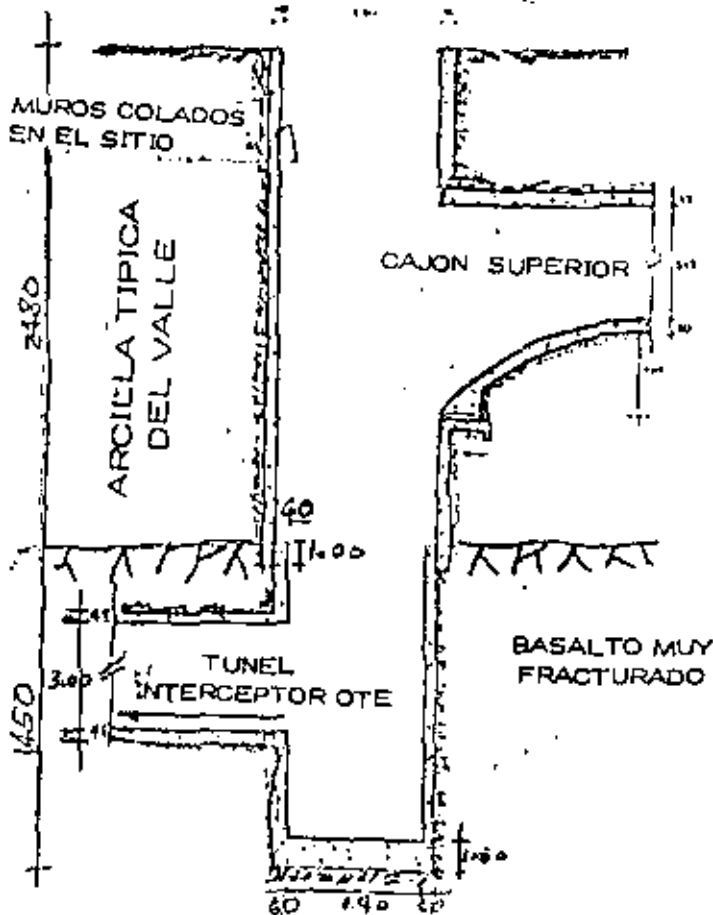
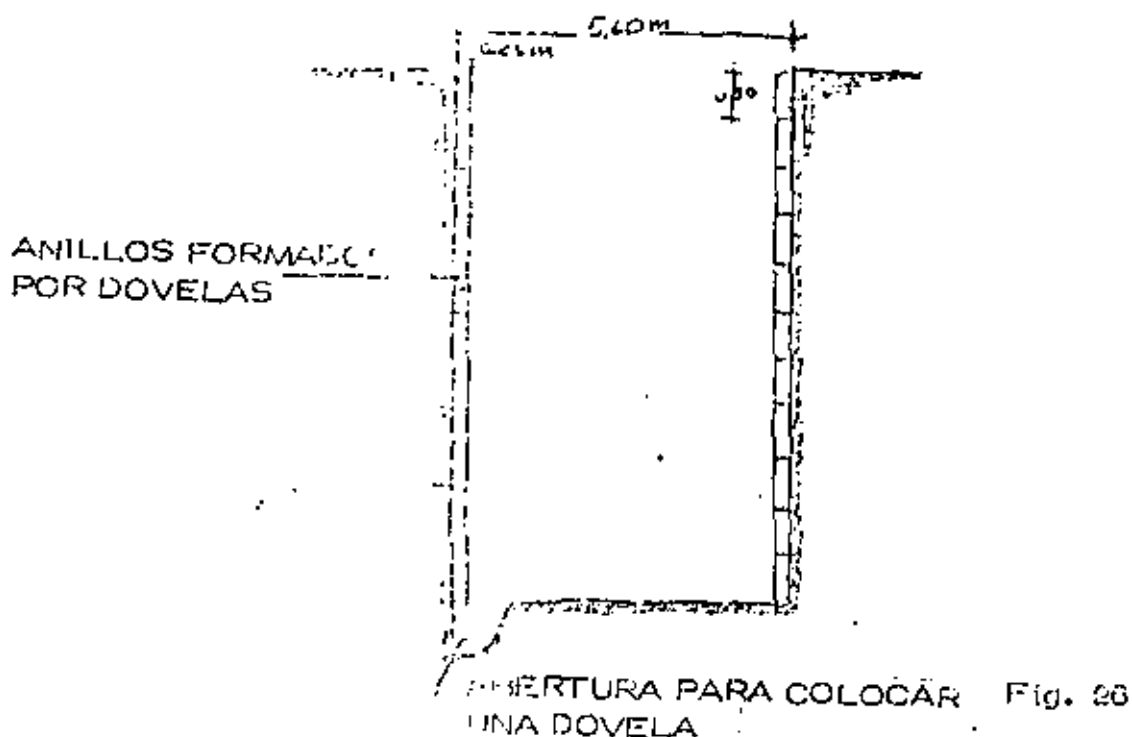


Fig. 25

2.B.6 TECNICA TUSA

Este procedimiento fue ejecutado en limos y arcillas en los cuales no se presenta la falla de fondo. Localizado y trazado el eje y el radio de la lumbrera se excavó a mano, hasta la profundidad de 2 m - procediéndose a amarrar y colar el brocal de una pieza.

De los 2 m en adelante se excavó con martillos neumáticos (rompedoras), del tipo Tex 10 ó CP-111 de 10 kg de peso, los cuales llevaban como herramienta de ataque pulsetas anchas del tipo pala. Con esta herramienta se abría el espacio (Fig. No. 26) necesario para que entrara una dovela y así sucesivamente hasta completar el anillo que forma el ademe de la lumbrera. Al mismo tiempo que se colocaban los anillos, éstos se iban anclando al terreno, y cada tres anillos se colocaba un tapón en el fondo para proceder a la inyección de lechada de cemento y acelerante, llenando las cavidades que existían entre dovela y terreno.



Para la extracción de arena la bajada y colocación de las dovelas se utilizó una grúa, situada en la proximidad del brocal, la cual - con un bote de aproximadamente 0.8 m³ sacaba el material producto de la excavación.

Previamente al inicio de la excavación de la lumbrera, se perforaron exteriormente a ésta, pozos para el abatimiento del nivel freático y control de filtraciones, logrando con ello una excavación en seco. Estos pozos se dejaron funcionando durante toda la etapa de excavación de la lumbrera.

2-c Lumbrenas Inclínadas.

Para atacar las lumbrenas inclinadas existen dos grupos de procedimientos. Los que se realizan desde arriba, o sea que la excavación se verifica de arriba hacia abajo, y los procedimientos que parten de abajo hacia arriba.

Para atacar de arriba hacia abajo los procedimientos son similares a los indicados para las lumbrenas verticales, solo que el bote de reza ga corre sobre una vía que descansa en la excavación.

En cuanto al ataque de abajo hacia arriba, me permitiré presentar — dos casos prácticos. El caso de la lumbrena de Apulco y el caso — Anchicayá, que seguramente ilustraran los procedimientos más comunes.

CONSTRUCCION DE LA LUMBRERA INCLINADA PARA ALOJAR LA TUBERIA DEL SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO APULCO

a) Generalidades.

La lumbrera inclinada fue la solución adoptada para alojar la tubería de presión que va desde el nivel del pozo de oscilación hasta la Casa de Máquinas. Se diseñó con un ángulo de 60° con la horizontal. La lumbrera tiene una longitud de 493 metros. El diametro es de 5.20 metros.

Al llegar al nivel Casa de Máquinas la tubería sale al exterior por un túnel de 311 metros de longitud (ver localización general). Fig. 27.

b) Levantamientos Geológico y Sismológico.

Se examinaron los afloramientos de roca que aparecen a lo largo del eje de la rampa, que son pocos, ya que en general se encuentran cubiertos por escombros, aparecieron algunos bloques grandes de roca, posiblemente también producto de derrumbes; se exploró el cauce del río Apulco y en una área de suficiente extensión, se levantaron secciones cercanas al eje de la rampa. El levantamiento sismológico por refracción se ejecutó a lo largo del eje de la rampa con estaciones de 100 metros de longitud, colocando los sismo-detectores a cada 10 metros y los puntos de tiro a cada 50 metros de longitud. Además se hicieron cuatro estaciones transversales al eje con una longitud de 100 metros cada una.

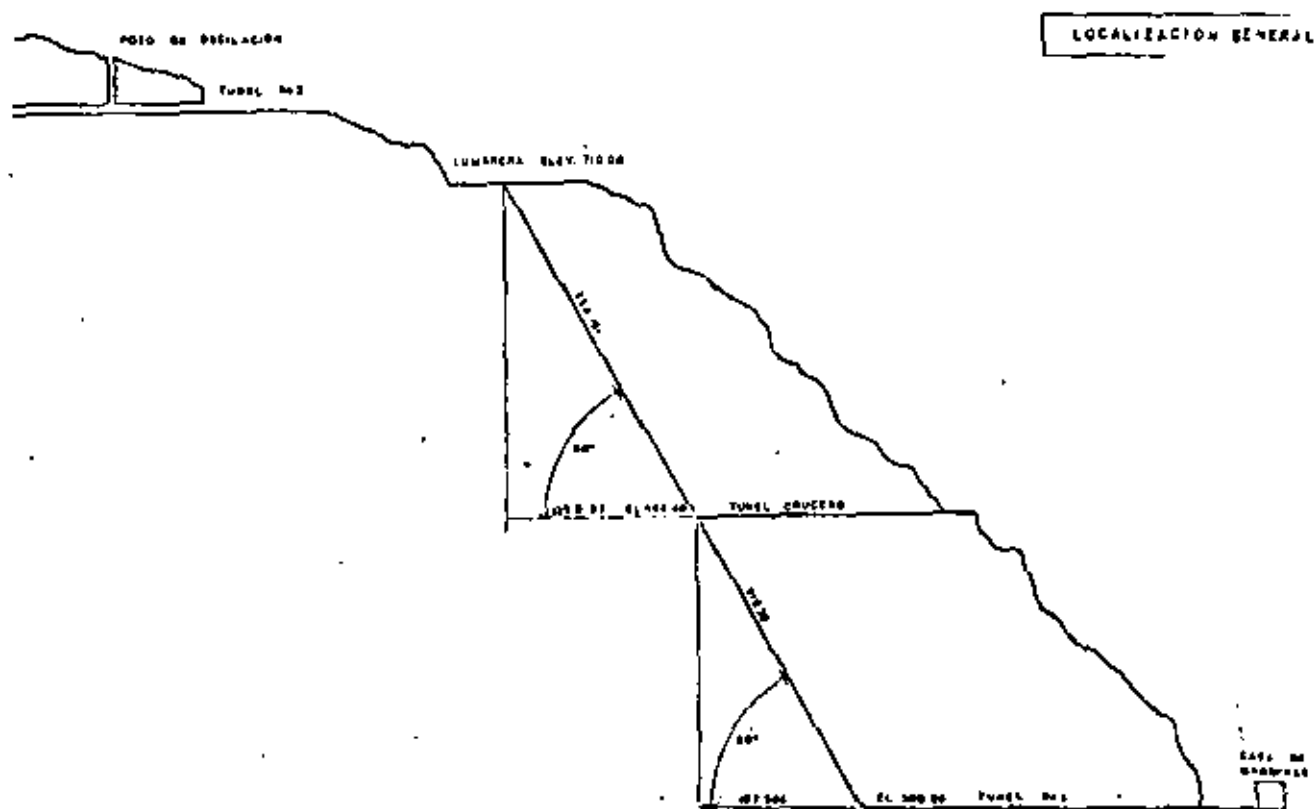


Fig. 27

En el área Mazatepec existen varios pisos o formaciones de calizas - de origen sedimentario marino, que descansan sobre conglomerados y sedimentos de tipo continental marginal. Por la acción de diversos movimientos tectónicos, sufrieron un plegamiento asimétrico, flexionándose y clavándose hacia el oriente, formando un gran arco que - - constituye la ladera izquierda del Valle del río Apulco, endonde se localiza la rampa y la casa de máquinas. Estas calizas afloran a lo largo del eje de la rampa entre las elevaciones 600 y 570 y también bajo los escombros a lo largo de la rampa. En el afloramiento más alto - presentan el echado hacia la ladera, por lo que grandes bloques de caliza intemperizada tienden a deslizarse ladera abajo.

Desde la elevación 361 aproximadamente hasta la casa de máquinas - se encuentra un tramo cubierto en gran parte por escombros de talúd. No se ven afloramientos lo suficientemente amplios y representativos de esta formación para hacer observaciones sobre la roca, por lo que se temió que todos estos derrumbes de talúd y porciones de roca se - deslizasen al ejecutar la excavación sobre la superficie del terreno.

Para hacer el camino que conduce a la casa de máquinas, fue necesario cortar este mismo talúd en una posición carcana, ocasionando derrumbes de gran magnitud, lo cual comprobó lo acertado del temor a los deslizamientos. Por el levantamiento sísmológico se dedujo que en la parte alta de la rampa hay una formación de calizas muy alteradas cuyo espesor es aproximadamente de 5 metros y en la parte baja de la rampa una zona de derrumbes de talúd con un espesor aproximado

de 4 á 6 metros, bajo la cual hay una zona de roca intemperizada con un espesor promedio de 8 metros. Por debajo de estas zonas intemperizadas aparecen las calizas compactas.

Con objeto de comprobar los datos de este levantamiento, se hicieron siete pozos a cielo abierto espaciados a lo largo de la rampa; la profundidad de estos pozos fue de 8 á 16 metros y su objeto fue el determinar con precisión los espesores del derrumbe y de la zona alterada, comprobándose que éstos eran mayores que los que mostraba el levantamiento sismográfico.

c) Análisis de Procedimientos.

En el cuadro (Fig.28) se observan las diversas alternativas. Por seguridad en el programa se desecharon las soluciones de ataque por arriba o por abajo a sección completa, quedando solo el pozo piloto con ataque por arriba o por abajo.

Con el análisis de los ciclos teóricos supuestos (Fig.29), se vió que se tenía ventajas el ataque de la galería piloto por la parte interior, tanto en el ciclo como en las instalaciones. Por este motivo se seleccionó este procedimiento como definitivo.

El ataque se estudió en dos frentes, para lo cual se construyó un túnel de 100 metros que llegó a la lumbrera aproximadamente al centro de su longitud, quedando dividida la lumbrera en dos.

Al analizar los procedimientos de construcción para el contra pozo se estudiaron dos posibilidades: El ataque con plataforma que corre sobre riel (Alimak), y el ataque mediante doble galería piloto

ANALISIS DE EQUIPO.

		PERFORACION	REZAGA	ADEME	INCONVENIENTES
ATAQUE POR ARRIBA.	Secc. Completa	Pistolas de Piso Wagon Drill	Malacate y Orange Peel	A mano	Sólo un frente si surge un problema el ataque se para totalmente.
	Pozo Piloto	Pistolas de Piso Wagon Drill	Malacate Elevador	A mano A mano	Hay necesidad de ban- quear una vez termina- do el trabajo.
ATAQUE POR ABAJO.	Secc. Completa	Jumbo con pis- tola de cielo mon- tadas.	Gravedad con rezaga por abajo	A mano	Sólo un frente. Si sur- ge un problema el ataque se para totalmente.
	Contra Pozo	Pistola de cielo	gravedad con carga direc- ta a camiones	A mano	Hay necesidad de ban- quear una vez terminado el trabajo.

Fig. 28

ANALISIS DE CICLOS

		PERFORACION	REZAGA	ADEME.	TOTALES.
ATAQUE POR ARRIBA	Secc. Completa	8 Hrs.	10 Hrs.	4 Hrs.	22 Hrs.
	Pozo Piloto	4 Hrs.	4 Hrs.	4 Hrs.	12 Hrs.
ATAQUE POR ABAJO.	Secc. Completa	8 Hrs.	4 Hrs.	8 Hrs.	20 Hrs.
	Contra Pozo	4 Hrs.	2 Hrs.	2 Hrs.	8 Hrs.

Fig. 29

El primero de estos procedimientos (Fig. 30) presenta dificultades -- ya que los estudios geológicos indicaban la necesidad de ademe lo que complicaba el procedimiento.

El otro procedimiento consista en llevar una galería piloto, la cual se divide en dos conductos uno de los cuales sirve para el acceso del personal, así como todos los servicios como son ventilación, aire a presión, agua y líneas eléctricas para alumbrado. Para el acceso y movimientos del personal se instaló una calesa sobre rieles y una escalera de emergencia, el otro conducto sirve para mover por él la reza producta de las tronadas.

El inconveniente de este procedimiento es la necesidad de llevar ademe en toda la longitud de la lumbrera ya sea que el terreno lo necesite o no, detalle no muy importante en este caso, pues las exploraciones hechas indicaban que el ademe era necesario en casi la totalidad de la lumbrera cosa que luego se comprobó como cierta al efectuar la excavación.

d) Detalle del Procedimiento de Construcción.

La galería piloto o contrapozo se atacó hacia arriba en dos frentes -- con unas longitudes de 255 y 215 metros cada uno. La primera parte arrancaba desde el túnel crucero y llegaba hasta la superficie del terreno, la segunda principiaba en el túnel 3 terminando en el túnel crucero, la galería tiene sección rectangular de 2,10 x 4,75. Esta galería iba totalmente ademada por marcos de madera de 10" x 10" en general, utilizándose 8" x 8" en donde lo permitía el terreno. Estos --

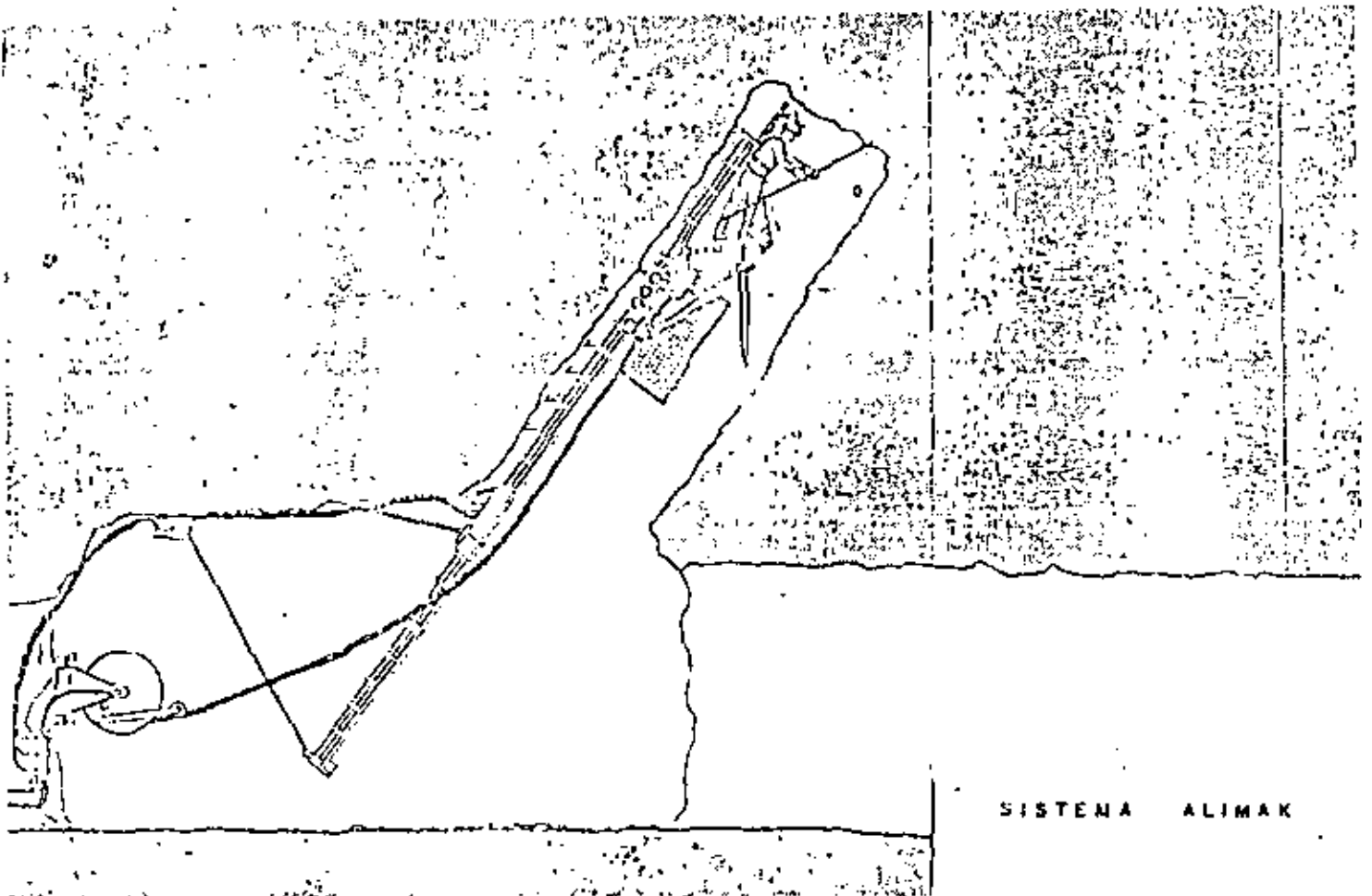


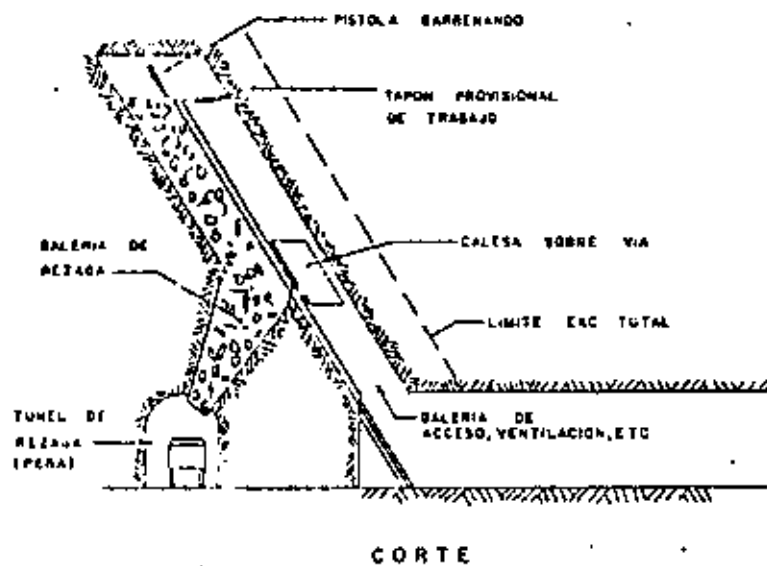
Fig. 30

marcos mediante una pieza intermedia dividía la galería en dos partes, la inferior era un conducto completamente forrado de dimensiones libres aproximadamente de 2 x 2 metros para que escurra la rezaga. La parte de arriba se usó para movimientos del personal mediante una escalera o la calesa y para llevar todas las tuberías de servicio.

Por esta galería superior subían los perforistas con máquinas y barrenos y una vez que llegaban a la parte superior de la lumbrena, formaban una plataforma con la tapa de madera que cierra el contrapozo y procedían a hacer la barrenación, como se observa en la figura número 31.

No fue posible usar cuña central piramidal ni de prisma triangular debido a que como al tronar se dejaba un tapón de madera para cerrar la parte del contrapozo usado como vía de acceso.

Este tapón recibiría el golpe directo de la cuña y podría romperse -- ocasionando problemas serios en las instalaciones. Se prefirió que la cuña golpeará principalmente en la parte baja de la sección, contra la rezaga, por lo que se optó por probar una cuña angular lo más baja posible a todo lo ancho de la sección, dispuesto en tal forma que el material saliera hacia el frente paralelamente al eje de la lumbrena para evitar que golpeará en el forro del conducto de la rezaga. El resto de la barrenación se hizo en hileras paralelas procurando que el material fuera de tamaño pequeño para que no se encampanara en el conduc



CRQQUIS POZO PILOTO

Fig. 31

to de la rezaga, ni hubiera problemas con la compuerta tipo Gastineau que se encontraba colocada al final del conducto de rezaga. Al atacar el pozo piloto se vió la conveniencia de dejarlo ademado en su totalidad, tanto por el tipo de material que se encontró como por la necesidad de cerrar completamente el agujero de la rezaga. El cálculo de estos marcos dió una separación de 1.25 metros c.a.c. Era pues conveniente para regularizar el trabajo de barrenación que la profundidad fuera suficiente para que entraran uno o dos marcos en cada ciclo. Si se querían colocar dos marcos, habría necesidad de una profundidad de barrenación de 2.80, con lo cual la cuña no tendría el ángulo correcto, asimismo no era conveniente dejar entre el tapón y el frente una altura muy grande ya que algunas veces por las condiciones del material había que recibir éste, siendo más fácil hacerlo con alturas pequeñas. La profundidad escogida de barrenación fue de 1.40 metros con lo que la cuña tenía un buen ángulo y después de algunas pruebas se adoptó definitivamente este tipo de barrenación.

e) Banqueo.

Una vez terminada la galería piloto, se procedió a hacer el banqueo para lo cual se retiró primeramente el ademe de un tramo de la galería piloto colocando un tapón en la galería de acceso y dejando libre la galería de rezaga. En la galería de rezaga se bajaba ésta lo suficiente para que cupiera la tronada completa de banqueo. Se procedía a barrenar de acuerdo con el diagrama que se muestra en el plano número 5. Una vez hecha la barrenación se hacía la carga y se tronaba, procurando que el viaje de la tronada fuera hacia la galería piloto con objeto

de que la limpia a mano fuera mínima. Una vez efectuada esta limpia, se colocaba el ademe, que se bajaba en una calesa especial con candados, para sostener las piezas del ademe, que era accionada mediante un malacate exterior que se iba a utilizar posteriormente para el co-
tado.

El problema principal que se presentó en este banqueo, fue que por lo quebrado del terreno la barrenación tenía que cerrarse con objeto de obtener material de tamaño adecuado para que pasara por la compuer
ta situada al final del conducto de la rezaga, por lo tanto las cargas en los barrenos tenían que ser muy bajas, lo que obligaba a poner tacos -
intermedios entre los bombillos. Esto se solucionó utilizando dinamita de baja densidad de 7/8" de diámetro con lo que la barrenación también se pudo disminuir a 1" de diámetro. En esta forma quedó bien distri-
buida la dinamita en toda la masa de la roca y no se presentaron proble
mas importantes en la rezaga.

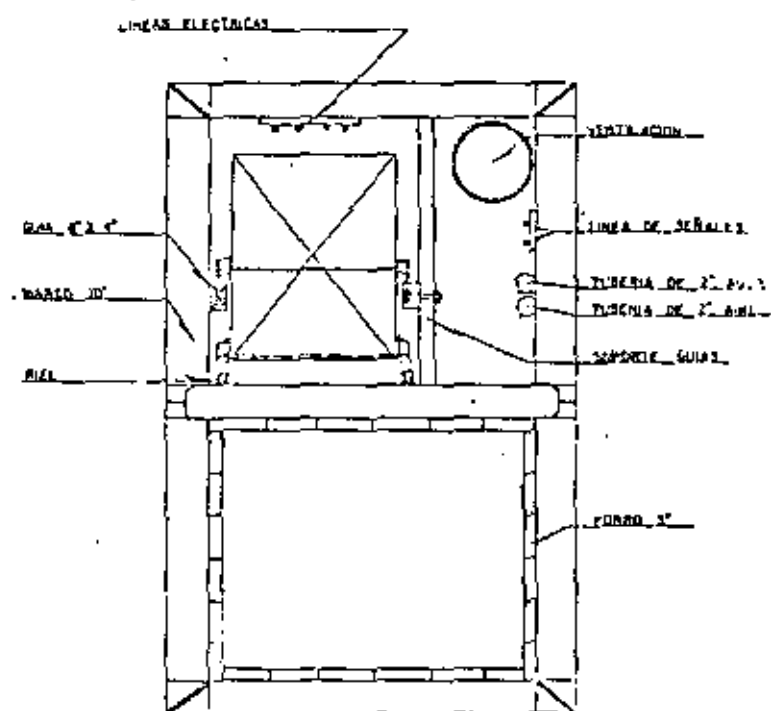
f) Instalaciones Generales.

Las instalaciones generales se muestran en las figuras 32, 33 y 34.

g) Resultados.

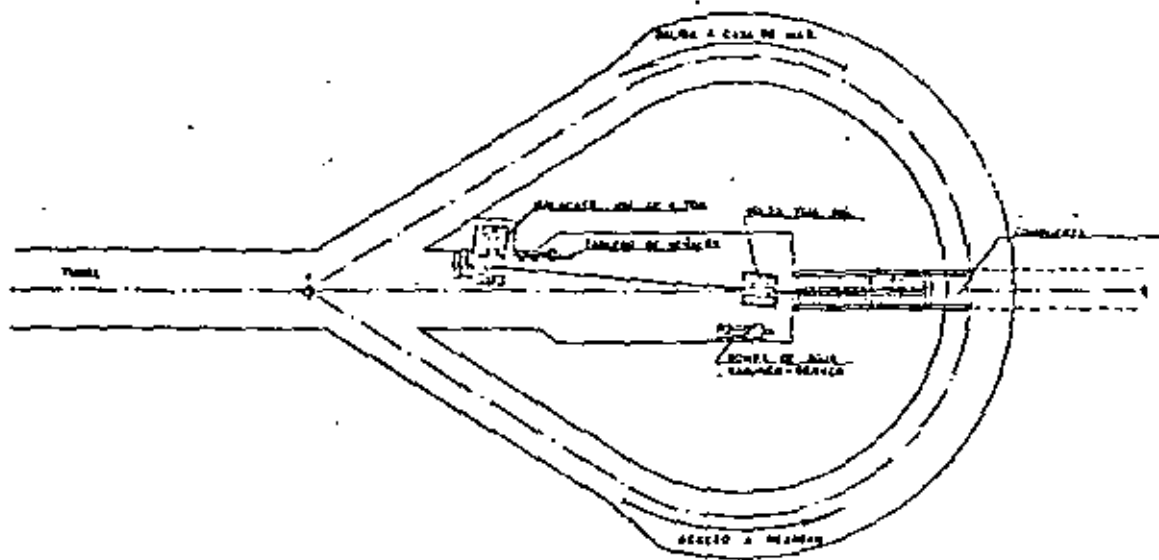
En las figuras 35 y 36 se muestran los resultados obtenidos en los ci-
clos de la excavación de la galería piloto de la 0 + 000 a la 0 + 215, -
tanto con demoras como sin demoras. El promedio de ciclo sin demo
ras es sensiblemente de 20 horas, contra el supuesto teóricamente de
8 horas en las consideraciones iniciales.

En el ciclo con demoras se aprecia que estas fueron bajando hasta -
resultar lógicas, en cuanto los trabajadores se acostumbraron a los -



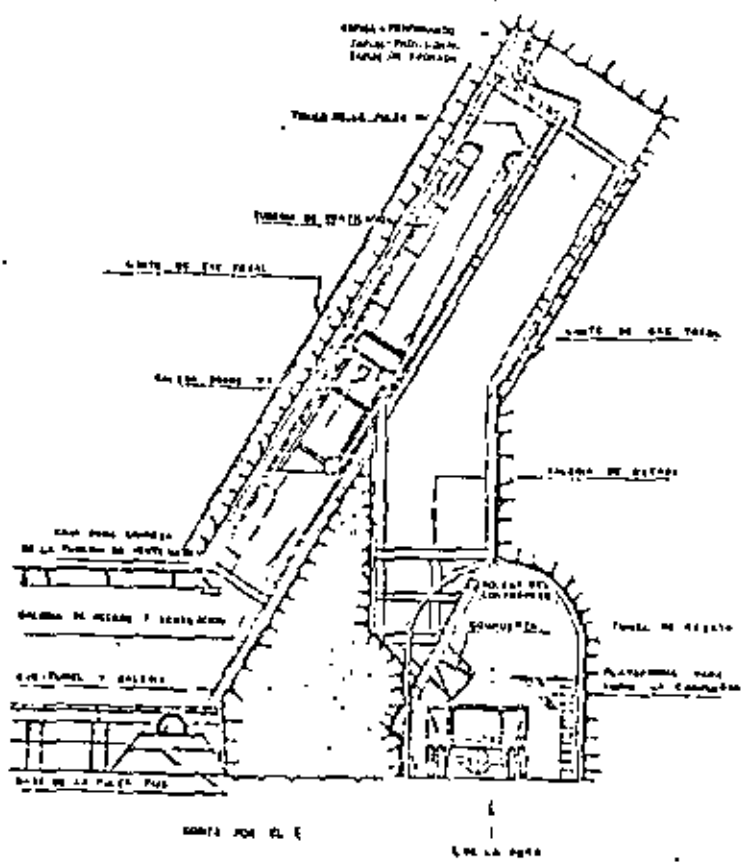
| . CORTE TRANSVERSAL
 DE LA LUMINERA

Fig. 32



CAGUIS POZO
PILOTO PLANTA

Fig. 33



CROQUIS POZO PILOTO Y TUNEL

Fig. 34

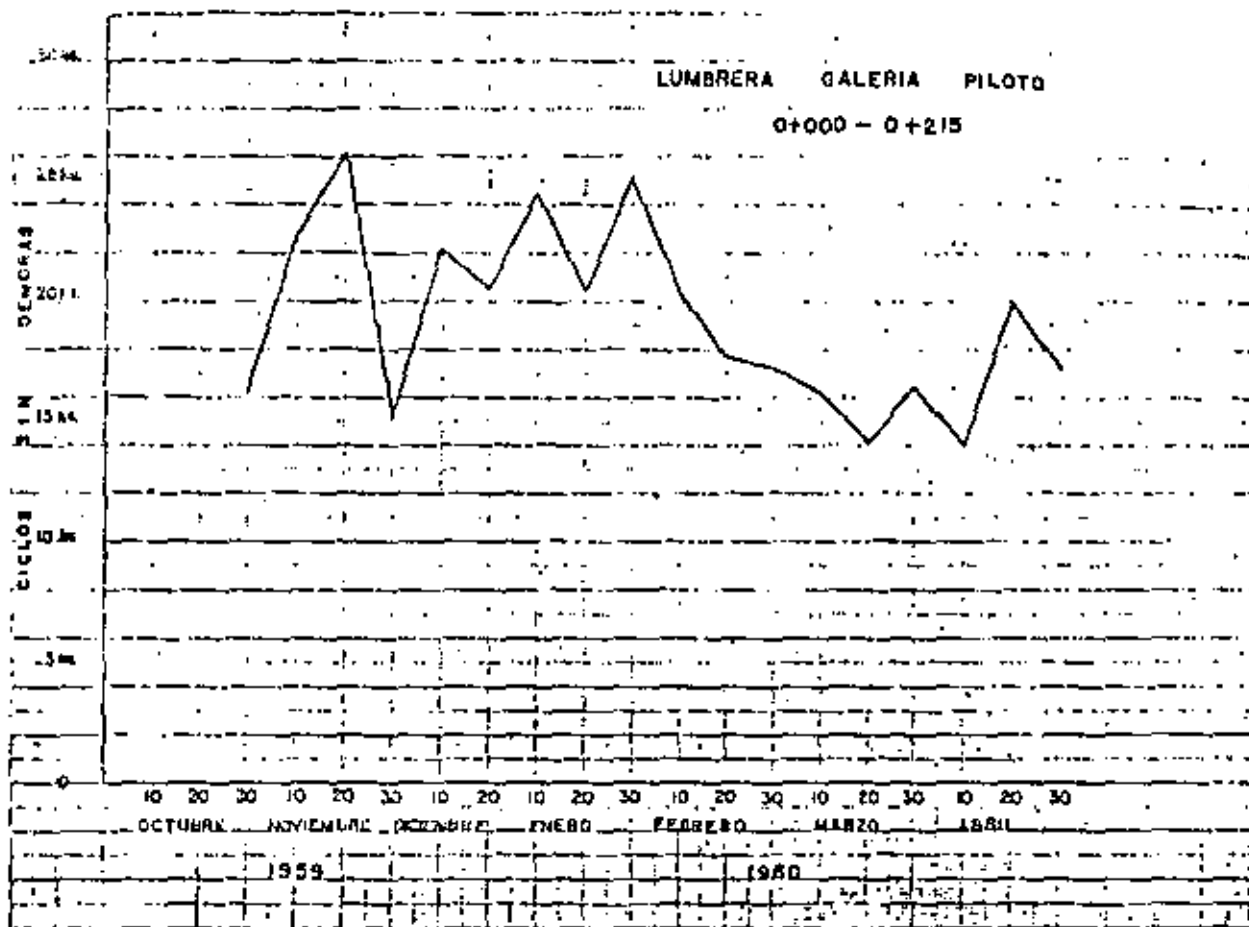


Fig. 35

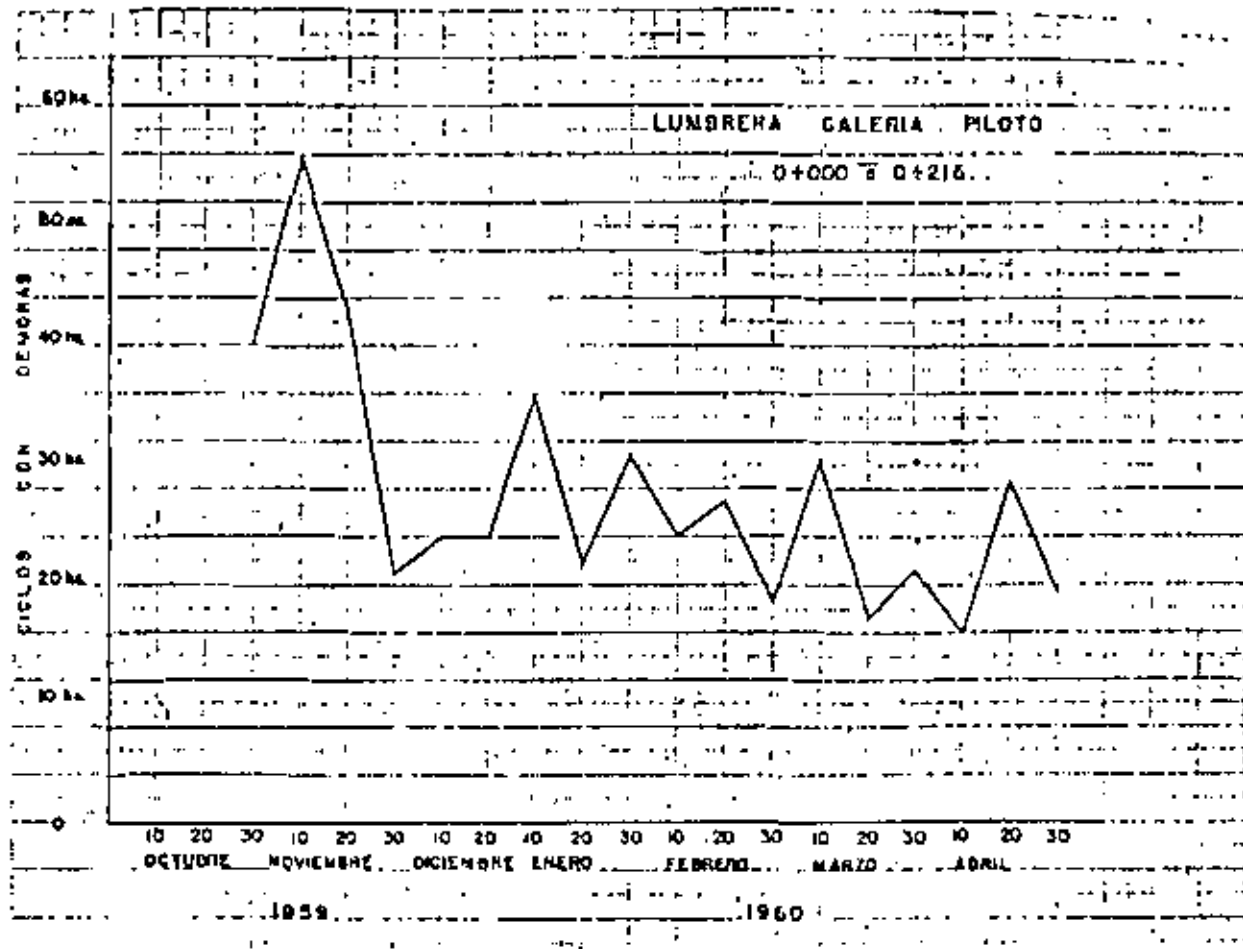


Fig. 36

difíciles problemas. En la figura 37 se aprecian los avances reales. En las figuras 38, 39 y 40 se presentan las mismas gráficas para la ampliación de la lumbrena.

Por último es interesante mostrar el sistema de colado que se empleó, y se presenta en la figura 41. El avance por ciclo fue de 8 mt. El ciclo sin demoras duró 20,22 horas y el ciclo con demoras fue de 24,00 horas.

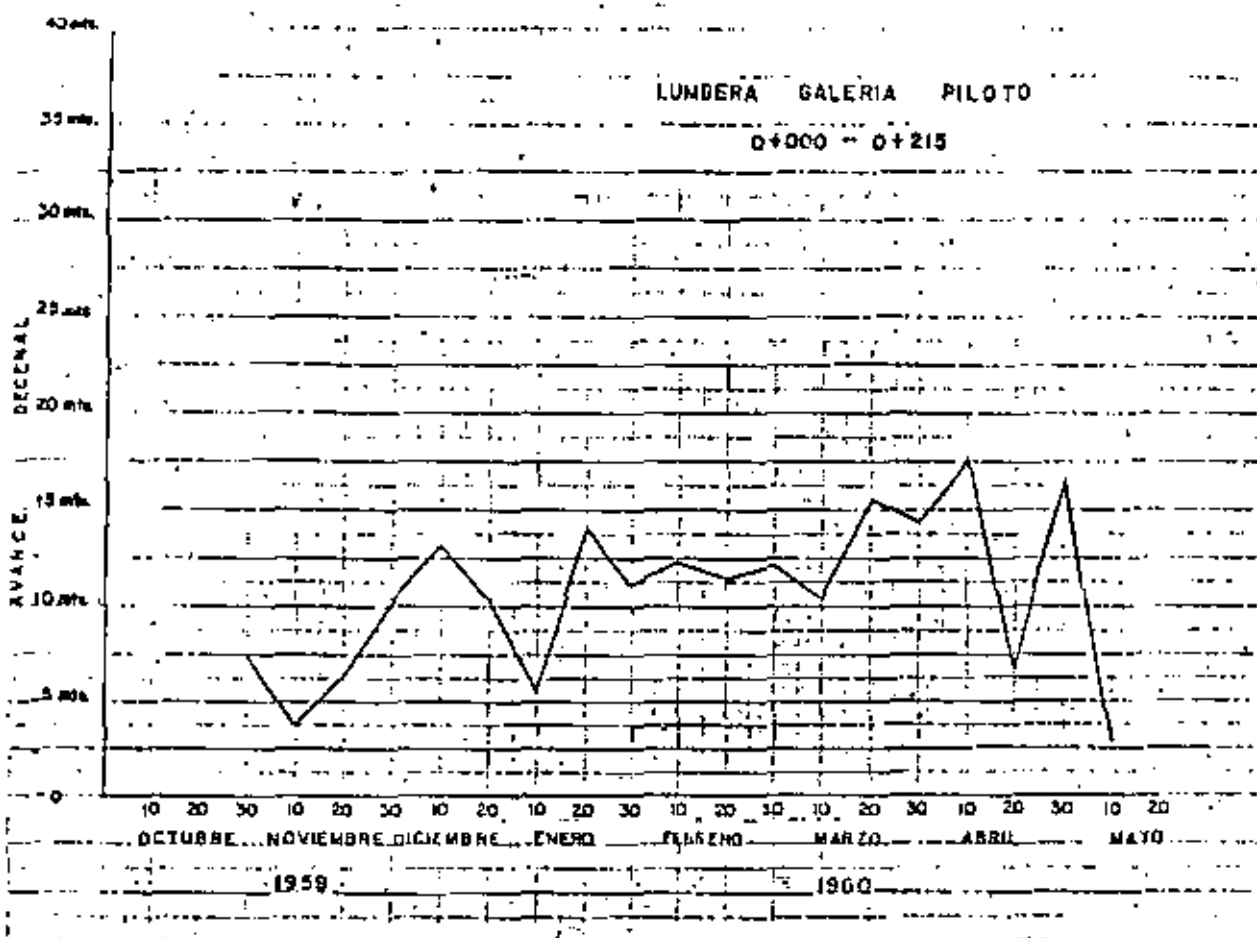
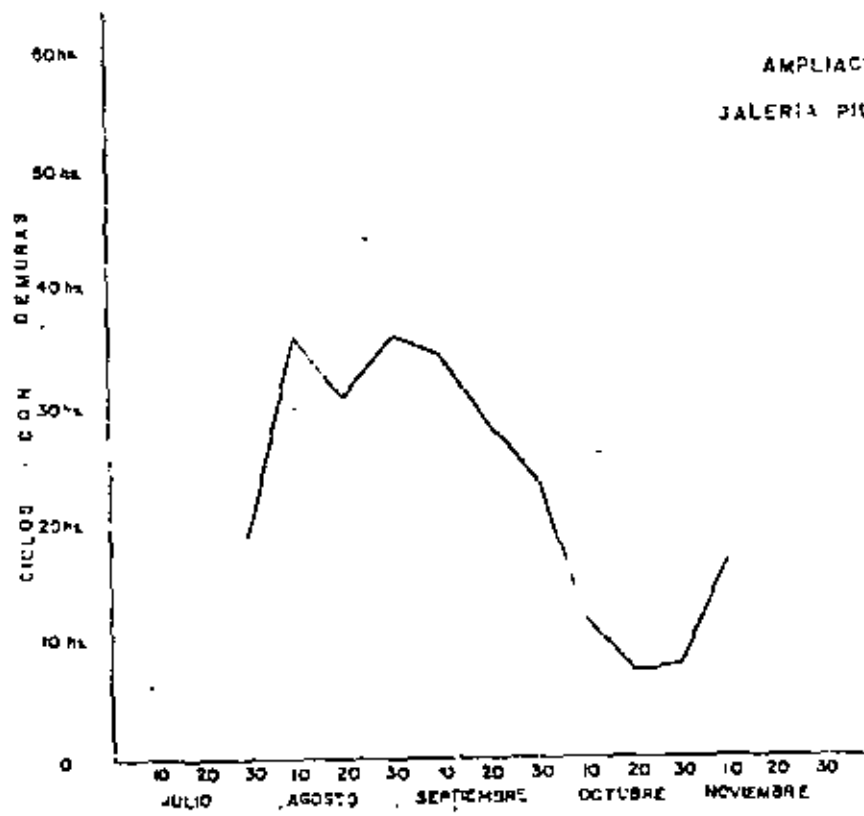


Fig. 37



AMPLIACION LUMBRERA
 GALERIA PILOTO 0+215 a 0+200

1960

Fig. 38

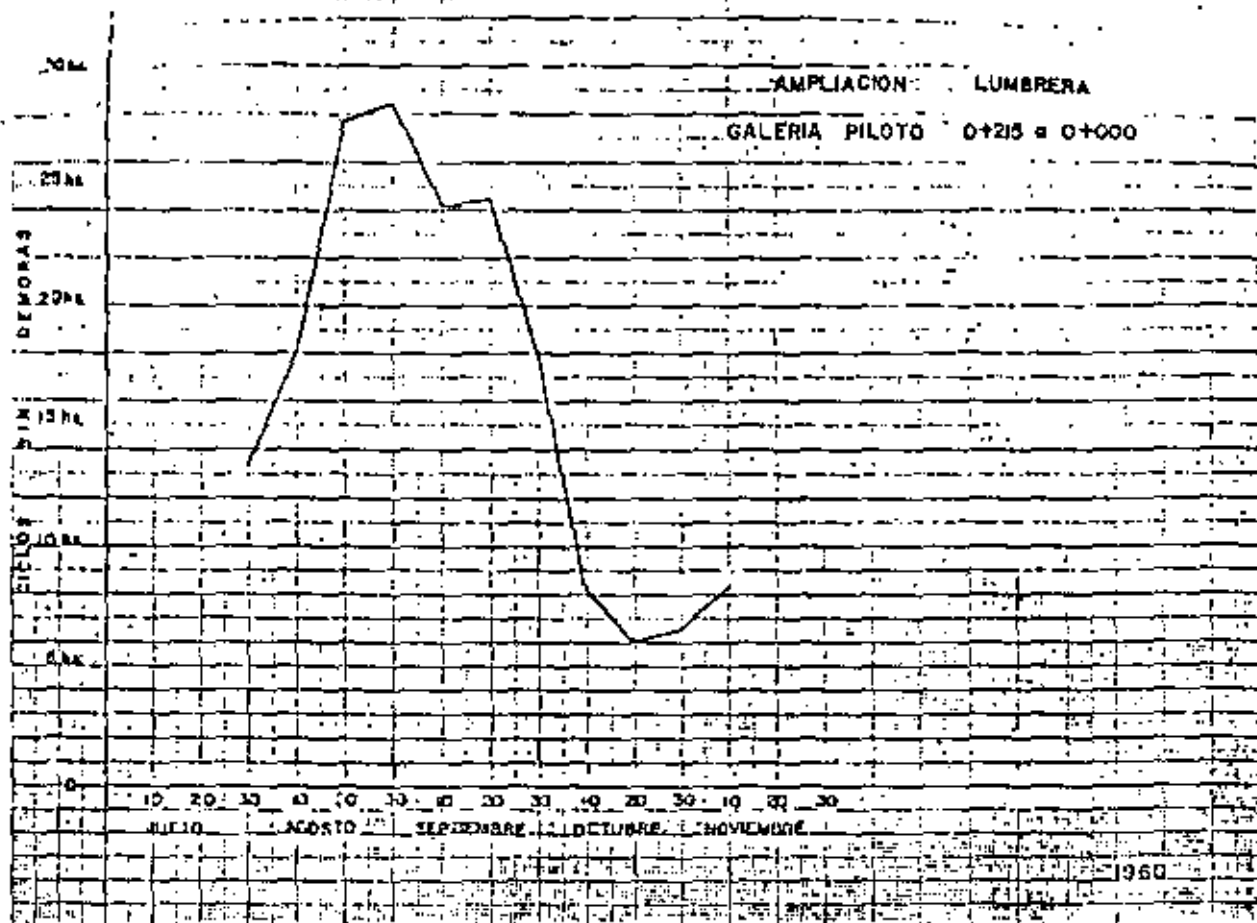
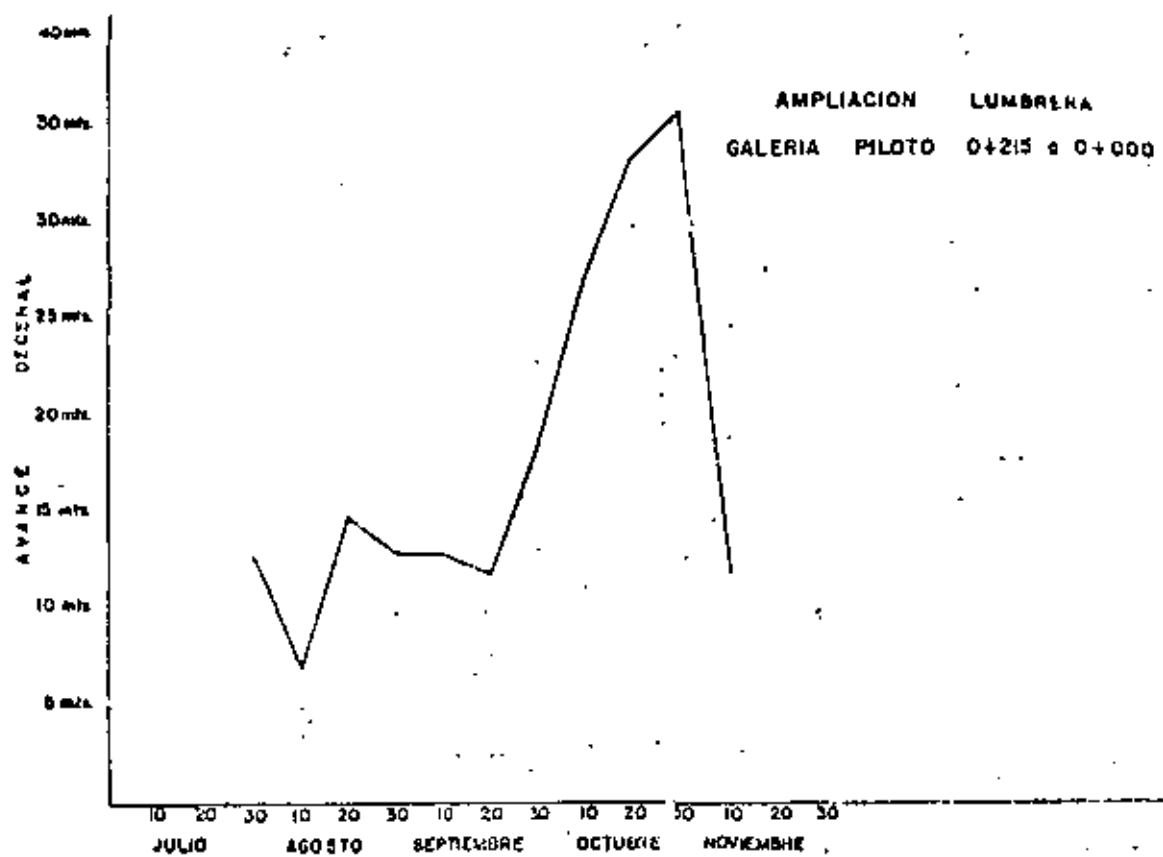
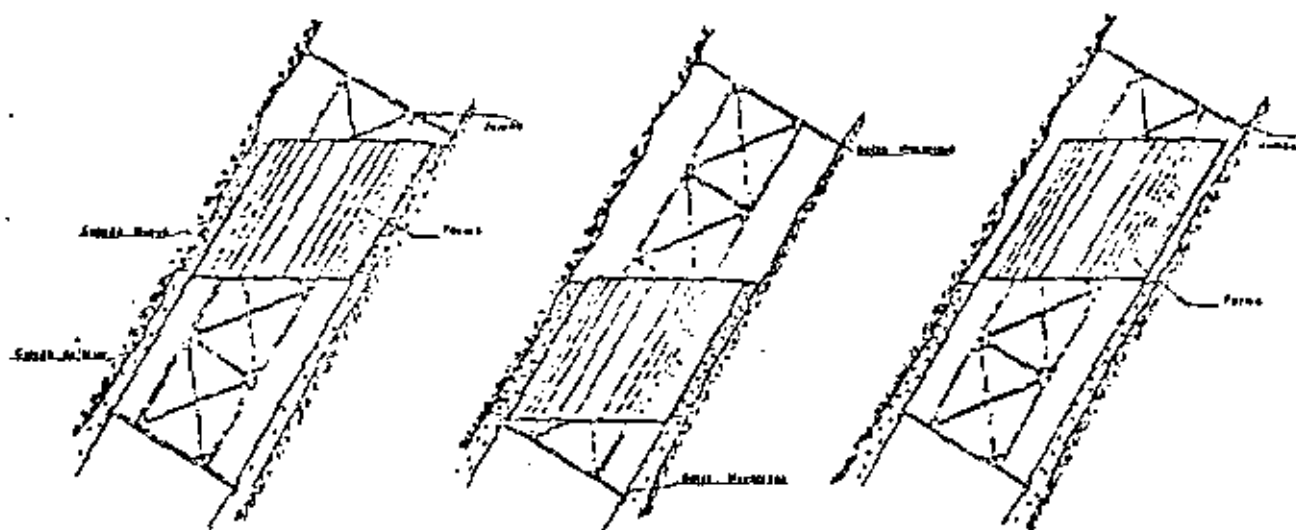


Fig. 39



1960

Fig. 40



1.-FORMA ACABADA DE OBLA

2.-EL AMAR ZORRO SOBRE LA FORMA
HASTA LA ÚLTIMA POSICIÓN

3.-LA FORMA SOBRE SOBRE EL JUEGO Y
SERA LEVA PARA EL NUEVO COLON

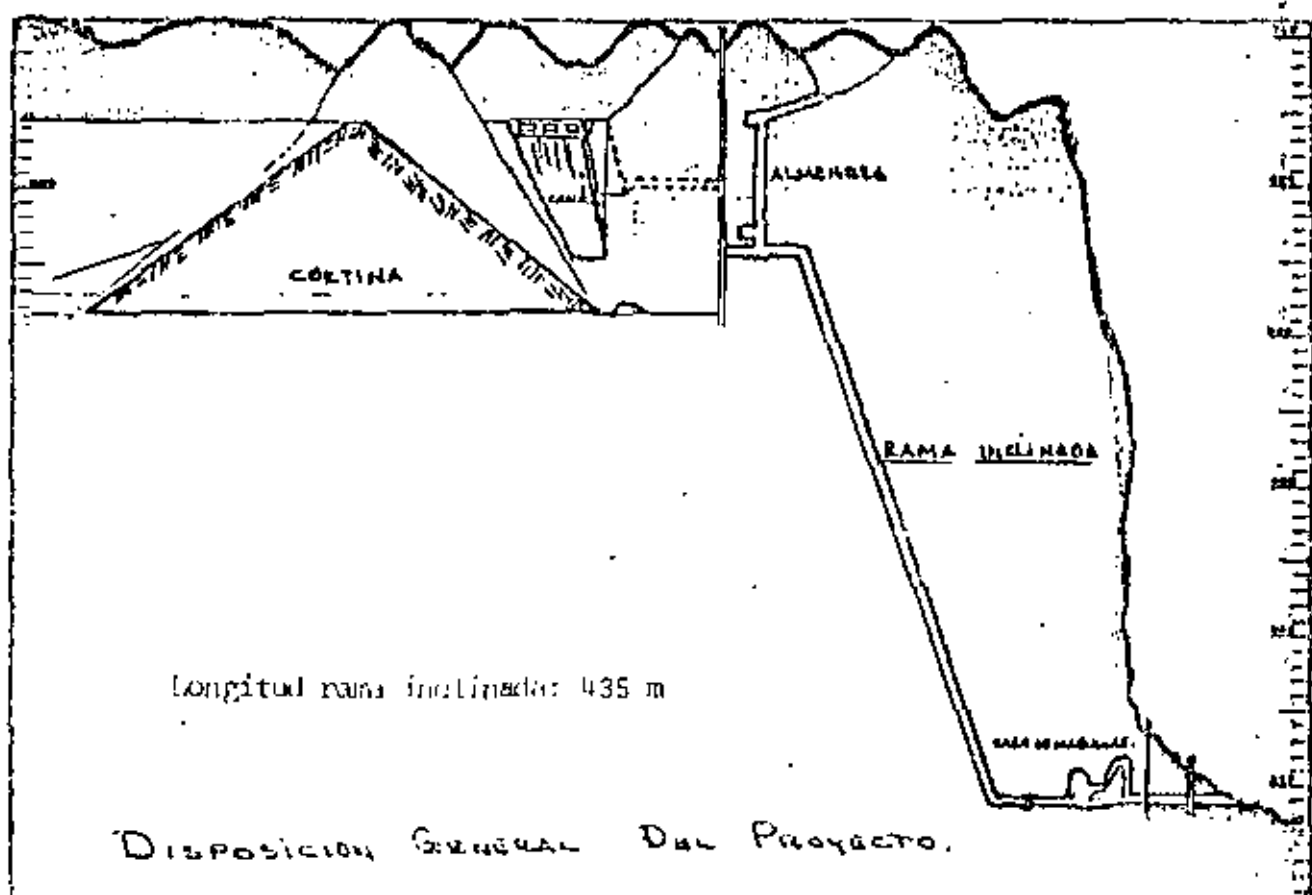
MOVIMIENTO
DE
FORMAS

Fig. 41

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION EMPLEADO EN LA RAMA INCLINADA DE PRESION, DEL PROYECTO HIDROELECTRICO ALTO ANCHICAYA, EN LA REPUBLICA DE COLOMBIA.

A. DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El Proyecto Hidroeléctrico del Alto Anchicayá es uno de los proyectos de gran magnitud que se han llevado a cabo en Colombia. Fundamentalmente genera 350,000 Kw-hr. La obra consistió en la construcción de una cortina de roca de 140 m de altura, que forma un embalse de regulación con una capacidad de 50 millones de metros cúbicos; un túnel de carga de 8,103 m; un pozo de oscilación de 150 m de altura y 8.10 m de diámetro; una tubería de presión inclinada 55° con 435 m de longitud de una sección terminada de 5 m de diámetro; casa de máquinas subterránea de 63 m de largo y 19 m de ancho, y, finalmente un túnel de desfogue de 160 m.



En esta obra resulta muy interesante la construcción de la rama inclinada que era una de las actividades críticas del programa.

La construcción desde un principio se planeó ejecutarla - mediante la construcción de un pozo piloto hecho de abajo hacia arriba y posteriormente efectuar el banqueo de arriba hacia abajo, lo cual era factible ya que se trataba de roca suficientemente firme para no necesitar ademado. En la figura No.43 se muestra la geometría de la rama inclinada.

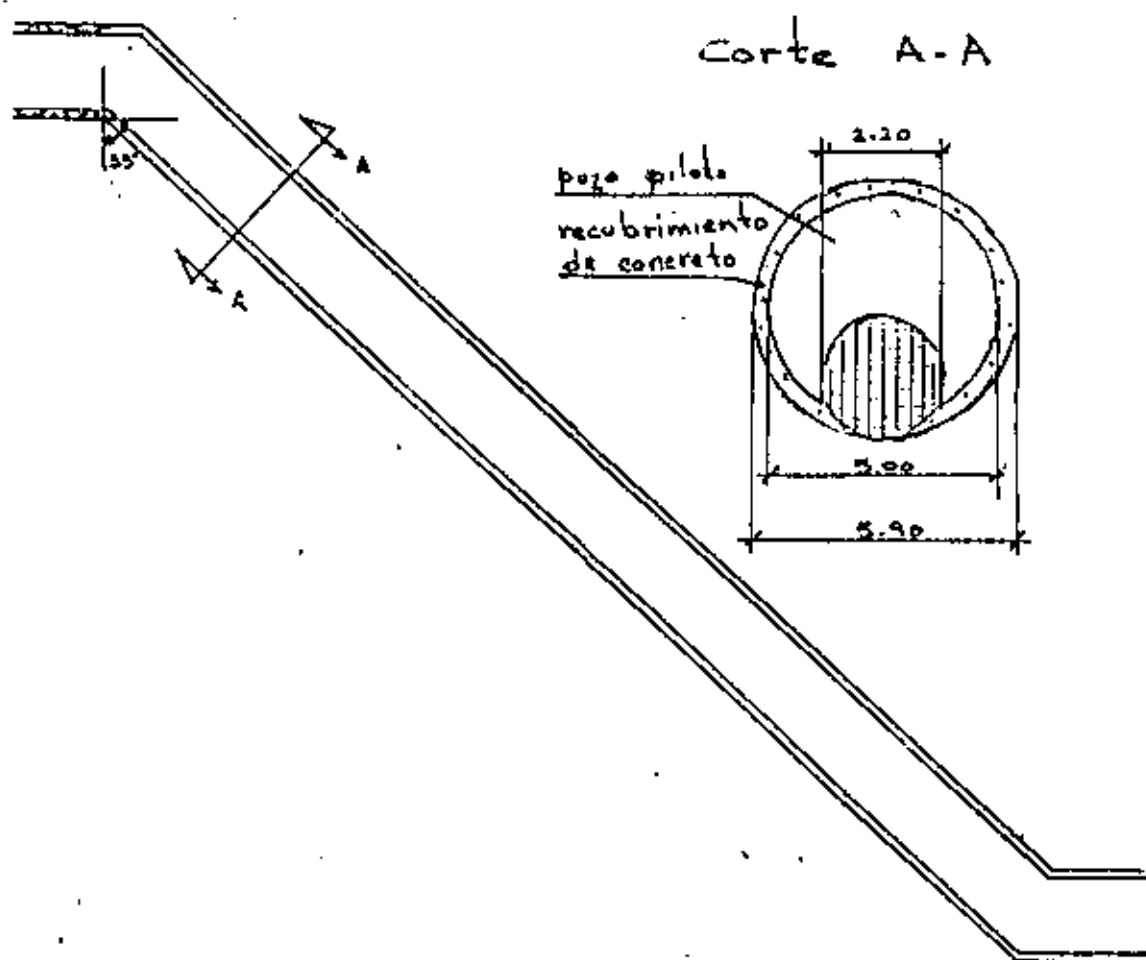


FIG. 43

B. POZO PILOTO.

El pozo piloto se planeó hacerlo con plataforma trepadora ALIMAK (Fig. 44), y la perforación con pistolas de cielo, debido a que durante ese tiempo aún no existían los jumbos trepadores que hubiera facilitado la labor de barrenación (Fig. 45).

En las primeras semanas de construcción los avances fueron muy lentos, del orden de 12 a 15 m por semana, debido a que el personal se estaba adiestrando.

La plataforma trepadora era eléctrica y los problemas principales fueron en los tableros de control, la bomba de presión de agua y los engranes del motor, esto obligó a tener un buen almacén de piezas de repuesto.

También fue necesario emplear artificios de seguridad en los estopines eléctricos para evitar algún accidente provocado por la energía eléctrica que alimentaba el ALIMAK.

C. TOPOGRAFIA.

La topografía se inició siendo llevada a cabo por medio de localización del punto de línea desde el P.I. inferior y con una lámpara sorda que se colocaba en el frente y que se corría hasta localizar el punto mediante comunicación telefónica del tablero de control-ALIMAK.

Según se iba avanzando, resultaba más difícil el procedimiento debido a que la acumulación de gases en la lumbrera impedía que se viera claramente. A los dos meses de iniciados los trabajos, se consiguió un equipo de rayo laser, lo que se hacía es que se colocaba en el mismo P.I. inferior y se proyectaba el rayo al frente, de tal forma que el perforista sabía la posición en el frente. A las dos semanas de haber adquirido el rayo, se bajó el gas que tiene el tubo del rayo y hubo que llevarlo a reparar pues no

PLATAFORMA TREPADORA ALIMAK STH-5

El grabado muestra los diferentes elementos de una plataforma trepadora completa.

Las letras A-J indican los diferentes epígrafes del Manual de Instrucciones, que comprende:

Sección I

Descripción técnica

- A Plataformas trepadoras
 - A1 plataformas de trabajo
 - A2 equipos de accionamiento
 - A3 jaulas
- B Ascensores de servicio y seguridad
- C Elementos del carril guía
- D Correas de manguera y cable
- E Circuito de aire y agua
- F Equipos de seguridad
- G Equipos de señales
- H Equipos eléctricos
- J Entrenamiento y servicio

Sección II

Instalación y manejo

Sección III

Piezas de repuesto

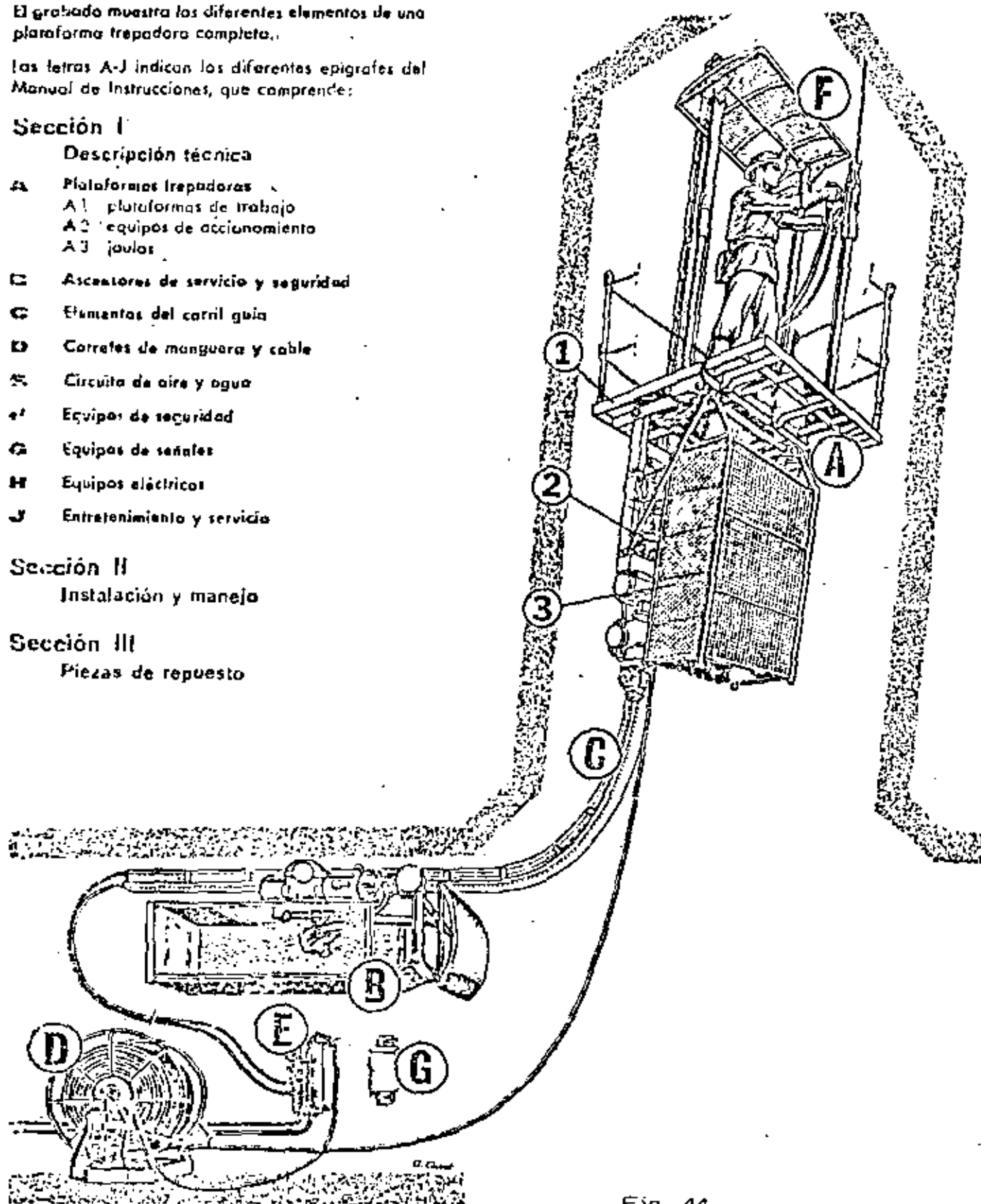
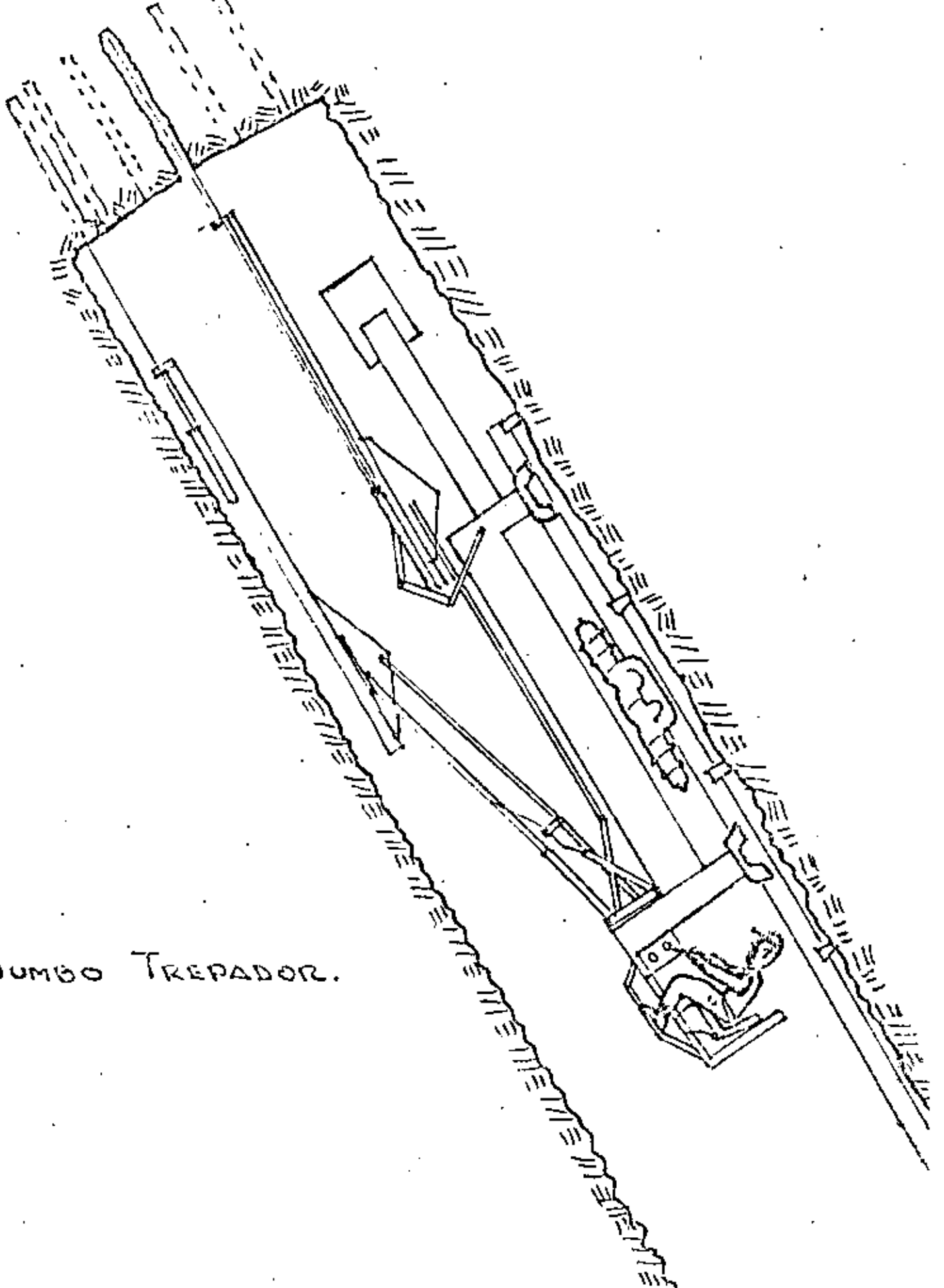


Fig. 44



JUMBO TREPADOR.

despedía ninguna luz. Ya para entonces los perforistas - estaban realizando una quema diaria y se lograba hacer hasta 10 quemas por semana.

Cuando regresaron el rayo laser arreglado, dos semanas - después, se dieron cuenta en el frente, que se tenía una - desviación en elevación de 2 m hacia arriba y 2 m a la izquierda en el pozo piloto, por lo cual hubo que desmontar la carrilera en una longitud de 50 m para ir peinando el - piso y al lado derecho para permitir el paso del rayo. Se iba revisando el cable y se encontraba que los daños que - tenía y roturas se debían muy importantemente a la desviación del pozo. Lo que ocurría es que al ir pasando por la curva se pegaba a la carrilera que va al lado derecho del pozo y en lugar de estar solamente tensionado el cable sufría mordiscos en la curva. Por otro lado, la desviación provocó rebote en las piedras.

Se corrigió bastante el problema del cable colocando rodillos adecuados horizontales y verticales, para guiar bien el cable en la zona de la curva, ya que sin el control de guiado, el cable se friccionaba con la roca, lo cual provocaba roturas que se tenían que unir adecuadamente y quedaban nudos gruesos que perjudicaban al enrollarlo. Hubo necesidad de cambiar 200 m de cable nuevo para trabajar mejor. Otro problema que se tuvo en el ataque del piloto - fue el de la falla de la bomba de agua de alta presión del sistema para subir el agua de barrenación, ya que no se regulaban bien las presiones y se dañaba, por lo que muchas veces se suspendía el trabajo.

Mientras no se encontró un método expedito de chequeo de topografía, se hacían chequeos semanales, lo cual era inadecuado, pues en el avance de una semana se llegaban a tener errores de alineamiento considerables.

La solución al problema fue colocar a los 200 m más o menos una caja metálica de 1" de espesor de placa muy reforzada, colocada en la clave del piloto y dentro de la carrilera, la cual era fija e inmóvil. Tenía soldada en la base la tapa de un tránsito con la orientación precisa para que se pudiera montar rápidamente el aparato. Además, estaba protegida con una rejilla de rieles. Con esta operación se reducía el tiempo de trazo a aproximadamente dos horas en lugar de seis y hasta ocho horas, que se llegó a tener antes.

El pozo piloto fue efectuado en 229 días calendario, lo que equivale a un avance de 1.96 m/día, pero se lograron después avances de hasta 4.10 m/día. El volumen excavado del túnel piloto fue de 1,744 m³.

D. BANQUEO.

Una vez que se tuvo el piloto terminado, se inició el banqueo de la rama inclinada, con una plataforma que originalmente se planeó bajar por el sistema de rieles que se iba a ir colocando inmediatamente atrás de la excavación. La colocación de rieles se atrasó bastante y como se tenían que colocar con bastante precisión debido a que servirían para el revestimiento de la rama inclinada, como guías de la cimbra deslizante, se optó por ponerle unos esquíes a la plataforma para poderla deslizar por la excavación. Esta plataforma trabajó más o menos bien y se podía mover por un cable de acero que bajaba desde el codo superior por medio de un malacate de 3.5 ton. especial para lumbreras y pozos.

En los primeros metros de banqueo se tuvo que colocar malla debido a que la roca estaba muy suelta por ser esquistos y podía ser peligroso cualquier pequeña piedra que cayera a niveles inferiores. Cuando la roca apareció sana, se suspendió la colocación de malla y anclas para incrementar los rendimientos.

Se puede decir que no hubo grandes problemas en el banqueo ya que el control topográfico fue más sencillo y toda la barrenación fue hacia abajo con pistolas de piso.

La colocación de rieles se fue haciendo conforme se podía trabajar, con objeto de que al terminar el banqueo no se perdiera tiempo en preparativos para el revestimiento. Si simultáneamente se preparaban todos los equipos para el concreto.

El volumen excavado fue de 8,950 m³. El avance promedio logrado fue de 4.20 m/día calendario, mayor que el programa de originalmente.

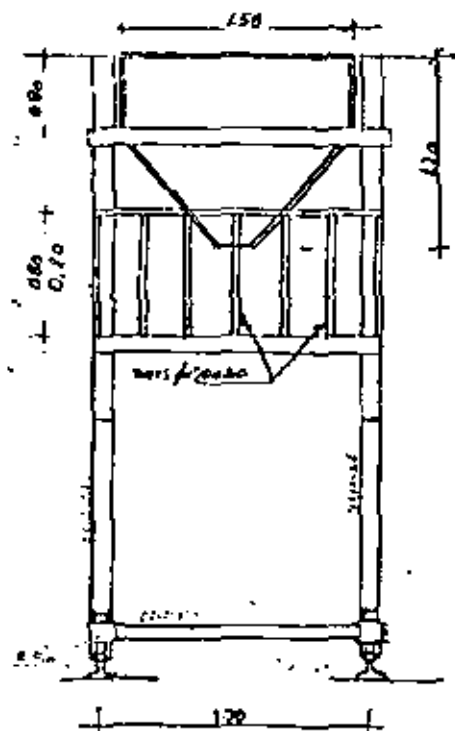
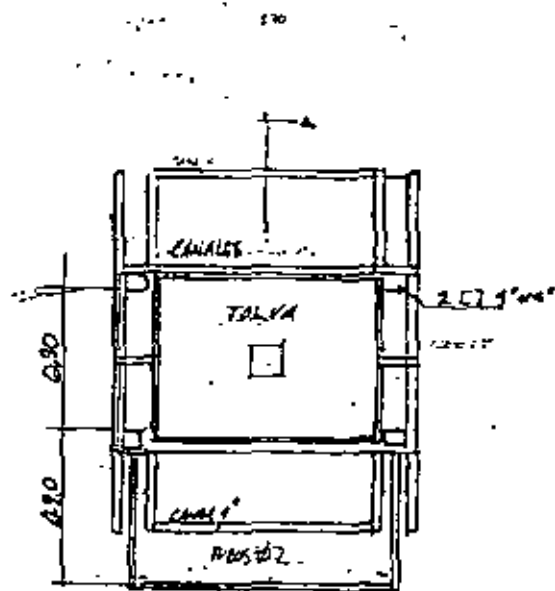
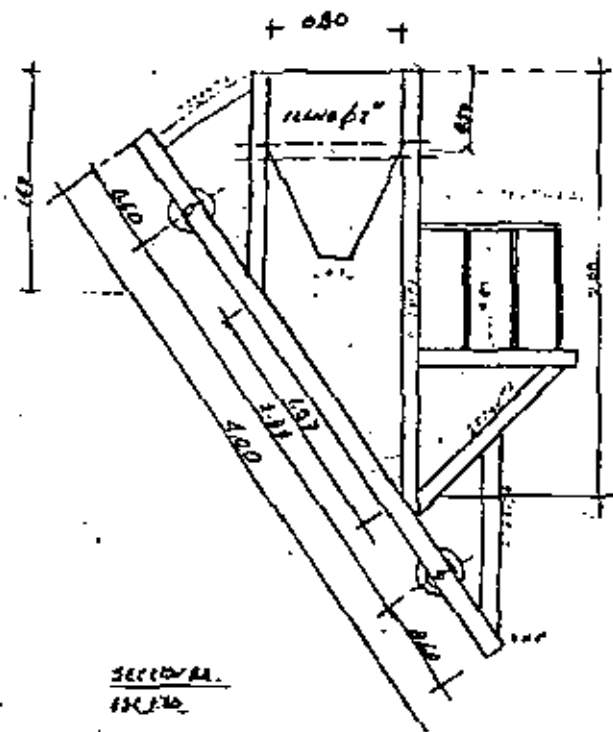
- E. El revestimiento estaba planeado hacerlo con cimbra deslizante, aunque la supervisión se oponía a que se hiciera de esta forma debido a que en otra obra similar en Canadá se empleó este tipo de cimbra que no funcionó y acabó por utilizarse como cimbra fija, sin embargo, aceptaron que se usara debido a que el tiempo era muy escaso.

La realidad fue que el sistema funcionó muy bien, sin problemas y lo único lamentable es que no se hubiese contado con un abastecimiento mayor de concreto, pues el trabajo se pudiera haber hecho más rápido. El malacate que se tenía para bajar el concreto bajaba solo 1 m³ en cada ciclo y esto fue lo que gobernó el avance. Se considera que el método que se empleó fue muy sencillo y dio muy buen resultado.

En la figura 46 se muestra la plataforma usada para bajar el concreto. El avance promedio que se tuvo en esta actividad fue de 4.20 m/día calendario, con avances hasta de 17.00 m por día calendario.

I. INDICES.

En la tabla siguiente se muestran los porcentajes que repre



VISTA POSTERIOR
130.170

RELA
130.170

DETALLE TOLVA

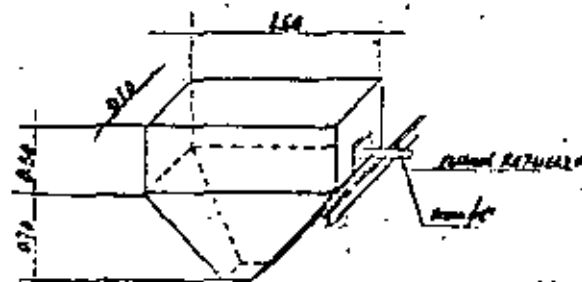


Fig. 46

sentaron los insumos:

CONCEPTOS	EXCAV %	REVEST. %	TOTAL %
Mano de obra	46	33	38
Materialas	31	48	41
Maquinaria	30	16	18
Varios	3	3	3

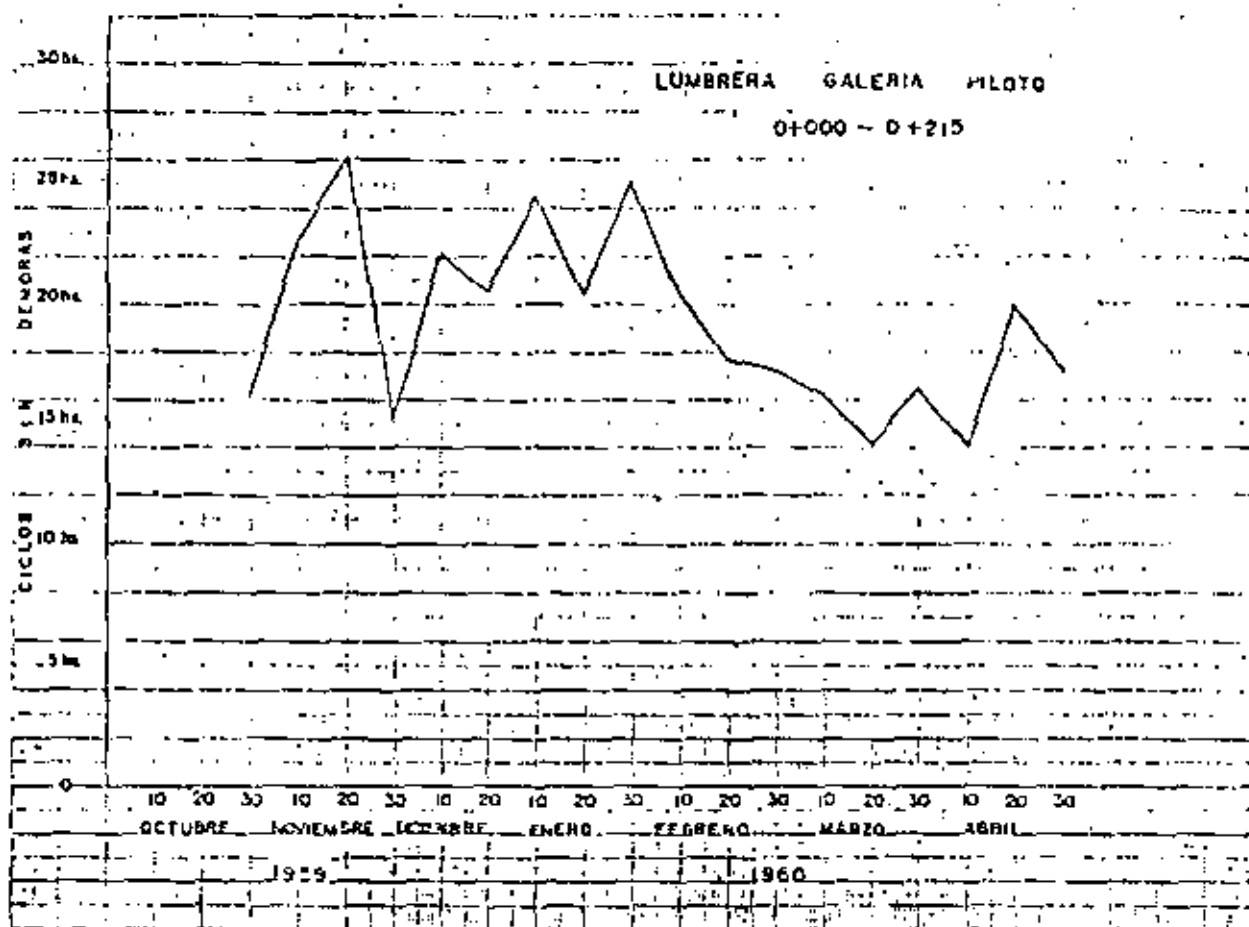
La excavación del túnel piloto representó el 16.5% del im-
porte total de la rama inclinada, el banqueo representó el
24.5% y el revestimiento el 59%.

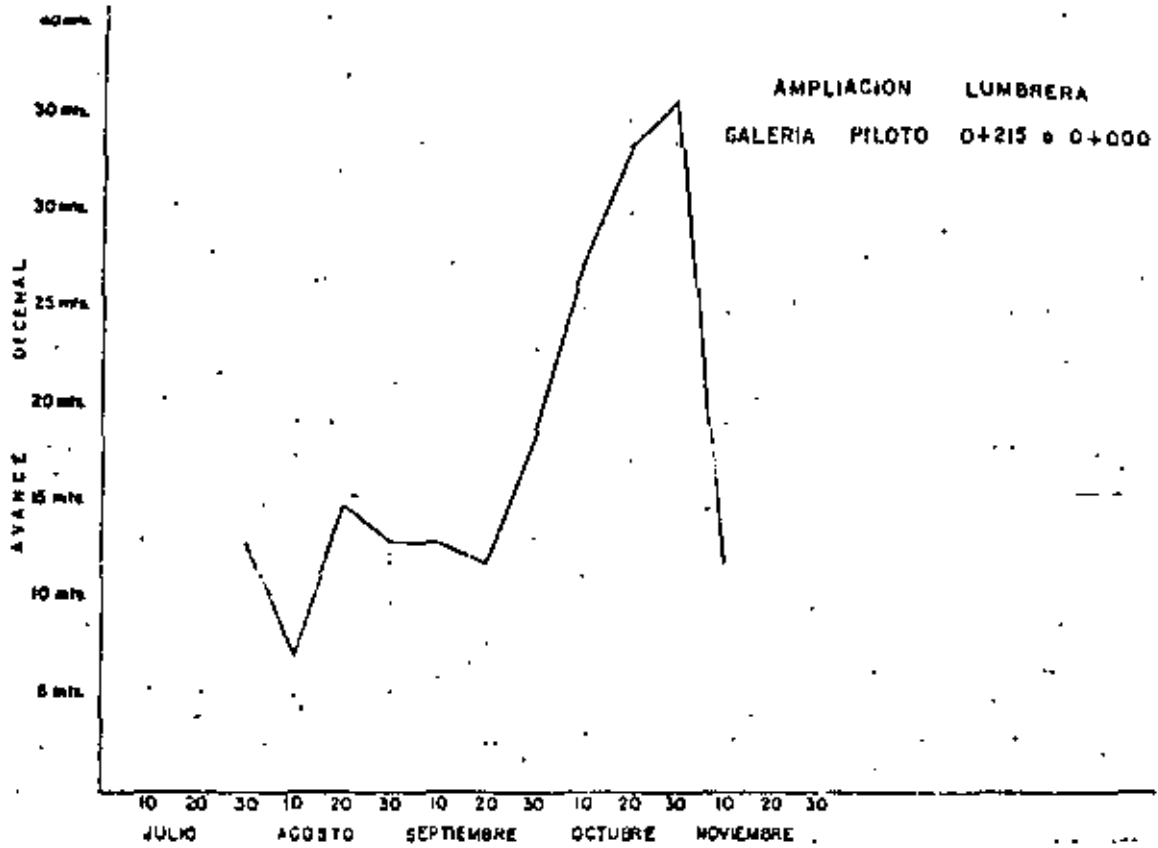
G. CONCLUSIONES.

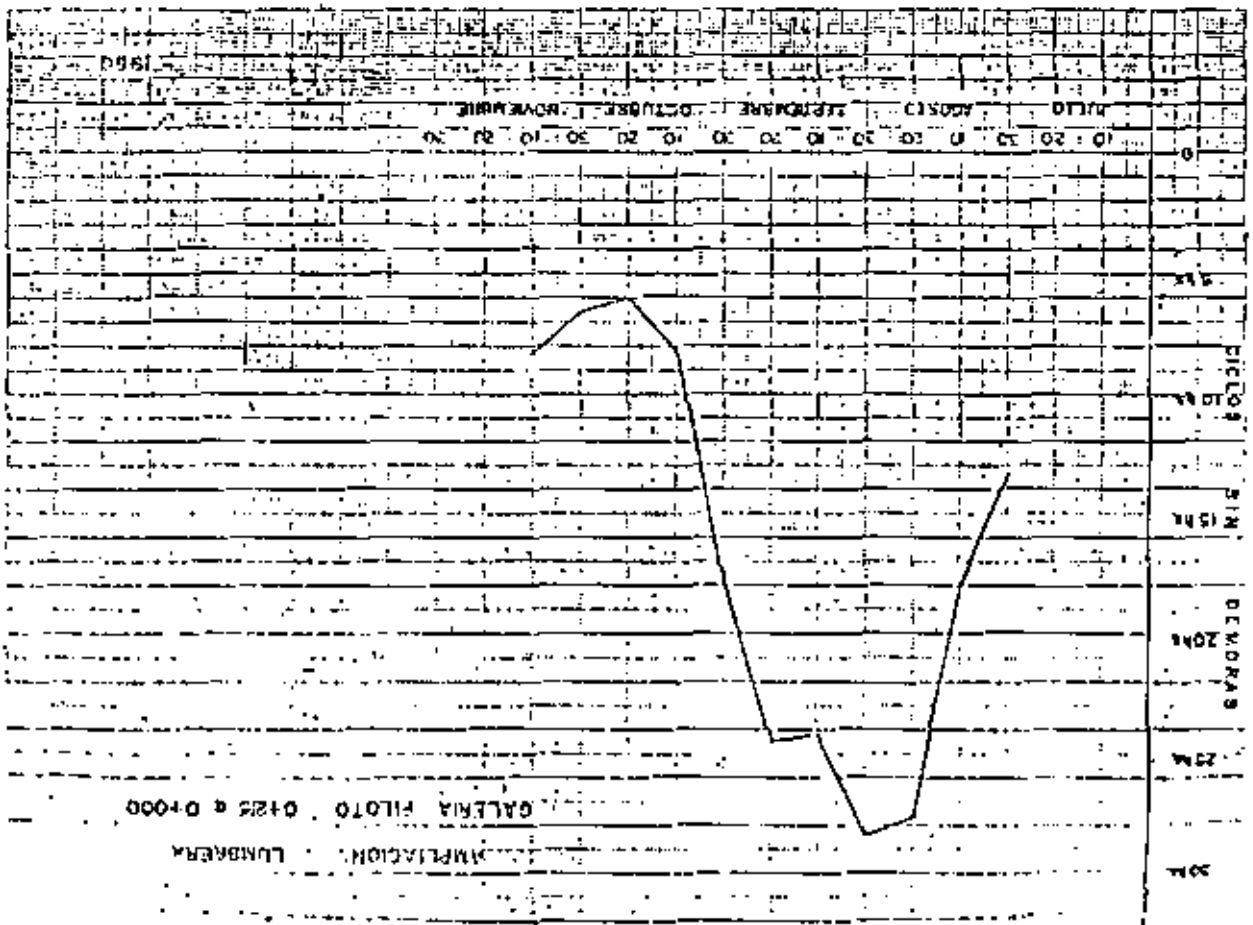
Se podría decir en términos generales, que para construir la rama inclinada de presión y atacar la excavación y concretos, se emplearon los métodos y equipos más recomendables, pues aun cuando al inicio se encontraron algunas dificultades derivadas del desconocimiento de los equipos y de la inexperiencia del personal, en cuanto se lograron dominar estos dos aspectos, se consiguieron buenos rendimientos, comparables con otros métodos de construcción.

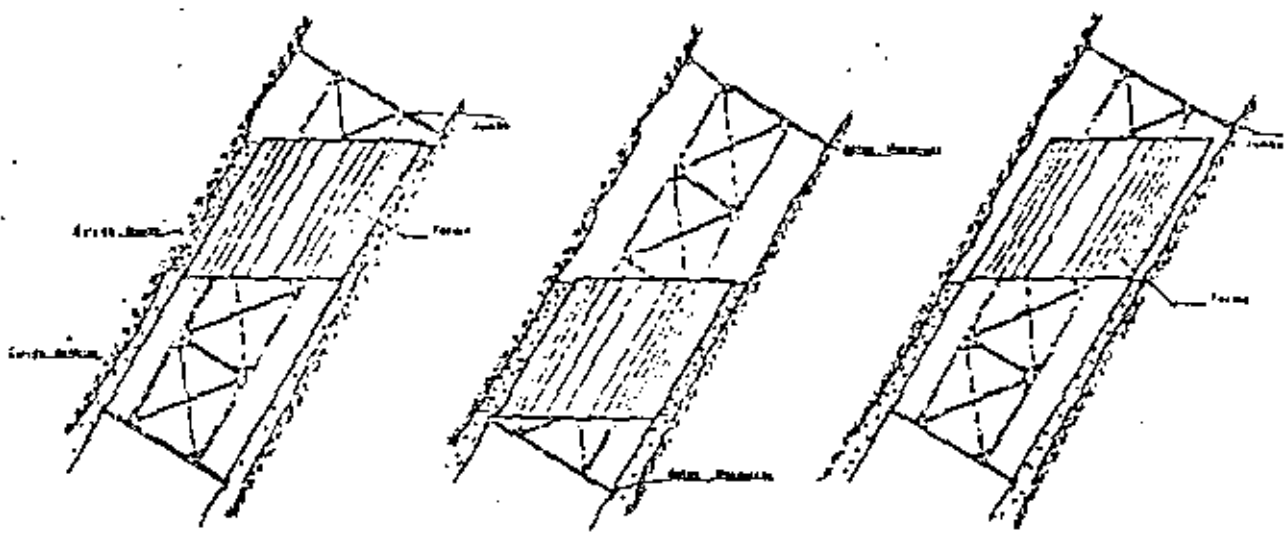
El uso del ALIMAK y del sistema del revestimiento con cimbra deslizante sin duda alguna fueron decisiones muy acertadas en esta parte tan importante de la obra.

Nuevamente conviene hacer hincapié lo importante que es tomar decisiones adecuadas para escoger los equipos idóneos en trabajos que por su magnitud resultan ser claves en un proyecto.







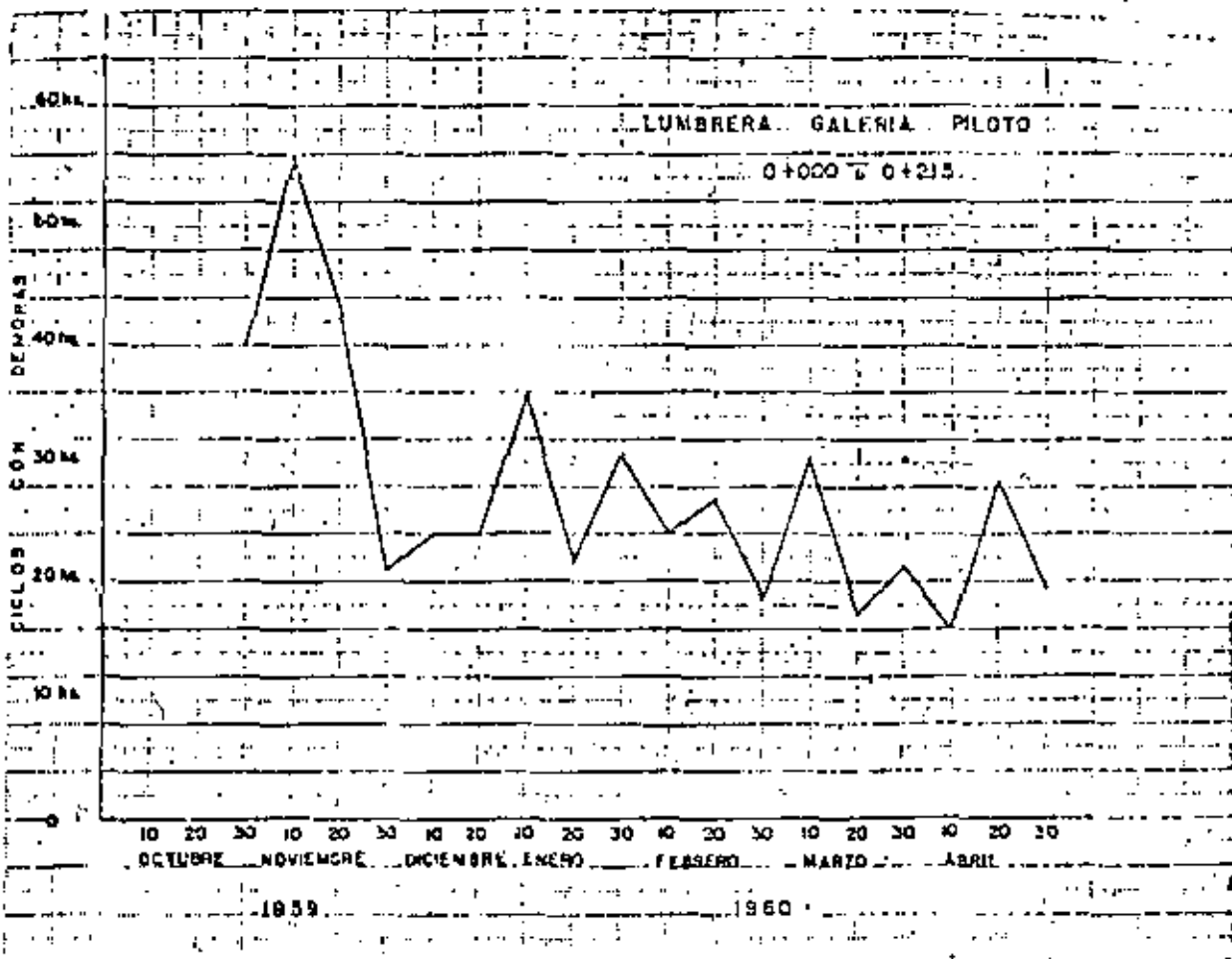


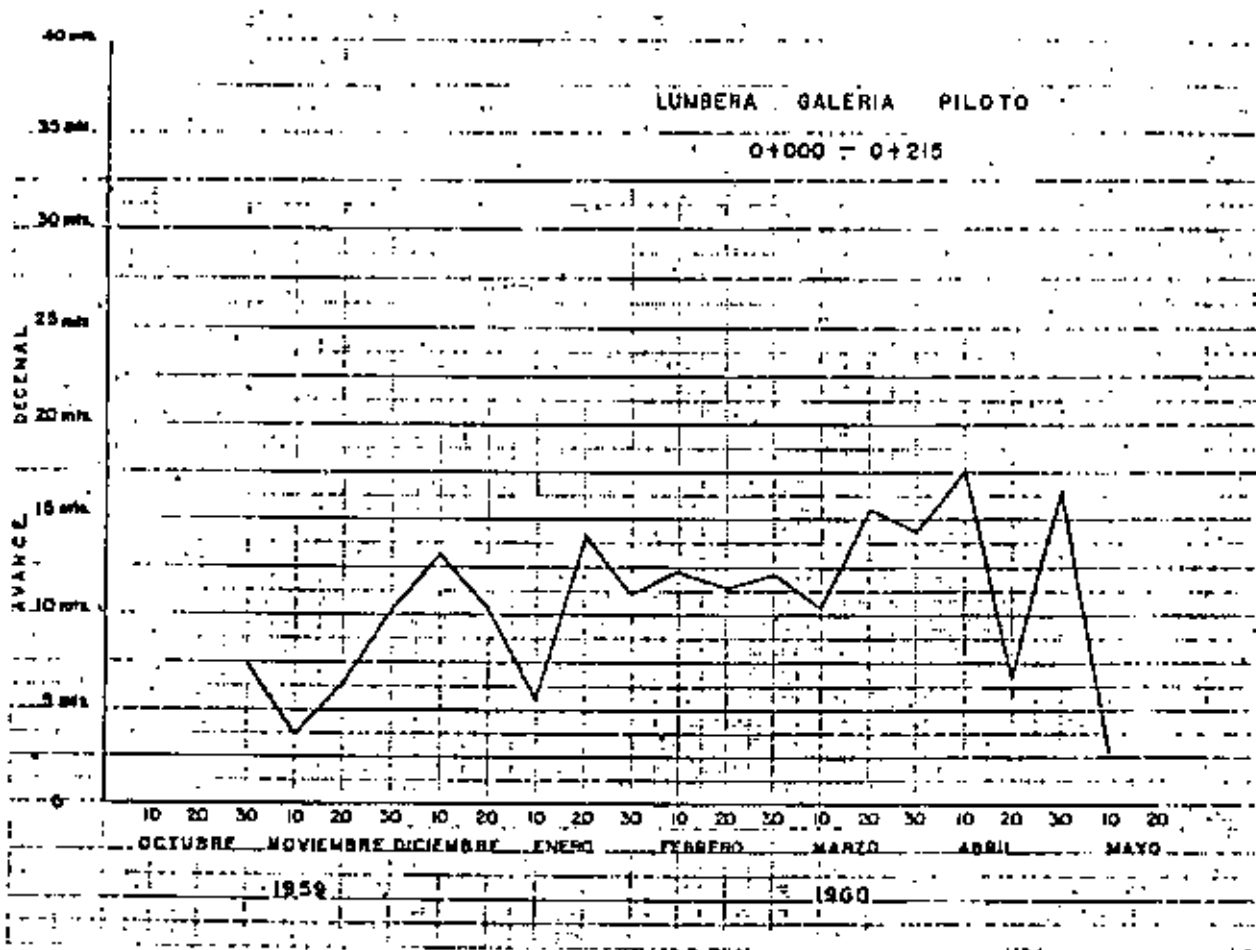
1. FORMA ACEREA DE COLORE

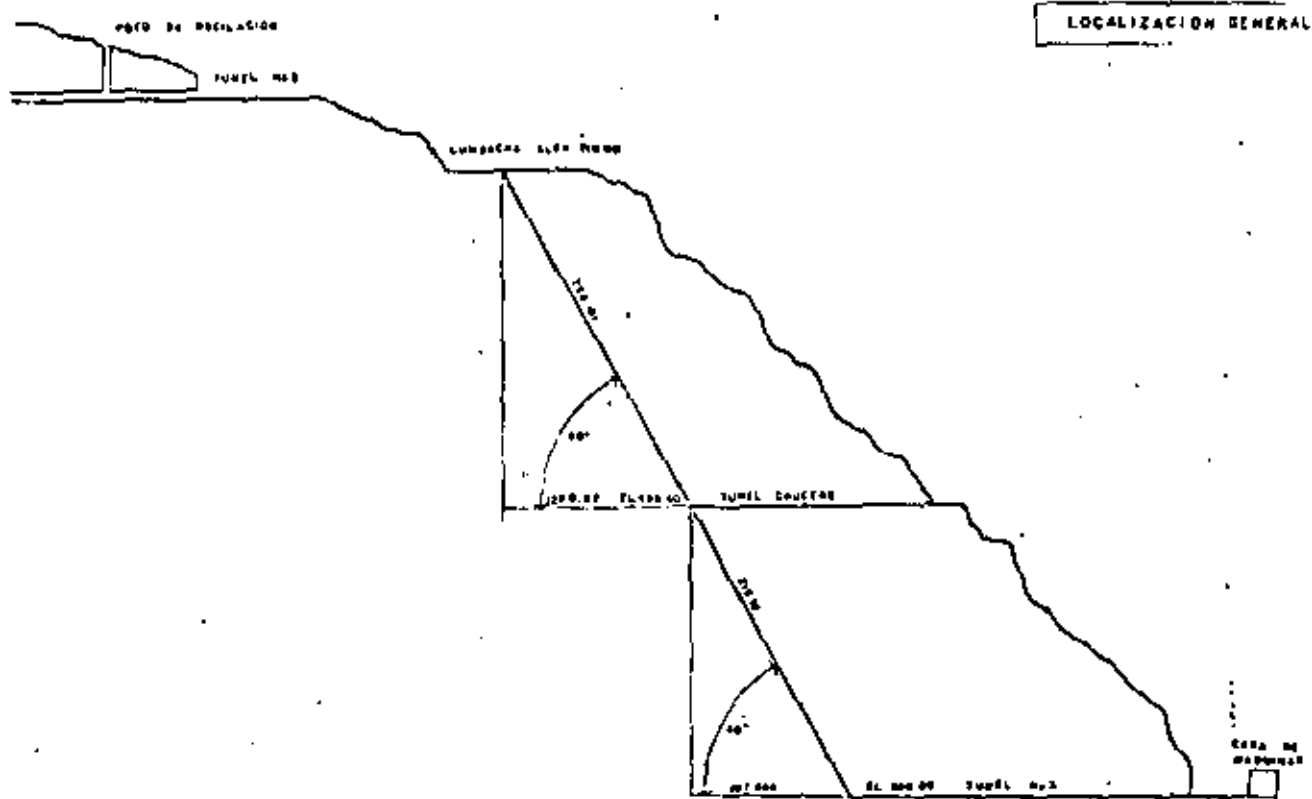
2. EL JARRO COMO SE VA LA FORMA HASTA LA NUEVA POSICION

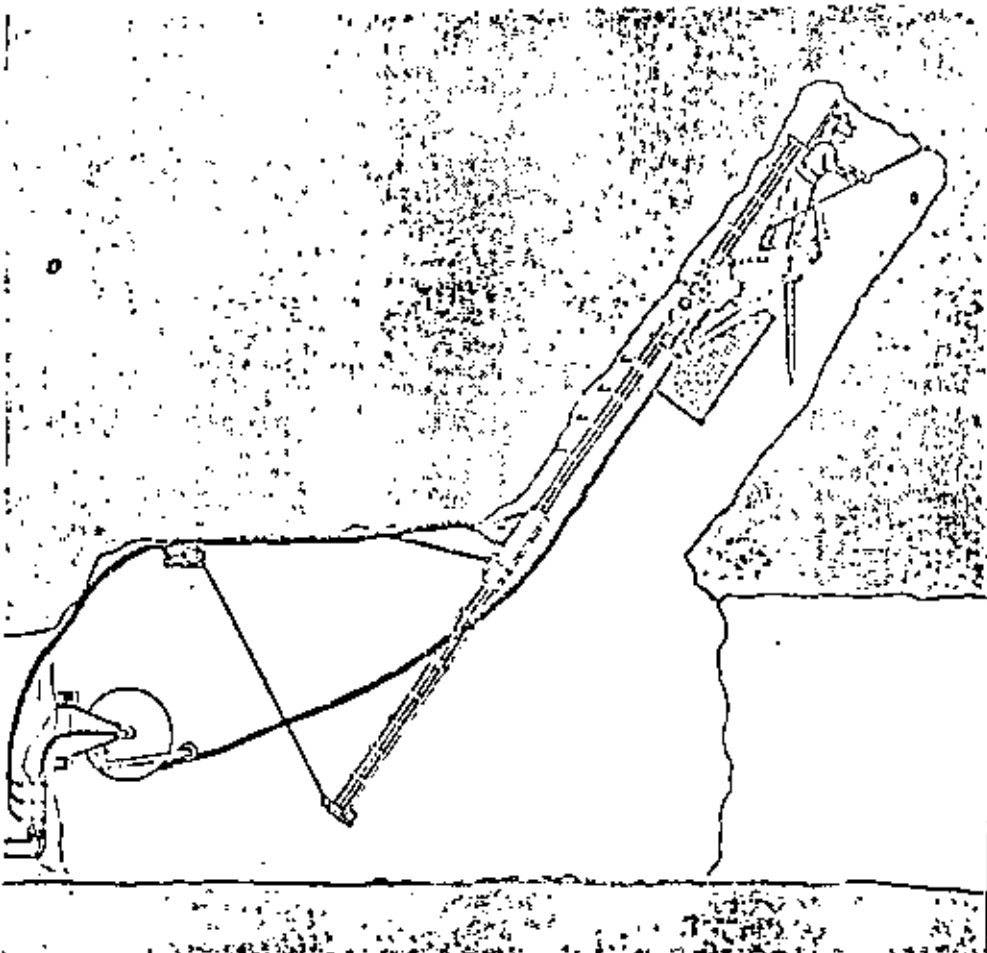
3. LA FORMA COMO SE VA EL JARRO Y QUEM ESTA EN EL NUEVO ESTADO

ERRORES MOVIMIENTOS DE FORMAS

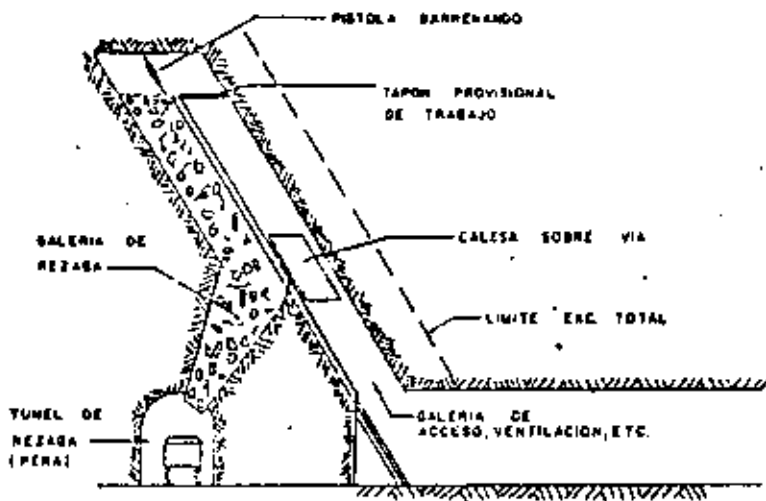






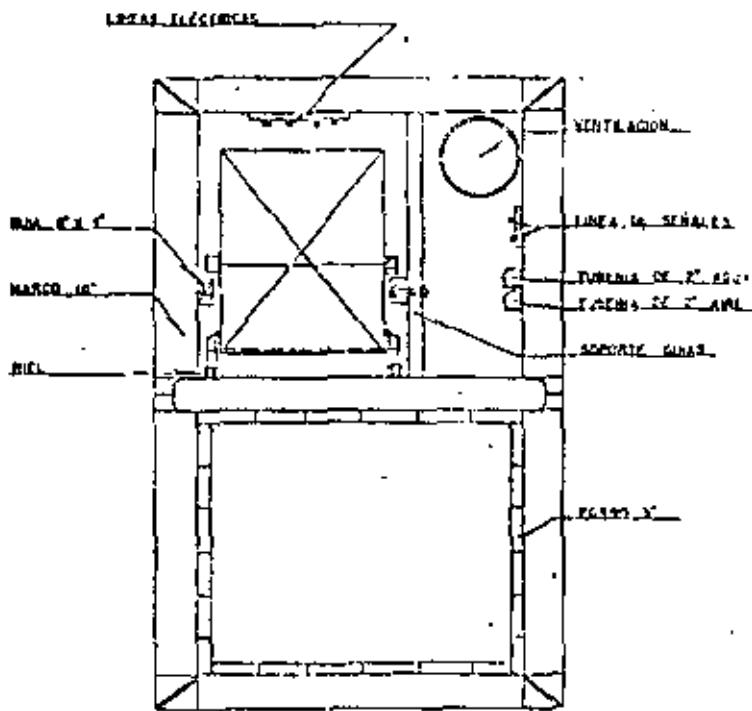


SISTEMA ALIMAK

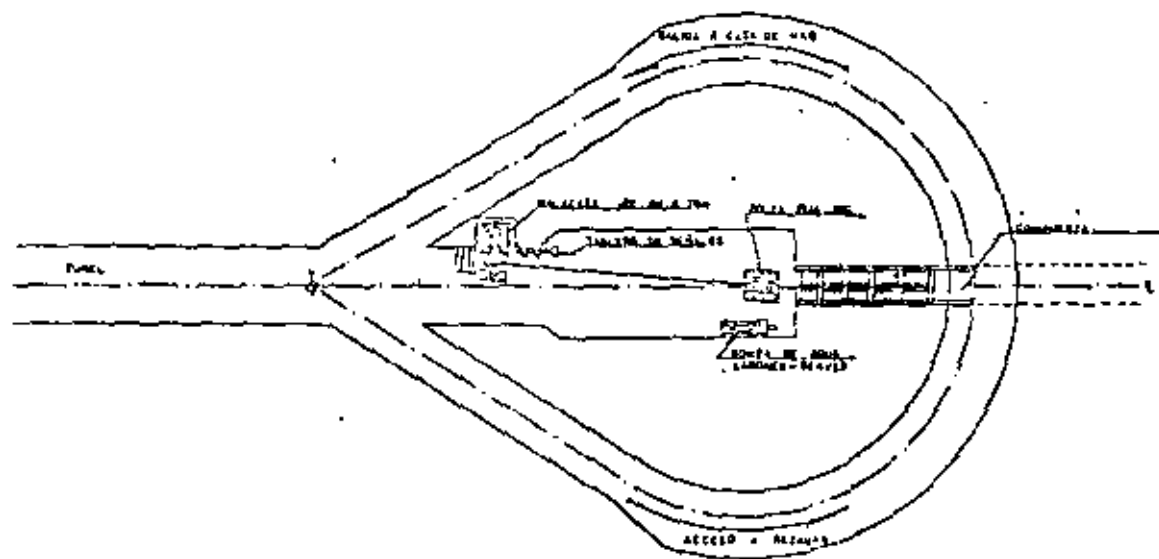


CORTE

CROQUIS POZO PILOTO



CORTE TRANSVERSAL
 DE LA LUMINERA



CRUCES POZO
PILOTO PLANTA



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

CONCRETO LANZADO

ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO

JUNIO, 1979.



CONSTRUCCION DE TUNELES

CONCRETO LANZADO

I N D I C E

- 1. GENERALIDADES

- 2. EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS
 - 2.1 Máquinas de Lanzado
 - 2.2 Cuadrillas de Lanzado
 - 2.3 Rebote
 - 2.4 Refuerzo

- 3. MATERIALES Y MEZCLAS
 - 3.1 Ingredientes
 - 3.2 Diseño

- 4. PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO
 - 4.1 Resistencia y Durabilidad
 - 4.2 Contracción y Permeabilidad

- 5. VERIFICACION DE CALIDAD
 - 5.1 Muestreo
 - 5.2 Ensayes
 - 5.3 Inspección

- 6. COMENTARIOS FINALES

- 7. BIBLIOGRAFIA

1. GENERALIDADES

El concreto conducido a través de una tubería y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie, se denomina concreto lanzado. La fuerza con la cual el chorro es impulsado sobre la superficie compacta la mezcla, de tal manera que puede soportarse por sí sola sin separarse, aún sobre una superficie vertical, o una superficie " sobre-cabeza " .

El concreto es lanzado perpendicularmente a la superficie, desde una distancia que varía de 90 a 150 cm. El concreto lanzado es de hecho un concreto estructural, durable, resistente y prácticamente impermeable. La relación agua/cemento-empléada está comprendida entre 0.35 y 0.50 . El contenido de arena en la mezcla normalmente es mayor que el de la grava. Puede decirse que, en general, el concreto lanzado posee características similares a las que presenta un concreto convencional de la misma composición.

Se utilizan actualmente dos procedimientos diferentes para la aplicación del concreto lanzado : a) el proceso seco, y b) el proceso húmedo. En el primero, que es prácticamente el único que se utiliza en túneles, el cemento y el agregado parcialmente húmedo son mezclados íntimamente e introducidos a un alimentador mecánico. De aquí , la mezcla es transferida a una tubería flexible por la cual circula una corriente de aire comprimido que conduce los materiales mezclados hasta la boquilla lanzadora. La boquilla tiene adaptada una tubería con varias perforaciones a través de la cual se introduce agua a presión. Al pasar la mezcla de agregado-cemento por la boquilla, se combina con el agua y el concreto es lanzado a alta velocidad contra la superficie. No todo el concreto que es lanzado por la boquilla se adhiere a la superficie. Aquella parte de la mezcla que se cae al chocar con cualquiera obstrucción (roca, acero de refuerzo, agregados ya adheridos, etc.), se denomina " REBOTE " .

El concreto lanzado ha sido aplicado con buen éxito en diversos trabajos de revestimiento de túneles y lumbreras y en otros trabajos de estabilización de excavaciones subterráneas; también se ha empleado para construcción de bóvedas, canales, alcantarillas, cascarones, etc., y en trabajos de reparación de estructuras dañadas como : silos, chimeneas, puentes, presas, estructuras marítimas, tanques, losas, muros, columnas, etc. Otras aplicaciones incluyen : estabilización de excavaciones a cielo abierto, estabilización de taludes, obturación de filtraciones etc.

El concreto lanzado puede aplicarse sobre superficies planas o irregulares, secas o húmedas, resistentes (roca sana) o relativamente débiles (suelos), lo único que se necesita para ello es que la superficie posea cierta rigidez para soportar el impacto sin deformarse y determinadas características de composición para no deteriorarse superficialmente por el mismo efecto.

El equipo que se utiliza para la aplicación de concreto lanzado incluye : la máquina, un compresor de aire, y una fuente de abastecimiento de agua. Esto demanda un área de trabajo relativamente pequeña. El concreto lanzado no necesita botes, grúas, camiones revolvedores, o equipo similar, con lo cual el espacio dentro del túnel para esta operación es relativamente reducido y su interferencia con otras actividades resulta mínima.

2. EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS

2.1 Máquinas de Lanzado. - Una máquina para concreto lanzado es un mecanismo -- que suministra una cantidad determinada de material granular en una corriente de aire a presión. El suministro de material debe ser proporcionado en forma regular, a un ritmo acorde con el trabajo requerido. El material debe llegar a la boquilla de lanzamiento en forma continua y con velocidad adecuada. Las máquinas de uso más común son las de doble cámara y las de tambor rotatorio.

Máquina de doble cámara. - En esta máquina, la mezcla seca se recibe en la cámara superior en tanto que la compuerta entre cámaras permanece cerrada. Luego se cierra la tapa de admisión de material, se presuriza la cámara superior y se abre la compuerta, permitiendo el flujo de material, por gravedad, hacia la cámara inferior. Por medio de una rueda alimentadora o un dispositivo similar, la mezcla es llevada a la tubería flexible de entrega, donde una corriente de aire a presión lleva el material a la boquilla. Al vaciarse la cámara superior, la compuerta se cierra, se libera la presión en la cámara superior, se introduce una nueva carga de material por la tapa de admisión y el ciclo se repite. Mientras tanto, se mantiene la presión en la cámara inferior, consiguiendo así, un flujo ininterrumpido de material a la tubería y a la boquilla.

Máquina de tambor rotatorio. - Es una máquina que consta de : una tolva de carga; un tambor horizontal con varios compartimientos abiertos en sus extremos que gira entre la base y una placa superior fijas; y la tubería de descarga. El material es introducido a la tolva, que está a presión atmosférica, donde un agitador mecánico lo disgrega y lo empuja a los compartimientos, a través de la perfo

ración de alimentación que está en la placa superior; esta placa proporciona hermeticidad a los compartimientos del tambor cuando no están abajo de la perforación de alimentación. El tambor, girando, acepta el material y en su camino cada compartimiento recibe, por arriba, una corriente de aire a presión que lo expulsa del compartimiento y lo coloca en la tubería flexible por donde circula -- otra corriente de aire que conduce al material a la boquilla lanzadora. Esta máquina asegura una conducción continua de material a pesar de que la tolva de carga está abierta y sin presión.

Las máquinas modernas utilizan un tambor rotatorio con compartimientos en forma de "U". Tienen una placa selladora que cubre aproximadamente el 20% de la superficie superior del tambor; esto deja 80% de la superficie para los compartimientos. Al pasar un compartimiento cargado de material bajo la placa selladora, la parte interna coincide con la línea de entrada de aire a presión, en tanto -- que la externa coincide con el cuello de salida. El material es entonces expulsado del compartimiento y conducido por el cuello hacia la tubería flexible de entrega. Este diseño también asegura una conducción continua de material.

En el extremo de la tubería de conducción del material, se encuentra la boquilla cuya función específica es convertir la corriente entrante de material mezclado en seco; en mortero humedecido que fluya dentro de la boquilla y sea expulsado de ella, con una velocidad adecuada hacia la superficie deseada. Al mezclado íntimo del agua y el material en la boquilla, se le conoce en el ramo del concreto lanzado con el nombre de "hidratación", cuyo sentido es diferente al que tiene la palabra en su significado común, o sea reacción química de agua con cemento. El agua es conducida, separadamente, a presión, a la boquilla; la presión usual es 1 kg/cm^2 mayor que la presión de aire en la tubería flexible, a la altura de la boquilla. Las boquillas varían mucho en su diseño y no es conveniente intercambiarlas entre uno y otro tipo de máquina.

Los compresores que se utilicen deben proporcionar suficiente volumen de aire, a la presión correcta; ésta no debe presentar fluctaciones. El aire suministrado a la lanzadora debe estar seco y libre de aceite. El fabricante proporciona los volúmenes mínimos requeridos del compresor y la presión necesaria para el funcionamiento de las máquinas lanzadoras de concreto. Para longitudes de tubería mayores que las suministradas por el fabricante, la presión deberá incrementarse para contrarrestar las pérdidas correspondientes.

La capacidad de producción, el tamaño máximo permisible de agregado, el diámetro de la tubería y la demanda de aire son función del tipo de máquina que se utiliza.

Se puede alcanzar una producción de $9 \text{ m}^3/\text{hr}$ o un poco mayor. Usualmente, el tamaño máximo de agregado que manejan estas máquinas es de 19 mm ($3/4''$), aunque algunas máquinas llegan a manejar agregados de 32 mm ($1 \ 1/4''$).

El diámetro usual de las tuberías flexibles varía entre 25 y 50 mm ($1''$ y $2''$); para agregado grande, el diámetro de la tubería es de 64 mm ($2 \ 1/2''$). Para conducir el material 30 m de distancia, la demanda de aire normal varía de 6 a $17 \text{ m}^3/\text{min}$; la presión usual de alimentación de aire es del orden de 5.5 a $7.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$. El material puede ser conducido hasta una distancia de 300 m horizontalmente o 90 m verticalmente. La longitud usual de tubería es de 30 a 45 m.

2.2 Cuadrillas de Lanzado

La calidad que alcance el concreto lanzado está influenciada por la habilidad de la cuadrilla. Es necesario que los miembros de la cuadrilla reciban entrenamiento, adquieran experiencia en este campo, y sea aprobada su aptitud antes de participar en un trabajo real de concreto lanzado.

Una cuadrilla está constituida, normalmente, por: un lanzador; un operador de chiflón; un operador de la lanzadora; un operador de la mezcladora; un sobrestante; y peones que ayudan en maniobras diversas; traslado de materiales y accesorios, mezclado, etc. Cada miembro de la cuadrilla debe ser adiestrado de tal manera que desempeñe sus propias funciones adecuadamente, contribuyendo así a producir concreto lanzado de la calidad especificada, a un costo de operación mínimo. El sobrestante es el director de la cuadrilla. Como medidas de seguridad, es conveniente proveer al personal que esté en contacto con el polvo y el "rebote", de equipo protector adecuado. Se pueden mencionar como necesarios: casco, anteojos, respirador, guantes, y un traje impermeable.

2.3 Rebote

El rebote es un aspecto de suma importancia en el concreto lanzado. Además del incremento en costo directo por consumo de material y remoción de los sobrantes, cuando existe gran cantidad de rebote, el tiempo de lanzado aumenta y el avance general de construcción puede disminuir.

El rebote dentro de la aplicación del concreto lanzado se caracteriza por dos fases; la primera ocurre mientras se forma una pequeña capa de mortero que forma un colchón de amortiguamiento, prestándose un rebote extremadamente elevado. En la segunda, el concreto lanzado choca contra la capa suave de mortero fresco adherido y el rebote se reduce considerablemente. El espesor de la capa de concreto en la fase inicial varía entre 3 y 10 mm. En la práctica, al rebote promedio -- que se produce en las dos fases se le da el nombre de porcentaje de rebote. Da-

das las características del rebote en las dos fases, el porcentaje de rebote varía con el espesor de la capa de concreto por colocar. El porcentaje de rebote observado en unos paneles de prueba (de espesor entre 5 y 10 cm) varió de 15 a 35% .

2.4 Refuerzo

Una capa de concreto lanzado en un túnel puede aceptar diferentes posibilidades de refuerzo :

- con engrosamientos, del mismo concreto lanzado, efectuados a intervalos regulares.
- con barras de refuerzo en forma de "costillas" que siguen el perímetro de la sección transversal
- con malla electrosoldada sujeta firmemente a la roca por medio de grapas superficiales o bien, sujeta al sistema de anclaje que normalmente penetra más allá de la zona decomprimida
- con marcos metálicos que se colocan por diversas razones constructivas.

3. MATERIALES Y MEZCLAS

3.1 Ingredientes

Los materiales que se utilizan para producir concreto lanzado son prácticamente los mismos que los que se emplean para fabricar concreto convencional. Quizá, las principales diferencias se encuentren en las granulometrías requeridas para los agregados y en el uso de aditivos superacelerantes.

Cemento.- La decisión sobre el tipo de cemento está relacionada con el lugar donde se localiza la estructura, con la velocidad deseada de desarrollo de fraguado y de resistencia, y con la economía. Pueden emplearse cementos Portland tipos I, II, III, Portland puzolánico, etc; aunque el más comúnmente usado es el tipo I.

Agua.- Los requisitos que debe satisfacer el agua para ser empleada para concreto lanzado son los mismos que para concreto convencional : el agua, no debe contener materias que inhiban la hidratación del cemento ni materias que produzcan un efecto detrimental en la resistencia del concreto o en su durabilidad. En caso de duda de la calidad del agua, es recomendable hacer pruebas comparativas con pasta de cemento y con montero utilizando agua de calidad comprobada.

Agregados.- Deben cumplir con todos los requisitos mencionados en la norma ASTM C 33, a excepción de los relativos a granulometría, ya que ésta afecta considerablemente el flujo de la mezcla a través de la tubería, la hidratación del material en la boquilla, la adhesión a la superficie y el rebote. Las curvas granulométricas más convenientes se obtienen, ya sea experimentalmente o por recomendación de los fabricantes de equipo. Un módulo de finura adecuado para la arena debe estar entre 2.4 y 3.2. El tamaño máximo usual del agregado varía entre 9.5 mm (3/8") y 19.1 mm (3/4"). Una mezcla típica contiene alrededor de 60% de arena y 40% de grava. En la literatura se encuentra con frecuencia el uso de los adjetivos "fino" y "grosso" para designar al concreto lanzado; el primero se aplica cuando se utiliza gravilla (hasta 3/8") y el segundo cuando se emplea un agregado mayor (hasta 3/4").

Aditivos.- Puede decirse que para el concreto lanzado en túneles solo se utilizan aditivos acelerantes. Los objetivos que se persiguen son : fraguado rápido y desarrollo acelerado de resistencia a edades tempranas; también se busca que el concreto lanzado no se desprege y que se puedan formar capas más gruesas en una sola pasada. Con relación al uso de acelerantes, es de suma importancia llevar a cabo pruebas de laboratorio para determinar la compatibilidad entre los diferentes tipos de cemento y aditivos disponibles. Este aspecto con frecuencia se descuida siendo vital para el logro de la máxima eficiencia del concreto lanzado. Las pruebas indican las cantidades de aditivo compatibles con los requisitos prestablecidos de fraguado y/o resistencia del concreto lanzado. Los aditivos acelerantes pueden adquirirse en presentación líquida o sólida; los líquidos se aplican en la boquilla en forma diluida, mientras que aquellos que vienen en polvo se añaden a la mezcla antes de entrar en la máquina lanzadora.

3.2 Diseño

El diseño de mezclas para concreto lanzado se basa en experiencias previas y ensayos que se realizan sobre paneles de prueba. La cantidad de agua que debe emplearse debe ser un poco menor que aquella con la que comienza a ocasionarse disgregación del concreto ya lanzado. El contenido de cemento se determina con base en la relación agua-cemento que debe satisfacerse para alcanzar la resistencia especificada. En ocasiones también se especifica un contenido mínimo de cemento por metro cúbico. La relación inicial cemento-agregado, por peso, varía entre 1:3 y 1:5; la óptima se determina experimentalmente en función de la resistencia a compresión y el rebote observados.

Es usual que el contenido de cemento en el concreto lanzado varíe de 350 a 450 kg/m³. Una mezcla de prueba inicial podría tener una relación cemento-agregado de 1:4.5, y un contenido de cemento de 380 kg/m³ y una relación agua-cemento de 0.4. Las cantidades reales de material que contenga el concreto lanzado aplicado en la superficie, diferirán de aquellas de la mezcla inicial, a consecuencia del rebote. Las proporciones reales podrán determinarse por medio de análisis de composición del concreto fresco.

En cuanto a la forma y a la textura del agregado, es conveniente utilizar grava natural en lugar de triturada para reducir los efectos abrasivos en el equipo y en la tubería y también para disminuir el rebote. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que el uso de roca triturada permite alcanzar mayores resistencias en el concreto lanzado.

Pruebas de rebote de 27 mezclas de concreto en las que se varió el contenido de cemento (de 420 a 580 kg/m³) la relación agua-cemento (de 0.26 a 0.41) y la temperatura del agua (de 7 a 48°C) indicaron lo siguiente :

- los cambios menores de 75 kg en el contenido de cemento parecen no afectar el rebote.
- la cantidad de aditivo reduce el rebote hasta una dosificación óptima, arriba de la cual el rebote se incrementa
- para algunos materiales, la consistencia de la mezcla tiene mayor importancia que el propio contenido de agua.
- las temperaturas bajas causan pequeños incrementos en el rebote.

4. PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO

En general, puede decirse que las propiedades y el comportamiento del concreto lanzado son equivalentes a los de un concreto de la misma composición, mezclado y colocado en forma convencional.

4.1 Resistencia y Durabilidad

La resistencia de proyecto a compresión del concreto lanzado normalmente se fija entre 200 y 400 kg/cm². Las proporciones variarán de acuerdo con la resistencia que se especifique; de esta forma, un concreto lanzado con proporciones iniciales 1:4.5, por peso, puede adquirir una resistencia del orden de 230 kg/cm², a los 28 días. La resistencia a tensión del concreto lanzado, obtenida por medio de la prueba brasileña, varía entre el 8 y el 12% de su resistencia a compresión simple y la de flexión es de aproximadamente el 14% de la citada resistencia a compresión.

Conviene indicar que el desarrollo de resistencia del concreto lanzado, cuando se emplean aditivos acelerantes, es muy distinto al que ocurre cuando no se emplean estos aditivos; es normal que se presente una reducción considerable de las resistencias a largo plazo en el concreto lanzado. Por esta razón, parece más conveniente especificar resistencias moderadas a largo plazo que recomendar resistencias muy elevadas. Por ejemplo, una resistencia de proyecto 28 días de 200 ó 250 kg/cm² es más realista que una resistencia exageradamente alta de 350 ó 400 kg/cm² que difícilmente se podrá alcanzar en forma consistente. También, es conveniente tener en cuenta que en general la dispersión de los resultados es mayor en el concreto lanzado que en el concreto convencional.

Es muy poco lo que se ha investigado hasta la fecha respecto a la durabilidad del concreto lanzado. Sin embargo, podría decirse que su resistencia a la abrasión deberá ser menor que la de un concreto convencional colado contra moldes. De la misma manera podría decirse que su resistencia al ataque de aguas, sustancias y suelos agresivos, como en el concreto convencional, dependerá fundamentalmente de su composición, especialmente del tipo de cemento y de la calidad de los agregados.

4.2 Contracción y Permeabilidad

Los efectos de contracción por secado, según algunas observaciones, son un poco mayores en el concreto lanzado que en el concreto convencional; esto se debe en gran parte a la elevada relación superficie-volumen que es característica de los espesores delgados del concreto lanzado que se utilizan en túneles. Los valores típicos de concentración que se obtienen en concreto lanzado están comprendidos entre 0.06 y 0.10%. El concreto lanzado, por otra parte, parece mostrar una permeabilidad menor que la del concreto convencional, probablemente debido a la energía con que se compacta al ser aplicado.

5. VERIFICACION DE CALIDAD

5.1 Muestreo

El muestreo de concreto lanzado puede efectuarse de 2 formas : a) extrayendo corazones o núcleos directamente de las paredes o techo de un túnel, con equipo de perforación provisto de broca de diamante; b) extrayendo núcleos, o labrando cubos o prismas, de paneles de prueba obtenidos durante el lanzado.

El primer procedimiento, indiscutiblemente, representa las condiciones reales de acomodo y compactación del concreto lanzado, además de que permite conocer los

espesores reales y, si se requiere realizar pruebas de adhesión entre el concreto lanzado y la roca o terreno, o al menos obtener un juicio visual de ésta. Desafortunadamente, en túneles resulta en general difícil y costoso obtener especímenes con este procedimiento.

El segundo procedimiento de muestreo es muy empleado, aún cuando, para lograr que la muestra represente lo mejor posible las condiciones de campo, exige también cuidados particulares y plantea condiciones de trabajo difíciles que resultan también en un costo considerable. El muestreo se efectúa utilizando charolas o artesas con la forma de un tronco de pirámide de base rectangular (60x60 cm) y poca altura (10 a 15 cm). Las charolas normalmente son de madera y se colocan contra la superficie sobre la que se está lanzando, de tal manera que se llenen del concreto de las mismas características y en las mismas condiciones de compactación que el que queda adherido a las paredes o techo del túnel. En rigor, esto es difícil de lograr y con frecuencia se obtienen muestras que no son representativas. Del concreto de las charolas se obtienen, a su debido tiempo, los núcleos o cubos de ensaye.

5.2 Ensayes

La verificación de la calidad del concreto lanzado requiere, en primer lugar, de ensayes de resistencia a compresión simple en especímenes cilíndricos o cúbicos; los primeros rara vez tienen la relación de esbeltez de 2:1 normal para concreto convencional. Por esa razón, se acostumbra corregir la resistencia para referirla a la esbeltez estandarizada. Los cilindros que se extraen con broca de diamante (diámetro entre 5 y 8 cm.) requieren de corte de cabezas con disco y a veces de un desbastado con abrasivo. También es usual que, después del corte de las cabezas, se emplee algún compuesto a base de azufre para garantizar que los extremos del espécimen son paralelos entre sí y perpendiculares a la generatriz del cilindro. El labrado de cubos no es usual aún cuando algunas prácticas europeas lo requieren.

Otros ensayes que se pueden realizar con los mismos especímenes son los de peso específico y absorción de agua como medidas del grado de compactación logrado. Las pruebas directas de adhesión no son simples ni están estandarizadas; sin embargo, existen algunos métodos tentativos para llevarlas a cabo. Los ensayes de resistencia a tensión (prueba brasileña en cilindros) y a flexión en vigas labradas, rara vez se efectúan.

5.3 Inspección

Con toda seguridad, nada puede substituir al juicio que se obtiene de una inspección visual sistemática del concreto que se lanzó contra las superficies expuestas de un túnel. Para el objeto, se requiere de un ingeniero o de un inspector entrenado y con amplia experiencia. La inspección visual, con ayuda de algunas herramientas de mano, permite obtener información muy valiosa respecto a espesores, resistencia in-situ, adhesión, agrietamiento, etc.

6. COMENTARIOS FINALES

Es de suma importancia reconocer la diferencia entre la verificación de calidad y el control de calidad durante la producción del concreto lanzado. En la Sección 5 de este reporte se presentan ideas generales sobre la verificación de la calidad. En rigor el control involucra las acciones correctivas oportunas que sirven para mejorar la calidad del concreto y de las cuales en este trabajo se ha dicho poco, por considerar que por si mismas merecen capítulo aparte y debenser motivo de un reporte especial.

El control de los ingredientes mediante pruebas de laboratorio, para fines de aceptación o rechazo, forma parte fundamental del control de calidad. Asimismo, el control de la composición de las mezclas de concreto lanzado mediante análisis del concreto fresco, por alguno de los procedimientos conocidos, puede constituir uno de los mejores elementos de corrección oportuna en beneficio de la calidad del concreto lanzado. A su vez, el control de los procedimientos y de los equipos empleados, mediante una inspección cuidadosa con personal especializado, constituye también una parte fundamental del control de la calidad del concreto lanzado.

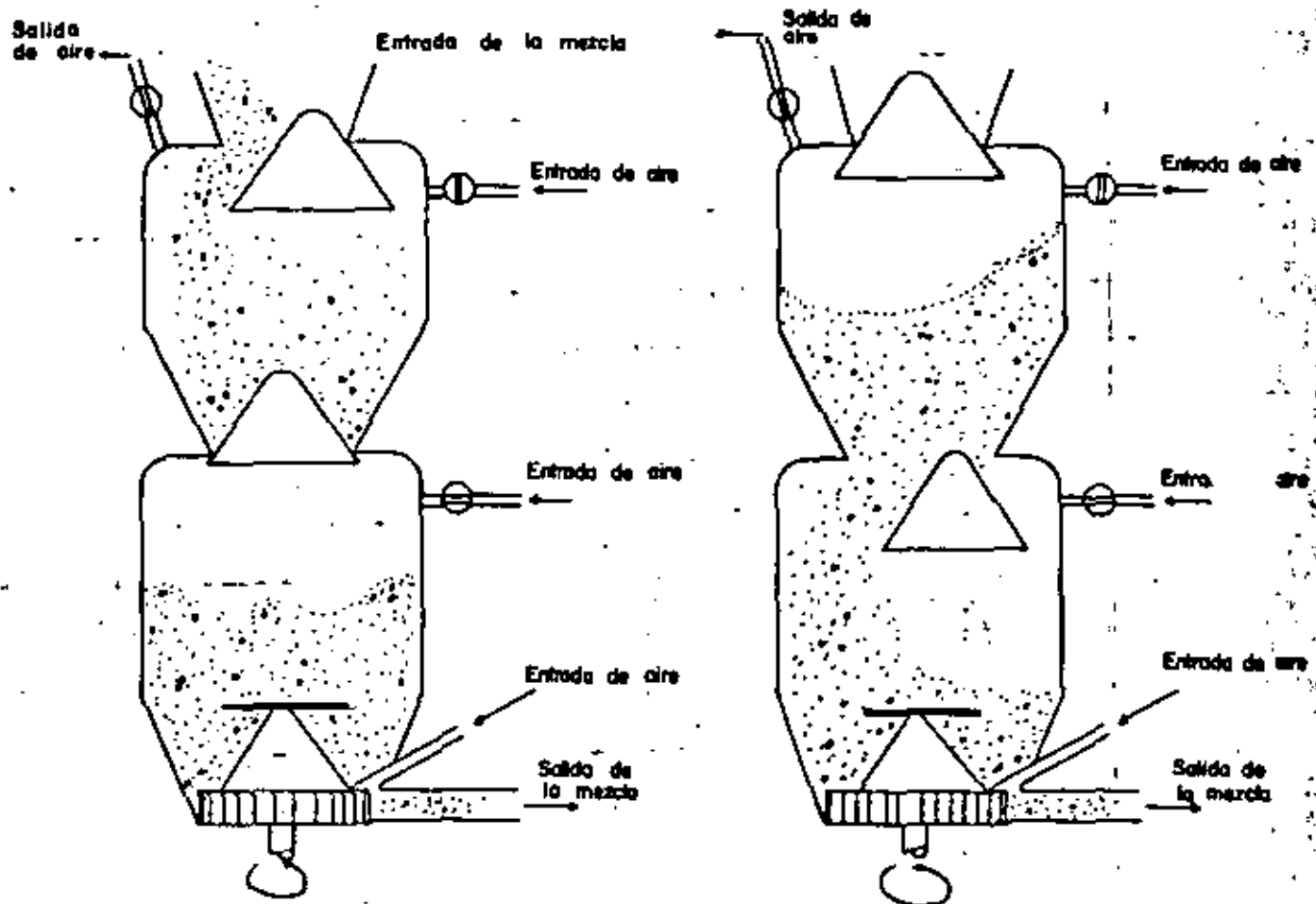


FIG. 1 MAQUINA LANZADORA DE DOBLE CAMARA

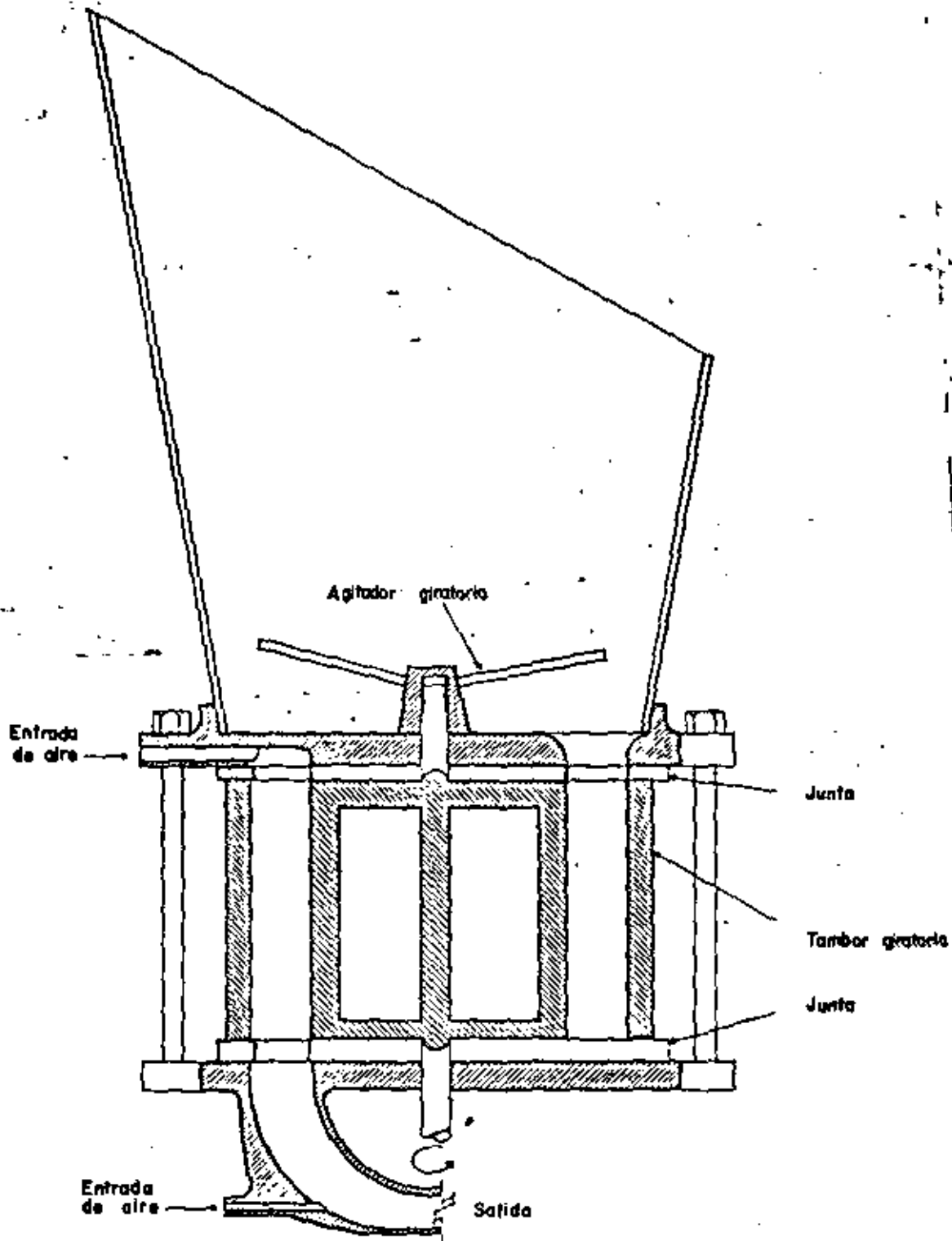


FIG. 2 MAQUINA LANZADORA DE TAMBOR ROTATORIO

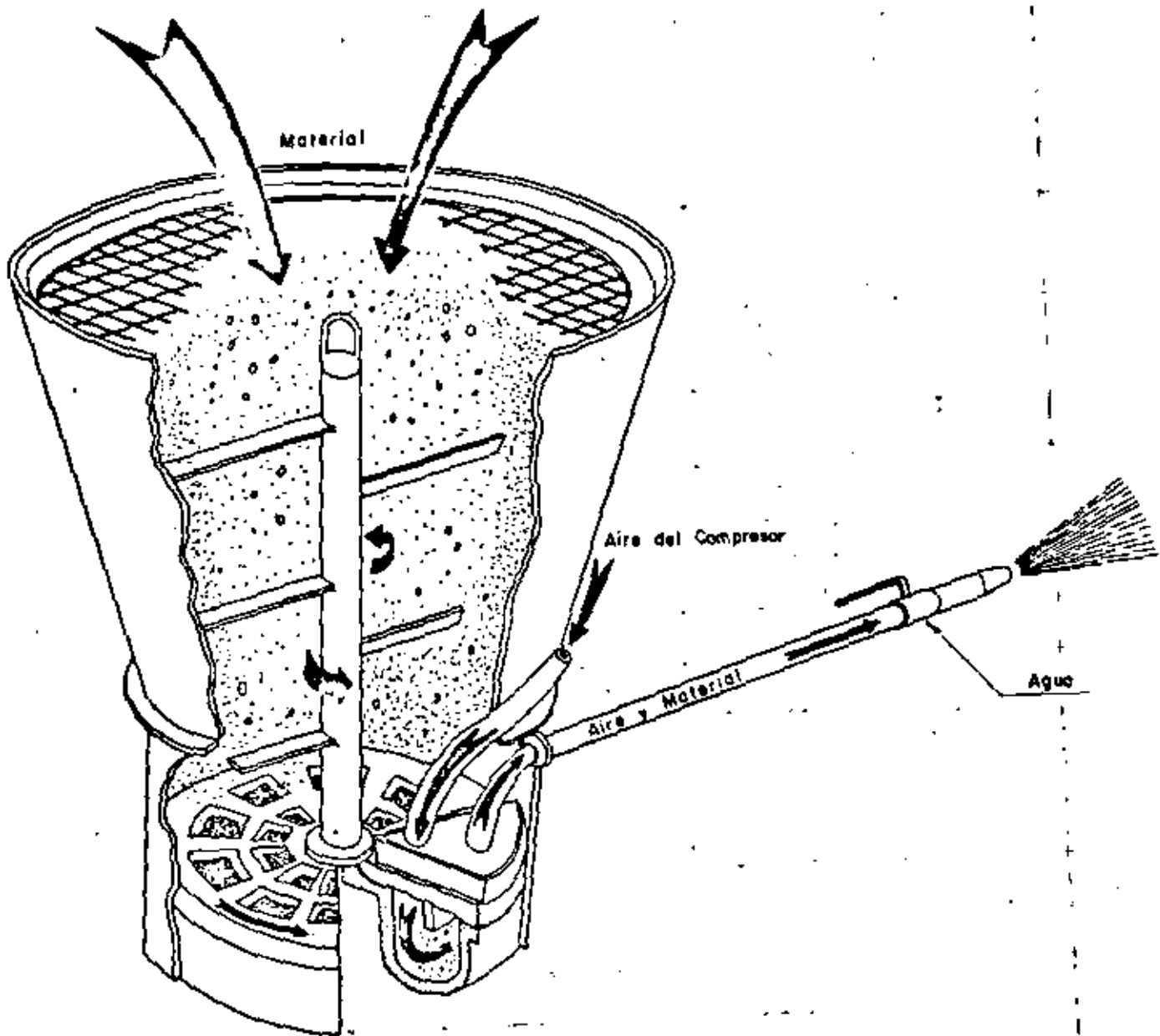


FIG. 3 MAQUINA LANZADORA CON COMPARTIMIENTOS EN "U"

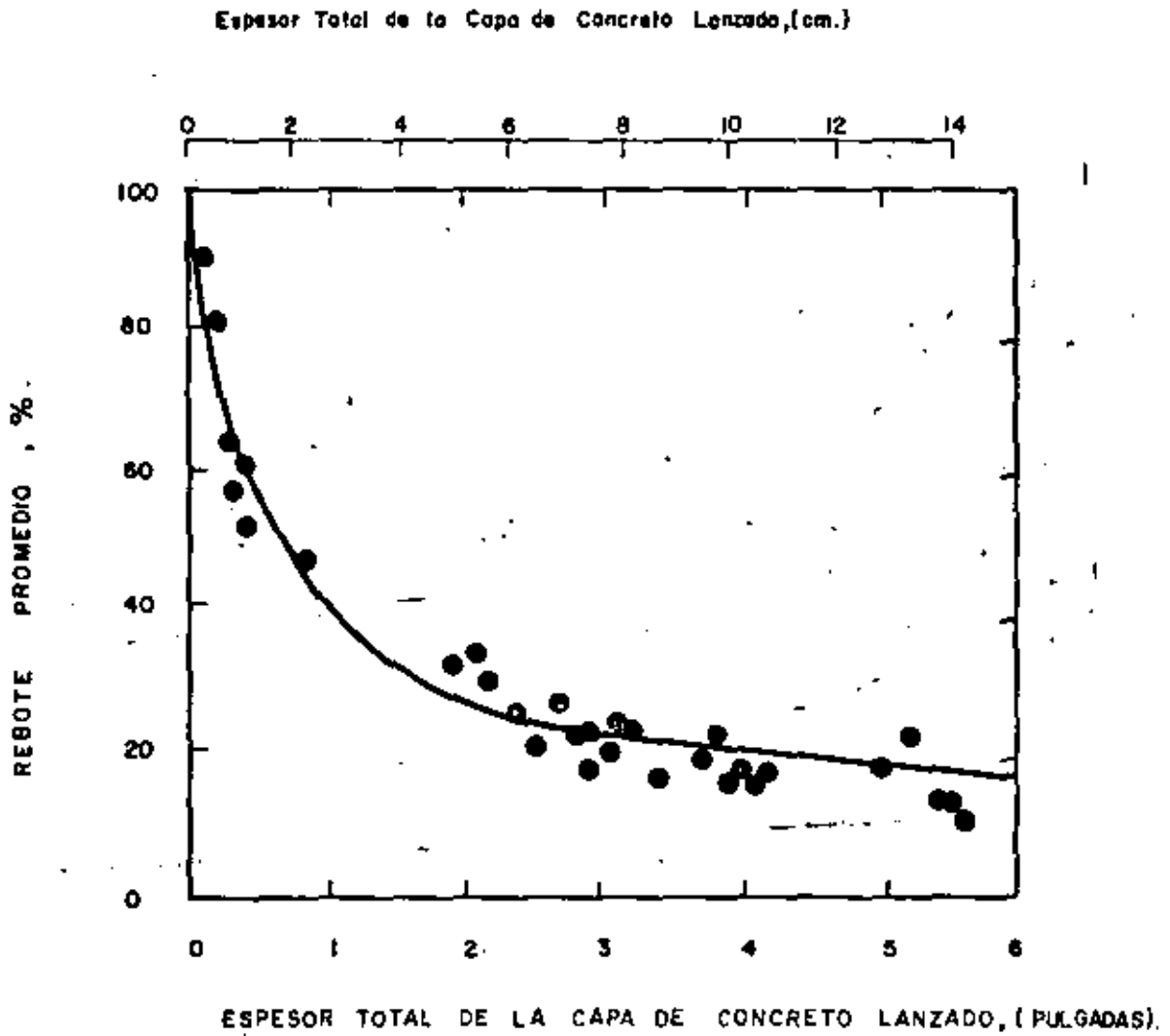


FIG. 4 RELACION ENTRE EL REBOTE PROMEDIO Y EL ESPEJOR DEL CONCRETO LANZADO.

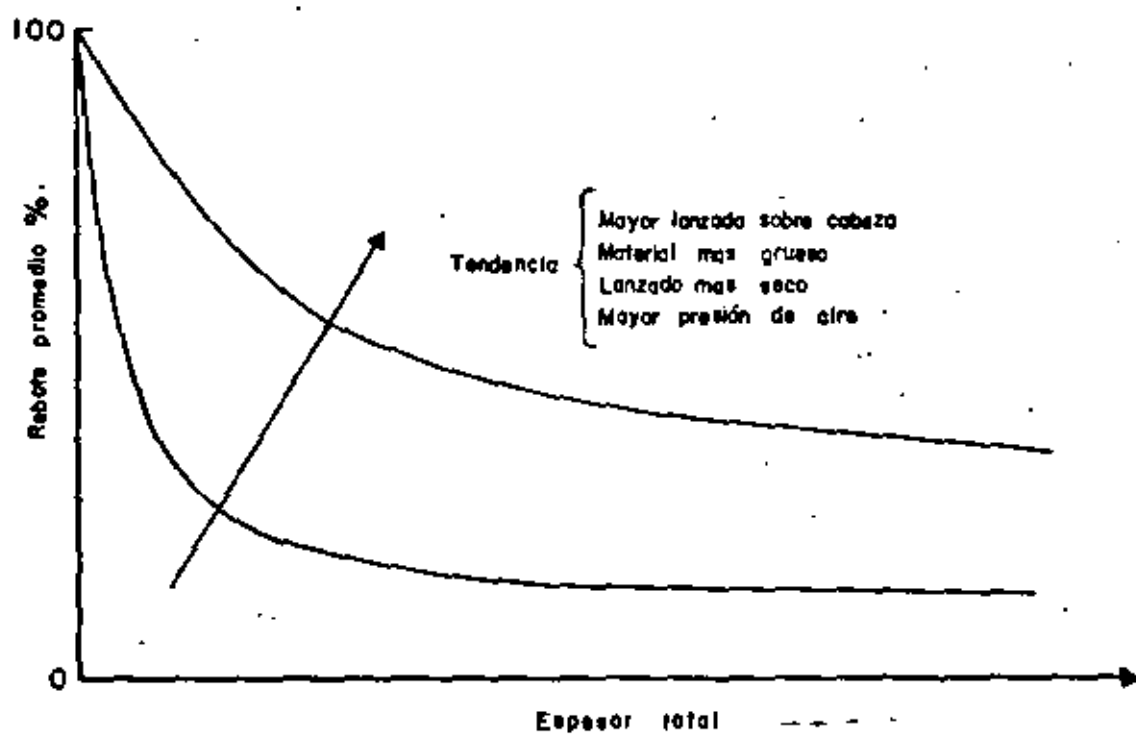


FIG. 5 TENDENCIA GENERAL DE LAS CURVAS DE REBOTE

MUY CERCA



CORRECTO



MUY LEJOS

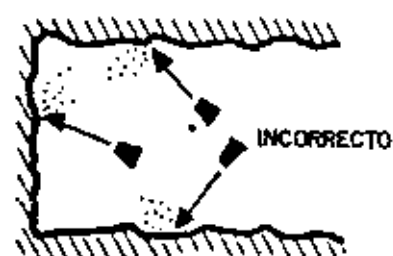
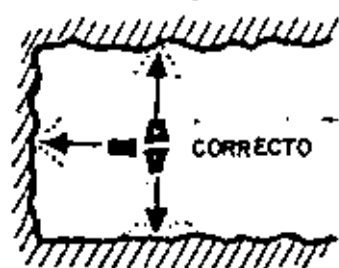
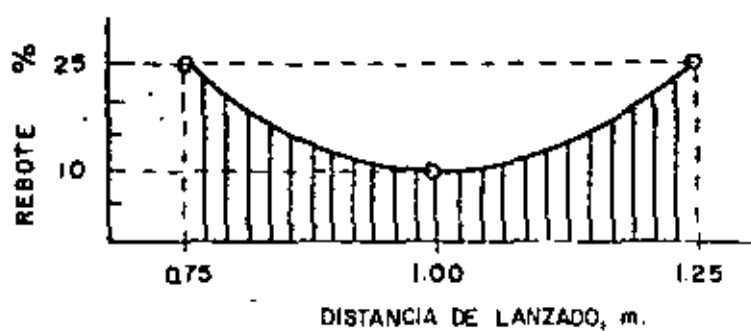


FIG. 6 INFLUENCIA DE LA DISTANCIA Y DEL ANGULO DE LANZADO

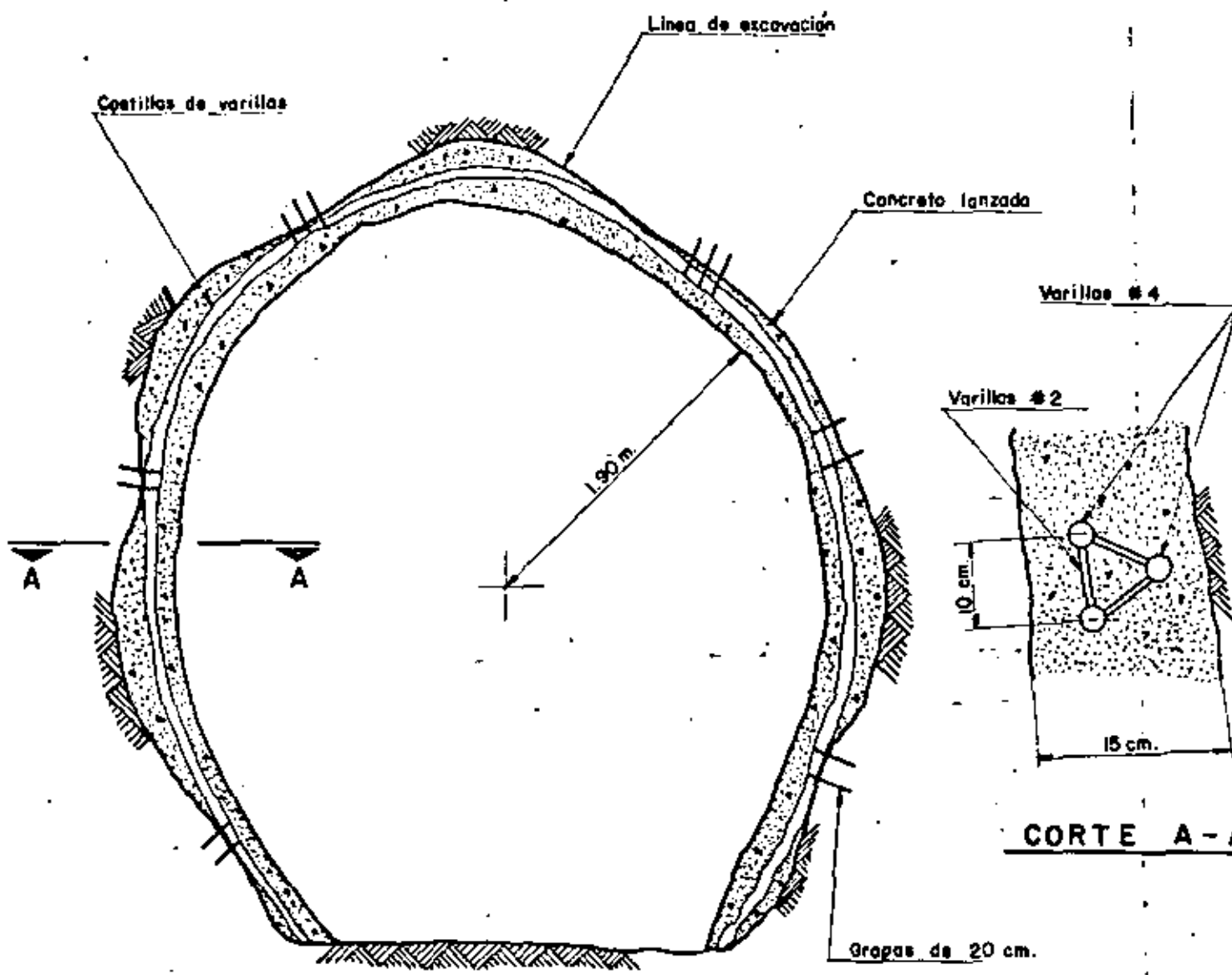
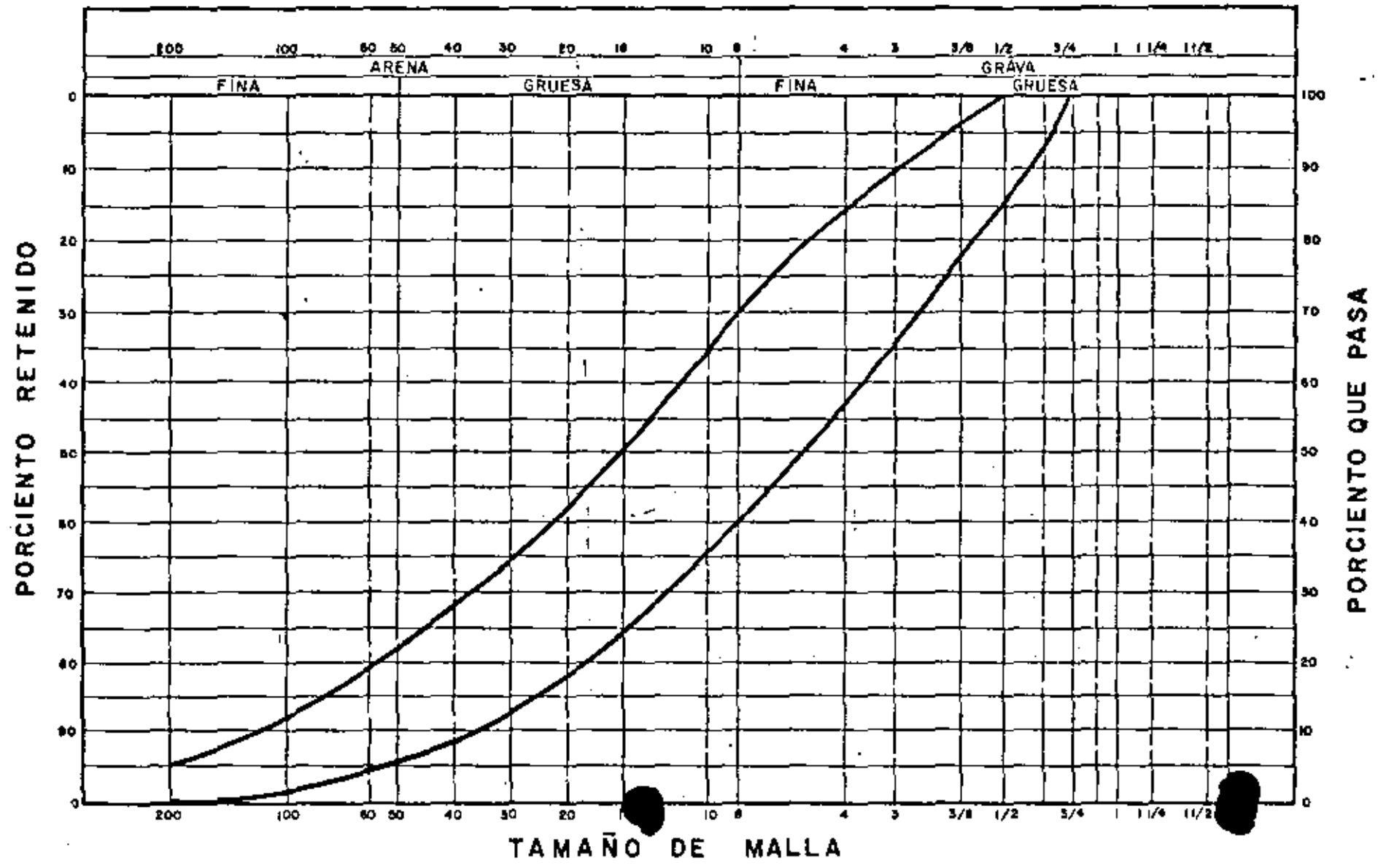
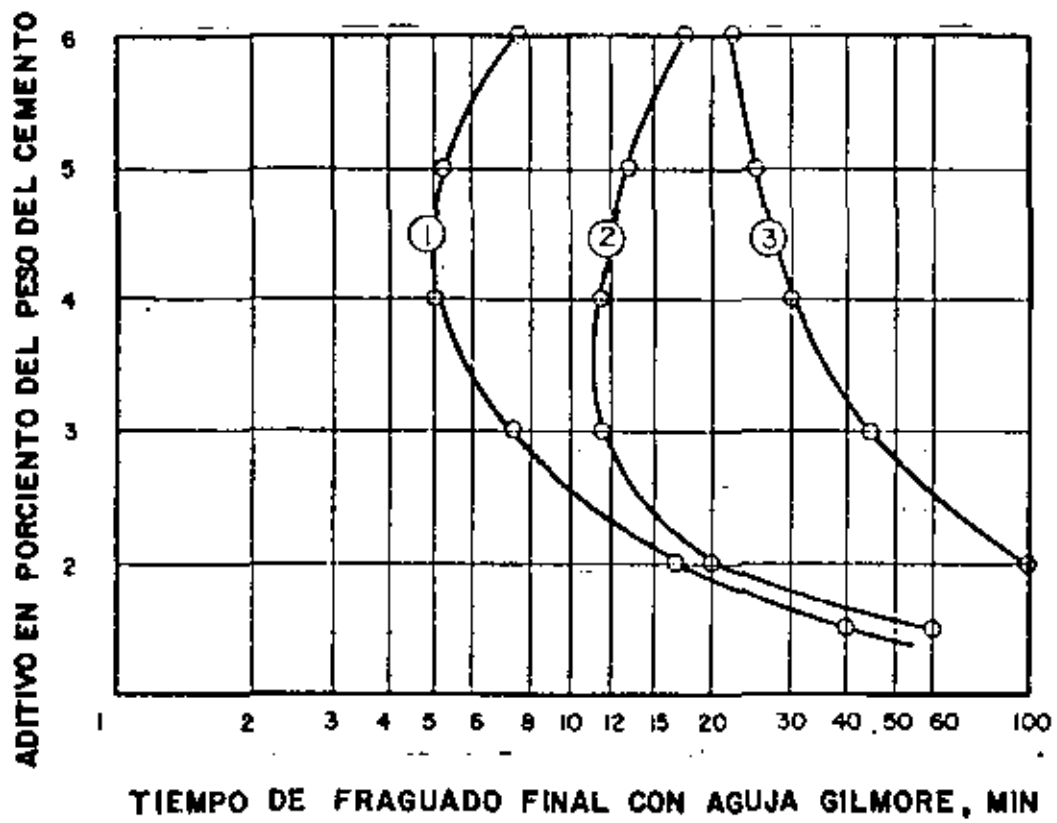


FIG. 7 COSTILLAS DE VARILLAS COMO REFUERZO EN CONCRETO LANZADO

FIG. 8 CURVAS GRANULOMETRICAS PARA CONCRETO LANZADO





DESCRIPCION-

- ① Combinación con buena compatibilidad.
- ② Combinación que cumple con requisitos mínimos para una mezcla aceptable.
- ③ Combinación que no cumple con la mayoría de condiciones de trabajos subterráneos.

FIG. 9 EFECTO DEL ADITIVO EN EL TIEMPO DE FRAGUADO

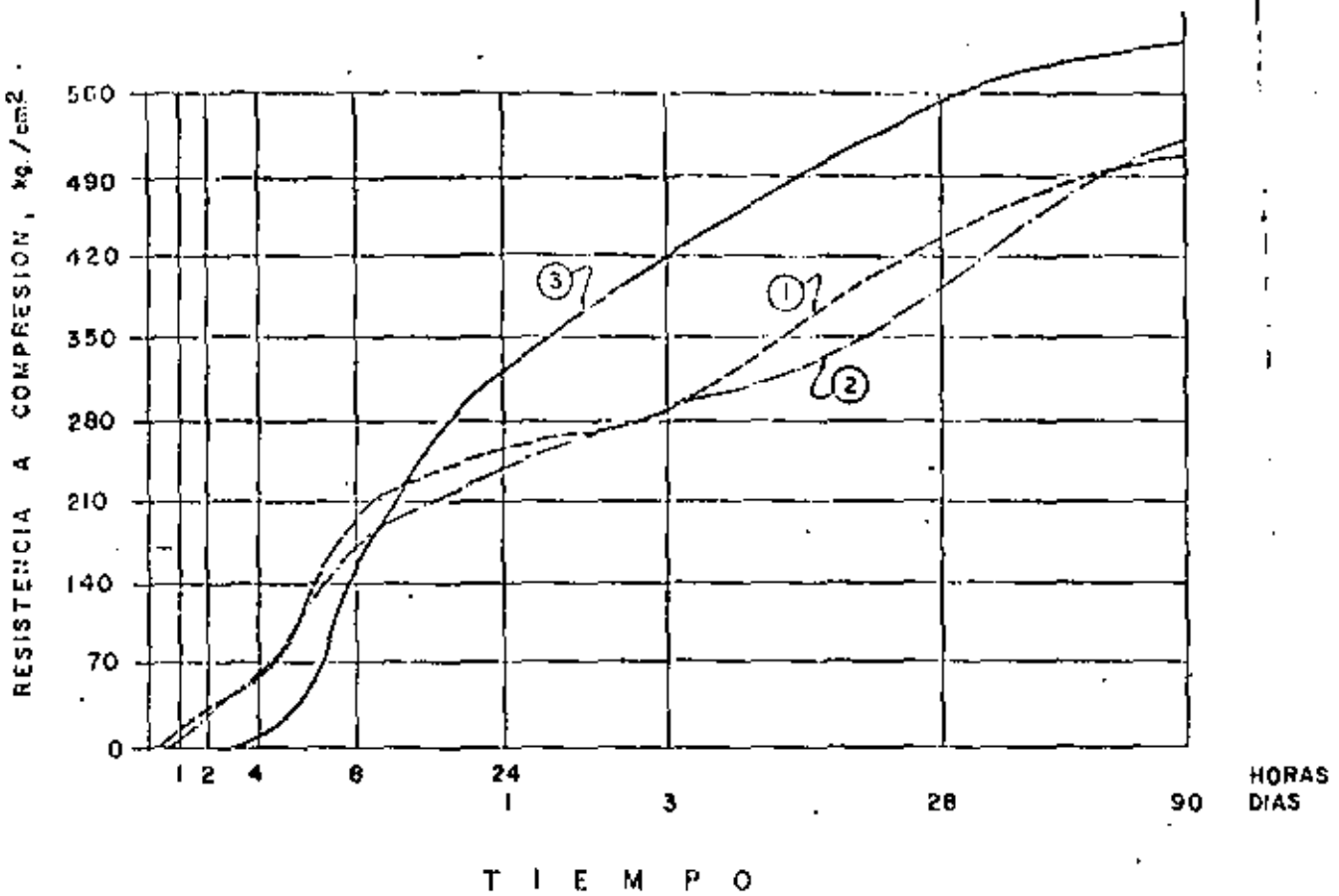


FIG. 10 EFECTO DE LOS ACELERANTES EN LA RESISTENCIA A EDADES TEMPRANAS Y A LARGO PLAZO

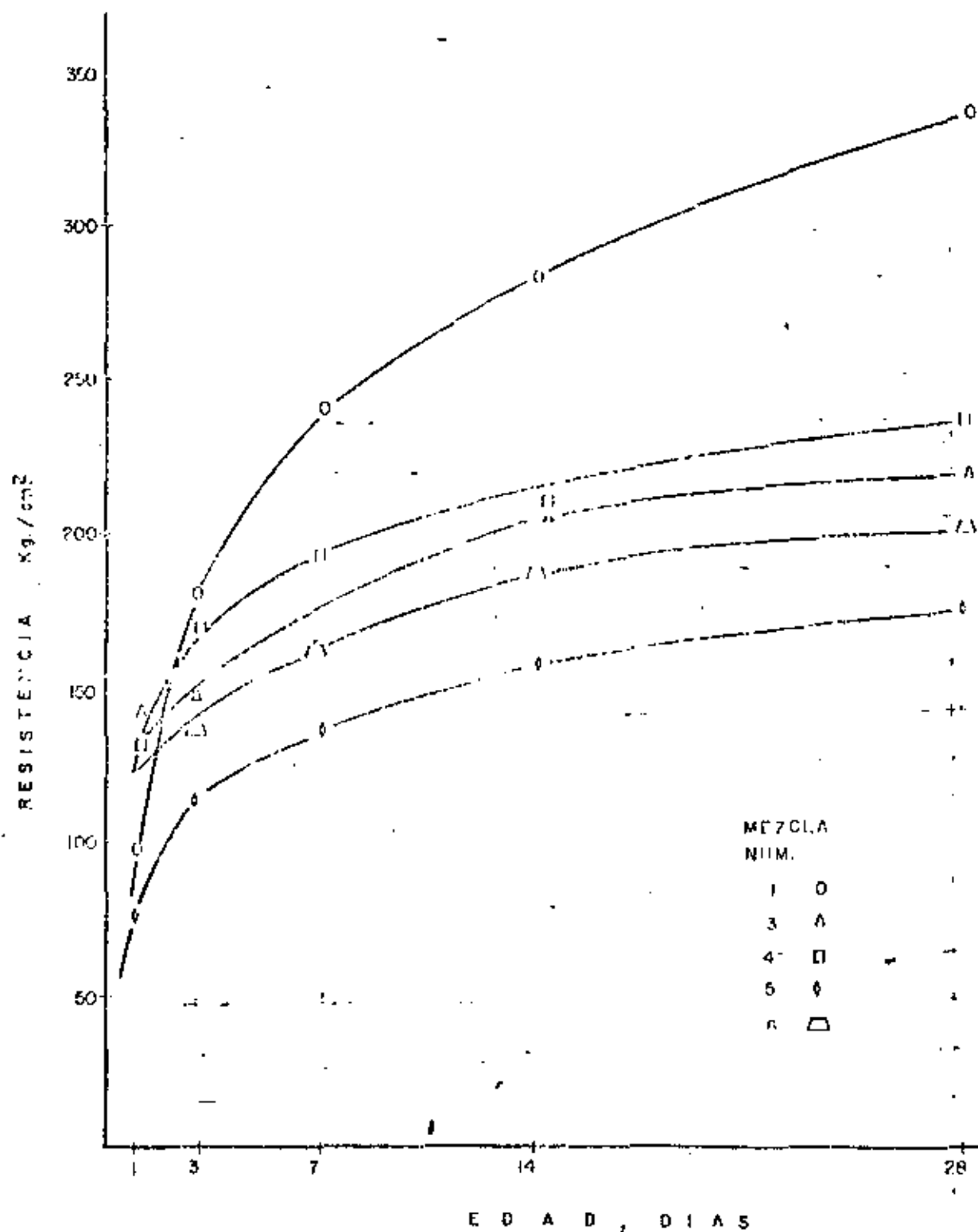


FIG. II PRUEBAS DE ADITIVO ACCELERANTE EN CONCRETO LANZADO.

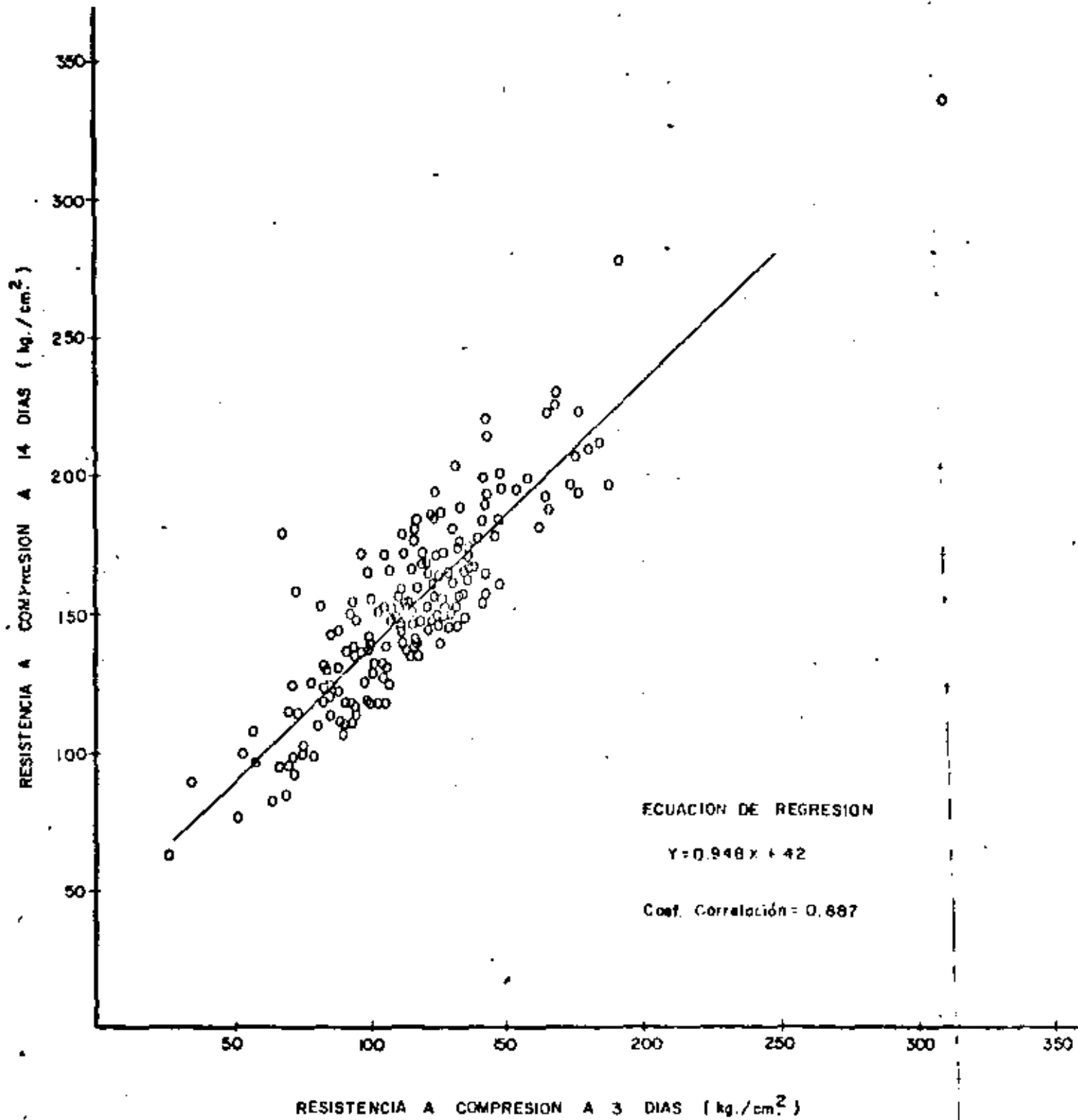


FIG. 12 RELACION ENTRE LAS RESISTENCIAS A 3 Y A 14 DIAS

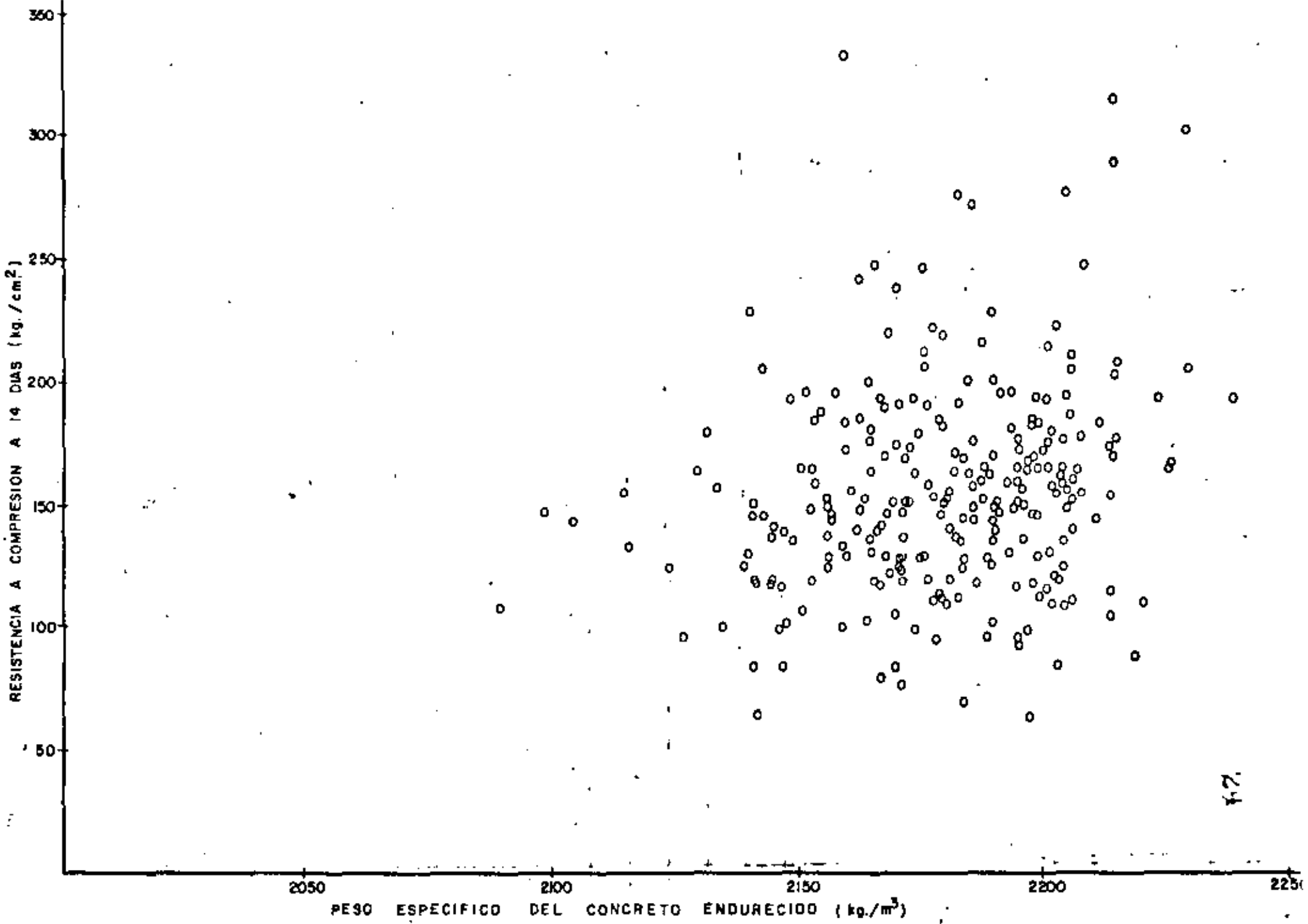


FIG 13 RELACION ENTRE PESO ESPECIFICO Y RESISTENCIA

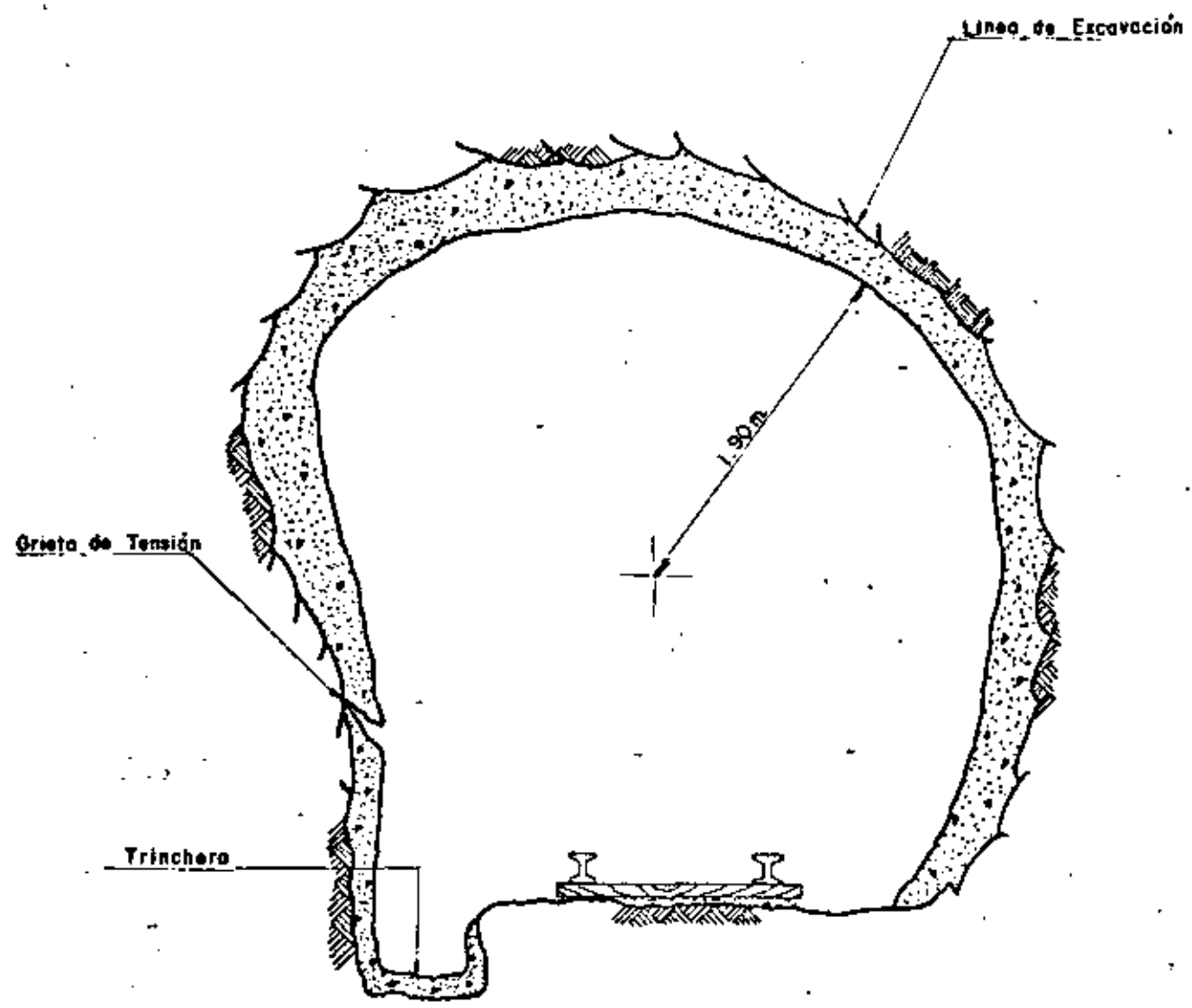


FIG. 14 DESARROLLO DE GRIETAS DE TENSION EN UNA PROTUBERANCIA DE LA ROCA

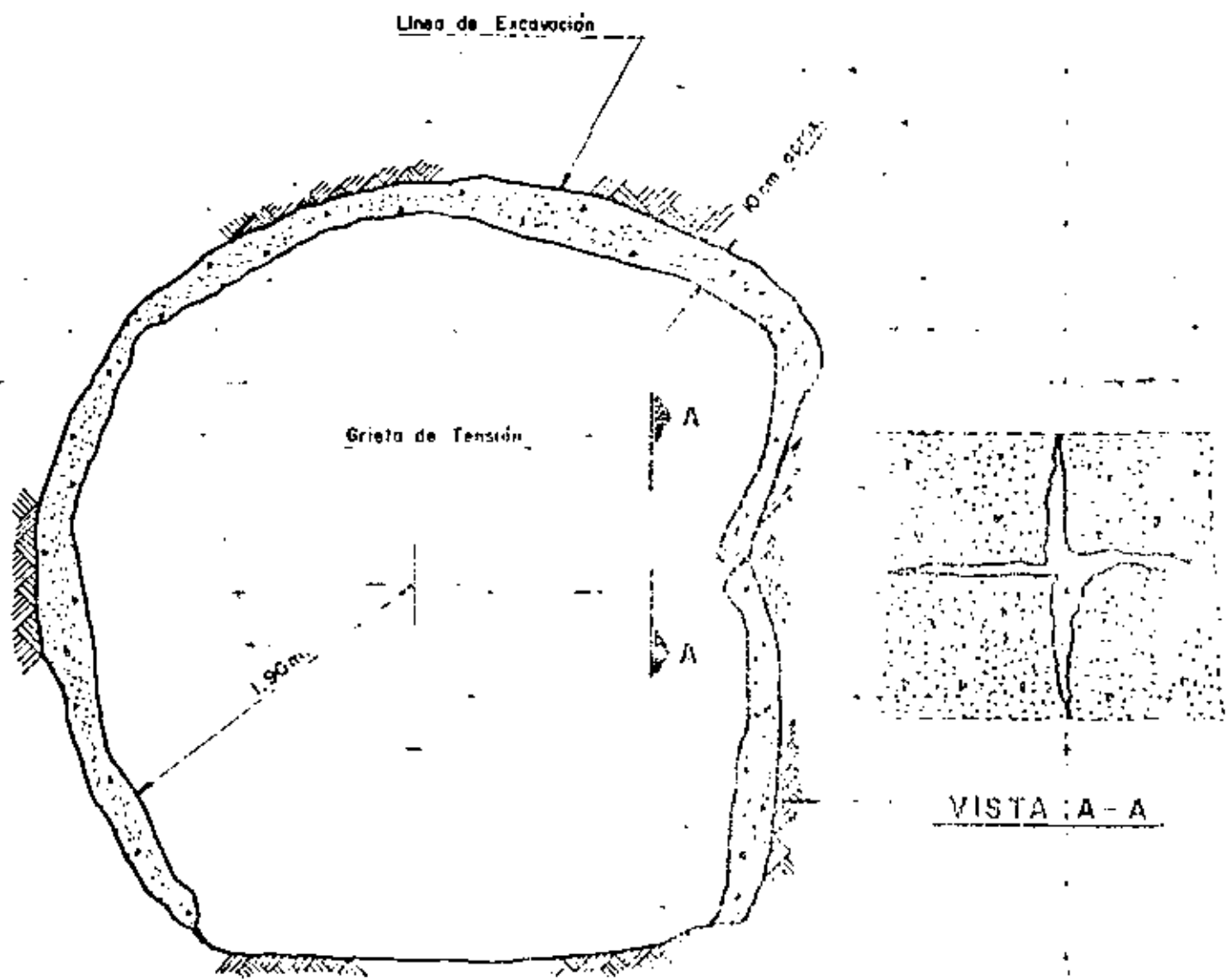


FIG. 15 GRIETA DE TENSION EN UNA PROTUBERANCIA DE LA ROCA

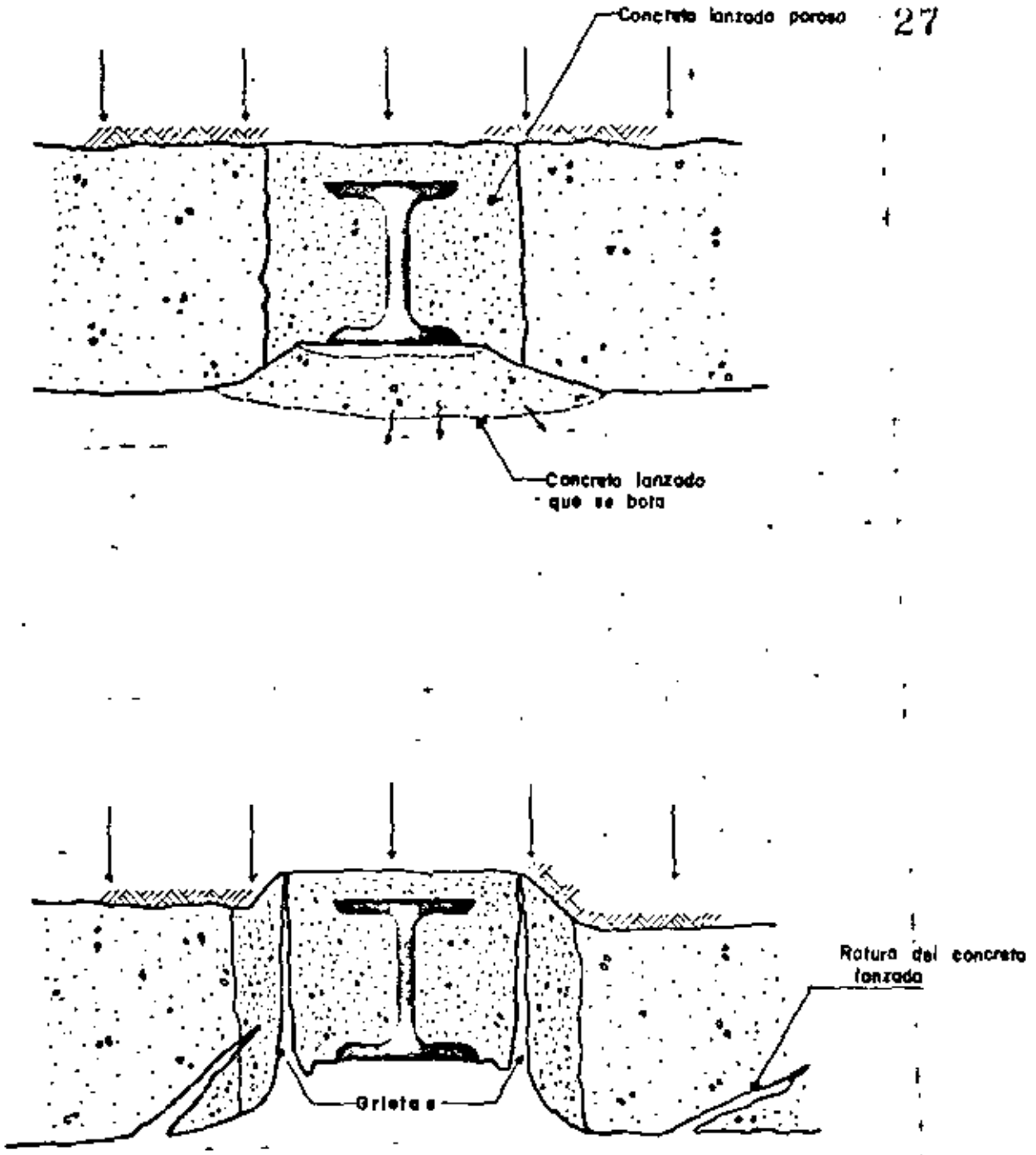


FIG. 16 ROTURA DEL SISTEMA CONCRETO LANZADO-VIGUETAS DE ACERO

T A B L A 1.- ANALISIS ESTADISTICO DE CARACTERISTICAS DEL CONCRETO LANZADO

	NUM. DATOS	P R O M E D I O	DESVIACION ESTANDAR	VALOR MAXIMO	VALOR MINIMO
RESISTENCIA A COMPRESION					
3 DIAS DE EDAD	227	117 kg/cm ²	35.7 kg/cm ²	310 kg/cm ²	27 kg/cm ²
14 DIAS DE EDAD	316	156 kg/cm ²	42.3 kg/cm ²	334 kg/cm ²	63 kg/cm ²
PORCIENTO DE GRAVA EN MEZCLA DE AGREGADOS	267	34.3 %	12.9 %	74.9 %	4.2 %
MATERIAL QUE PASA LA MALLA NUM. 100 POR LAVADO EN MEZCLA DE AGREGADOS	271	10.5 %	2.3 %	20.1 %	2.4 %
PORCIENTO EN PESO DE LA MEZCLA CEMENTO-AGREGADOS	263	20.5 %	7.2 %	50.5 %	5.4 %
PESO ESPECIFICO	316	2179 kg/m ³	27.6 kg/m ³	2282 kg/m ³	2070 kg/m ³



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

SOPORTE CON CONCRETO LANZADO

ING. MARTEEN KRAMERS

JUN10,1979.



SOPORTE CON CONCRETO LANZADO

MARTEIN KRAMERS

1. GENERALIDADES

Introducción
El concreto lanzado como sistema
Teoría y práctica
Características

2. DISEÑO DE CONCRETO LANZADO

Diseño basado en mediciones
Diseño basado en la clasificación de rocas
Diseño basado en la experiencia
Evaluación crítica de los criterios de diseño

3. APLICACIONES PRACTICAS

México
Colombia
Perú
Panamá

4. DESARROLLO TÉCNICO

El Robot
El Trixer
El Robot-Trixer
Lanzado automático
Acelerantes líquidos y bombas dosificadoras

5. CONCLUSIONES

6. BIBLIOGRAFIA

1.1 Introducción

Nuestra experiencia previa en el uso del concreto lanzado en roca suave e incomp~~te~~te, a principios de los años 60's, nos enseñó que los resultados prácticos estaban en conflicto fuertemente con todas las teorías y los conceptos existentes de mecánica de rocas conocidos hasta entonces.

La experiencia obtenida en los años siguientes en la India, Zambia, México, Colombia, Panama y Perú fortaleció nuestra convicción al respecto. La mayoría de las teorías de mecánica de rocas consideradas sagradas por más de medio siglo, demostraron ser incompatibles con la experiencia actual en la construcción de túneles. Estas experiencias nos han conducido a una forma de pensar totalmente nueva y diferente con relación a la interacción entre un túnel y el macizo rocoso. Los chinos dicen que una presa debe estar "casada" al terreno en la cual se erige. Aún mas, un túnel debe armonizar con la roca dentro de la cual ha sido excavado. La necesidad de esta armonía es particularmente importante en la relación entre roca y soporte de túneles.

Esta filosofía no ha sido aplicada siempre. Siendo la roca el más resistente de los elementos, durante mucho tiempo fue mal entendida y mal tratada por los diseñadores de túneles, debido a su aparente resistencia. Actualmente hemos logrado hacer de la roca nuestra asociada para que trabaje junto con el diseñador; la roca proporciona los músculos en esta cooperación y nosotros los ingenieros nos debemos proponer suministrar el cerebro.

1.2 El Concreto Lanzado como Sistema

El concreto lanzado no debería ser considerado nunca como una parte simple y separada

del proceso de excavación de un túnel. Las técnicas del concreto lanzado deben ser consideradas como un elemento nuevo y revolucionario de construcción de túneles. Los austriacos han llamado al sistema NATM que significa el "Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles". Los suecos lo han llamado el SIS es decir "Sistema Sueco de Tuncleo"; quisiera enfatizar las palabras "Método de Tuncleo". Estamos hablando de un sistema o método completo de tuncleo en el cual los medios de excavación, la estabilización del terreno, el soporte primario y con frecuencia, el revestimiento definitivo están todos integrados en un sistema; uno de los principales componentes en este sistema es el concreto lanzado. La falta de interés o la incapacidad de los ingenieros de mente conservadora para entender ésto, con frecuencia ha sido la razón de algunos fracasos en estas nuevas técnicas.

1.3 Teoría y Práctica

El método se relaciona con las provisiones de seguridad y economía en los sistemas de soporte de túneles y cavidades subterráneas en terrenos incapaces de autosoportarse; tales terrenos incluyen roca fragmentada o descompuesta, debris y suelos. El soporte debe alcanzarse conservando y movilizandó cualquier resistencia que la roca o el suelo posean.

Los diversos métodos de excavación mediante explosivos, topes o rompedoras neumáticas están dirigidos hacia un propósito básico que no es parte del método de soporte. Asimismo el método de excavación, frentes múltiples o banqueo, no afecta el método de soporte, siempre y cuando no cause retrasos intolerables que originen el deterioro o aflojamiento de la roca o la abertura de las juntas.

Debe enfatizarse que el principal objetivo del concreto lanzado no es funcionar como único soporte del túnel, sino integrar y emplear la roca circundante que es incapaz de funcionar como una estructura autosoportante.

En tales condiciones no es el concreto lanzado, sino la propia roca la que tiene que absorber la carga principal de las presiones existentes en la roca.

Características.- La dependencia en la resistencia de la roca misma para suministrar el soporte necesario no es solamente el objetivo sino también la primera y fundamental característica del método de soporte. Aún en roca débil se requiere la completa movilización de su resistencia y en consecuencia la prevención del deterioro de la roca, abertura de grietas y aflojamiento debido a los movimientos excesivos hacia la cavidad del túnel.

El método sin embargo, permitirá y aún favorecerá alguna pequeña cedencia de la roca para reducir las medidas de protección necesarias para lograr el soporte. Estas medidas protectoras, que incluyen en caso necesario puntales, así como un sistema de anclaje u otros miembros estructurales que se adhieran directamente a, o alcancen directamente la roca inestable, se han desarrollado con el método y pueden ser consideradas como su segunda característica.

El soporte es entonces suministrado esencialmente por la roca, pero con la necesaria ayuda del concreto lanzado.

El axioma de que el refuerzo que proporciona el concreto lanzado debe actuar como una parte integral de la roca y debe activar a la roca para que participe como una parte del soporte del túnel es correcta.

Sin embargo, frecuentemente se cree, pero definitivamente no siempre es cierto, que el concreto lanzado debe aplicarse tan pronto como sea posible, después de que

la roca ha quedado expuesta. Esta regla básica es válida en roca que sea de buena calidad y autosoportante, a condición de que las debilidades tectónicas sean rápidamente resanadas.

Las condiciones normalmente son bastante diferentes en lo que podemos denominar "roca suave". La práctica nos ha enseñado que puede ser benéfico y frecuentemente necesario retardar la aplicación del concreto lanzado, hasta que los esfuerzos iniciales en la roca hayan sido relevados y ciertos movimientos, a menudo claramente visibles, hayan ocurrido.

La filosofía con respecto al refuerzo de un túnel a base de concreto lanzado, particularmente en roca suave es, brevemente, en no pelear en contra de las fuerzas en la roca sino someterse a ellas, dejándolas que tomen su propio camino, y aplicar el remedio cuando su intensidad baja temporalmente, antes de que estas fuerzas se incrementen nuevamente en el proceso final de ruptura. Nosotros podemos llamar a este proceso cedencia controlada de los movimientos de la roca.

Este principio se aclara en las figuras 1, 2 y 3.

La figura 1 ilustra que la presión de borde en la interfase roca-túnel disminuye si nosotros permitimos que la roca se descarge. Sin embargo, al mismo tiempo o un poco más tarde, la estructura de la roca empieza a romperse dando lugar a la llamada presión de alfojamiento. La suma de estas dos curvas nos da la presión total, que es con la que nosotros debemos tratar. Podemos ver que la magnitud de la presión total primero disminuye y después aumenta.

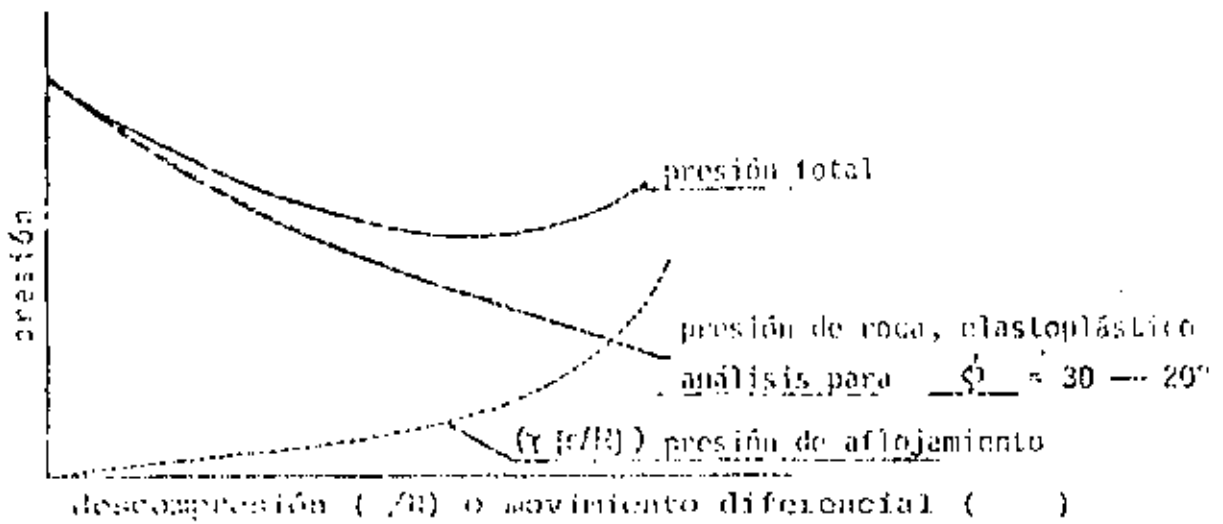


FIG 1.- Relación entre presión de roca, presión de aflojamiento, presión total y profundidad de la zona de descompresión o movimiento de la superficie del túnel (según Wagner).

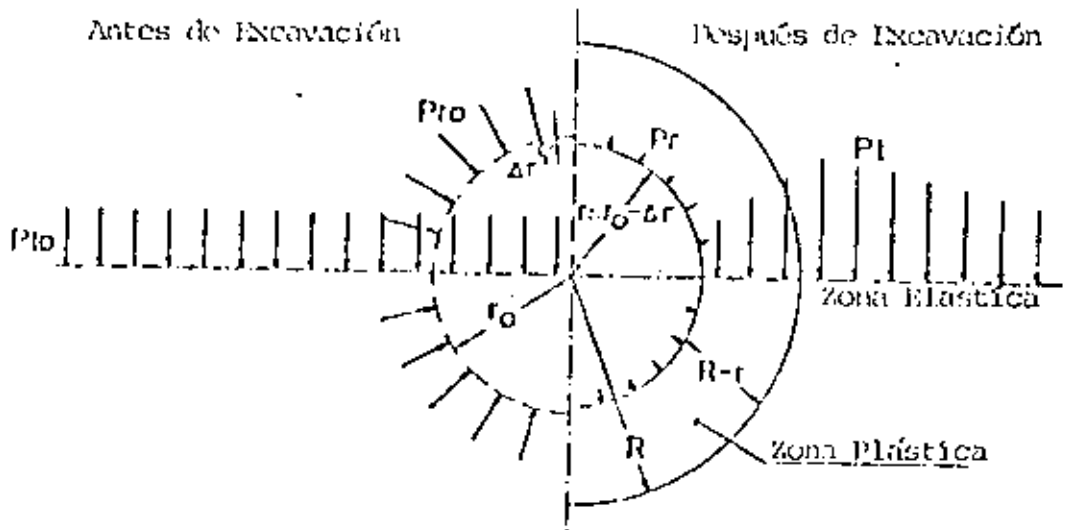


FIG 2.- Esfuerzos y deformaciones alrededor de una cavidad (según Nussbaum). Idealización: $P_o = P_{to}$, todos los esfuerzos principales, iguales, sección del túnel circular.

La siguiente figura 2 muestra el modelo de esfuerzos antes y después de la excavación de la roca o del suelo.

Cuando nosotros descubrimos la roca, encontramos los esfuerzos existentes de la roca P_{to} y P_{ro} . El equilibrio de esfuerzos es perturbado, resultando una redistribución de esfuerzos. La roca trata de curar sus heridas expandiéndose hacia la cavidad, logrando así una descompresión. Esta redistribución de esfuerzos continua, ya sea hasta la falla, o hasta que un nuevo equilibrio de esfuerzos se establece.

Los esfuerzos radiales disminuyen mientras que los esfuerzos tangenciales aumentan en magnitud. El equilibrio se establece en roca sana que tenga una resistencia a la compresión mayor que el esfuerzo tangencial en la periferia del túnel. Este es un típico curso de eventos para la mayoría de los tipos de roca fresca de origen ígneo.

Pero en "roca suave" ocurren deformaciones plásticas que son seguidas por aflojamiento y colapso final, si la deformación no se impide con un refuerzo del túnel, en este caso por concreto lanzado.

La resistencia de soporte necesaria del concreto lanzado para lograr el equilibrio, lo que es de importancia primordial, depende de la descarga de la roca que nosotros permitamos y, en primera etapa es considerablemente menor que los esfuerzos originales en la roca. Una descompresión aunada a una redistribución de esfuerzos resulta en la formación progresiva de una zona de deformación plástica o zona protectora. Esta zona reduce la carga unitaria radial en el concreto lanzado. La roca situada dentro de, o detrás de la zona plástica, queda sujeta al mismo tiempo a una correspondiente carga tangencial mayor.

La figura 3 muestra la magnitud de los esfuerzos temporales, radial y tangencial, en la roca elasto-plástica, después de la formación de la zona protectora.

Los esfuerzos radiales y tangenciales en la periferia del túnel disminuyen. El esfuerzo tangencial es máximo en el borde externo de la zona remodelada. La magnitud de los esfuerzos radiales y tangenciales se aproxima a los esfuerzos originales de la roca a medida que nos alejamos de la orquedad del túnel.

Relacionaremos ahora estos fenómenos en la figura 4.

La figura muestra, como hemos visto previamente, que la presión radial en roca que no es autosoportante sufre primeramente una marcada reducción y después un incremento igualmente bien definido. Es por esto por lo que el espesor y el tiempo para la aplicación del concreto lanzado en roca suave resultan de tanta importancia.

El soporte no debe ser ni demasiado rígido o grueso, ni demasiado flexible y cedente. La capacidad soportante P requerida del concreto lanzado será innecesariamente grande y el refuerzo antieconómico si la capa de concreto lanzado es demasiado rígida y/o se aplica muy prematuramente.

Sin embargo, el refuerzo es por lo menos confiable en este caso, puesto que cualquier falla por cortante en el concreto lanzado no es peligrosa, porque el movimiento que sigue a tal falla releva el esfuerzo radial. La falla sana fácilmente y sin peligro. Pero si el concreto lanzado se aplica demasiado tarde o si el refuerzo permite demasiado movimiento, nosotros podríamos llegar a un estado en donde la presión radial es creciente y tendríamos que aplicar una capa aún más resistente de refuerzo de concreto. Adicionalmente al hecho de que esto es antieconómico, la condición también implica riesgo, puesto que cada movimiento de la roca permite un aflojamiento adicional de ella, lo que puede conducir a un colapso total súbito y a derrumbes.

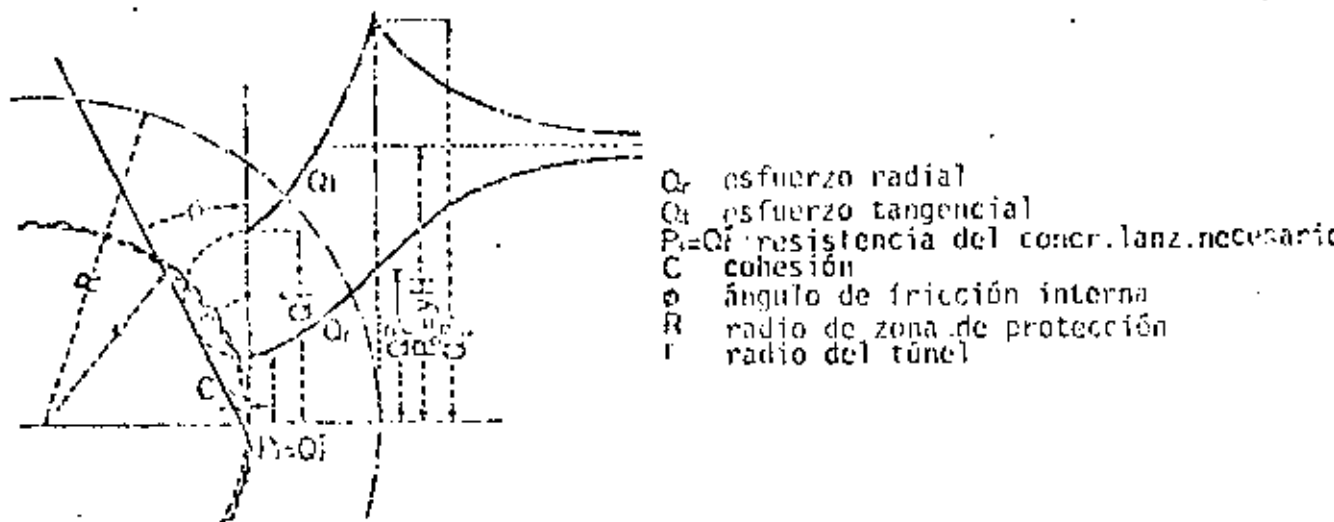


FIG 3.- Esfuerzos alrededor de un túnel con sección circular con presión horizontal (según Kastner).

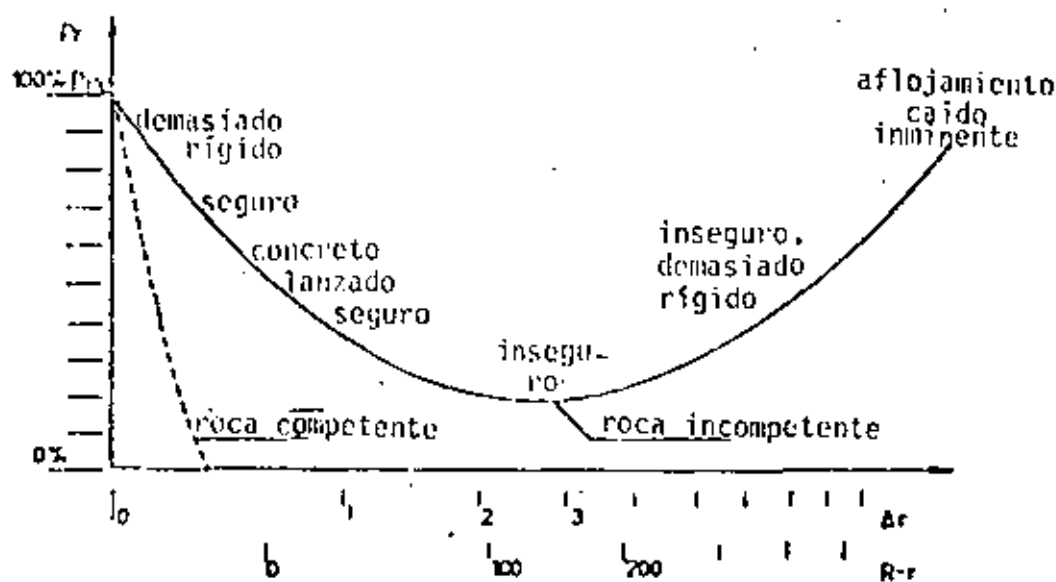


FIG 4.- Resistencia del ademe de concreto lanzado p_r requerido para equilibrio como función de la reducción del perímetro Δr , o extensión de la zona plástica $R-r$.

2. DISEÑO DE CONCRETO LANZADO

En muchos países el concreto lanzado no está aún considerado como un sistema totalmente desarrollado de soporte completo.

Esta actitud probablemente resulte de la carencia de experiencia y de familiaridad con este sistema y del hecho aparente de que no se dispone de criterios satisfactorios de diseño para el dimensionamiento de soporte a base de concreto lanzado. Los diseñadores e ingenieros, en la mayoría de los países que van a la cabeza en la ingeniería de túneles, piensan persistentemente en términos de soporte a base de costillas de acero, las que por ser completamente sólidas dan una sensación (a menudo falsa) de seguridad.

Acostumbrados a este tradicional y probado sistema de soporte, los expertos están reacios a aceptar que una delgada capa de concreto lanzado pueda hacer el trabajo de soporte tan bien o mejor que los arcos de acero. Además, para arcos de acero, ellos disponen de criterios de diseño claros basados principalmente en los cálculos de Terzaghi, Proctor y White. Estos criterios, sin embargo, han resultado ser demasiado conservadores cuando se aplican al soporte instantáneo de concreto lanzado. Lo anterior se debe a que los cálculos de Terzaghi están basados en la hipótesis de que a la masa de roca se le permite generar una carga considerable por aflojamiento, antes de que el soporte pueda entrar en acción.

La experiencia práctica y las mediciones de campo han demostrado claramente que las fuerzas que actúan en túneles soportados por concreto lanzado son, en general, menores que las consideradas por los diseñadores de túneles, quienes aún actualmente se apegan a hipótesis obsoletas. En consecuencia el soporte de túneles ha continuado persistentemente sobredimensionado, aún cuando el concreto lanzado se especifique como soporte principal.

Los principios que gobiernan el soporte de concreto lanzado difieren considerablemente de aquellos que gobiernan el soporte de acero.

Como hemos demostrado, el objetivo del concreto lanzado no es tomar por él mismo la carga total (a menudo autoinducida) de la roca, sino emplear y activar la roca misma como un miembro soportante. Estos conceptos han originado varios de los criterios de diseño que se han presentado para discusión.

Diseño basado en mediciones. - Una relajación de la presión de la roca en la interfase roca-túnel se ocasiona intencionalmente a través de una deformación controlada de la masa de roca. Como hemos visto los esfuerzos máximos de la roca

se desplazan hacia fuera del túnel como resultado de esta cedencia controlada. Sin embargo, la magnitud de la deformación debe ser tal que no se cause un decremento nocivo a la resistencia de la roca.

El concreto lanzado se adapta idealmente a estos conceptos : se puede colocar casi instantáneamente después de la excavación y, trabajando íntimamente con la roca, el concreto lanzado fresco sigue los movimientos primarios de la roca. De este modo permite que se lleve a cabo una deformación suficiente en la masa de roca para lograr una reducción de los esfuerzos de borde, a medida que simultáneamente crece su resistencia.

La magnitud de la deformación y el desarrollo de los esfuerzos son controlados -- por medio de un programa extensivo de mediciones para decidir las medidas de soporte definitivas que deben ser tomadas (N.A.T.M.).

Sin embargo, para que estas mediciones sean de utilidad, la roca debe ser, en -- grandes extensiones, monolítica, isotrópica y homogénea. Estas condiciones son a veces cumplidas en los tipos de roca que se encuentran en depósitos sedimentarios, tales como lodolita, toba, conglomerado, arena, limo, arcilla, etc.

Durante el proyecto del Emisor Central, nosotros hicimos una serie de mediciones en las deformaciones de toba de la lumbrera cero, para encontrar los esfuerzos que podrían ser esperados durante excavaciones posteriores. Con este propósito usamos celdas (Götzel) que fueron embebidas en el concreto lanzado tanto radial como tangencialmente a la superficie de la roca. Los instrumentos fueron instalados en la unión de los túneles interceptores y el Emisor Central. Aquí el claro del túnel tiene su ancho máximo de 16m.

Debe notarse que esta unión fué excavada en cenizas volcánicas suaves y húmedas, con una resistencia a la compresión entre 5 y 12 kg/cm² (0.5 y 1.2 MPa) la cual fué posteriormente debilitada por una gruesa capa de arena suelta que la cruzaba.

Podemos ver en la figura 6 la posición de las celdas y el desarrollo de esfuerzos radiales entre la roca y el concreto lanzado. Las líneas continuas indican la presión después de transcurridos 2, 10 y 30 días.

Puede verse que los esfuerzos medidos fueron más bien modestos, con un máximo de 30 lb/in², es decir un poco mayor de 2 kg/cm².

La figura 7 muestra la presión de contacto como una función del tiempo. Puede observarse que se obtuvo un equilibrio relativo de esfuerzos después de transcurridas 1 a 1 1/2 semanas.

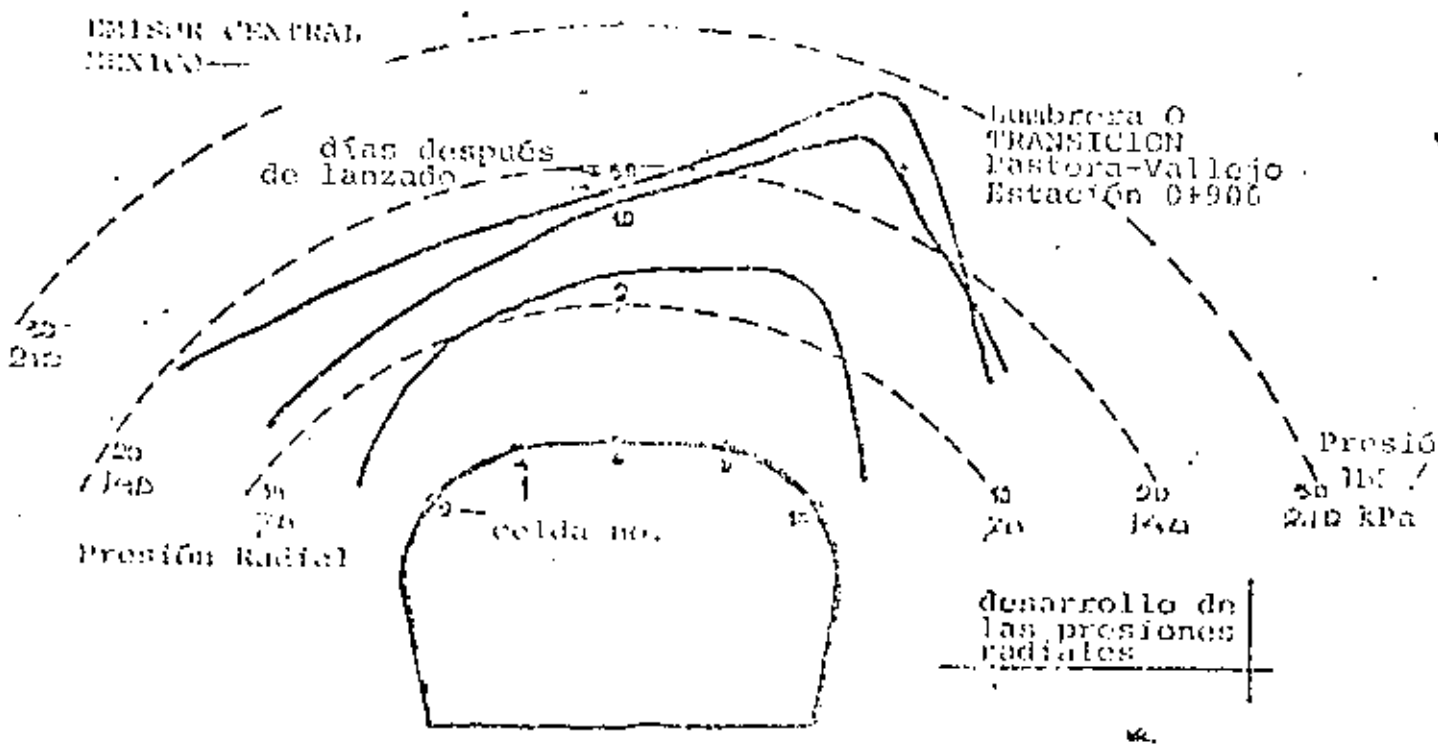


FIG 6.- Distribución de la presión de contacto en concreto lanzado.

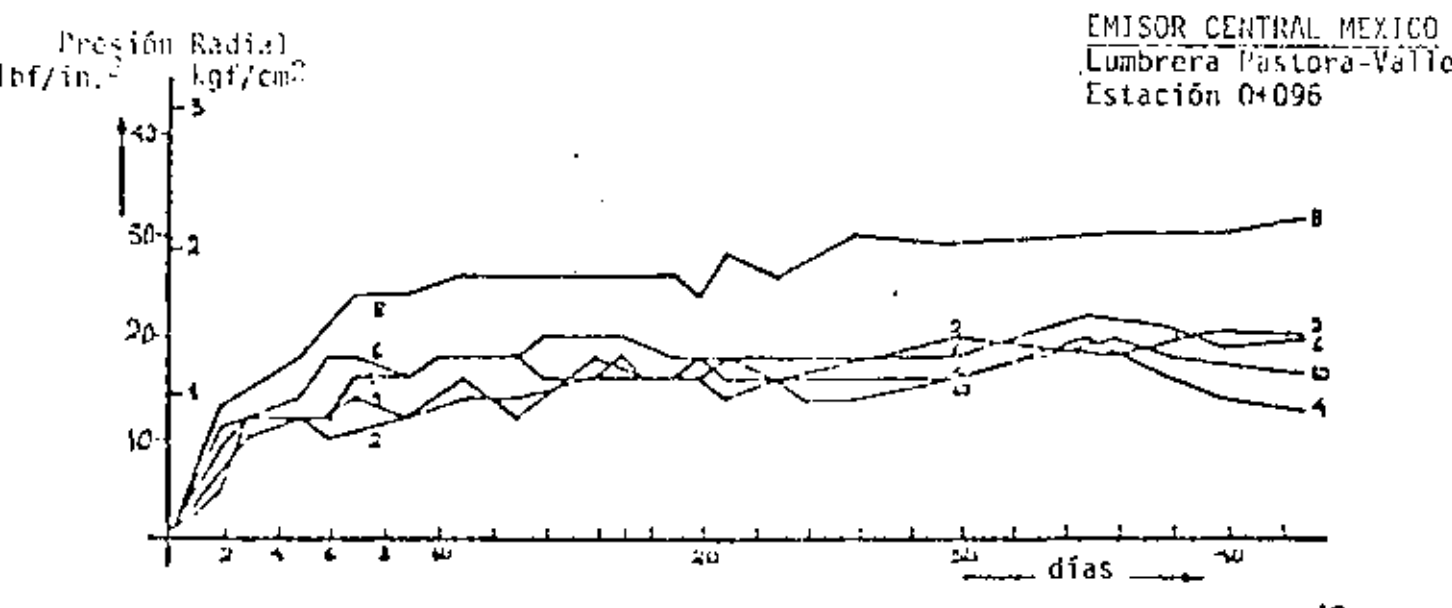


FIG 7.- Presión de contacto en concreto lanzado como función del tiempo después de lanzado.

Las presiones de revestimiento medidas en el concreto lanzado fueron considerablemente mayores (véase fig. 8) pues alcanzaron aproximadamente 300 lb/in^2 o sea 21 kg/cm^2 en el intradós del túnel.

La anomalía encontrada en la pared derecha, en donde los esfuerzos medidos subieron hasta 40 kg/cm^2 , se piensa que fué debida al asentamiento del piso del túnel.

El desarrollo de la presión de revestimiento del concreto lanzado, como una función del tiempo, se muestra en la fig. 9 .

Si descartamos el comportamiento irregular de la celda No. 9 se puede ver que el desarrollo de la presión de revestimiento también alcanzó una etapa de equilibrio después de transcurridos 10 a 12 días.

Si se comparan las figs. 6 y 8 se puede notar que las magnitudes de las presiones de revestimiento y de contacto son inversamente proporcionales entre si. Esto confirma la teoría mencionada con anterioridad.

Debe observarse que los esfuerzos medidos son los esfuerzos de revestimiento locales en el concreto lanzado y los esfuerzos entre la roca y el concreto lanzado; en otras palabras, la presión del concreto lanzado contra la roca y el esfuerzo tangencial en el soporte del concreto lanzado respectivamente. Para obtener un panorama completo de lo que está sucediendo, tales mediciones deben combinarse con medidas de precisión de los movimientos de la superficie del concreto lanzado.

Diseño basado en la clasificación de rocas. - Se han presentado a discusión muchas tentativas para designar tipos de roca y condiciones que indiquen medios económicos y adecuados de soporte. Estas aproximaciones varían desde crudas simplificaciones prácticas hasta sistemas muy elaborados.

En virtud de que la roca dista mucho de ser un material isotrópico, el tipo de roca, su calidad y otras características, combinadas con factores que afectan su resistencia, estabilidad y comportamiento, han sido incorporados en fórmulas, de acuerdo con la supuesta influencia de estos parámetros. Un típico ejemplo de tal sistema es de hecho la clasificación de rocas de Terzaghi, basada en sus cargas admisibles. Basando su trabajo en un sistema de clasificación de rocas de Lauffer, Linder (1963) fué el primero en relacionar el espesor requerido de concreto lanzado con las condiciones de la roca y sus tiempos de aplicación. Clasificaciones más recientes incluyen sistemas basados en el índice RQD (Rock Quality Designation), fueron presentados por Deere (1963) Cecil (1970) y Merritt (1972).

Un sistema más amplio de clasificación numérica de rocas, combinado con indicaciones de soporte fué dado a conocer por Wickham (1972) y modificado por Bieniawski (1973).

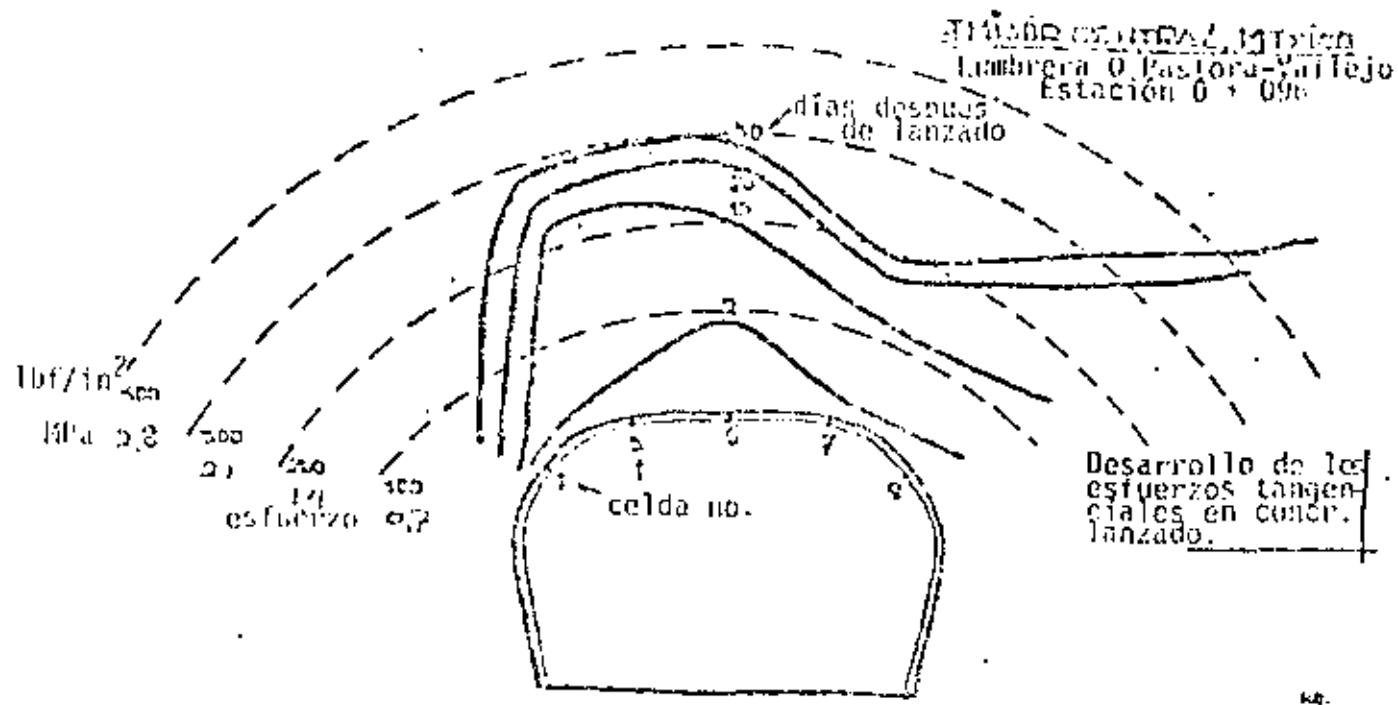


FIG 8.- Distribución de la presión tangencial en concreto lanzado.

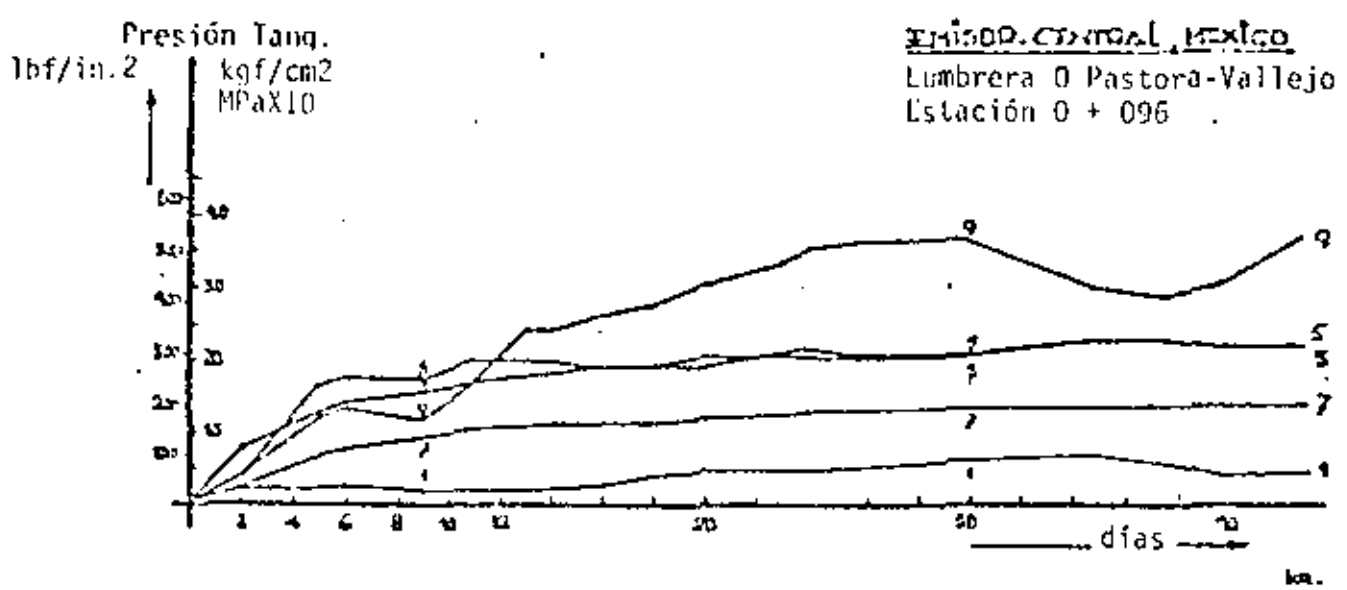
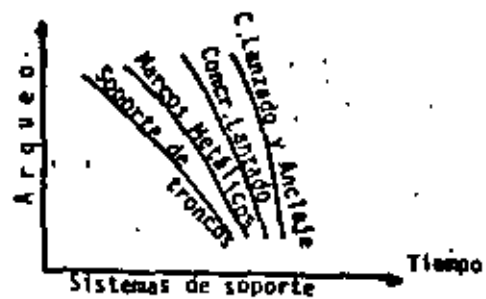
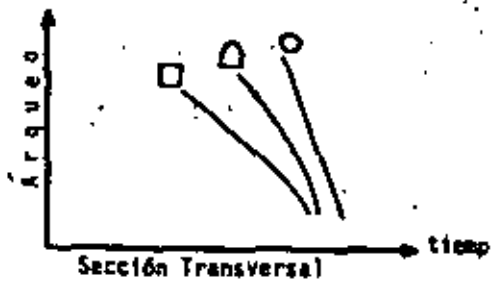
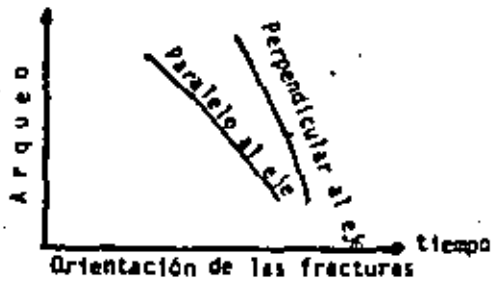
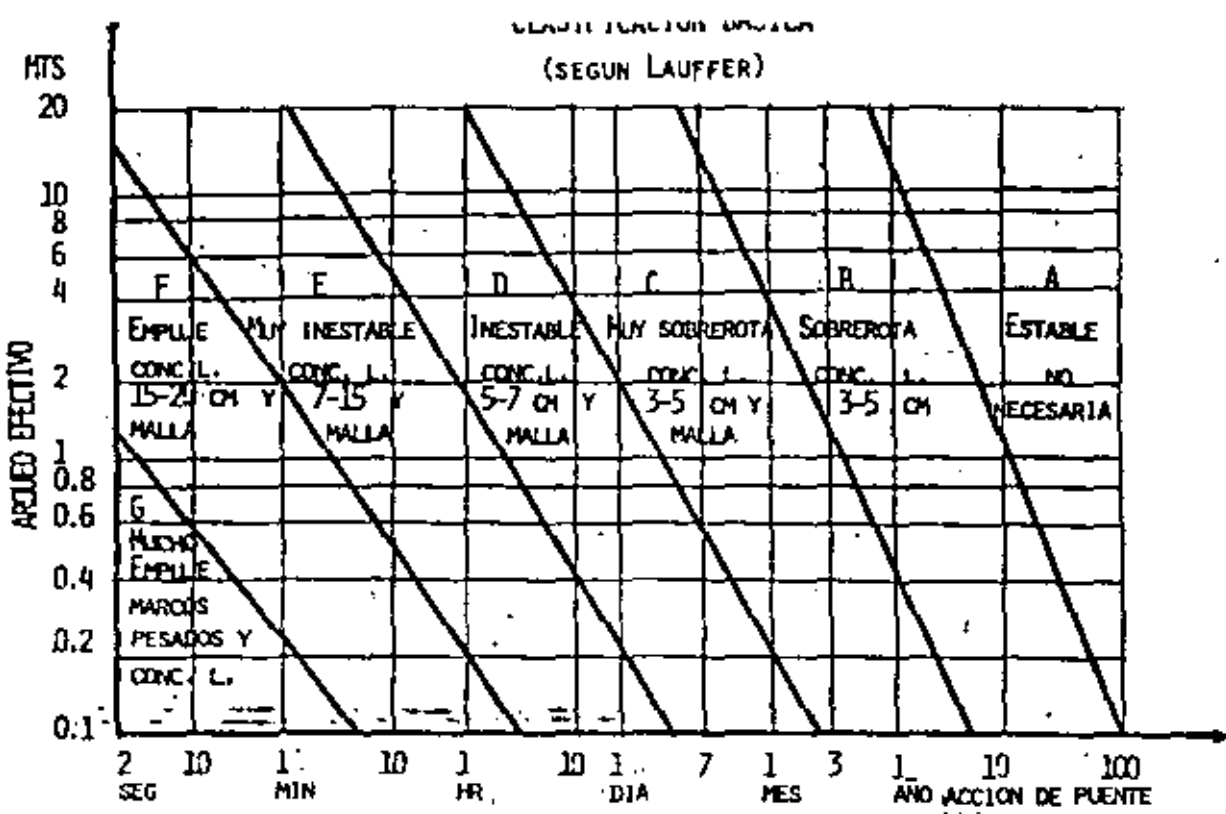


FIG 9.- Presión tangencial como función del tiempo después de lanzado.



CAMBIOS DE CLASIFICACION

FIG 10.- Clasificación para ademe de concreto lanzado (según Lauffer).

Recientemente Barton, Lien y Lunde (1974) presentaron a discusión una clasificación basada en unos cuantos cientos de casos registrados que variaban desde roca monolítica sana, hasta roca descompuesta fluible (squeezing ground). Ellos proporcionan 38 categorías de soporte incluyendo el concreto lanzado.

Diseño basado en experiencia.- En la práctica sin embargo, las medidas de soporte son aún raramente determinadas por métodos "racionales". La experiencia y el sentido común determinan el diseño.

Esta aproximación es todavía la más ampliamente usada en Suecia y está basada en la experiencia obtenida durante los últimos 50 años de construcción de túneles y galerías, principalmente para proyectos hidroeléctricos.

Esto puede parecer incongruente con el progreso científico logrado durante las últimas décadas. Sin embargo se ha probado que esta práctica muy a menudo es la más sana, la más flexible y ciertamente la más económica aproximación al soporte de rocas. Naturalmente, es requisito indispensable que se disponga de ingenieros con experiencia práctica y entrenados de preferencia en problemas geológicos.

Puesto que los medios y la extensión del soporte son usualmente decididos conjuntamente por el ingeniero y el contratista se requiere una cooperación estrecha y un entendimiento completo entre estas dos partes.

Es una práctica común hacer un registro continuo de las condiciones encontradas en el túnel, directamente después de la excavación y antes de colocar el concreto lanzado (véase fig. 11). Las observaciones usualmente incluyen: geología, rocas y condiciones tectónicas e hidrológicas; las medidas preliminares de soporte que deben tomarse son también anotadas. Estos datos son igualmente esenciales en etapas posteriores para decidir si el soporte temporal debe ser suplementado para funcionar como permanente.

La mejor experiencia, como siempre, se deriva de la enseñanza colegida de las fallas. El conocimiento, basado en la práctica, decide entonces si el concreto lanzado dará o no un buen resultado en roca débil.

La experiencia de la interacción de concreto lanzado y roca en malas condiciones ha sido recolectada de cuarcita, arenisca, conglomerados y aglomerados, brecha, pizarra grafitada, toba, lodolita, arena, limo, arcilla, carbón y varios tipos de arcillas expansivas como la montmorilonita.

La figura 12 muestra los espesores de concreto lanzado, como una función del tiempo transcurrido entre la excavación de la roca y la aplicación del concreto lanzado, para varios tipos de roca y suelo, para un diámetro de túnel comprendido entre 4 y 5 m.

(INTERCEPTOR C.)

Frente **STA CECELIA**
 De cadenamiento **0 + 206 m.**
 a cadenamiento **0 + 209**
 Marcar las casillas requeridas

Fecha **5/9-69**
 Hora **"TRONADO" 02.50 HR**
 V Promedio
 Muy malo **FEO**

1 Agua	Ninguna	poco húmedo	húmedo	✓ muy húmedo
2 Dureza de la roca	I	II	III	IV V VI ✓
3 Espaciamiento de las juntas		15 cm	1/2 m	✓ 1 m
4 Espesor de las juntas	Cerrado ✓			
5 Contenido de las juntas	Aire	Calcita	Lodo	Otro
6 Planos de las juntas	Paralelo ✓		0°/5°N	Menor
	Perpendicular		-7°/8°N	-
	Diagonal			
7 Condiciones de roca	Caído	Seguro	Muy posible	Posible
	tajas entre-techo		✓	
	tajas en paredes			
	piramidales irregular			✓
	Roca parece segura			
8 Croquis de todas las características importantes en el frente	<p>RIOLITA ALTERADA PELIGRO P. CAIDO</p>			
9 Ademe Recomendado	Marcos de Acero	Concreto Lanzado ✓	Anclas	Ninguno
10 Observaciones	<p>CONCRETO LANZ. PAREDES 4" ACUÑADO HASTA 1-2" 5" TECHO 7"</p>			

FIG 11.- Ejemplo de un reporte geológico diario (emisión central).

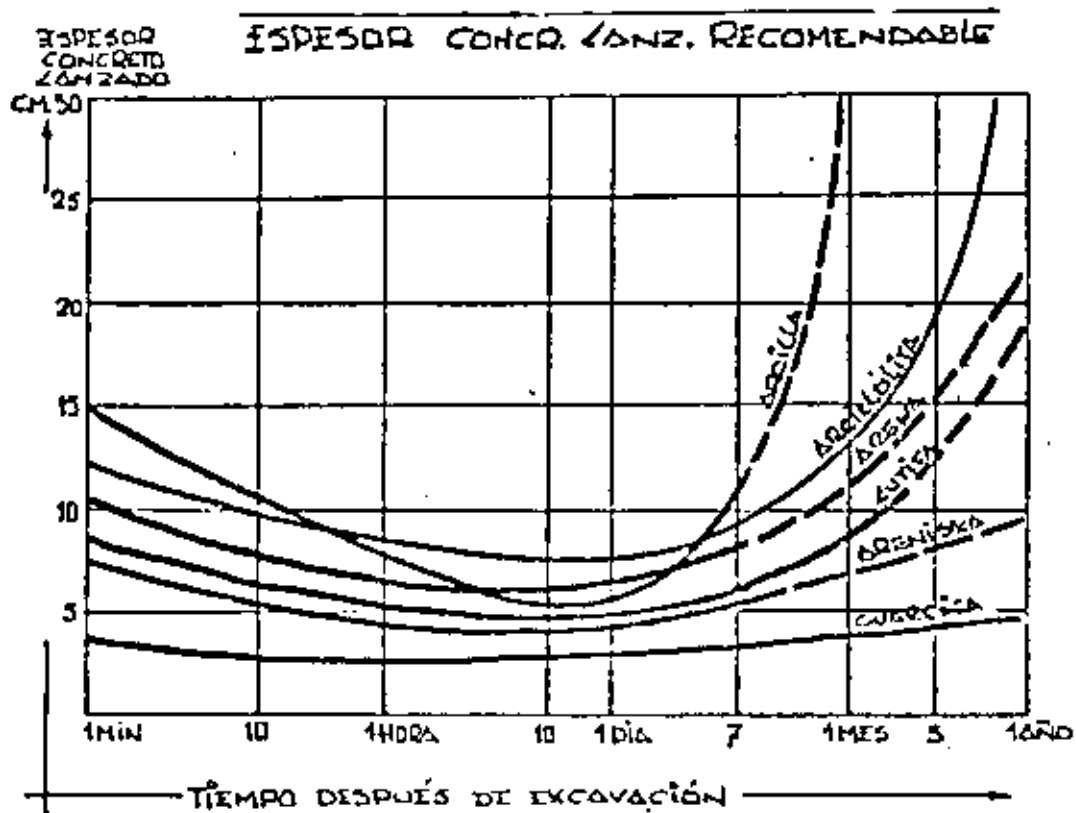


FIG 12.- Espesor recomendado de concreto lanzado como función del tiempo de aplicación después de excavación para varios tipos de roca y suelo (diámetro túnel 4-5 m).

Estas cifras, basadas en la experiencia y observaciones hechas en el proyecto -- Chingaza de Colombia, para la planta de fuerza y suministro de agua, pueden servir como una guía tosca.

La gráfica muestra el comportamiento específico de diferentes tipos de roca, los espesores propuestos y los tiempos de aplicación del concreto lanzado para diferentes tipos de roca.

La gráfica muestra también claramente que en estos tipos de roca es ventajoso y puede ser necesario, antes de aplicar el concreto lanzado, esperar hasta después de que la parte principal de la redistribución de presiones y de deformaciones ha ya ocurrido .

Las fracturas en concreto lanzado, colocado prematuramente , son casi siempre inevitables. El concreto lanzado debe colocarse preferentemente después de que la roca se haya "relajado" por un lapso de 6 a 10 horas.

Como puede verse, la curva para arcillas húmedas es muy pronunciada. La lodolita y la pizarra grafitada muestran el mismo comportamiento, aunque más lentamente y menos pronunciado. La arena y la arenisca causan menos problemas.

Evaluación crítica de los criterios de diseño. - Es correcto que se pretenda llegar a cierta clase de sistematización de criterios de diseño. Debe mencionarse que algunos argumentos están en contra de un demasiado apego a tal criterio (NAIM y clasificación de rocas).

La roca nunca es un material isotrópico homogéneo. Aún cuando se atraviesen masas de roca de la misma composición básica, se encontrarán, por cada metro de túnel-excavado, diferentes propiedades físicas y diversas características de esfuerzo. Tales cambios son en general súbitos e impredecibles. Aún pequeñas variaciones en el material o discontinuidades tales como dislocaciones tectónicas, fisuras, descomposición local, presencia de agua, etc., significan en la práctica que el valor del esfuerzo local o la medida de la deformación son solamente válidas en esa localización específica.

Mediciones locales como las usadas en el NAIM muestran en consecuencia solamente una parte, y en algunos casos ninguna, de las condiciones prácticas reales. Abundan ejemplos típicos como en el caso de la riolitas en donde se encuentra que una roca sana está localmente descompuesta por completo, a menudo sin indicación previa. Incrementando la extensión del programa de mediciones interferiría demasia-

do con la excavación de túnel y sería virtualmente imposible conservar el mismo ritmo de avance del túnel. El no cerrar la plantilla de la cavidad, como es práctica común, implica que la base de la aproximación teórica se pierda considerablemente.

El peligro de basarse y ceñirse con demasiado rigor a mediciones y resultados de clasificación es aparente. Por una parte existe el peligro de subdimensionar el soporte y por otro lado, por generalización, existe muy a menudo una tendencia al sobredimensionamiento. De este modo, el objetivo específico y el carácter del soporte del concreto lanzado son pasados por alto. Supuestamente, es por esta razón que el NATM, contrariamente a su propia teoría, tiende a combinar en gran medida el concreto lanzado con el uso de pernos, mallas pesadas, refuerzo y aúncostillas de acero, lo que es completamente incompatible con el concreto lanzado.

La misma reserva es válida para el criterio de clasificación para soporte de roca (Linder, Barton, etc.).

La roca a menudo desafía las hipótesis básicas de los sistemas de clasificación. Un ejemplo típico es que mientras más sea la frecuencia de grietas en la roca, mejor reaccionara ésta como soporte, en combinación con el concreto lanzado.

La brecha entre teoría y práctica nunca podrá ser totalmente cerrada. Esfuerzos combinados y mediciones de deformación, así como la clasificación de rocas pueden dar ciertas indicaciones preliminares de la roca o de las condiciones del terreno, pero nunca remplazarán completamente el trabajo de revisión continúa de los expertos de túneles. Las decisiones finales con relación al soporte de concreto lanzado, incluyendo el espesor de la capa, los pernos necesarios, etc., deberán hacerse sobre la base de un reconocimiento del túnel metro por metro. Así entonces, se encuentra que los resultados de medición o clasificación solamente tienen un valor académico.

3. Aplicaciones prácticas

MEXICO

Proyecto del Emisor Central

Este trabajo se distingue por ser probablemente, el túnel continuo mas largo en el mundo; por esa misma razón, se tuvieron que aplicar mas de 225,000 m³ en un plazo de poco mas de 5 años. Esta parte del proyecto consistía en mas de 100 km de túneles para el drenaje de la Ciudad de México. Casi la mitad eran túneles de 6.50 m de diámetro y el resto de 8.00 m. También se construyeron 48 lumbreras a profundidades entre 40 y 220 m.

El trabajo se desarrollo en condiciones muy variables de roca. Se combinaron dificultades técnicas muy grandes con cantidades enormes de agua; como quizá en ningún otro trabajo de túneles.

La geología del sistema se puede agrupar en 4 grupos :

- las conocidas arcillas bentoníticas de la Cd. de México
- tobas arenosas sedimentarias del lago
- rocas volcánicas jóvenes como riolita, dacita, andesita y basalto
- arcillas y esquistos

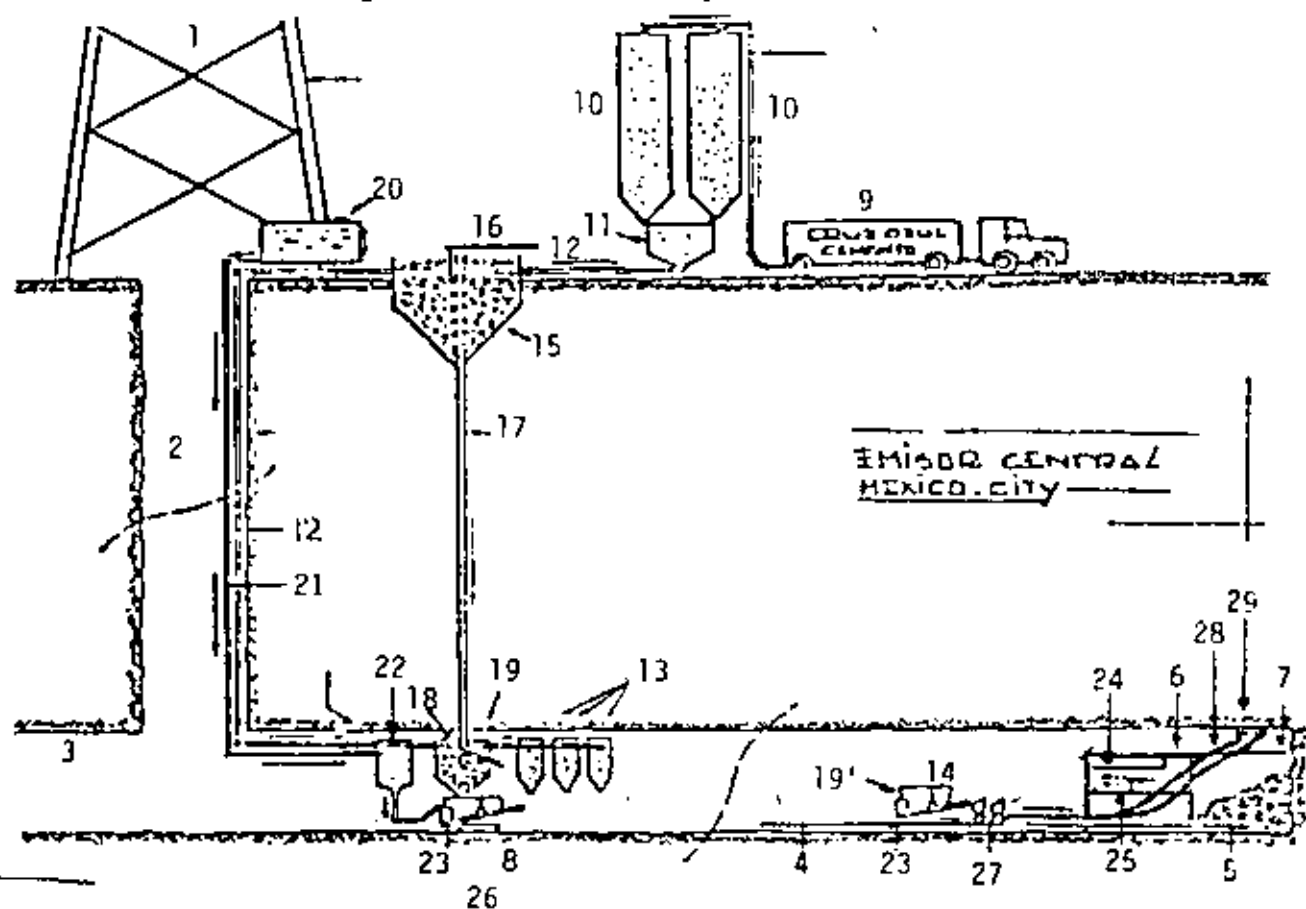
También se presentaron formaciones de compactidad media tales como aglomerados, conglomerados, brechas, sedimentos fluviales, etc.

Al principio de los trabajos habia 9 compañías independientes, que mas tarde formaron un consorcio. Algunas compañías, preferían utilizar arcos metálicos para soporte temporal, hasta que después de un año, se optó en todo el proyecto por utilizar el concreto lanzado. Así se pudieron lograr avances hasta de 250 m mensuales, a pesar de presentarse condiciones tan adversas.

La magnitud del proyecto requirió mas de 1,000 trabajadores, 48 lanzadoras, 52 TRIXERS, 2 plantas de agregados, 24 estaciones de concreto y agregados, 8 estaciones de acelerantes, 2 talleres y una planta para producir acelerante líquido.

El cemento se transportaba neumáticamente desde la superficie donde habia 2 silos de 40 toneladas cada uno, hasta los silos auxiliares en el interior de los túneles (fig. 13).

FIG 13.- Lista esquemática de las operaciones de concreto La Zaco.



INDICE.-

- | | |
|---|--|
| 1. Torre de Manteo | 16. Compuerta de descarga |
| 2. Lumbrera, diámetro 6-8 m, profundidad 50-220 m | 17. Pozo ademado, diámetro 12-20" para bajado de agregados |
| 3. Túnel, diámetro 8 m | 18. Criba vibratoria |
| 4. Cambio California | 19. Tolva secundaria para agregados, 5-10 m ³ . |
| 5. "Navajo blanket" | 19'. Tolva para agregados, 5 m ³ . |
| 6. Jumbo | 20. Tanque para acelerante concentrado 10-20 m ³ |
| 7. Plataforma deslizante | 21. Tubo para transporte del acelerante líquido, diámetro 2-3" |
| 8. Estación de carga p/conc. lanz. | 22. Tanque secundario (intermedia p/ acelerante líquido (4-8m ³)) |
| 9. Carro transportador de cemento a granel con tolva presurizada | 23. Tanque de presión para acelerante líquido |
| 10. Silos para cemento 2 x 40 ton | 24. Tanque p/acelerante líquido (en jumbo 2 m ³) |
| 11. Cámara de presión | 25. Bomba p/mezclas acel. liq. y agua y transporte a las boquillas. |
| 12. Transporte de cemento, tubo 4" | 26. Carro de agregados (Trixen) p/transportación, proporcionamiento y mezclado de cemento y agregados. |
| 13. Tolvas para cemento, 5 a 7 pzas. a 8 m ³ , con filtros | 28. Manguera p/transporte del concreto lanzado seco (12 horas) |
| 14. Tolva para cemento, 1.5 m ³ . | 29. Boquillas (2 unidades) |
| 15. Tolva subterránea para agregados 40-70 m ³ . | |
| 27. Lanzadoras de concreto (2 unidades) | |

Los agregados se abastecían a través de tolvas de 40 a 80 m³, pudiendo cargar un TRIXER en cosa de 5 minutos.

El acelerante se abastecía de manera semejante, a partir de tanques situados en la superficie que se conectaban a tanques auxiliares cercanos a la zona de trabajo.

En los frentes, el acelerante se transportaba usando aire a presión hasta un tanque de 1,000 l en el Jumbo y de ahí a dos bombas conectadas a los chiflones de lanzado. El concreto lanzado se realizaba con dos máquinas trabajando simultáneamente al mismo tiempo que se rezagaba.

El espesor típico de concreto lanzado varió de 5 a 15 cm. En ocasiones la adhesión entre el concreto lanzado y la roca fue muy pobre, pero aún así se pudo lograr una estructura semirígida que permitió la formación de una zona de roca comprimida alrededor de la carridal.

Para obtener adherencia artificial entre el concreto lanzado y la roca se colocaron varillas de 60 cm de longitud a cada 40 cm entre sí sin inyección. Aunque el procedimiento es rápido no siempre fue efectivo, ya que con cierta frecuencia se desprendían trayendo consigo parte del terreno. Resultó mas efectivo, aunque mas tardado alrededor de las anclas que tenían hasta 3.00 m de longitud en los sitios donde se esperaban problemas.

Los problemas mas importantes se presentaban en las intersecciones con el techo y con el piso. Un error generalizado al palicar concreto lanzado en materiales suaves es no completar el piso del túnel. La roca parece moverse hacia arriba y hacia abajo separándose de las paredes. El piso del túnel se levanta y el concreto lanzado de los muros se rompe dejando vacíos entre el concreto y la roca. Cuando se coloca el concreto lanzado prematuramente, aparecen fallas en los arranques del arco del techo. Colocar malla como refuerzo, mejora la situación pero a veces resulta insuficiente.

Se recurrió también a colocar puntales en la base del túnel, pero no evitaban el problema, y aún fallaban drásticamente. La solución mas efectiva en estos casos, es la de completar el concreto lanzado formando un círculo completo, incluyendo el piso. Es típico en túneles excavados en este tipo de materiales que los mayores problemas no ocurren en la clave, siempre y cuando el techo forme un buen arco. Las grietas que se presentan son por flexión pero no es necesariamente cierto que constituyan la causa principal del concreto lanzado. Muchas de estas grietas se estabilizan y finalmente no causan problemas.

Una observación relativa a la sección herradura es que presenta buen comportamiento -

si se va a colar el piso, pero en caso contrario es preferible que los muros tengan una ligera inclinación convergente hacia arriba. También es deseable que el contorno de los muros y el techo sea convexo, ya que las concavidades provocan esfuerzos de tensión y propician roturas.

En lugares donde había toba muy suave y quebradiza o donde existía riolita muy alterada con tendencias expansivas, se colocó un sistema de anclas, de 3.00 m de longitud aproximadamente, con inyecciones pero sin presfuerzo.

Cuando se encontraron arcillas expansivas, se aplicó concreto lanzado, se retiraron los marcos metálicos y se sustituyeron por puntales en el piso.

Cabe hacer notar que, cuando se usaron marcos metálicos sin concreto lanzado, o cuando su espesor era insuficiente, se presentaron movimientos grandes en la roca y deformaciones notables en los marcos.

En formaciones de conglomerados fluviales, una capa de 5 a 10 cm proporcionó todo el apoyo necesario, aunque tenían que adoptarse precauciones especiales cuando había gran cantidad de filtraciones. Otra parte importante del túnel se perforó a través de margas sedimentaria verdosa usando equipo de frente entero, pero se abandonó el procedimiento después de que se atascó varias veces. El trabajo se continuó usando procedimientos convencionales ya sean marcos, concreto lanzado o una combinación de ambos.

La arcilla se desprendía con martillos neumáticos una vez que se aflojaba la parte central de la sección. Mostraba relativamente buena capacidad al cortante cuando conservaba su contenido natural de agua. Se encontró conveniente dejar pasar de 2 a 8 horas antes de aplicar el concreto. Cuando la arcilla perdía humedad y la recuperaba después, se volvía un material muy peligroso que se desintegraba explosivamente. Después, se aplicó el método convencional usando concreto lanzado y se pudo avanzar de uno a ocho metros diarios.

Otra experiencia significativa de este trabajo, fue el observar la capacidad del concreto lanzado para resistir movimientos causados por sismos. Aunque se presentaron varios temblores de importancia durante la construcción, el concreto lanzado no mostró daños, mientras que algunas estructuras de concreto convencional si los resistieron.

COLOMBIA

Otro ejemplo de túnel en el que se encontró roca suave y en el que el concreto lanzado jugó un papel muy importante es el proyecto Chingaza de Colombia. La obra consiste en la construcción de un sistema de túneles de aproximadamente 70 km, los cuales bajan de los 4,300 m sobre el nivel del mar a 2,500 m, y cuyo fin principal es satisfacer las necesidades de agua potable de Bogotá. El proyecto comprende además una presa para la generación de energía.

La roca está compuesta de pizarras (generalmente grafiticas), esquistos, arcilla cuarcita, arenas, areniscas, limos, conglomerados de aluvión y aún vetas de carbón ricas en gas.

Es interesante el hecho de que las especificaciones indicaban que tanto el refuerzo primario del túnel, como el final, se hicieran con concreto lanzado. El refuerzo primario consiste de concreto lanzado únicamente, anclado donde fuera necesario. En ocasiones se ha visto la necesidad de utilizar arcos de acero, pero debido principalmente a la falta de experiencia del contratista con el concreto lanzado.

Resulta importante hacer notar que el contratista original no pudo con la obra, perdiéndolo principalmente debido a su falta de experiencia en el soporte de túneles por medio de concreto lanzado-empleando el método del concreto lanzado húmedo. Cuando el concurso se hizo nuevamente la compañía ganadora fue el Consorcio Mexicano ICA. Este contratista aplicó su experiencia obtenida con el sistema seco que se utilizó en el proyecto de México. A la fecha se han lanzado aproximadamente 90,000 m³ de concreto.

PERU

Otro proyecto de características similares se está llevando a cabo actualmente en Perú (Majes). Sólo quisiera mencionar que aquí el concreto lanzado también está demostrando su flexibilidad como un sistema para el soporte de túneles, no obstante la gran variedad y mala calidad que de la roca que ha sido encontrada. De particular importancia son los éxitos obtenidos en las arcillas y conglomerados encontrados debajo del Desierto de Siguan. En contraste con los otros proyectos mencionados, no existieron en este proyecto, problemas con el agua.

PANAMA

Finalmente, mencionaré el proyecto Los Valles-Estrella, que lleva a cabo la compañía Shanska en Panamá. Aquí también el concreto lanzado muestra su resistencia en materiales piroelásticos, tufas, milonitas, brecha volcánica muy intemperizada, así como sedimentos arenosos y arcillas.

Consideraciones importantes acerca del concreto lanzado usado como soporte temporal o permanente.

Flexibilidad.- Se puede modificar la magnitud de soporte rápidamente, variando su espesor, en función de las condiciones locales de la roca.

Adaptabilidad.- Las variaciones en las dimensiones del túnel causadas por sobreexcavación, desprendimientos pequeños, desalineamientos; no modifican la eficiencia del soporte, contrario a lo que sucede cuando se usan marcos tradicionales.

Control de la sección del túnel.- Se puede obtener una sección más precisa al efectuar las voladuras, ya que el concreto lanzado aplicado con anterioridad, confina y refuerza el macizo rocoso hasta el frente.

Menor espesor de revestimiento.- Se pueden aceptar espesores menores de revestimiento, porque los esfuerzos rasantes entre roca y concreto lanzado se reducen en comparación a los que se presentan al usar marcos de acero.

No se requieren obras complementarias.- Cuando se utiliza al concreto lanzado como soporte definitivo, solo se requieren engrosamientos locales, aplicados sobre la capa preliminar y se evitan los sistemas de transporte de concreto, andamios, etc., que pueden ser muy costosos.

Control de filtraciones.- Las filtraciones se pueden controlar más fácilmente cuando se usa concreto lanzado que, cuando el revestimiento permanente es colado en el lugar.

Sismos.- El concreto lanzado gracias a su ductilidad, y a su interacción íntima con la roca, ha demostrado que puede resistir sollicitaciones sísmicas mayores que los revestimientos masivos.

Rellenos e inyecciones de contacto.- Estos trabajos tardados, no se requieren cuando se especifica al concreto lanzado como soporte definitivo.

Economía.- Comparado con los métodos convencionales se puede ahorrar mucho tiempo y dinero. También se pueden ejecutar simultáneamente los trabajos de excavación y soporte. Para ganar todavía más tiempo, se puede aplicar una capa preliminar, continuar perforando y aplicar después capas posteriores que pudieran necesitarse.

Cualquier tipo de contratiempo causado por retrasos en las tronadas, fallas mecánicas, descarrilamientos, u ordenes inesperadas pueden obligar a vaciar los materiales premezclados. No existe sin embargo, el riesgo de usar accidentalmente una revoltura pasada o deteriorada. Las comunicaciones deficientes, que no son extraordinarias, en trabajos de túneles aumentan los problemas.

Estas fueron algunas de las razones por las que se pensó que se tenía que idear un sistema combinado mejor para transportar y colocar el concreto lanzado.

Operación. El TRIKER (transporte-mezcladora) lleva el cemento y los agregados en recipientes separados. La mezcla se lleva a cabo, en las proporciones deseadas para cumplir con necesidades locales durante el lanzado mismo. El TRIKER debe estar por lo tanto listo para operar inmediatamente en cualquier parte. Dado que la máquina está diseñada para arrancar en el momento, siempre produce la cantidad de concreto lanzado necesaria. Se evita el desperdicio de materiales, y aumenta la calidad del concreto lanzado, ya que solo pasa concreto lanzado fresco por el chiflón.

Cuando se usan procedimientos de premezclado, normalmente, se debe instalar una estación mezcladora para cada frente de trabajo. Con el sistema TRIKER, solo se requieren estaciones para suministro de material, ya que un solo equipo TRIKER puede dar servicio a varios frentes.

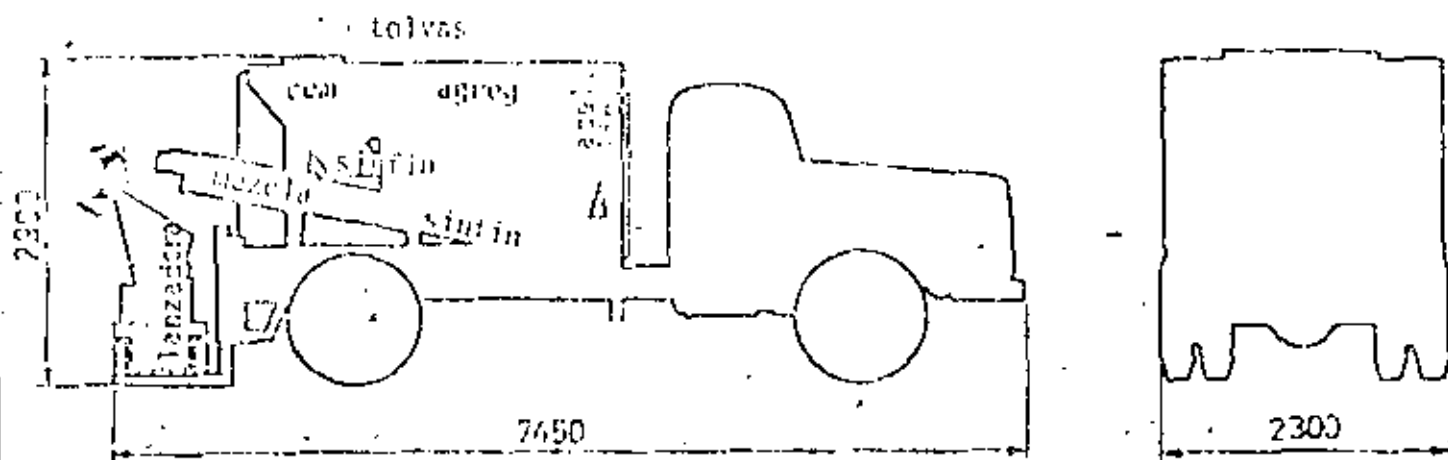


FIG 16.- Trixer (carro de agregados), tipo B 1.5-4.0, montado en camión.

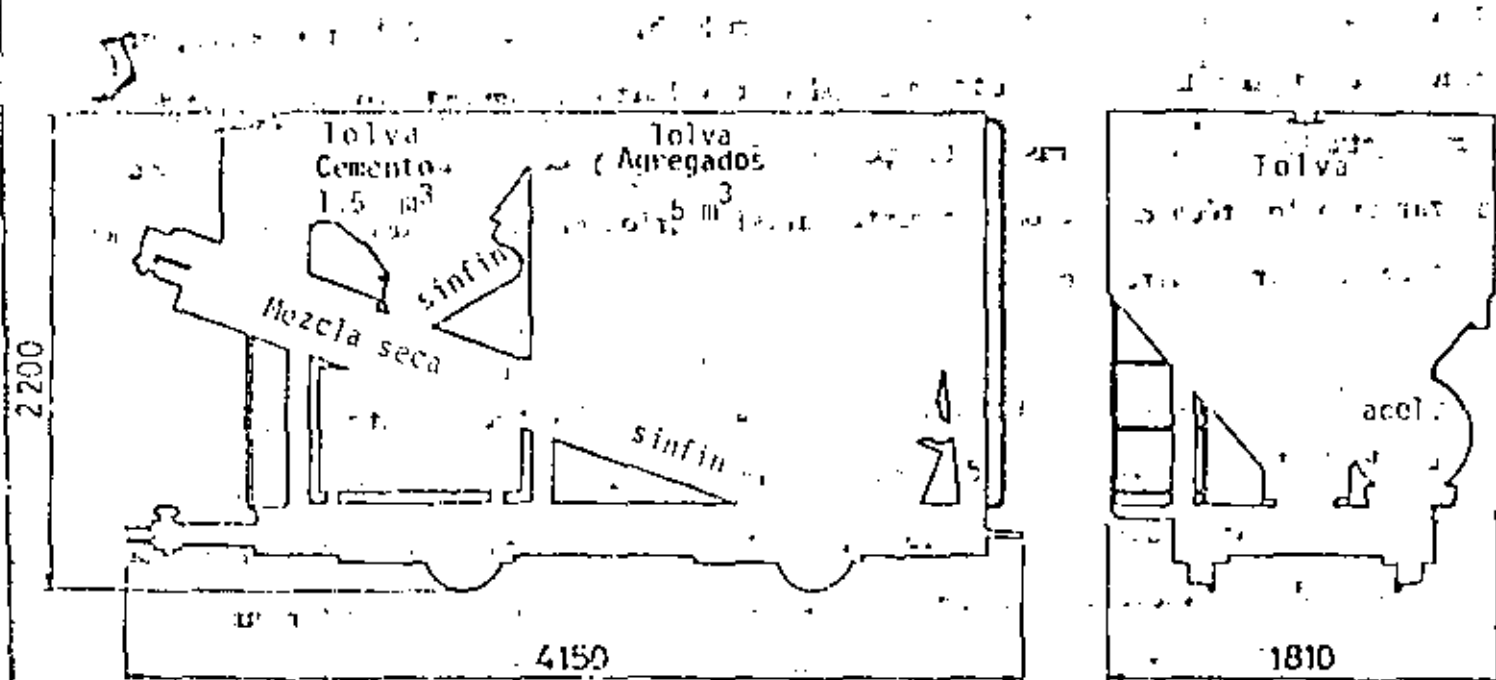


FIG 17.- Trixer (carro de agregados), tipo S 1.1-3.8, en plataforma sobre rieles.

LANZADO AUTOMÁTICO

La figura 19, muestra un equipo montado sobre rieles para lanzar concreto automáticamente diseñado para un túnel ferroviario que se perforó en Heitersberg, Suiza. La capacidad de producción de concreto lanzado tenía que ser muy alta y continua y todo el equipo para la construcción del túnel estaba montado sobre rieles. En este trabajo, se tuvieron que usar tolvas alimentadoras entre el TRIXER y los cañones. El equipo de lanzado, AUTOSPRITZEN, que fue realizado por Stabilator y Prader, controlaba automáticamente hasta 3 chiflones. También se ha aplicado concreto lanzado automáticamente en lumbreras, auxiliándose por cámaras de televisión para controlar el trabajo.

Accelerantes líquidos y bombas dosificadoras.

Hay en la actualidad una tendencia muy marcada en el uso de acelerantes líquidos en lugar de productos en polvo. El cambio de polvo a líquido se debe principalmente al incremento en la calidad del concreto lanzado que se puede lograr sin sacrificar los beneficios reales del fraguado acelerado. Se evitan el taponamiento del equipo de lanzado, el deterioro implícito y el mal funcionamiento, ya que el líquido acelerante entra a las mangueras, justamente en el chiflón. Se evita el efecto indeseable del fraguado, que ocurre al usar polvos, desde que se añade el acelerante hasta que la mezcla sale por el chiflón. El efecto del fraguado instantáneo mejora y la calidad del concreto lanzado aumenta. La principal desventaja de los sistemas anteriores que utilizaban acelerante líquido era que se requería mezclar el acelerante con el agua a la dosificación deseada y después transportar este material hasta el lugar de trabajo.

Operación de la bomba.- Finalmente, se proyectó una bomba de doble acción pequeña y ligera, que hacía posible combinar el aditivo concentrado y el agua, directamente hasta el frente del túnel. Ya que la relación agua-acelerante debe variar instantánea y con

tinuamente, con esta bomba la concentración de acelerante se puede modificar para adaptarse a las condiciones hidro-geológicas existentes.

Mientras no se necesita presión para introducir agua, la manguera de salida se puede regular hasta 215 lb/m^2 (15 bar). El sistema puede usarse aún donde no existan líneas de agua. La bomba arranca o se detiene automáticamente dependiendo de si la válvula del chiflón está cerrada o abierta.

La aplicación de la bomba de acelerante ha demostrado ser un avance importante en los procedimientos de concreto lanzado.

Acelerante líquido.

Se afirma a menudo que el éxito de la capa de concreto lanzado como soporte de roca depende de la magnitud de la capacidad que se pueda lograr en el menor tiempo posible. Esto significa que debería aplicarse el concreto lanzado lo más pronto posible después de hacer las tronadas, y que sería muy conveniente contar con una alta resistencia a edades tempranas. El primer requisito, se puede lograr fácilmente usando plantas técnicamente reconocidas para el lanzado tales como el ROBOT y el TRIKER; y el segundo, utilizando acelerante líquido.

Introduciendo agua y acelerante en una bomba dosificadora en buenas condiciones, se pueden obtener las proporciones requeridas directamente en el chiflón. Así, es posible manejar concreto lanzado de fraguado casi instantáneo. Los sistemas de mezclado por volumen para fabricar concreto lanzado, no son recomendables cuando se usan acelerantes, ya que la presencia de humedad en los agregados, puede causar un fraguado prematuro. La adición de acelerantes en el cañón puede significar riesgos también por la dificultad en garantizar la dosificación correcta y la mezcla uniforme.

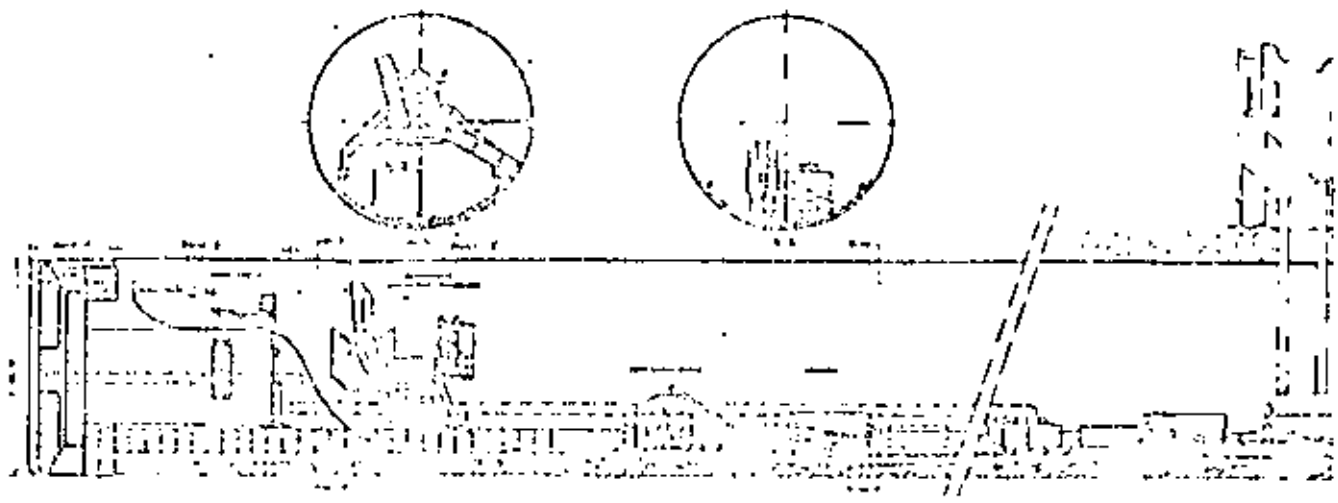


FIG 19.- Equipo para lanzamiento automático (Beit-ersberg).

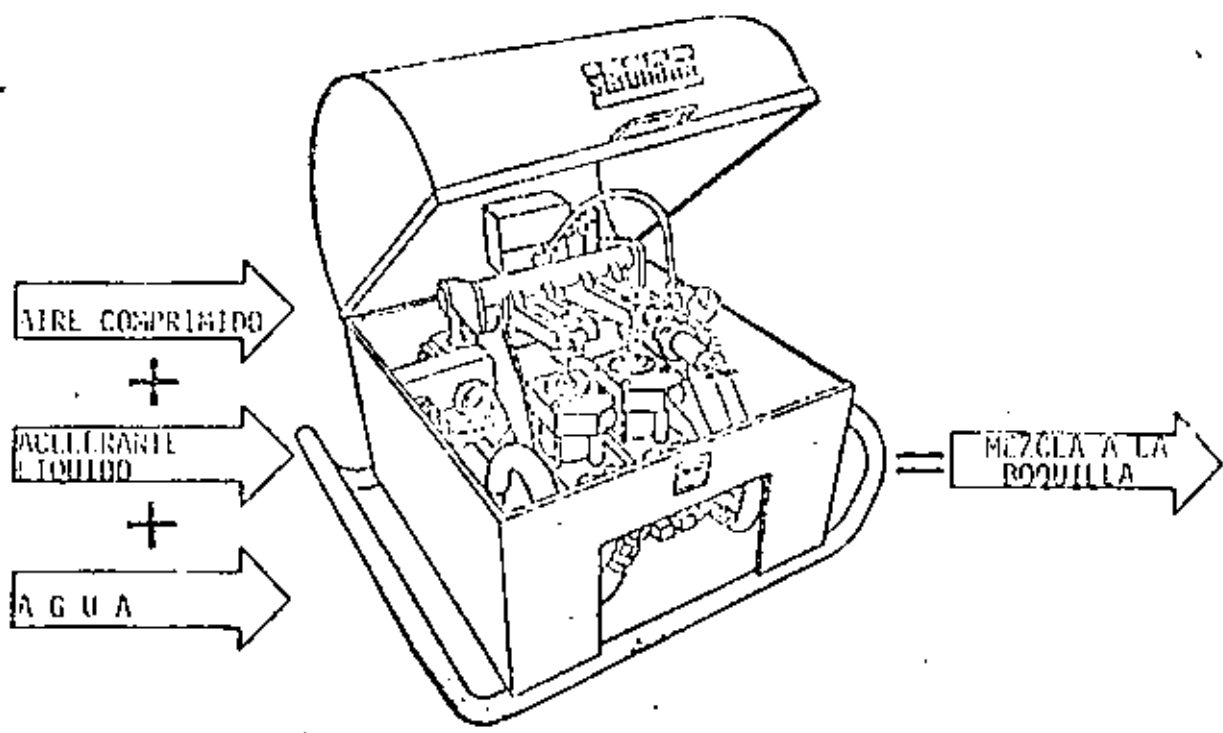


FIG 20.- Bomba para dosificar, mezclar y presionar acelerante líquido concentrado y agua.

la figura muestra el efecto de los acelerantes en la resistencia a compresión del concreto lanzado. Las pruebas las realizó el Consejo Estatal de Energía de Suecia por medio de pruebas de penetración Proctor modificada para la primera parte (0 a 1.5 MPa) y con pruebas de agujas para la otra parte (1.5 MPa a 10 MPa). Después, se desarrollaron muchas pruebas de laboratorio para determinar la resistencia a compresión real. Se debe tener presente que la mayoría de los otros acelerantes usados en concreto lanzado, reducen la resistencia final del concreto, algunas veces al grado de no poderse tolerar. Los acelerantes líquidos para concreto lanzado, generalmente, se basan en silicatos compuestos y no poseen cloruros.

La efectividad del acelerante depende principalmente de su capacidad para fijar las sales de calcio en el agua del cemento, evitando así que se forme una capa de EH ringite alrededor de las partículas de cemento que aparece en el proceso normal del fraguado del concreto. La ausencia de esa capa, permite que se efectúe más rápidamente la reacción de los aluminatos, provocando un fraguado rápido. Los acelerantes líquidos también contribuyen directamente a este fraguado rápido formando un gel con los componentes en el agua cemento.

Concreto lanzado reforzado con fibras de acero.

Algunos países, tal vez encabezados por Suecia, tienen grandes programas de investigación acerca del concreto lanzado reforzado con fibras. Dentro de este programa de investigaciones, se efectuó una prueba a gran escala en condiciones reales de campo en 1974. La superficie de prueba consistió en $4,500\text{m}^2$ de roca dura en una refinería en Brattjorden en la costa occidental de Suecia.

A pesar de que las mezclas secas durante estas primeras pruebas contenían solo 0.7% de fibras en volumen ($l=25\text{ mm}$, $d=0.4\text{ mm}$) la capa continua de concreto lanzado de 30 mm se comportó muy satisfactoriamente. La alternativa de diseño convencional hubiera significado 70 mm de concreto lanzado con juntas a cada varios metros.

También se estudiaron diferentes tipos de fibras, varios aditivos para reducir el rebote y la influencia del contenido de cemento en la cantidad de éste último. Las propiedades motivo de la investigación fueron, resistencia a compresión, resistencia a tensión, resistencia a flexión, propiedades de deformación y densidad.

La mezcla seca usada fue principalmente 1:4 (cemento/agregados), en peso, con material menor que 16 mm (5/8"). Los mejores resultados se obtuvieron con fibra ondulada de 20 mm de largo y 0.35 mm de diámetro. La resistencia a tensión del concreto lanzado reforzado con fibras aumentó un 50% y la resistencia a flexión aumentó 180% con respecto a la del concreto lanzado convencional. Aún, la resistencia a compresión aumentó considerablemente lo cual, no es usual. Estos datos, corresponden a un contenido de fibras en la mezcla seca de 2.3% en volumen, o sea, una cantidad que pudiera manejarse sin problemas con el equipo mecánico mejorado.

En virtud de que el rebote de las fibras es mayor que el rebote de otros materiales, al contenido real de fibras en la prueba fue bastante menor que en la mezcla seca y se calculó del orden de 1.34%, en volumen.

Después de que se hicieron estas pruebas, se han hecho muchos intentos para encontrar métodos que reduzcan el rebote en general y el de las fibras en particular. Los resultados preliminares han demostrado que el rebote se puede disminuir considerablemente tomando medidas tan sencillas como bajar ligeramente la velocidad del material en el chiflón.

Una propiedad que ha hecho al concreto lanzado tan adecuado para refuerzo de túneles es su relativamente alta ductilidad, especialmente poco tiempo después de su aplicación. Por medio del concreto lanzado reforzado con fibras, esta propiedad mejora todavía más.

La diferencia más notable en el comportamiento del concreto lanzado entre el ordinario y el reforzado con fibras está en la ductilidad o resistencia después del agrie-

tamiento. Esto también pudo demostrarse claramente con las pruebas secas.

Usando el equipo descrito anteriormente, en mezcla seca de concreto lanzado convencional, se puede obtener una producción rápida y altamente mecanizada. Aún en grandes túneles, se puede evitar el uso de andamios o plataformas. Pero si se desea reforzar el concreto lanzado convencional con retículas de varilla, entónces entran en juego nuevos factores que llevan tiempo y maniobras. Se puede usar el refuerzo con fibras, en su lugar, y ahorrar mucho tiempo que es importante sobremanera para el refuerzo temporal. Por sólo esta razón, el concreto lanzado reforzado con fibras seguramente llegará a ser de mucha importancia en la realización de túneles en el futuro.

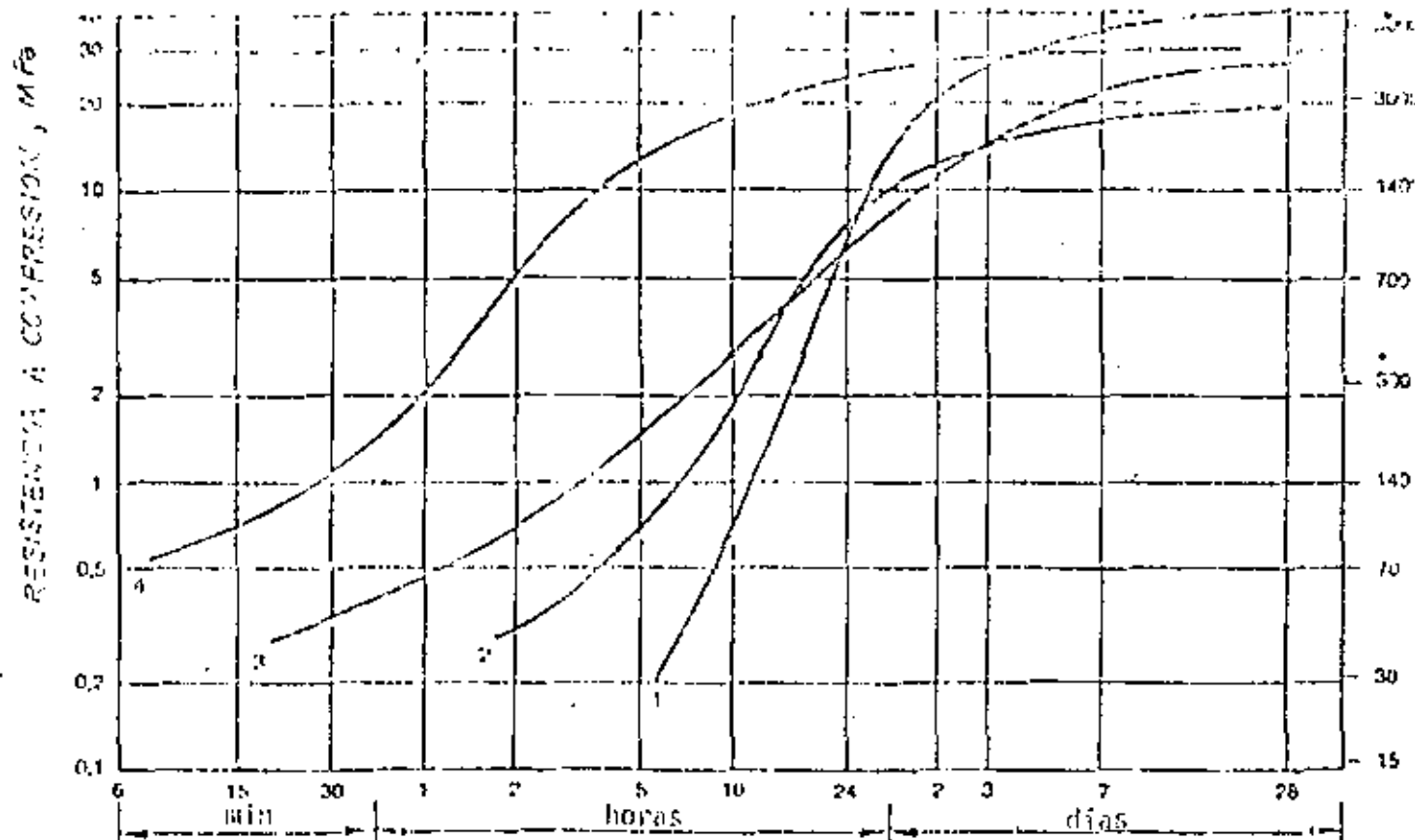


FIG 21.- Efecto de diferentes aceleradores en la resistencia a la compresión:

1. Ningún acelerador
2. Acelerador en polvo, cantidad normal
3. Acelerador líquido, cantidad normal
4. Acelerador líquido, cantidad excesiva moderada

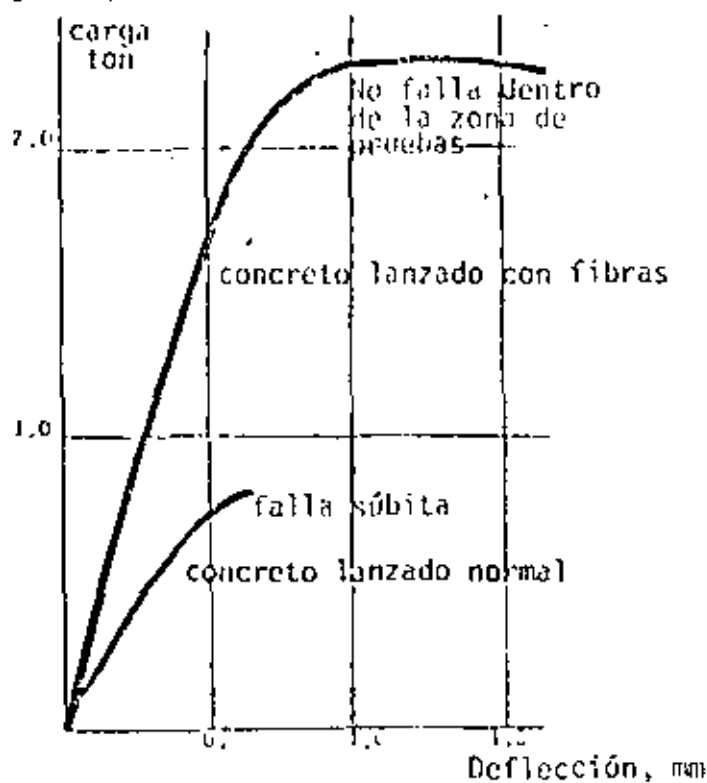


FIG 22.- Relación entre carga y deflexión con concreto lanzado normal y con fibras.

CONCLUSIONES

En resumen, deseo enfatizar que como se ha mostrado, el concreto lanzado es un método confiable para soporte de túneles, algunas veces superior a los métodos más tradicionales, especialmente en rocas suaves y en condiciones de trabajo muy desfavorables.

Las mediciones de esfuerzos y deformaciones en el concreto lanzado como refuerzo pueden dar buena información acerca de las condiciones del suelo o roca que se pueden esperar en un proyecto de túneles, pero nunca podrán remplazar totalmente a la información continua de apoyo que proporcionan los ingenieros experimentados, especialmente en aspectos de geología.

Se debe enfatizar que, especialmente en terrenos que muestren un comportamiento visco-plástico y bajo condiciones de esfuerzos altos, puede convenir o aún ser necesario retrasar la aplicación del concreto lanzado hasta que se haya presentado un cierto relajamiento controlado.

Más aún, la experiencia práctica ha demostrado que las fuerzas que obran en los túneles son considerablemente más bajas que las utilizadas por los diseñadores, siempre que el refuerzo del túnel se lleve a cabo correctamente. Se puede decir que, el soporte de túneles en la actualidad todavía se encuentra sobre diseñado.

Finalmente, es a la vez triste y molesto que se trate al concreto lanzado con tanta injusticia. Esta actitud se debe probablemente a la falta de conocimiento tecnológico y al hecho de que no existen criterios de diseño satisfactorios para utilizar al concreto lanzado como refuerzo. La falta de tales especificaciones probablemente es el resultado de las características propias de los sistemas de concreto lanzado. El resultado es que el concreto lanzado se usa principalmente en túneles donde su necesidad es discutible y se le excluye por considerarlo inadecuado en formaciones rocosas en las que sería de mayor utilidad.

6.- BIBLIOGRAPHY

1. Alberts, C. and Bäckström, S., Instant Shotcrete support in Rock Tunnels, Tunnels and Tunnelling, January 1971.
2. Kramers, M., Erfarenhet från sprutbetongförstärkning (Experiences from shotcrete support projects) IVA Bergmekanikkommittén, Stockholm, March 1967.
3. Kramers, M., Shotcrete Support in bad rock, (Experiences from Projects Abroad) Engineering Science Academy, Stockholm 1977.
4. Kramers, M., The Swedish approach to rock support, Water power and Dam Construction, September 1978).
5. Kramers, M., and Sjoestrom, Shotcrete as a support system, Tunnels and Tunneling, 1978.
6. Mahar, J.W., Parker, H.W., Wuellner, W.W., Shotcrete Practice in Underground Construction, Dept. of Civ. Eng., University of Illinois. Report No. FRA-OR&D 75-90, 1975.
7. Mason, B.E. and Mason, R.E., "Shotcrete Support with Special Reference to Mexico City Drainage Tunnels", Rock Mechanics, Vol 4, 1972, pp 115-128.
8. Mason, R.E., Shotcrete at Mexico City. Tunnels and Tunnelling, March 1974.
9. Rabcewicz, L.v., "Dimensioning of Underground Excavations", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol 113-114, 1963.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



CONSTRUCCION DE TUNELES

CONSIDERACIONES BASICAS EN EL DISEÑO
DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

DR. KALMAN KOVARI

JUNIO, 1979.



CONSIDERACIONES BASICAS EN EL DISEÑO DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

KALMAN KOVARI

Instituto Federal de Tecnología,
Zurich.

RESUMEN

Después de hacer un breve repaso de los factores que intervienen en el comportamiento de excavaciones subterráneas se presenta una descripción del uso de métodos numéricos en trabajos de tuneles.

También se ilustra el uso de estudios de algunos parámetros que señalan los factores importantes que se deben considerar en ciertos casos particulares. Se discuten las mediciones de campo durante la construcción, como una ayuda de diseño mas de mucha importancia.

1. INTRODUCCION
2. EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS
 - 2.1 Propiedades de los materiales
 - 2.2 El estado inicial de esfuerzos en el terreno
 - 2.3 Dimensiones y forma de las excavaciones subterráneas
 - 2.4 Método de construcción y mediciones en soportes
3. AYUDAS DE DISEÑO EN TRABAJOS DE TUNELES
4. CALCULOS ESTATICOS
 - 4.1 La computadora como una herramienta para el diseñador
 - 4.2 La estabilidad de excavaciones subterráneas
 - 4.2.1 Modelos de cálculo para macizos rocosos con presión de aflojamiento
 - 4.2.2 Modelos de cálculo para macizos rocosos con presión de roca efectiva
 - 4.3 La interacción de estructuras
5. MEDICIONES DE CAMPO EN TRABAJOS DE TUNELES
 - 5.1 Parámetros observados
6. COMENTARIOS FINALES

6. COMENTARIOS FINALES

El diseño eficiente de grandes excavaciones subterráneas requiere de diferentes fuentes de información. Entre las más importantes se encuentran las exploraciones geológicas, los estudios de mecánica de suelos y de rocas, los cálculos estáticos y las mediciones de campo durante la construcción. La forma de utilizar los programas de computadora y los criterios para interpretar los resultados obtenidos, todavía es materia de discusión. Esta es la razón principal por la que todavía no existen procedimientos de diseño establecidos para trabajos de túneles. Sin embargo, los conceptos poco conocidos al efectuar razonamientos puramente teóricos pueden compensarse con observaciones directas en el campo y con la experiencia bien fundamentada de los diseñadores.

BASIC CONSIDERATIONS ON THE DESIGN OF UNDERGROUND OPENINGS
PROBLEMES DES PROJETS ET DE L'EXECUTION DES TRAVAUX SOUTERRAINS
PROBLEME DER PROJEKTIERUNG UND AUSFUHRUNG VON UNTERTAGBAUTEN

Kalman KOVARI

Dr. sc. techn.

Federal Institute of Technology, Zurich

SUMMARY

After a brief review of the factors governing the structural behaviour of underground openings a survey is given of the use of numerical methods in tunnelling. The use of parametric studies to enable the important factors in a particular case to be singled out is illustrated. Field measurements during construction are discussed as a further design aid of equal importance.

RESUME

Les possibilités des méthodes de calcul numérique dans la statique des tunnels sont expliquées après une courte discussion des facteurs qui influencent le comportement des ouvrages souterrains. Ces calculs font l'objet d'études de paramètres, ce qui permet la détermination des facteurs importants dans chaque cas particulier. Un autre moyen auxiliaire important pour les projets, l'exécution de mesures in-situ, est aussi discuté.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach einer kurzen Diskussion der Faktoren, welche das Verhalten von Untertagbauwerken beeinflussen, werden die Möglichkeiten von numerischen Berechnungsmethoden in der Tunnelstatik erläutert. Solche Berechnungen führt man im Sinne parametrischer Studien durch, damit die Faktoren, welche für einen gegebenen Fall wesentlich sind, erkannt werden können. Als ein weiteres nützliches Hilfsmittel werden noch die Kontrollmessungen am Bauwerk erörtert.

1. INTRODUCTION

The design of underground openings like tunnels, subways and chambers in soil or rock was in the past almost purely a matter of experience. In the last two decades, however, new methods of site investigation, systematic measurements in the field and computational methods have been introduced as powerful design aids in order to arrive at safe and economical structures. In fact, the increasing worldwide activity in the construction of underground openings and the frequency of large projects even under difficult geotechnical conditions call for a continual improvement in design principles. The basic cause for the development of displacements in the ground around the opening or for the occurrence of rock and earth pressure phenomena is the disturbance of the stress field in the virgin rock or soil due to the creation of the opening. Each step in the excavation process involves a redistribution of stresses in the ground, thus transforming the primary state of stress into the secondary state. Temporary and permanent support like anchoring and tunnel lining have the task of restoring a new state of equilibrium, firstly for the construction period, and secondly for the service life of the structure. In many cases a new equilibrium state is required under the rigorous condition of limited displacements around the openings, for instance, in subway construction settlements of buildings and traffic surfaces have to be kept to a minimum.

2. THE STRUCTURAL BEHAVIOUR OF UNDERGROUND OPENINGS

The tunnel support (lining, anchoring, etc.) and the surrounding rock form a unit which is looked upon as the actual structure in tunnelling (Fig. 1). In practice, the behaviour of this structure is often characterised by the nature of the rock pressure, i.e. the effective contact stress between the ground and the lining. The magnitude, distribution and time variation of the rock pressure are important indicators of the sort of problem arising in tunnelling. The deformations of the tunnel section and the displacements in the rock together with their time dependent characteristics, however, are also good indicators for the behaviour of the structure.

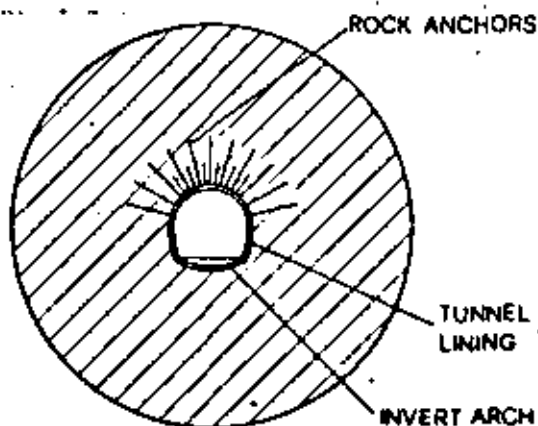


Fig. 1 Tunnel support and rock forming a structural unit

Keeping the rock pressure under control and limiting the deformations respectively in the most economical way often presents the main problem in tunnelling. In the solution of this problem it must be kept in mind that the behaviour of an underground opening depends essentially on four groups of factors, namely

- material properties (soil, rock mass)
- the primary state of stress in the ground
- the size and shape of the opening and
- the method of construction

2.1 Material Properties

The materials in tunnelling - soil or rock - are not chosen as in some other branches of structural engineering rather they are encountered. Their mechanical properties are determined by means of geological surveys and soil and rock mechanics investigations. As far as possible this information should be obtained well in advance of the construction. Generally drill holes or adits give access to the material in the area of the planned underground opening. Often, important information is gathered from outcrops on the surface, as well as by using the experience gained from previous constructions under similar geotechnical conditions. The rock properties on the scale of specimen size together with the structure of the rock mass determine properties on the scale of the construction. The rock structure is given by stratification, schistarity and jointing. The latter constitute actual or potential surfaces of separation or slip. Therefore, their frequency and orientation in space are generally of great importance. The material tests in the laboratory comprise soil mechanics investigations, uniaxial and triaxial compression tests and frequently direct shear tests on surfaces of weakness. Load tests in boreholes or even trial sections in tunnels or chambers on a reduced scale or on full profile can, in certain cases, be applied with advantage as further methods of investigation.

Of the many aspects that are important for the geological conditions only two are given special mention here, namely the presence of water and the rock types containing clay or anhydrite. Water inflow in even relatively small quantities into the opening may affect substantially the progress in excavation. The water may reduce the strength of the material by decreasing its cohesion or by decreasing the effective normal stresses in the sense of Terzaghi. When tunnelling in saturated soils special measures, often very expensive, must be taken in order to prevent infiltration and to stabilize the ground, for example, ground water lowering, application of air pressure, hydro shield or ground freezing techniques. Rocks containing clay or anhydrite give rise to special problems in tunnelling. Such rocks, e.g. marlstones and anhydrite, can swell, i.e. increase considerably their volume due to absorption of water, whereby a substantial amount of heave in the bottom of the tunnel may occur. The tunnel lining (invert arch), in resisting the heave, may be subjected to high swelling pressures. In tunnelling practice, unconstrained heave of up to 70 cm may occur (1) and swelling pressures of up to 3,5 MN/m² have been reported to act on the invert arch (2).

Many of the unexpected difficulties that arise in tunnelling can be traced back to an inadequate knowledge of the material properties. The actual rock conditions are often, in fact, first known as the underground opening is under construction. This is specially true for deep tunnels, for which borehole explorations either for technical or economic reasons are out of question, or else can only be carried out to a very limited extent. Also, one only has to think of the possible variability of the material with respect to its petrographic composi-

tion and its structure (jointing etc.), then it becomes evident that it is especially important to determine the ranges in which the rock mass behaviour may be expected to vary. Here, not only static but also purely constructional considerations can be important. The greater the degree of mechanisation in the method of construction, the more important possible extreme cases in the material occurrence become. For instance, when using the shield tunnelling method in soils, if the cutting edge comes up against occasional boulders a big time delay in construction may result, which leads to increased costs. Turning to another example, the economical application of a full-face boring machine is not only limited by poor rock quality (too short stand-up time of the rock, insufficient thrust for the advance of the machine) but also in certain circumstances by a very hard, massive rock. The more uncertain the geotechnical predictions or variable the rock conditions, the more adaptable the constructional method has to be. The adaptation of the method of construction to the rock conditions is so important, that in tunnelling a rock classification may be made on the basis of the required constructional measures (3). Such a classification is then fundamental for the contract between the owner and contractor.

2.2 The Initial State of Stress in the Ground

Due to gravitational forces and possible tectonic influences, the rock is already stressed before the underground opening is excavated. Thus, one speaks of an initial or primary state of stress, which, of course, is different from location to location (Fig. 2). There are two ways in which the initial stresses may give rise to difficulties in tunnelling. Firstly, the material in the vicinity of the opening often reacts to the changes in the stress field by failure and creep processes, which may lead either to radial movement or, if it is hindered, to the development of rock pressure. Secondly, in hard rock at great depths the much feared phenomenon of rock burst may occur. This is characterized by the explosive-like separation of plate-shaped pieces of rock often of considerable size, which may endanger the lives of the people working in the tunnel. The mechanism of rock burst has not, as yet, been adequately investigated. All that is known with certainty is that the orientation of the tunnel axis in relation to the directions of the principal stresses of the initial state of stress plays an important role.

The stress tensor in the rock cannot be determined theoretically because of the changing topographical conditions, the generally complex structure of the rock mass and its nonlinear stress-strain relationship, and the tectonic forces which

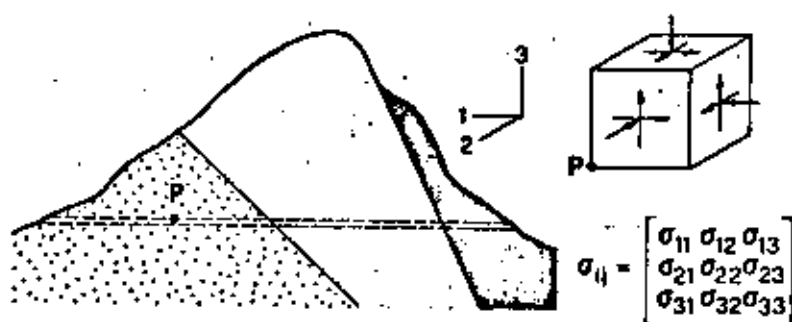


Fig. 2 Initial state of stress in the rock

may still be active today. Stress measurements in situ are only successful if the rock in the immediate vicinity of the measuring point can be assumed to be elastic, isotropic and homogeneous. Unfortunately, these conditions are often only fulfilled in those cases in which knowledge of the initial stresses due to excellent rock strength is only of secondary importance. Thus, with regard to the magnitude and direction of the principal stresses, we are left with little more than suppositions. For a more or less horizontal surface terrain it is justifiable to assume that the vertical normal stress in the initial state is approximately equal to the overburden stress of the overlying rock or soil. No generally valid statement can be made about the horizontal normal stress component. It can vary from a small fraction to a multiple of the vertical stress. The lower and upper limits for the relationship between the horizontal and the vertical normal stresses may be assessed by the failure condition of the material in the sense of the active and passive earth pressures. It may be noted that the greater the tendency for the material to creep and the greater the overburden pressure, the closer the initial stresses approach a hydrostatic stress condition. Tunnels located in slopes or beneath the bottom of a deep valley require special attention with regard to the initial state of stress.

2.3 Dimensions and Shape of Underground Openings

The relationship between the span of the opening and the average joint spacing is decisive in many cases for stability considerations. With increasing span the influence of the jointing becomes more marked and the probability of an unfavourable joint combination, which could give rise to a rock fall, increases. In the special case of soil with no cohesion the vertical pressure on the tunnel lining in the roof increases with increasing span of the tunnel. The ratio of span of tunnel to height of overburden is also an important factor. If this ratio is less than one it is not possible to develop an arching effect in the soil, not even in heavily-jointed rock. Especially large dimensions in the construction of tunnels or rock chambers are only possible, from the point of view of safety and economy, by imparting a special shape to the profile. A good example illustrating this point is a chamber in the form of a vertical cylinder with a spherical closure (Fig. 3). Statically this shape is very favourable, for horizontally we have the effect of a closed ring and a double arching action exists at the roof closure. Cavities of this form and with dimensions of about $H = 80$ m, $D = 45$ m are at present planned for underground nuclear power plants. The shape of a section is also important in the case of a tunnel. However, as

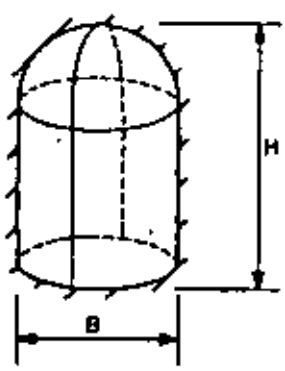


Fig. 3 Large underground chamber with statically favourable shape

a design parameter it is, in many instances, not given the attention it deserves. Should rock conditions be encountered in which high rock pressure is expected, the shape of the profile should be selected in such a way that an arching action in the rock and tunnel lining may be developed. In railway tunnels, for instance, this can be achieved by choosing shapes as shown in Fig. 4.

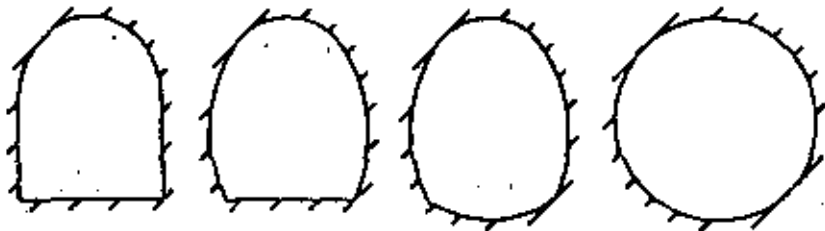


Fig. 4 Possible adaptation of tunnel profile to increasing rock pressure

1.4 Method of Construction and Support Measures

The method by which the opening is excavated along its longitudinal direction and in the cross section can have a significant influence on the development of the rock pressure and the displacements in the surrounding rock. In the case of a tunnel the profile can be excavated in a full face operation or by dividing the section in different parts and excavating it in different sequences (heading and bench method, multiple drift method etc.) Difficulties of various kinds can be overcome more easily when working in smaller cross sections. When the rock conditions require it, therefore, the profile must be excavated in two or more stages (Fig. 5), whereby staging is also employed in the direction of the tunnel axis. The first stage of excavation is in many cases well in advance of the works on enlarging the section to the full profile thus providing an useful means of rock exploration. Depending on whether the problem is to control the rock pressure or to limit the displacements in the neighbourhood of the tunnel, various constructional procedures may be chosen along the axis of the tunnel. This is illustrated by practical examples, one for a subway construction and the other for a deep tunnel, both driven through a soft rock. For the cross section one can in both cases proceed according to Fig. 6. For the subway tunnel, in order to avoid undesirable settlements of buildings in its vicinity, the invert arch of the permanent lining should be placed as quickly as possible. The time required to complete a full ring may be only a matter of days or a couple of weeks. Thus, in this way, at a distance of less than one tunnel diameter a closed ring is formed, which is statically extremely efficient. In a tunnel

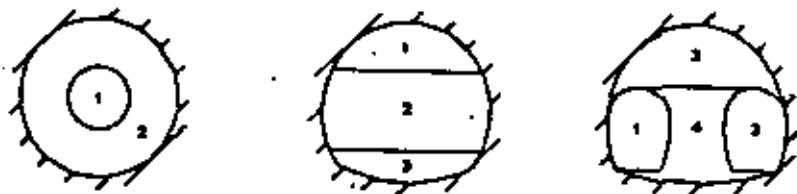


Fig. 5 Examples of multiple stage excavation in the tunnel section

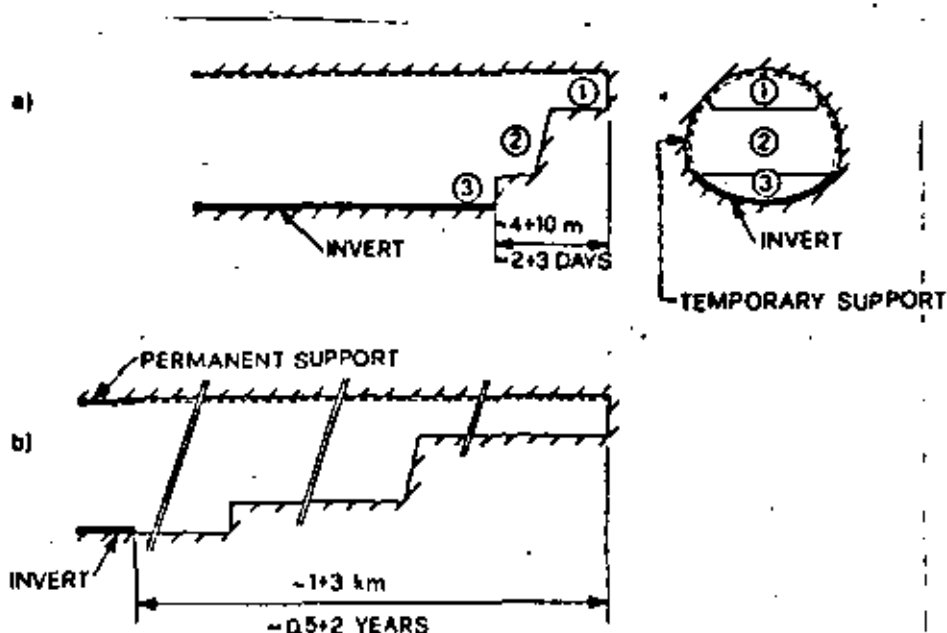


Fig. 6 Placement of an invert-arch

- a) close to the face in a subway construction
 b) at great distance from the face in a deep tunnel

situated at great depth, where high rock pressures can be developed, considerable deformations may be deliberately permitted using a flexible temporary support to keep them under control. In any case, it is impossible to prevent the deformations completely even when using a stiff lining, since the pressures that would occur may be of the order of magnitude of the initial stresses (in a depth of 1000 m there would be an overburden pressure of about 30 MN/m^2 in the rock). Thus, with the protection of a flexible, temporary support, one allows radial displacements of the sides of the opening of up to 50 cm or more, which in some cases may take years to develop. Any further deformation that might occur can then be safely prevented using a suitable ring-shaped permanent lining. This may follow the working face of the heading in a distance of a few kilometers. With regard to the conventional methods of excavation only the elementary requirement of carefully controlled blasting which causes the least disturbance of the surrounding rock is mentioned here. The rock should not be unnecessarily loosened by blasting, as this would result in a considerable loss in strength. The indisputable advantage of blast-free mechanical excavation methods is that they do not effect the in situ rock quality around the opening.

In summarising the above it holds true generally that the method of excavation and the type of support system (rigid or flexible) as well as the time and place of its installation have a profound influence on the behaviour of the underground opening.

3. DESIGN AIDS IN TUNNELLING

A clear understanding of the above factors and their importance in influencing the behaviour of an underground opening under specific conditions can only grow out of the engineer's own experience and out of his theoretical knowledge. Experience manifests itself in good structural judgement. Together with statical computations and systematic field measurements it forms the basis for decision - making both at the planning and construction stage. To what extent such modern aids should be applied on a given project depends solely on the nature of the problems arising. In the following, an attempt will be made to give an up-to-date survey of the possibilities and limitations of statical analysis and field observation techniques. By means of statical computations an attempt is made to predict the structural behaviour of the opening in an analytical way. The interrelationship between the various factors, for instance rock properties, shape and dimensions of the opening, initial state of stress etc. may be clearly seen in the calculated results. But although these results are available at the design stage, they are subject to great uncertainties. Measurements carried out on the structure enable its behaviour to be observed directly, without the actual mechanism, which gives rise to its behaviour, necessarily being illuminated. The measurements are usually carried out during the constructional phase and if carefully planned and executed they can give a true picture of the behaviour of the structure. From these considerations it is obvious that computations and measurements complement each other and only when combined are they capable of leading to a correct explanation of the structural performance in complex geotechnical situations.

4 STATICAL COMPUTATIONS

Statical computations are concerned with the numerical investigation of the external and internal forces acting on the structure as well as with the associated deformations. Computations in tunnelling are carried out mainly for the following reasons:

- i so that a particular design, based on experience, can be investigated numerically. In this way orders of magnitude can be estimated and critical points in the design recognized.
- ii so that important decisions concerning a design solution can be substantiated before professional colleagues, responsible authorities and last but not least for the designer himself.

Static analysis, since it is of a quantitative nature, offers the best framework for theoretical considerations. Experience shows that even the efforts to find a suitable structural model for computations brings to light the actual problems. We should not expect too much, however, from the static analysis of underground structures. There is a difference between computations for a tunnel and, say, for a bridge. In the case of underground structures computations are a tool for studying the problem, and they only give hints with regard to understanding the behaviour, whereas for the bridge they provide a numerical check on the design in terms of stress, deformation and stability. This could be one of the reasons for the fact that in tunnelling the use of numerical methods is sometimes either rejected completely or excessively over-rated.

The typical problem areas for the static analysis of tunnels are:

- i stability of openings
- ii interaction between structures
- iii interpretation of field measurement data

These problems are met with generally both in the planning phase and during construction. Occasionally they are also encountered after the structure has been completed, for example, in the cases of reconstruction, extensions or when disputes arise. Under the heading "stability of openings" those problems are included which occur with respect to the safety of an opening against rock fall, major break downs or inadmissible deformations. These problems concern the adequate selection of profile-shape, the method of construction and the type of temporary and permanent support. The "interaction of structures" can apply to adjacent tunnels (twin-tubes, tunnel underpass) and underground openings within the zone of influence of structures at the ground surface. In such cases - above all in subway constructions - all measures must frequently be taken for settlement and deformational criteria. The third group of problems intimately linked with the static analysis is the "interpretation of observations and measurements". A problem here is to cope with the large amount of data often obtained from a program of field measurements, and to evaluate this data such that it is useful for the case in hand as well as for structures in similar geotechnical situations. Although, in some cases, all three groups of problems can be present on the same project, for the sake of clarity we shall treat them separately.

4.1 The Computer as a Tool of the Designer

Tunnel design is still dominated by the use of a two-dimensional statical system under the condition of plane strain. In some cases, however, the consideration of three-dimensional systems is not only desirable but also justified economically. Boundary conditions must be considered at the opening and on the exterior surface, whereby displacement and load conditions have to be taken in account. The system is rendered inhomogeneous by the inclusion of various material zones. The tunnel lining is best simulated by a truss built up of pin-ended bars which also may be used for rock anchors (Fig. 7). The material property of the rock is often assumed to be described by an ideal elasto-plastic body using the Mohr-Coulomb failure criterium. Due to the presence of regular sets of joints, layers or foliation one would require in the general case a transverse-anisotropic material behaviour. The corresponding constitutive law needs five elastic and four strength parameters in order to be described completely. With the help of the computer, it is now possible to analyse easily and economically an inhomogeneous, arbitrarily-shaped body in plane strain condition consisting of anisotropic, elasto-plastic zones of material under various loading conditions (4).

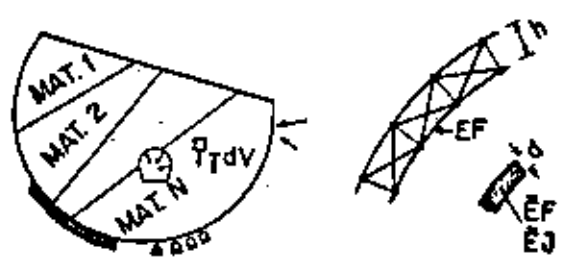


Fig. 7 Structural model with the simulation of a tunnel lining by a truss in a 2-dimensional analysis

A point of great practical importance is that the computation can be carried out in steps, which gives the engineer the possibility of modifying the input data at various stages of the calculations. In this way boundary conditions and material properties can be changed to follow as best as possible the various constructional stages. The basic numerical method for practically all cases is the finite element method (5).

4.2 The Stability of Underground Openings

Under favourable rock conditions the opening requires neither a temporary nor a permanent support. For very difficult conditions, however, the opening can be excavated only with the immediate aid of very extensive support arrangements. In quickly changing geological conditions, both extremes are often found at the same site, and there are many situations which lie in between. Thus the computational models must be adapted to the structure section-by-section depending on the type of rock pressure anticipated. A differentiation between rock pressures in terms of the following three phenomena, namely

- loosening pressure
- genuine rock pressure
- swelling pressure

corresponds to traditional engineering practice and also gives the first important indications of the kind of statical problems to be expected. The variations in model concepts are also brought about by the different ways in simulating the interaction between tunnel and surrounding ground.

4.2.1 Computational models for rock masses with loosening pressure

Such a rock mass is basically self-supporting around the excavated opening. The rock samples have a uniaxial compressive strength which is many times higher than the overburden pressure. Thus the excavation might not induce new fractures in the rock. Its behaviour is characterized mainly by the original joint pattern and by the shear strength along those joints or other surfaces of weakness. The overall deformations of the rock take place essentially before the introduction of the supports. The corresponding reduction in the cross section is negligible, and generally hardly noticeable. The danger of loosening and rock fall due to the presence of local defects, however, call for permanent and, in many cases, for temporary support as well. Unfavourable combinations of layers and joints, shattering effects of blasting and percolation of ground water can all contribute to the settling of a certain volume of material on to the lining, which exerts a pressure according to its deadweight. Because the process of loosening occurs in parts of the tunnel which cannot be determined in advance and is influenced by uncontrollable factors, its prediction computationally appears to be out of question (6). In this type of rock a reasonable approach is to assume a loading in the roof-zone of the tunnel which corresponds to the estimated volume of the loosened material. The interaction of the lining with the rock mass is taken into account by the partial embedment of the tunnel lining in an elastic continuum (Fig. 8). The modulus E , of the continuum corresponds to the deformability of the rock mass. In the computation the condition is applied that no tensile stress is transmitted between the rock and the lining. Generally it necessitates an iterative procedure. A criticism of this computational model is that all computed results are dependent upon the estimated loading and are thus questionable. One must consider, however, that by means of such computations useful relationships between important factors, like the shape

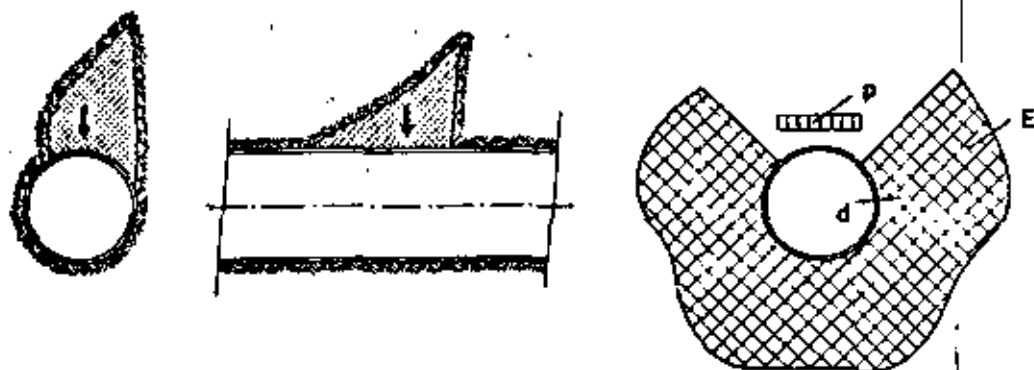


Fig. 8 Embedded lining with assumed dead load p of the loosened rock body

and size of the cross-section, the stiffness of the lining and the deformability of the rock, may be established. In this way a reasonable and rewarding parametric study can be carried out. Optimistic and pessimistic estimates of the loading can be made by considering the constructional method (protective or destructive excavation), the rock structure (jointing etc.) and the size of the opening. Similar considerations are valid for the deformability modulus, E , of the rock mass.

Such a computation is now illustrated with an example from tunnelling practice. In connection with the construction of a major hydroelectric scheme parametric studies had to be carried out for the design of several, parallel-running pressure tunnels of unusually large diameter. The rock - a compact gneiss - was well-suited to the excavation of tunnels of up to 300 m² cross-sectional area. The basis for the determination of the diameter of the opening as well as for the determination of the depth of the concrete lining were provided by a parametric study. Several loading cases, different values of E for the deformability of the surrounding rock and different lining depths were considered. In Fig. 9 the computational models for an assumed rock pressure q due to loosening and for the loading case of an external ground water pressure w (for sudden emptying of the tunnel) is represented. The bending moments M and normal forces N of the lining were computed by an iterative procedure, in which tensile stresses acting between lining and rock were eliminated.

4.2.2 Computational models for rock masses with genuine rock pressure

In contrast to the rock masses characterized by loosening pressure, in this kind of rock it is not the occurrence of accidental details such as jointing that is important, but the properties of the basic material surrounding the tunnel. Its low strength, its susceptibility to creep, the presence of water and high overburden stresses favour the development of genuine rock pressure. The deformations occur in all directions and make their presence felt in the form of a reduction in cross section. The ground exerts pressure on the tunnel support from all sides even from the bottom. The movements are strongly time-dependent but reach a standstill as a consequence of the support measures. In order to follow, by means of computations, the occurrence of failure in the rock, i.e. the spread of

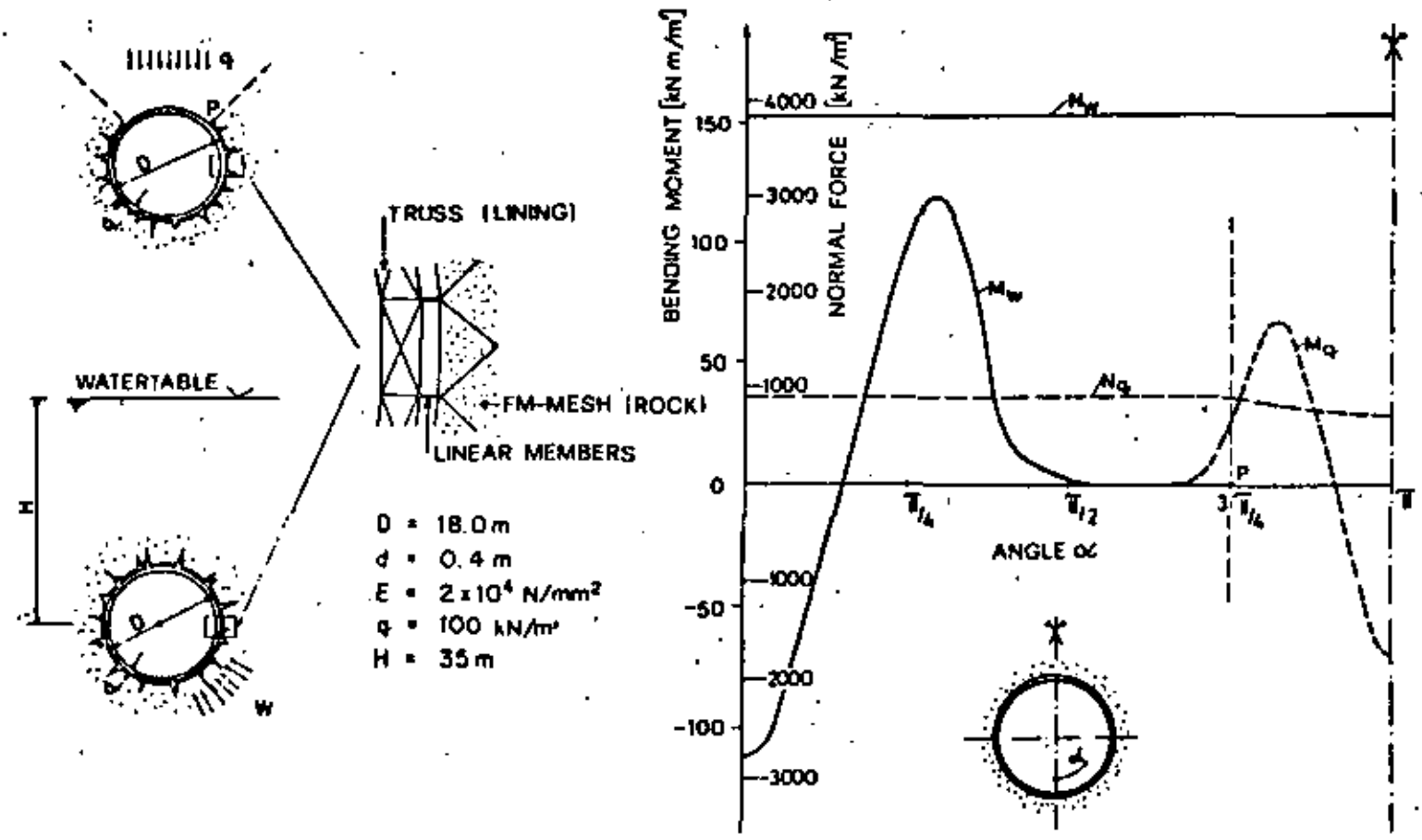


Fig. 9 Large diameter pressure tunnel : moments and normal forces in the lining due to rock load q and water pressure w

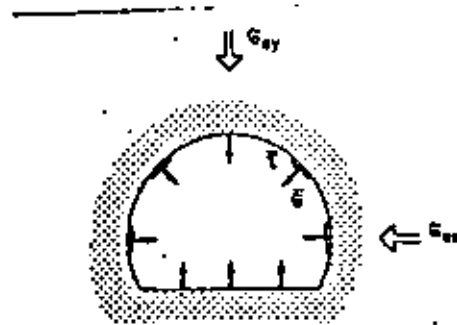


Fig. 10 Removal of boundary stresses $\bar{\sigma}$ and $\bar{\tau}$ according to the initial state of stress $(\sigma_{ox}, \sigma_{oy})$

the plastic zones, the redistribution of stresses and associated deformations, a continuous model is generally used as described in chapter 4.1. First we consider the stress redistribution in the case of an unlined opening. The excavation of a hole leads to a stress-free internal boundary. One proceeds, therefore, (Fig. 10) from the initial stress state $(\sigma_{ox}, \sigma_{oy})$, determines the stress components at the boundary $(\bar{\sigma}, \bar{\tau})$, and then applies these with reversed sign. For elasto-plastic analysis this procedure of unloading at the boundary is carried out in small steps using load increments. If, in the iterative calculation, no convergence is obtained, this may indicate an instability of the underground opening.

Next, the possibilities for considering the lining in the static system are looked at. The tunnel lining is introduced into the opening as a new and foreign structural element, using a particular constructional method. The lining is stressed as a result of those movements that occur after the lining has been placed. These rock movements may be traced back to two basic causes:

- i to a new stage of excavation in the vicinity of the lining already introduced
- ii to creep of the rock material

Even if the tunnel is excavated in full face operation and the lining is placed immediately at the face, the rock will still undergo stress changes and deformations before the lining begins to function (Fig. 11). This behaviour in the immediate neighbourhood of the tunnel face has been the subject of extensive theoretical research (7), experiments, and in-situ observations (8). We can do it, evidently, only by making extremely simplifying assumptions. These assumptions relate to deformation of the rock preceding placement of lining and to the rheological properties of material. The deformation of the rock before the functio-

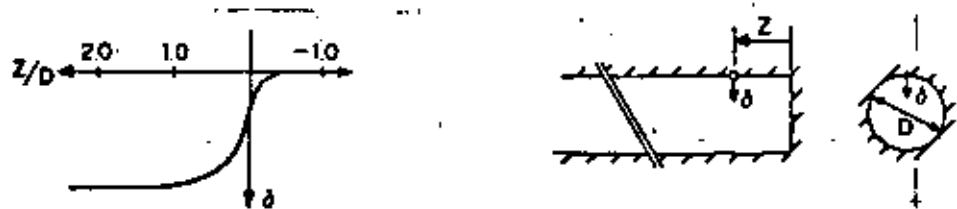


Fig. 11 Radial displacements δ in the roof of a tunnel due to the advance of the face

ning of the lining has to be estimated. The difficulties associated with the rheological behaviour of the rock are obviated sometimes by means of the use of a "long term modulus of elasticity" (9). It should be realized that here also the computed results are dependent upon the somewhat over-simplified assumptions made in the analysis. These assumptions make the results as uncertain as was the case in the behaviour of the loosened rock mass. In the static computations we shall concentrate less on the actual calculated values and much more on a parametric study. In keeping with such a "sensitivity analysis" the initial rock deformations (preceding the placement of the lining) will very often be neglected and first brought to attention in the interpretation of the results. Therefore, the stressing of the lining turns out to be excessively large. Corresponding to a given E -modulus and strength parameters of the rock one obtains beyond a certain overburden depth greatly exaggerated results, which contradict the observations made in tunnelling practice.

The formal procedure in the computations is as follows. First of all - as in the case of an unlined tunnel - the stress components at the future boundary of the opening are calculated from the initial state of stress. These are then introduced with negative sign at the boundary (incrementally for plastic material behaviour) so that the rock and the lining are simultaneously acted upon by these forces. As a result, re-adjustment of the stresses and deformations in the rock mass and the extent of possible plastic zones are obtained, as well as the bending moments and normal forces in the lining. Thus a functional relationship between the stresses, deformations, initial state of stress, deformation and strength properties of the rock, shape and size of the underground opening, as well as the stiffness of the lining is established (4).

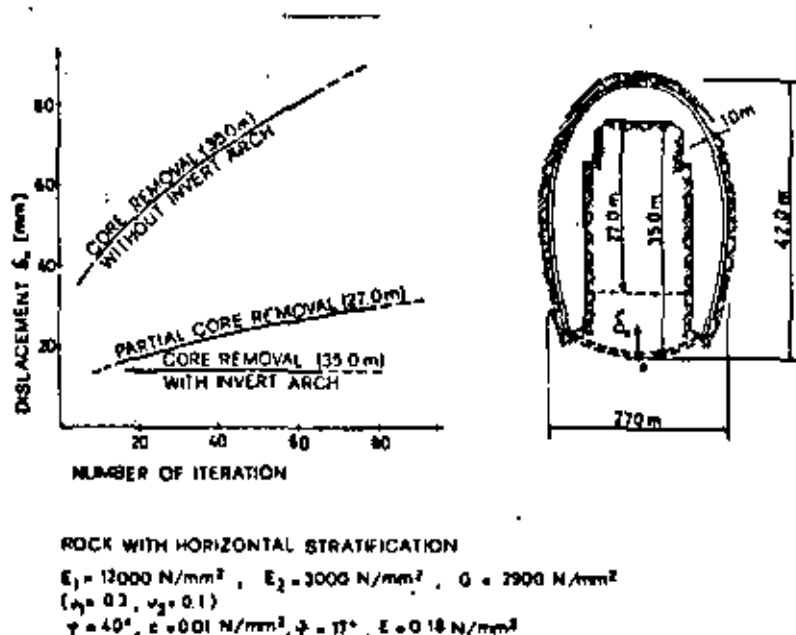


Fig. 12 Underground power station in stratified rock. Heaving δ_0 of the floor as a function of the number of iterations

An example of a stability analysis is illustrated in Fig. 12. In the construction of a large underground opening for a power station it was necessary to investigate, amongst other things, the influence of the core removal on the displacement of the rock, which was, for the most part already lined. As the material was layered both deformation and strength anisotropy had to be considered. The unloading due to the removal of the core caused plastic zones to be formed. In Fig. 12 the convergence of the heaving of the base δ_0 for the third and last unloading increment is shown as a function of the number of iterations. The figure shows clearly that only a quick placement of the invert arch guarantees the desired stability. The convergence of deformations has been interpreted as an indication of the structural stability of the system. Non-convergence was assumed to indicate a failure mechanism.

For tunnels with approximately circular cross section and under an approximately hydrostatic state of initial stress the so-called "characteristic-line method" has rendered worthwhile service [7]. The associated computational model assumes - in the strict sense - a homogeneous, isotropic, elasto-plastic continuum in which the initial stresses are in a hydrostatic state of magnitude \bar{p} . The model (Fig. 13) further assumes a circular hole of diameter corresponding to the dimensions of the tunnel. In this way only the simple case of an axi-symmetric stress analysis has to be dealt with. In order now to be able to calculate the interaction between the rock and the tunnel lining a uniformly distributed internal pressure p is assumed to act on the boundary of the opening. It is quickly recognized that for a value of $p = \bar{p}$ the undisturbed state of initial stress is maintained and thus no deformations result. A successive reduction of the internal pressure leads to radial rock deformations. The relationship between the rock displacement δ at the excavation boundary and the internal pressure p yields a curve, which represents the characteristic line for the rock. In the case of genuine rock pressure, after falling below a certain threshold value of p , failure occurs in the rock, so that the characteristic line is no longer linear. The tunnel lining (in the form of a closed ring) also exhibits a certain deformation response to an all-round pressure. Assuming elastic behaviour the "characteristic line" of the concrete lining is linear in form, as shown in Fig. 13. If the rock has already undergone a radial deformation before placing the permanent

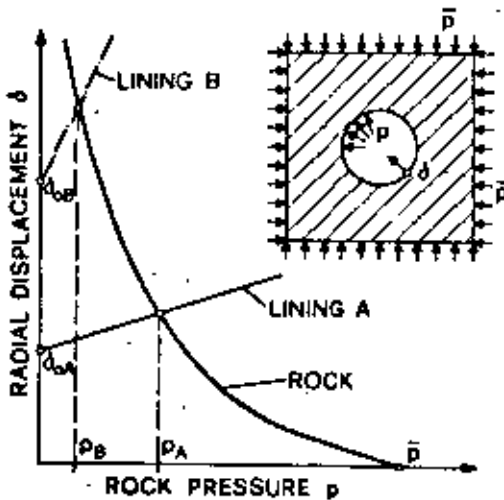


Fig. 13 Rock pressure assessment by means of the "characteristic - line method"

lining, then the corresponding straight line will begin at that value on the δ -axis. The intersection point of the straight line with the curve yields the theoretical value of the rock pressure and the corresponding value of the total rock deformation. In Fig. 13 we recognize further, that the characteristic line of the tunnel lining B leads to a lower value of rock pressure (p_R) than that of A. The reason for this is, firstly, the higher value of permitted deformation of the rock δ_{0R} and, secondly, the greater deformability of the lining (B) compared to A. Even with this greatly simplified representation the basic aspects of the interaction of lining and rock under the condition of genuine rock pressure are brought out. A better approach to problems in practice may be achieved by the introduction of visco-elastic and visco-plastic material behaviour into the mathematical model.

4.3 The interaction of structures

Structural interaction may occur in the construction of parallel tunnels, if one tunnel crosses another one or if underground openings lie within the zone of influence of surface structures (Fig. 14). In such cases - especially in subway design - the method of construction as well as the support measures are frequently determined by deformation and surface settlement criteria. The procedures used in the numerical treatment of such problems have been dealt with elsewhere [10].

A typical example, for which a parametric analysis was necessary, is the stretch 9 of the Munich subway. The particular section discussed here is situated in the centre of the city [11]. From the point of view of the statical investigations the following features had to be considered:

- the ground consists of soil with three distinct layers
- during the construction the ground water level is temporarily lowered
- despite the unfavourable ground conditions, the small overburden and the size of the underground opening, the tunnel had to be constructed by the New Austrian Tunneling Method. The temporary support consists of gunite and systematic anchoring
- permanent support is provided by a 40 cm thick concrete lining. Between the gunite and the permanent lining there is a water-proofing layer.

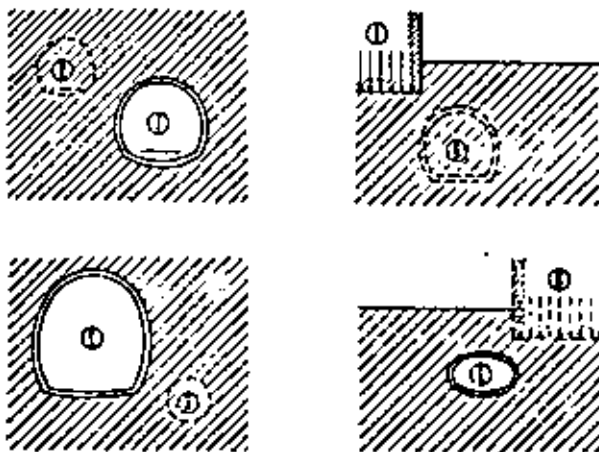


Fig. 14

Typical cases of interaction of an underground opening with other structures

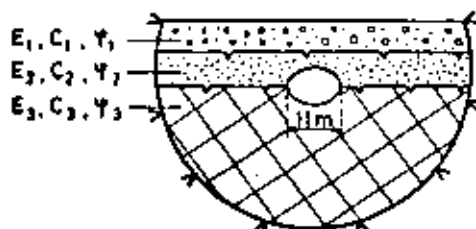


Fig. 15 Subway Munich: Computational model with three different layers of soil

The project engineer and the responsible authorities decided therefore to investigate the whole problem thoroughly by an exhaustive statical analysis. The computations were carried out using the program STAUB in Zurich. The computational model is shown in Fig. 15. Taking into account the various phases of the construction of the support - gunite plus anchors, gunite anchors plus lining and lining alone (gunite and anchors assumed to be destroyed by aggressive

d1 = no support
 d2 = only gunite EB1 = 20'000 EB2 = 150'000 EB3 = 30 000 N/mm²
 d3 = gunite with concrete vault EB concrete vault = 30 000 N/mm²
 d4 = only concrete vault

TYPE OF COMPUTATION: EL = elastic PL = elastic-plastic

LOADING CASE	COMPUTATION NO.	WATER PRESSURE	LINING				E-MOD. GUNIT			ANCHOR TYPE OF COMPUTATION		LOADING CASE
			d1	d2	d3	d4	EB1	EB2	EB3	EL	PL	
I	1			•								
	2			•								
	3			•								
	4			•								
	5			•								
	6		•									
	7			•								
	8		•									
	9			•								
	10		•									
	11			•								
	12		•									
II	13			•								
	14			•								
	15		•									
	16			•								
III	17			•								
	18			•								
	19		•									
	20			•								

Fig. 16 Subway Munich: Parametric study

ground water) - two separate linings must be incorporated into the model. Since the layer of water-proofing material greatly reduces the friction acting between the two linings, the connection between the granite and the concrete lining is simulated by using "pinned" linear members. In this way it was also possible to take into account the hydrostatic groundwater pressure acting on the permanent lining more correctly. In the table in Fig. 16 all the computations are summarized under three loading cases. One recognizes how the influence of the different factors - statical system, loading case, thickness of the lining, elastic moduli of the granite - have been investigated for elastic and elasto-plastic analyses. The computations for this load case (deep excavation for a building in the vicinity of the completed subway) use for the initial state of stress the stress field obtained in the previous calculations. The excavation is simulated by applying in increments equivalent nodal forces at the boundary of the excavation. For each increment the well-known "initial stress" approach (5) is used. The displacements caused by the deep excavation are represented in Fig. 17/a. In Fig. 17/b the final moments and the normal forces in the lining are shown. They are obtained by superposition of the results of a previous load case and that of the deep excavation.

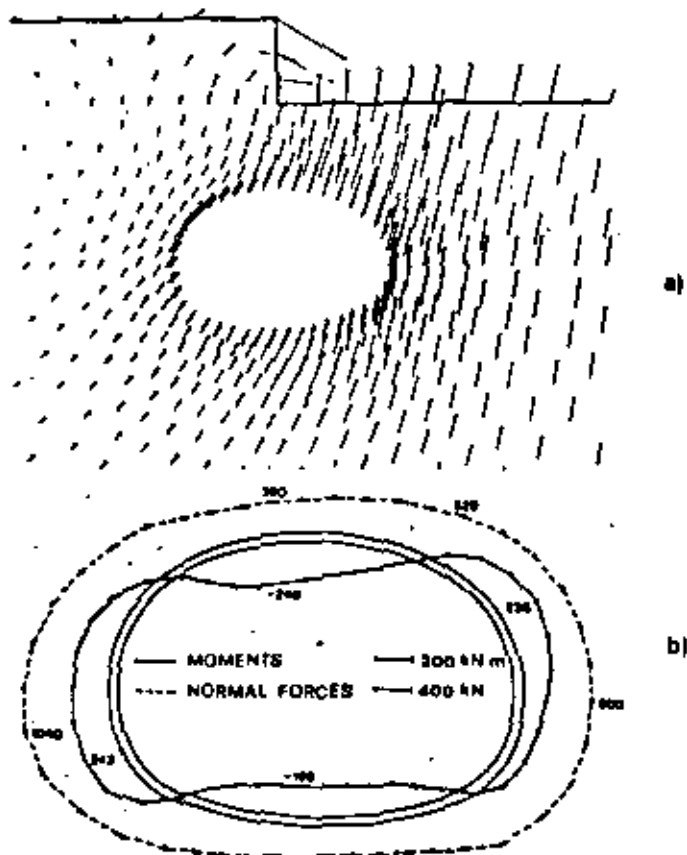


Fig. 17 Subway Munichr Computation No 15, (a) displacement field, (b) bending moments and normal forces

5. FIELD MEASUREMENTS IN TUNNELLING

The practical significance of systematic measurements for a given project depends upon the extent to which the results of the continuous observations are able at all to influence the constructional work. This point is illuminated by means of two examples. The first concerns the case of shield tunnelling with lining segments. Here the most important constructional decisions, for instance deciding upon the shield diameter for the estimated deformations of the lining ring, or designing the ring segments themselves, have to be made well before the start of the construction. The observation of the actual deformations of the tunnel profile, the movements of the surrounding ground or settlements at the ground surface have the function, mainly, of checking the structural behaviour with regard to a satisfactory design and proper execution of the works. In this way shortcomings arising in backfilling the space between the rings and the ground or concerning insufficient support of the tunnel face can be detected. In contrast, using the New Austrian Tunnelling Method [13] (with shotcrete and anchoring as a support), which may in many cases also be applied in subway construction, continuous measurements can serve as feed back signals for the constructional process. On the basis of careful statical computations a concept is worked out for the excavation sequences both in the cross section and along the axis with the corresponding support measures. If the measurements indicate a substantial deviation from the anticipated behaviour of the structure, then the most important corrective measures in the construction can still be applied. The above comparison of the two methods of construction restricted itself to the possibilities of influencing the tunnelling process by a proper use of measurements and should in no way be regarded as a general critique of the two methods, which of the two methods of construction should be applied in a particular case is decided of course by safety and economic considerations.

The basic idea of field measurements lies in the optimization of the design and construction of the underground structures. In other words, the aim is to obtain adequate safety for a minimum of cost expenditure, whereby the manifold influence of the construction time is also included in the expenditure. This does not exclude, to be sure, the conscious decision to accept a calculated risk. Since the problem of optimization is very varied, the immediate objective of the individual measurements may be concerned with quite different aspects, the most important of which are

- the investigation of material properties and possibly the determination of the initial state of stress
- safety control
- the verification of structural response to a specific method of construction
- the comparison of theoretical predictions with the actual structural behaviour.

As a general rule, the above classification of the objectives of measurements is not rigid. It is intended to indicate the main emphases. It should be noted, that mostly with the same program of measurements several aims are sought. The most important thing is that the concept, the execution and interpretation of the measurements are adjusted to suit the needs of the problem in hand.

5.1 Measured Quantities

The most important quantities to be measured when observing the behaviour of an underground structure are as follows:

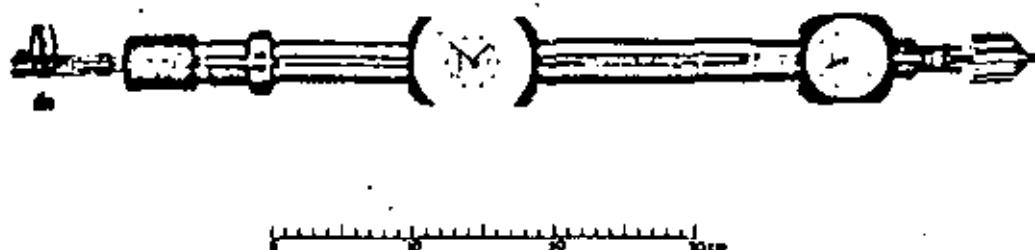


Fig. 18 The Distometer-ISETH with the displacement and the tension gauge

- Convergence of the opening
- Displacements in the rock mass or ground
- Rock or earth pressure
- Settlements of the surface terrain.

By convergence measurements is meant the determination of the relative displacement between a point on the excavation surface with respect to one on the opposite side of the opening. The two points are precisely defined by measuring bolts. The instruments work on the well-known principle of the tensioned invar steel wire or steel tape. As such measurements can be carried out quickly they do not affect the construction activities. An example for a device especially developed for the needs of underground constructions is shown in Fig. 18. It works with a tensioned invar wire (13) and permits a high accuracy of the measurements, which is particularly important when the rate of displacement has to be determined in a short time. If the wire length is designated by L the mean error m on a reading is less than $m = 5 \cdot 10^{-6} L$. Displacements in the rock mass or in the ground are generally measured by Borehole Extensometers. By means of such instruments the displacements of various well-defined points along a borehole with respect to a fixed point are measured. In fact, only the component of the displacement vector in the direction of the borehole axis are determined. The readings are carried out on the measuring head situated at the mouth of the borehole and the displacement of the marked points are transferred by steel rods. Displacement measurements of the types described above can provide a great help in checking if the structure, or its parts, are reaching or have already reached a condition of stable equilibrium, or if instabilities or inadmissibly large deformations are to be expected. Measurements can serve, therefore, as a possible warning system enabling preventive measures to be introduced in proper time. The correct interpretation of the observations, i.e. the establishment of warning levels, however, may present a difficult problem when the displacements increase steadily in time although with decreasing rate. During the construction of the Ariberg Tunnel West (Austria) under the difficult conditions of genuine rock pressure the rate of the measured deformations was found to be the most important information for the continuous adaptation of the temporary support to the changing rock conditions (14). Let us now consider typical results of a convergence monitoring system revealing the pronounced effects of the excavation sequences in the vicinity of the measuring section as well as the influence of time dependent deformations (Fig. 19). An initial change in length H is caused by the attack (1) thus removing the supporting effect of the tunnel face. Due to the subsequent placement of rock anchors (2) there will be a stabilisation of the rock wall, however, without hindering further movements during the time of the advance

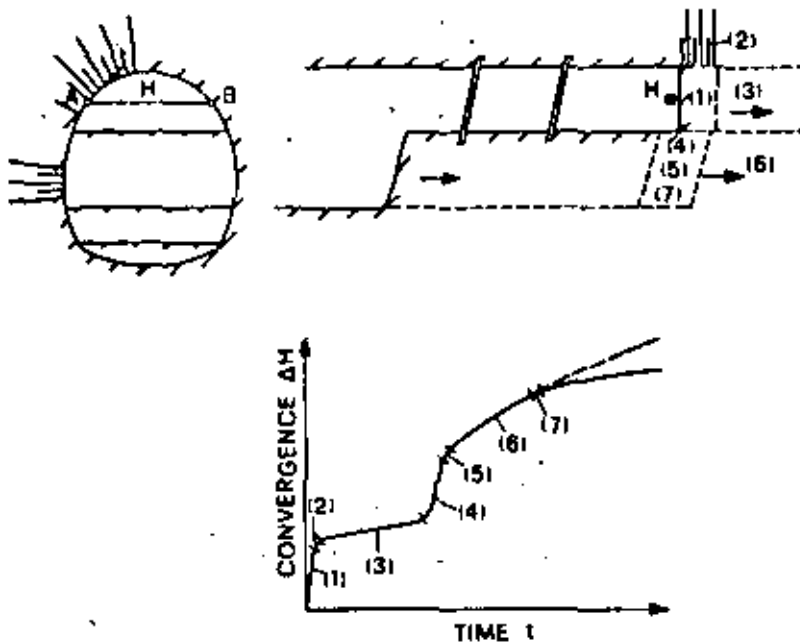


Fig. 19 Influence of construction phases and time on the convergence ΔH

of the tunnel face (3). The bench excavation (4) at the area of the measuring section will trigger new displacements and an immediate support of the walls by anchoring (5) will result in stabilisation. This anchoring may, however, turn out to be insufficient. As a preventive measure additional anchoring may be necessary (7) with the result of slowing down considerably the rate of deformation.

Typical examples for extensometer measurements are given in Fig. 20. The curves show the radial rock displacements in a borehole as a function of the depth. Based on such observations one can, for instance, determine the nature of rock pressure, which under given conditions (properties of the rock, dimensions of the opening, height of overburden, method of construction etc.) is to be expected. For this purpose measurements in access tunnels, drifts, trial headings etc. are advisable. From the amount, time variation and spacial distribution of the measured displacements in the rock an idea of the nature of the present or future rock pressure can be gained. As already been pointed out, in a situation with loosening pressure large deformations are generally observed in the area of the roof, which usually can be brought to a standstill in a short time with just temporary support measures (Fig. 20/a). In the case of genuine rock pressure the displacement field is fairly uniform around the opening and stretches far into the surrounding rock (Fig. 20/b). The deformations continue to increase over a long period of time and in many cases do not stop until a permanent lining has been constructed. The third type of rock pressure, namely swelling pressure is confined to the area of the bottom of the tunnel (Fig. 20/c) and the resulting deformations exhibit the same character as genuine rock pressure. Extensometer measurements provide useful indications to estimate the swelling potential of the surrounding rock.

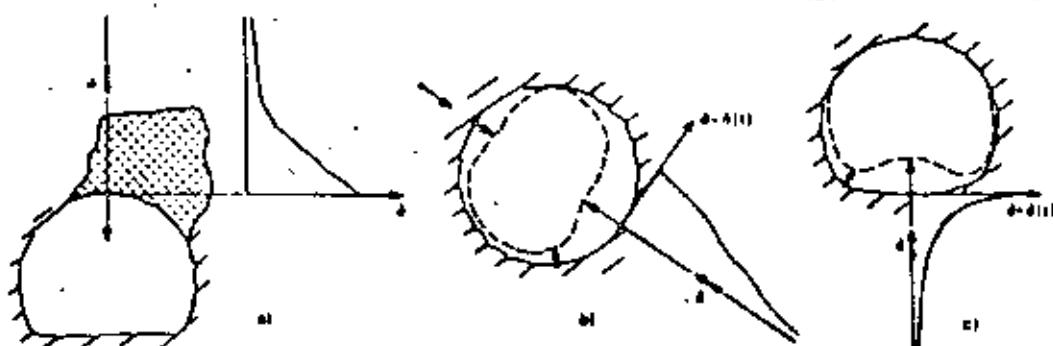


Fig. 20 Typical displacement fields associated with different types of rock pressure
 a) loosening pressure, b) genuine rock pressure, c) swelling pressure

Rock or earth pressure exerted on steel supports or on the tunnel lining may be determined by load cells. The rock pressure is then obtained pointwise along the circumference of the support structures. One of the most frequently employed devices is the Glützel-type hydraulic cell. It comprises a flatjack (fluid filled cushion) and the rock load is measured by balancing the fluid pressure in the cell.

Another possibility of rock or earth pressure determination is based on the precise measurement of the deformations of the tunnel lining. As the rock pressure causes the lining of a tunnel to deform the loads may be back-calculated according to well established procedures in structural engineering provided the material properties of the support members can be specified with sufficient accuracy. This is obviously the case with steel arches. Measurements of the strains and curvatures at an adequate number of consecutive points along the intrados of steel arches permit the determination of the bending moments and normal forces and, in turn, the magnitude of the rock pressure. Thus one obtains simultaneously three valuable, easily interpretable pieces of information, namely the deformations, the state of stress in the tunnel lining and the rock pressure.

6. CONCLUDING REMARKS

The successful design of large underground openings is based on different sources of information. The most important among them are geological explorations, soil- and rock mechanics investigations, statical computations and field measurements during construction. The way to make use of computer programs and the criteria for the interpretation of the results obtained are still the subject of some discussion. This is the main reason for the lack of standard design procedures in tunnelling. The inherent weak elements in purely theoretical considerations can, however, be compensated by direct field observations and the sound engineering experience of the designer.

REFERENCES

- (1) Golta, A.: Schwellvorgänge im Planus schweizerischer Bahntunnel, *Rock Mechanics*, Suppl. 5, 1976
- (2) Grob, H.: Schwelldruck im Belchentunnel, *Proc. of the Int. Symposium on Large Underground Openings*, Luzern, 1972
- (3) Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein: S.I.A. Norm 188, Untertagebau Zürich, 1975
- (4) Kovari, K.: The Elasto-plastic Analysis in the Design Practice of Underground Openings (Chapter 12), *Finite Elements in Geomechanics*, Gudehus, G. editor, John Wiley & Sons, London, 1977
- (5) Zienkiewicz, O.C., Valliappan, S., King, I.P.: Elasto-plastic Solutions of Engineering Problems, Initial Stress, Finite Element Approach, *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1, 1969
- (6) Terzaghi, K.: Introduction to Tunnel Geology, in *Rock Tunnelling with Steel Supports* (Proctor, R., White, T.), Youngstown Printing Co., Ohio, 1968
- (7) Lombardi, G.: Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges, *Schweiz. Bauzeitung* 12, 1971
- (8) Stroh, D., Chambose, G.: Messungen und Setzungsursachen beim Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton, *Strasse, Brücke, Tunnel*, 2, 1973
- (9) Zienkiewicz, O.C.: Continuum Mechanics as an Approach to Rock Mass Problems, *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Stagg, K.G. and Zienkiewicz, O.C. editors, John Wiley & Sons, 1968
- (10) Kovari, K.: Methoden der Dimensionierung von Untertagebauten, *Proc. of the Int. Symp. on Underground Openings*, Luzern, 1972
- (11) Lasbmeyer, F.: U-Bahn München, Los 9, Berichte der Studentagung über "Aktueller Tunnelbau in nicht standfestem Gebirge", Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Dokumentation 12, 1975
- (12) Müller, L.: Der Felsbau, Bd. III: Tunnelbau Ferdinand Enke, Stuttgart, 1978
- (13) Kovari, K., Amstad, Ch., Grob, H.: Displacement Measurements of High Accuracy in Underground Openings, *Proc. of the 3rd Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics*, Denver, 1974
- (14) John, M.: Adjustment of Programs of Measurements Based on the Results of Current Evaluation, *Proc. of the Int. Symposium on Field Measurements in Rock Mechanics*, Zürich, 1977, Balkema Publishers, Rotterdam

TECNICA DE MEDICION INTEGRADA PARA DETERMINAR LA PRESION DE ROCA.

K. KOVARI, Jefe del Depto de Ingeniería de Rocas, CH. AMSTAD, P. FRITZ, investigadores avanzados en ingeniería, ISETH, Instituto Federal de Tecnología, Zurich.

La presión de roca hace que se deforme el revestimiento de un túnel. Para investigar este problema de interacción se plantean las siguientes preguntas: primero, cómo determinar la carga sobre el revestimiento a partir de las deformaciones medidas en puntos consecutivos a lo largo del intrados del revestimiento del túnel, y después, cuáles son los instrumentos más adecuados para obtener estas deformaciones.

Consideraciones teóricas

Las siguientes investigaciones se refieren a deformaciones y cargas en el plano del arco únicamente. También se supone que las deformaciones son suficientemente pequeñas para permitir la aplicación de la teoría de deformaciones pequeñas como es usual en análisis estructural.

Cantidades medidas.-

La figura 1 muestra una porción de arco con los puntos de medición A, B y C. Estos puntos están definidos por pernos de medición que se encuentran a una cierta distancia del eje del arco. La cuerda AB determina el segmento L y la distancia perpendicular entre C y L define la altura (flecha) del arco F .

Las cantidades medidas son los cambios de longitud de F y de L .

$$f = F - \bar{F} \quad l = L - \bar{L} \quad (1)$$

Se han escogido positivas si se presenta disminución de longitud.

Para calcular la curvatura K (que en realidad debería decirse el cambio de curvatura) y la deformación axial E basándose en las cantidades medidas f y l , se utiliza el principio del trabajo virtual.

Para ángulos pequeños α_L se sabe que :

$$K = \frac{8f}{L^2} \quad E = \frac{l}{L} + \frac{8ef}{L^2} \quad (2)$$

El estado de deformación del arco se encuentra completamente definido -- por K y E a lo largo del eje del arco sin necesidad de ninguna relación esfuerzo- deformación del revestimiento.

Determinación de las fuerzas normales y momentos flexionantes a partir de las deformaciones medidas.-

Para una curvatura K y una deformación axial E dadas, se puede determinar la deformación ϵ en cualquier fibra arbitraria situada -- a una distancia y ; del eje neutro.

Aplicando relaciones esfuerzo - deformación reales $\sigma = f(\epsilon)$ para cada -- par de curvatura K y deformación E (o los valores medidos de F y ℓ de donde se obtienen) se puede determinar una sola pareja de valores -- de M y N

$$N = \int_A f(\epsilon) dA \qquad M = \int_A y f(\epsilon) dA \qquad (3)$$

Al abordar planteamientos de plasticidad, se debe tomar en cuenta el comportamiento que asume el material durante las condiciones de carga, descarga y recarga para definir las leyes que lo rigen.

Cálculo de la presión de roca a partir de los valores resultantes -- de M y N .-

Para obtener las ecuaciones fundamentales del problema de una manera analítica se supone que la carga ejercida por la presión de roca es una función continua de la longitud del arco S . En la figura 2a. se muestra un segmento finito de arco con la carga distribuida de roca que tiene -- componentes en dirección radial y tangencial, $p(S)$ y $t(S)$ respectivamente. Considerando un elemento infinitesimal de arco (fig. 2b) con todas las fuerzas que actúan sobre él y despreciando los términos -- de segundo orden, la condición de equilibrio para el elemento conduce a las ecuaciones:

$$p = \frac{N}{R} - \frac{d^2 M}{ds^2} \qquad t = \frac{1}{R} \frac{dM}{ds} + \frac{dN}{ds} \qquad (4)$$

Así pues, el método para determinar localmente la magnitud de las cargas P_i y T_i conocidos los valores discretos de M_i y N_i está expresado por:

$$P_i = \frac{N_i}{R} - \frac{l}{L^2} (M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1})$$

29

$$\dot{t}_i = \frac{l}{2L} \left[N_{i+1} - N_{i-1} + \frac{l}{R} (M_{i+1} - M_{i-1}) \right]$$

para $1 \leq i \leq (n-1)$

Principios y diseño de los instrumentos

Para medir los parámetros f y l se construyeron dos instrumentos independientes basados en principios muy conocidos utilizando partes puramente mecánicas..

EL CURVOMETRO; este instrumento mide indirectamente el cambio de curvatura de una viga recta o curva en un punto dado. En realidad, lo que se mide es el cambio en la distancia perpendicular entre el punto medio C de un segmento de arco y la línea base AB (fig. 1).

El instrumento consiste en un marco rígido simplemente apoyado de forma triangular en cuyo punto medio tiene acoplado un calibrador mecánico de cardtula.

La sensibilidad del instrumento es de 0.001 mm y la precisión de las lecturas que se puede lograr en el campo es alrededor de ± 0.002 mm.

EL DEFOMETRO: es un extensómetro mecánico con una longitud base fija L. Consiste en dos varillas paralelas, que transmiten los movimientos relativos de los pernos de medición a una cardtula.

Debe procurarse colocar las asas del instrumento a una cierta altura de las esferas de apoyo, pues en caso contrario los momentos inducidos pueden afectar los resultados de las lecturas. La dispersión de las lecturas en aplicaciones de campo es menor que ± 0.005 mm.

Aplicación en el campo

La Técnica de edición Integrada encontró su primera aplicación en la parte norte del Túnel carretero de San Gotardo, donde se utilizaron marcos [costillas] de acero. Para dar un ejemplo de una serie de lecturas se presento la figura 3, donde los valores medidos de f y l , están representados en función de la longitud del arco. La dispersión y algunos puntos disparados (punto P) son típicos. La línea continua es una curva

suave que se obtiene usando una pistola de curvas.

30

La distribución correspondiente a los esfuerzos resultantes M y N a lo largo del eje del arco se muestra en la figura 4. La distribución de la presión de roca deducida y su evolución con el tiempo se presenta en la figura 5. El valor máximo de la carga radial se obtuvo con la última lectura y llegó a ser de 200 KN/m^2 . La sección 1 que se utilizó tiene una capacidad de cerca de 500 KN/m de carga uniformemente distribuida.

Kóvari et al. presentaron una descripción de las hipótesis del método así como una discusión de sus ventajas u desventajas en 1977.

Referencias

Kóvari K., Amstad Ch., 1972. Método de medición por curvas para determinar la presión de roca. Proc. mediciones de campo en mecánica de rocas. Zurich 1971.

Tunnels & tunneling, may 1978.

FIGURA 1.- SEGMENTO DE ARCO EN LOS ESTADOS NO DEFORMADO (A, B, C) Y DEFORMADO (\bar{A} , \bar{B} , \bar{C}) RESPECTIVAMENTE.

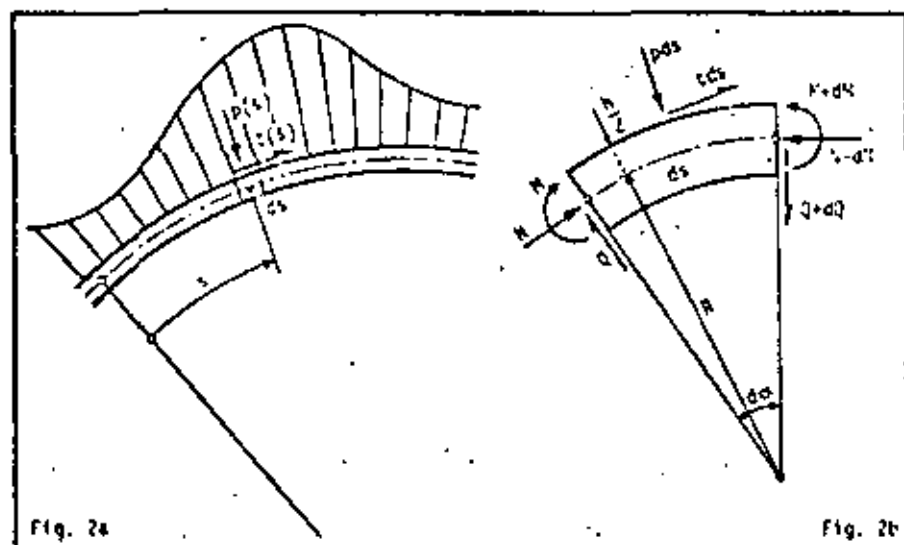
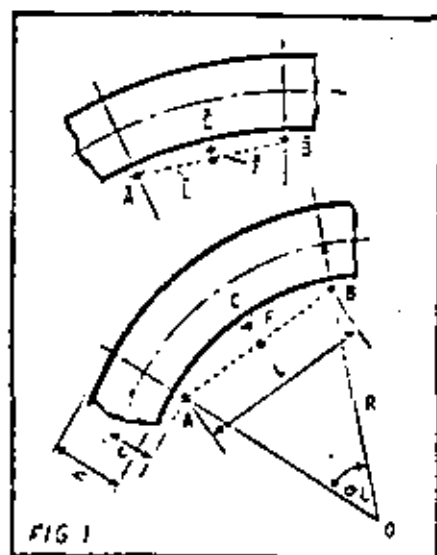


FIGURA 2a.- SEGMENTO FINITO DE REVESTIMIENTO QUE SOPORTA UNA CARGA DISTRIBUIDA DE ROCA.

FIGURA 2b.- ELEMENTO INFINITESIMAL PARA CONSIDERACIONES DE EQUILIBRIO.

FIGURA 3.- DISTRIBUCION DE LOS VALORES MEDIDOS DE F Y L A LO LARGO DEL ARCO.

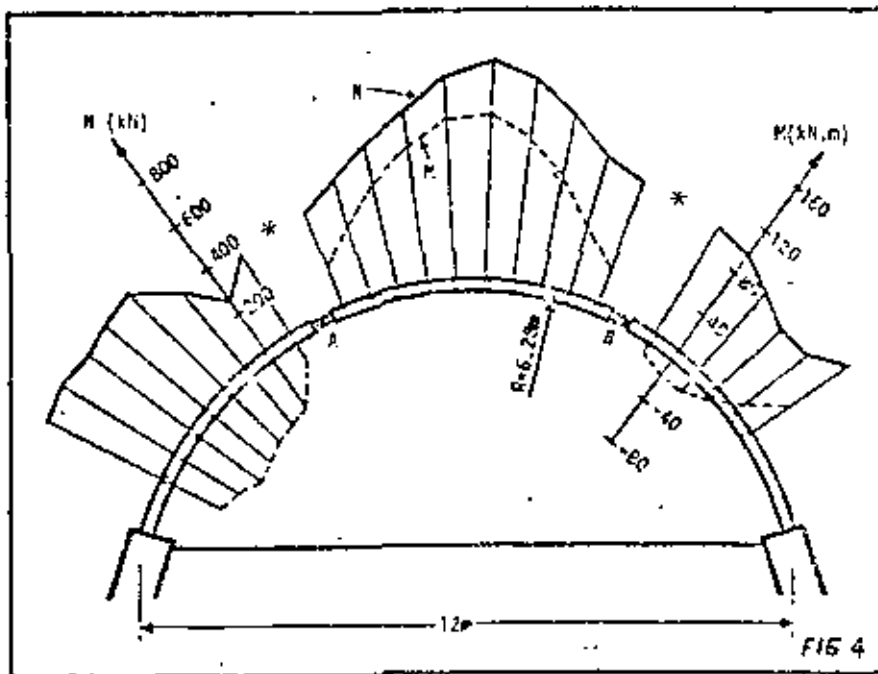
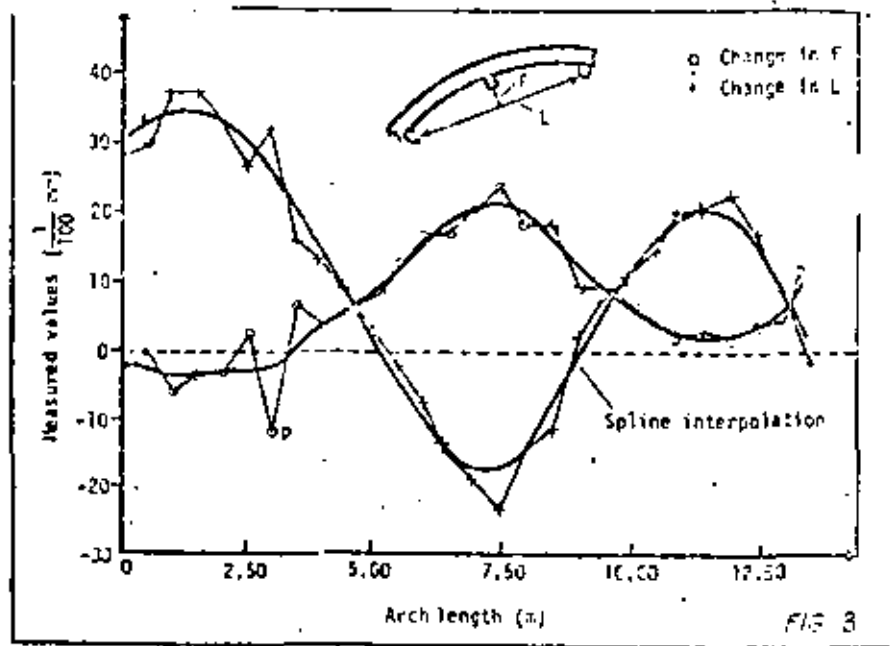
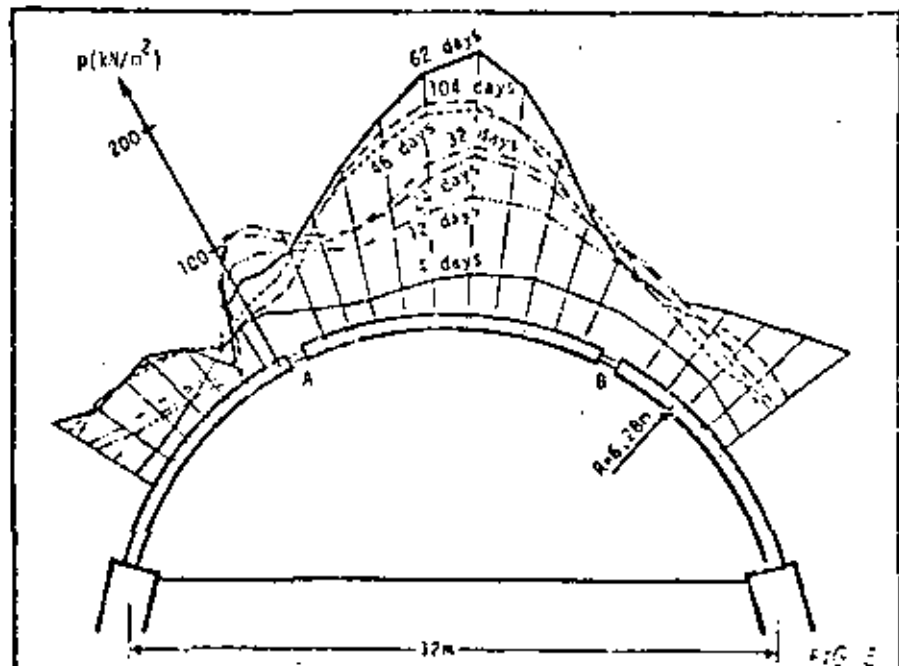


FIGURA 4.- DISTRIBUCION DE MOMENTOS Y DE FUERZAS NORMALES A LO LARGO DEL SOPORTE METALICO.

FIGURA 5.- DISTRIBUCION DE LA PRESION DE ROCA A LO LARGO DEL SOPORTE METALICO PARA DIFERENTES LECTURAS.



NUEVOS DESARROLLOS EN LA INSTRUMENTACION DE
EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

K. KOVARI, CH. AMSTAD, J.KOPPEL

Instituto Federal de Tecnología, Zurich

I N T R O D U C C I O N

EXTENSO - DEFLECTOMETRO ISETH

EL PRINCIPIO DE MEDICION

DESCRIPCION DEL INSTRUMENTO

PROCEDIMIENTO

INSTALACION DE LA CUBIERTA

OPERACION EN EL CAMPO

ANALISIS DE ERRORES

EJEMPLOS DE APLICACION

EL MICROMETRO DESLIZANTE ISETH

ANALISIS DE ERRORES

APLICACIONES

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

La elaboración de los nuevos instrumentos descritos, fue motivada por los siguientes requisitos básicos :

- los parámetros medidos directamente (los desplazamientos relativos, así como los parámetros derivados a partir de estos, una o las tres componentes del vector de desplazamientos), deberían obtenerse de manera continua en puntos consecutivos siguiendo una línea recta o una orientación arbitraria.
- los instrumentos debían ser portátiles, fáciles de manejar y no propensos a cometer errores.
- la sensibilidad y precisión lograda por los instrumentos debía ser igual o mayor que la sus componentes.

El cumplimiento de estos requisitos significa ventajas considerables pero en ciertos casos también presenta algunas desventajas. Acerca de las ventajas se podría mencionar por ejemplo, conocer la distribución continua de los parámetros medidos en lugar de contar con valores aislados en algunos lugares específicos. Esto proporciona una mayor comprensión del comportamiento de la estructura. De esta manera, se pueden detectar algunas anomalías locales, y también tener un panorama general representativo. Debido a la alta precisión de los instrumentos se pueden aplicar en una amplia gama de problemas geotécnicos. En aquellos casos en los que la tendencia de los movimientos en el suelo o en la estructura debe determinarse en el menor tiempo posible, las mediciones de alta precisión son de gran interés. Dado que los instrumentos son portátiles se pueden efectuar verificaciones frecuentes de su funcionamiento adecuado y de la exactitud especificada. También, gracias a la movilidad de los instrumentos, se pueden efectuar gran cantidad de lecturas a costo relativamente bajo.

Por el lado negativo se debe mencionar que en algunos casos de aplicación puede ser difícil o aún imposible poder realizar las perforaciones para efectuar las mediciones. Tampoco es posible, tomar lecturas de manera continua al cabo del tiempo. Finalmente, con estos instrumentos es mayor el tiempo necesario para hacer las lecturas que si se hicieran con instrumentos permanentemente fijos en sus posiciones para efectuar las mediciones.

NEW DEVELOPMENTS IN THE INSTRUMENTATION OF UNDERGROUND OPENINGS

by K. Kovári, Ch. Anstad and J. Köppel

Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland

INTRODUCTION

The measurement of displacements in soil or rock in the vicinity of underground openings provide valuable information for a better understanding of the behaviour of the structure. On the basis of systematic observations conclusions can be drawn concerning

- safety of the opening in the various stages of excavation
- effectiveness of the support measures
- nature of the rock pressure to be expected
- influence of the construction of the opening on neighbouring structures (settlements of foundations, underpassing other tunnels etc.)
- comparison of theoretical predictions with the actual structural behaviour (1).

Today there are several types of suitable instruments available that can be employed at reasonable costs for such investigations (2). The most important ones are the multiple point borehole extensometer, the inclinometer and the multiple point borehole deflectometer. As is well-known, the extensometer only measures the displacement component in the borehole axis, while the inclinometer and the deflectometer provide monitoring of rock mass movements normal to the borehole axis.

In the following a new instrument is described, which has been given the name Extenso-Deflectometer ISETH. In this single piece of equipment certain features of the above-mentioned three types of borehole instruments are incorporated. It enables the measurement of all three components of the displacement vector at consecutive points along the borehole, the axis of which may have any direction in space. This device is portable like the inclinometer. A simplified version

of the instrument is the Sliding-Micrometer ISETH, which is used to obtain the axial components of the displacements in consecutive points along the axis of a borehole. The observed quantities may also be looked upon as strains, measured on a base length of 1.0 m. Due to its high precision the instrument can also be used in concrete structures of various types, e.g. gravity and arch dams, slurry walls, piles etc.

EXTENSO - DEFLECTOMETER ISETH

Rock engineering practice shows that in many cases it is desirable to monitor the spacial displacement vectors along the axis of a borehole, as illustrated in Fig. 1, where the borehole is drilled from an adit prior to the excavation of the neighbouring opening (tunnel or rock chamber). As a result of the excavation procedure displacements will be caused in the rock, which will have components both along and normal to the borehole axis. The Extenso-Deflectometer is a suitable instrument for measuring such deformations in an economic way. The economy of the measuring technique derives from the fact that the instrument is portable, so that data can be collected from several boreholes at one or more sites in contrast to "built-in" deflectometers, which have expensive electronic equipment installed at each measuring point of the borehole. Despite its mobility the instrument possesses a very high accuracy. This is due to the application of a sound mechanical principle for setting the instrument in a measuring position.

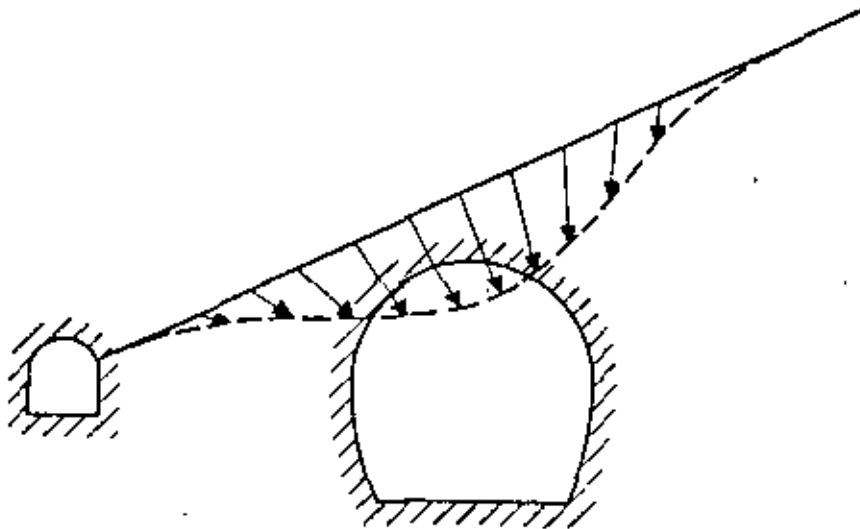


Fig. 1 Displacement vectors along a borehole due to the excavation of an opening

The Principle of Measurement

A casing, made of aluminium or hard PVC, is installed in a borehole with a minimum diameter of $\phi = 120$ mm. Measuring marks in the form of rings with special stop fittings are fixed at distances of 1.5 m apart in this tube (Fig. 2). The purpose of the measuring marks is to accept temporarily the three heads of the instrument when readings are being made. If a central mark moves relative to the neighbouring ones this displacement is registered as the difference of two readings. The measurement procedure is such that the instrument is moved stepwise from one position to another and thereby set in the measuring marks. In each position 1 readings are taken in four orientations by rotating the instrument each time through 90° . The readings (Fig. 3) comprise the relative axial displacements l_i and l_{i+1} as well as the values f_{iy} and f_{ix} , which are proportional to the relative lateral deflections F_{ix} and F_{iy} . The reading l_{i+1} is obviously just

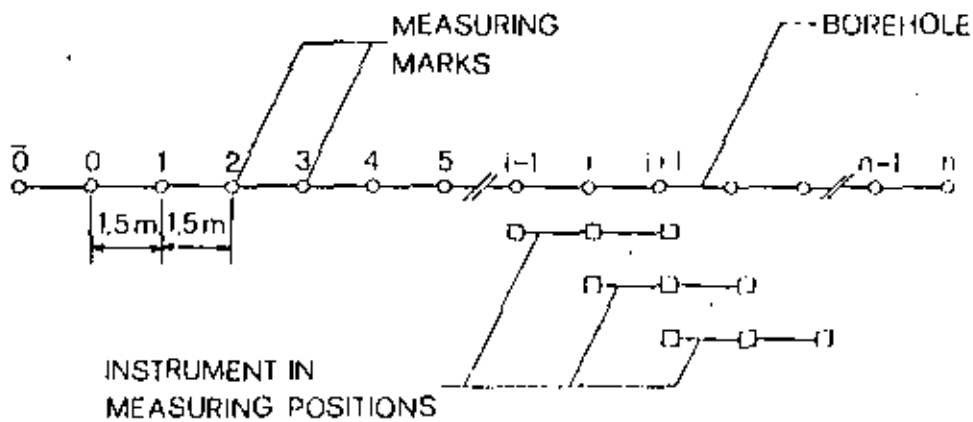


Fig. 2 Principle of measurement: Instrument positions defined by measuring marks at consecutive points along the borehole

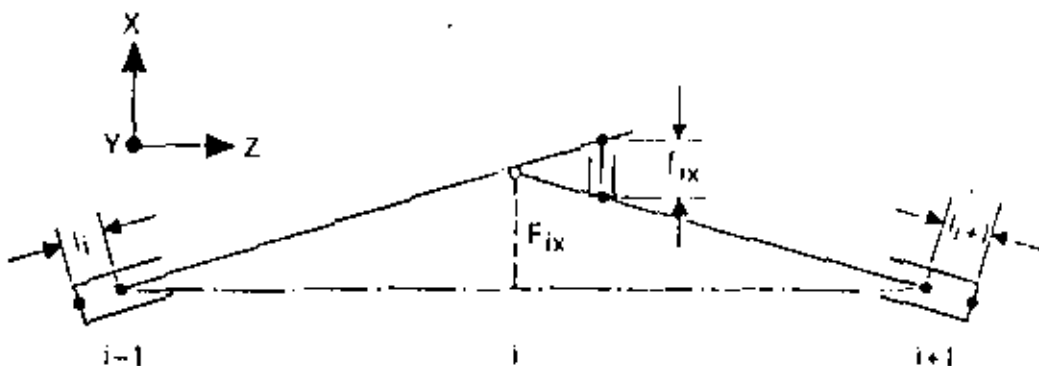


Fig. 3 Measured quantities: l_i , l_{i+1} , f_{ix} , f_{iy}

a repetition of l_1 . Normally only the changes in l_1 , F_{1x} and F_{1y} and not their absolute values are of interest, as from these the displacements in the rock can be determined. They are obtained by summation of the differential values, whereby as a boundary condition the absolute displacements at a particular point in the borehole as well as the slope at a point of the deformed borehole must be known. In practice the borehole is drilled to a depth at which no noticeable movements in the rock occur. In Fig. 2 the points O and \bar{O} are assumed to be situated in such a stable area. Another possibility of obtaining well-defined boundary conditions is to measure the displacements of the first two points in the borehole using surveying methods.

The main problem arising in the development of the Extensometer-Deflectometer was to find a simple solution with regard to setting the instrument heads in the measuring marks. Based upon theoretical considerations it was found to be necessary to set the instrument into the measuring position with an accuracy of ± 0.01 mm. This precision was in fact achieved by means of a special design of the measuring marks and the instrument heads. If the measuring marks are in the form of a right circular cone and the stops on the heads are spherical-shaped (Fig. 4), the position of the centre of the sphere with respect to the cone is correctly defined. The measuring marks and the stops on the heads are of course only parts of a cone and a sphere respectively, so that the instrument after a rotation of 45° can be passed through the marks and moved along the borehole to any position. In setting the heads it must also be ensured that the planes (x,z) and (y,z) , in which the measurements of the lateral displacements F_{1x} and F_{1y} are carried out, are also precisely defined.

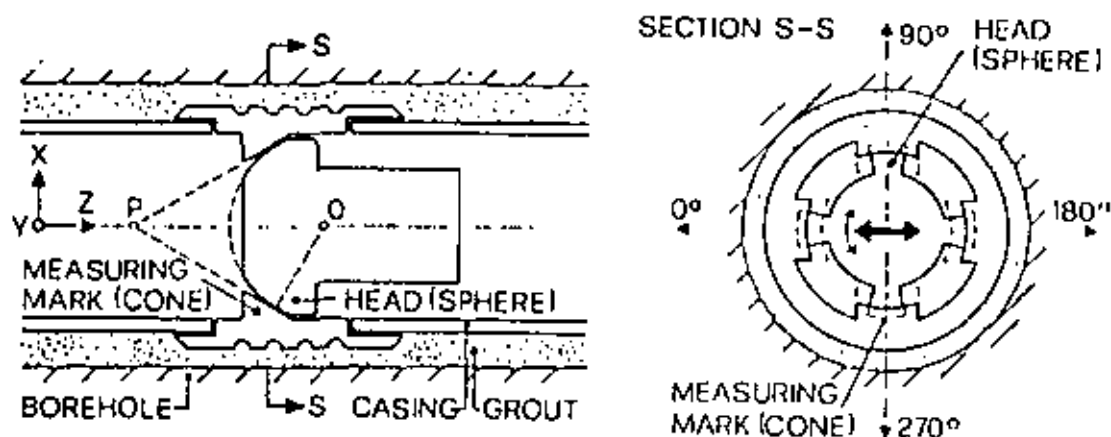


Fig. 4 Setting the instrument in the position of operation using cone and sphere surfaces

Description of the Instrument

The instrument consists of an external bracing part and an internal measuring portion (Fig. 5). The central head M of the bracing part is connected to the outside heads A and B by means of two protective sleeves. The connection of these sleeves with M is hinged, with A and B telescoping in a spring loaded way. A small amount of twisting of the heads is permitted by the joints in order to follow any possible spiralling of the casing. The springs at A and B contract the instrument so that the distance between the heads is a few cm less than that between the measuring marks. When setting the instrument into a position of operation the heads have to be pulled into the measuring marks while further stretching of the springs. In this way the heads will be pressed to the measuring marks providing a stable condition for the readings. The exact orientation of the device with respect to rotation around its axis is facilitated by a spring supported guide beam at the head A. Thus, the installing rods are only used for a rough positioning of the instrument.

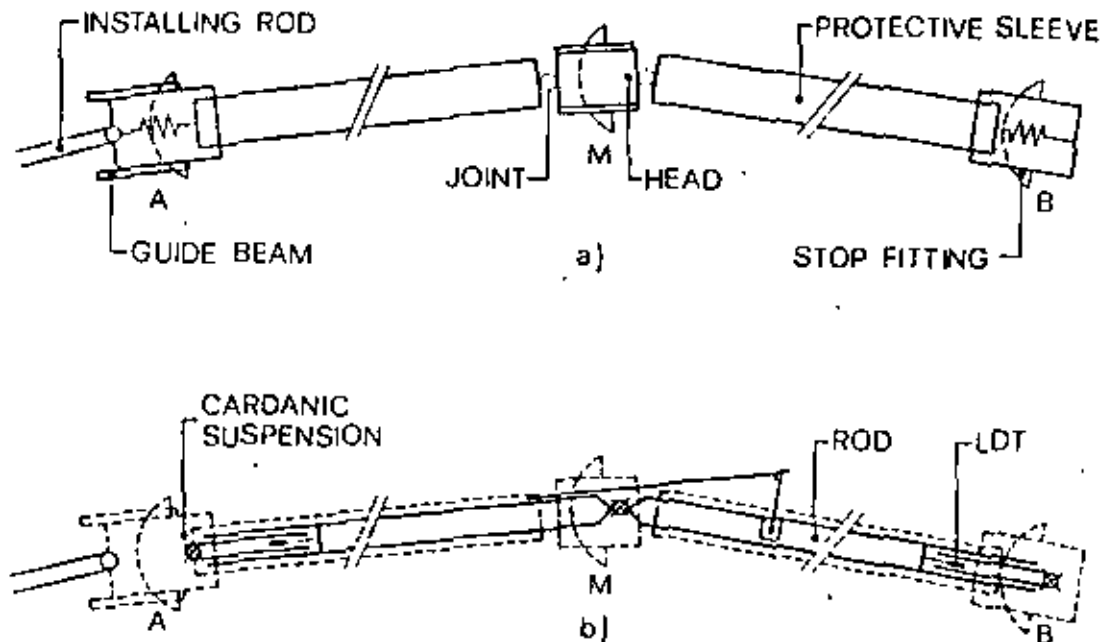


Fig. 5 Schematical representation of the Extensometer-Deflectometer-ISETH:

- a) external bracing part,
- b) internal measuring portion

The two tubular rods of the internal measuring part are supported in the heads in such a way as to allow rotation around two axes perpendicular to the axis of the rods. The three points defined by the axes of free rotation are identical with the centers of the spheres located on the heads. The support of the tubular rods in A and B is such that a slip in the axial direction to measure the displacements Δl_i and Δl_{i+1} (Fig. 4) is also allowed. One of the rods is provided at its connection to the central head M with a cantilever extension piece enabling the values f_{ix} and f_{iy} to be observed. Three linear displacement transducers (LDT) arranged in parallel with different zero points serve as sensors. In this way it is possible to increase the measuring range almost threefold with respect to that of one sensor, maintaining the high sensitivity of a single transducer for the whole measuring range. The relatively large range of measurement - in terms of F_i it amounts to ± 20 mm - is necessary because, on the one hand, the boreholes often deviate considerably from the desired straight line and, on the other hand, the occurrence of sliding surfaces in the ground can give rise to large relative displacements. The measuring range for the axial displacements Δl_i which are also determined by LDT is ± 20 mm. A further point that had to be considered when designing the instrument was that the measurement of one displacement component should not be influenced by any of the other two components. A final detail that should be mentioned is that to reduce temperature effects with respect to the axial displacements Δl_i solid invar rods are incorporated in the tubular rods connecting the three head centers to each other.

Procedure

First of all the casing containing the measuring marks is installed in the borehole. After the setting of the grout, periodical readings may be taken according to the aims of the monitoring program.

Installation of the casing. It consists of prepared pieces of tube and of coupling elements which are firmly connected in situ by gluing (Fig. 4). The coupling elements, due to their gritted outside surface, may be fixed firmly to the rock by the grout. When installing the casing in the borehole attention must be paid to the requirement that the distance between the reference marks and a possible spiralling be kept within very narrow limits.

The casing tube, together with the surrounding grout, may produce a "pile effect" in soft ground, giving rise to faulty measurement of the longitudinal displacements. The lower limit of ground stiffness such that no "pile effect" is present, may be derived from the condition that the stiffness of the casing together with the grout is equal to that of the body of soil removed. Thus the following condition applies (Fig. 6):

$$E_S F_B \geq E_C F_C + E_G F_G$$

As the grout is assumed to possess no tensile strength it will only resist deformation under compression. Therefore, the conditions for the soil stiffness E_S in order to exclude "pile effects" are:

$$E_S \geq \frac{F_C}{F_B} E_C + \frac{F_G}{F_B} E_G \quad \text{under compression}$$

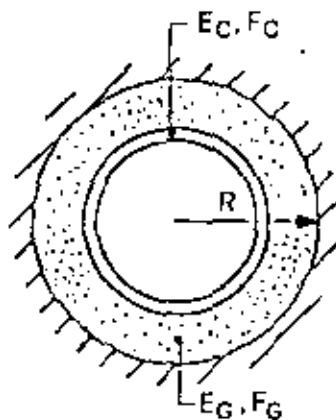
$$E_S \geq \frac{F_C}{F_B} E_C \quad \text{under tension .}$$

The thickness of the casing tubes is selected according to the required pressure of the grout which is dependent on the depth of the borehole. For a vertical boring in soil with a diameter of $\varnothing = 160$ mm and a depth of 50 m a hard PVC tube with $\varnothing = 100/114$ mm is applied. With the values $E_G = 2000 \text{ MN/m}^2$ and $F_C E_C = 7 \text{ MN}$ one obtains the conditions for the soil as

$$E_S \geq 1400 \text{ MN/m}^2 \quad \text{under compression}$$

$$E_S \geq 350 \text{ MN/m}^2 \quad \text{under tension .}$$

In soft rocks or in soils with $E_S < 1400 \text{ MN/m}^2$ telescopic couplings and high deformability grout should be used.



E_C : Deformability modulus casing
 F_C : Sectional area casing

E_G : Deformability modulus grout
 F_G : Sectional area grout

E_S : Deformability modulus soil
 F_B : Sectional area borehole

Fig. 6 Stiffening effect of casing and grout on soil

Operation in the field. The instrument is introduced into the casing with the aid of installing rods. It is in sections 1.5 m long and may be quite easily extended while remaining stiff in bending and torsion. For vertical downwards directed boreholes the additional help of a cable and pulley is used for the sake of convenience. When the instrument is set in a measuring position by pressing the heads to the reference marks the reading of the displacement transducers is taken. A visual digital display and print-out on a paper strip is provided by the readout unit. At each depth readings are taken in four positions (0° , 90° , 180° and 270°). The pairs of opposite-faced readings allow to correct for a possible face error on the lateral displacements.

The measurements for a 30 m long vertical borehole would require about 2 hours, whereby readings are taken both for the downward and upward travel of the instrument. The data processing including regression and correlation analysis is best carried out by means of a computer program. The displacement normal to the borehole axis of a point n in one of the planes (x,z) or (y,z) is obtained using the following formula (Fig. 7) :

$$q_n = 2(n\Delta F_0 + (n-1)\Delta F_1 + \dots + 2\Delta F_{n-2} + \Delta F_{n-1}) \quad (2)$$

The points $\bar{0}$ and $\bar{0}$ at the end of the borehole are assumed to be fixed points. The axial displacements are obtained by summing up the corresponding differential values according to

$$w_n = \sum_{i=1}^n \Delta l_i$$

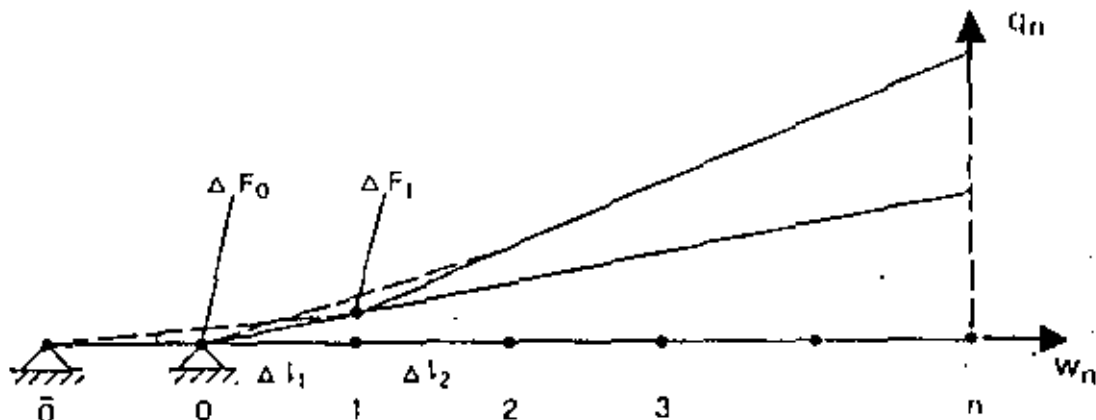


Fig. 7 Accumulation of error in lateral displacements q_n

Error Analysis

The accumulation of error in the displacements q_n and w_n depends upon two factors. The first is the standard error of a reading, i.e. m_F in F_1 and m_l in l_1 respectively. The second is the number n , which is given by the distance of the point under consideration from the fixed point 0 (Fig. 7). Error analysis based upon the theory of a straight open traverse in surveying (3) leads to the formula

$$m_{q_n} = 2m_F \sqrt{\frac{n^3}{3}} \quad \text{and} \quad m_{w_n} = m_l \sqrt{n}$$

for the standard errors of the displacements. In the above formula two readings of F_1 and l_1 corresponding to the downwards and to the upwards travel of the instrument are taken into consideration. It is important to note that the standard error m_{q_n} grows according to the exponential power $1/2$. This unfavorable error propagation with distance can only be compensated by means of a high accuracy in setting the instrument, i.e. with a low value of m_F . To investigate, in a statistical sense, the accuracy with regard to setting the instrument an extensive series of tests was carried out both in the laboratory and the field. In the laboratory three measuring marks were installed on a calibration device such that the central mark could displace in a controlled manner with respect to the other fixed marks. These movements were monitored by means of mechanical dial gauges with an accuracy of $\pm 1 \mu\text{m}$. With the help of a short installing rod the instrument was brought into the measuring position - with a similar operational procedure as in the field - about 150 times. The results are shown in Fig. 8 and Fig. 9 in the form of histograms. The deviations from the arithmetic mean of all the readings are shown versus the frequency of occurrence of a measurement within a certain interval. The associated standard errors in axial and lateral directions are

$$m_F = \pm 1.5 \mu\text{m} \quad m_l = \pm 2.0 \mu\text{m}$$

The astonishingly high accuracy of the instrument, which is apparent from tests under laboratory conditions, confirms the correctness of the underlying design principles. Even if the central head M is in an eccentric starting position with $e_x = 0$ and $e_y = 10 \text{ mm}$, the standard error m_{F_x} in the plane (x,z) amounts to only $m_{F_x} = \pm 10 \mu\text{m}$. This fact and systematic tests confirmed that the influence of one displacement vector on the measurement of another one is within permissible limits. To investigate the accuracy under actual field conditions, tests were carried out in a borehole, sloped at 30° to the vertical, for setting the instrument in the reading position. The histograms obtained from over 100 independent settings at a depth of 10 m are presented in Fig. 10. The corresponding standard errors were

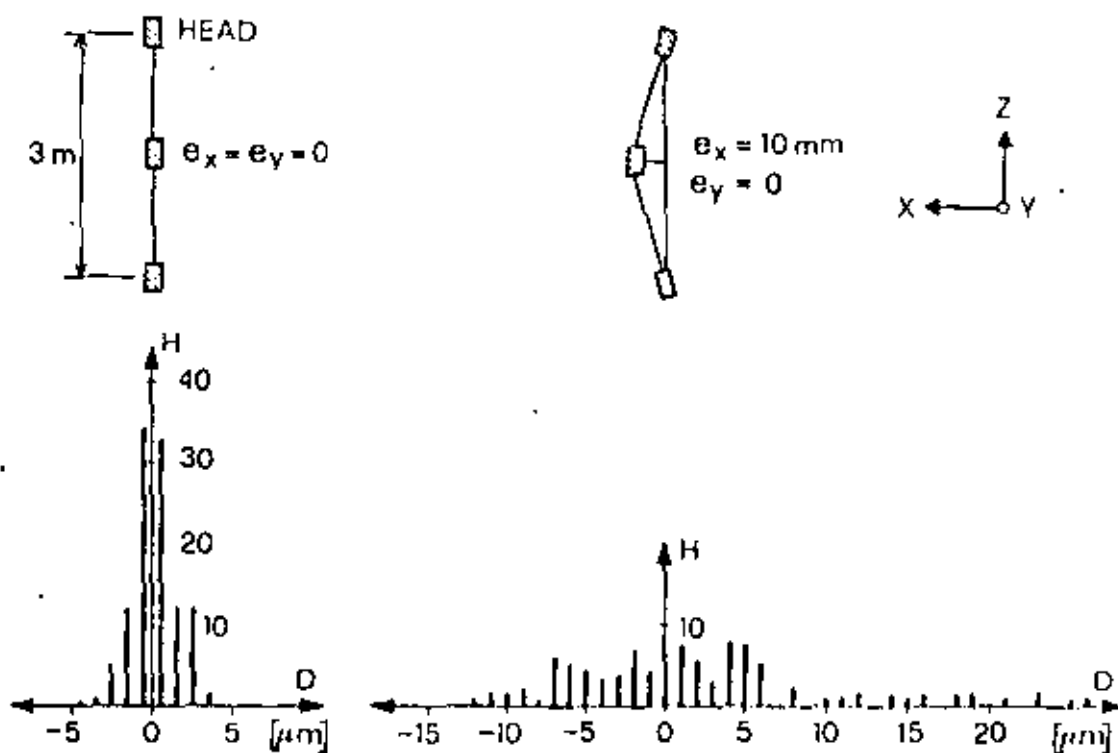


Fig. 8 Lateral displacements: Histograms of independent settings in the calibration device without and with initial eccentricity (H: Frequency, D: Deviations from mean)

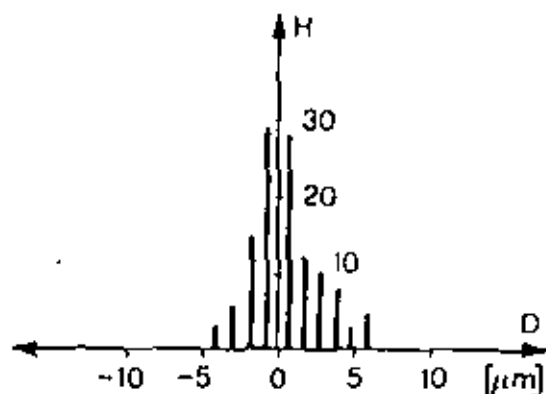


Fig. 9 Axial displacements: Histogram of independent settings in the calibration device (H: Frequency, D: Deviations from mean)

$$m_{F_x} = m_{F_y} = \pm 7 \mu\text{m} \quad m_1 = \pm 7 \mu\text{m}$$

For a borehole 45 m long with the number of measuring marks $n = 30$ the standard errors of the displacement components of the end point due to the setting error were $\overline{m}_{q30} = \pm 1.3 \text{ mm}$ and $\overline{m}_{w30} = \pm 0.04 \text{ mm}$.

Examples of Application

In connection with the foundation of a viaduct in the area of a creeping slope, the distribution of the displacements and their rate as well as the depth of the sliding surface had to be determined. For this purpose measurements with an inclinometer were carried out in several boreholes, and in one borehole the Extensio-Deflectometer was employed. The movements of the slope were influenced by seasonal changes due to different amounts of precipitation. A typical example for the development of the displacement vectors along the axis of the borehole in a period of 14 days is shown in Fig. 11. It is noticeable that the resulting spacial displacement vectors did not coincide with a vertical plane parallel to the dip of the slope. Further, the vertical displacement components V_z were found to be preceivable when compared with the components of lateral displacement V_x and V_y . In this first field application of the instrument in 1977 useful experience was gained in handling it, which led to further substantial improvements in its design.

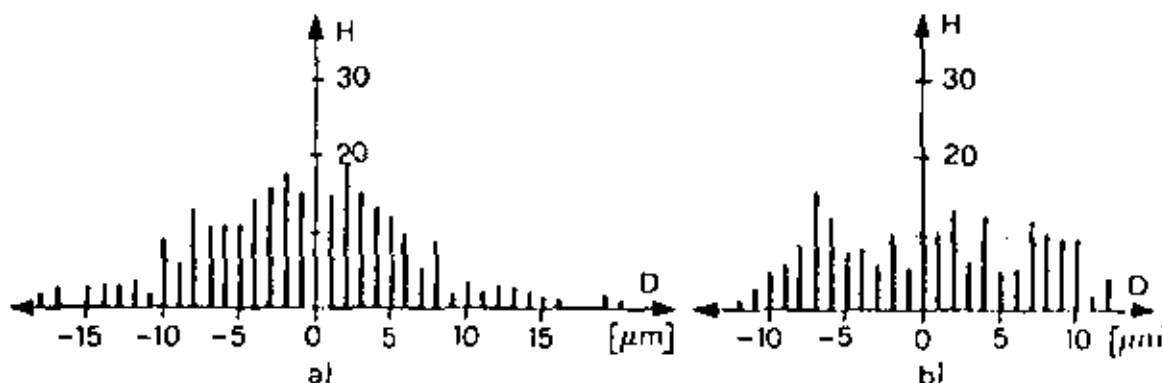


Fig. 10 Histograms of independent settings of the Extensio-Deflectometer ISETB in the field for
 a) lateral and
 b) axial displacements
 (H: Frequency, D: Deviations from mean)

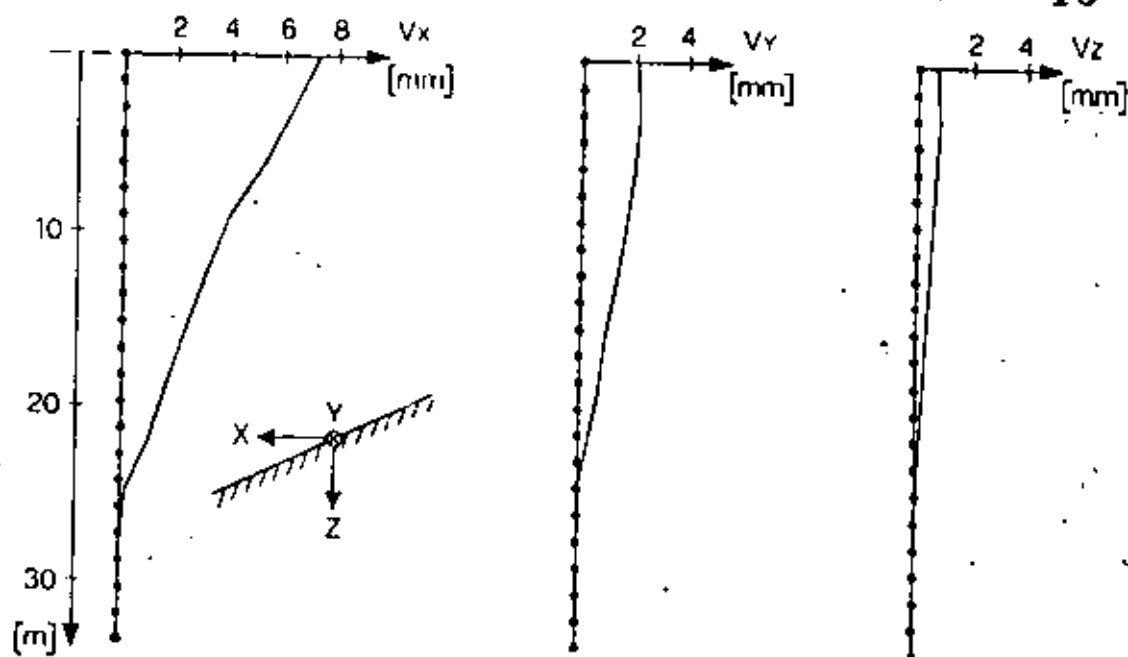


Fig. 11 Measured spatial displacements in a creeping slope

The instrument was also used during the construction of a shallow double track railway tunnel (Hagenholtunnel, near Zurich) which was built by the shield method. The aim of the measurements was to determine the displacement field in the neighbourhood of the tunnel face in a selected cross-section. For this purpose three vertical boreholes for the application of the Extensometer-Deflectometer were driven as illustrated in Fig. 12. When the tunnel face reached the measuring

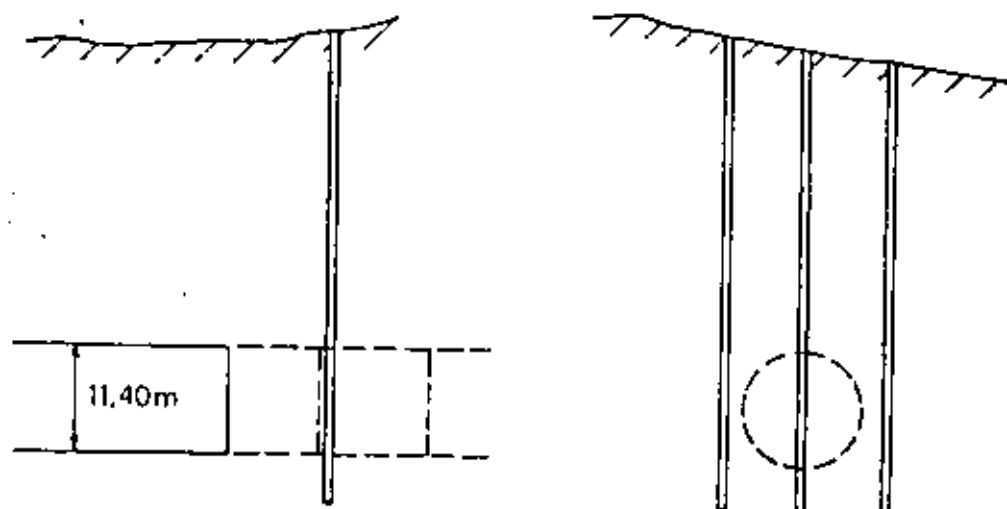


Fig. 12 Arrangement of boreholes for monitoring the displacements in the ground due to advance of a tunnel

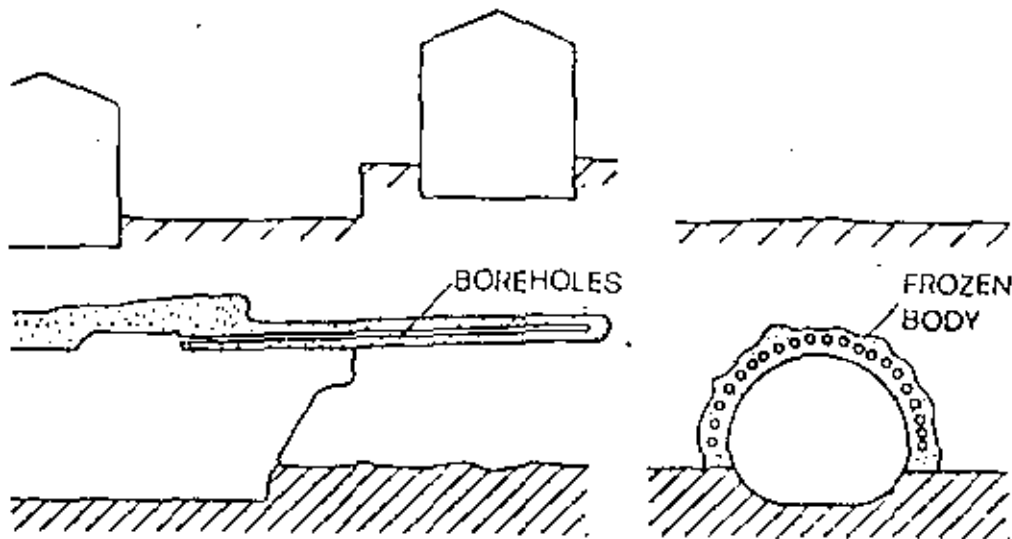


Fig. 13 Freezing technique. Checking the initial deviation of boreholes

section the casing of the middle borehole was partially removed, but readings could still be taken in the portion of the borehole situated above of the opening. Because the ground, consisting of alternating layers of compact gravel and clay, was very stiff, and because of the shallow overburden, only very small displacements were observed. The results of these measurements are discussed in detail elsewhere (4).

A third application of the instrument is presently underway in connection with a three-lane road tunnel (Milchbuckeltunnel) in the city of Zurich, for which the freezing technique is being used (Fig. 13). The boreholes - to generate a section of the frozen body around the opening - are 34 to 40 m long and fitted with a steel tube of $\varnothing_1 = 120$ mm. Concerning to the application of the Extensio-deflectometer at this particular site, some special features have to be pointed out. Firstly, not displacements but the initial position of the boreholes in space has to be determined. Secondly, the measurements have to be carried out directly in the steel casing without using any measuring marks. Thirdly, the required accuracy of the measurements is much less than with other applications. Investigations have revealed, however, that the deviations of the end of a 40 m long borehole from the straight line may be determined with an accuracy of about ± 2 cm. Such control measurements have already been carried out in 4 freezing stages in altogether 52 boreholes (*).

(*) Measurements carried out by SOJEXPERTS AG, Zurich

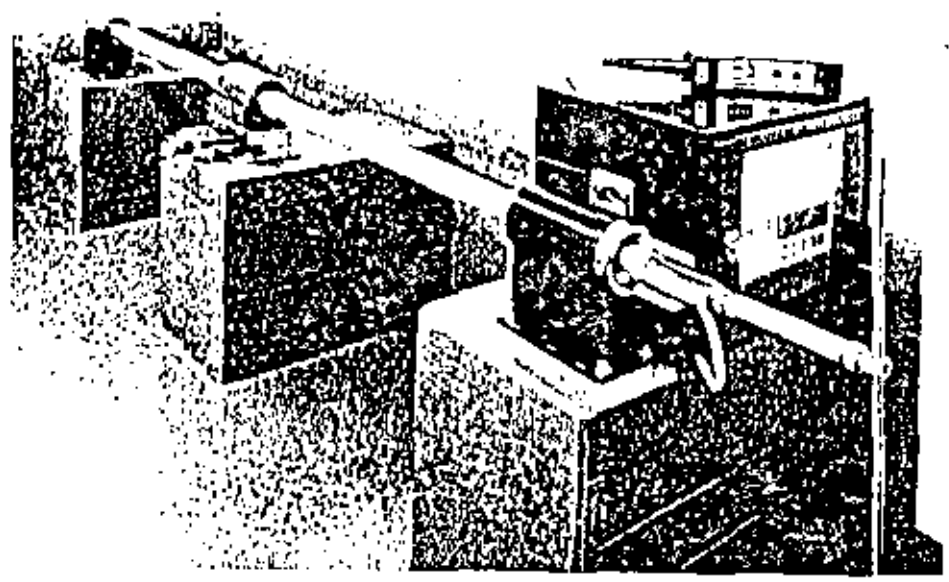


Fig. 14 Extenso-Deflectometer ISETH in the calibration device together with the readout unit

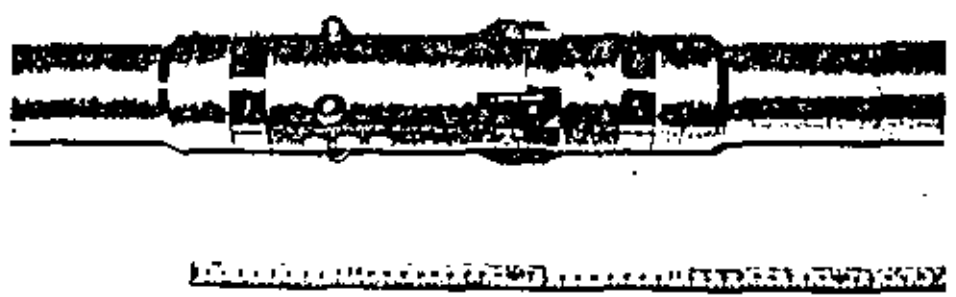


Fig. 15 The central head of the Extenso-Deflectometer ISETH

This instrument is basically a simplified version of the Extensometer-Deflectometer. It consists of two heads, since it was only conceived for the measurement of axial displacements. It may be seen from a schematic view (Fig. 16/a) that this device too is based on the cone-sphere idea in order to achieve a high accuracy of setting. The measuring marks are fixed in the casing at a distance of 1.0 m apart. The borehole diameter is $\varnothing = 75 : 100$ mm, depending on its length. Fig. 16/b and 16/c show the instrument head both in the sliding and in reading positions. Due to its small dimensions and small weight of approximately 3 kg this instrument is especially easy to handle. To carry out measurements in a borehole 30 m long (measuring in both directions of travel, i.e. down and up) it does not take more than one hour. As this instrument, unlike the Extensometer-Deflectometer, is watertight up to an external water pressure of 10 bars the boreholes do not have to be dry. A portable calibration frame constructed of Invar steel serves to check the proper functioning and long-term stability of the instrument (Fig. 17).

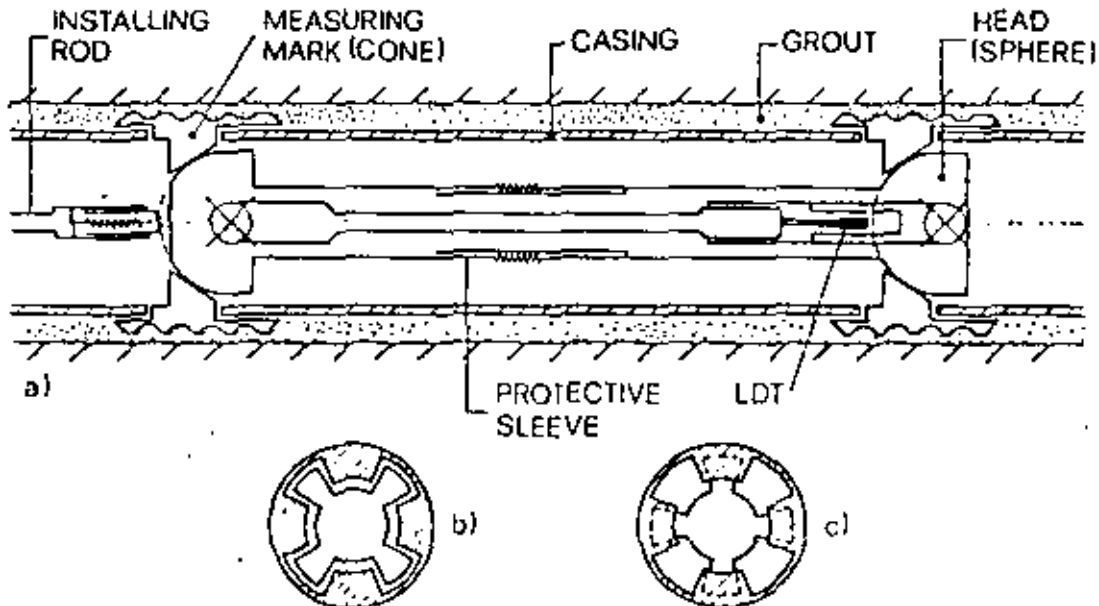


Fig. 16 Sliding Micrometer ISETH
 a) schematic view of the instrument
 b) sliding position
 c) measuring position

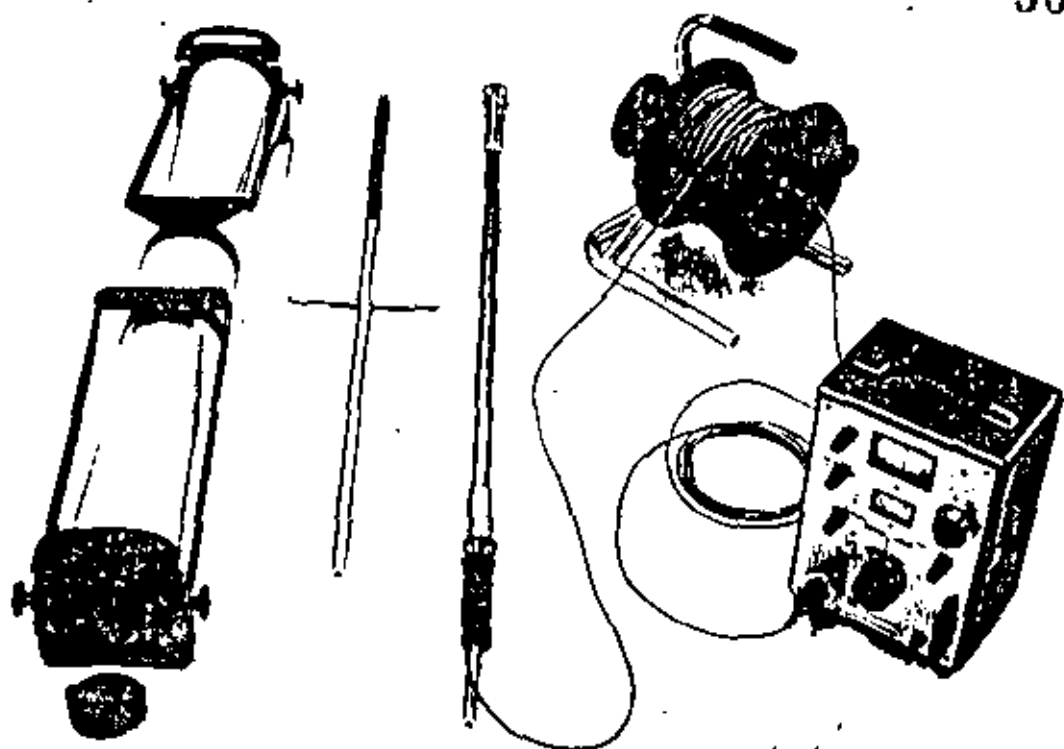


Fig. 17 The Sliding Micrometer ISETH equipment

The Sliding Micrometer is designed to be self-compensating with respect to temperature effects. However, to differentiate between induced-temperature strains and strains caused by stress or creep in concrete, rock or soil, one instrument head is fitted with a temperature sensor. Concerning the problem of "pile action" due to the stiffening effect of casing and grout it is simply mentioned that for soils with a deformation modulus $E_s = 1600 \text{ MN/m}^2$ no difficulties are encountered. For a soil with lower value of the deformability modulus a telescopic type of casing connection may be employed.

Error Analysis

A comprehensive testing program was carried out with this instrument to determine the standard error of a reading. The instrument was set in the calibration frame over 100 times in order to produce the histogram shown in Fig. 18a, where again on the abscissa the deviations from the arithmetic mean are plotted for all the readings. The ordinate represents the frequency occurrence of a reading within a certain interval of deviation. The results of test measurements in a vertical 7 m deep borehole are shown in the histogram in Fig. 18b. The standard deviations of readings obtained with the calibration frame (m_c) and in the field (m_f) are

$$m_c = \pm 0.5 \mu\text{m} \quad m_f = \pm 1.5 \mu\text{m}$$

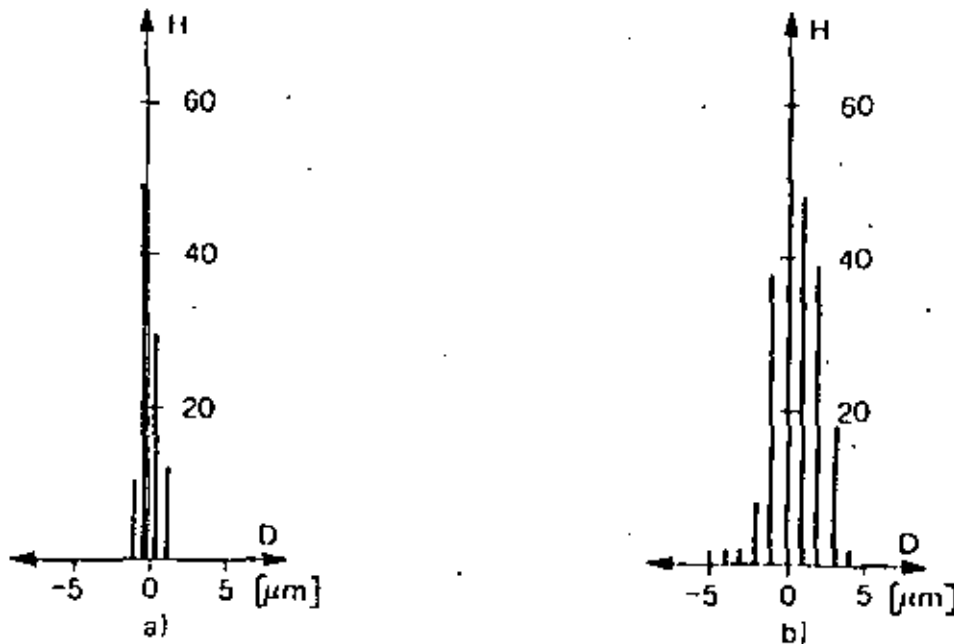


Fig. 18 Histograms of independent settings,
 a) in the calibration frame,
 b) in the field
 H: Frequency, D: Deviations from mean

A comparison of these values with those obtained with the Extensometer reveals a higher precision of the Sliding Micrometer which is due to its more compact and simple construction.

As only differences in the axial displacements are measured, one can also consider the instrument as a strain measuring device with a base length of 1000 mm. The sensitivity of the instrument in terms of strain amounts to $\Delta \epsilon = 5 \cdot 10^{-7}$.

Applications

In cases where the observation of differential movements along a straight line in soil, rock or concrete is deemed to be important the Sliding Micrometer ISETH can be used to advantage. Some examples of proposed arrangement lines are presented in Fig. 19. In tunnelling (Fig. 19/a) such measurements can be used for extensive investigations of such phenomena as the loosening of the rock in the area above the roof or swelling at the base of tunnels in certain rock types (anhydrite, marl). In the case of concrete dams (Fig. 19/b) useful information on the influence of loading, temperature, shrinkage, creep etc. on the actual behaviour of the structure can be obtained by the evaluation of the continuous strain distribution along a measuring line. Such observations are of special interest for old dams, which may have

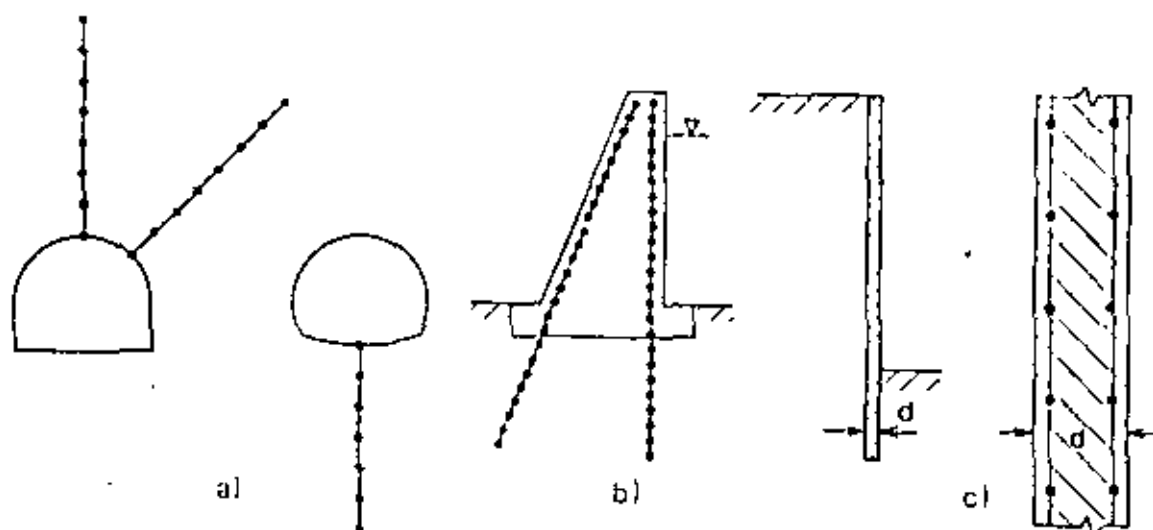


Fig. 19 Examples of possible applications of Sliding Micrometer ISETH

- a) tunnelling
- b) dam
- c) slurry wall.

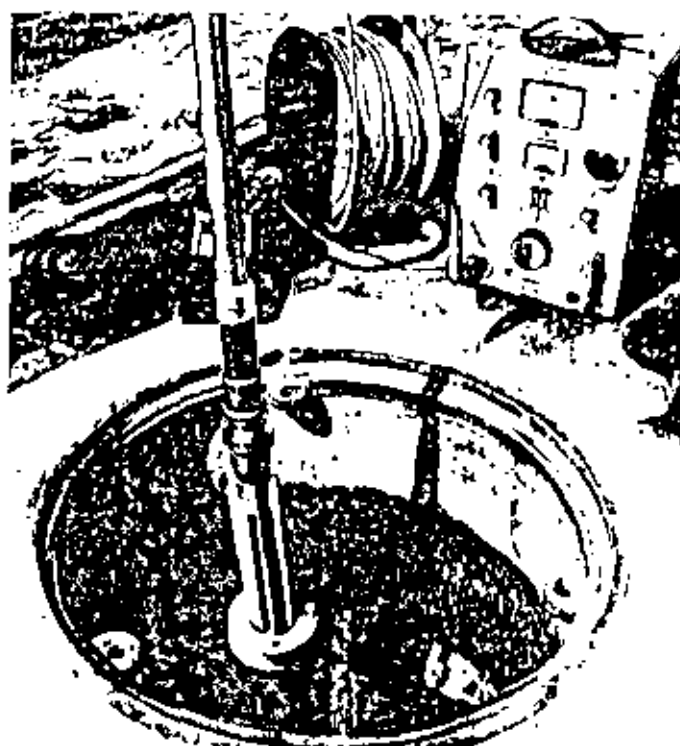


Fig. 20 Sliding Micrometer ISETH :
Insertion of the instrument into a borehole

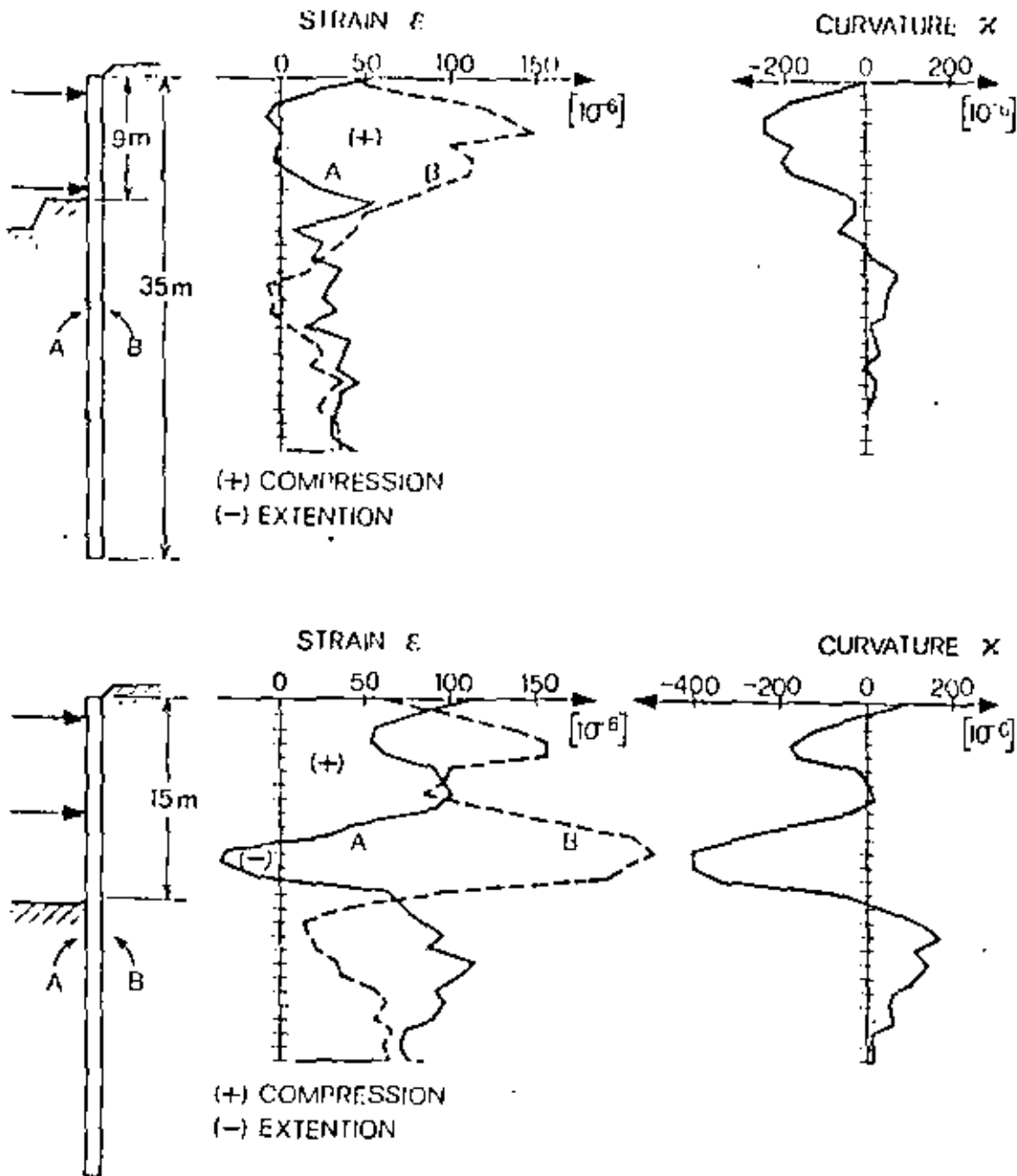


Fig. 21 Metro Sao Paulo: Results of measurements with Sliding Micro-meter (SMTM) in a section of the slurry wall for two steps of excavation

- Strain distribution along A and B
- Curvature distribution for assessment of bending moments

incurred damage in certain places. In such cases the boreholes to accommodate the measuring tube may also be extended into the rock foundation. As a further possible application of the sliding micrometer in geotechnical engineering the monitoring of a slurry wall could be mentioned. Such a system is shown in Fig. 19/c together with an enlarged picture of the section of the wall. On both sides of the wall a casing is attached to the reinforcing cage, and it is concreted into the wall. From the strains along the two measuring lines the curvatures may be found and by making simplifying assumptions the bending moments may be estimated. A knowledge of the distribution of curvature also enables the deflection of the wall to be determined by integration.

Since September 1978 measurements with the Sliding Micrometer ISETH have been a constitutive part of an extensive monitoring program during the construction of the subway Station República in Sao Paulo^{*}). The aim of the measurements is to provide an accurate check on a new computational method for the design of the wall and its supports (braces and anchors). Two measuring casings are placed in each of three wall sections and the strains in the 35 m high wall are observed continuously during the stage-wise excavation process. The results for two particular stages of excavation are shown in Fig. 21. The arithmetic means of the observed strains ϵ on both sides of the wall may be interpreted basically as a shrinkage of the concrete, whereas, the strain differences lead to the values of the wall curvature κ . From these curvatures, by means of some simplifying assumptions the bending moments in the wall may be assessed. It is of interest to note, that based on the results of the comprehensive measuring program decisions on a substantial reduction in the lower level wall-supports could be made.

Similar applications are conceivable in the case of piled foundations, whereby of special interest is the behaviour of laterally loaded piles.

CONCLUSIONS

The development of the new instruments described above was determined by the following basic requirements:

- the directly measured quantities, i.e. relative displacements, as well as the derived quantities, i.e. one or all three components of the displacement vector, should be obtained in a continuous way at consecutive points along a straight line of arbitrary orientation

*) - Execution of measurements by COMNE, Consultoria
Estudos e Projetos de Engenharia LTDA, Rio de Janeiro
- Consulting Engineers: PROMON Engenharia SA., Sao Paulo

- the instruments should be portable, easy to handle and not liable to errors;
- the sensitivity and attainable accuracy of the instruments should be as high or even higher than with devices built in.

The fulfilment of these requirements involves considerable advantages but in certain cases also some disadvantages. Of the advantages we could mention the knowledge of the continuous distribution of the measured quantities instead of just singular values at some particular points. This provides a much better understanding of the behaviour of the structure. In this way, local anomalies can be detected, so that a representative overall picture is obtained. Due to their high precision the instruments may be applied to a broad range of geotechnical problems. Especially, in those cases where the trend of movements in the ground or in a structure has to be determined in the shortest possible time, high precision measurements are of great interest. As the instruments are portable a frequent checking of their proper functioning and their specified accuracy is possible. Also, due to the mobility of the instruments, it follows that at relatively low costs a large number of measurements can be carried out. On the debit side it must be mentioned that in certain cases of application it may be difficult or even impossible to ensure access to the boreholes to carry out measurements. Also, it is not possible to take readings continuously in time. Finally, with these instruments the time required to take readings is greater than would be the case for a device fixed permanently in its measuring position.

REFERENCES

- (1) Kovári, K., Amstad, Ch., Field Instrumentation in Tunnelling as a Practical Design Aid, Proc. of the 4th Int. Congress for Rock Mechanics, Montreux, 1979, Balkema Publishers, Rotterdam, Vol. 2, pp. 311 (in press)
- (2) Kovári, K., (ed.), Field Measurements in Rock Mechanics, Proc. of the Int. Symposium, Zurich, 1977, Vol. 1,2 Balkema Publishers, Rotterdam
- (3) Matthias, H., Vermessungskunde I und II für Bauingenieure, ETH Zurich, 1974
- (4) Andráskay, E., Attinger, R., Verhalten von vorgefertigten Tunnelauskleidungen beim Schildvortrieb, Proc. of the 4th Int. Congress for Rock Mechanics, Montreux, 1979, Balkema Publishers, Rotterdam, Vol. 2, pp. 9 (in press)

LA INSTRUMENTACION DE CAMPO EN TUNELES COMO UNA
AYUDA PRACTICA DE DISEÑO

K. KOVARI, CH. AMSTAD

Instituto Federal de Tecnología, Zurich

R E S U M E N

Cómo las mediciones de campo pueden dar información acerca de las propiedades generales de la roca, de la seguridad de la estructura en una fase -- - determinada de la construcción y , de la efectividad de algunas medidas específicas de soporte. A menudo las mediciones constituyen el enlace entre la teoría y la práctica constructiva y puede confirmarse el comportamiento observado por medio de algunos cálculos. Utilizando el ejemplo de un túnel en roca expansiva se puede apreciar cómo una solución estructural puede estar basada en mediciones. También se describe el comportamiento observado de un revestimiento de concreto presforzado en un túnel de un proyecto hidroeléctrico.

FIELD INSTRUMENTATION IN TUNNELLING AS A PRACTICAL DESIGN AID
 FELDMESSUNGEN ALS HILFSMITTEL ZUR DIMENSIONIERUNG UND AUSFUEHRUNG
 VON UNTERTAGBAUTEN

MESURES IN SITU POUR LE PROJET ET L'EXECUTION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

K. KOVARI, CH. AMSTAD

Federal Institute of Technology Zurich

SUMMARY:

Field measurements can give information on the global material properties of the rock, the safety of the structure in a particular phase of construction and the effectiveness of particular support measures. Often measurements form the link between theory and engineering practice, in that the observed behaviour can be interpreted with the aid of computations. Using the example of a tunnel in swelling rock it is shown how a structural solution can be based on measurements. The observed behaviour of a prestressed concrete lining for a pressure tunnel is also described.

ZUSAMMENFASSUNG:

Durch Feldmessungen können die globalen Materialeigenschaften des Felses, die Sicherheit des Bauwerks in einer bestimmten Konstruktionsphase sowie die Wirksamkeit einer bestimmten Stützmassnahme abgeklärt werden. Oft stellen die Messungen das eigentliche Verbindungsglied zwischen Theorie und Praxis dar, indem die beobachteten Daten mit Hilfe von Berechnungen gedeutet werden. Am Beispiel eines Tunnels in einem quellfähigen Gestein wird gezeigt, wie eine konstruktive Lösung aufgrund von Messungen erarbeitet wird. Das beobachtete Verhalten eines vorgespannten Betongewölbes für einen Druckstollen wird beschrieben.

RESUME:

Des mesures in situ donnent des informations sur les propriétés globales des matériaux de la roche, sur la sécurité de la structure dans une phase de construction déterminée ainsi que sur l'efficacité d'une mesure de support déterminée. Les mesures forment souvent le trait d'union entre la théorie et la pratique, par moyen de l'interprétation par calcul des valeurs observées. La recherche d'une solution constructive sur la base de mesures est expliquée par l'exemple d'un tunnel dans une roche susceptible au gonflement. L'observation du comportement d'une voûte en béton précontraint fait l'objet d'une discussion.

1. BASIC CONSIDERATIONS

Systematic field measurements and statical computations in the form of parametric studies are established today as recognized, and in many cases indispensable aids for a safe and economic design of underground openings. By means of statical computations an attempt is made to predict the structural behaviour of the opening in an analytical way. The interrelationship between the various factors, for instance rock properties, shape and dimensions of the opening, initial state of stress etc. is clearly seen in the calculated results. But although the latter are already available at the design stage, they are subjected to great uncertainties. Measurements carried out on the structure enable its behaviour to be observed directly, without the actual mechanism, which gives rise to its behaviour, necessarily being illuminated. The measurements are usually carried out during the constructional phase, and, if carefully planned and executed, they can give a true picture of the behaviour of the structure. From these considerations it is clear that computations and measurements com-

plement each other and only when combined are they capable of leading to a correct explanation of structural performance in complex geotechnical situations. Measurements are of greatest interest during construction itself. Completed structures are only observed further in exceptional cases.

The practical significance of systematic measurements for a given project depends upon the extent to which the results of the continued observations are able at all to influence the constructional work. This point is illustrated by means of two examples. The first concerns the case of shield tunnelling with lining segments. Here the most important constructional decisions, for instance deciding upon the shield diameter with respect to the anticipated deformations of the lining ring, or designing the ring segments themselves, have to be made well before the start of the construction. The observation of the actual deformations of the tunnel profile, the movements of the surrounding ground or settlements at the ground surface have the function, mainly,

of checking the structural behaviour with regard to a satisfactory design and proper execution of the works. In this way shortcomings arising in backfilling the space between the rings and the ground or concerning insufficient support of the tunnel face can be detected. Using a tunnelling method with shotcrete and anchoring as a support, which may in many cases also be applied in subway construction, extended measurements can serve really as feed back signals for the constructional process. On the basis of careful statical computations a concept is worked out for the excavation sequences both in the cross section and along the axis and for the corresponding support measures. If the measurements indicate a substantial deviation from the anticipated behaviour of the structure, then the most important corrective measures in the construction can still be applied. The above comparison of the two methods of construction restricted itself to the possibilities of influencing the tunnelling process by a proper use of measurements and should in no way be regarded as a general critique of the two methods. Which of the two methods of construction should be applied in a particular case is decided of course by safety and economic considerations.

In general the real purpose of field measurements lies in the optimization of the design and execution of underground structures. In other words, the aim is to obtain adequate safety for a minimum of cost expenditure, whereby the manifold influence of the construction time is also included in the costs. This does not exclude, to be sure, the conscious decision to accept a calculated risk. Since the problem of optimization is very varied, the immediate objective of the measurements themselves may be concerned with quite different aspects, the most important of which are

- the investigation of material properties and possibly the determination of the initial state of stress
- the safety control
- the verification of structural response to a specific method of construction
- the comparison of theoretical predictions with the actual structural behaviour.

As a general rule, the above classification of the objectives of measurements are not rigid. They are intended to indicate the main emphases. It should be noted, that mostly, with the same programme of measurement, several aims are envisaged. The most important thing is that the concept, the execution and the interpretation of the measurements are adjusted to suit the needs of the problem in hand.

1.1 Check on the Safety

As a rule completed underground structures exhibit an excessive safety. On the other hand during construction a variety of tunnel hazards may occur which emphasize the importance of safety considerations. Since, however, it is very difficult to quantify a safety concept, the tendency in tunnelling is often to speak of safety simply in a qualitative sense. Systematic measurements can provide a great deal of help here too, since, for example, using observed deformations it can be estimated if the structure, or its parts, are reaching or have already reached a condition of stable equilibrium, or if instabilities or inadmissibly large deformations are to be expected. Measurements can serve therefore as a possible warning system enabling preventive measures to be introduced in proper time. The correct interpretation of the observations, i.e. the establishment of warning levels, may, however, present a difficult problem when the displacements increase steadily in time although with decreasing rate.

If, in the vicinity of a tunnel, only small deformations are permitted, as this is often the case in subway construction, then not only the safety of the underground opening itself but above all that of the neighbouring structures is of prime interest. Systematic convergence and extensometer measurements are most frequently employed for safety checks.

1.2 The Investigation of Material Behaviour

The deformational properties of the material on a small scale can be estimated using tests such as a borehole dilatometer, loading plate of flat jacks. In the tests an active loading is applied to the rock and the resulting deformation is measured. From the observed load-deformation diagram and with the aid of the theory of elasticity (with very simplified assumptions) a so-called deformation modulus of the surrounding rock is estimated. An essentially different concept of measurement is based on the realization that by excavating an underground opening, such as galleries, tunnels or caverns, the rock mass is unloaded on the scale of the structure itself. To be more exact, it is a question of changing from the initial to the secondary state of stress, which is accompanied, of course, by deformations. By measuring these deformations and with an assumption regarding the initial state of stress it is possible with the aid of a suitable computational model to calculate the "global deformability modulus" for the rock, which may yield an important indication of the overall rock quality. Although this

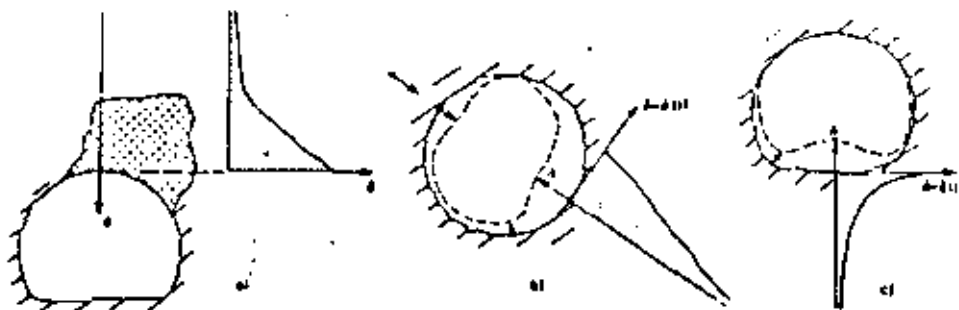


Fig. 1 Typical displacement fields associated with different types of rock pressure
a) loosening pressure, b) genuine rock pressure, c) swelling pressure

method of back-analysis has its limitations, it gives useful information about the in-situ deformation characteristics of the material on the scale of the structure itself.

In many cases not only a quantitative assessment of the deformation properties is sought, but also a technological characterization based on measurements. One might, for instance, want to find out the nature of rock pressure, which in a particular formation and under given conditions (dimension of opening, height of overburden, method of construction, etc.) is to be expected. For this purpose measurements in access tunnels, drifts, trial headings etc. are advisable. From the amount, time variation and spacial distribution of the measured displacements at the boundary of the tunnel excavation and in the rock some clues for the nature of the present or anticipated rock pressure can be gained. In a situation with loosening pressure large deformations are generally observed in the area of the roof, which usually can be brought to a standstill in a short time with just temporary support measures (Fig. 1/a). In the case of genuine rock pressure the displacement field is fairly uniform around the opening and stretches far into the surrounding rock (Fig. 1/b). The deformations continue to increase over a long period of time (years) and in many cases do not stop until a permanent lining has been constructed. The third type of rock pressure, namely swelling pressure, only occurs in rock containing clay minerals (illite, montmorillonite) or anhydrite. The volume increase (swelling) due to absorption of water might reach such proportions as to render the structure unoperable, if no special precautions are taken. Experience shows that swelling is confined to the area of the bottom of the tunnel (Fig. 1/c), and the resulting deformations exhibit the character of genuine rock pressure. Field measurements provide here, too, useful indications to estimate the swelling potential of the surrounding rock or the swelling pressure if the deformations are prevented by an invert arch construction.

1.3 Verification of the Effectiveness of a Particular Constructional Method

The optimum execution of a particular constructional concept can only be achieved, in many cases, if individual aspects, like the span of the unsupported roof section, enlargement of the cross section, arrangement and capacity of temporary supports, the time for introducing the permanent lining etc., are determined on the basis of in-situ measurements. The greater the uncertainty of the geotechnical prediction, whether it is due to inadequate site investigation or to the absence of insufficient experience in working in the given rock, the greater the flexibility that one should have to be able to make correct engineering decisions during construction. By means of a suitable monitoring programme and statistical considerations one can then check the effectiveness of the specific constructional measures decided upon, and thus, while preserving adequate safety, the object can be more economically constructed.

1.4 Comparison of Theoretical Studies with Observed Behaviour

Here it is primarily the verification of the theoretically assumed behaviour mechanisms that is implied. The selection of the physical quantities to be measured and the arrangement

of the instruments are based on careful preliminary investigations of a theoretical nature. The computational results do not agree numerically, as a rule, with the measured values but by varying the parameters and with the aid of several computer runs a better agreement can be achieved. However, if fundamental deviations between theory and reality occur, this is an indication that factors, which, because of too great a simplification of the model, were left out of consideration, are in fact of greater significance than was originally assumed. One only has, for instance, to think of the time effect, which is neglected in the usual assumption of an elasto-plastic continuum for the rock mass or the influence of a complex three-dimensional state of stress, which cannot be considered in a conventional plane strain analysis, generally used in static analysis.

2. CASE HISTORIES

With the help of examples chosen from tunnelling practice the basic considerations given above will be further discussed in the following sections. When dealing with case histories the actual problems arising in the various projects will be briefly formulated, the measuring technique applied will be discussed as well as the relevance of the obtained results to the constructional problems. As a rule, the authors give preference to displacement measurements (convergence of the opening or movements in the rock), since in a mathematical sense they represent integrated quantities and are not subject basically to local effects. By contrast stresses, strains or changes in curvature are differential quantities, whose validity is limited to local regions. When measured, therefore, they should be observed at several successive points, so as to obtain their distribution over a sufficiently great area. In this way the predictive value even of differential quantities can be substantially improved.

2.1 Tunnel in Swelling Rock

The highway tunnel T8 between Biel and Sonceboz in the Swiss Jura passes through a marl formation (Effinger layers) for a distance of about 300 m and then for 600 m through limestone beds (Fig. 2). In the area near to the tunnel there is a large quarry for the production of cement, and thus it was possible to obtain an engineering

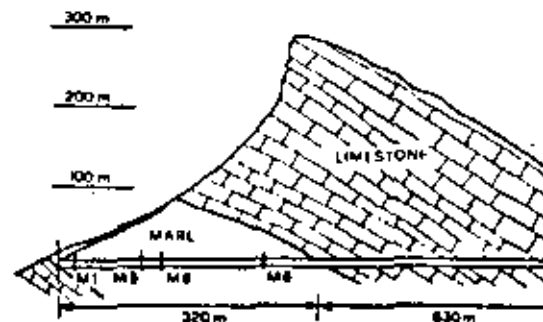


Fig. 2 Geological profile of the T8-Tunnel with the measuring sections M1-M9

geological forecast of the types of problems to be expected¹. In particular, it was possible to predict with great certainty that the limestone beds would present no particular problem, so that a full-face method of excavation using blasting could be carried out. As a safety measure it was foreseen to use shotcrete and rock anchors at some places according to visual inspections of the excavated surface.

For the section of tunnel situated in marlstone two kinds of problems were faced with. Firstly, exploratory drill holes in the vicinity of the portal revealed a very weak rock. It was feared, therefore, that excessively large deformations would occur, as in cases of the presence of genuine rock pressure. Secondly, it was known that the given marlstone possesses a considerable swelling capacity. The bottom of the tunnel, therefore, was expected to develop heave, or if this were prevented by an invert arch, to exhibit high swelling pressures. Observations made in the past on a great number of major tunnels in Switzerland had shown that swelling effects were only likely to be of importance at the bottom of the tunnel. On the basis of these considerations it was decided² to drive the tunnel using the top heading method and a selective cutting machine for excavation (Westfalia Lünen). In this way a smooth rock surface was obtained and no harmful effects on the rock were caused by excavation. As temporary support systematic anchoring with reinforced shotcrete lining was used. Due to the expected large movements which might continue to develop until the permanent lining has been constructed, the tunnel profile was deliberately over-mined. The permanent lining was also necessary to support the water-proofing. Because of the expected swelling effects it was planned from the beginning to have an invert arch as part of the permanent lining. By means of measurements during the construction period the following problems had to be investigated:

- a) determination of the optimum anchoring (i.e. load capacity, anchor length and spacing) as well as the strength of the shotcrete to guarantee the stability of the roof and the walls and to limit the movements
- b) check of the effective convergence in order to determine the required overprofile
- c) determination of the in-situ swelling capacity of the marlstone along the axis of the tunnel, i.e. collecting the necessary data for designing the invert arch

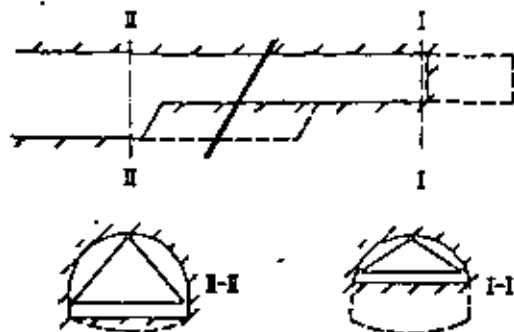


Fig. 3 Layout of the convergence measurements

¹ Dr. P. Kallerhals (Geologist, Bern)

² Suisselectra (Consulting engineers, Basel)

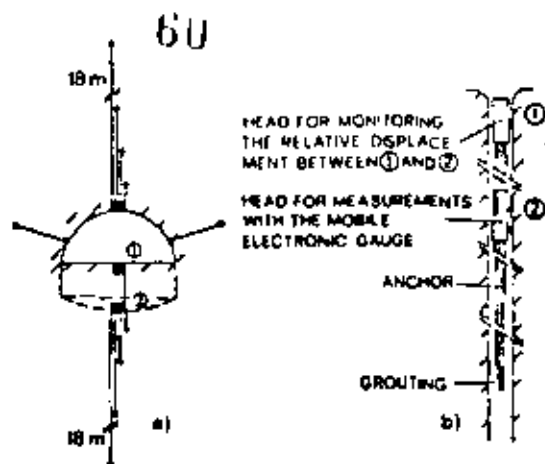


Fig. 4 a) Layout of the borehole extensometers
b) Details of the multthead-borehole extensometer

To solve these problems measurements were carried out in three cross-sections M5, M6 and M9 (Fig. 2) with convergence observations and borehole extensometers. In the six other sections only convergence measurements were made. The measuring sections were set-up directly at the respective faces or following a bench excavation. The arrangement of the measuring lengths is shown in Fig. 3, and that of the borehole-extensometers in Fig. 4/a. For convergence measurements the DISTOMETER-ISETH was used. This instrument works on the principle of the tensioned invar wire, and was developed for the practical needs of tunnelling operations. Due to its simple handling readings can be taken in quick succession, so that construction work in the opening is not affected. The details of this device and world-wide experience with it over many years are reported elsewhere [1] [2] and [3]. The borehole extensometer (Fig. 4/b) is a further development [4] of the conventional rod extensometer, whereby with this type several measuring heads can be installed in the borehole one after another. Thus parts of the extensometer with the corresponding measuring head can be removed in the course of excavation and the remainder will be still in operation for continued readings. As a readout unit for the deeper installed measuring heads a portable inductive transducer is used.

2.1.1 The Support of the Walls and of the Roof

At the beginning of the excavation of the heading (calotte) in the marlstone over a stretch of about 30 m precautionary assumptions were made for the expected convergence of the opening, for the anchoring and for the depth of the shotcrete lining. Radial movements of the excavation boundary of up to 15 cm were expected and thus the profile was correspondingly over-mined. For the intensity of the anchoring in the roof an effective support of 100 kN/m² with an anchor length of 3.0 m was chosen. The depth of the reinforced shotcrete was 15 cm. The simple convergence measurements in the cross sections M1 and M2 soon showed, however, that the above assump-

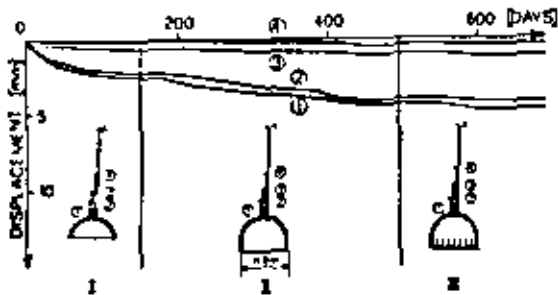


Fig. 5 Extensometer readings in the roof (M6) at different phases of construction

tions were too pessimistic. The observed radial displacements and their rates were more than an order of magnitude smaller than first expected. The use of an over-profile could be abandoned, therefore, for the rest of the tunnel. As further observations during the advancing tunneling operations showed, despite increasing overburden height and the reduction of support measures, no substantial changes in the rock behaviour occurred. This may be seen in the extensometer readings in the roof of the section M6 (Fig. 5). The time variation of the displacements, their size, and their distribution in the rock mass show that with the selected method of construction [protective excavation, immediate support using anchors and shotcrete] a loosening of the rock could be kept completely under control. The deformations, however, could not be brought to a standstill. To what extent a swelling process contributes to these movements cannot, to be sure, be said at present. It has been further ascertained that the bench excavation had no noticeable influence on the rock movements above the roof. Similar observations were made with the extensometers placed at the spring line. The final stabilization of the roof and the walls was left to the permanent concrete lining of a depth of 30 cm.

2.1.2 The Problem of Swelling at the Bottom of the Tunnel

The readings taken for the floor in section M5 with the multihed extensometer are shown in Fig. 6. The swelling behaviour of the material in stage (I) if construction with a flat bottom was observed over a period of 150 days. These initial measurements gave an early warning of the danger of swelling. With the successive excavation of the bench the upper head of the extensometer and one connecting rod were removed and the second head was exposed for direct readings. This new stage (II) of excavation caused an accelerated heave of all extensometer points, especially of point 2. This condition could be observed for 350 days. Following this a large-scale load test was made by using excavated material as load. The corresponding stress on the floor was $p = 60 \text{ kN/m}^2$. Even with this small loading the floor heave could be considerably slowed down, indeed nearly to standstill. This somewhat reassuring result, however, was not of significance to the whole stretch of the tunnel in the marlstone, as one knows from oedometer tests that swelling depends, not only on the mineralogical composition but also on the load history of the material. Greater heights of overburden means higher initial stresses and thus an increased swelling capacity. This was in fact observed in section M9 where the overburden is 300 m giving a vertical normal stress of about 8 MN/m^2 in the undisturbed state. In this measuring section three

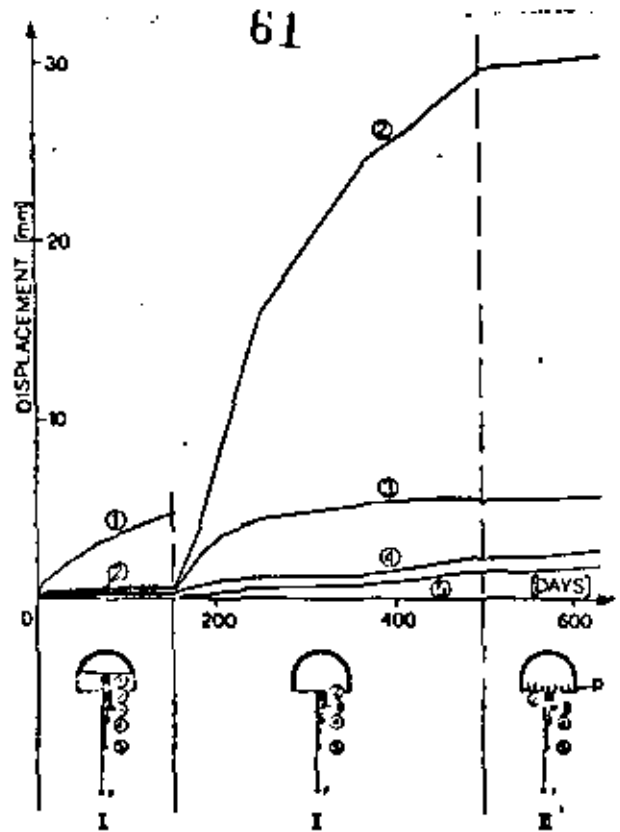


Fig. 6 Extensometer readings at the bottom of the tunnel for different phases of construction (M5)

extensometers were installed at the bottom of the tunnel after the bench had been removed (Fig. 7). The results of the measurements showed, in comparison to those of section M5, a much greater rate of heave of the floor, but also a nonuniform distribution across the section. In Fig. 8 a comparison of the swelling heaves in the various measuring sections is shown. Once more we note, that different in-situ swelling potentials may be traced back to the combined action of different mineralogical compositions and of different overburden stresses. In a semi-logarithmic representation the time variation of the movements during the

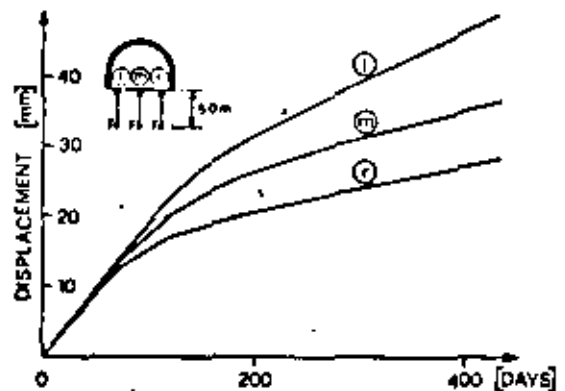


Fig. 7 Nonuniform swelling heave at the bottom of the tunnel for the measuring section M9

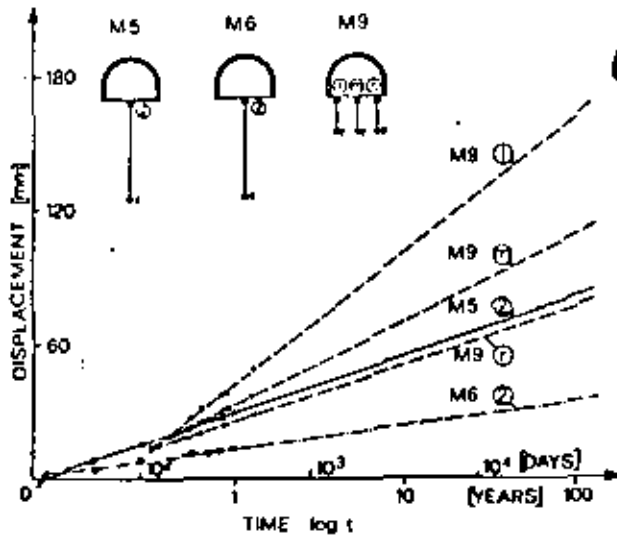


Fig. 8 Comparison of the swelling heave in the various measuring sections

period of observation can be approximated very well by straight lines. The extrapolation, therefore, to a further 100 years seems to be reasonable, provided the conditions of the construction remain the same. The authors are aware of the great uncertainties involved in such an extrapolation, however, it is felt, that the displacements obtained in this way, are on the safe side. From these considerations it is concluded, that the heave of the flat bottom of the tunnel, without the restraint of the invert arch, could reach up to 20 cm depending on the height of overburden and mineralogical composition respectively. Three alternative constructional measures came into consideration:

- the prevention of heave by means of an invert arch construction
- permitting the rock to expand into the tunnel during the entire service period
- permitting a large amount of swelling and to resist further expansion by a strong invert arch construction.

The basic relationship between bottom heave and swelling pressure p is shown schematically in Fig. 9. Of great importance are the intercept values p^* and δ on the coordinate axes. In the present case the value δ could be adequately estimated by means of measurements (Fig. 8). The extreme value of swelling pressure p^* , however, remains an open question, as from the few laboratory tests carried out it was not possible to obtain a reliable data base.

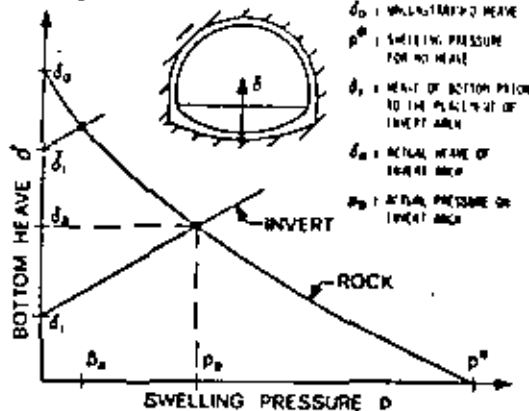


Fig. 9 Characteristics lines for the swelling rock and the invert arch

62
 via. Therefore, it cannot be ruled out that p^* could even take on values corresponding to the primary state of stress. This is all the more likely, since the content of minerals causing swelling (montmorillonite, illite) in the marl increases with the advance of the tunnel. At the maximum overburden depth (Fig. 2) the vertical normal pressure could, as it was mentioned above, reach a value of up to 8 MN/m². On account of this uncertainty and the lack of knowledge regarding the exact form of the characteristics line for the swelling rock it was decided to seek an alternative solution to the problem, by permitting a sufficiently large heave, thereby controlling the development of swelling pressures. The influence of permitting deformations on the swelling pressure is readily seen in Fig. 9, if the values p_a and p_0 , which correspond to the different values of δ_1 and δ_2 are compared. The chosen solution is illustrated in Fig. 10. Essentially it was planned to install an invert arch, so that the abutments A and B of the tunnel lining are stabilized with respect to possible rotation or inward horizontal displacements. Further, it was necessary to construct a safe base for the road deck with long-term stability. The invert arch should be capable of transmitting its own weight, that of the fill material and of the traffic loads to the rock. The concrete lining lies on supports at certain intervals and the intervening spaces are filled with foam pads. This material, made of a kind of plastic (polystyrol) with a voids ratio of 98 %, serves as the exterior formwork for concreting. For the supports a lightweight concrete with a small cement content was chosen. Its material properties and its shape (the ratio of height to base length) were selected in such a way that failure occurs at a prescribed low strength associated with extremely large deformability (strains of up to 70 %). Between the supports the rock is allowed to swell and prostrate the space filled with foam material. The supports can only load the invert arch up to its prescribed peak strength. The limit set to the strength of the supports is important, since the stiff marlstone despite the swelling process can exhibit such a high strength that it can scarcely flow around the supports. The construction of the invert arch is at present being carried out according to the method described here.

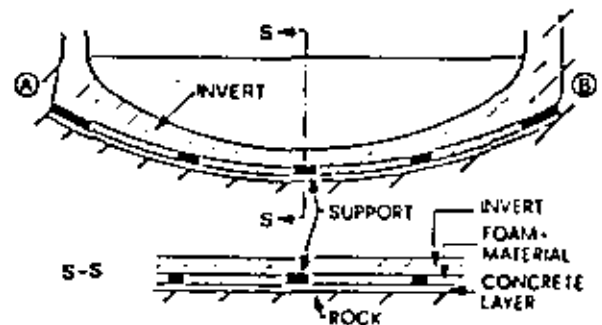


Fig. 10 Invert arch on low strength support pads allowing swelling of the ground

2.2 Pressure Tunnel with Prestressed Concrete Lining

For the construction of the hydroelectric power scheme Griagol-Oberraar in the Swiss Alps the pressure tunnel in igneous rock was lined with prestressed concrete. This method

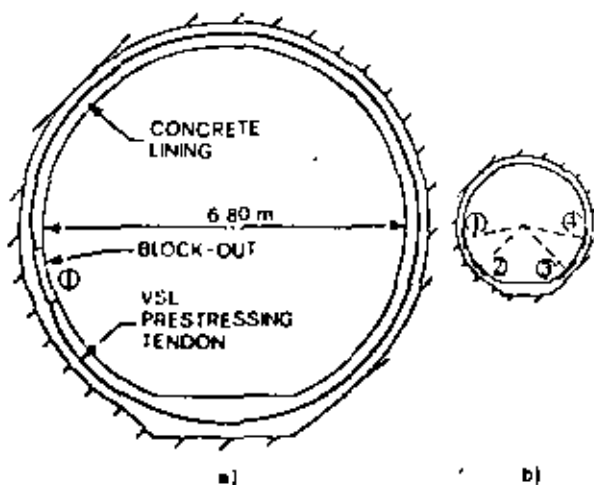


Fig. 11 Prestressed concrete lining for a pressure tunnel
 a) Layout of the tendon in position 1
 b) Positions of the tendon in subsequent sections

of construction is especially suitable if the tunnel is subjected to a relatively low internal pressure, i.e. a value not much in excess of 1.5 MN/m^2 [5]. The internal diameter of the tunnel is 6.8 m, the depth of the concrete lining 0.4 m and the internal pressure 0.75 MN/m^2 . The cross-section of the tunnel with the cable guides at position 1 of the stressing location is shown in Fig. 11/a. The cables (system VSL) were laid alternately at intervals of 20 cm in the positions 1 to 4 (Fig. 11/b). The breaking capacity for each cable was 1547 kN. The function of the prestressing was to prevent cracking in the concrete due to internal pressure, in order to ensure that the pressure tunnel remains leakproof.

The interaction of the concrete and rock was thoroughly investigated at the planning stage. Parametric studies with the finite element programme STAB [6] were carried out in cooperation with the design engineers¹⁾ and the contractor²⁾. The aim of these computations was to throw some light on the question if the interaction of the concrete lining with the rock could hinder the desired build up of compressive stresses in the concrete. The interaction was simulated as the embedment of an elastic ring in an elastic medium. The Young's modulus of the medium corresponded to the deformation modulus of the rock. The loading was given by the forces due to the prestressing of a single cable. In order to eliminate tensile stresses between the ring and the elastic medium the computations were carried out iteratively. As a result of these parametric studies using a simplified computations model any apprehensions about the possible transmission of the prestress effect from the concrete to the rock could be dispelled. It was decided to check this result by in-situ measurements as well, and further to investigate the behaviour of the prestressed ring for the alternating cable positions. In particular the deformation of the

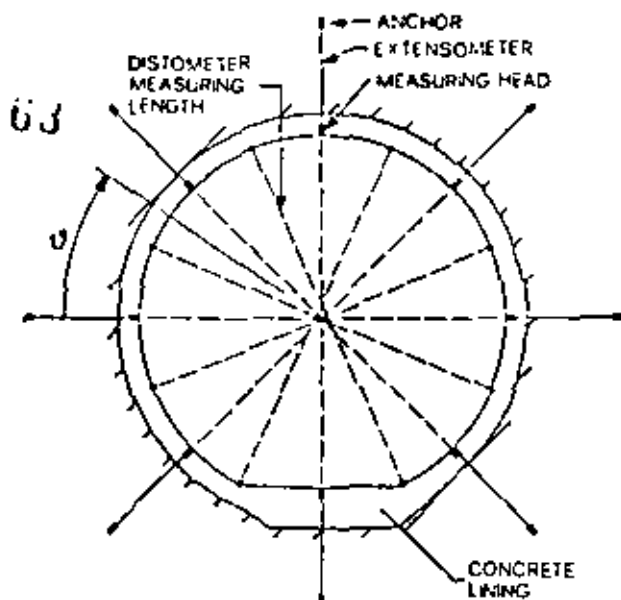


Fig. 12 Layout of the extensometers and the convergence measuring lengths

concrete ring and the separation of the ring from the surrounding rock had to be evaluated. By adjusting the computational model better to the actual conditions in-situ it should also be possible to test the theoretical prediction against the real behaviour of the structure. Two measuring sections 40 m apart were fitted out with 8 DISTOMETER measuring lengths (Fig. 12). Based on preliminary computations the anchor position of the extensometer in a depth of 2.2 m could be regarded as a fixed point. The measuring lengths between the diametrically opposed measuring heads of the extensometer have solely a control function. Readings were taken before applying prestress and in steps of 25 %, 50 % and 100 % of the maximum stress. The changes in diameter for the loading case 100 % prestress force are given in Table 1.

A comparison of the results of the DISTOMETER measurements with those of the single point extensometer shows that the anchor position of the extensometer is, in fact, a fixed point. The radial deformations of the concrete lining in two measuring sections for the last stage of loading (100 % prestress) are shown

TABLE 1: CHANGE IN DIAMETER δ

	ϑ	$\delta \epsilon$ [mm]	$\delta \sigma$ [mm]	$\frac{\delta \epsilon - \delta \sigma}{\delta \sigma}$ [%]
MEASURING SECTION ①	0	5.85	5.26	11
	$\pi/4$	3.97	3.93	1
	$\pi/2$	9.95	9.81	1
	$3\pi/4$	4.04	4.57	12
MEASURING SECTION ②	0	3.65	3.50	4
	$\pi/4$	1.44	1.70	15
	$\pi/2$	12.90	12.74	1
	$3\pi/4$	3.41	3.50	1

$\delta \epsilon$: EXTENSOMETER MEASUREMENTS

$\delta \sigma$: DISTOMETER MEASUREMENTS

1) Ingenieurunternehmung AG, Bern

2) Losinger AG, Bern

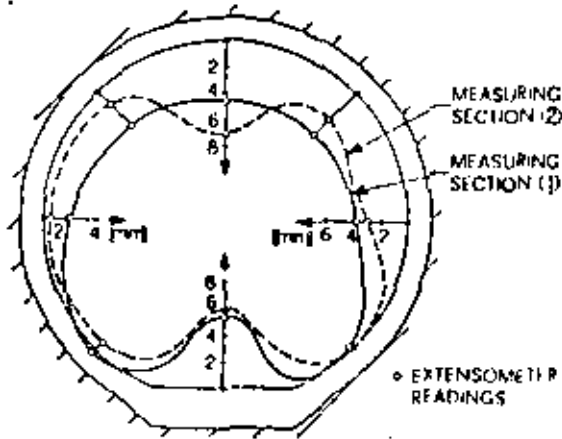


Fig. 13 Results of the extensometer measurements for the loading case 100% prestress force

In Fig. 13, The variation of the deformation between the individual measuring points is unknown. The curves in this figure are based on arbitrary estimation and serve the purpose simply of giving a visual representation of a possible ring deformation. In reality, the tunnel lining is a long cylindrical shell, which rests in places on the rock, and it is quite possible that in certain sections the lining is not in contact with the rock mass. It should be understood that this would be the case in measuring section 2. The insertion of a ring between the lining and the rock is a possible solution in preventing a transfer of the prestress force to the rock. After measuring out the prestress ring along the whole length of the tunnel and after completion of the measurements this ring was filled by grouting. If one plots the observed changes in diameter as a function of the angle φ (Fig. 14), then, due to the large number of measurements taken, a total deformation curve can be obtained, it was attempted, therefore, to select the assumption for a computer model, such that the theoretical and experimental curves came as close together as possible. The distribution of the computed values shown in Fig. 15 is based on the following assumptions:

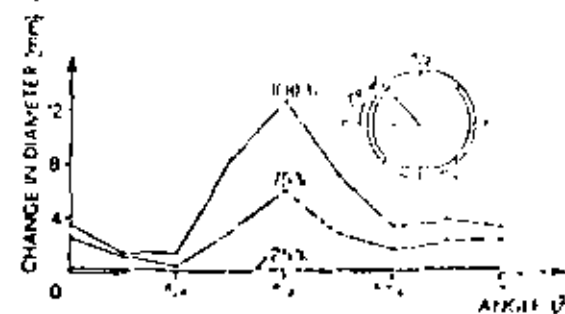


Fig. 14 Distometer measurements at three different levels of prestress force in measuring section 2

- the support positions of the elastic ring are at $\varphi_1 = -30^\circ$ and $\varphi_2 = 210^\circ$
- the Young's modulus for concrete and rock are $E_c = 15000 \text{ MN/m}^2$ and $E_R = 2000 \text{ MN/m}^2$ respectively
- the influence of different cable positions is obtained by superimposing the effects of the individual cables.

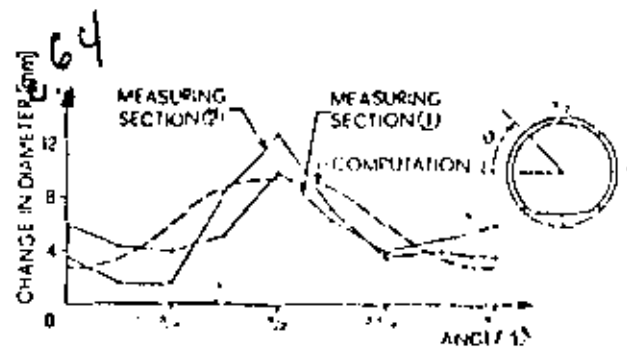


Fig. 15 Results of computations and of measurements for the loading case of 100% prestress force

The agreement obtained by this ring, by means of measurements and observations, is quite satisfactory, and may be regarded as a good one. The theoretical deformations have been supplied and the observed values for the case of 100% prestress force. The results of the computer calculations are shown in Fig. 15. The difference between the experimental and theoretical values, due to the deformation of the rock mass, is about 2 mm.

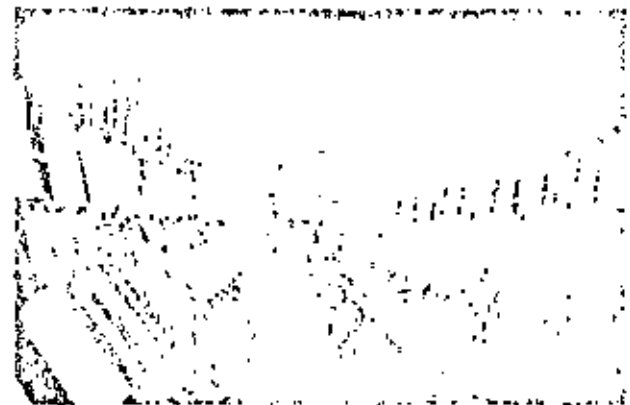


Fig. 16 The position of the prestress force in the tunnel lining

REFERENCES

- [1] FARKAS, J., (1962) "The Prestressing of Tunnel Linings", published in "Proceedings of the International Conference on Tunneling", Budapest, 1962, pp. 1-12.
- [2] FARKAS, J., (1963) "The Prestressing of Tunnel Linings", published in "Proceedings of the International Conference on Tunneling", Budapest, 1963, pp. 1-12.
- [3] FARKAS, J., (1964) "The Prestressing of Tunnel Linings", published in "Proceedings of the International Conference on Tunneling", Budapest, 1964, pp. 1-12.
- [4] ANTONI, G., (1964) "The Prestressing of Tunnel Linings", published in "Proceedings of the International Conference on Tunneling", Budapest, 1964, pp. 1-12.
- [5] KATT, P., (1964) "The Prestressing of Tunnel Linings", published in "Proceedings of the International Conference on Tunneling", Budapest, 1964, pp. 1-12.
- [6] FARKAS, J., (1964) "The Prestressing of Tunnel Linings", published in "Proceedings of the International Conference on Tunneling", Budapest, 1964, pp. 1-12.

CONSTRUCCION DE TUNELES

DISEÑO

ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO

JUNIO, 1979.



2. DISEÑO

2.1 Consideraciones generales.

Se presenta el análisis de esfuerzos en el revestimiento de túneles, y se hace un repaso de los métodos que se usan para resolver el problema.

La determinación de esfuerzos y deformaciones en el revestimiento de un túnel, es un problema bastante complicado debido entre otras cosas a:

- El desconocimiento de la magnitud y de la distribución de presiones del suelo o roca.
- La incertidumbre de las propiedades mecánicas del terreno y del comportamiento del revestimiento.
- Algunas condiciones temporales no previstas.

Por lo anterior, resulta aconsejable utilizar para el diseño factores de seguridad mayores que para otro tipo de estructuras así como definir con más detenimiento la combinación de cargas más desfavorables.

Debe tomarse en cuenta, además, que los esfuerzos máximos no se presentan necesariamente en la condición final sino que pueden ocurrir durante la construcción o poco tiempo después de haberse terminado.

Los primeros análisis que se hicieron no consideraban el efecto del confinamiento del medio, es decir, se suponía que las cargas actuaban sobre estructuras rígidas y se ignoraba todo tipo de resistencia pasiva que pudiera ofrecer la roca circundante.

Después algunos autores como Kommerelli, Razanov y Hewett recomendaron métodos para tomar en cuenta al empuje pasivo del terreno en el cálculo de las deformaciones; estos métodos adolecían del defecto de no efectuar el análisis de la estructura completa, y se observó que sobrestimaban el efecto de la resistencia pasiva.

Algunos autores han tratado de incluir en los cálculos la interacción entre las deformaciones de la estructura y la reacción elástica del confinamiento. Estos métodos, se basan en una relación lineal entre presiones y desplazamientos.

Parece muy conveniente recurrir al apoyo lateral del terreno al diseñar las secciones del revestimiento de túneles, haciéndolos suficientemente flexibles, de tal suerte que puedan aceptar deformaciones bajo la acción de las cargas y permitir ajustes automáticos para adaptarse a la línea de presiones.

2.2 Método de Bougayeva.

Es un método aproximado, de aplicación sencilla, que conduce a buenos resultados en estructuras de concreto. Se utiliza para analizar secciones circulares y considera la presión de confinamiento del medio elástico. (Ref. 1)

- 1) La distribución de reacción de suelo, para la condición de carga vertical uniforme, se supone que varía de acuerdo con:

$$\begin{array}{ll} \xi < 45^\circ & C\delta = 0 \\ 45^\circ < \xi < 90^\circ & C\delta = -C\delta_v \cos 2\xi \\ 90^\circ < \xi < 180^\circ & C\delta = C\delta_v \sin^2 \xi + C\delta_f \cos^2 \xi \end{array}$$

- 2) Aplicando el método del centro elástico, las ecuaciones para las redundantes son:

$$\begin{array}{l} X_1 a_{11} + a_{01} = 0 \\ X_2 a_{22} + a_{02} = 0 \end{array}$$

Efectuando los cálculos correspondientes se llega a:

$$\begin{array}{l} X_1 = r k r \left[P(0.375\alpha - 0.18169) + 0.34694 C\delta_v + 0.03778 C\delta_f \right] \\ X_2 = r k \left[P(0.21221\alpha - 0.31831) + 0.52427 C\delta_v \right] \end{array}$$

Donde:

$\alpha = 2 - \frac{rk}{r}$, δ_v , δ_f son las deformaciones radiales en el eje horizontal y en la parte inferior de la sección respectivamente, que se usaron para definir los términos aij.

- 3) Para conocer δ_v y δ_f se establecen las siguientes condiciones:

- El desplazamiento de la estructura en el diámetro horizontal, es igual a la deformación del suelo

$$C\delta_v \left(\frac{rk}{r} + 0.06937 \right) = P(0.06831 + 0.04167\alpha) - 0.01778 C\delta_f$$

- La componente vertical de la reacción de confinamiento, es igual a la carga exterior.

$$P - 0.1933 C \delta v - \frac{2}{3} C \delta f = 0$$

Resolviendo el sistema, δv y δf quedan expresados en función de r_k , r , P , E , J , y C .

$$C \delta v = \left(\frac{0.04167 (1+\alpha)}{m + 0.06416} \right) P$$

$$C \delta f = \left(1.5 - \frac{0.0122 (1+\alpha)}{m + 0.06416} \right) P$$

$$\text{Siendo } m = \frac{EJ}{Cr^4}$$

- 4) Mediante las sustituciones requeridas se obtienen

$$X1 = P r_k r \left[(0.385 \alpha - 0.125 + \frac{0.014 (1+\alpha)}{m + 0.06416}) \right]$$

$$X2 = P r_k \left[(0.21221 (\alpha - 1) + \frac{0.021 (1+\alpha)}{m + 0.06416}) \right]$$

- 5) Una vez resuelta la estructura hiperestática, se pueden definir los elementos mecánicos para cualquier punto de interés.

$$M = M_0 + X1 - X2 r \cos \vartheta$$

$$M = N_0 + X2 \cos \vartheta$$

- 6) Para facilitar el cálculo de M y N , se ha preparado una tabla que contiene los valores de los parámetros para resolver las ecuaciones

$$\begin{aligned} M &= P r_k r \left[A \alpha + B + C_1 n (1 + \alpha) \right] \\ N &= P r_k \left[D \alpha + F + G n (1 + \alpha) \right] \end{aligned}$$

$$\text{Donde } n = \frac{l}{m + 0.06416}$$

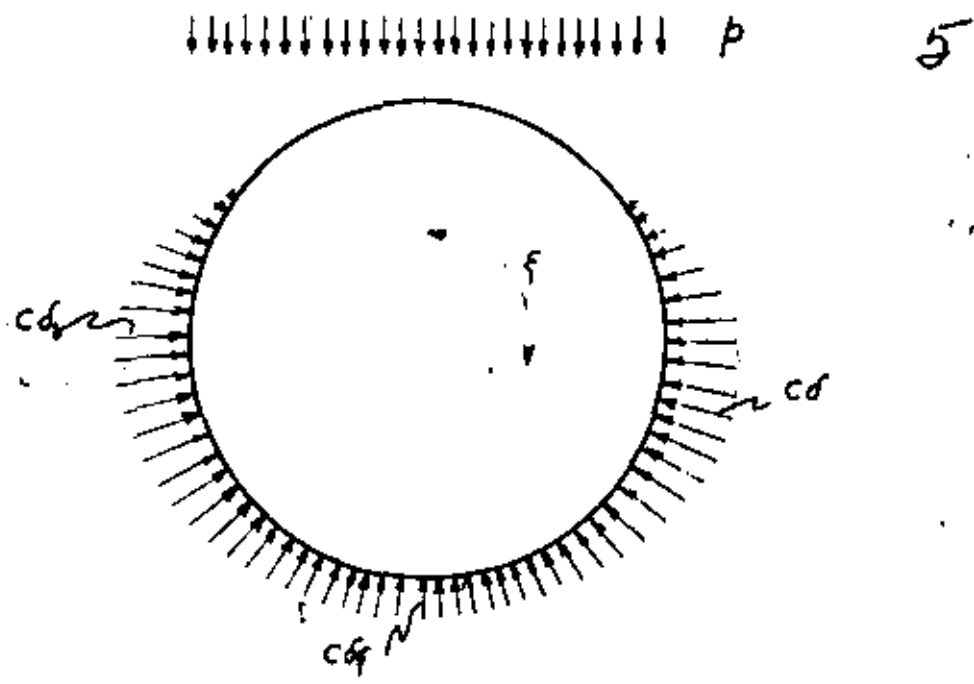


FIG. 1.- DISTRIBUCION DE LA REACCION DE ROCA.

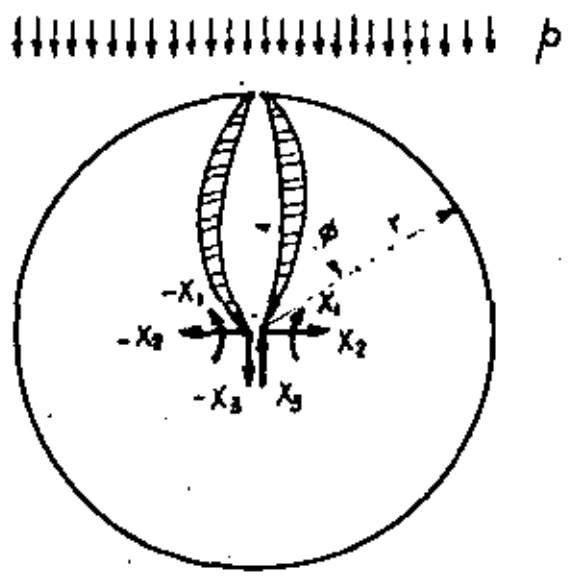


FIG. 2.- METODO DEL CENTRO ELASTICO.

ϕ	A	B	C_1	D	F	G
0	0.1628	0.0872	-0.00700	0.2122	-0.2122	0.02100
$\pi/4$	-0.0250	0.0250	-0.00084	0.1500	0.3500	0.01485
$\pi/2$	-0.1250	-0.1250	0.00825	0.0000	1.0000	0.00575
$3\pi/4$	0.0250	-0.0250	0.00022	-0.1500	0.9000	0.01380
π	0.0872	0.1628	-0.00837	-0.2122	0.7122	0.02240

FIG. 3.- COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE M Y N.

Ejemplo:

$$r_k = 4.50 \text{ m} \quad r = 4.30 \text{ m}$$

$$J = \frac{\pi}{32} (4.5^4 - 4.3^4) = 6.69 \text{ m}^4$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2, \quad E = 5000 \sqrt{f'c} = 79\,060 \text{ kg/cm}^2 = 790\,600 \text{ t/m}^2$$

$$C = 15\,000 \text{ t/m}^3 \quad P = 3 \text{ t/m}^2$$

$$m = \frac{EJ}{Cr_k r^3} = \frac{790\,600 \times 6.69}{15\,000 \times 4.5 \times 4.3^3} = 0.9855$$

$$n = \frac{1}{m+0.06416} = \frac{1}{0.9855 + 0.06416} = 0.6146$$

$$\alpha = 2 - \frac{4.5}{4.3} = 0.953 \quad 1 + \alpha = 1.953$$

$$M = Pr_k r \left[A \alpha + B + C_1 n (1 + \alpha) \right] = 58.05 (0.953 A + B + 1.20 C_1)$$

De la figura 3 se obtienen los coeficientes A, B y C_1 .

θ	M
0°	$58.05 (0.953 \times 0.1628 + 0.0872 - 0.007 \times 1.20) = 13.58$
$\pi/4$	$58.05 (-0.953 \times 0.025 + 0.025 - 0.00084 \times 1.20) = 0.01$
$\pi/2$	$58.05 (-0.953 \times 0.125 - 0.125 + 0.00825 \times 1.20) = -13.60$
$3\pi/4$	$58.05 (0.953 \times 0.025 - 0.025 + 0.00022 \times 1.20) = -0.05$
π	$58.05 (0.953 \times 0.0872 + 0.1628 - 0.00837 \times 1.20) = 13.69$

$$\delta_v = \frac{0.04167 (1 + \alpha)}{m + 0.06416} \frac{P}{C} \doteq 0.02 \text{ mm}$$

$$\delta_f = \left(1.5 - \frac{0.0122 (1 + \alpha)}{m + 0.06416} \right) \frac{P}{C} \doteq 0.30 \text{ mm}$$

7

Con objeto de apreciar la influencia del módulo de reacción en el momento máximo, revisemos la expresión:

$$M = Pr_k r [A \alpha + B + C_1 n (1 + \alpha)]$$

sustituyendo valores

$$\frac{M}{58.05} = 0.953 A + B + 1.953 C_1 n$$

para $\theta = 0$ $\frac{M}{58.05} = 0.953 \times 0.1628 + .0872 - 1.953 \times .007 n$

$$\frac{M}{58.05} = 0.2423 - \frac{0.01367}{m + .06416} = 0.2423 - \frac{0.01367}{\frac{14783.08}{C} + .06416}$$

C	Mo/58.05	Mo	f ₁
0	0.2423	14.06	1.00
1000	0.2414	14.01	0.99
10000	0.2335	13.55	0.96
50000	0.2045	11.87	0.84

Asignando diferentes valores A C, se obtiene la curva de la figura 4. La misma variable en función de m, se muestra en la figura 5.

$$Mo/58.05 = 0.2423 - \frac{0.01367}{m + 0.06416}$$

m	Mo	f ₂
0	1.70	0.12
0.1	9.23	0.69
0.4	12.35	0.92
0.7	13.03	0.97
1.0	13.32	1.00
2.0	13.68	1.02

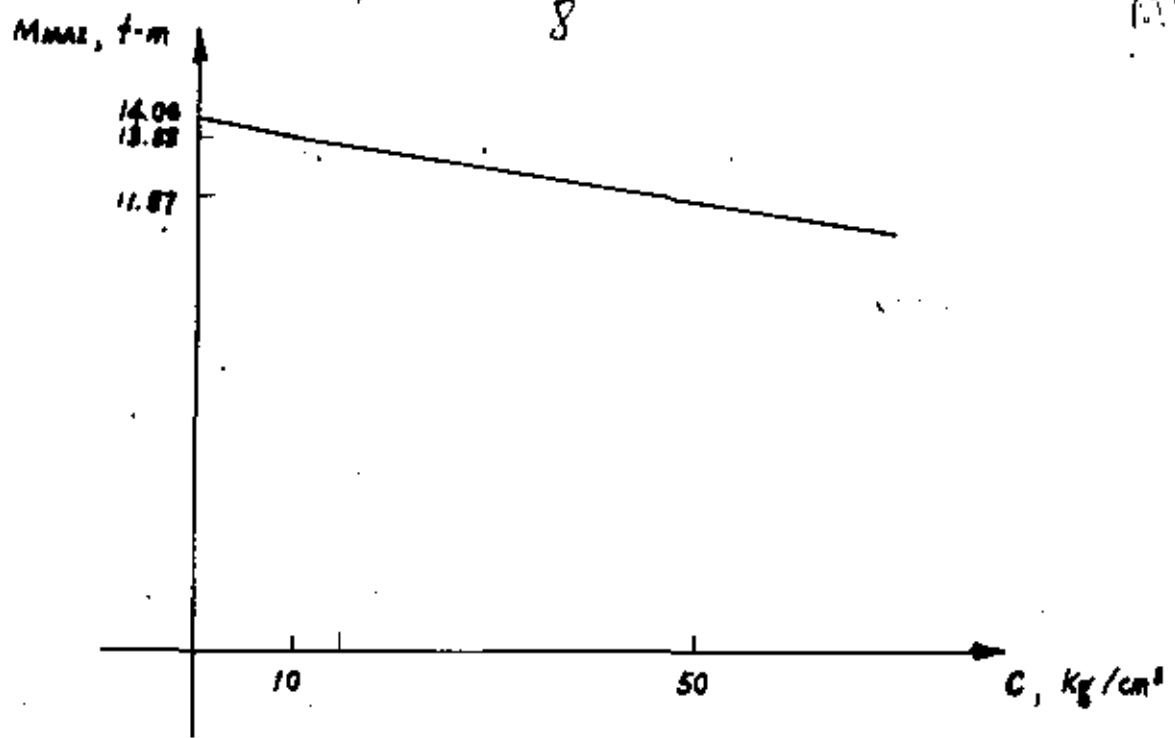


FIG. 4.- VARIACION DE M_{MAX} EN FUNCION DEL MODULO DE REACCION.

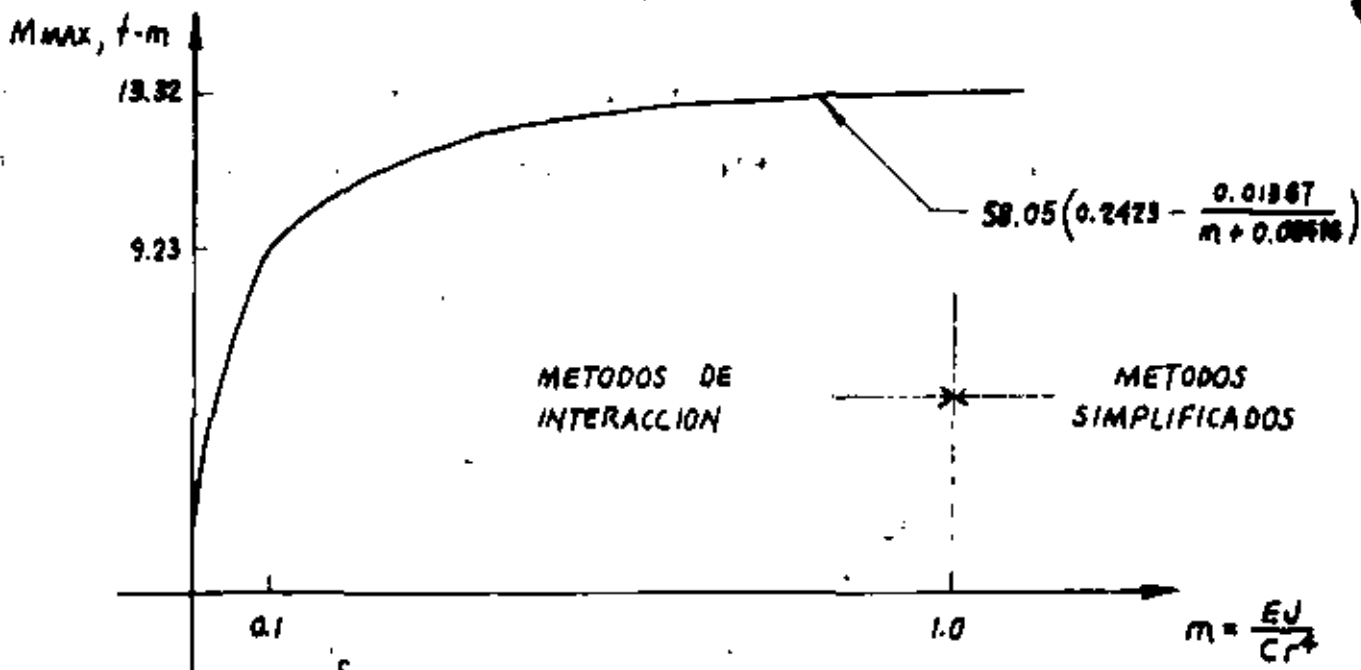


FIG. 5.- VARIACION DE M_{MAX} EN FUNCION DEL PARAMETRO m .

2.3 Métodos convencionales.

Para diseños preliminares, se pueden aplicar los métodos de Davidov o de Varga y aún simplificaciones más elementales. Si el revestimiento está formado por charolas o dovelas, los métodos de análisis recomendados, por ser más exactos son el de Hewett-Johanneson y el del Polígono.

Cuando se desea mucha precisión en los resultados, las secciones monolíticas de concreto, se pueden analizar aplicando los métodos de Bodrov-Gorelik o de Orlov. (Ref. 1). Por ser estos métodos (polígono, Bodrov-Gorelik y Orlov) muy largos y tediosos, su empleo se justifica solo para el diseño de túneles de sección uniforme y cuando el suelo pueda considerarse homogéneo en una longitud considerable.

En el Apéndice 1 se incluye un ejemplo de diseño de un revestimiento empleando métodos convencionales que no toman en cuenta la reacción del terreno.

2.4 Métodos combinados.

Estos métodos aunque no garantizan la compatibilidad rigurosa de las deformaciones entre el revestimiento y la roca, presentan algunas ventajas, pues resuelven condiciones de carga tan detalladas como se quiera, ya que el cálculo estructural se realiza usando programas de computadora de carácter general como el STRESS y puede aplicarse en forma iterativa considerando los resultados de los análisis anteriores, es decir, lo que se llamaría un análisis de segundo orden; logrando que el comportamiento de la estructura sea congruente con las características de la roca (Ref. 2).(Ref. 3)

2.5 Método del elemento finito.

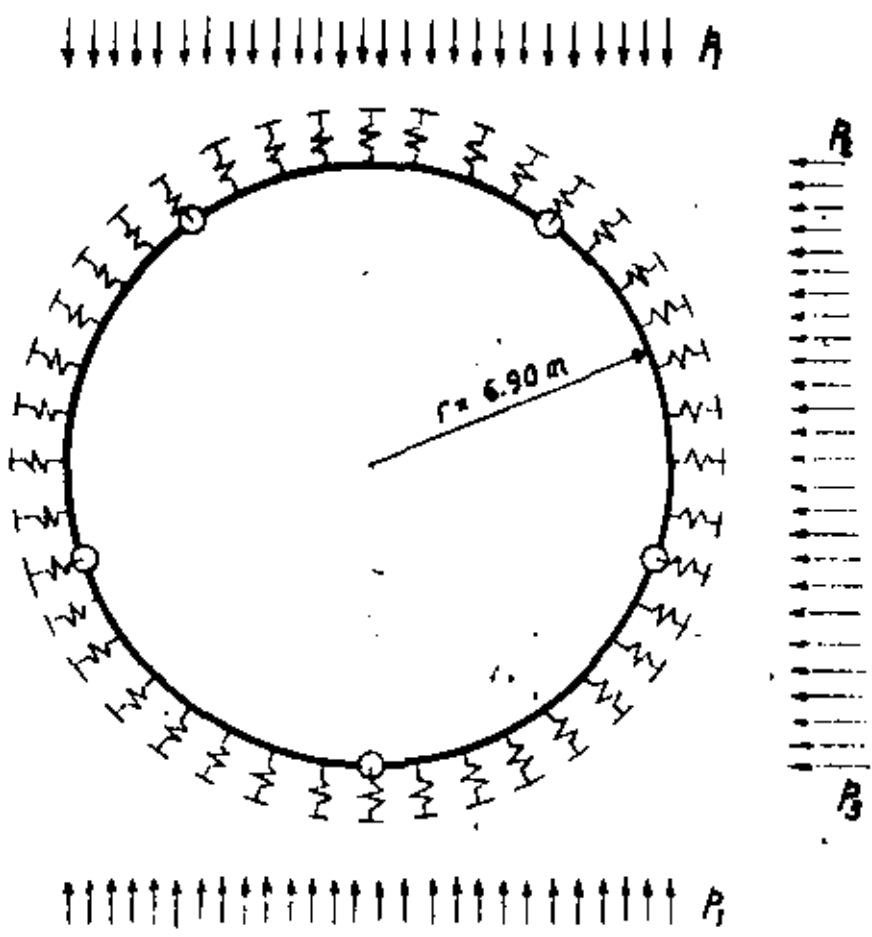
Gracias a las computadoras electrónicas se han elaborado programas que son capaces de determinar con mucha precisión los esfuerzos en el revestimiento de túneles. Un procedimiento muy poderoso para realizar esto, es el método del elemento finito, ya que es aplicable al análisis de medios continuos que pueden cambiar sus propiedades mecánicas de un punto a otro; siendo posible así tomar en cuenta la interacción roca-estructura.

El método del elemento finito es un procedimiento de análisis matricial por medio del cual, un medio continuo real se idealiza como un conjunto de elementos (que pueden ser diferente forma, tamaño y propiedades mecánicas) interconectadas en un número finito de puntos nodales. A esta representación se le llama malla.

La forma de elemento más utilizada es el triángulo porque permite un mejor ajuste en la frontera del medio que se idealiza. El tamaño del elemento escogido depende del campo de esfuerzos en estudio; es decir, se eligen elementos más pequeños donde se localizan esfuerzos elevados o en zonas de interés particular. Al usar una malla más fina (más elementos) el campo de esfuerzos que se obtiene como solución se aproxima más a la realidad.

El siguiente paso consiste en determinar la rigidez del conjunto de elementos, estudiando la rigidez de cada uno y sumándolas apropiadamente. Conocidas la rigidez del conjunto y las sollicitaciones, se determinan los desplazamientos de los nudos y después se calculan los esfuerzos en cada elemento con base en la teoría de elasticidad.

M-3



- $E = 70\,000 \text{ t/m}^2$
- $P_1 = 41.6 \text{ t/m}$
- $P_2 = 22.8 \text{ t/m}$
- $P_3 = 32.2 \text{ t/m}$
- $C = 10 \text{ kg/cm}^2$

CONDICION DE CARGA $\rightarrow \{P_0\}$

$$\rightarrow \{d_0 \times C\} \rightarrow \{P_{c1}\}$$

CORRECCION POR CONFINAMIENTO

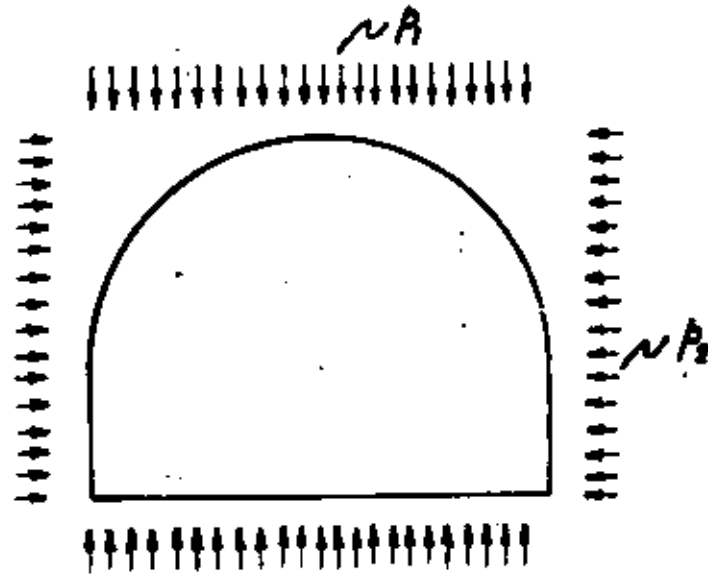
$$\{P_1\} = \{P_0 - P_{c1}\} \rightarrow \{d_1 \times C\} \rightarrow \{P_{c2}\}$$

$$\{P_2\} = \{P_0 - P_{c2}\} \rightarrow \{d_2 \times C\} \rightarrow \{P_{c3}\}$$

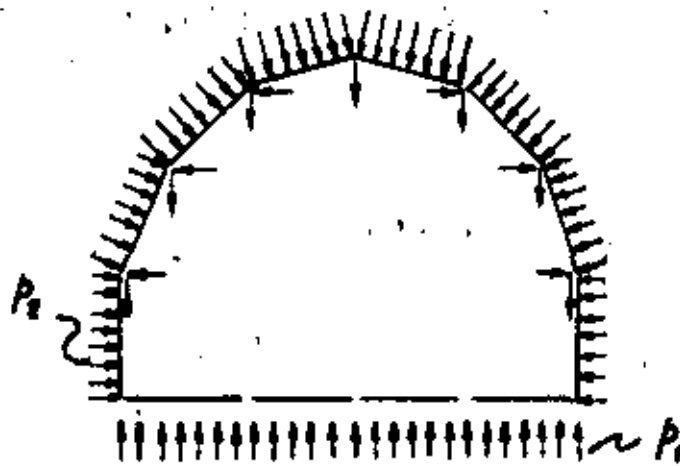
$$\{P_3\} = \{P_0 - P_{c3}\} \rightarrow \{d_3 \times C\} \rightarrow \{P_{c4}\}$$

CUANDO $\{d_3\} \neq \{d_2\}$, $\{P_{c4}\} \neq \{P_{c3}\}$
 USAR ULTIMO ANALISIS.

FIGURA 6.- ANALOGIA DE LOS RESORTES.



b) CONDICION DE CARGA ESPECIFICADA.



c) SECCION TRANSVERSAL Y CARGA CONSIDERADAS.

FIGURA 7: - METODO MIXTO.

2.5.1 Aplicación del método.

Como ejemplo ilustrativo del método del elemento finito se presenta el siguiente caso en que la sección revestimiento-roca se idealizó mediante 282 elementos finitos triangulares (Fig 8).

La frontera horizontal AB es teóricamente de extensión infinita; es necesario para propósitos prácticos limitar el análisis del medio formado por roca y túnel. Se considera que la roca está limitada por una base rígida CD y por una frontera vertical BD con desplazamiento horizontal impedido.

Es necesario que las fronteras CD Y BD estén localizadas a una distancia suficiente del túnel de manera que no tengan influencia en los resultados. Esto constituye un punto crítico, ya que si dichas fronteras están cerca del túnel, se obtendrá una solución incorrecta y si están muy alejadas se hará necesario cubrir una extensión mayor, con el consiguiente incremento de costo de análisis o pérdida de precisión en la solución.

2.5.1.1 Características de la roca y del concreto.

Una de las principales ventajas del método del elemento finito es poder analizar medios constituidos por materiales de diferentes características. Así, por ejemplo, el revestimiento de un túnel se considera como un material elástico lineal e isotrópico, definido por los valores de módulo de elasticidad, relación de Poisson y peso volumétrico, mientras que para la roca se acepta, en general, que es incapaz de soportar esfuerzos de tensión, debido a la presencia de numerosas grietas y fisuras en su estado natural.

La suposición de comportamiento elástico lineal en toda la masa de roca es satisfactoria si el estado de esfuerzos que existe

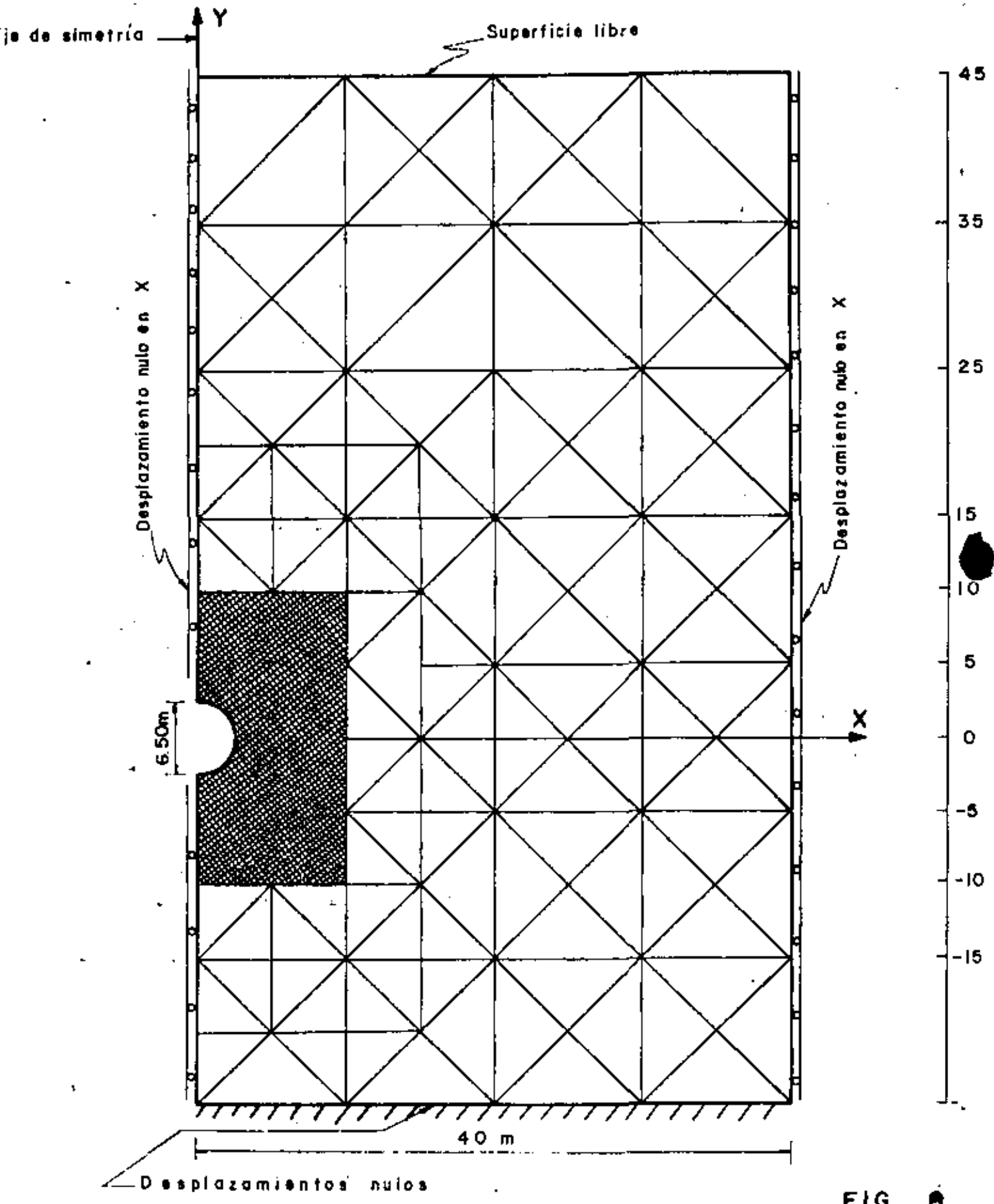


FIG. 8

es de compresión. Un modelo razonable, consiste en considerar a la roca como un material elástico lineal en la dirección de los esfuerzos principales de compresión y con resistencia nula, o muy pequeña, en la dirección de los esfuerzos principales de tensión.

En tanto los niveles de esfuerzos de compresión sean bajos, el modelo anterior es aceptable; en el caso de túneles profundos, los esfuerzos de compresión pueden llegar a niveles tan altos que deba tomarse en cuenta la fluencia en compresión; en ese caso podría considerarse un comportamiento no-lineal por fluencia y por no-tensión. Un modelo capaz de ajustarse a un amplio rango de propiedades del material es el modelo visco-plástico, propuesto por Zienkiewicz (Ref. 4).

Para tratar con rocas que no admiten tensión, se puede aplicar un método de iteraciones, que consiste en identificar, de la solución elástico lineal, los elementos sometidos a tensión y reemplazar los esfuerzos de tensión por "cargas equivalentes" concentradas en los nudos de dichos elementos. (Ref. 5)

2.5.1.2 Determinación de las cargas.

En un sistema roca-revestimiento pueden distinguirse dos casos extremos. En el primero, la excavación es autoestable y el revestimiento se construye para eliminar deformaciones excesivas y roturas locales; las cargas deben determinarse tomando en cuenta la fluencia de la roca a largo plazo. En el segundo, la excavación es inestable sin revestimiento y éste se coloca durante la construcción; se requiere un estudio del mecanismo de falla de la roca para determinar la carga sobre el revestimiento y efectuar un análisis no lineal que considere la no-tensión en la roca y la fluencia por compresión.

2.5.1.3 Programa de computadora.

Un programa de computadora que permita aplicar el método del elemento finito al caso de deformación plana y considerando que el medio que rodea al revestimiento no soporte tensión queda formulado de la siguiente manera:

- 1.- Lee los datos generales que definen el problema v.g. el número de puntos o nudos de la malla, el número de elementos triangulares, el número de condiciones de carga, etc.
- 2.- Lee las propiedades mecánicas de los materiales que forman el medio.
- 3.- Lee las coordenadas de los nudos y los números de los tres nudos que definen cada elemento, es decir, datos para establecer la topología de la malla de triángulos que idealiza al medio que se analiza. Además lee las condiciones de frontera.
- 4.- Lee el sistema de cargas para el cual nos interesa la distribución de esfuerzos y deformaciones del medio.
- 5.- Con los datos anteriores forma la matriz de rigidez de cada elemento, matriz que a su vez sirve para formar la matriz de rigidez total del conjunto de elementos.
- 6.- Con la matriz de rigidez total y el sistema de cargas, se determinarán los desplazamientos de cada nudo de la malla.
- 7.- Conocidos los desplazamientos se determinan los esfuerzos principales en cada elemento.

/7

8. En las zonas donde no se admite tensión, se reemplazan los esfuerzos principales de tensión por cargas equivalentes concentradas en los nudos de los elementos, -- fuerzas que mantienen al medio en equilibrio al eliminar las tensiones.
9. El sistema de fuerzas equivalentes obtenido en el paso 8, se suma, (con signo menos) al sistema inicial de -- fuerzas.
10. Con el nuevo sistema de fuerzas iniciales-equivalentes del paso 9, se repiten los pasos 6,7,8, y 9 tantas veces como sea necesario hasta que los esfuerzos de tensión desaparezcan (o sean de un valor menor a uno - - pequeño prefijado) y el problema queda resuelto.

El Programa Imprime

1. Todos los datos en los paso 1, 2, 3 y 4 anteriores.
2. Los resultados del problema, es decir los desplazamientos de los nudos para cada elemento triangular: los esfuerzos normales σ_x , σ_y , el esfuerzo cortante τ_{xy} - y los esfuerzos principales. Finalmente el sistema de fuerzas iniciales-equivalentes obtenido en el paso 9. Estos resultados se imprimen para cada una de las iteraciones empleadas para resolver el problema.

2.5.1.4 Resultados de análisis.

Con un programa de computadora, se aplicó a la sección revestimiento-roca mostrada en las figuras 8, 9 y 10 un sistema de cargas formado por: el peso propio del revestimiento de concreto, el peso del agua dentro del túnel (tubo lleno) una presión exterior uniforme de 2.5 kg/cm^2 actuando sobre el revestimiento.

Con la distribución de esfuerzos para los criterios de si-tensión y no-tensión en la roca, se calcularon la fuerza normal y el momento flexionante en tres secciones del revestimiento como se muestra en la figura 11, para la combinación de las tres condiciones de carga indicadas. Se puede observar la diferencia que se tiene en las dos soluciones (si-tensión y no-tensión en la roca).

Con los esfuerzos obtenidos del análisis de elementos finitos podemos obtener los elementos mecánicos (fuerza normal y momento flexionante) en cualquier sección del revestimiento del túnel como se muestra en las figuras 11, 12, 13 y 14.

Con estos elementos mecánicos podemos hacer el diseño por flexo-compresión.

Debe notarse que para los ejemplos presentados, podemos concluir que el revestimiento trabaja solo a compresión, con esfuerzos bajos, no requiriendo por tanto de armado.

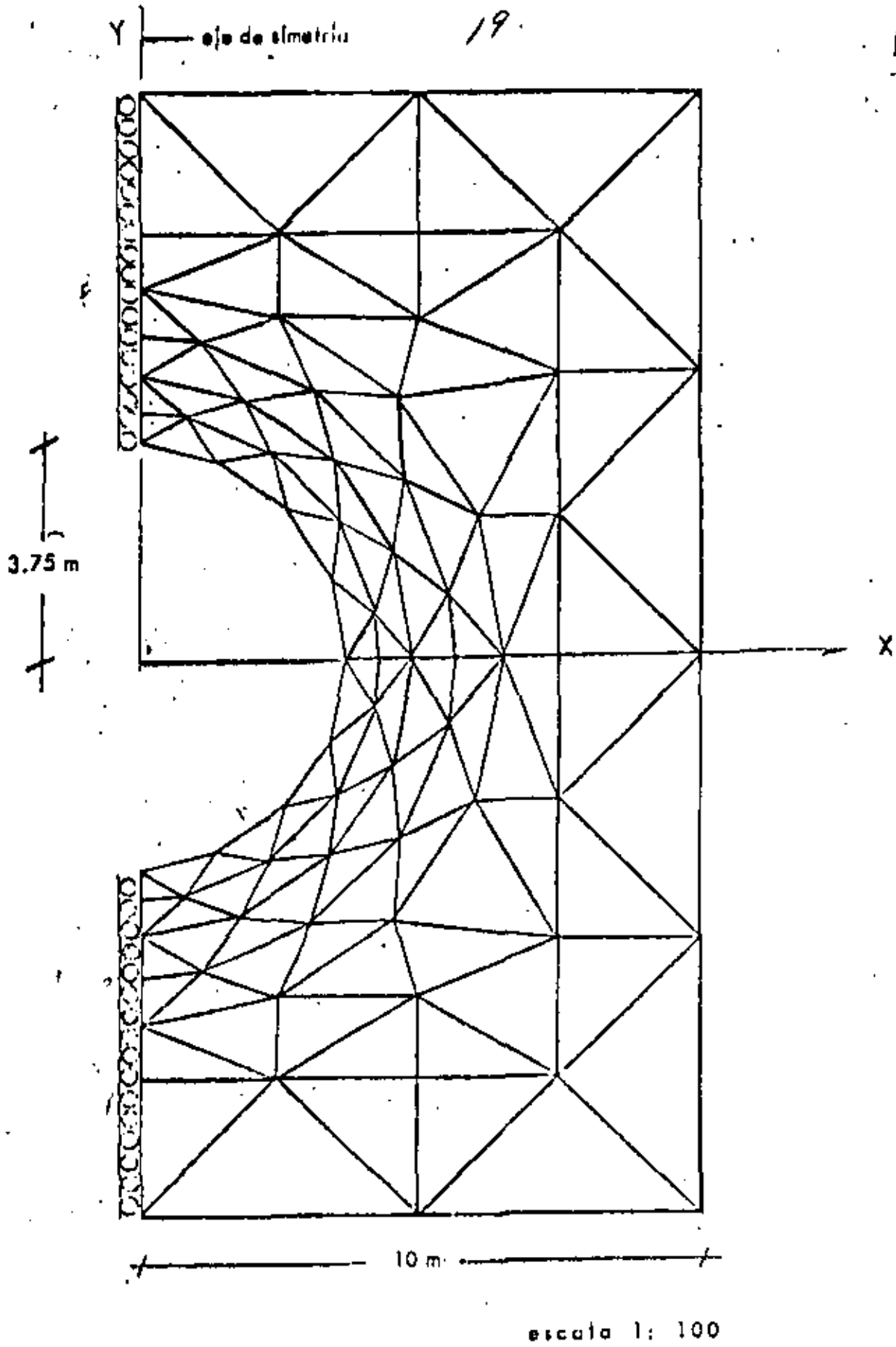


FIGURA 9.- Idealización de la roca que rodea al revestimiento del túnel mediante 116 elementos finitos triangulares

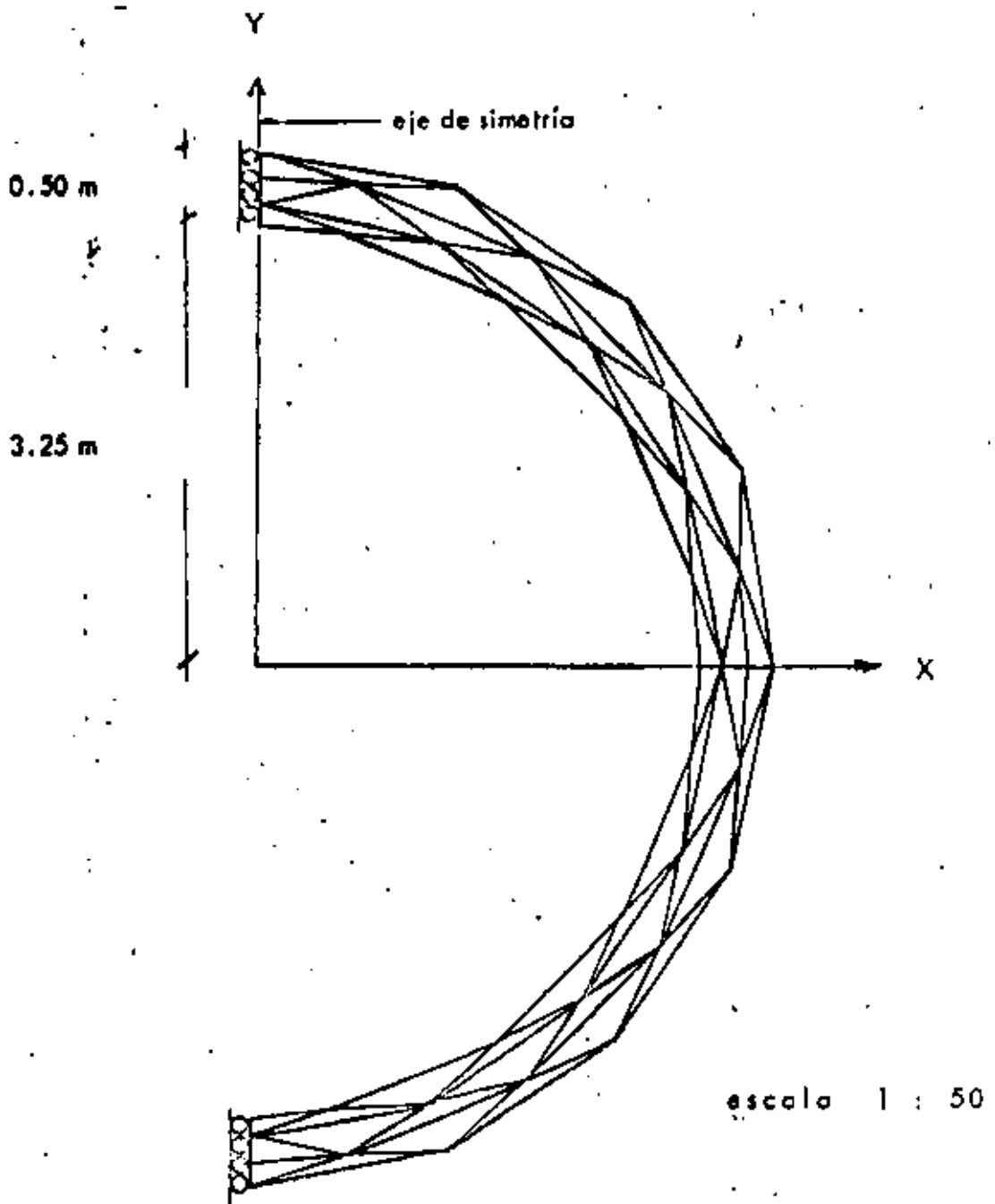


FIGURA 10.- Idealización del revestimiento del túnel mediante 54 elementos finitos triangulares, formando una malla con 40 nudos.

$N = 70.55 \text{ ton}$
 $M = 0.164 \text{ ton-m}$

$N = 63.23 \text{ ton}$
 $M = 0.050 \text{ ton-m}$

$N = 69.78 \text{ ton}$
 $M = 0.014 \text{ ton-m}$

a) Si tensión en la roca

Tramo del tubo considerado = 1 m

$N = 88.21 \text{ ton}$
 $M = 0.087 \text{ ton-m}$

$N = 84.40 \text{ ton}$
 $M = 0.025 \text{ ton-m}$

$N = 81.09 \text{ ton}$
 $M = .0015 \text{ ton-m}$

b) No tensión en la roca

FIGURA #1.-Elementos mecánicos en el revestimiento debido a la combinación de cargas, considerando dos comportamientos de la roca.

CONCRETO

$E = 148\,300 \text{ Kg/cm}^2$

$\nu = 0.35$

$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$

ROCA

$E = 100\,000 \text{ Kg/cm}^2$

$\nu = 0.35$

$\gamma = 2.3 \text{ ton/m}^3$

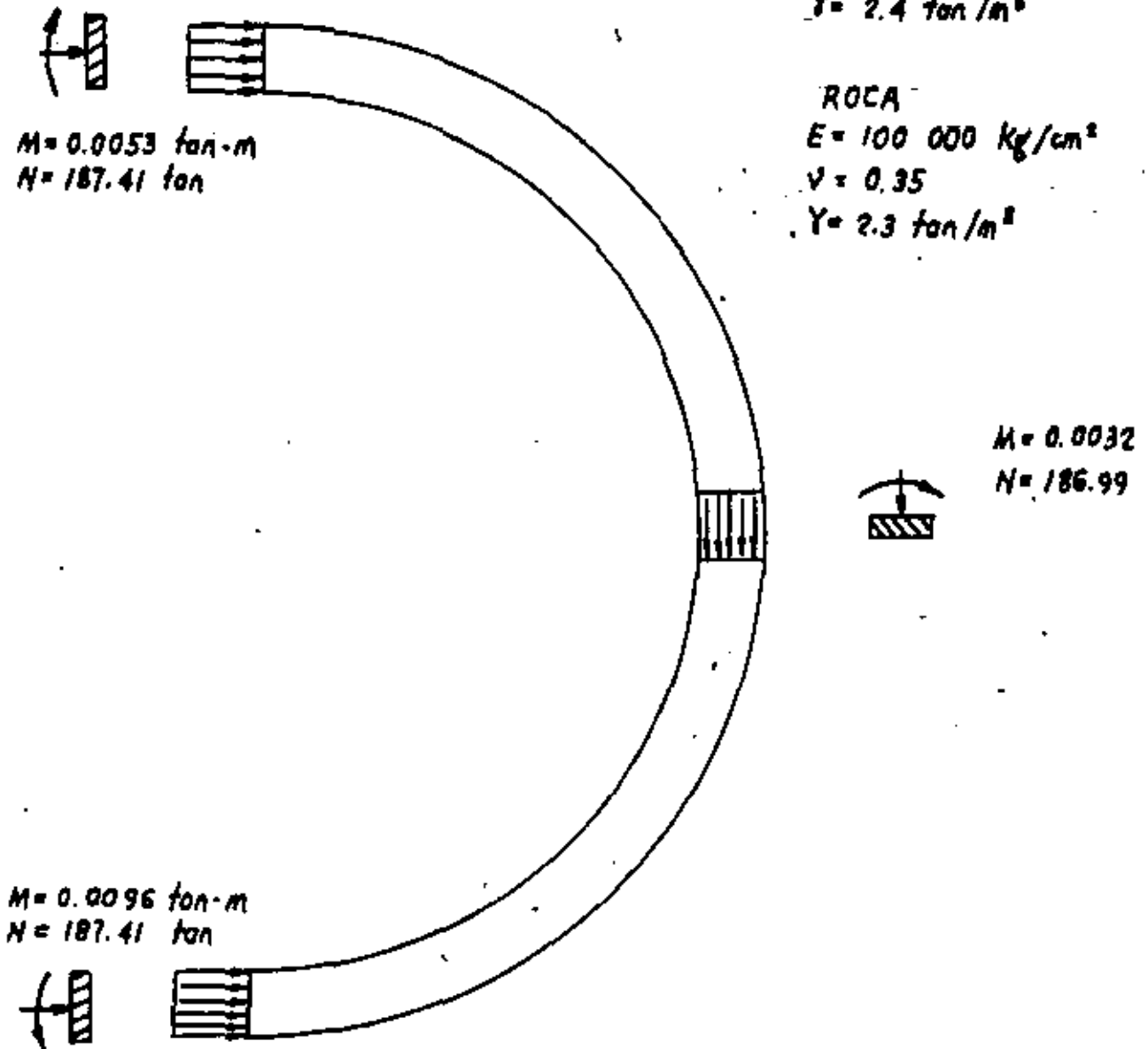


FIGURA. 12.-C A S O 1

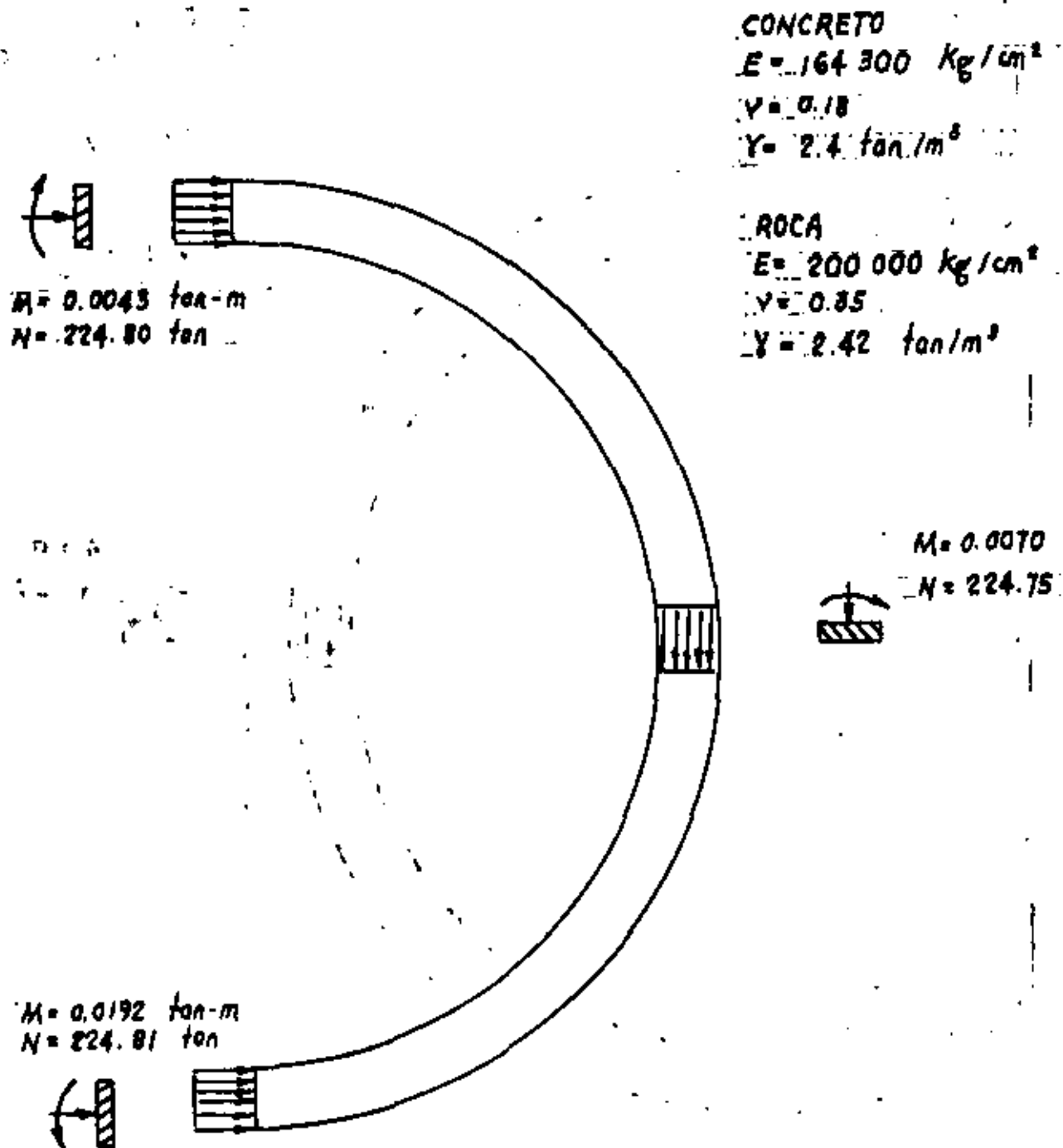


FIGURA 13.- C A S O 2

CONCRETO

$E = 173\ 200\ \text{Kg/cm}^2$

$\nu = 0.18$

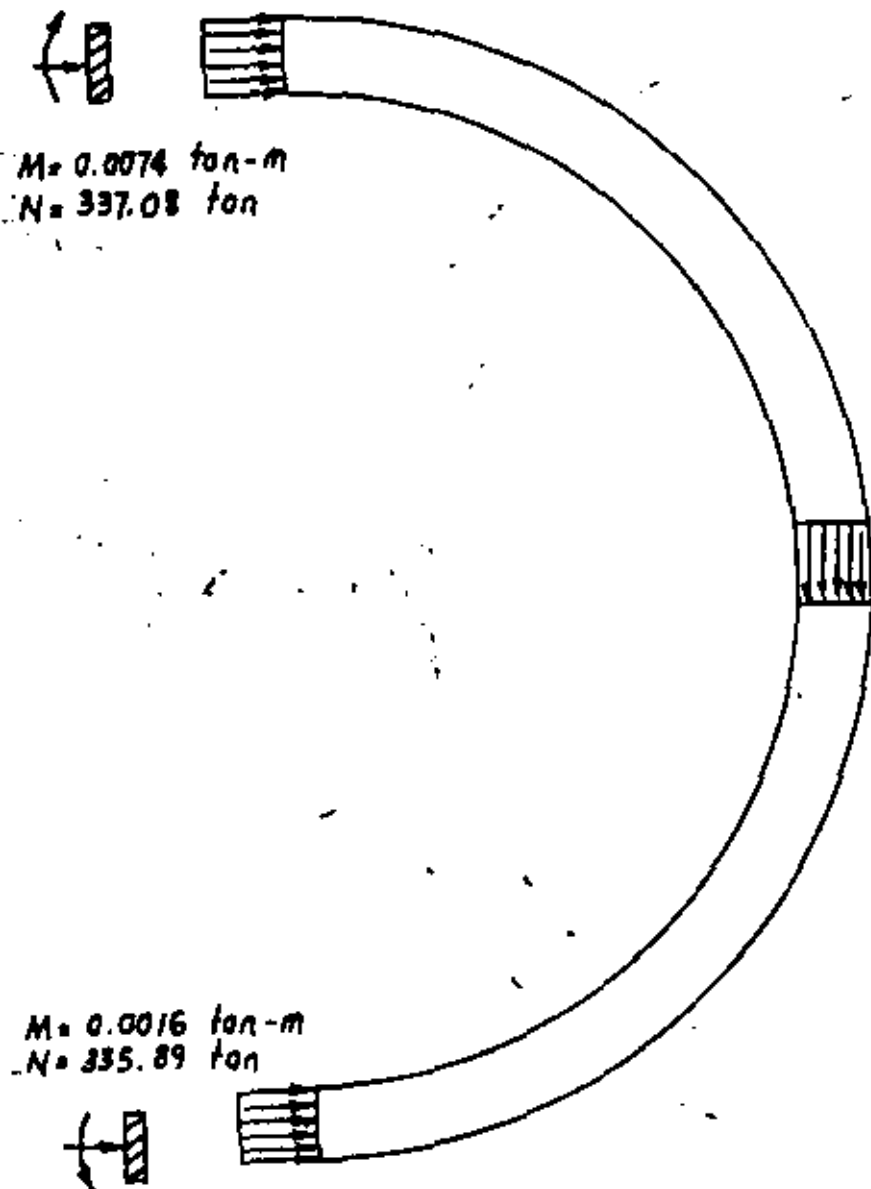
$\gamma = 2.4\ \text{ton/m}^3$

ROCA

$E = 67\ 000\ \text{Kg/cm}^2$

$\nu = 0.35$

$\gamma = 1.8\ \text{ton/m}^3$



$M = 0.0074\ \text{ton-m}$
 $N = 337.08\ \text{ton}$

$M = 0.0060$

$N = 336.53$

$M = 0.0016\ \text{ton-m}$
 $N = 335.89\ \text{ton}$

FIGURA 14.- C A S O 3

REFERENCIAS

- Ref 1 SZECHY, A., "The art of tunneling", 1973.
- Ref 2 BEBI, P., 1972, "Design of tunnel lining", Proceedings international symposium on underground openings, - PP 279-289, Lucerna, Suiza, Sept. 1972.
- Ref 3 KOVARI, K. 1972, "Design methods for underground structures", mismo documento anterior, PP 198-223.
- Ref 4 STAG, K.G., ZIENKIEWIKZ A.C. y CORMEAU I.C., 1972, "On the application of numerical visco-plastic model to rock mechanics problems", mismo documento anterior, PP 327-335.
- Ref 5 ZIENKIEWIKZ, A.C., S. VALLIAPPAN y KING, I.O., 1968, "Stress analysis of rock as a "no tension" material", Geotechnique, Vol. 18, PP 56-66, 1968.
- Ref 6 URAL, O., "Finite element method: basic concepts and applications", 1973, PP 74-77

CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEL TUNEL

1. Se estudiaron los 2 casos siguientes:

Caso 1.- Diámetro interior 6.70 m y espesor mínimo de 30 cm.

Caso 2.- Diámetro interior 6.50 m y espesor mínimo de 40 cm.

2. Se consideraron las 3 condiciones de carga siguientes:

Condición A.- Presión efectiva de roca variable según diámetro horizontal con un valor máximo de 7.4 ton/m² en la clava, que corresponde a un suelo de aluvión con un valor de $\phi = 40^\circ$ y un peso volumétrico de 2.2 ton/m² y además una presión-hidrostática de 30 m de altura de agua.

Condición B.- Presión efectiva de roca igual a la de la condición A y una presión hidrostática de 100 m de altura de agua.

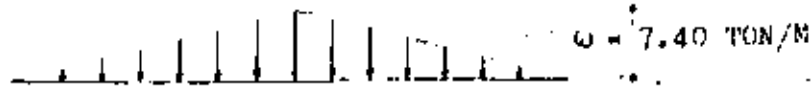
Condición C.- Presión de roca nula y una presión hidrostática de 100 m de altura de agua

3. Se supuso para la condición C que toda la presión de roca está soportada por los marcos de ademe o por el revestimiento temporal de concreto-lanzado.
4. La resistencia de proyecto del concreto se redondeó al valor inmediato superior múltiplo de 50 kg/cm², lo cual proporciona un margen de seguridad adicional considerable.
5. También se consideró que en ningún caso resultaría conveniente utilizar concreto de resistencia de proyecto menor que 200 kg/cm².

CONDICION A

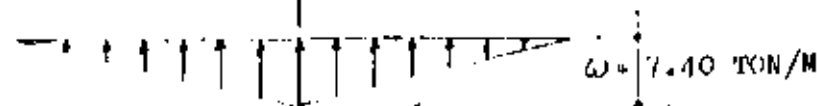
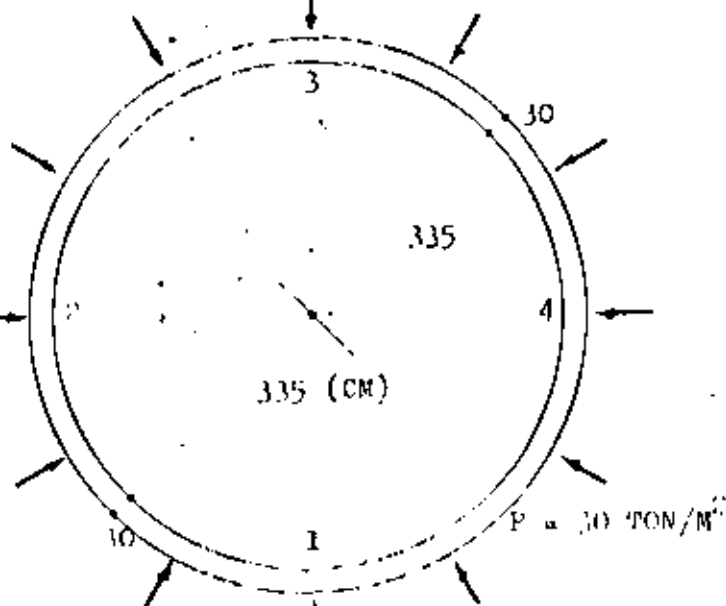
24

CASO 1

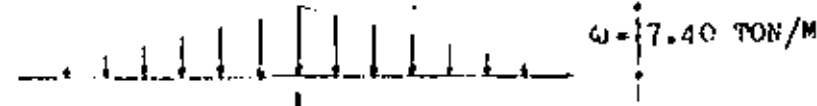


$$\begin{aligned} M_1 &= M_3 = + 15.97 \text{ TON-M} \\ N_1 &= N_3 = - 105.00 \text{ TON} \\ V_1 &= V_3 = 0.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= M_4 = - 13.60 \text{ TON-M} \\ N_2 &= N_4 = - 117.88 \text{ TON} \\ V_2 &= V_4 = + 1.38 \text{ TON} \end{aligned}$$

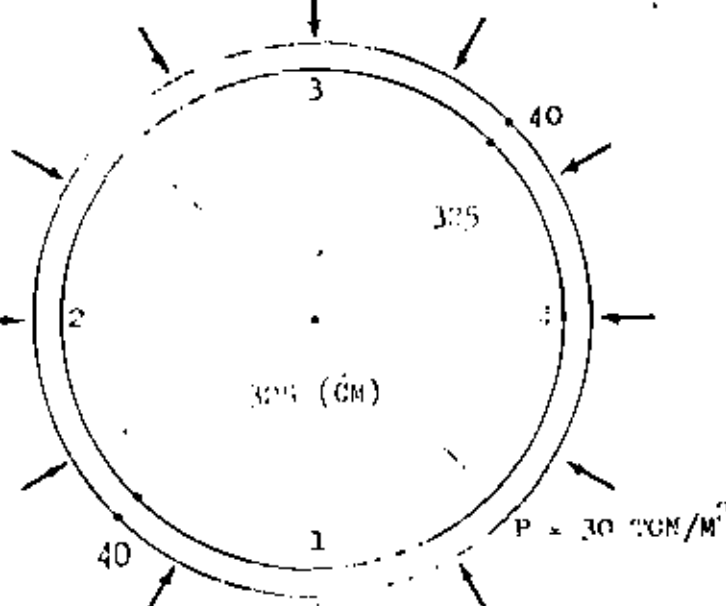


CASO 2



$$\begin{aligned} M_1 &= M_3 = + 15.15 \text{ TON-M} \\ N_1 &= N_3 = - 103.50 \text{ TON} \\ V_1 &= V_3 = 0.0 \end{aligned}$$

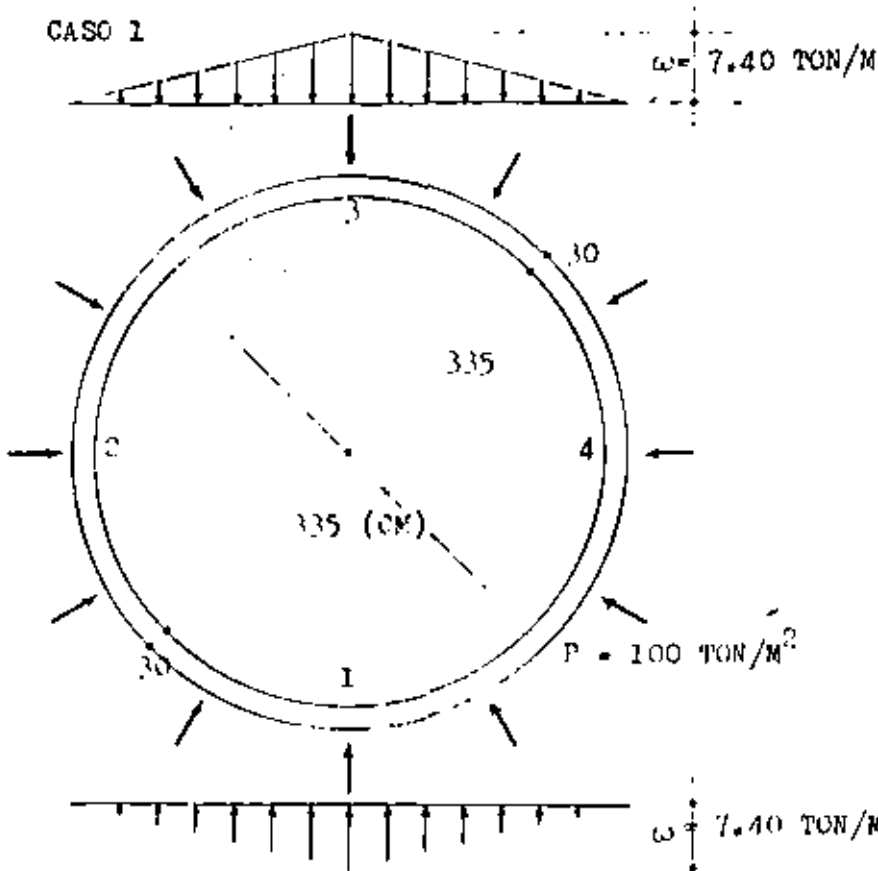
$$\begin{aligned} M_2 &= M_4 = - 13.30 \text{ TON-M} \\ N_2 &= N_4 = - 115.5 \text{ TON} \\ V_2 &= V_4 = + 1.26 \text{ TON} \end{aligned}$$



CONDICION B

28

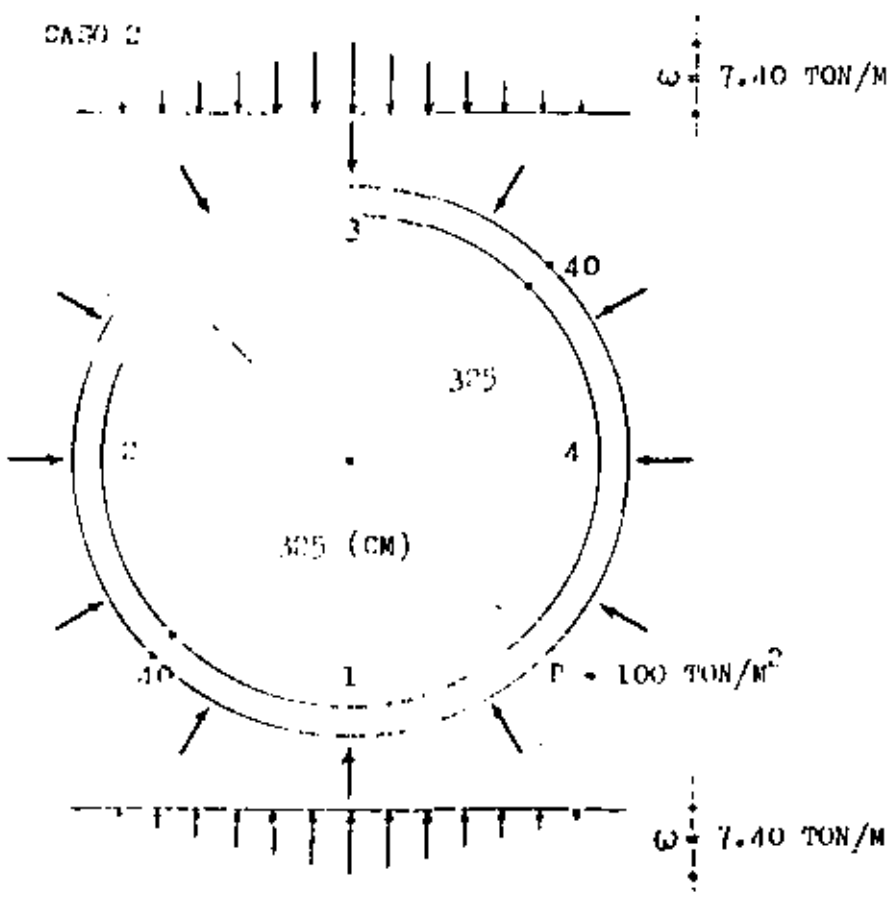
CASO 1



$$\begin{aligned} M_1 &= M_3 = + 15.92 \text{ TON-M} \\ N_1 &= N_3 = - 350.00 \text{ TON} \\ V_1 &= V_3 = 0.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= M_4 = - 13.60 \text{ TON-M} \\ N_2 &= N_4 = - 300.88 \text{ TON} \\ V_2 &= V_4 = + 1.18 \text{ TON} \end{aligned}$$

CASO 2

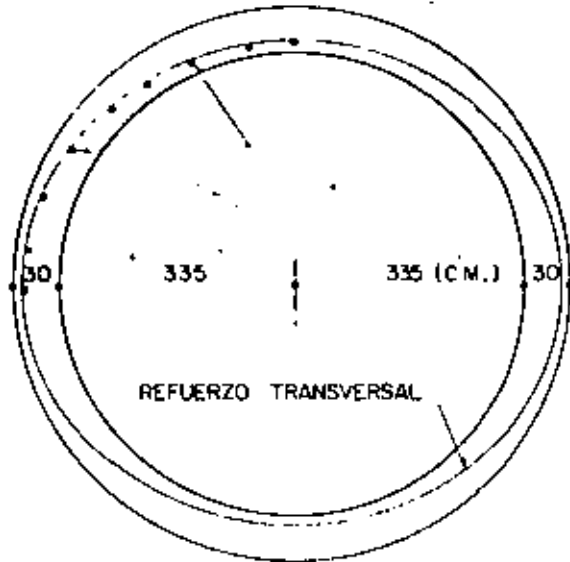


$$\begin{aligned} M_1 &= M_3 = + 15.15 \text{ TON-M} \\ N_1 &= N_3 = - 345.00 \text{ TON} \\ V_1 &= V_3 = 0.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= M_4 = - 13.30 \text{ TON-M} \\ N_2 &= N_4 = - 357.00 \text{ TON} \\ V_2 &= V_4 = + 1.26 \text{ TON} \end{aligned}$$

CASO 1 CONDICION A

REFUERZO LONGITUDINAL



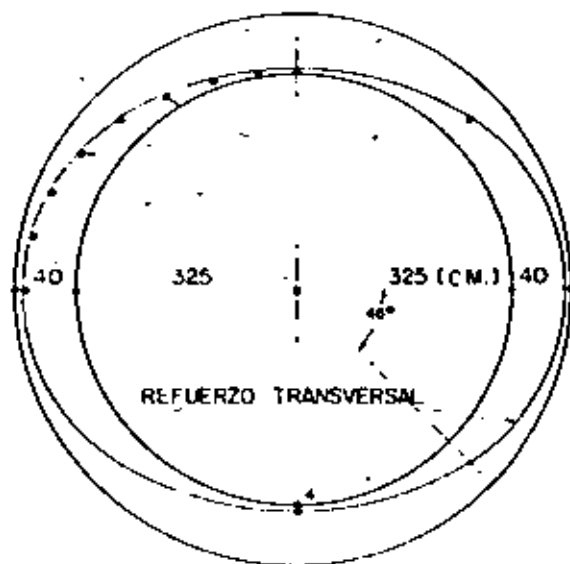
$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Refuerzo transversal} = \phi 3/4" @ 18 \text{ cm. } 300 \text{ Kg/M.}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 6.4 \text{ M}^3/\text{M.}$$

CASO 2 CONDICION A

REFUERZO LONGITUDINAL



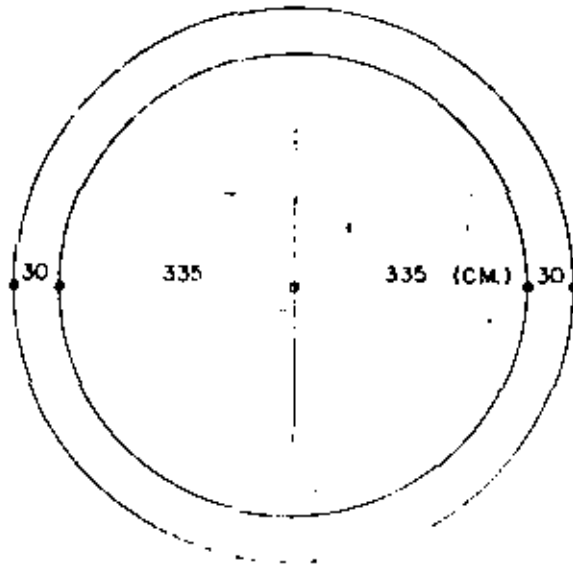
$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Refuerzo transversal} = \phi 5/8" @ 28 \text{ cm. } 130 \text{ Kg/M}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 8.40 \text{ M}^3/\text{M}$$

Se sugiere para ambos casos, como refuerzo longitudinal, $\phi 3/4" @ 25 \text{ cm.}$

CASO 1 CONDICION B

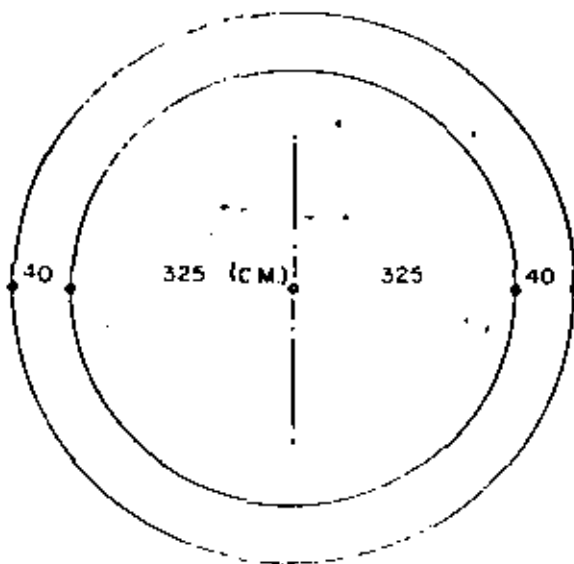


$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

No se requiere refuerzo

Volumen de concreto = 6.4 m³/m

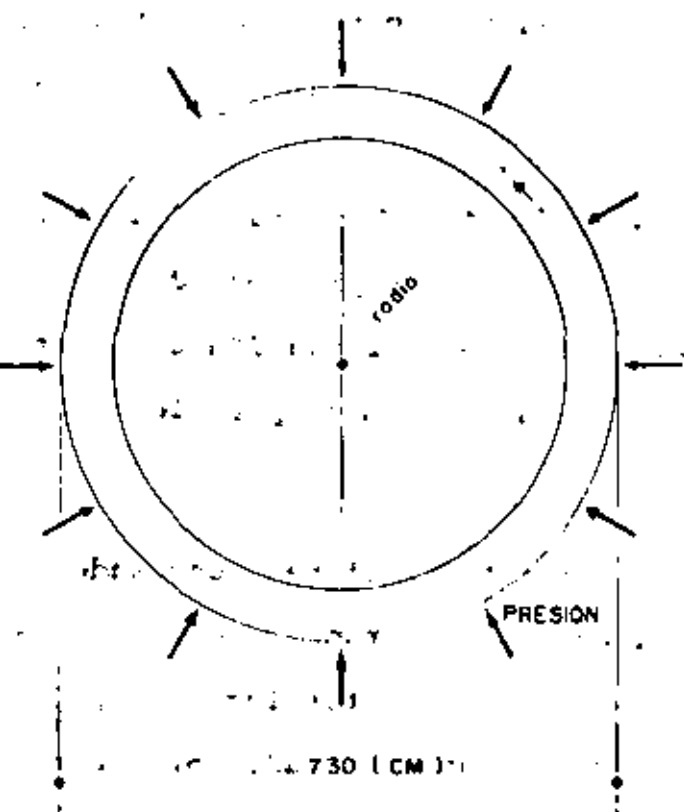
CASO 2 CONDICION B



$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

No se requiere refuerzo

Volumen de concreto = 8.40 m³/m



CASO 1 - CONDICION C

(radio = 3.50 m , presión = 100 ton/m²)

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = 0.0$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = - 350.00 \text{ ton}$$

$$V_1 = V_2 = V_3 = V_4 = 0.0$$

CASO 2 - CONDICION C

(radio = 3.45 m , presión = 100 ton/m²)

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = 0.0$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = - 345.00 \text{ ton}$$

$$V_1 = V_2 = V_3 = V_4 = 0.0$$

CASO 1.-
Condición C

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

No requiere refuerzo.

Volumen de concreto = 6.4 m³/mCASO 2.-
Condición C

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

No se requiere refuerzo

Volumen de concreto = 8.40 m³/m

PLANTEAMIENTO GENERAL DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO

Los pasos necesarios para hacer un análisis por elemento finito, que ya se habían mencionado, deben formularse y discutirse matemáticamente. Esto será una transición de los métodos matriciales de análisis estructural presentados en el capítulo 2 al método del elemento finito. Se puede estudiar un problema de esfuerzo plano usando un elemento triangular con deformación constante. Consideremos una placa delgada sometida a tensión pura localizada en el plano X-Y. (Ref. 6)

La placa ha sido dividida en elementos triangulares conectados en los nudos. Esto se podría llamar una generación de malla amplia para propósitos ilustrativos. Dada la naturaleza del problema, los nudos tienen solo dos grados de libertad, por ejemplo en las direcciones X y Y.

a) Los desplazamientos de los nudos son las incógnitas del método del elemento finito por desplazamientos

$$\{\delta\}_E = \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_m \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

El subíndice E se refiere al elemento E. Los subíndices i, j, m se refieren a los nudos asociados al elemento E. Cada nudo a su vez, tendrá sus dos grados de libertad.

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

(X, Y) es el desplazamiento en la dirección X y v(X,Y) en la

dirección Y. Al sustituir la ecuación 3.5 en la 3.4, se genera una matriz completa de los desplazamientos de los nudos.

b) Para expresar el comportamiento de los elementos, se suponen expresiones de desplazamiento en función de los desplazamientos de los nudos

$$\left\{ \beta \right\} = \left\{ \begin{array}{l} u(X,Y) \\ v(X,Y) \end{array} \right\} \quad (3.6)$$

Los términos $u(X,Y)$ y $v(X,Y)$ describen los desplazamientos en cualquier punto interior del elemento. La naturaleza de la función de desplazamiento debe ser compatible con el tipo de elementos usados. En el caso del elemento triangular con deformación constante, las funciones de desplazamiento son lineales. Estas funciones deben satisfacer también la compatibilidad de desplazamientos en la frontera de elementos adyacentes. Los coeficientes indeterminados de las funciones supuestas se determinan por medio de operaciones matriciales que se discutirán en el capítulo 4.

c) El cálculo de los desplazamientos nodales permitirá determinar todos los valores de deformación necesarios en los elementos. Cada punto tendrá tres componentes de deformación.

$$\left\{ \epsilon \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{array} \right\} \quad (3.7)$$

La teoría de elasticidad define la relación entre desplazamientos y deformaciones

$$\epsilon = \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial u}{\partial X} \\ \frac{\partial v}{\partial Y} \\ \frac{\partial u}{\partial Y} + \frac{\partial v}{\partial X} \end{array} \right\} \quad (3.8)$$

La ecuación 3.8 muestra claramente la razón por la que un elemento triangular con deformación constante debe tener asociada a él una función lineal de desplazamiento. Un planteamiento general de la relación desplazamiento-deformación se establece en la ecuación matricial

$$\{\epsilon\} = [B] \{\delta\} \quad (3.9)$$

d) Los valores de deformación obtenidos permitirán efectuar el cálculo de los esfuerzos en los elementos. La teoría de elasticidad relaciona las deformaciones con los esfuerzos por medio de la matriz (D). Hay tres componentes de esfuerzo en cada punto interior de un elemento.

$$\{\sigma\} = \left\{ \begin{array}{c} \sigma_X \\ \sigma_Y \\ \tau_{XY} \end{array} \right\} \quad (3.10)$$

Usando una matriz de transformación elástica adecuada, se puede escribir la siguiente relación:

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (3.11)$$

La ecuación 3.11 al desarrollarse presenta una forma más explícita

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{EX} \\ \epsilon_{EY} \\ \gamma_{XY} \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

e) En caso de requerirse esfuerzos principales, se debe aplicar la ecuación 3.13

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \\ \sigma_{\min} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \end{aligned} \quad (3.13)$$

La solución del método del elemento finito depende de la exactitud al determinar los desplazamientos nodales. La ecuación básica que resuelve el problema es la que se usa en el método matricial de las rigideces.

$$[K] \{\delta\} = \{Q\} \quad (3.14)$$

Donde $[K]$ es la matriz de rigidez total del sistema estructural, que se obtiene al superponer las matrices individuales de cada elemento, $\{\delta\}$ es la matriz incógnita de desplazamientos nodales y $\{Q\}$ es la matriz de carga equivalente.

La solución de la ecuación 3.14 proporciona los valores de los desplazamientos.

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \{Q\} \quad (3.15)$$

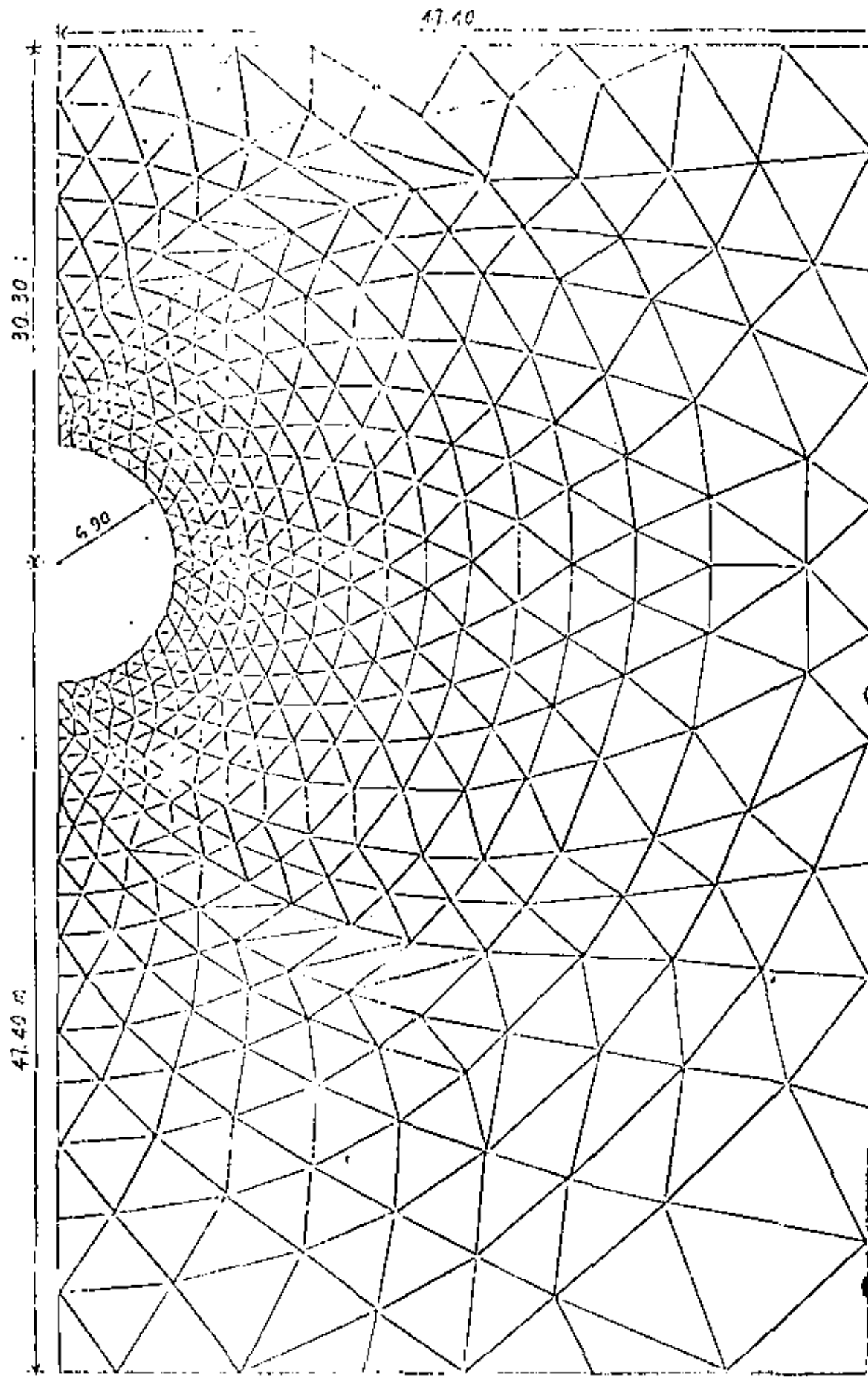


FIGURA 15.7 Malla de elementos finitos alrededor de un túnel de sección circular.

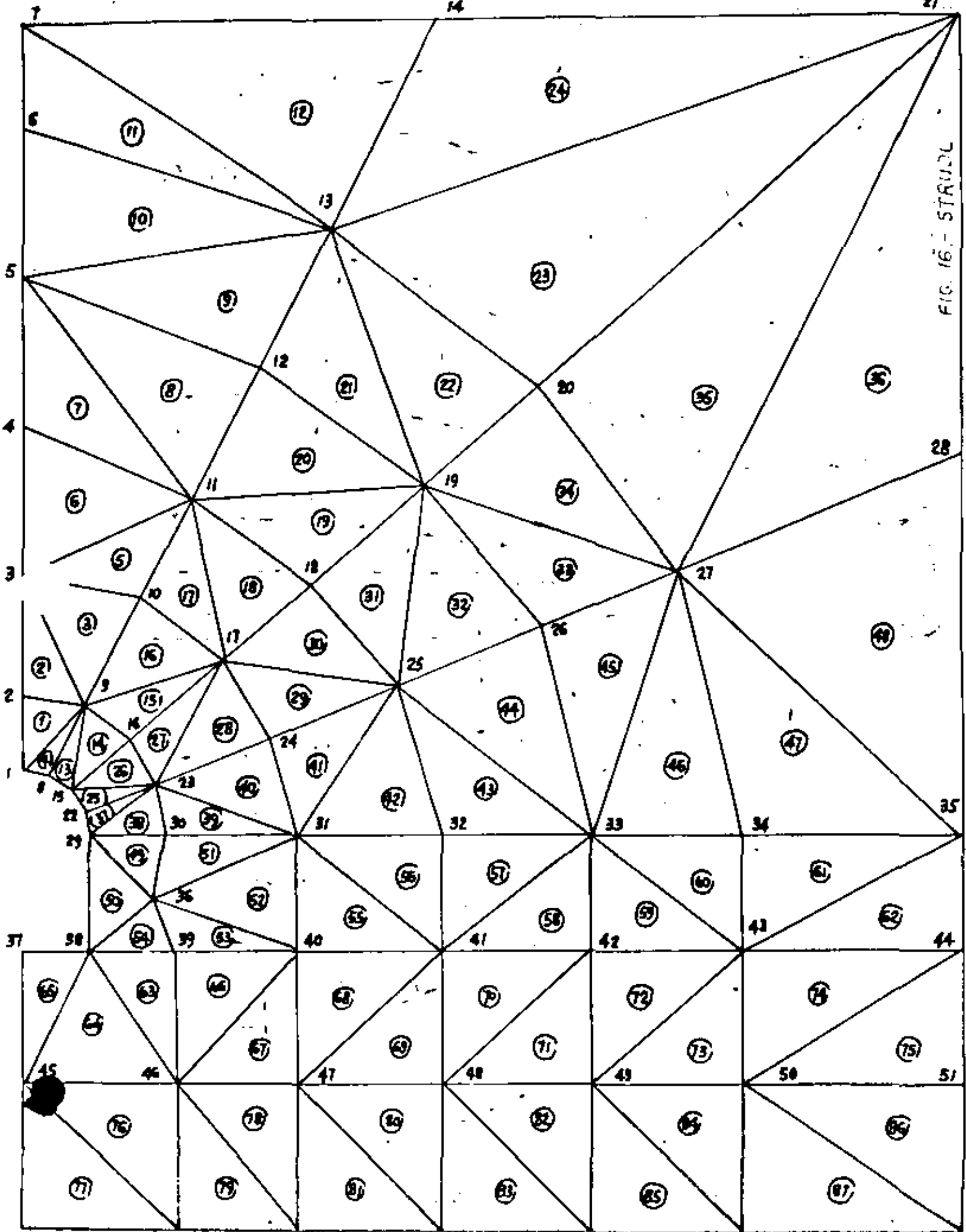


FIG. 16. - STRUHL

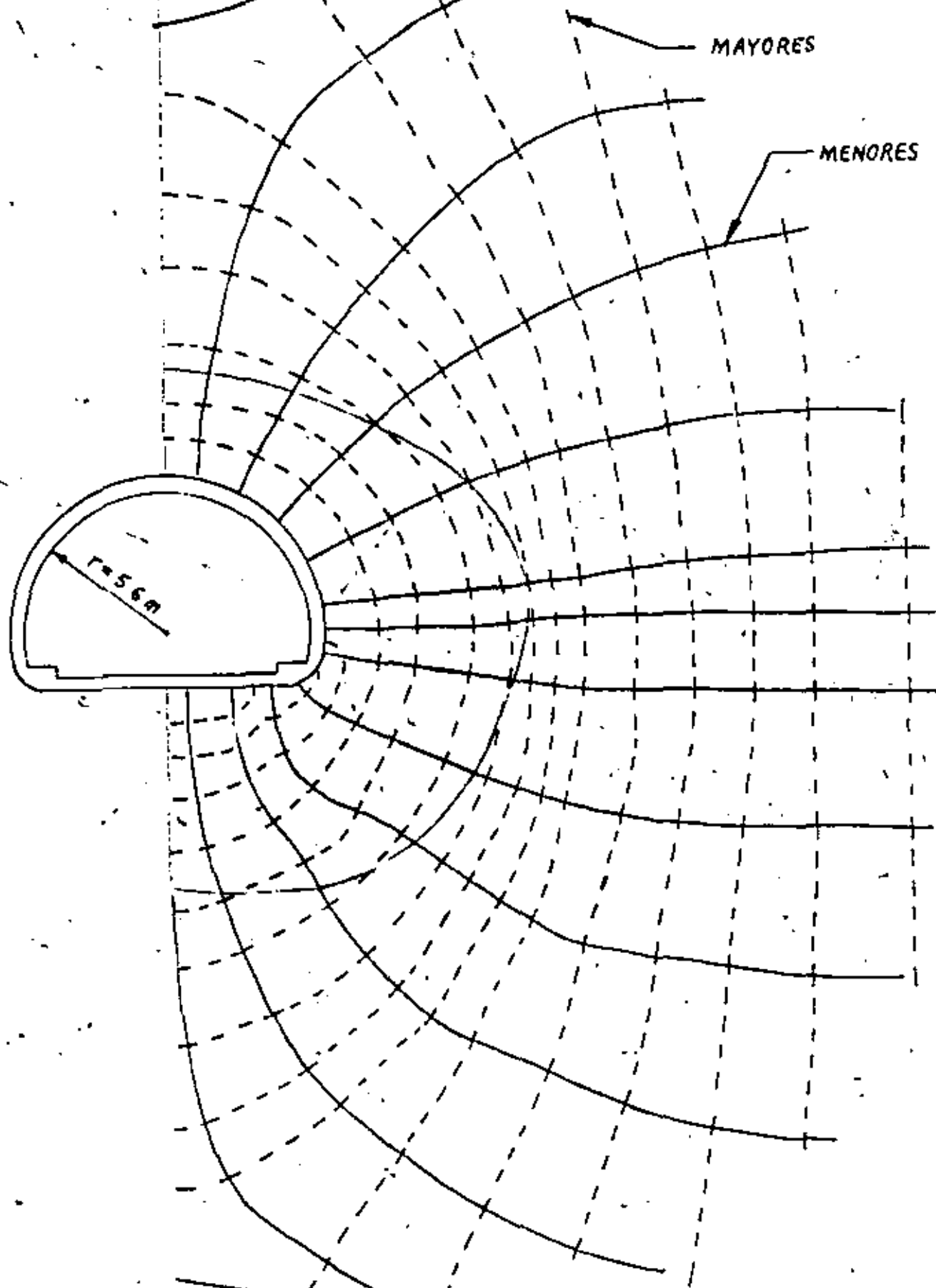


FIGURA 17.- TRAYECTORIA DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING. MANUEL OSES P.

JUNIO, 1979.



REVESTIMIENTO DE TUNELES

I. ANTECEDENTES.

1. JUSTIFICACION DEL REVESTIMIENTO.

De acuerdo a la utilización de los túneles, éstos pueden ser subdivididos para fines prácticos, de acuerdo a lo siguiente:

- Drenaje.
- Agua potable.
- Túneles para ferrocarril.
- Túneles carreteros.
- Túneles para paso de peatones.
- Túneles de acceso a casa de máquinas en proyectos hidroeléctricos.
- Túneles para desechos radioactivos.
- Túneles para conducción de minerales.
- Túneles de desvío.
- Túneles vertedores.

En realidad, un túnel es un conducto de determinadas características previstas para el fin de conducir o transportar algo de un lugar a otro, en donde el acceso por superficie es mucho más costoso, o bien, improbable de ejecutar.

Una vez realizada la excavación de cualquier túnel, se procede a revestirlo con el objeto de soportar los empujes del terreno, impidiendo la infiltración de agua, o para disminuir el coeficiente de rugosidad del terreno excavado a efecto de conducir líquidos, - - - - -

coloides, vehículos o peatones. En otras ocasiones el revestimiento de los túneles se justifica, como en el caso de los túneles carreteros, para seguridad de los vehículos y para permitir una mayor refracción de la luz, así como, obtener una ventilación más eficiente.

2. TIPOS DE REVESTIMIENTO EN TUNELES.

Existen varios tipos de revestimiento en los túneles, de tal manera de que cumplan con el fin para el que han sido diseñados. No siempre es conveniente y económicamente aceptable, realizar el revestimiento de un túnel con concreto colocado en sitio, ya que, puede no haber necesidad del mismo; a continuación mencionamos, en forma general, los diferentes tipos de revestimiento que se han venido utilizando en diferentes tipos de túnel descritos en el Inciso I-1.-

A. Sin revestimiento.

En algunas ocasiones, dada la seguridad del túnel, o bien la calidad del terreno por excavarse, no es necesario realizar ningún revestimiento, aunque esta condición es, en general, improbable.

B.- Revestimiento con tabiques.

En algunos túneles, antiguamente se acostumbraba el uso de tabiques de diversas dimensiones que formaban la bóveda, de tal manera de repartir los esfuerzos

producto del empuje de la roca. Este sistema de revestimiento es en la actualidad obsoleto, pero, fué utilizado en el Siglo XIX y principios del Siglo XX, en túneles de drenaje para las grandes ciudades.

C.- Anclas de fricción y de roca.

Si el túnel excavado presenta una condición muy favorable de la roca expuesta, y para determinados fines, es costumbre sostener los grandes bloques de roca con anclas de fricción o bien con anclas de roca. El fin de este sistema es evitar el deslizamiento de los bloques de roca hacia el interior del túnel provocando un taponamiento parcial o total del producto.

D.- Anclas y malla de alambre combinados.

En aquellos túneles en donde la roca está fracturada y no es necesario un revestimiento definitivo, es común el uso de anclas de roca y malla de alambre del tipo de tela "ciclón", de tal suerte de que, cualquier desprendimiento menor es absorbido por la malla que impide la caída de pequeños fragmentos hacia el interior del conducto.

E.- Marcos de madera.

Este sistema de ademe, más que de revestimiento,

ha sido utilizado en su gran mayoría en túneles mineros de pequeña sección, así como, en algunos túneles de ferrocarril excavados hace mucho tiempo. La idea de colocar este soporte es impedir el movimiento de la roca, sin embargo, la madera debe de ser tratada con materiales bituminosos como creosota o chapopote, con el objeto de impedir la destrucción de la madera al través del paso del tiempo.

F.- Marcos de acero y ademe de madera.

Para aquellos túneles que por el fin para el que fueron construídos, o porque han sido excavados en roca razonablemente sana, es una práctica común la colocación de marcos de acero en perfiles "I" y "H" retacados con ademe de madera, de tal manera de evitar el movimiento del material excavado hacia el interior del túnel. En algunos túneles carreteros de menos importancia es utilizado frecuentemente este sistema.

G.- Concreto lanzado y sus combinaciones.

G-1.- Ademe primario.- El concreto lanzado es uno de los recursos modernos para el revestimiento de los túneles, y en el caso de considerársele como revestimiento primario, normalmente cumple la función de evitar que el suelo y la roca se intemperice, provocan

do fallas entre sus bloques o pérdida de humedad, lo que produce una caída o desprendimiento no deseado hacia el interior del túnel. Existe una gran variedad de combinaciones entre el concreto lanzado y otros sistemas de ademe o revestimiento, dependiendo de las condiciones y estabilidad del terreno excavado, aportación de agua, y fin para el cual el túnel haya sido construido.

G-2.- Ademe Secundario.

Cuando el concreto lanzado se considera como revestimiento definitivo del túnel, presenta entonces una superficie menos irregular que en el caso del ademe primario. En la actualidad muchos túneles son revestidos con concreto lanzado exclusivamente, sirviendo entre otros para drenaje, conducción de agua potable, túneles de ferrocarril y túneles carreteros, o bien, como en el caso de algunas estaciones del Metro en países Europeos. Este procedimiento es utilizado en donde la alta rugosidad que presenta el concreto lanzado no afecta los fines para los que el túnel fué proyectado.

H. Dovelas metálicas.

Para aquellos túneles en donde la excavación ha sido realizada con escudo o con máquina excavadora para de túneles; en algunas ocasiones se recurre a la utilización de anillos metálicos compuesto por varios segmentos cuyo diseño estructural depende fundamentalmente de las condiciones del subsuelo por atravesar. En general, este sistema es utilizado donde existen grandes empujes del terreno, o tendencia a cerrarse la excavación.

Normalmente, este sistema de revestimiento es considerado como primario exclusivamente.

I. Dovelas de concreto.

Para este sistema, generalmente se recurre a la utilización de escudo o máquina excavadora de túneles para realizar la excavación del conducto, quedando los anillos formados de dovelas precoladas, de dimensiones variables, según el caso, como revestimiento primario o definitivo. Este sistema es utilizado, si se le considera como definitivo, para conducción de agua a baja velocidad, peatonales, drenaje, etc. En el caso de túneles que requieren un revestimiento mucho más reforzado, se recurre a la práctica de revestirlo con concreto colocado en sitio, reforzado o no, a efecto de disminuir la rugosidad de las juntas en las dovelas, o bien, para aumentar la resistencia estructural

del conducto.

J. Concreto colado en sitio con moldes.

Para aquellos conductos en donde por las condiciones del subsuelo o la roca por excavar, o bien por la necesidad de dejar una superficie homogénea para la conducción, es necesario el uso del revestimiento definitivo por medio del concreto colocado en cimbra metálica o de madera. La gran mayoría de los túneles modernos caen dentro de esta clasificación ya que, existen técnicas modernas y muy valiosas para realizar esta operación, logrando, en consecuencia un mejor acabado interior, mejor capacidad de soporte del conducto así como, una menor duración en el sitio de la obra.

II. CLASIFICACION DE LOS TUNELES.

1. CLASIFICACION DE LOS TUNELES POR SU LONGITUD.

En realidad no existe alguna clasificación aceptada -- universalmente para definir o clasificar los túneles -- por su longitud, sin embargo, algunos autores, especialmente hablando de túneles carreteros, los han subdividido en lo siguiente:

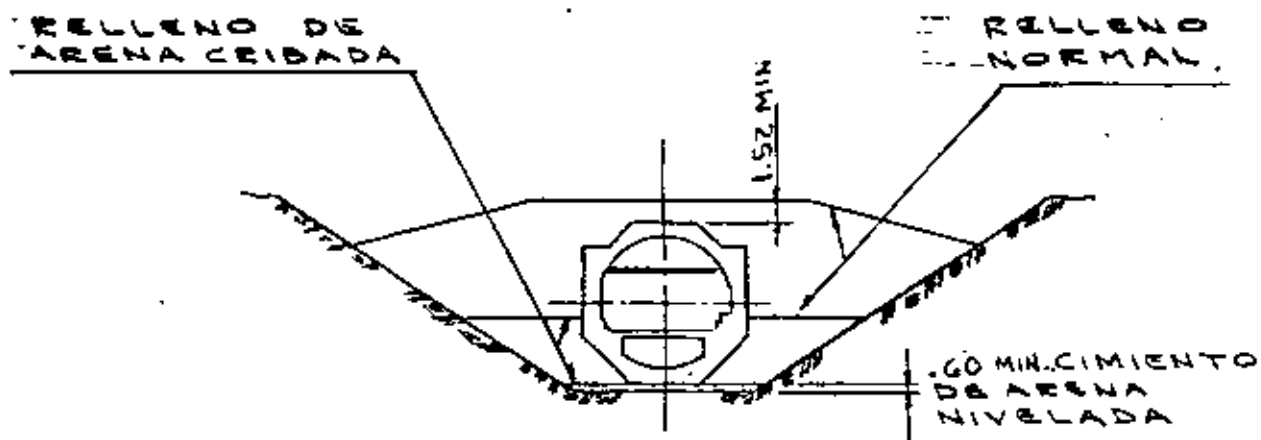
- A). Largos.
- B). Medios.
- C). Cortos.

Esta clasificación obedece fundamentalmente a los requerimientos de ventilación para un túnel carretero, habiéndose establecido como túneles cortos aquellos menores de 300 M; como túneles medios aquellos cuya longitud es entre 300 y 1000 M., y como túneles largos aquellos mayores de 1000 M.

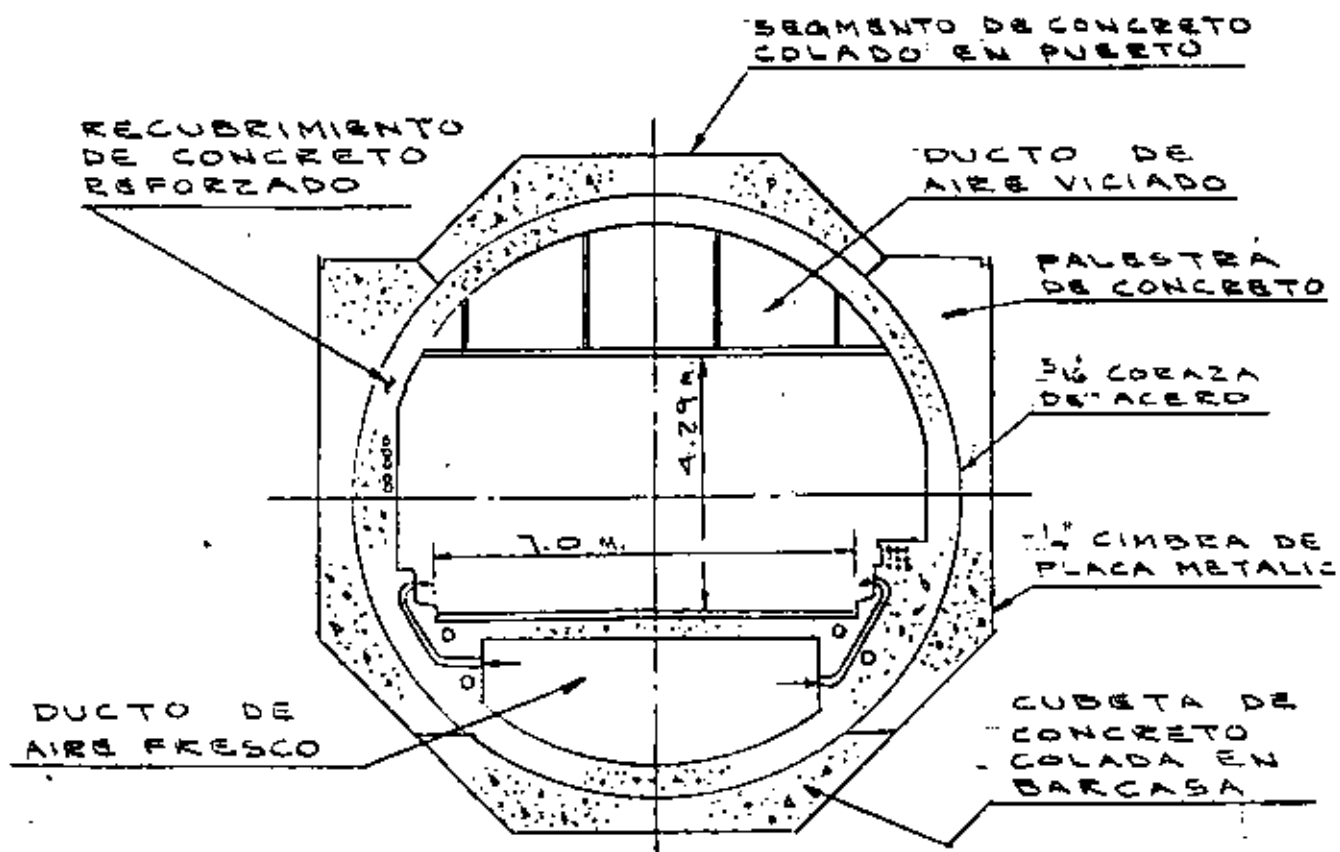
2. CLASIFICACION DE LOS TUNELES POR SU SECCION.

Aunque, en general, los túneles se clasifican por su sección de excavación y de revestimiento definitivo, existe una gran variedad de secciones transversales que han sido utilizadas através de la historia de la construcción de túneles. Normalmente no existen 2 secciones iguales ya por su configuración o por sus diámetros de excavación o revestimiento; sin embargo, y de manera general, presentamos la siguiente clasificación (se anexan esquemas):

- A. Rectangular.
- B. Circular.
- C. Portal.
- D. Herradura.
- E. Combinados.
- F. Conducto cubierto.
- G. Túnel falso.
- H. Sifones.



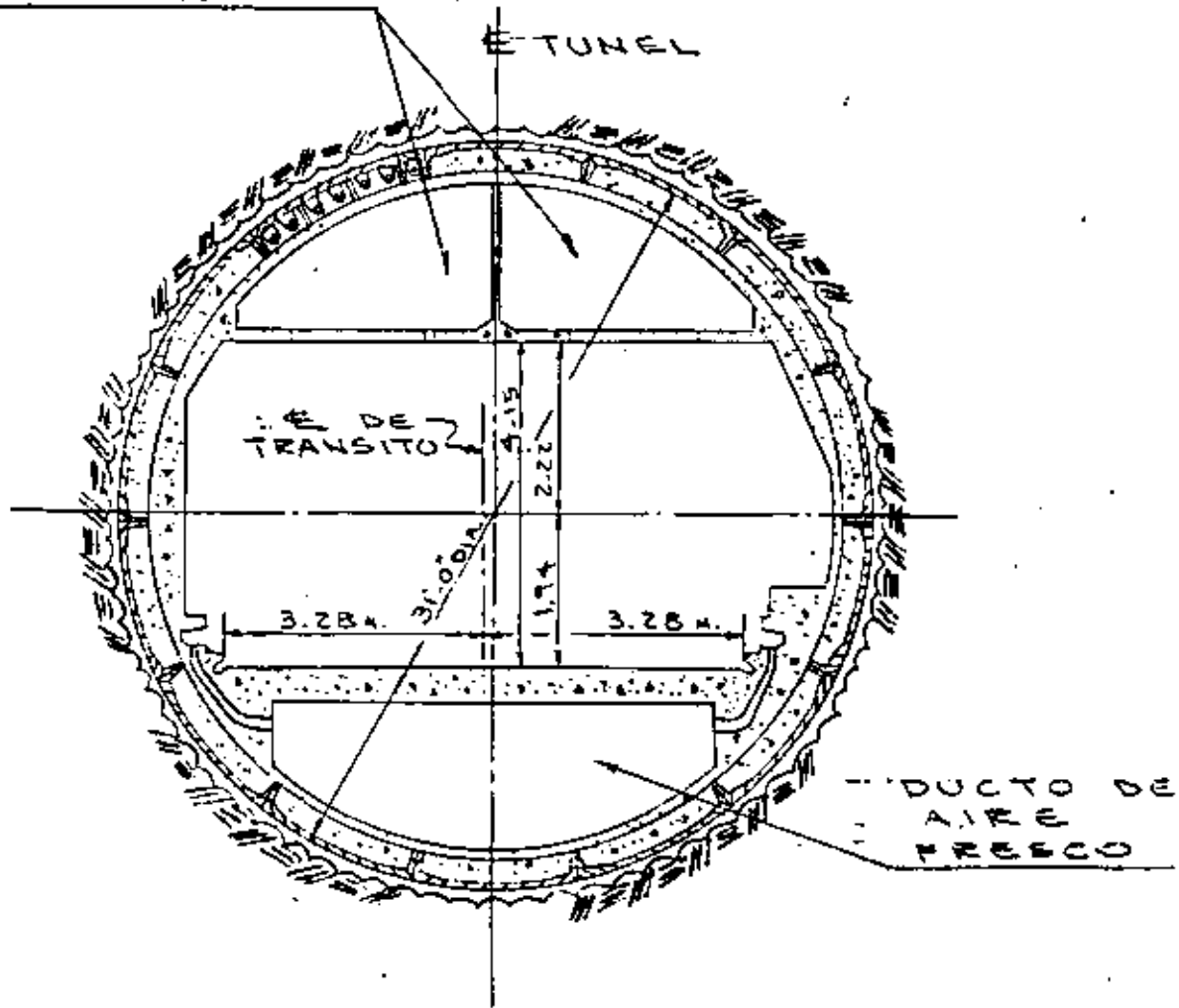
TUNELES DE TUBO SUMERGIDO QUE POSTERIORMENTE SON RELLENADOS



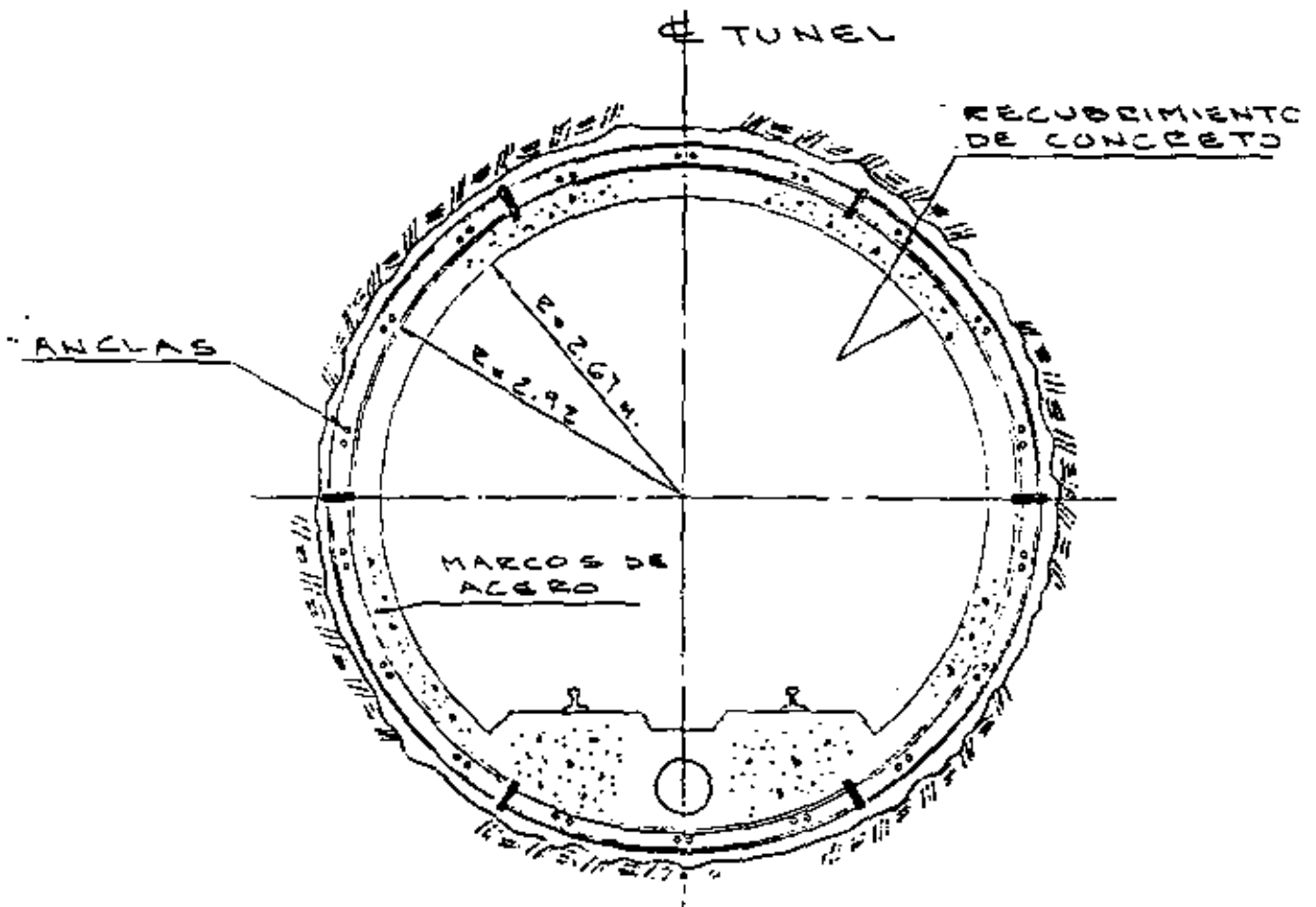
TUNEL CILINDRICO SUMERGIDO (HAMPTON ROADS TUNNEL)

DUCTO DE
AIRE VICIADO

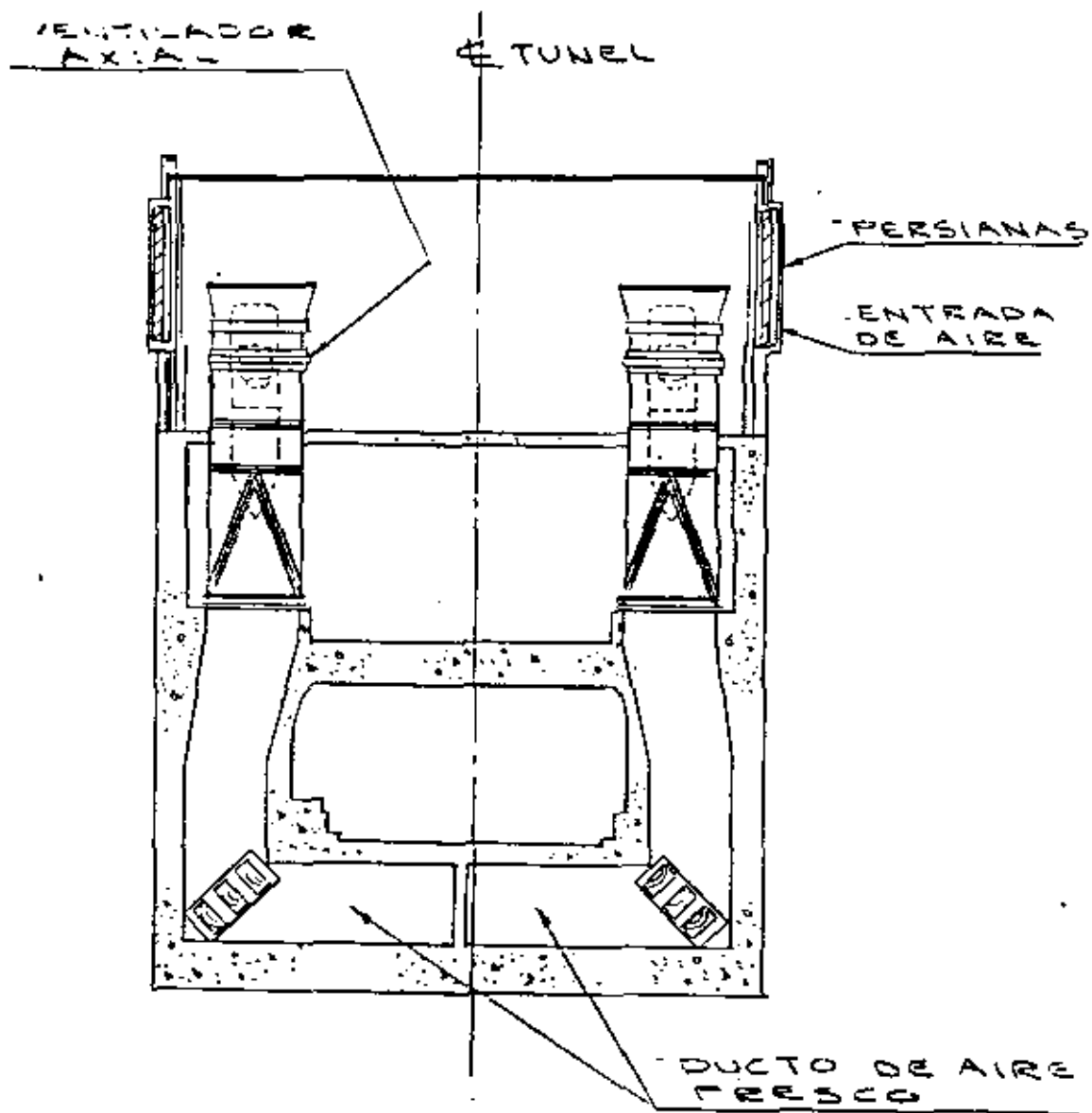
TUNEL



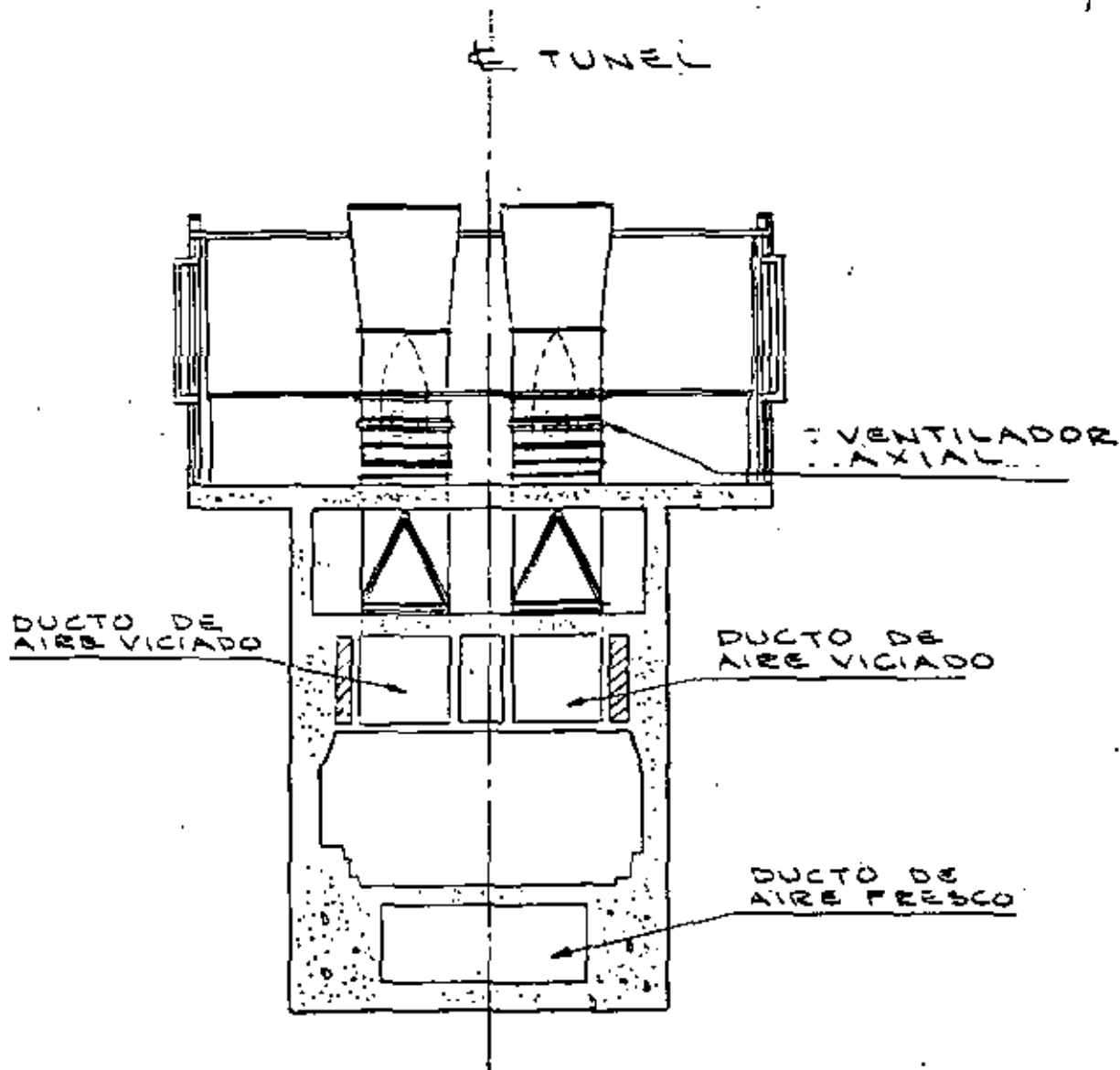
SECCION TRANSVERSAL
MOSTRANDO RECUBRIMIENTO CON
DOVELAS DE ACERO VACIADO PARA
(LINCOLN TUNNEL)



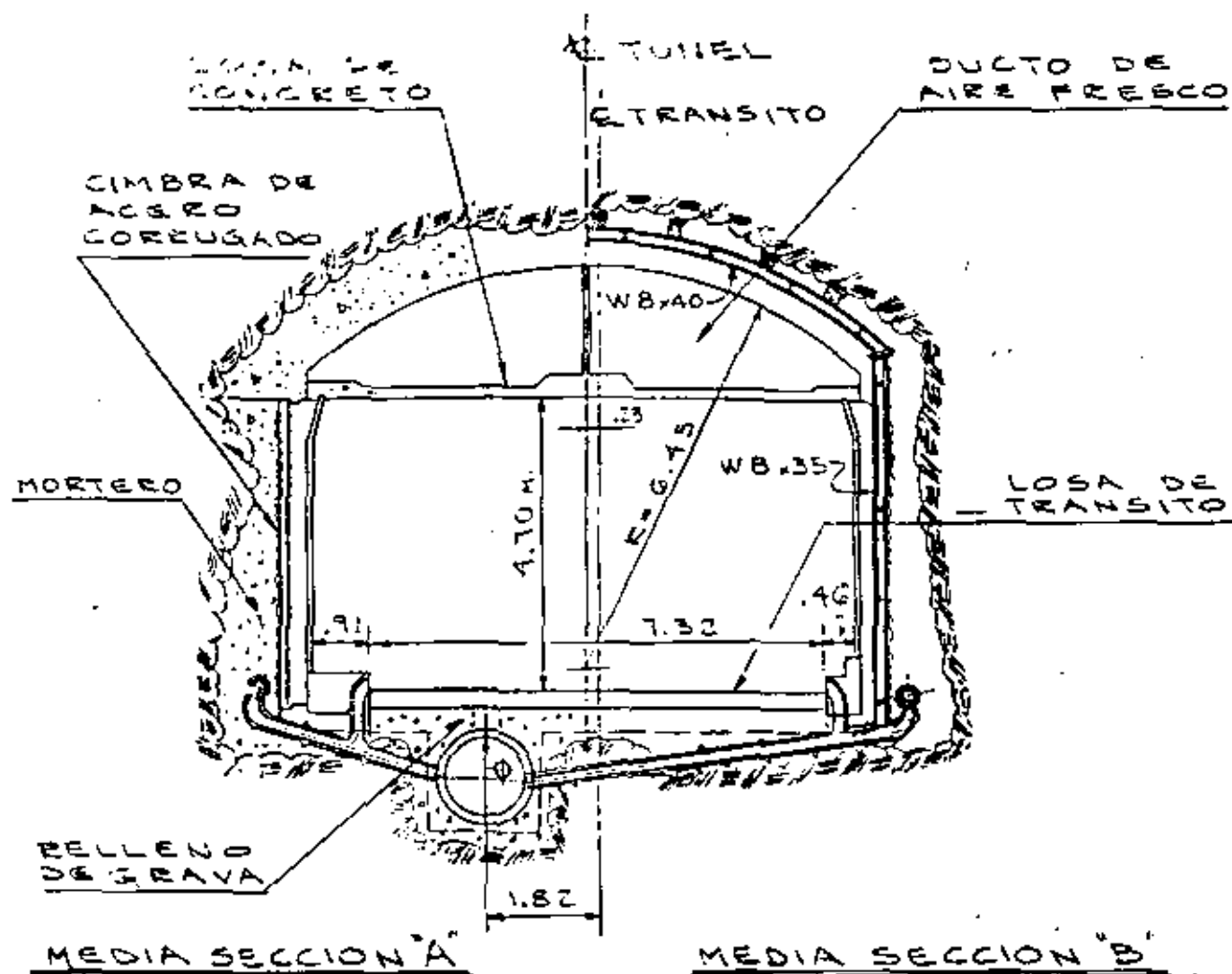
SECCION TRANSVERSAL
 (ROCA MUY FRACTURADA)
 PARA EL SISTEMA S.F. CAY
 AREA RAPID TRANSIT



SECCION TRANSVERSAL
EDIFICIO DE VENTILACION
DEL TUNEL HAMPTON ROADS



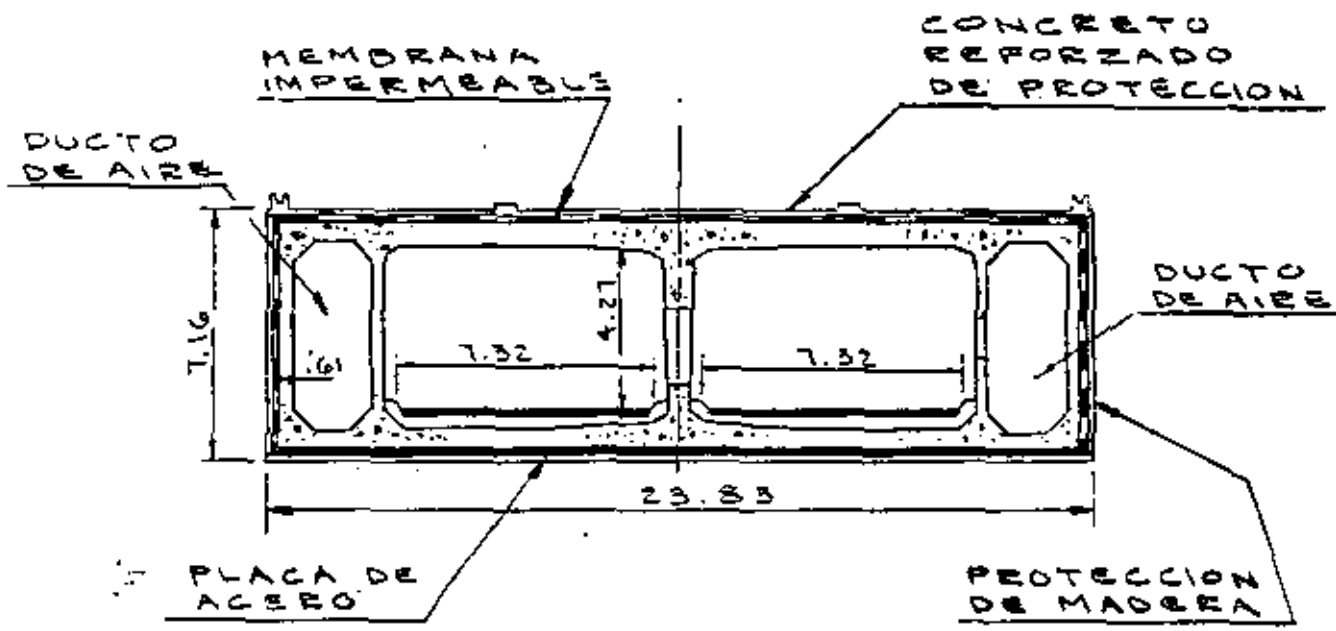
SECCION TRANSVERSAL
SISTEMA DE AIRE VICIADO



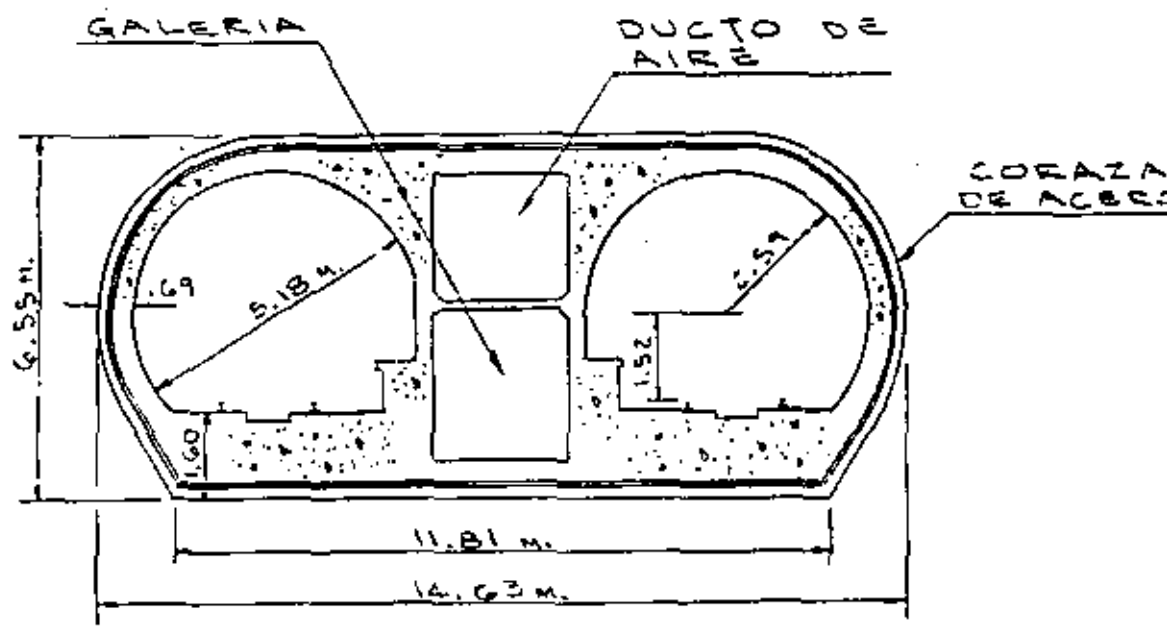
**SECCION TRANSVERSAL
 TUNEL PENNSYLVANIA TURNPIKE
 EXTENSION**

MEDIA SECCION 'A'
 MUESTRA EL CONCRETO
 COLOCADO EN SITIO

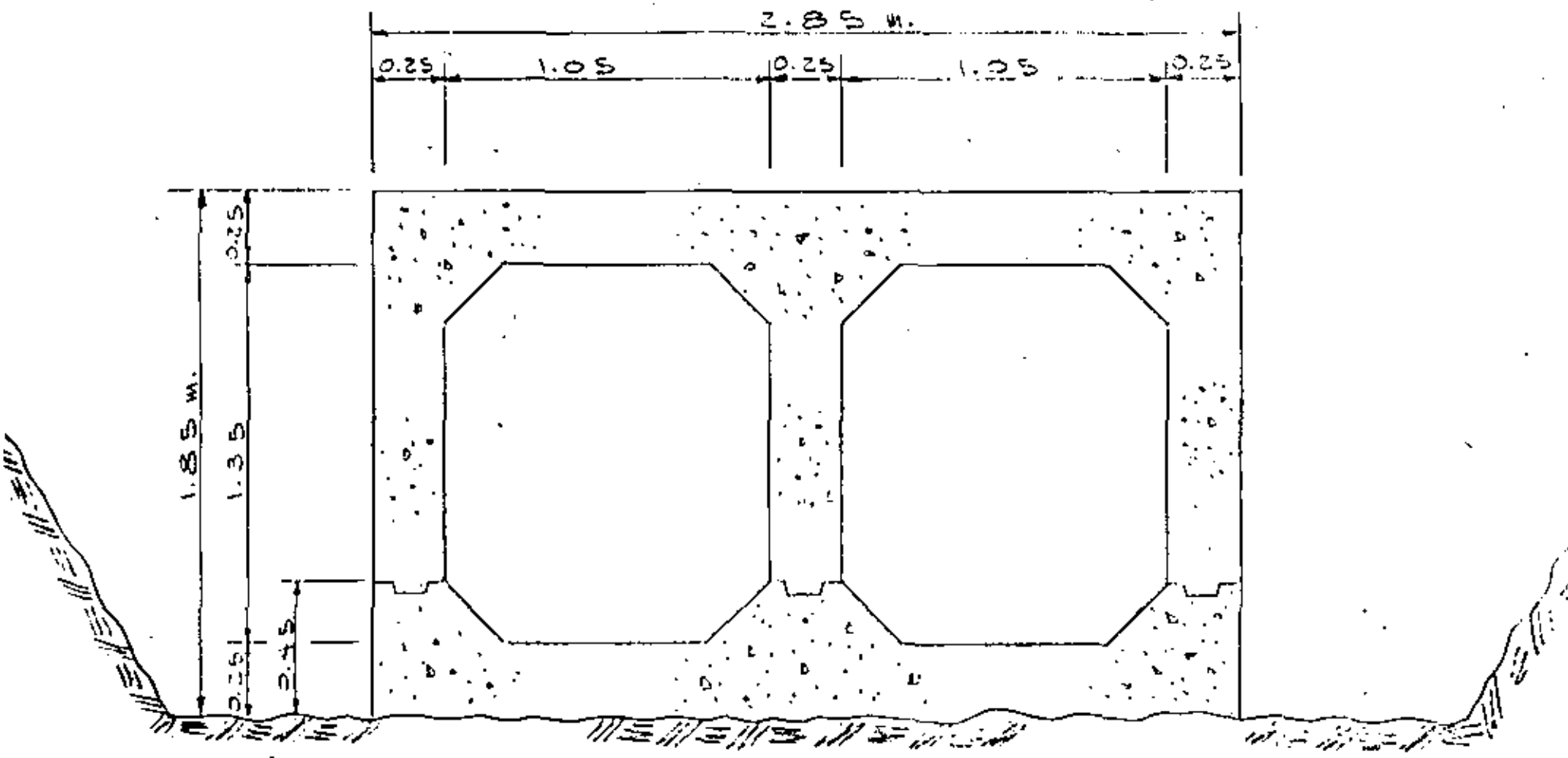
MEDIA SECCION 'B'
 MUESTRA SOPORTES
 METALICOS



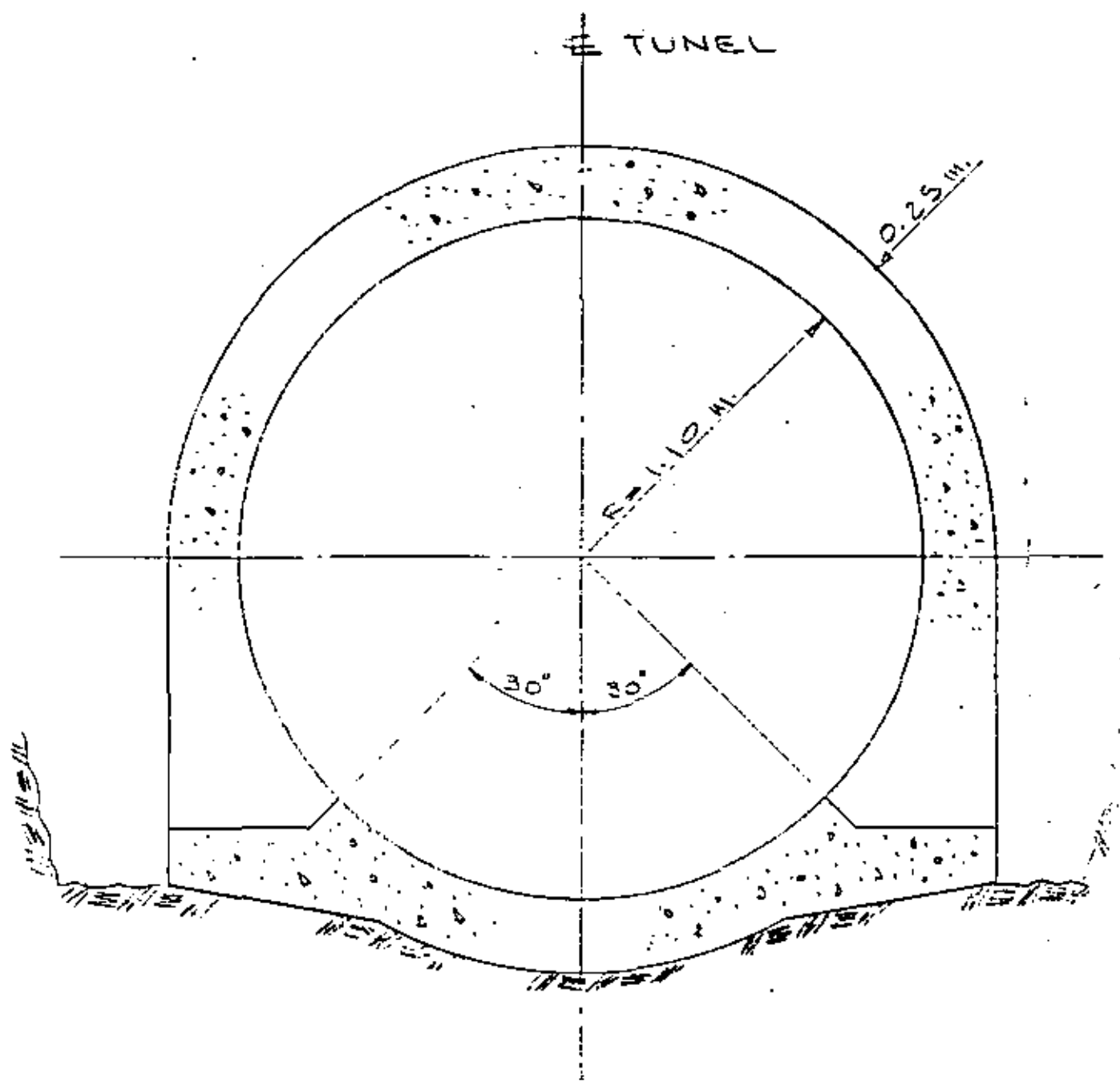
TUNEL SUMERGIDO DE SECCION CAJON (DEAS ISLAND TUNNEL)



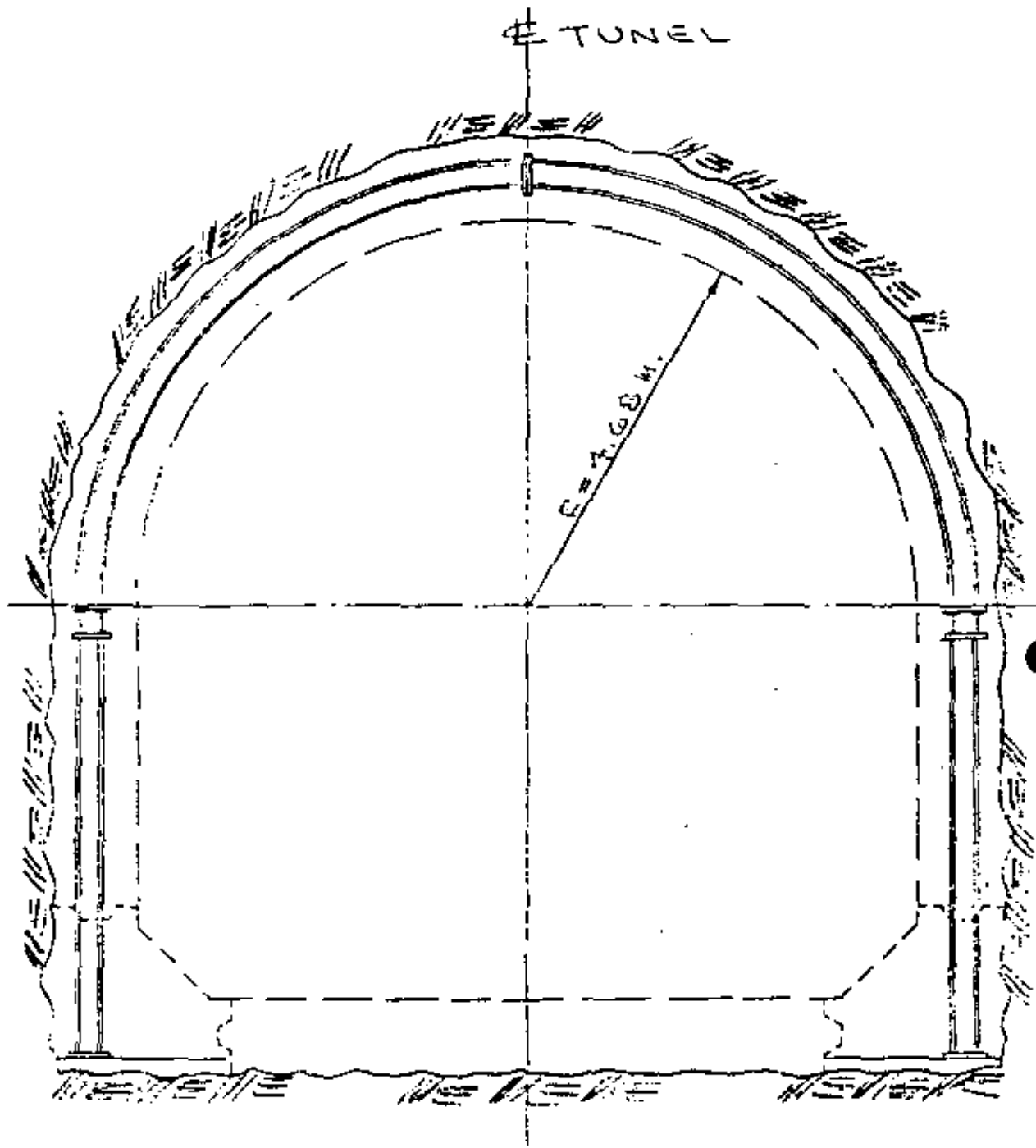
SECCION TRANSVERSAL TUBO SUMERGIDO (SAN FCO. RAPID TRANSIT SYSTEM)



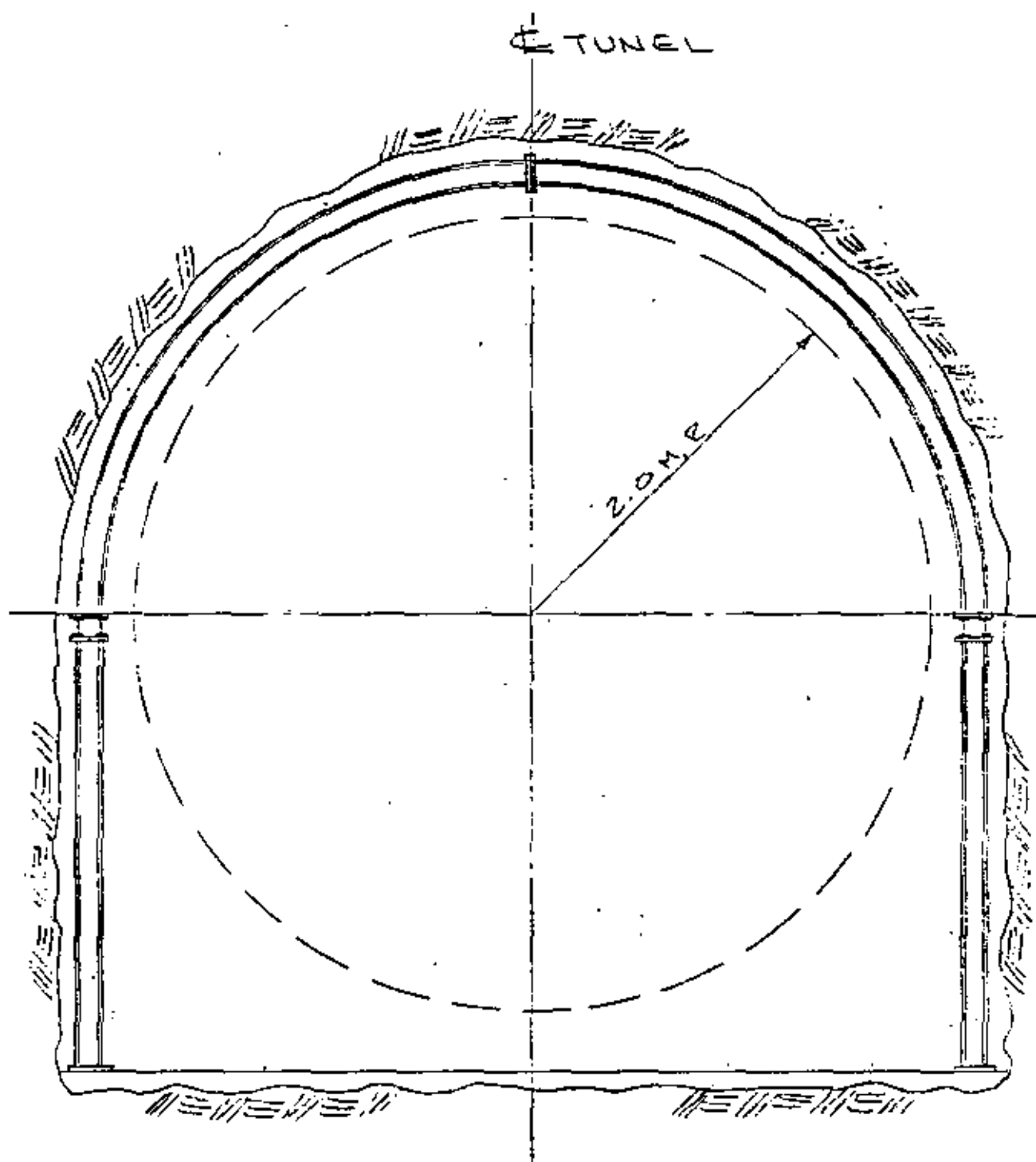
SECCION TRANSVERSAL
 1.35 m. x 1.05 m. SIFON DOBLE RIO ATOYAC, GUERRERO



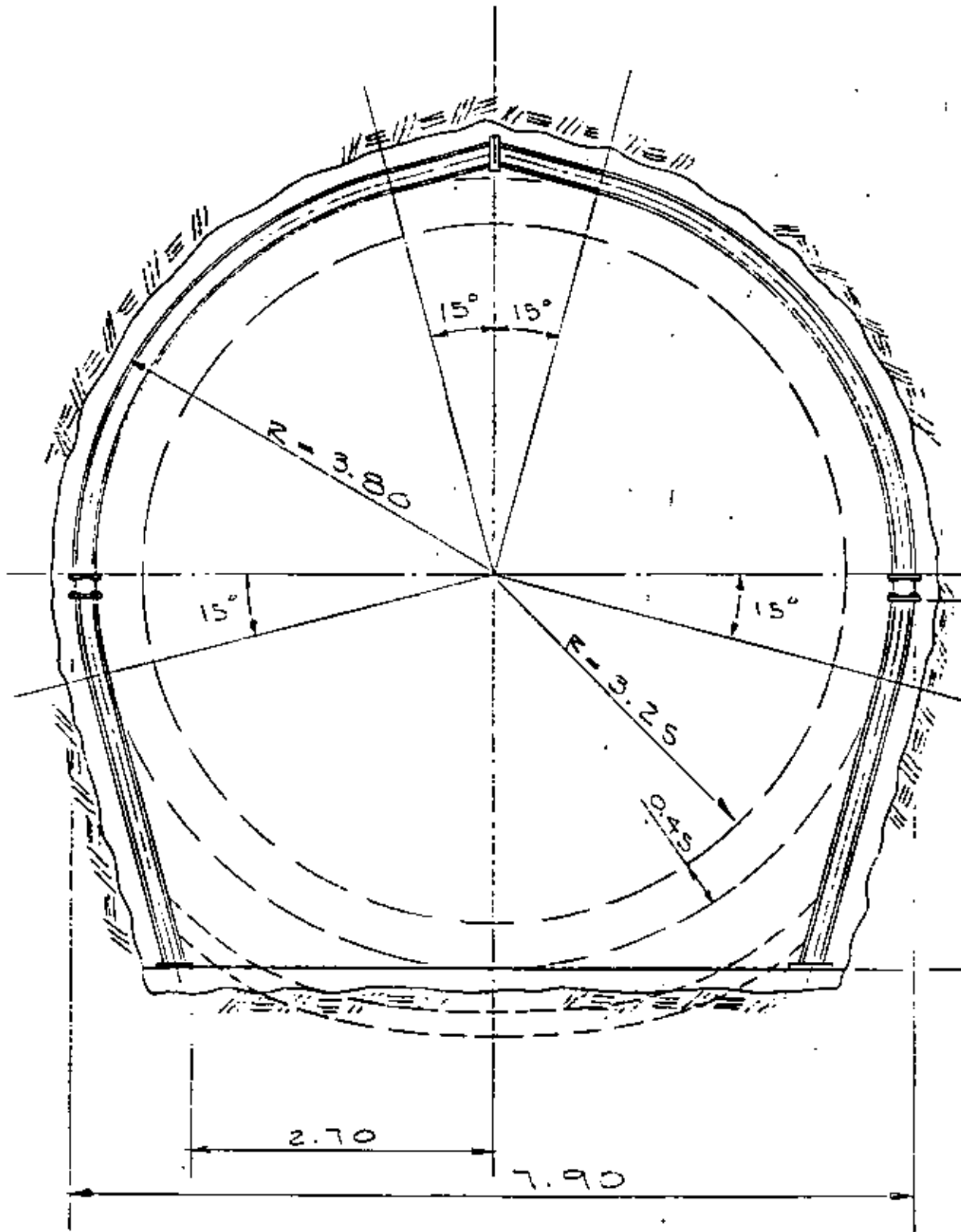
SECCION TRANSVERSAL
SIFON K. 3+500 DEL CANAL SAN RAFAEL



SECCION TRANSVERSAL
ACUEDUCTO TIJUANA RIO COLORADO



SECCION DE TUNEL
INTERCEPTOR CENTRO PONIENTE



SECTION EMISOR

III. ELECCION DEL SISTEMA DE REVESTIMIENTO ADECUADO.

1. PARAMETROS.

- 1-a.- Influencia del tipo de terreno en la decisión.
- El valor de soporte del terreno una vez que ha sido excavado, capacidad de sustentación, resistencia al intemperismo, grado de consolidación o de fracturamiento, son importantes en la elección del sistema de revestimiento, ya que, por lo general, los túneles perforados en terrenos blandos como arcillas, arenas y limos, requieren de un revestimiento primario a base de dovelas, con el objeto de permitir terminar la excavación antes de realizar el revestimiento definitivo. En algunos casos, el terreno se encuentra en tan malas condiciones que es imprescindible recurrir a un sistema de revestimiento combinado con el procedimiento de excavación, siendo este sistema mucho más costoso que el realizar el revestimiento una vez que la excavación ha sido terminada. Si el terreno permite realizar la excavación total sin peligro de que el túnel ya excavado se deforme o se colapse, siempre deberá pensarse en un sistema de revestimiento independiente del de excavación.

Un factor importante que contribuye a esta decisión, es la aportación de agua en el interior del túnel durante la etapa de excavación. En algunos trabajos de túneles, la decisión de revestir simultáneamente a la de excavación ha sido fundamentada en evitar la aportación de cantidades importantes de agua de infiltración.

1-b.- Influencia de la sección del túnel en la decisión. La sección de excavación del túnel, de acuerdo al Inciso II-2, es preponderante en la elección del sistema de revestimiento, ya que, normalmente podemos pensar en subdividir o clasificar los túneles en lo siguiente:

- Túneles de pequeño diámetro.
- Túneles de mediano diámetro.
- Túneles de gran diámetro.

Si el túnel es de gran diámetro y, consecuentemente de gran volumen de concreto unitario, habrá de pensarse en una cimbra corta para toda la sección, en el caso de túneles de mediana sección y dependiendo de su longitud puede pensarse en realizar el revestimiento en 2 o 3 etapas, punto -- aplicable también a los túneles de gran diámetro; para los túneles de pequeño diámetro siempre será mejor la alternativa de revestirlos a sección completa con cimbra de mayor longitud, ya que, normalmente el volumen unitario de concreto por M.L. es -

muy bajo, y adecuar el equipo para realizar el revestimiento es costoso por lo que, deberá pensarse en realizar el revestimiento en el menor tiempo posible, siempre de acuerdo a la capacidad de producción de concreto.

1-c.- Influencia de la longitud del túnel en la decisión.

Como mencionábamos en el Inciso anterior, la longitud del túnel es muy importante en la elección del sistema de revestimiento, ya que para túneles largos el procedimiento más adecuado será siempre la utilización de una cimbra de colado continuo, mejor conocida como telescópica-colapsible.

La inversión inicial en este tipo de equipos es mucho mayor que aquella para cimbras estacionarias, pero, en el caso de túneles de mediana longitud, habrá que realizar un estudio económico para tomar la decisión y optar por alguno de los 2 sistemas.

En túneles cortos, en general, para cualquier sección, la economía se inclina por diseñar una cimbra corta para poder ser utilizada el mayor número de veces.

1-d.- Influencia del acero de refuerzo en la decisión.

El acero de refuerzo, si es necesario colocarlo para reforzar el revestimiento de concreto, define el sistema de revestimiento que deberá ser elegido de acuerdo a lo siguiente:

Si toda la longitud del túnel contempla la utilización de acero de refuerzo, deberán de esperarse menores avances en la colocación del concreto dentro del túnel. Para túneles de gran sección transversal y utilización de barras de acero de refuerzo de gran diámetro, el sistema de revestimiento que mejor resultado da es el colado de cubeta o Invert en primera etapa, dejando provisiones para el traslape o aplicación de una soldadura a las barras de acero, - - - para proceder a realizar la segunda etapa del revestimiento, o sea clave y paredes laterales. Para túneles de sección media o pequeña, normalmente el acero de refuerzo es colocado en toda la sección, evitando traslapes innecesarios, por lo que, un revestimiento monolítico de 360°, si es posible, representa la mejor alternativa de solución.

1-e.- Influencia del costo del equipo en la decisión.

El costo del equipo, como en cualquier otro proyecto, definirá categóricamente el procedimiento

a seguir, dado que en nuestro País existe la ventaja de obra de mano muy económica, aunque no siempre calificada. Por otra parte, un equipo de revestimiento puede ser muy costoso en su inversión inicial pero sus mecanismos pueden presentar una ventaja adicional en la disminución del programa de la obra, disminución de indirectos, disminución notable de la obra de mano requerida para el revestimiento y, finalmente, mayor producción y mayor productividad en menor tiempo de ejecución.

- 1-f.- Influencia del programa de trabajo en la decisión. En condiciones normales, y con información geológica veraz y oportuna, los tiempos de ejecución de excavación y revestimiento pueden ser programados con buena exactitud. En muchos casos se requiere de programas acelerados que implican equipos de revestimiento muy veloces, por razones de emergencia políticas o económicas, lo que obliga al diseñador a pensar en equipos altamente sofisticados y mecanizados de alto costo de adquisición para llevar a cabo el revestimiento del túnel.

En oposición a lo anteriormente expuesto, existen túneles cuyo tiempo de ejecución no es crítico, por lo que, deberá de elegirse un equipo menos

sofisticado y menos mecanizado, con la considerable menor inversión aunque por lo mismo, menos productivo.

2. a). Revestimiento estacionario.

a-1.- En secciones para ciertos túneles, de acuerdo a lo explicado anteriormente y a los parámetros que afectan a la decisión, es conveniente realizar el revestimiento con cimbra estacionaria dividida en varias secciones, cuyas opciones son, en general, las siguientes:

Alternativa 1: 1a. Etapa.- Revestim. cubeta.
2a. Etapa.- Clave y paredes laterales.

Alternativa 2: 1a. Etapa.- Revestimiento de guarnición.
2a. Etapa.- Revestimiento de paredes laterales y clave superior.
3a. Etapa.- Revestimiento de cubeta o Invert.

a-2.- En 360° monolítico.

Para esta Alternativa el colado contempla la utilización de una cimbra estacionaria de cierta longitud pero que en su sola etapa se consigue el revestimiento de los 360° de sección definitiva.

b). Revestimiento telescópico colapsible (contínuo).

b-1.- En Secciones.

A diferencia del Inciso 2-a-1, este procedimiento contempla la utilización de cimbra telescópica colapsible de colado contínuo, lo que quiere decir que se trabaja en el revestimiento las 24 horas del día a gran velocidad horizontal, pudiendo ser realizado esto en la sección de clave y paredes laterales. Este procedimiento es muy utilizado en el revestimiento de túneles de gran longitud, y de sección de revestimiento en herradura con cubeta plana en horizontal.

b-2.- En 360°monolítico.

Para los túneles de gran longitud y de sección de revestimiento circular, este es sin duda el procedimiento más popular. El colado se realiza en 360° con cimbra diseñada para realizar trabajo telescópico colapsible, através de las cimbras que están siendo utilizadas para revestir el colado contínuo y requiere de una gran producción de concreto, así como, de una gran capacidad de colocación.

3. REVESTIMIENTO DESLIZANTE HORIZONTAL.

3-a.- Sección plana.

Para aquellos túneles que contemplan una sección de herradura, en donde ya ha sido realizado el revestimiento de paredes laterales y clave, se utiliza una regla deslizante que da el acabado final a la cubeta o Invert. En condiciones normales, el volumen unitario por M.L. es muy poco comparado con el volumen unitario de toda la sección por lo que, con este sistema, se deben de esperar grandes velocidades de revestimiento con un procedimiento muy sencillo.

3-b.- Sección curva.

El revestimiento deslizante horizontal en la sección de arco inferior de un túnel de sección circular puede ser realizado de la misma manera que la descrita en el Inciso anterior, con la diferencia de que la regla deslizante deberá de seguir la configuración del sector circular por revestir.

4. MECANISMOS Y EQUIPOS PARA DESMOLDE Y TRANSPORTE.

Los mecanismos y equipos de desmolde y transporte de las cimbras varían considerablemente en su diseño, dependiendo del tipo de cimbra que se utiliza; sin embargo, podemos realizar una subdivisión, en términos gene

rales, que consiste en lo siguiente:

- Mecanismos electrohidráulicos.
- Mecanismos manuales.

En el caso de equipos electrohidráulicos para desprendimiento, izaje y transporte de la cimbra a su próxima posición, normalmente se utilizan cilindros hidráulicos accionados por unidades de potencia hidráulica. Asimismo, la autopropulsión de los transportadores que mueven la cimbra, está constituida por motores hidráulicos, reductores, piñones, cadenas, etc., lo que permite accionar el equipo con muy poco personal especializado, con una gran rapidez.

Para aquellas cimbras menos sofisticadas, de menor costo y de menor productividad, por así requerirlo el proyecto, es una práctica normal el diseñar todos los mecanismos para ser operados en forma manual, lo que implica una mayor utilización de obra de mano en el desprendimiento, transporte y colocación de las cimbras en su nueva posición de colado.

IV.- BREVE INTRODUCCION AL DISEÑO ESTRUCTURAL

1. DISEÑO PRELIMINAR.

Dentro del diseño preliminar, tomamos en cuenta dos factores determinantes en el estudio estructural de cualquier equipo de revestimiento, no solo para túneles sino para cualquier otra aplicación de revestimiento de concreto; éstos son los siguientes:

- A. Cargas producidas por el concreto.
- B. Sistema de anclaje y configuración geométrica del equipo.

El primer factor es determinante porque deberemos de analizar perfectamente cómo se comporta el concreto y cuales son las cargas que nos produce. A fin de ayudarnos en la comprensión del comportamiento de este material tan conocido y utilizado, a continuación enlistaremos algunas de las características particulares que lo definen:

- 1. Peso específico.
- 2. Velocidad de colado.
- 3. Vibrado.
- 4. Temperatura.
- 5. Resistencia.
- 6. Cantidad de localización de acero de refuerzo.
- 7. Tamaño máximo de agregado pétreo.

8. Procedimiento de colocación.
9. Tipo de cemento.
10. Aditivos de concreto.
11. Profundidad de colocación.
12. Sección transversal de colado.
13. Cara de contacto de la cimbra.

A continuación desarrollaremos los puntos mencionados, de una manera sencilla, únicamente para puntualizar lo más importante, ya que, no es motivo de este estudio el análisis del concreto dentro del cual existen muchas obras que específicamente tratan este material.

1. Peso específico.-

El peso específico en la práctica se considera es de 2,400 Kgs/M³. Esto definitivamente es el factor más importante dentro del análisis de carga ya que la presión hidrostática de un fluido, en cualquier punto, es creada por el peso del fluido adicional. La presión líquida o hidrostática es la misma en cualquier dirección a cierta profundidad del fluido, actuando perpendicularmente a cualquier superficie que lo confine. Por lo tanto, la carga antes mencionada sería la que el concreto presentase si se considera al mismo como un fluido; sin embargo, el-

concreto siendo una mezcla de sólidos y líquidos, únicamente en estado fresco se comporta como un fluido y así únicamente por un cierto tiempo.

2. Velocidad de colado.

Se entiende como velocidad de colado la velocidad en que el nivel superior de colocación se levanta dentro de una cimbra. Por lo tanto, según se vaya aumentando el concreto colocado, la profundidad se va incrementando, aumentando consecuentemente la presión lateral. Pero, como característica principal del concreto, la presión lateral se irá reduciendo una vez que el mismo se consolida e inicie su fraguado tendiendo a su auto-soporte, disminuyendo paulatinamente la presión lateral hasta cero. La máxima presión lateral que puede llegar a causarse será por lo tanto a la carga total de la presión de un fluido, es decir, carga total hidrostática.

3. Vibrado de concreto.

Básicamente se divide el vibrado en 2 tipos utilizados en la práctica, vibrado interno y vibrado externo o de contacto.

El uso de vibrado interno aumenta temporalmente las presiones laterales sobre las cimbras ya que, se logra una mayor consolidación del mismo.

El aumento de las presiones laterales puede llegar a ser entre un 10 a un 20% mayor que las presiones obtenidas -

por un concreto colocado sin vibrado. Deberá tomarse en cuenta, para el diseño de cimbras, esta particularidad de aumento de carga además de que deberá lograrse un mejor sellamiento de las mismas para impedir escurrimientos.

Con respecto al vibrado externo, deberá tomarse en cuenta transmisiones de esfuerzos directamente aplicados a los miembros estructurales del equipo; por lo tanto, se debe considerar en su diseño a fin de que el equipo cuente con la suficiente rigidez para soportarlo.

4. Temperatura del concreto.

Esta, al tiempo de colocación tiene gran importancia ya que, afecta directamente el tiempo de fraguado inicial del concreto. A bajas temperaturas el concreto toma mayor tiempo en endurecer y, por lo tanto, se aumenta la profundidad de colado causando mayores esfuerzos laterales; sucediendo lo contrario en temperaturas altas al tiempo de la colocación, ya que las capas inferiores tendidas con anterioridad irán endureciendo anticipadamente.

Con respecto a los demás puntos enlistados, generalmente, en la práctica no se toman en cuenta ya que, para el caso particular de los equipos de revestimiento para túnel, siempre se lleva a cabo el diseño bajo las más altas normas de seguridad en un porcentaje mucho mayor que los que pudieran afectar los puntos anteriores.

Unicamente cabe mencionar dentro de los puntos que consideran el tipo de cemento y aditivos del mismo, que al utilizar puzo lanas o agentes retardantes de fraguado, así como la colocación de concreto en bajas temperaturas, puede llegar a tener un - - efecto considerable en la presión lateral, por lo que, no habrá que perder de vista esta particularidad.

Una vez que tenemos una idea de lo que vamos a soportar así como, su comportamiento, enlistaremos a continuación cuáles serán los elementos con que lo lograremos.

Dentro del segundo factor indicado anteriormente referente al - sistema de anclaje y configuración geométrica del equipo, se - encuentran una serie de variables que será indispensable analizar a fin de poder definir la transmisión de esfuerzos al terreno y por ende, definir las cargas y transmisiones de esfuerzos - internos dentro de los equipos de revestimiento.

A continuación enlistaremos las variables determinantes de este segundo factor:

1. Diseño de la cimbra respecto al procedimiento constructivo.
2. Localización de miembros estructurales.
3. Localización de anclaje y soportes.
4. Dimensionamiento geométrico.

Dentro de las variables anteriores, la más importante será - -

definitivamente la primera ya que, dentro de la etapa de diseño deberá lograrse la compatibilidad del equipo de revestimiento con el resto del sistema constructivo a emplear; por lo tanto, una vez que se defina cuál es el mejor método constructivo, de acuerdo a lo que más convenga al proyecto, tanto del punto de vista económico como de funcionamiento y tránsito interno del equipo en general, se podrá definir la localización de los elementos del equipo de revestimiento.

Una vez definido el sistema general a utilizar en el revestimiento, se podrán analizar, en combinación con el tipo de soporte y anclaje, los miembros estructurales que transmitirán las cargas del concreto internamente a través del equipo, y transmitirlos al terreno o no, según sea el tipo de empuje o carga que se tenga.

Es de gran importancia, además de definir la localización de los miembros estructurales, no solamente para tratar de tomar las cargas lo más directamente posible sino también como punto de vista económico, y poder minimizar el sistema de anclaje ya que, aunque se tengan que colocar ciertos miembros, éstos tomarán los esfuerzos que de otra manera habría que soportar por métodos externos sin las anclas, las cuales son económicas para posibles usos pero cuyo costo se encarece rápidamente en proporción de como aumente el número de colados.

En este punto, es donde deberemos tomar la decisión de en donde y cuanto queremos gastar en el equipo de revestimiento, ya que, el concepto de economía y funcionamiento deberán de conjuntarse de tal manera que sea lo más conveniente para la obra.

Con respecto al dimensionamiento geométrico, deberá tratarse, en general, de mantener claros y localización de cargas y reacciones, de tal manera que no existan esfuerzos generados gratuitamente.

2. VELOCIDAD DE COLADO.

Una vez definido el procedimiento general y el diseño básico del equipo de revestimiento, se deberá llevar a cabo un análisis del programa de ejecución de la obra, y definir el avance que se requiera para cumplir con los tiempos de ejecución señalados en el programa, y por lo tanto, definir el número de colados o colado continuo, si este fuera el caso.

Con respecto a esta necesidad de colados, se podrá diseñar el sistema de abastecimiento de concreto al equipo de revestimiento y así lograr tener una idea de la cantidad de concreto que podrá colocarse detrás de dicho equipo.

Lo anterior definirá una cierta velocidad de colado ya que, se conoce la sección transversal por colar y la longitud de la cimbra, por lo tanto, se podrá calcular con gran precisión la velocidad vertical que se espera.

Normalmente dentro de los equipos de revestimiento, y de acuerdo a nuestra experiencia, tomando en cuenta el uso rudo y de las condiciones de seguridad imperantes dentro de un túnel, la velocidad de colado que se debe de tomar será la de la presión lateral hidrostática total sobre las paredes laterales y sobre el arco superior el peso total del techo de concreto que la sección transversal contempla.

PRESION DE DISEÑO.

Una vez que se haya definido y tomado la decisión de cuál va a ser la velocidad de colado que se tomará para el diseño de la cimbra, podrá llevarse a cabo el cálculo de la presión de diseño a que será sometido el equipo.

Como la presión de trabajo de la cimbra es variables con respecto a la profundidad de la sección transversal del equipo y altura momentánea de concreto, se analiza en la práctica de una manera parcial, es decir, se lleva a cabo un estudio de presiones para diferentes alturas de concreto; por ejemplo, si se tuviera un túnel cuya sección contemplara una altura total de 10 M., sería conveniente analizar la presión existente en la cara de contacto para cada metro de altura que el concreto fuera subiendo, es decir, obtener la presión sobre la superficie de contacto para 1, 2, 3 mts., etc. de altura de la sección transversal.

En la práctica, la presión normal de diseño que generalmente se utiliza es de: $P = 7,300 \text{ Kg/M}^2$.

4. DIAGRAMA DE ESFUERZOS.

Una vez que se haya analizado la velocidad y presión de diseño, tendremos una idea clara de cuales son las cargas que harán trabajar la estructura y con el diseño básico de la cimbra, cuál es la estructura que la soportará; incluyendo la sujeción al terreno para transmisión de esfuerzos y cargas; en resumen, en esta etapa conocemos qué vamos a cargar y con qué lo haremos.

Antes de iniciar el estudio del cálculo de esfuerzos en los diferentes miembros de la estructura, deberemos tomar en cuenta la siguiente aclaración:

LOS ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES INTERNOS DE CUALQUIER EQUIPO DE REVESTIMIENTO SON VARIABLES PARA CADA NIVEL DIFERENTE DE CONCRETO EN PROCESO- DE COLOCACION.

Lo anterior quiere decir que la resultante de las cargas varía en dirección e intensidad pudiendo ser desde carga vertical ascendente como diagonal, horizontal, o vertical descendente, -- haciendo trabajar los miembros interiores de diferente forma -- tanto en el sentido de los esfuerzos, tensión o compresión como en su intensidad; por lo tanto, deberemos analizar secuencialmente los esfuerzos a diferentes alturas de concreto colocado, ya que no siempre la carga máxima para algún miembro la tendremos cuando se haya colocado el último M3. de concreto.

Después de las consideraciones anteriores, el análisis estructural de esfuerzos se hará tomando en cuenta las reacciones de --

apoyo que el equipo proporcione de acuerdo a la localización de sus elementos internos, anclas o paneles de carga que toman los esfuerzos a que se someten. Los sistemas gráficos de análisis son de gran utilidad en esta etapa.

5. DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES.

Una vez que se hayan estudiado los diferentes diagramas de esfuerzos para cada nivel de concreto, deberán reunirse los datos en una table de resumen y comparar los esfuerzos para cada elemento señalándose los máximos ya que seguramente se localizarán indistintamente dentro de la table.

El diseño de las secciones así como el diseño de sus conexiones podrá llevarse a cabo tomando en cuenta las cargas anteriormente señaladas, teniendo la seguridad de haber diseñado un equipo que estructuralmente resista, en cualquier momento, cualquier carga de concreto a que se someta.

V. TREN DE COLADO.

1. EQUIPO AUXILIAR DE CIMBRA.

1-a.- Ventanas de vibrado e inspección.

Usualmente, a menos que la cimbra sea de pequeño diámetro, se recurre a la colocación de ventanas para tener acceso a la sección anular entre el terreno y la cimbra, con fines de iluminación, limpieza, acceso e inspección durante el ciclo de colado. Por otra parte, estas ventanas sirven para realizar la colocación del concreto através de tuberías o bandas transportadoras, y la compactación del mismo por medio de vibradores de inmersión.

1-b.- Procedimientos de vibrado.

Dependiendo del espesor del concreto por revestir la sección del túnel, deberá de escogerse el equipo adecuado para realizar la compactación del concreto. El número y tipo de vibradores depende de estos parámetros, pero, en general, el vibrado se realiza en forma mixta utilizando vibradores de inmersión neumáticos o eléctricos, así como, vibradores de contacto para la zona de cubeta o Invert y clave superior, en donde existen rastrillos o imposibilidad física de realizarlo con vibradores de contacto.

1-c.- Anclas de flotación.

En cualquier cimbra, para cualquier sistema, deberá de preverse la utilización de anclas de flotación o de sustentación de la cimbra a su posición correcta. Existe una gran variedad de sistemas de anclaje para las cimbras, no existe ninguna regla específica, sino por el contrario, cada túnel presenta sus requerimientos - - -

específicos de anclaje. Existen en el mercado diferentes y muy variados tipos de anclas de sujeción, de tensión, para esfuerzo cortante, o anclas de soporte para transmitir el peso del equipo al terreno, debiendo merecer este capítulo especial atención para los diseñadores y constructores por el costo involucrado en el sistema.

1-d. Colocación de tuberías.

1-d-1.- Interiores.

El revestimiento del túnel puede ser realizado utilizando tuberías por dentro de la cimbra, procedimiento que es ampliamente utilizado cuando se utilizan cimbras estacionarias. Normalmente, las tuberías van fijadas a la cimbra por el lado interior y solo son removidos los tubos en la zona de ventanas.

1-d-2.- Exteriores.

La colocación de tuberías para el colado entre la cimbra y el terreno natural, son denominadas como tuberías exteriores, las cuales se apoyan sobre la clave de la cimbra y son removidas a la misma velocidad que progresa la colocación del concreto. Este procedimiento es ampliamente utilizado en revestimiento continuo, con cimbras telescópicas-colapsibles.

1-e.- Colocación con bandas transportadoras.

Para túneles de gran diámetro y de gran volumen de concreto unitario y colado estacionario, son aceptadas las bandas transportadoras para depositar el concreto a través de ventanas previstas, pudiendo establecer como ventajas la mayor velocidad en la colocación del concreto. En la cabeza de la banda son colocadas frecuentemente trompas de elefante que evitan que el concreto caiga bruscamente, para que no haya disgregación del mismo.

1-f.- Plataformas de trabajo.

Es imprescindible la utilización de plataformas de trabajo que permitan el acceso de los trabajadores a todo lo alto y ancho de la sección -- por revestir, con el objeto de facilitar la colocación de los tapones, remoción de protuberancias de roca dentro de la línea de revestimiento, así como, colocación del anclaje y limpieza de la cimbra. La conformación de estas plataformas de trabajo varía considerablemente dependiendo de la geometría de la sección, del tipo de cimbra que se está utilizando.

1-g.- Instalación hidráulica.

Cualquier cimbra, para cualquier sistema requerirá de una instalación hidráulica, capaz de --

proveer de agua suficiente en cantidad y presión para poder realizar las actividades de limpieza de las tuberías, equipo de transporte, equipo de colocación, y de la cimbra misma, una vez que ésta haya sido desprendida y colocada en su siguiente posición.

Esta instalación también sirve para remover el polvo adherido a la roca excavada y evitar pérdida de humedad por absorción en el concreto. Por otra parte, las especificaciones en su mayoría obligan al contratista a la limpieza de la plantilla del túnel, lo que se logra con esta instalación.

1-h.- Instalación neumática.

Es indispensable el poder contar en el tren de colado con instalación neumática para disponer de aire comprimido en el frente de trabajo. Los vibradores, las rompedoras y perforadoras para colocación de anclaje, así como los carros agitadores con motor neumático requieren del uso de aire comprimido para su operación. Por otra parte, los tanques hidroneumáticos y la limpieza de la plantilla del túnel requiere de este sistema para su buen funcionamiento.

1-i.- Instalación eléctrica.

Deberán de preverse las necesidades de consumo de energía eléctrica en diferentes voltajes, en el frente de colado, para ser utilizados en máquinas soldadoras de emergencia, vibradores eléctricos, iluminación, etc.

1-j.- Tapones.-

Para los colados con cimbra estacionaria, es imprescindible la colocación de tapones de madera o metálicos que delimiten la longitud de un tramo de colado.

La colocación de tapones metálicos tiene grandes ventajas sobre los de madera ya que, por lo general, éstos no son removidos de su posición original; la sección anular que el tapón metálico no puede cubrir por las irregularidades de la roca, pueden ser cubiertas con tapones de madera.

1-k.- Válvulas perno y Boosters.-

Ya sea que se utilice una cimbra telescópica colapsible o una estacionaria, la utilización de la válvula perno es necesaria porque impiden el regreso del concreto en sentido inverso al flujo normal, funcionando como válvulas check de operación manual.

Los Boosters son diafragmas que se insertan en la tubería de concreto y se conectan a la tubería de aire comprimido para ayudar a la colocación de concreto en zonas de clave normalmente.

1-1.- Taller mecánico, herramientas, bodega.-

Para todos los trenes de colado, es absolutamente necesario disponer de las herramientas necesarias, así como, los materiales de consumo que se utilizan constantemente. Por otra parte, se pueden preveer facilidades para colocar un pequeño taller mecánico con lo más indispensable para no tener que salir fuera de la zona de trabajo a realizar trabajos menores. Es conveniente también poder tener una pequeña oficina de control de tiempos y Residencia, así como, el mejor sistema de comunicación posible con la planta de producción de concreto, oficina, bodega principal, etc.

La obtención de estas facilidades en la zona de trabajo redundará en un mayor avance, mejor control, mejor comunicación, y, sobre todo, en disminución de los tiempos perdidos debido a ampares o movimientos falsos.

2. EQUIPO DE COLOCACION.

2-a.- Bombas Hidráulicas.

Uno de los procedimientos utilizados frecuentemente para la colocación del concreto dentro de la cimbra, es la utilización de bombas hidráulicas de concreto. Existen en el mercado varias marcas con características más o menos similares, y con diferentes capacidades para satisfacer las demandas de cada obra.

Para este concepto, podemos mencionar que las bombas hidráulicas utilizadas pueden ser estacionarias, accionadas por motor diesel o eléctrico, montadas sobre trailer, o bien, montadas sobre camión- con brazo hidráulico-telescópico, lo que evita la necesidad de colocación de tuberías estacionarias o móviles.

2-b.- Cañones.

Otro sistema muy utilizado para el revestimiento del concreto son los colocadores neumáticos- o cañones, cuyo funcionamiento básico consiste en un recipiente en donde es colocado el concreto, al que después se le inyecta aire comprimido, hasta llegar a determinada presión, donde es abierta la válvula de salida y el concreto es expulsado através de la tubería principal hasta la salida, en la zona de colocación.

No se puede elegir a priori ninguno de los dos equipos para el sistema de revestimiento definitivo en un túnel sin antes analizar con mucho detalle las condiciones particulares de la obra, equipo disponible, capacidad instalada de aire comprimido, requerimientos de ventilación, servicios de mantenimiento de los equipos, así como, disponibilidad de operadores calificados para la operación de estos dos diferentes tipos de equipo.

3. EQUIPO DE TRANSPORTE.

3-a.- Ollas mezcladoras.

El transporte del concreto en ollas mezcladoras es, sin duda alguna, el método más expedito, y el que mantiene en condiciones óptimas de mezclado al concreto, cuando se utiliza en túneles de gran diámetro, donde es posible utilizar equipo sobre neumáticos, o bien, tener portales de acceso que faciliten esta operación.

3-b.- Sapos.

En algunos trabajos se utiliza este tipo de camiones que acarrear el concreto hasta su punto de colocación, sin embargo, la utilización de estos equipos con contenedor especial ha sido reemplazado por el uso de ollas mezcladoras.

3-c.- Camiones volteo.

En aquellos túneles en donde el acarreo del concreto se realiza en distancias muy cortas han sido utilizados los camiones volteo para este efecto, sin embargo, presentan la desventaja de segregar el concreto, por lo que, en la mayoría de los casos, es necesario realizar un nuevo mezclado antes de depositar el concreto en las bombas o cañones.

3-d.- Vagonetas.

Al igual que los camiones de volteo, las vagonetas de rezaga son utilizadas para transportar el concreto hasta el frente del colado, existiendo el mismo problema de segregación.

3-e.- Carros Agitadores.

Los carros agitadores y las vagonetas son utilizados para transportar concreto en el interior de un túnel que exige la utilización de equipo de vía. Los carros agitadores consisten en un tanque cilíndrico con mecanismos para girar en ambos sentidos, con un helicoides metálico interior semejante al de las ollas mezcladoras; la acción de rotación se provee a través de motores neumáticos o eléctricos, consiguiendo hacer el-

remezclado en un sentido de rotación y la descarga en otro. Estos cilindros con una entrada y una salida, pueden telescopiarse entre sí y permitir la descarga del concreto de un carro hacia el subsecuente. Estos cilindros están montados sobre bastidores y superestructura con rueda sobre vía férrea, existiendo diferentes marcas y capacidades, de acuerdo a los requerimientos de la obra y espacio disponible.

4. EQUIPO AUXILIAR DEL TREN DE COLADO.

4-a.- Bandas Transportadoras.

Se define como tren de colado todo aquel equipo que permite realizar las operaciones de transporte, recepción y colocación de concreto.

La utilización de bandas transportadoras es frecuente en los trenes de colado y sirven para elevar el concreto del nivel de descarga de los carros agitadores a las tolvas receptoras de concreto, que a su vez depositan el concreto en los cañones o bombas hidráulicas de concreto. Las dimensiones y configuración de estas bandas dependen de las condiciones específicas de cada Proyecto en particular.

4-b.- Tolvas Receptoras.

Como se dijo anteriormente, estas tolvas se diseñan específicamente para las condiciones de cada obra en particular. Su capacidad y configuración dependen de la cantidad de concreto promedio que deba de ser colocado dentro de la cimbra, sirviendo como vaso regulador para el suministro del concreto.

4-c.- Estructura Garza.

Se denomina estructura garza aquella estructura metálica que sujeta las tuberías desde el nivel de piso del túnel hasta la parte superior de la cimbra. Normalmente es una estructura rígida con escaleras de acceso e inspección para la tubería de colocación de concreto. Esta estructura está montada sobre la vía principal y forma parte del tren de colado; su utilización es indispensable para colados con cimbras telescópicas-colapsibles de colado continuo.

4-d.- Tanques amortiguadores.

Cuando el acceso al túnel es por medio de lumbreras o pozos verticales, el concreto es transportado en superficie hasta el brocal de la lumbrera, en donde, normalmente se ubica una tube-

ría vertical para descarga del concreto. En la zona de túnel éste concreto es recibido en un recipiente que se denomina tanque amortiguador, que como su nombre lo indica, está diseñado para absorber la energía sinética del concreto, debido a la diferencia de niveles. Este tanque amortiguador tiene una salida a través de la cual descarga el concreto a los carros agitadores.

4-e.- Carros de Inspección.

En aquellos túneles en donde el sistema de revestimiento es con cimbra telescópica-colapsible de colado continuo, el transportador interior, que normalmente es electrohidráulico, sirve para desprender los moldes de clave y cubeta, transportarlos en forma telescópica y colapsible, a través de toda la longitud de la cimbra, y colocarlos en su nueva posición. Con este procedimiento el transportador está continuamente viajando en el interior y a lo largo de la cimbra por lo que, es necesario utilizar 2 carros de inspección para los vibradoristas y los supervisores.

En su paso hacia la parte posterior de la cimbra, el transportador recoge el carro de inspección en cantiliver y deja en su lugar el otro carro

de inspección para realizar las maniobras descritas, entonces se desplaza para desmoldar -- una sección de cimbra, haciendo el movimiento inverso en su camino de regreso, permitiendo de esta manera poder realizar la operación de vibrado e inspección, con pérdidas mínimas de tiempo.

4-f.- Plataformas giratorias.

Para aquellos túneles muy angostos, generalmente con acceso através de portales, son frecuentemente utilizadas las plataformas giratorias - que como su nombre lo indica, permiten el acceso de las ollas mezcladoras al frente de colado viendo hacia el frente, para que, una vez que estén sobre la plataforma giratoria, que siempre debe quedar muy cerca del tren de colado, puedan dar la vuelta en 180° y descargar por la parte posterior de las mismas, realizando su camino de regreso con el conductor viendo hacia el portal del túnel.

4-g.- Cambios California.-

En aquellos túneles en donde es utilizado equipomontado sobre vía, se diseña un cambio de vía denominado California, que rueda sobre la vía principal y permita, como las espuelas de ferrocarril,

el paso de 2 trenes con carros agitadores o vagones en la misma sección, al mismo tiempo. Estos -- Cambios California pueden ser de diferentes anchos y de diferentes longitudes, de acuerdo a la sección del túnel; asimismo, pueden ser autopulsados o bien jalados por medio de una locomotora ó algún -- otro medio de locomoción existente en el túnel. Los escantillones de vía normalmente usados son de 24", 36" y 48".

VI. INSPECCION DE REVESTIMIENTO.

Desde el punto de vista de la supervisión, los dueños de la obra deberán de seguir las especificaciones establecidas para cada uno de los proyectos. En forma enonciativa y no limitativa, enlistamos solamente los puntos más importantes que la supervisión deberá de tomar en cuenta para dar por recibidos los trabajos realizados por la Contratista.

- a). Limpieza de piso.
- b). Limpieza superficie por colar.
- c). Peines.
- d). Alineamiento vertical y horizontal - topografía.
- e). Calidad del concreto.
- f). Especificaciones del concreto.
- g). Limpieza de moldes.
- h). Tolerancias.
- i). Vibrado.
- j). Tiempo de fraguado.
- k). Pruebas no destructivas.
- l). Anclaje.
- m). Colocación de tapones.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam

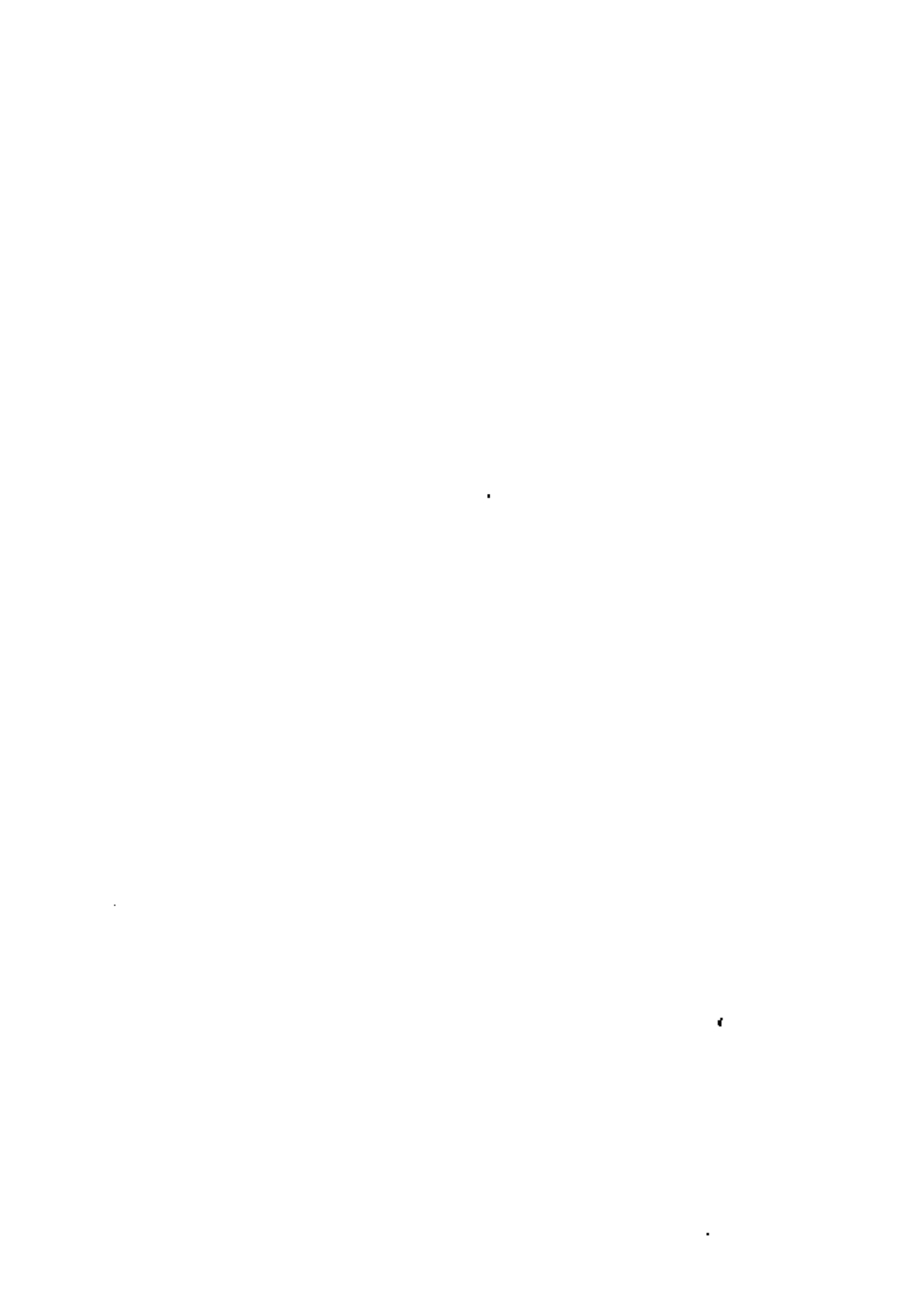


CONSTRUCCION DE TUNELES

REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING. MANUEL OSES P.

JUNIO, 1979.



REVESTIMIENTO DE TUNELES

ANTECEDENTES.

1. JUSTIFICACION DEL REVESTIMIENTO.

De acuerdo a la utilización de los túneles, éstos pueden ser subdivididos para fines prácticos, de acuerdo a lo siguiente:

- Drenaje.
- Agua potable.
- Túneles para ferrocarril.
- Túneles carreteros.
- Túneles para paso de peatones.
- Túneles de acceso a casa de máquinas en proyectos hidroeléctricos.
- Túneles para desechos radioactivos.
- Túneles para conducción de minerales.
- Túneles de desvío.
- Túneles vertederos.

En realidad, un túnel es un conducto de determinadas características previstas para el fin de conducir o transportar algo de un lugar a otro, en donde el acceso por superficie es mucho más costoso, o bien, improbable de ejecutar.

Una vez realizada la excavación de cualquier túnel, se procede a revestirlo con el objeto de soportar los empujes del terreno, impidiendo la infiltración de agua, o para disminuir el coeficiente de rugosidad del terreno excavado a efecto de conducir líquidos, - - - - -

coloides, vehículos o peatones. En otras ocasiones - el revestimiento de los túneles se justifica, como en el caso de los túneles carreteros, para seguridad de los vehículos y para permitir una mayor refracción de la luz, así como, obtener una ventilación más eficiente.

2. TIPOS DE REVESTIMIENTO EN TUNELES.

Existen varios tipos de revestimiento en los túneles, de tal manera de que cumplan con el fin para el que han sido diseñados. No siempre es conveniente y económicamente aceptable, realizar el revestimiento de un túnel con concreto colocado en sitio, ya que, puede no haber necesidad del mismo; a continuación mencionamos, en forma general, los diferentes tipos de revestimiento que se han venido utilizando en diferentes tipos de túnel - descritos en el Inciso I-1.-

A.- Sin revestimiento.

En algunas ocasiones, dada la seguridad del túnel, o bien la calidad del terreno por excavarse, no es necesario realizar ningún revestimiento, aunque esta condición es, en general, improbable.

B.- Revestimiento con tabiques.

En algunos túneles, antiguamente se acostumbraba el uso de tabiques de diversas dimensiones que formaban la bóveda, de tal manera de repartir los esfuerzos

producto del empuje de la roca. Este sistema de revestimiento es en la actualidad obsoleto, pero, fué utilizado en el Siglo XIX y principios del Siglo XX, en túneles de drenaje para las grandes ciudades.

C.- Anclas de fricción y de roca.

Si el túnel excavado presenta una condición muy favorable de la roca expuesta, y para determinados fines, es costumbre sostener los grandes bloques de roca con anclas de fricción o bien con anclas de roca. El fin de este sistema es evitar el deslizamiento de los bloques de roca hacia el interior del túnel provocando un taponamiento parcial o total del producto.

D.- Anclas y malla de alambre combinados.

En aquellos túneles en donde la roca está fracturada y no es necesario un revestimiento definitivo, es común el uso de anclas de roca y malla de alambre del tipo de tela "ciclón", de tal suerte de que, cualquier desprendimiento menor es absorbido por la malla que impide la caída de pequeños fragmentos hacia el interior del conducto.

E.- Marcos de madera.

Este sistema de ademe, más que de revestimiento,

ha sido utilizado en su gran mayoría en túneles mineros de pequeña sección, así como, en algunos túneles de ferrocarril excavados hace mucho tiempo. La idea de colocar este soporte es impedir el movimiento de la roca, sin embargo, la madera debe de ser tratada con materiales bituminosos como creosota o chapopote, con el objeto de impedir la destrucción de la madera al través del paso del tiempo.

F.- Marcos de acero y ademe de madera.

Para aquellos túneles que por el fin para el que fueron construídos, o porque han sido excavados en roca razonablemente sana, es una práctica común la colocación de marcos de acero en perfiles "I" y "H" retacados con ademe de madera, de tal manera de evitar el movimiento del material excavado hacia el interior del túnel. En algunos túneles carreteros de menos importancia es utilizado frecuentemente este sistema.

G.- Concreto lanzado y sus combinaciones.

G-1.- Ademe primario.- El concreto lanzado es uno de los recursos modernos para el revestimiento de los túneles, y en el caso de considerársele como revestimiento primario, normalmente cumple la función de evitar que el suelo y la roca se intemperice, provocan

do fallas entre sus bloques o pérdida de humedad, lo que produce una caída o desprendimiento no deseado hacia el interior del túnel. Existe una gran variedad de combinaciones entre el concreto lanzado y otros sistemas de ademe o revestimiento, dependiendo de las condiciones y estabilidad del terreno excavado, aportación de agua, y fin para el cual el túnel haya sido construido.

G-2.- Ademe Secundario.

Cuando el concreto lanzado se considera como revestimiento definitivo del túnel, presenta entonces una superficie menos irregular que en el caso del ademe primario. En la actualidad muchos túneles son revestidos con concreto lanzado exclusivamente, sirviendo entre otros para drenaje, conducción de agua potable, túneles de ferrocarril y túneles carreteros, o bien como en el caso de algunas estaciones del Metro en países Europeos. Este procedimiento es utilizado en donde la alta rugosidad que presenta el concreto lanzado no afecta los fines para los que el túnel fué proyectado.

H. Dovelas metálicas.

Para aquellos túneles en donde la excavación ha sido realizada con escudo o con máquina excavadora de túneles, en algunas ocasiones se recurre a la utilización de anillos metálicos compuesto por varios segmentos cuyo diseño estructural depende fundamentalmente de las condiciones del subsuelo por atravesar. En general, este sistema es utilizado donde existen grandes empujes del terreno, o tendencia a cerrarse la excavación.

Normalmente, este sistema de revestimiento es considerado como primario exclusivamente.

I. Dovelas de concreto.

Para este sistema, generalmente se recurre a la utilización de escudo o máquina excavadora de túneles para realizar la excavación del conducto, quedando los anillos formados de dovelas precoladas, de dimensiones variables, según el caso, como revestimiento primario o definitivo. Este sistema es utilizado, si se le considera como definitivo, para conducción de agua a baja velocidad, peatonales, drenaje, etc. En el caso de túneles que requieren un revestimiento mucho más reforzado, se recurre a la práctica de revestirlo con concreto colocado en sitio, reforzado o no, a efecto de disminuir la rugosidad de las juntas en las dovelas, o bien, para aumentar la resistencia estructural.

del conducto.

J. Concreto colado en sitio con moldes.

Para aquellos conductos en donde por las condiciones del subsuelo o la roca por excavar, o bien por la necesidad de dejar una superficie homogénea para la conducción, es necesario el uso del revestimiento definitivo por medio del concreto colocado en cimbra metálica o de madera. La gran mayoría de los túneles modernos caen dentro de esta clasificación ya que, existen técnicas modernas y muy valiosas para realizar esta operación, logrando, en consecuencia un mejor acabado interior, mejor capacidad de soporte del conducto así como, una menor duración en el sitio de la obra.

II. CLASIFICACION DE LOS TUNELES.

1. CLASIFICACION DE LOS TUNELES POR SU LONGITUD.

En realidad no existe alguna clasificación aceptada -- universalmente para definir o clasificar los túneles -- por su longitud, sin embargo, algunos autores, especialmente hablando de túneles carreteros, los han subdividido en lo siguiente:

- A). Largos.
- B). Medios.
- C). Cortos.

Esta clasificación obedece fundamentalmente a los requerimientos de ventilación para un túnel carretero, habiéndose establecido como túneles cortos aquellos menores de 300 M; como túneles medios aquellos cuya longitud es entre 300 y 1000 M., y como túneles largos aquellos mayores de 1000 M.

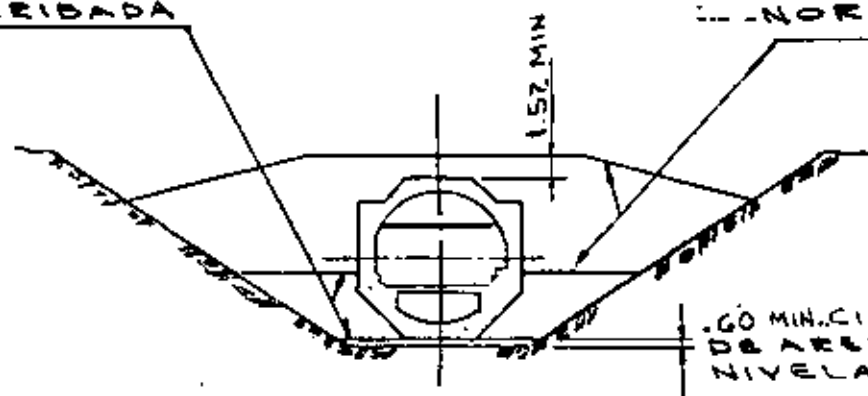
2. CLASIFICACION DE LOS TUNELES POR SU SECCION.

Aunque, en general, los túneles se clasifican por su sección de excavación y de revestimiento definitivo, existe una gran variedad de secciones transversales que han sido utilizadas a través de la historia de la construcción de túneles. Normalmente no existen 2 secciones iguales ya por su configuración o por sus diámetros de excavación o revestimiento; sin embargo, y de manera general, presentamos la siguiente clasificación (se anexan esquemas):

- A. Rectangular.
- B. Circular.
- C. Portal.
- D. Herradura.
- E. Combinados.
- F. Conducto cubierto.
- G. Túnel falso.
- H. Sifones.

RELLENO DE ARENA CRIBADA

RELLENO NORMAL



1.60 MIN. CIMENTADO DE ARENA NIVELADA

TUNELES DE TUBO SUMERGIDO QUE POSTERIORMENTE SON RELLENADOS

SEGMENTO DE CONCRETO COLADO EN PUERTO

RECUBRIMIENTO DE CONCRETO REFORZADO

DUCTO DE AIRE VICIADO

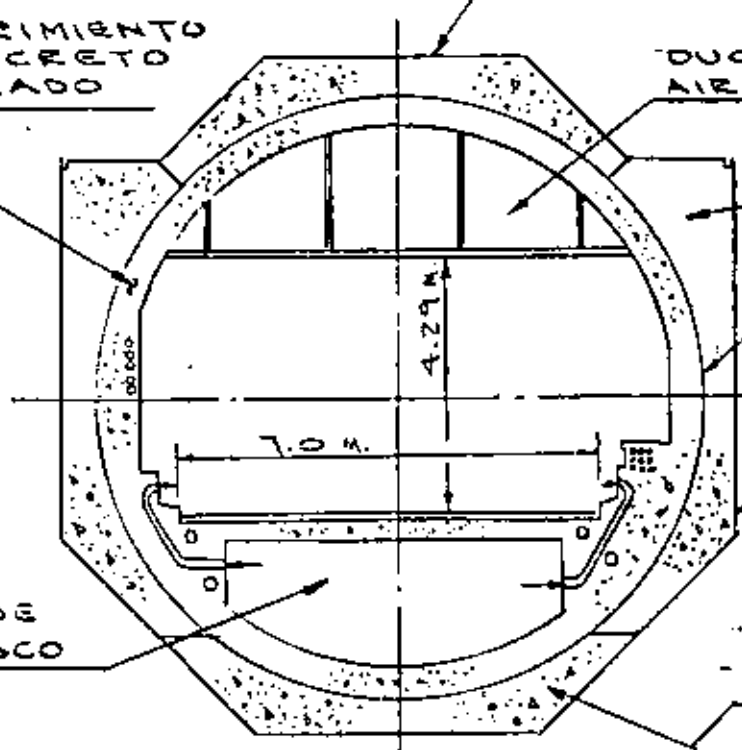
PALESTRA DE CONCRETO

5/8" CORAZA DE ACERO

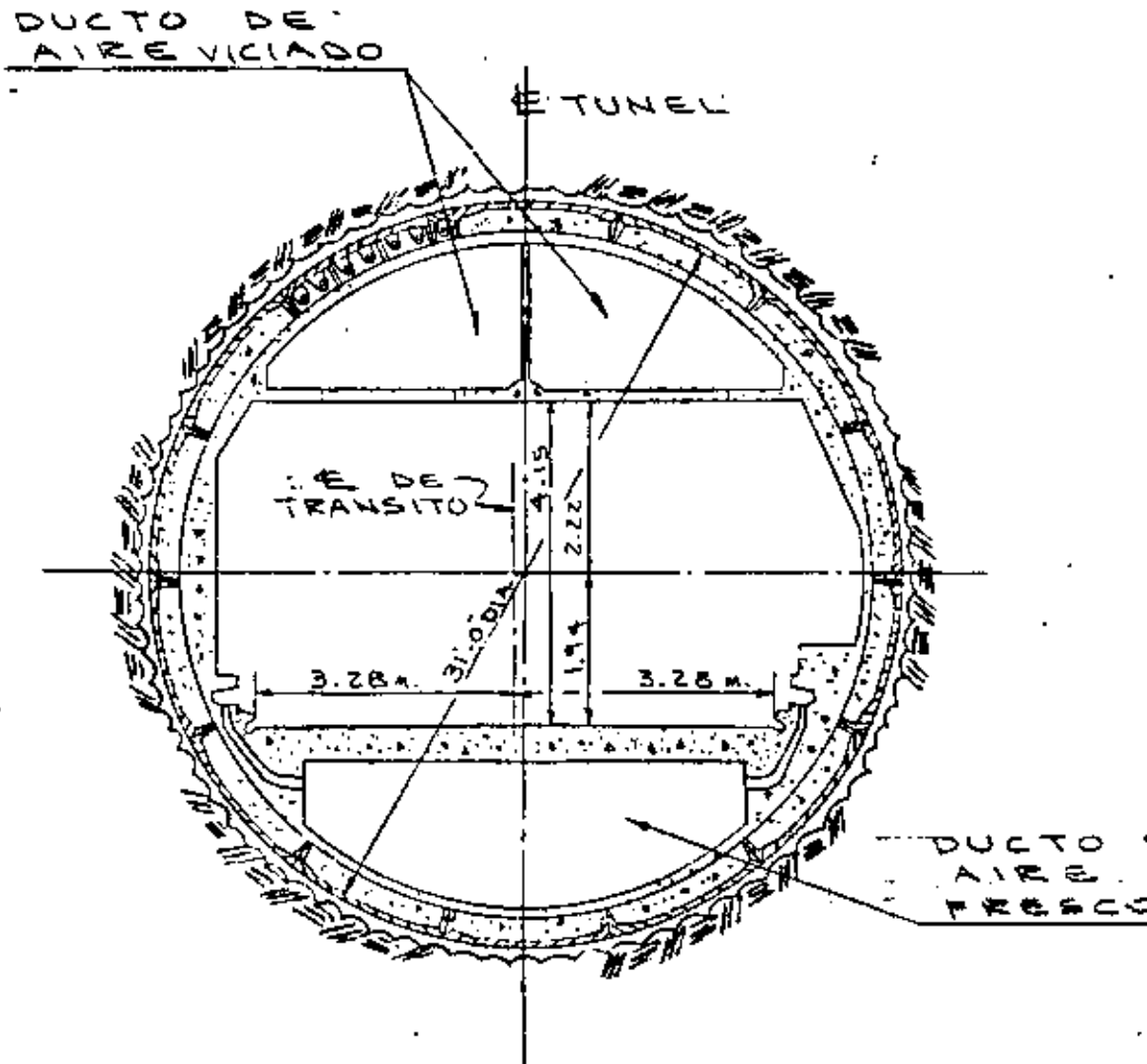
CIMBRA DE PLACA METALICA

DUCTO DE AIRE FRESCO

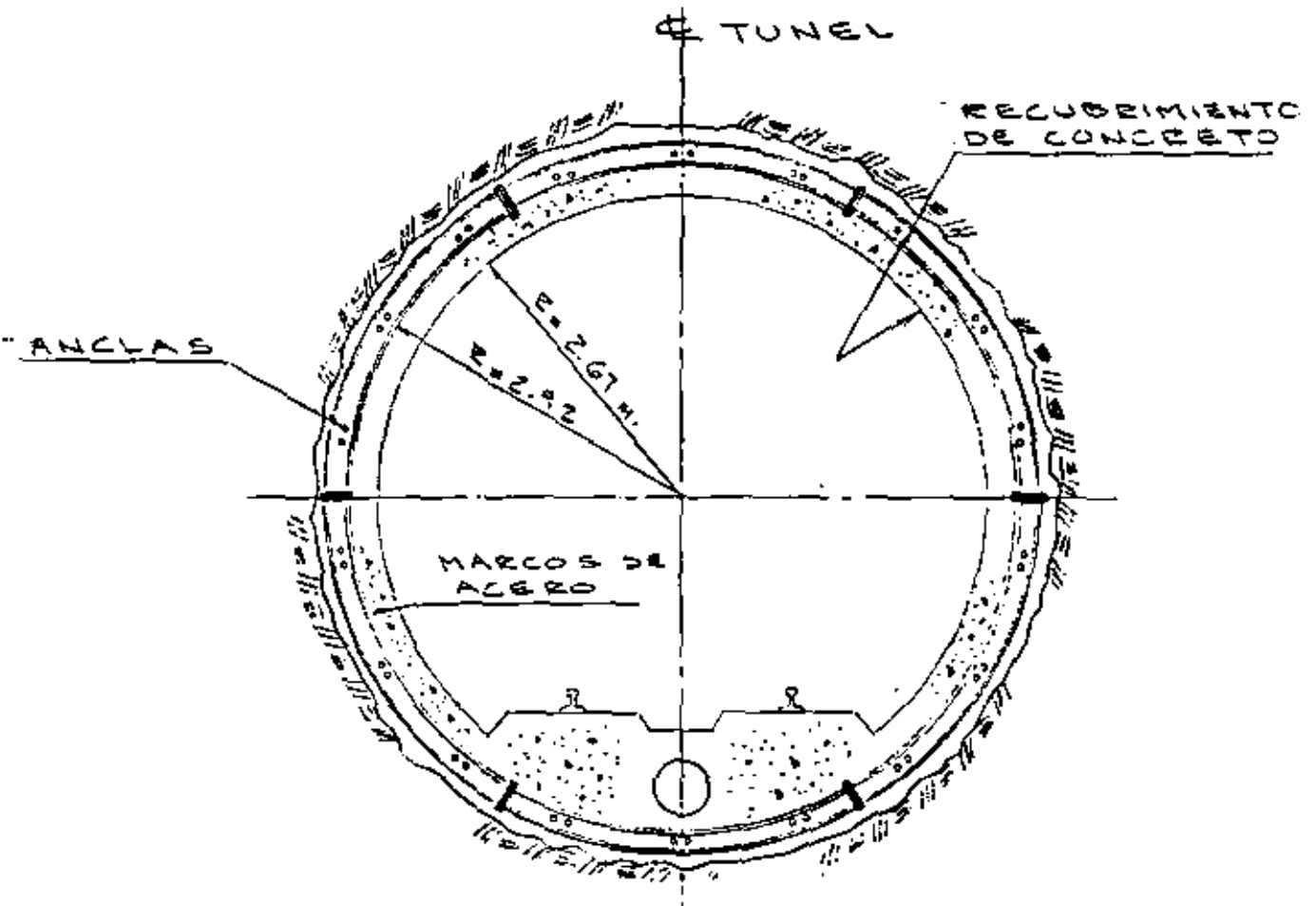
CUBETA DE CONCRETO COLADA EN BARCASA



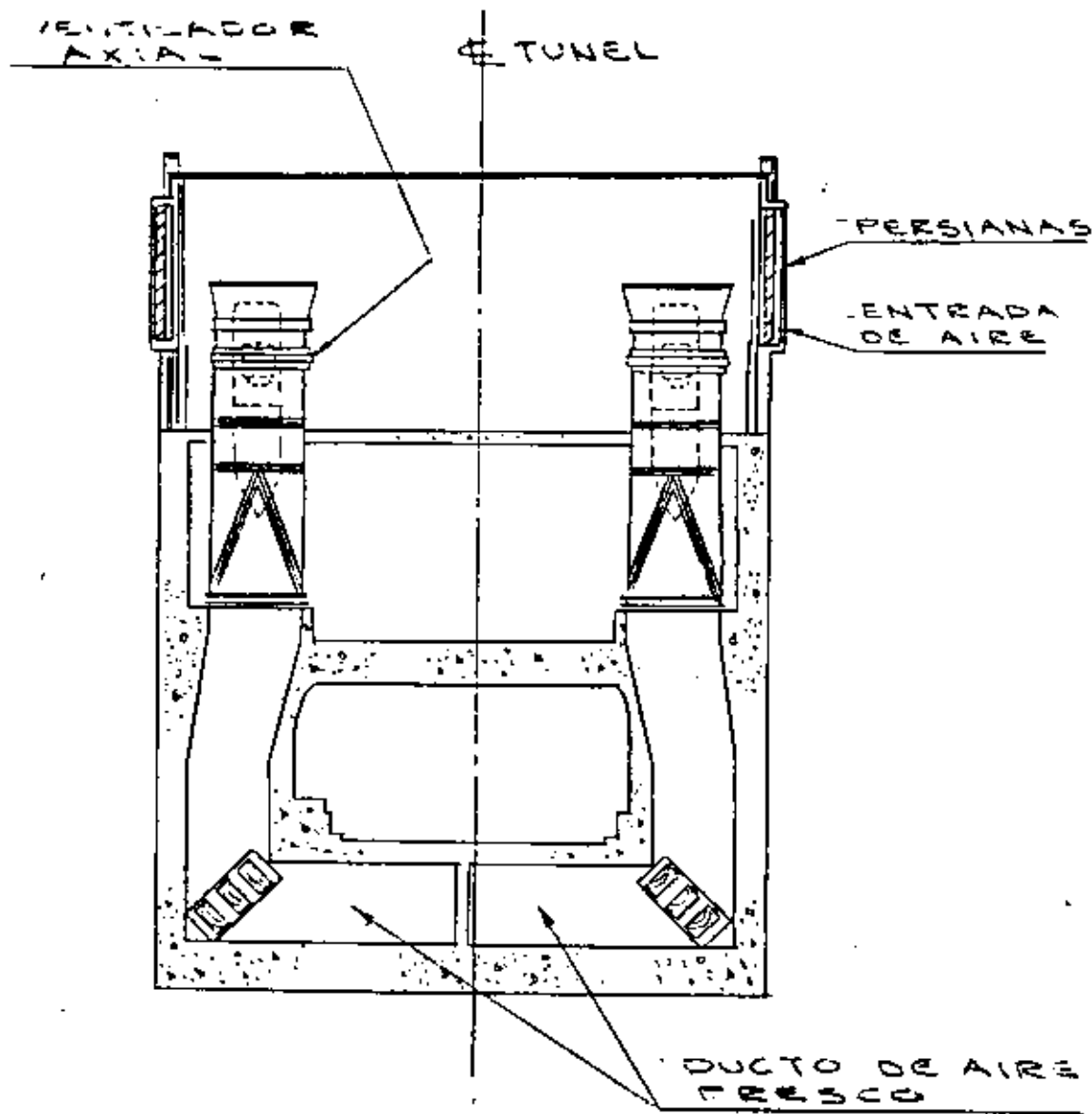
TUNEL CILINDRICO SUMERGIDO (HAMPTON ROADS TUNNEL)



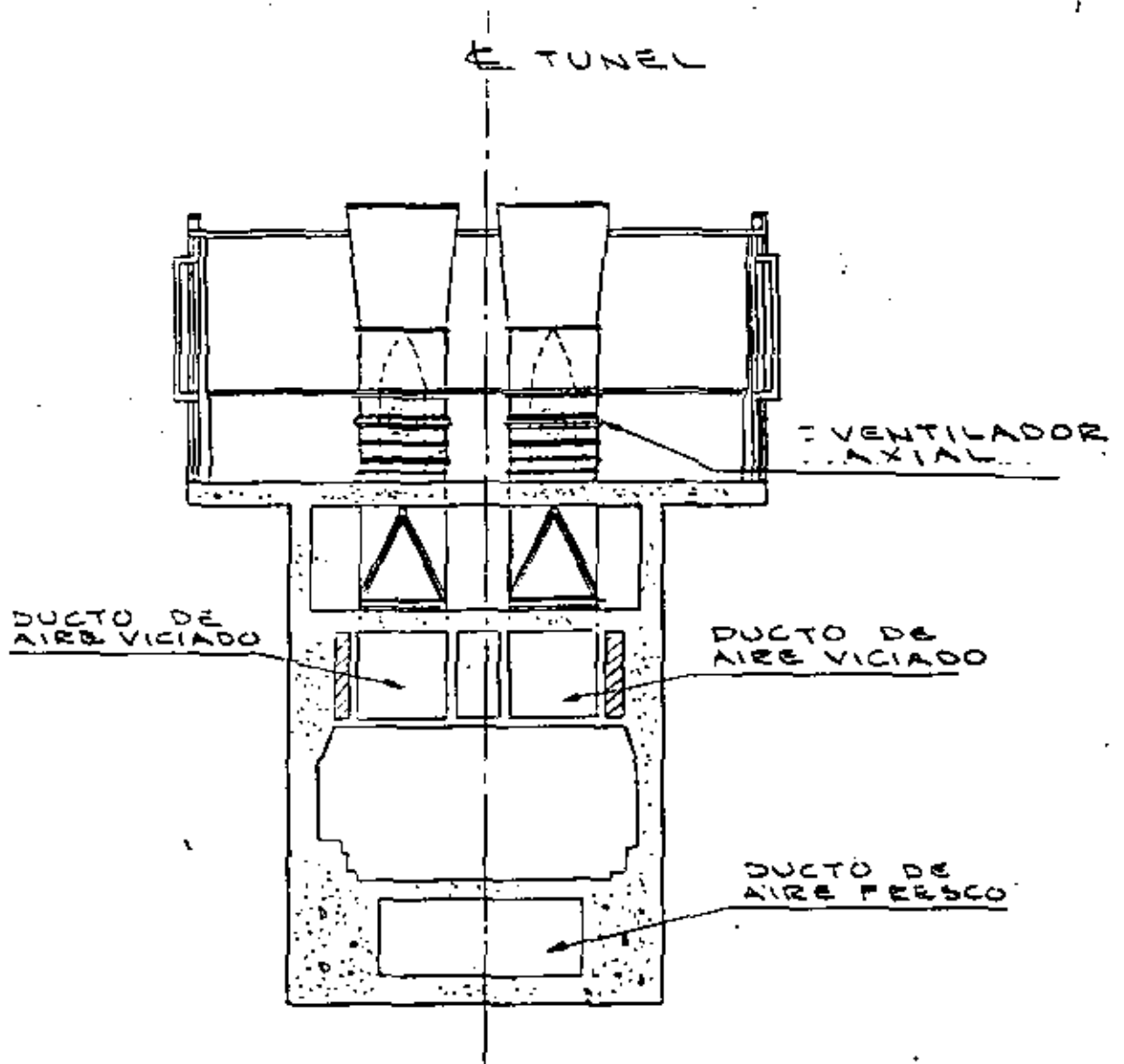
SECCION TRANSVERSAL
 MOSTRANDO RECUBRIMIENTO CON
 DOVELAS DE ACERO VACIADO PARA
 (LINCOLN TUNNEL)



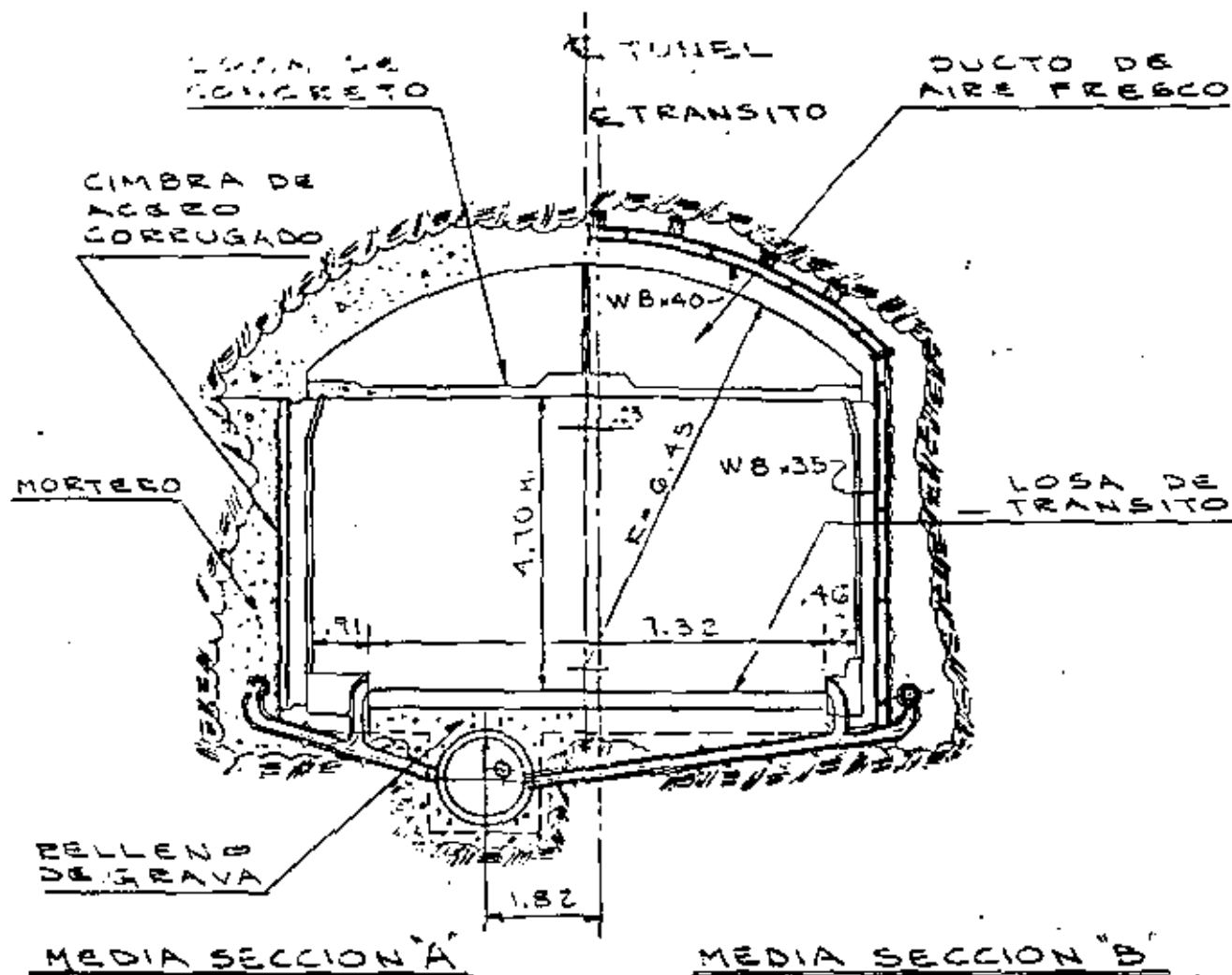
SECCION TRANSVERSAL
 (ROCA MUY FRACTURADA)
 PARA EL SISTEMA S.F. CAY
 AREA RAPID TRANSIT



SECCION TRANSVERSAL
 EDIFICIO DE VENTILACION
 DEL TUNEL HAMPTON ROADS



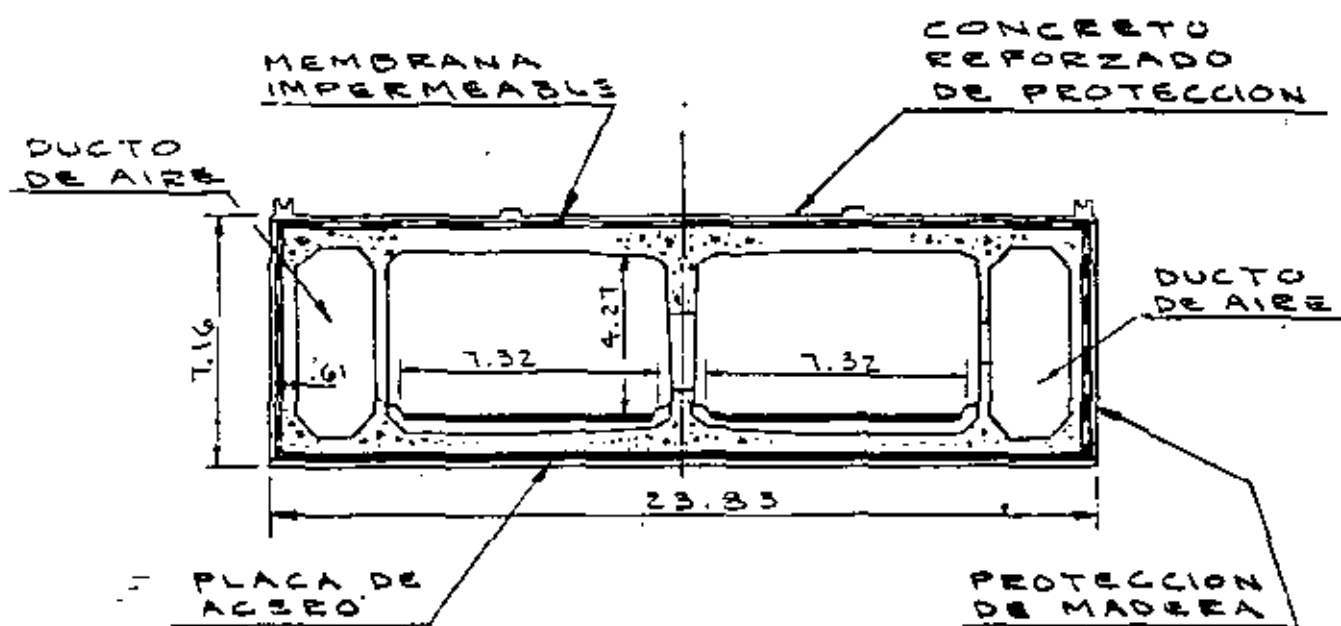
SECCION TRANSVERSAL SISTEMA DE AIRE VICIADO



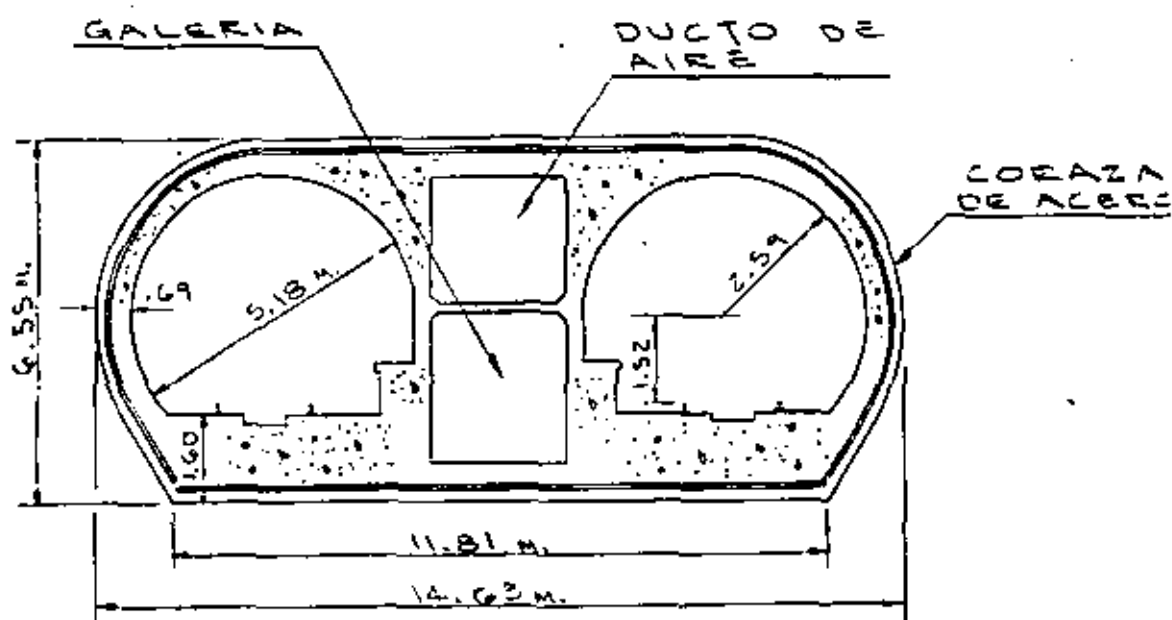
SECCION TRANSVERSAL
TUNEL PENNSYLVANIA TURNPIKE
EXTENSION

MEDIA SECCION "A"
MUESTRA EL CONCRETO
COLOCADO EN SITIO

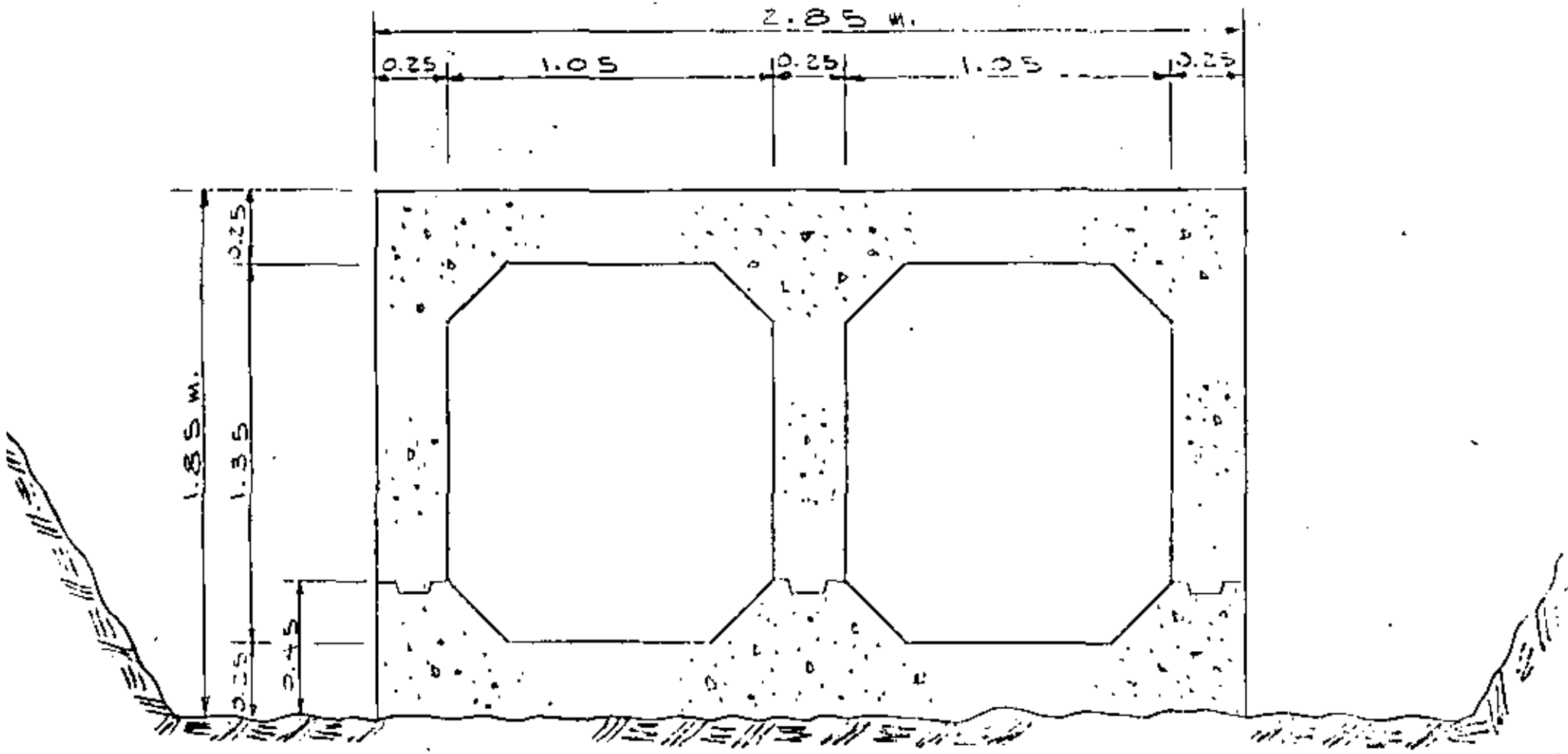
MEDIA SECCION "B"
MUESTRA SOPORTES
METALICOS



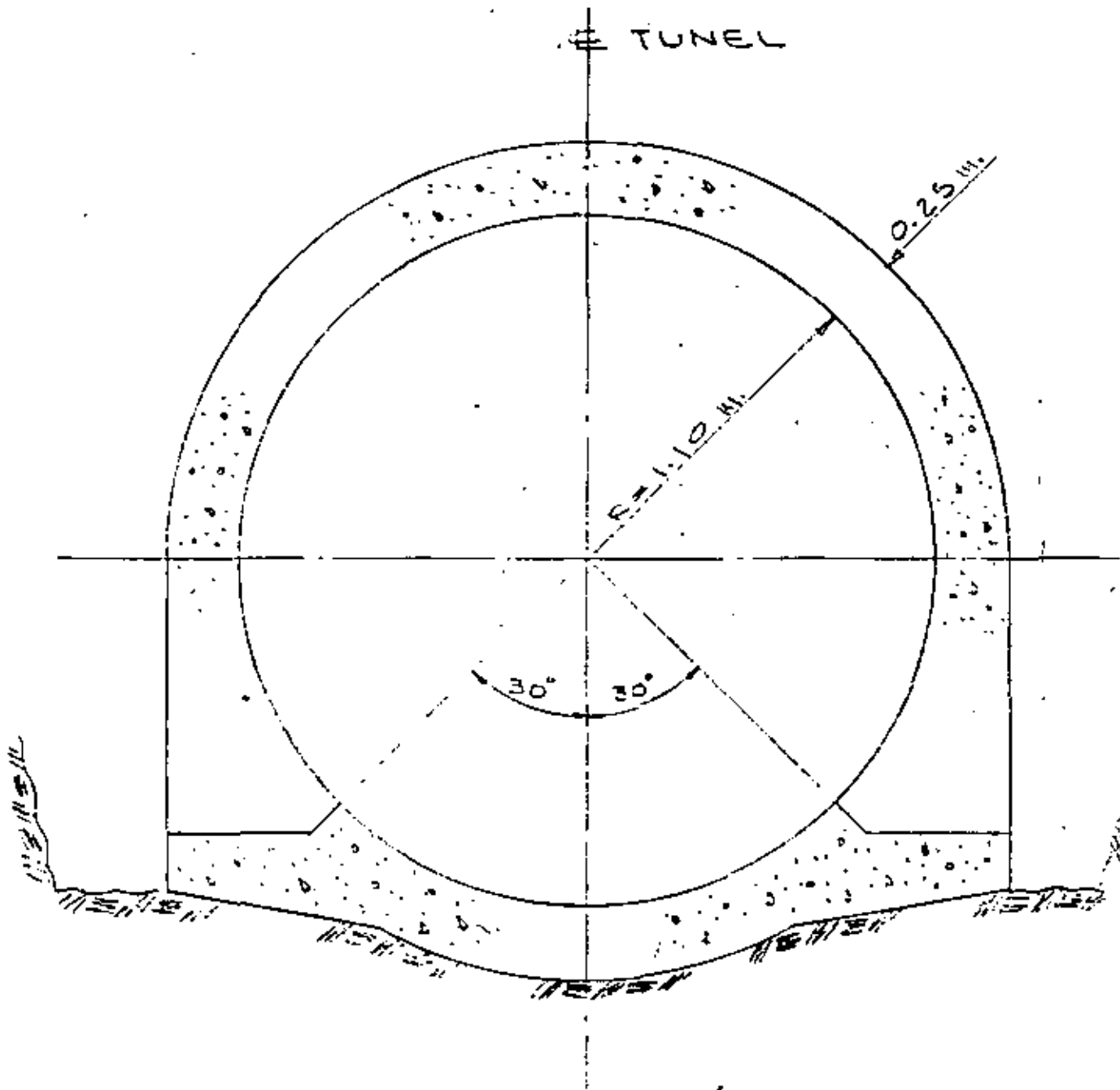
TUNEL SUMERGIDO DE SECCION CAJON (DEAS ISLAND TUNNEL)



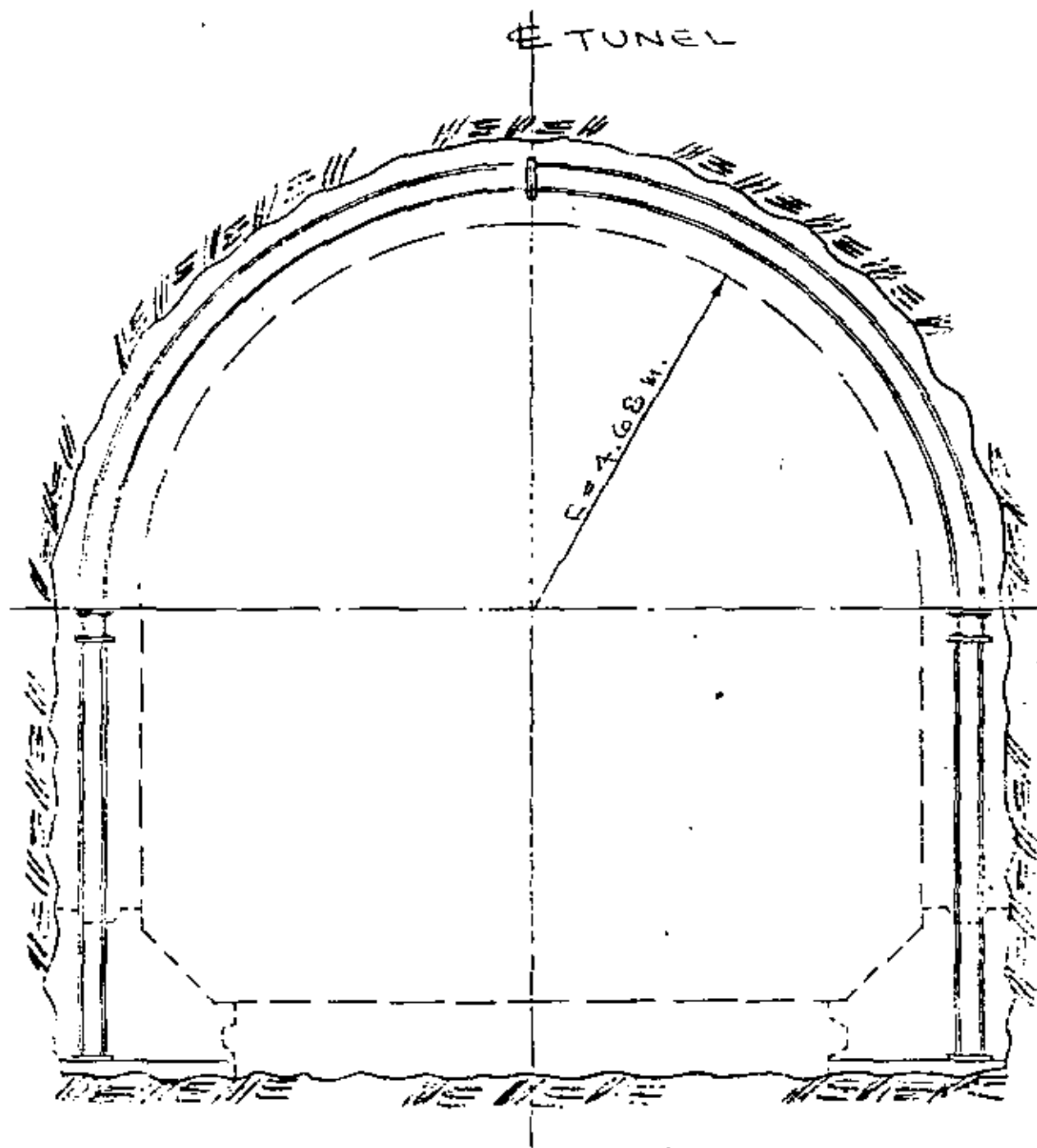
SECCION TRANSVERSAL TUBO SUMERGIDO (SAN FCO. RAPID TRANSIT SYSTEM)



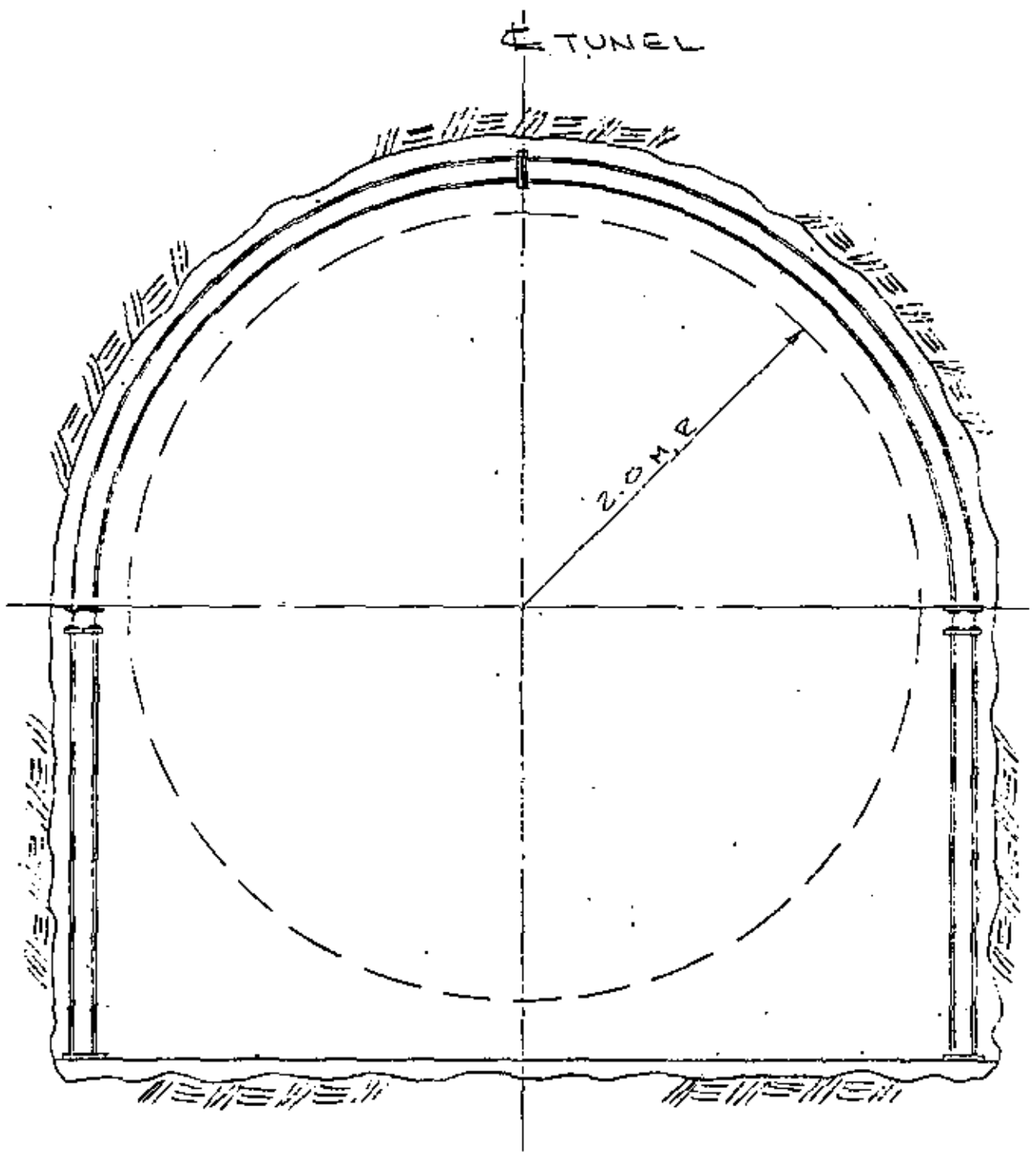
SECCION TRANSVERSAL
1.35 m. x 1.05 m. SIFON DOBLE RIO ATOYAC, GUERRERO.



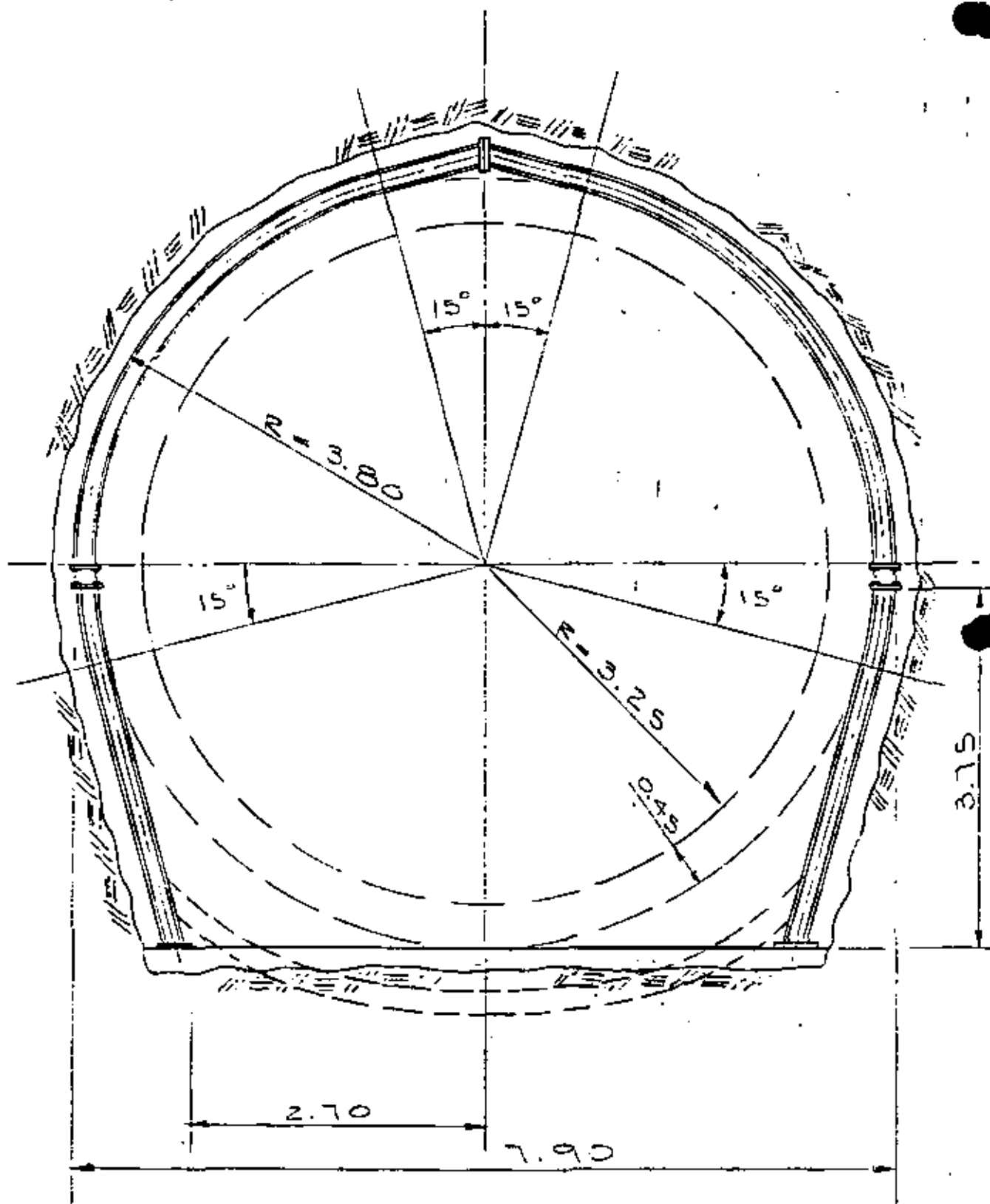
SECCION TRANSVERSAL
 SIFON 43+500 DEL CANAL SAN RAFAEL



SECCION TRANSVERSAL
ACUEDUCTO TIJUANA RIO COLORADO



SECCION DE TUNEL
INTERCEPTOR CENTRO PONIENTE



SECCION EMISOR

III. ELECCION DEL SISTEMA DE REVESTIMIENTO ADECUADO.

1. PARAMETROS.

1-a.- Influencia del tipo de terreno en la decisión.

El valor de soporte del terreno una vez que ha sido excavado, capacidad de sustentación, resistencia al intemperismo, grado de consolidación o de fracturamiento, son importantes en la elección del sistema de revestimiento, ya que, por lo general, los túneles perforados en terrenos blandos como arcillas, arenas y limos, requieren de un revestimiento primario a base de dovelas, con el objeto de permitir terminar la excavación antes de realizar el revestimiento definitivo. En algunos casos, el terreno se encuentra en tan malas condiciones que es imprescindible recurrir a un sistema de revestimiento combinado con el procedimiento de excavación, siendo este sistema mucho más costoso que el realizar el revestimiento una vez que la excavación ha sido terminada. Si el terreno permite realizar la excavación total sin peligro de que el túnel ya excavado se deforme o se colapse, siempre deberá pensarse en un sistema de revestimiento independiente del de excavación.

Un factor importante que contribuye a esta decisión, es la aportación de agua en el interior del túnel durante la etapa de excavación. En algunos trabajos de túneles, la decisión de revestir simultáneamente a la de excavación ha sido fundamentada en evitar la aportación de cantidades importantes de agua de infiltración.

- 1-b.- Influencia de la sección del túnel en la decisión. La sección de excavación del túnel, de acuerdo al Inciso II-2, es preponderante en la elección del sistema de revestimiento, ya que, normalmente podemos pensar en subdividir o clasificar los túneles en lo siguiente:
- Túneles de pequeño diámetro.
 - Túneles de mediano diámetro.
 - Túneles de gran diámetro.

Si el túnel es de gran diámetro y, consecuentemente de gran volumen de concreto unitario, habrá de pensarse en una cimbra corta para toda la sección, en el caso de túneles de mediana sección y dependiendo de su longitud puede pensarse en realizar el revestimiento en 2 o 3 etapas, punto -- aplicable también a los túneles de gran diámetro; para los túneles de pequeño diámetro siempre será mejor la alternativa de revestirlos a sección completa con cimbra de mayor longitud, ya que, normalmente el volumen unitario de concreto por M.L. es -

muy bajo, y adecuar el equipo para realizar el revestimiento es costoso por lo que, deberá pensarse en realizar el revestimiento en el menor tiempo posible, siempre de acuerdo a la capacidad de producción de concreto.

- 1-c.- Influencia de la longitud del túnel en la decisión. Como mencionábamos en el Inciso anterior, la longitud del túnel es muy importante en la elección del sistema de revestimiento, ya que para túneles largos el procedimiento más adecuado será siempre la utilización de una cimbra de colado continuo, mejor conocida como telescópica-colapsible.

La inversión inicial en este tipo de equipos es mucho mayor que aquella para cimbras estacionarias, pero, en el caso de túneles de mediana longitud, habrá que realizar un estudio económico para tomar la decisión y optar por alguno de los 2 sistemas.

En túneles cortos, en general, para cualquier sección, la economía se inclina por diseñar una cimbra corta para poder ser utilizada el mayor número de veces.

1-d.- Influencia del acero de refuerzo en la decisión.

El acero de refuerzo, si es necesario colocarlo para reforzar el revestimiento de concreto, define el sistema de revestimiento que deberá ser elegido de acuerdo a lo siguiente:

Si toda la longitud del túnel contempla la utilización de acero de refuerzo, deberán de esperarse menores avances en la colocación del concreto dentro del túnel. Para túneles de gran sección transversal y utilización de barras de acero de refuerzo de gran diámetro, el sistema de revestimiento que mejor resultado da es el colado de cubeta o Invert en primera etapa, dejando provisiones para el traslape o aplicación de una soldadura a las barras de acero, - - - para proceder a realizar la segunda etapa del revestimiento, o sea clave y paredes laterales. Para túneles de sección media o pequeña, normalmente el acero de refuerzo es colocado en toda la sección, evitando traslapes innecesarios, por lo que, un revestimiento monolítico de 360°, si es posible, representa la mejor alternativa de solución.

1-e.- Influencia del costo del equipo en la decisión.

El costo del equipo, como en cualquier otro proyecto, definirá categóricamente el procedimiento

a seguir, dado que en nuestro País existe la ventaja de obra de mano muy económica, aunque no siempre calificada. Por otra parte, un equipo de revestimiento puede ser muy costoso en su inversión inicial pero sus mecanismos pueden presentar una ventaja adicional en la disminución del programa de la obra, disminución de indirectos, disminución notable de la obra de mano requerida para el revestimiento y, finalmente, mayor producción y mayor productividad en menor tiempo de ejecución.

- 1-f.- Influencia del programa de trabajo en la decisión. En condiciones normales, y con información geológica veraz y oportuna, los tiempos de ejecución de excavación y revestimiento pueden ser programados con buena exactitud. En muchos casos se requiere de programas acelerados que implican equipos de revestimiento muy veloces, por razones de emergencia políticas o económicas, lo que obliga al diseñador a pensar en equipos altamente sofisticados y mecanizados de alto costo de adquisición para llevar a cabo el revestimiento del túnel.

En oposición a lo anteriormente expuesto, existen túneles cuyo tiempo de ejecución no es crítico, por lo que, deberá de elegirse un equipo menos

sofisticado y menos mecanizado, con la considerable menor inversión aunque por lo mismo, menos productivo.

2. a). Revestimiento estacionario.

a-1.- En secciones para ciertos túneles, de acuerdo a lo explicado anteriormente y a los parámetros que afectan a la decisión, es conveniente realizar el revestimiento con cimbra estacionaria dividida en varias secciones, cuyas opciones son, en general, las siguientes:

Alternativa 1: 1a. Etapa.- Revestim. cubeta.
2a. Etapa.- Clave y paredes laterales.

Alternativa 2: 1a. Etapa.- Revestimiento de guarnición.
2a. Etapa.- Revestimiento de paredes laterales y clave superior.
3a. Etapa.- Revestimiento de cubeta o Invert.

a-2.- En 360° monolítico.

Para esta Alternativa el colado contempla la utilización de una cimbra estacionaria de cierta longitud pero que en su sola etapa se consigue el revestimiento de los 360° de sección definitiva.

b). Revestimiento telescópico colapsible (continuo).

b-1.- En Secciones.

A diferencia del Inciso 2-a-1, este procedimiento contempla la utilización de cimbra telescópica colapsible de colado continuo, lo que quiere decir que se trabaja en el revestimiento las 24 horas del día a gran velocidad horizontal, pudiendo ser realizado esto en la sección de clave y paredes laterales. Este procedimiento es muy utilizado en el revestimiento de túneles de gran longitud, y de sección de revestimiento en herradura con cubeta plana en horizontal.

b-2.- En 360° monolítico.

Para los túneles de gran longitud y de sección de revestimiento circular, este es sin duda el procedimiento más popular. El colado se realiza en 360° con cimbra diseñada para realizar trabajo telescópico colapsible, através de las cimbras que están siendo utilizadas para revestir el colado continuo y requiere de una gran producción de concreto, así como, de una gran capacidad de colocación.

3. REVESTIMIENTO DESLIZANTE HORIZONTAL.

3-a.- Sección plana.

Para aquellos túneles que contemplan una sección de herradura, en donde ya ha sido realizado el revestimiento de paredes laterales y clave, se utiliza una regla deslizante que da el acabado final a la cubeta o Invert. En condiciones normales, el volumen unitario por M.L. es muy poco comparado con el volumen unitario de toda la sección por lo que, con este sistema, se deben de esperar grandes velocidades de revestimiento con un procedimiento muy sencillo.

3-b.- Sección curva.

El revestimiento deslizante horizontal en la sección de arco inferior de un túnel de sección circular puede ser realizado de la misma manera que la descrita en el Inciso anterior, con la diferencia de que la regla deslizante deberá de seguir la configuración del sector circular por revestir.

4. MECANISMOS Y EQUIPOS PARA DESMOLDE Y TRANSPORTE.

Los mecanismos y equipos de desmolde y transporte de las cimbras varían considerablemente en su diseño, dependiendo del tipo de cimbra que se utiliza; sin embargo, podemos realizar una subdivisión, en términos gene

rales, que consiste en lo siguiente:

- Mecanismos electrohidráulicos.
- Mecanismos manuales.

En el caso de equipos electrohidráulicos para desprendimiento, izaje y transporte de la cimbra a su próxima posición, normalmente se utilizan cilindros hidráulicos accionados por unidades de potencia hidráulica. Asimismo, la autopropulsión de los transportadores que mueven la cimbra, está constituida por motores hidráulicos, reductores, piñones, cadenas, etc., lo que permite accionar el equipo con muy poco personal especializado, con una gran rapidez.

Para aquellas cimbras menos sofisticadas, de menor costo y de menor productividad, por así requerirlo el proyecto, es una práctica normal el diseñar todos los mecanismos para ser operados en forma manual, lo que implica una mayor utilización de obra de mano en el desprendimiento, transporte y colocación de las cimbras en su nueva posición de colado.

IV.- BREVE INTRODUCCION AL DISEÑO ESTRUCTURAL

1. DISEÑO PRELIMINAR.

Dentro del diseño preliminar, tomamos en cuenta dos factores determinantes en el estudio estructural de cualquier equipo de revestimiento, no solo para túneles sino para cualquier otra aplicación de revestimiento de concreto; éstos son los siguientes:

- A. Cargas producidas por el concreto.
- B. Sistema de anclaje y configuración geométrica del equipo.

El primer factor es determinante porque deberemos de analizar perfectamente cómo se comporta el concreto y cuales son las cargas que nos produce. A fin de ayudarnos en la comprensión del comportamiento de este material tan conocido y utilizado, a continuación enlistaremos algunas de las características particulares que lo definen:

- 1. Peso específico.
- 2. Velocidad de colado.
- 3. Vibrado.
- 4. Temperatura.
- 5. Resistencia.
- 6. Cantidad de localización de acero de refuerzo.
- 7. Tamaño máximo de agregado pétreo.

8. Procedimiento de colocación.
9. Tipo de cemento.
10. Aditivos de concreto.
11. Profundidad de colocación.
12. Sección transversal de colado.
13. Cara de contacto de la cimbra.

A continuación desarrollaremos los puntos mencionados, de una manera sencilla, únicamente para puntualizar lo más importante, ya que, no es motivo de este estudio el análisis del concreto dentro del cual existen muchas obras que específicamente tratan este material.

1. Peso específico. -

El peso específico en la práctica se considera es de 2,400 Kgs/M³. Esto definitivamente es el factor más importante dentro del análisis de carga ya que la presión hidrostática de un fluido, en cualquier punto, es creada por el peso del fluido adicional. La presión líquida o hidrostática es la misma en cualquier dirección a cierta profundidad del fluido, actuando perpendicularmente a cualquier superficie que lo confine. Por lo tanto, la carga antes mencionada sería la que el concreto presentase si se considera al mismo como un fluido; sin embargo, el-

concreto siendo una mezcla de sólidos y líquidos, únicamente en estado fresco se comporta como un fluido y así únicamente por un cierto tiempo.

2. Velocidad de colado.

Se entiende como velocidad de colado la velocidad en que el nivel superior de colocación se levanta dentro de una cimbra. Por lo tanto, según se vaya aumentando el concreto colocado, la profundidad se va incrementando, aumentando consecuentemente la presión lateral. Pero, como característica principal del concreto, la presión lateral se irá reduciendo una vez que el mismo se consolida e inicie su fraguado tendiendo a su auto-soporte, disminuyendo paulatinamente la presión lateral hasta cero. La máxima presión lateral que puede llegar a causarse será por lo tanto a la carga total de la presión de un fluido, es decir, carga total hidrostática.

3. Vibrado de concreto.

Básicamente se divide el vibrado en 2 tipos utilizados en la práctica, vibrado interno y vibrado externo o de contacto.

El uso de vibrado interno aumenta temporalmente las presiones laterales sobre las cimbras ya que, se logra una mayor consolidación del mismo.

El aumento de las presiones laterales puede llegar a ser entre un 10 a un 20% mayor que las presiones obtenidas -

por un concreto colocado sin vibrado. Deberá tomarse en cuenta, para el diseño de cimbras, esta particularidad de aumento de carga además de que deberá lograrse un mejor sellamiento de las mismas para impedir escurrimientos.

Con respecto al vibrado externo, deberá tomarse en cuenta transmisiones de esfuerzos directamente aplicados a los miembros estructurales del equipo; por lo tanto, se debe considerar en su diseño a fin de que el equipo cuente con la suficiente rigidez para soportarlo.

4. Temperatura del concreto.

Esta, al tiempo de colocación tiene gran importancia ya que, afecta directamente el tiempo de fraguado inicial del concreto. A bajas temperaturas el concreto toma mayor tiempo en endurecer y, por lo tanto, se aumenta la profundidad de colado causando mayores esfuerzos laterales; sucediendo lo contrario en temperaturas altas al tiempo de la colocación, ya que las capas inferiores tendidas con anterioridad irán endureciendo anticipadamente.

Con respecto a los demás puntos enlistados, generalmente, en la práctica no se toman en cuenta ya que, para el caso particular de los equipos de revestimiento para túnel, siempre se lleva a cabo el diseño bajo las más altas normas de seguridad en un porcentaje mucho mayor que los que pudieran afectar los puntos anteriores.

Unicamente cabe mencionar dentro de los puntos que consideran el tipo de cemento y aditivos del mismo, que al utilizar puzo lanas o agentes retardantes de fraguado, así como la colocación de concreto en bajas temperaturas, puede llegar a tener un - - efecto considerable en la presión lateral, por lo que, no habrá que perder de vista esta particularidad.

Una vez que tenemos una idea de lo que vamos a soportar así como, su comportamiento, enlistaremos a continuación cuáles serán los elementos con que lo lograremos.

Dentro del segundo factor indicado anteriormente referente al sistema de anclaje y configuración geométrica del equipo, se encuentran una serie de variables que será indispensable analizar a fin de poder definir la transmisión de esfuerzos al terreno y por ende, definir las cargas y transmisiones de esfuerzos internos dentro de los equipos de revestimiento.

A continuación enlistaremos las variables determinantes de este segundo factor:

1. Diseño de la cimbra respecto al procedimiento constructivo.
2. Localización de miembros estructurales.
3. Localización de anclaje y soportes.
4. Dimensionamiento geométrico.

Dentro de las variables anteriores, la más importante será - -

definitivamente la primera ya que, dentro de la etapa de diseño deberá lograrse la compatibilidad del equipo de revestimiento con el resto del sistema constructivo a emplear; por lo tanto, una vez que se defina cuál es el mejor método constructivo, de acuerdo a lo que más convenga al proyecto, tanto del punto de vista económico como de funcionamiento y tránsito interno del equipo en general, se podrá definir la localización de los elementos del equipo de revestimiento.

Una vez definido el sistema general a utilizar en el revestimiento, se podrán analizar, en combinación con el tipo de soporte y anclaje, los miembros estructurales que transmitirán las cargas del concreto internamente a través del equipo, y transmitirlos al terreno o no, según sea el tipo de empuje o carga que se tenga.

Es de gran importancia, además de definir la localización de los miembros estructurales, no solamente para tratar de tomar las cargas lo más directamente posible sino también como punto de vista económico, y poder minimizar el sistema de anclaje ya que, aunque se tengan que colocar ciertos miembros, éstos tomarán los esfuerzos que de otra manera habría que soportar por métodos externos sin las anclas, las cuales son económicas para posibles usos pero cuyo costo se encarece rápidamente en proporción de como aumente el número de colados.

En este punto, es donde deberemos tomar la decisión de en donde y cuanto queremos gastar en el equipo de revestimiento, ya que, el concepto de economía y funcionamiento deberán de conjuntarse de tal manera que sea lo más conveniente para la obra.

Con respecto al dimensionamiento geométrico, deberá tratarse, en general, de mantener claros y localización de cargas y reacciones, de tal manera que no existan esfuerzos generados gratuitamente.

2. VELOCIDAD DE COLADO.

Una vez definido el procedimiento general y el diseño básico del equipo de revestimiento, se deberá llevar a cabo un análisis del programa de ejecución de la obra, y definir el avance que se requiera para cumplir con los tiempos de ejecución señalados en el programa, y por lo tanto, definir el número de colados o colado continuo, si este fuera el caso.

Con respecto a esta necesidad de colados, se podrá diseñar el sistema de abastecimiento de concreto al equipo de revestimiento y así lograr tener una idea de la cantidad de concreto que podrá colocarse detrás de dicho equipo.

Lo anterior definirá una cierta velocidad de colado ya que, se conoce la sección transversal por colar y la longitud de la cimbra, por lo tanto, se podrá calcular con gran precisión la velocidad vertical que se espera.

Normalmente dentro de los equipos de revestimiento, y de acuerdo a nuestra experiencia, tomando en cuenta el uso rudo y de las condiciones de seguridad imperantes dentro de un túnel, la velocidad de colado que se debe de tomar será la de la presión lateral hidrostática total sobre las paredes laterales y sobre el arco superior el peso total del techo de concreto que la sección transversal contempla.

PRESION DE DISEÑO.

Una vez que se haya definido y tomado la decisión de cuál va a ser la velocidad de colado que se tomará para el diseño de la cimbra, podrá llevarse a cabo el cálculo de la presión de diseño a que será sometido el equipo.

Como la presión de trabajo de la cimbra es variables con respecto a la profundidad de la sección transversal del equipo y altura momentánea de concreto, se analiza en la práctica de una manera parcial, es decir, se lleva a cabo un estudio de presiones para diferentes alturas de concreto; por ejemplo, si se tuviera un túnel cuya sección contemplara una altura total de 10 M., sería conveniente analizar la presión existente en la cara de contacto para cada metro de altura que el concreto fuera subiendo, es decir, obtener la presión sobre la superficie de contacto para 1, 2, 3 mts., etc. de altura de la sección transversal.

En la práctica, la presión normal de diseño que generalmente se utiliza es de: $P = 7,300 \text{ Kg/M}^2$.

4. DIAGRAMA DE ESFUERZOS.

Una vez que se haya analizado la velocidad y presión de diseño, tendremos una idea clara de cuales son las cargas que harán tra bajar la estructura y con el diseño básico de la cimbra, cuál es la estructura que la soportará; incluyendo la sujeción al terreno para transmisión de esfuerzos y cargas; en resumen, en esta etapa conocemos qué vamos a cargar y con qué lo haremos.

Antes de iniciar el estudio del cálculo de esfuerzos en los dife rentes miembros de la estructura, deberemos tomar en cuenta la siguiente aclaración:

LOS ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES INTERNOS DE CUALQUIER EQUIPO DE REVESTIMIENTO SON VARIABLES PARA CADA NIVEL DIFERENTE DE CONCRETO EN PROCESO- DE COLOCACION.

Lo anterior quiere decir que la resultante de las cargas varía en dirección e intensidad pudiendo ser desde carga vertical ascendente como diagonal, horizontal, o vertical descendente, -- haciendo trabajar los miembros interiores de diferente forma -- tanto en el sentido de los esfuerzos, tensión o compresión como en su intensidad; por lo tanto, deberemos analizar secuencialmente los esfuerzos a diferentes alturas de concreto colocado, ya que no siempre la carga máxima para algún miembro la tendremos cuando se haya colocado el último M3. de concreto.

Después de las consideraciones anteriores, el análisis estructural de esfuerzos se hará tomando en cuenta las reacciones de --

apoyo que el equipo proporcione de acuerdo a la localización de sus elementos internos, anclas o paneles de carga que toman los esfuerzos a que se someten. Los sistemas gráficos de análisis son de gran utilidad en esta etapa.

DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES.

Una vez que se hayan estudiado los diferentes diagramas de esfuerzos para cada nivel de concreto, deberán reunirse los datos en una table de resumen y comparar los esfuerzos para cada elemento señalándose los máximos ya que seguramente se localizarán indistintamente dentro de la table.

El diseño de las secciones así como el diseño de sus conexiones podrá llevarse a cabo tomando en cuenta las cargas anteriormente señaladas, teniendo la seguridad de haber diseñado un equipo que estructuralmente resista, en cualquier momento, cualquier carga de concreto a que se someta.

V. TREN DE COLADO.

1. EQUIPO AUXILIAR DE CIMBRA.

1-a.- Ventanas de vibrado e inspección.

Usualmente, a menos que la cimbra sea de pequeño diámetro, se recurre a la colocación de ventanas para tener acceso a la sección anular entre el terreno y la cimbra, con fines de iluminación, limpieza, acceso e inspección durante el ciclo de colado. Por otra parte, estas ventanas sirven para realizar la colocación del concreto através de tuberías o bandas transportadoras, y la compactación del mismo por medio de vibradores de inmersión.

1-b.- Procedimientos de vibrado.

Dependiendo del espesor del concreto por revestir la sección del túnel, deberá de escogerse el equipo adecuado para realizar la compactación del concreto. El número y tipo de vibradores depende de estos parámetros, pero, en general, el vibrado se realiza en forma mixta utilizando vibradores de inmersión neumáticos o eléctricos, así como, vibradores de contacto para la zona de cubeta o Invert y clave superior, en donde existen rastrillos o imposibilidad física de realizarlo con vibradores de contacto.

1-c.- Anclas de flotación.

En cualquier cimbra, para cualquier sistema, deberá de preverse la utilización de anclas de flotación o de sustentación de la cimbra a su posición correcta. Existe una gran variedad de sistemas de anclaje para las cimbras, no existe ninguna regla específica, sino por el contrario, cada túnel presenta sus requerimientos - - -

específicos de anclaje. Existen en el mercado diferentes y muy variados tipos de anclas de sujeción, de tensión, para esfuerzo cortante, o anclas de soporte para transmitir el peso del equipo al terreno, debiendo merecer este capítulo especial atención para los diseñadores y constructores por el costo involucrado en el sistema.

1-d. Colocación de tuberías.

1-d-1.- Interiores.

El revestimiento del túnel puede ser realizado utilizando tuberías por dentro de la cimbra, procedimiento que es ampliamente utilizado cuando se utilizan cimbras estacionarias. Normalmente, las tuberías van fijadas a la cimbra por el lado interior y solo son removidos los tubos en la zona de ventanas.

1-d-2.- Exteriores.

La colocación de tuberías para el colado entre la cimbra y el terreno natural, son denominadas como tuberías exteriores, las cuales se apoyan sobre la clave de la cimbra y son removidas a la misma velocidad que progresa la colocación del concreto. Este procedimiento es ampliamente utilizado en revestimiento continuo, con cimbras telescópicas-colapsibles.

1-e.- Colocación con bandas transportadoras.

Para túneles de gran diámetro y de gran volumen de concreto unitario y colado estacionario, son aceptadas las bandas transportadoras para depositar el concreto a través de ventanas previstas, pudiendo establecer como ventajas la mayor velocidad en la colocación del concreto. En la cabeza de la banda son colocadas frecuentemente trompas de elefante que evitan que el concreto caiga bruscamente, para que no haya disgregación del mismo.

1-f.- Plataformas de trabajo.

Es imprescindible la utilización de plataformas de trabajo que permitan el acceso de los trabajadores a todo lo alto y ancho de la sección -- por revestir, con el objeto de facilitar la colocación de los tapones, remoción de protuberancias de roca dentro de la línea de revestimiento, así como, colocación del anclaje y limpieza de la cimbra. La conformación de estas plataformas de trabajo varía considerablemente dependiendo de la geometría de la sección, del tipo de cimbra que se está utilizando.

1-g.- Instalación hidráulica.

Cualquier cimbra, para cualquier sistema requerirá de una instalación hidráulica, capaz de --

proveer de agua suficiente en cantidad y presión para poder realizar las actividades de limpieza de las tuberías, equipo de transporte, equipo de colocación, y de la cimbra misma, una vez que ésta haya sido desprendida y colocada en su siguiente posición.

Esta instalación también sirve para remover el polvo adherido a la roca excavada y evitar pérdida de humedad por absorción en el concreto. Por otra parte, las especificaciones en su mayoría obligan al contratista a la limpieza de la plantilla del túnel, lo que se logra con esta instalación.

1-h.- Instalación neumática.

Es indispensable el poder contar en el tren de colado con instalación neumática para disponer de aire comprimido en el frente de trabajo. Los vibradores, las rompedoras y perforadoras para colocación de anclaje, así como los carros agitadores con motor neumático requieren del uso de aire comprimido para su operación. Por otra parte, los tanques hidroneumáticos y la limpieza de la plantilla del túnel requiere de este sistema para su buen funcionamiento.

1-i.- Instalación eléctrica.

Deberán de preverse las necesidades de consumo de energía eléctrica en diferentes voltajes, en el frente de colado, para ser utilizados en máquinas soldadoras de emergencia, vibradores eléctricos, iluminación, etc.

1-j.- Tapones.-

Para los colados con cimbra estacionaria, es imprescindible la colocación de tapones de madera o metálicos que delimiten la longitud de un tramo de colado.

La colocación de tapones metálicos tiene grandes ventajas sobre los de madera ya que, por lo general, éstos no son removidos de su posición original; la sección anular que el tapón metálico no puede cubrir por las irregularidades de la roca, pueden ser cubiertas con tapones de madera.

1-k.- Válvulas perno y Boosters.-

Ya sea que se utilice una cimbra telescópica colapsible o una estacionaria, la utilización de la válvula perno es necesaria porque impiden el regreso del concreto en sentido inverso al flujo normal, funcionando como válvulas check de operación manual.

Los Boosters son diafragmas que se insertan en la tubería de concreto y se conectan a la tubería de aire comprimido para ayudar a la colocación de concreto en zonas de clave normalmente.

1-1.- Taller mecánico, herramientas, bodega.-

Para todos los trenes de colado, es absolutamente necesario disponer de las herramientas necesarias, así como, los materiales de consumo que se utilizan constantemente. Por otra parte, se pueden preveer facilidades para colocar un pequeño taller mecánico con lo más indispensable para no tener que salir fuera de la zona de trabajo a realizar trabajos menores. Es conveniente también poder tener una pequeña oficina de control de tiempos y Residencia, así como, el mejor sistema de comunicación posible con la planta de producción de concreto, oficina, bodega principal, etc.

La obtención de estas facilidades en la zona de trabajo redundará en un mayor avance, mejor control, mejor comunicación, y, sobre todo, en disminución de los tiempos perdidos debido a amparos o movimientos falsos.

2. EQUIPO DE COLOCACION.

2-a.- Bombas Hidráulicas.

Uno de los procedimientos utilizados frecuentemente para la colocación del concreto dentro de la cimbra, es la utilización de bombas hidráulicas de concreto. Existen en el mercado varias marcas con características más o menos similares, y con diferentes capacidades para satisfacer las demandas de cada obra.

Para este concepto, podemos mencionar que las bombas hidráulicas utilizadas pueden ser estacionarias, accionadas por motor diesel o eléctrico, montadas sobre trailer, o bien, montadas sobre camión- con brazo hidráulico-telescópico, lo que evita la necesidad de colocación de tuberías estacionarias o móviles.

2-b.- Cañones.

Otro sistema muy utilizado para el revestimiento del concreto son los colocadores neumáticos o cañones, cuyo funcionamiento básico consiste en un recipiente en donde es colocado el concreto, al que después se le inyecta aire comprimido, hasta llegar a determinada presión, donde es abierta la válvula de salida y el concreto es expulsado a través de la tubería principal hasta la salida, en la zona de colocación.

No se puede elegir a priori ninguno de los dos equipos para el sistema de revestimiento definitivo en un túnel sin antes analizar con mucho detalle las condiciones particulares de la obra, equipo disponible, capacidad instalada de aire comprimido, requerimientos de ventilación, servicios de mantenimiento de los equipos, así como, disponibilidad de operadores calificados para la operación de estos dos diferentes tipos de equipo.

3. EQUIPO DE TRANSPORTE.

3-a.- Ollas mezcladoras.

El transporte del concreto en ollas mezcladoras es, sin duda alguna, el método más expedito, y el que mantiene en condiciones óptimas de mezclado al concreto, cuando se utiliza en túneles de gran diámetro, donde es posible utilizar equipo sobre neumáticos, o bien, tener portales de acceso que faciliten esta operación.

3-b.- Sapos.

En algunos trabajos se utiliza este tipo de camiones que acarrear el concreto hasta su punto de colocación, sin embargo, la utilización de estos equipos con contenedor especial ha sido reemplazado por el uso de ollas mezcladoras.

3-c.- Camiones volteo.

En aquellos túneles en donde el acarreo del concreto se realiza en distancias muy cortas han sido utilizados los camiones volteo para este efecto, sin embargo, presentan la desventaja de segregar el concreto, por lo que, en la mayoría de los casos, es necesario realizar un nuevo mezclado antes de depositar el concreto en las bombas o cañones.

3-d.- Vagonetas.

Al igual que los camiones de volteo, las vagonetas de rezaga son utilizadas para transportar el concreto hasta el frente del colado, existiendo el mismo problema de segregación.

3-e.- Carros Agitadores.

Los carros agitadores y las vagonetas son utilizados para transportar concreto en el interior de un túnel que exige la utilización de equipo de vía. Los carros agitadores consisten en un tanque cilíndrico con mecanismos para girar en ambos sentidos, con un helicoide metálico interior semejante al de las ollas mezcladoras; la acción de rotación se provee através de motores neumáticos o eléctricos, consiguiendo hacer el-

remezclado en un sentido de rotación y la descarga en otro. Estos cilindros con una entrada y una salida, pueden telescopiarse entre sí y permitir la descarga del concreto de un carro hacia el subsecuente. Estos cilindros están montados sobre bastidores y superestructura con rueda sobre vía férrea, existiendo diferentes marcas y capacidades, de acuerdo a los requerimientos de la obra y espacio disponible.

4. EQUIPO AUXILIAR DEL TREN DE COLADO.

4-a.- Bandas Transportadoras.

Se define como tren de colado todo aquel equipo que permite realizar las operaciones de transporte, recepción y colocación de concreto.

La utilización de bandas transportadoras es frecuente en los trenes de colado y sirven para elevar el concreto del nivel de descarga de los carros agitadores a las tolvas receptoras de concreto, que a su vez depositan el concreto en los cañones o bombas hidráulicas de concreto.

Las dimensiones y configuración de estas bandas dependen de las condiciones específicas de cada Proyecto en particular.

4-b.- Tolvas Receptoras.

Como se dijo anteriormente, estas tolvas se diseñan específicamente para las condiciones de cada obra en particular. Su capacidad y configuración dependen de la cantidad de concreto promedio que deba de ser colocado dentro de la cimbra, sirviendo como vaso regulador para el suministro del concreto.

4-c.- Estructura Garza.

Se denomina estructura garza aquella estructura metálica que sujeta las tuberías desde el nivel de piso del túnel hasta la parte superior de la cimbra. Normalmente es una estructura rígida con escaleras de acceso e inspección para la tubería de colocación de concreto. Esta estructura está montada sobre la vía principal y forma parte del tren de colado; su utilización es indispensable para colados con cimbras telescópicas-colapsibles de colado continuo.

4-d.- Tanques amortiguadores.

Cuando el acceso al túnel es por medio de lumberas o pozos verticales, el concreto es transportado en superficie hasta el brocal de la lumbera, en donde, normalmente se ubica una tube-

ría vertical para descarga del concreto. En la zona de túnel éste concreto es recibido en un recipiente que se denomina tanque amortiguador, que como su nombre lo indica, está diseñado para absorber la energía sinética del concreto, debido a la diferencia de niveles. Este tanque amortiguador tiene una salida a través de la cual descarga el concreto a los carros agitadores.

4-c.- Carros de Inspección.

En aquellos túneles en donde el sistema de revestimiento es con cimbra telescópica-colapsible de colado continuo, el transportador interior, que normalmente es electrohidráulico, sirve para desprender los moldes de clave y cubeta, transportarlos en forma telescópica y colapsible, a través de toda la longitud de la cimbra, y colocarlos en su nueva posición. Con este procedimiento el transportador está continuamente viajando en el interior y a lo largo de la cimbra por lo que, es necesario utilizar 2 carros de inspección para los vibradoristas y los supervisores.

En su paso hacia la parte posterior de la cimbra, el transportador recoge el carro de inspección en cantiliver y deja en su lugar el otro carro

de inspección para realizar las maniobras descritas, entonces se desplaza para desmoldar -- una sección de cimbra, haciendo el movimiento inverso en su camino de regreso, permitiendo de esta manera poder realizar la operación de vibrado e inspección, con pérdidas mínimas de tiempo.

4-f.- Plataformas giratorias.

Para aquellos túneles muy angostos, generalmente con acceso através de portales, son frecuentemente utilizadas las plataformas giratorias -- que como su nombre lo indica, permiten el acceso de las ollas mezcladoras al frente de colado viendo hacia el frente, para que, una vez que -- estén sobre la plataforma giratoria, que siempre debe quedar muy cerca del tren de colado, puedan dar la vuelta en 180° y descargar por la parte -- posterior de las mismas, realizando su camino de regreso con el conductor viendo hacia el portal -- del túnel.

4-g.- Cambios California.-

En aquellos túneles en donde es utilizado equipo montado sobre vía, se diseña un cambio de vía denominado California, que rueda sobre la vía principal y permita, como las espuelas de ferrocarril,

el paso de 2 trenes con carros agitadores o vagones en la misma sección, al mismo tiempo. Estos -- Cambios California pueden ser de diferentes anchos y de diferentes longitudes, de acuerdo a la sección del túnel; asimismo, pueden ser autopropulsados o bien jalados por medio de una locomotora ó algún -- otro medio de locomoción existente en el túnel. Los escantillones de vía normalmente usados son de 24", 36" y 48".

VI. INSPECCION DE REVESTIMIENTO.

Desde el punto de vista de la supervisión, los dueños de la obra deberán de seguir las especificaciones establecidas para cada uno de los proyectos. En forma enonciativa y no limitativa, enlistamos solamente los puntos más importantes que la supervisión deberá de tomar en cuenta para dar por recibidos los trabajos realizados por la Contratista.

- a). Limpieza de piso.
- b). Limpieza superficie por colar.
- c). Peines.
- d). Alineamiento vertical y horizontal - topografía.
- e). Calidad del concreto.
- f). Especificaciones del concreto.
- g). Limpieza de moldes.
- h). Tolerancias.
- i). Vibrado.
- j). Tiempo de fraguado.
- k). Pruebas no destructivas.
- l). Anclaje.
- m). Colocación de tapones.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

REVESTIMIENTO DE TUNELES
CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER
JUNIO, 1979

REVESTIMIENTO DE TUNELES

3. CONCRETO

3.1 INTRODUCCION

Es necesario tener presente que existen razones y propósitos para revestir un túnel, que pueden ser de índole diversa a las consideraciones puramente estructurales. De ahí que no siempre sea la resistencia mecánica la propiedad que en forma predominante deba especificarse para este concreto. No obstante, ya que existe relación entre la resistencia mecánica y otras características requeridas, la búsqueda de estas últimas suele conducir paralelamente a la obtención de un concreto de alta resistencia mecánica. De conformidad con las técnicas actuales, existen dos procedimientos básicos para revestir un túnel de concreto:

1. Revestimiento de concreto convencional, que consiste en el empleo de mezclas comunes, de consistencia entre plástica y fluida que se colocan mediante el apoyo de cimbras.
2. Revestimiento de concreto lanzado, que consiste en el uso de mezclas de consistencia relativamente seca, que se proyectan directamente sobre la superficie de excavación, y que no requieren del apoyo de cimbras.

El concreto convencional es el más utilizado y adaptable a las necesidades que son frecuentes para revestimientos definitivos de túneles, principalmente hidráulicos. El concreto lanzado ofrece ventajas como soporte temporal y como revestimiento definitivo de túneles en donde se permiten mayores tolerancias geométricas y no existen requisitos especiales de acabado.

3.2 PROPIEDADES DEL CONCRETO CONVENCIONAL

El concreto que se emplea para revestir túneles suele verse sometido a acciones de muy variada índole, que guardan relación con las causas que obligan a revestirlos, el tipo de servicio que prestan y las condiciones en que operan. Para cumplir su función bajo estas diversas condiciones y circunstancias, el revestimiento de concreto debe poseer dos atributos básicos: resistencia y durabilidad. Esto significa, asimismo, que eventualmente debe poseer buenas características y propiedades en los siguientes aspectos:

- Resistencia mecánica
- Resistencia a la abrasión
- Impermeabilidad
- Resistencia al ataque químico de sustancias en el agua

Además, debe ser protegido adecuadamente contra dos posibles causas adicionales de deterioro:

- La acción disolvente de las aguas muy puras
- La reacción entre los álcalis del cemento y ciertos agregados

3.2.1 Resistencia mecánica.

Aún cuando una elevada resistencia mecánica suele ser índice de buena calidad en el concreto, esta relación no puede considerarse como una regla de carácter general, porque hay ciertos aspectos tales como la resistencia a la abrasión y al ataque químico, que más bien dependen de otros factores.

La obtención de una alta resistencia mecánica, requiere del uso de una baja relación agua/cemento. Sin embargo; esta condición no siempre es suficiente porque, con una determinada relación

agua/cemento, el mejor concreto es el que contiene menos agua, es decir, el que se elabora con la consistencia más seca, siempre y cuando se le pueda compactar eficientemente.

En el caso particular del revestimiento de túneles, suelen existir determinadas condiciones de colocación impuestas por limitaciones de espacio entre la cimbra y el terreno y por restricciones de acceso, que impiden el uso de mezclas de concreto de consistencia seca.

Debido a estas restricciones y limitaciones, es frecuente la tendencia a emplear mezclas relativamente fluidas, pero a condición de que sean cohesivas y poco segregables.

Como consecuencia, los consumos de cemento requeridos para el logro de una misma resistencia especificada, suelen ser un poco más altos en el concreto para revestimiento de túneles, que en otras aplicaciones donde es posible trabajar con mezclas de consistencia más seca.

3.2.2 Resistencia a la abrasión

En el caso de túneles para obras hidráulicas, es importante que el concreto posea buena resistencia a la abrasión, principalmente cuando el agua alcanza grandes velocidades y transporta partículas abrasivas. En términos generales, requieren particular atención en este aspecto los túneles que conducen agua a velocidades mayores de unos 15 m/s, debido a que las pequeñas irregularidades superficiales provocadas por la abrasión pueden crear condiciones favorables para que se produzca cavitación, cuyos efectos destructivos son bien conocidos.

Ya que la resistencia a la abrasión del concreto se resuelve en la superficie, es necesario que esta sea dura y compacta y que no presente irregularidades que faciliten la acción incipiente de los agentes de desgaste superficial. Para lograr una superficie de esta naturaleza en el revestimiento de concreto, suelen resultar útiles las siguientes precauciones y recomendaciones:

- a) Debe especificarse una elevada resistencia mecánica para el concreto (aún cuando los esfuerzos de trabajo no sean demasiado altos) a fin de que la relación agua/cemento con que se diseñe y elabore la mezcla de concreto, sea adecuada para obtener una pasta de cemento dura y resistente en la superficie.
- b) El diseño de la mezcla de concreto debe hacerse tratando de hacer compatible el uso de la máxima proporción de agregado grueso con el requisito de lograr una mezcla que sea poco segregable.
- c) El concreto debe colocarse en forma tal que el agregado grueso se distribuya uniformemente a través de todo el espesor del revestimiento, inclusive en la proximidad de la superficie.
- d) Debe evitarse que se forme agua de sangrado en la superficie del concreto, mediante el empleo de mezclas que no sean demasiado fluidas y que posean una adecuada proporción de partículas finas, menores de 150 micras, que pueden proceder tanto de la arena como del cemento.
- e) Deben emplearse cimbras rígidas y estancas, recubiertas con un material que posea la condición superficial ade-

cuada para producir superficies de contacto tersas, sin irregularidades y con la geometría especificada. Para este objeto, suelen utilizarse cimbras con superficies metálicas o de madera. Algunas veces se prefieren estas últimas, debido a que pueden absorber una limitada proporción del agua superficial de sangrado del concreto, con lo cual no se degrada la calidad de la pasta en la superficie y se conserva su dureza y resistencia potencial.

- f) La compactación del concreto debe hacerse por vibración, en la medida justa para lograr la máxima compacidad en la masa y un acabado exento de imperfecciones, pero sin llegar al extremo de la sobre vibración que produce excesiva afluencia de lechada hacia la superficie del concreto. En este aspecto, debe vigilarse que la mezcla no adolezca de evidente falta de mortero que obligue a un vibrado exhaustivo para conseguir buenos acabados. La vibración debe conducirse ordenadamente, conforme a un plan establecido. La práctica común consiste en emplear vibradores del tipo de inmersión, de diámetro y potencia adecuados al tamaño máximo del agregado, a la consistencia del concreto y a las dimensiones del espacio de colado, cuya acción se complementa a veces con vibradores externos, que se adosan a la cimbra en los sitios donde resulta más difícil el acomodo del concreto. Cuando existe acero de refuerzo próximo a la cimbra, suele resultar conveniente el empleo de vibradores adicionales

del tipo de inmersión, de diámetro reducido, que se usan como vibradores de "afine" para asegurar el buen acomodo y acabado del concreto en esta zona donde no siempre caben los vibradores principales.

- g) El concreto colocado debe curarse eficientemente, a continuación de la remoción de las cimbras. A fin de asegurar la existencia permanente de agua para la hidratación del cemento en la superficie del concreto, lo recomendable es que el curado se realice con agua durante un lapso no menor de 14 días. Solamente cuando un buen curado con agua no sea factible, debe promoverse el uso de una membrana impermeable de buena calidad, en cuyo caso debe tenerse particular precaución de asegurarse que no tenga componentes que puedan afectar la dureza y resistencia de la superficie del concreto.

3.2.3 Impermeabilidad

Existe una buena relación entre la impermeabilidad de la pasta de cemento y su resistencia a compresión, ya que ambas propiedades son regidas por parámetros comunes. Sin embargo, el uso de la resistencia como índice de la impermeabilidad del concreto tiene alcance limitado debido a que, para las condiciones hidráulicas comunes, en que se opera con gradientes reducidos, la impermeabilidad del concreto suele depender de la homogeneidad y compacidad que se consigue al colocarlo y de la ausencia de fisuras en la estructura terminada.

7 La impermeabilidad es una característica necesaria en el revestimiento de concreto para túneles, no tanto por sí misma cuanto por lo que significa para su durabilidad, en relación con los efectos perjudiciales que el agua que se filtra puede ocasionar en el concreto.

Para producir un revestimiento de concreto que para fines prácticos sea impermeable, y por lo tanto más durable, son recomendables las siguientes medidas, además de las mencionadas previamente:

- a) Debe emplearse una baja relación agua/cemento, de preferencia menor de 0.50, con lo cual la pasta de cemento, por sí misma, debe manifestar buena resistencia y adecuada impermeabilidad. De aquí resulta evidente que, aunque por motivos estructurales no se requiera una elevada resistencia en el revestimiento de concreto, la necesidad de hacerlo impermeable conduce implícitamente a la obtención de una resistencia alta, que puede parecer excesiva si se juzga únicamente para fines estructurales.
- b) Debe evitarse a toda costa la segregación del concreto durante su colocación, porque es fuente de defectos constructivos que hacen a la estructura más permeable. En este aspecto, resulta necesario seleccionar adecuadamente los procedimientos y equipos de construcción apropiados a las condiciones particulares en que debe ejecutarse el trabajo de colocación del concreto.
- c) Deben reducirse al mínimo posible, las contracciones por secado y por temperatura del concreto, porque tienden a fisurarlo. Para reducir la contracción por secado,

8 los contenidos de agua y de cemento en la mezcla de concreto deben limitarse al mínimo que sea compatible con las características y propiedades requeridas. En cuanto a la contracción por temperatura, su principal origen se relaciona con el descenso paulatino de temperatura del concreto en la estructura, después de haberse sobrecalentado durante el período inicial de hidratación del cemento. Esto último propiciado por la naturaleza misma de los túneles en donde, frecuentemente, existen limitaciones para que se disipe con rapidez al ambiente el calor que se produce por la hidratación del cemento. Consecuentemente, una forma razonable de reducir la contracción de origen térmico, consiste en restringir la sobre elevación de temperatura, ya sea utilizando un cemento que posea moderado calor de hidratación (como el portland tipo II) y/o pre enfriando el concreto durante el mezclado.

- d) Deben estudiarse y prevenirse los casos en que el revestimiento de concreto necesite acero de refuerzo, con el fin de evitar que ocurran agrietamientos relacionados con su comportamiento estructural.

3.2.4 Resistencia al ataque químico

Existen diversas sustancias que, en el caso de hallarse presentes en el agua en cantidades significativas, pueden provocar ataque químico sobre el concreto de revestimiento de un túnel, y acortar su vida de servicio útil. El tipo de sustancias que

pueden presentarse depende de la procedencia del caudal, ya sea que se trate de agua proveniente de fuentes naturales o de desechos domésticos e industriales.

En el caso del agua que procede de fuentes naturales, las sustancias cuya presencia y proporción debe verificarse normalmente son las diversas sales inorgánicas que pueden ser agresivas al concreto de cemento portland y al acero de refuerzo, como los sulfatos y los cloruros. También puede ocurrir presencia de bióxido de carbono (CO_2) que es un gas considerado como altamente corrosivo.

Por lo que se refiere a los residuos de origen doméstico e industrial, que con frecuencia se hallan confundidos en una misma descarga de aguas residuales, pueden contener una gran variedad de sustancias de carácter orgánico e inorgánico que son muy agresivas al concreto, principalmente las que tienen condición ácida y provienen de procesos industriales. Sin embargo, como los reglamentos municipales obligan a la dilución y/o tratamiento de estos últimos, antes de descargarlos en las redes de conducción, puede suponerse que el agua por conducir no resulte todo lo agresiva que pudiera ser, en caso de no respetarse esta reglamentación.

De cualquier modo, es una práctica obligatoria determinar con la mayor certeza posible la composición química del agua que debe conducirse, a fin de poder adoptar los medios de protección adecuados al tipo y concentración de las sustancias potencialmente agresivas que se hallen presentes. Al efectuar esta determinación, debe tomarse en cuenta la influencia que pueden ejercer diversos factores tales como los horarios de trabajo en la fábrica

cas, las aportaciones de aguas pluviales y otros. Para tomarlos en cuenta, la información que se obtenga por muestreo y ensaye del agua debe abarcar diversas horas del día, en diferentes épocas del año.

En términos generales, la protección del revestimiento contra el ataque químico del agua puede suministrarse por dos procedimientos básicos:

- a) Promoviendo mayor resistencia intrínseca en el concreto
- b) Aplicando un recubrimiento superficial al revestimiento

Para promover buena resistencia intrínseca en el concreto contra el ataque químico, una primera medida lógica consiste en restringir la penetración de los agentes agresivos, produciendo un concreto que sea impermeable mediante las prácticas recomendadas en párrafos anteriores. Estas medidas suelen complementarse con el uso de un cemento adecuado, como por ejemplo, uno que posea bajo contenido de aluminato tricálcico (portland tipo V) cuando el ataque previsible sea por sulfatos.

Aunque existen variados materiales efectivos para proteger el concreto contra el ataque químico, mediante su aplicación como recubrimientos superficiales su empleo no es una práctica común en el caso del revestimiento de túneles, tal vez porque el grado usual de agresividad en las aguas no lo justifica.

La Ref. (1) contiene amplia información acerca de las clases de recubrimientos de superficie que son recomendables para proteger al concreto contra diversos tipos de sustancias agresivas.

3.2.5 Acción de aguas muy puras

Durante la hidratación del cemento portland se produce normalmente una cierta proporción de hidróxido de calcio (Ca(OH)_2) que es un compuesto fácilmente soluble. De tal manera, si se establece un flujo de agua a través del revestimiento, esta cal tiende a ser solubilizada y extraída del seno del concreto, fenómeno que se conoce como lixiviación, y que tiende a incrementar la porosidad del revestimiento. Con ello, paralelamente, se facilita la penetración de otros agentes agresivos y se reduce el efecto protector del recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo.

En condiciones normales, este efecto de deslave de la cal no alcanza proporciones peligrosas, pero si los gradientes hidráulicos son altos y/o las aguas son muy puras (ávidas de disolver sales) el fenómeno se vuelve tan evidente que justifica la adopción de medidas particulares de protección.

Además de las recomendaciones anteriores para producir un revestimiento de concreto que sea impermeable, también resulta útil el empleo de un cemento que al cabo de su hidratación presente menos proporción de hidróxido de calcio, como suele ser el caso de los cementos de escoria de alto horno y algunos cementos puzolánicos de buena calidad.

3.2.6 Reacción álcali-agregado

Existen algunos agregados que contienen cierto tipo de sílice capaz de reaccionar desfavorablemente con los álcalis del cemento,

ya que se producen expansiones que tienden a desintegrar el -- concreto. Para que se produzca una reacción deletérea de esta -- naturaleza, suele requerirse la concurrencia de tres condiciones básicas:

- 1) Que los agregados contengan sílice reactiva, en determinadas proporciones
- 2) Que el cemento posea un contenido de álcalis totales, su perior a 0.60 %, expresado como Na_2O
- 3) Que el concreto preste servicio en condición húmeda

Puesto que la tercera condición es normal para el revestimiento de concreto de túneles para obras hidráulicas, es recomendable -- en estos casos efectuar el estudio petrográfico de los agregados disponibles, a fin de investigar la presencia de sílice reactiva. Si esta existe, y no es factible cambiar de agregados, las medidas de protección comunes, son:

- a) Emplear un cemento con bajo contenido de álcalis, esto -- es, que sea inferior a 0.60 %
- b) Emplear un material que sea efectivo para inhibir la posible reacción álcali-agregado. (Algunos materiales puzo -- lánicos resultan adecuados para esta finalidad, si bien es necesario confirmar su aptitud en este sentido, me -- diante pruebas de laboratorio.)

Por otra parte, como la presencia de sílice reactiva en los agre -- gados no siempre conduce a expansiones detrimenales (aún con ce -- mentos de alto contenido de álcalis) es recomendable también con -- firmar el carácter reactivo de los agregados mediante pruebas --

adicionales, conforme a los procedimientos establecidos en los métodos de prueba ASTM C 289 (2) (método químico) y ASTM C - 227 (3) (método de barras de mortero).

Existe otra posible reacción deletérea entre los agregados y los álcalis del cemento, que es conocida como reacción álcali-carbonato, y que ocurre cuando aquellos contienen dolomita reactiva, que es una variedad de roca carbonácea, y el cemento posee alto contenido de álcalis. Esta clase de reacción, que no es muy frecuente, ha sido observada principalmente en los EEUU (4).

3.3 FABRICACION DEL CONCRETO

Las prácticas que son recomendables para fabricar el concreto para revestimiento de túneles, no difieren sustancialmente de las que se aplican en otras obras en donde existen requisitos de calidad y especificaciones de producción bien definidos, y relativamente estrictos. En lo que sigue, se hace una breve revisión de los aspectos fundamentales que deben observarse con motivo de la fabricación del concreto.

3.3.1 Componentes del concreto

Cemento. Debe seleccionarse un cemento que sea apropiado a las condiciones particulares de exposición y servicio que se contemplan. Las siguientes son las clases de cemento de uso más común para el revestimiento de túneles:

<u>Clase de cemento</u>	<u>Razones para utilizarlo</u>
Portland, tipo II	Obtener un moderado calor de hidratación y/o una moderada resistencia a los sulfatos.
Portland, tipo V	Obtener una elevada resistencia contra el ataque por sulfatos.
Portland-puzolana*	Obtener un moderado calor de hidratación y/o aumentar la resistencia al deslave, y/o inhibir la reacción álcali-agregado.
Portland-escoria alto horno	Obtener un moderado calor de hidratación y/o una moderada resistencia a los sulfatos, y/o aumentar la resistencia al deslave.

* Siempre y cuando la puzolana sea de calidad adecuada

Agregados. Tomando en cuenta la necesidad de trabajar con mezclas de concreto que sean manejables, y de acuerdo con las condiciones de operación y servicio del túnel, a continuación se enumeran las características de los agregados que requieren observarse con atención, sin menoscabo de los requisitos comunes:

- a) Resistencia, sanidad, dureza y densidad en las partículas.
- b) Composición granulométrica adecuada, principalmente en el caso de la arena, en la cual es deseable contar con una proporción ligeramente mayor de lo normal de partículas que pasen la malla No. 50 (0.3 mm) que son las que ayudan a lograr mezclas manejables, sin tener que acudir a muy elevados consumos de cemento.
- c) Forma geométrica correcta de las partículas, tanto de la arena como de la grava. Este es un aspecto que merece particular atención cuando se trata de obtener los agregados por trituración. En este caso, deben seleccionarse equipos que, en función de las características de la roca, tiendan a producir fragmentos equidimensionales.

Aditivos. Existen numerosas sustancias que se emplean como aditivos para concreto, para cuyas aplicaciones específicas es recomendable consultar la Ref. (5). Para el caso del concreto de revestimiento de túneles, los aditivos que suelen emplearse con alguna frecuencia son:

<u>Clase de aditivo</u>	<u>Razones para utilizarlo</u>
Reductor del agua de mezclado	Fluidizar el concreto y/o reducir la relación agua/cemento, -

	sin incrementar el consumo de cemento.
Retardante del fraguado	Aumentar controladamente el tiempo de fraguado del concreto, sin menoscabo de la resistencia temprana requerida para el descimbrado.
Inclusor de aire*	Aumentar la manejabilidad de las mezclas, y/o reducir el agua de sangrado, cuando existen deficiencias atribuibles a mala graduación o forma de los agregados.

* En los países de clima frío, los inclusores de aire se utilizan principalmente para proteger al concreto contra los efectos de la congelación y el deshielo.

3.3.2 Características de las mezclas

Debido a las dificultades que se presentan durante el revestimiento de túneles, ocasionadas principalmente por las restricciones de espacio en las zonas de colado, el equipo que se puede emplear para la colocación del concreto es limitado. Los equipos más usados son las bombas, los cañones y las bandas transportadoras; estas últimas en aquellos casos en los cuales la cubeta y las guarniciones se cuelan en forma independiente de la bóveda o arco.

Lo anterior no significa que, necesariamente, las características del concreto y el diseño de su composición deban ser adaptadas a los métodos de transporte y colocación propuestos o disponibles. Sin querer decir tampoco que no debieran hacerse algunas adapta-

ciones al diseño de las mezclas para facilitar su transporte y colocación. Lo conveniente sería que, en cada caso, se hiciera el diseño de las mezclas y posteriormente se eligiera el equipo adecuado para el manejo del concreto de las características requeridas en la estructura y que, finalmente, se hicieran las modificaciones que no afecten la calidad del concreto, pero que permitan utilizar el equipo seleccionado después de un cuidadoso estudio de las características del concreto.

El concreto que se emplea para el revestimiento de túneles tiene básicamente los mismos ingredientes que un concreto convencional; sin embargo, por sus condiciones de colocación normalmente requiere la implantación de métodos y sistemas de control de calidad aún más estrictos que los necesarios en otras estructuras.

Respecto a los ingredientes, puede decirse que, en términos muy generales, el agregado grueso natural es preferible al agregado triturado; la arena de río o de depósitos naturales (salvo excepciones) tiene ventajas sobre la arena de trituración o molienda; el cemento se fija de acuerdo con los criterios de resistencia mecánica o de durabilidad.

El movimiento del concreto para su colocación final dentro de las formas de un revestimiento, normalmente se lleva a cabo por medio de tuberías y en ocasiones mediante el uso de bandas transportadoras. En cada caso, las características del concreto fresco deben ser apropiadas al procedimiento que se utilice. A continuación se discuten ambas posibilidades, sin perder de vista que en casos justificados el concreto del revestimiento de túneles puede también colocarse con otros medios más sencillos, como son las carre-

tillas o bogues, especialmente en la cubeta, losa de piso o guarnición de túneles pequeños.

3.3.2.1 Concreto transportado por tubería

Tanto la bomba como el cañón utilizan tubería para la conducción del concreto hasta el punto de descarga. Para el objeto, la mezcla deberá ser plástica y homogénea, poco propensa a la segregación y al sangrado y, por lo general, de revenimiento un poco alto (10 a 12 cm). Probablemente, los factores que más afectan el movimiento del concreto dentro de una tubería, son la granulometría y la forma de los agregados. Para este caso se requiere, más que en otros, que los agregados cumplan ciertos requisitos de granulometría y que se acerquen lo más posible a los valores promedio, especialmente en los finos.

Agregado grueso. El tamaño máximo del agregado grueso, si es angular, no conviene que sea mayor de un cuarto del diámetro interior de la tubería. Para agregados redondeados, el tamaño máximo puede ser hasta de un tercio del diámetro del conducto. Se deben tomar precauciones tales como la colocación de mallas en la tolva de la bomba o cañón, para eliminar cualquier partícula que exceda lo especificado. La forma de las partículas ejerce influencia sobre las proporciones de la mezcla; las partículas angulosas tienen una superficie específica mayor que las redondeadas por lo cual requieren más mortero para cubrirlas. El tamaño máximo afecta la cantidad de agregado grueso que puede ser utilizado con eficiencia; la cantidad de agregado grueso debe reducirse a medida que el tamaño máximo sea más pequeño.

Arena. Las características de la arena son mucho más importantes en el proporcionamiento de las mezclas que las del agregado grueso, ya que la arena junto con el cemento y el agua proporcionan el mortero o fluido que conduce las partículas de agregado grueso dentro de la tubería.

La granulometría de la arena debe cumplir con las especificaciones usuales, pero debe prestarse especial atención a las partículas más finas. Cuando se emplean tuberías con diámetro menor de 15 cm (6") entre un 15 y un 30% del peso de la arena debe pasar la malla No. 50 y del 5 al 10% la malla No. 100. Las arenas que presentan deficiencias en estos tamaños, deben mezclarse con arenas más finas, a fin de cumplir con los porcentajes anteriores. Si se emplean porcentajes de finos mayores que los indicados, puede ser necesario incrementar el consumo de agua, lo que puede inducir contracciones y disminuir la resistencia. Cuando se emplean consumos de cemento relativamente bajos es necesario aumentar el contenido de finos en la arena. De acuerdo con la experiencia alemana, para que un concreto sea bombeable, se requiere un contenido mínimo de finos (partículas menores de 0.2 mm) comprendido entre 350 y 400 kg por m³ de concreto.

Para juzgar la composición granulométrica de la arena, pueden utilizarse los límites de la Especificación ASTM C 33. Como en la práctica es casi imposible obtener una arena que pase por la media, lo recomendable es preferir arenas finas (fig. 1). Las figuras 2, 3 y 4 indican límites granulométricos de agregados combinados, recomendables para concreto bombeable.

El uso de consumos elevados de cemento como solución a los proble-

mas de transporte por tubería, ocasionados por deficiencias de finos o de forma en los agregados, es antieconómico e inadecuado; por lo tanto, es aconsejable corregir esas deficiencias, especialmente en los finos de la arena, por algún otro medio.

3.3.2.2 Concreto transportado por banda

Al igual que el concreto que se coloca con bomba, las mezclas deben ser plásticas, homogéneas y poco segregables, aún cuando es posible y recomendable trabajar con revenimientos relativamente bajos (5 a 10 cm). El tamaño máximo del agregado no es crítico como no lo es la granulometría de los agregados ni la finura de la arena, si la mezcla de concreto resulta homogénea y manejable.

3.3.3 Manejo de los materiales

3.3.3.1 Cemento. El cemento puede manejarse a granel o envasado en sacos de 50 kg. Cuando se dispone del equipo adecuado para manejarlo a granel, esto produce las siguientes ventajas:

- a) Se ahorra el costo de las bolsas de papel
- b) Se evitan daños al cemento durante el transporte
- c) Se reducen los volúmenes de desperdicio
- d) El manejo resulta más expedito
- e) Su almacenamiento (en silos) es más protegido
- f) El uso del cemento por orden cronológico resulta natural
- g) Se obliga a dosificarlo por peso

3.3.3.2 Agregados. Los agregados deben manejarse en fracciones separadas, que se dosifiquen independientemente. El número mínimo

de fracciones, que es recomendable, varía en función del tamaño máximo de la grava, como sigue:

<u>Tamaño máximo</u>	<u>Fracciones recomendables (mínimas)</u>
Hasta 25 mm (1")	Arena y una grava
Hasta 50 mm (2")	Arena y dos gravas
Mayor de 50 mm (2")	Arena y tres gravas

Cada fracción debe almacenarse en espacios adecuados, de modo que puedan drenarse con eficiencia y que no se produzca segregación, contaminación con el terreno, ni mezcla de tamaños.

3.3.4 Dosificación y mezclado

3.3.4.1 Planta de concreto. El concreto debe dosificarse y mezclarse en una planta central, o varias, si la obra lo justifica. La capacidad de la planta deberá ser en función de los volúmenes de concreto requeridos y de las características de los equipos de transporte y colocación.

Es conveniente localizarla en una zona de fácil acceso, para permitir el suministro de los ingredientes del concreto; además debe estar ubicada lo más cerca posible del sitio donde se va a introducir el concreto al túnel, evitando largos acarreos que propician las pérdidas de revenimiento y la segregación del concreto. Por otra parte, deberá contar con patios adecuados debidamente drenados para el almacenamiento de agregados, así como de silos para almacenamiento de cemento con capacidad suficiente para prevenir posibles deficiencias en el suministro.

3.3.4.2 Dosificación. La dosificación de los ingredientes del concreto debe hacerse en peso, a excepción del agua y algunos aditivos que pueden dosificarse por volumen. Con objeto de evitar segregación en el agregado grueso, es recomendable que este se dosifique en fracciones de acuerdo a los diferentes tamaños. Las tolerancias en pesos de acuerdo a la Norma Oficial Mexicana DGN C-155-76 son las siguientes:

Cemento. Cuando la cantidad de cemento de una revoltura sea igual o mayor del 30% de la capacidad total de la tolva-báscula, la tolerancia será $\pm 1 \%$. Para revolturas menores cuando la cantidad de cemento sea menor del 30 % de la capacidad total, la tolerancia será de $\pm 4 \%$.

Agregados. Cuando se pesen individualmente, la tolerancia será de $\pm 2 \%$. Cuando los agregados se pesen en forma acumulativa y su peso sea del 30 % o más de la capacidad de la báscula, será de $\pm 1 \%$; si el peso es menor del 30 %, la tolerancia será de $\pm 3 \%$ del peso requerido o de la capacidad de la báscula, aceptando el valor que sea menor.

Aditivos. Los aditivos en polvo se pesan y los aditivos en pasta o líquidos se pueden dosificar por peso o por volumen, con una tolerancia de $\pm 3 \%$. En este renglón se incluyen las puzolanas.

Agua. El agua se puede dosificar por peso o por volumen, pero con una tolerancia de $\pm 1 \%$.

3.3.4.3 Mezclado. El equipo de mezclado debe ser eficiente, de acuerdo a las características de los concretos empleados, para lograr que la mezcla resulte homogénea y cohesiva. Si debido a circunstancias inevitables durante el transporte del concreto, ocurre segregación y/o pérdida de consistencia y trabajabilidad, debe establecerse un remezclado del concreto en el sitio de la recepción, inmediatamente antes de su colocación.

Debe verificarse que el equipo de mezclado sea apropiado para producir revolturas homogéneas dentro de los tiempos de operación establecidos, sometiendo las mezcladoras a la prueba de eficiencia recomendada en la especificación ASTM C 94 (6), verificando asimismo el cumplimiento de las tolerancias que en la misma se recomiendan.

3.4 TRANSPORTE DEL CONCRETO

Siendo el transporte uno de los aspectos que ocasionan mayores problemas en el concreto, que se emplea en el revestimiento de túneles, la selección de los sistemas y del equipo debe efectuarse en forma cuidadosa, tomando en cuenta básicamente los siguientes factores:

- 1.- Distancia de acarreo
 - a. En superficie
 - b. Dentro del túnel
 - c. Vertical por lumbreras o pozos
- 2.- Dimensiones del túnel
- 3.- Volumen por transportar

Los sistemas de transporte más empleados son los siguientes:

Bogues. - Este es uno de los sistemas de menor capacidad de transporte; se emplea principalmente en túneles pequeños y en distancias cortas, cuando el acceso al sitio de colocación se encuentra al mismo nivel que el sitio donde se elabora el concreto.

En ocasiones, cuando el concreto es introducido al túnel por lumbreras o pozos, estos bogues se emplean para el transporte dentro del túnel al sitio de colocación. Los bogues pueden ser manuales o motorizados.

Camiones de volteo. - Este sistema es empleado en túneles de gran sección que permiten el acceso y las maniobras de vehículos motorizados, y en los que el acceso se encuentra prácticamente al mismo nivel que la planta productora de concreto. Es un siste -

ma poco recomendable, debido a que en túneles generalmente se emplean concretos con revenimientos un poco altos, en los cuales se propicia la segregación.

Si se emplea este sistema será necesario, en la mayoría de los casos, contar con una unidad remezcladora del concreto antes de proceder a su colocación.

Camiones revolvedores.- Estas unidades, al igual que los de volteo, operan únicamente en túneles de gran sección y en los cuales el acceso es a nivel a través de un portal. Tienen la ventaja sobre los de volteo, que por estar agitando el concreto durante su transporte, evitan la segregación y la necesidad de la unidad de remezclado.

Vagonetas.- Este sistema es muy empleado en grandes túneles, en los cuales se utilizan sistemas convencionales de vías con espaldas y tránsito en ambas direcciones; permite mover grandes volúmenes; se puede variar la capacidad de las vagonetas y el número de ellas en el tren. Este sistema de transporte es útil tanto en los casos en que el acceso al sitio de colado es a nivel del túnel a través de un portal, permitiendo el llenado de las vagonetas directamente de la planta donde se produce el concreto, como en el caso en el que solo se requiere mover horizontalmente el concreto de la descarga de un pozo al sitio de colado dentro del túnel. Tiene el inconveniente de propiciar la segregación del concreto, especialmente cuando se emplean revenimientos altos.

Trenes de carros agitadores. Estos carros trabajan sobre un sistema de vías al igual que los trenes de vagonetas, pero es posible remezclar el concreto antes de la descarga con lo cual se reduce la segregación. Este sistema permite mover grandes volúmenes de concreto dentro del túnel. El diseño de los carros agitadores les permite trabajar en forma individual o acoplados unos a otros; cada carro tiene capacidad de aproximadamente 4.5 m^3 ; normalmente se emplean trenes de cuatro o cinco carros movidos por una locomotora. La parte principal la forma el cilindro donde se aloja el concreto para ser transportado dentro del túnel. En el interior del cilindro y soldada a las paredes se encuentra una espiral de lámina que lo recorre longitudinalmente y que sirve como medio de descarga al girar en sentido contrario a las manecillas del reloj; al ser operado en el otro sentido funciona como agitador.

Este sistema se usa principalmente para movimientos horizontales del concreto dentro del túnel, en aquellos casos en los cuales el acceso al túnel es a través de un portal que permite el llenado de los carros directamente de la planta de concreto y en el que la descarga del concreto es por tubería vertical dentro de un pozo, que alimenta a los carros agitadores.

Bandas transportadoras.- Este sistema permite mover grandes volúmenes de concreto; se emplea principalmente como sistema complementario para transportar concreto del sitio de descarga de camiones, bogues o carros agitadores a la tolva de la bomba o sistema de colocación. Se emplea además para mover concreto de

la planta de elaboración a las unidades de transporte. Se usa generalmente en distancias relativamente cortas (30 a 50 m) y permite transportar el concreto horizontalmente o hacia arriba con un ángulo de 20° (aproximadamente).

Bombas.— Es el método más empleado en túneles para transportar y colocar el concreto. Las bombas modernas permiten mover volúmenes de hasta $80 \text{ m}^3/\text{hr}$, a distancias hasta de 600 m horizontales y hasta 150 m verticales (hacia arriba). El transporte de concreto para revestimiento de túneles mediante bombas presenta algunas dificultades, cuando el concreto se bombea desde la superficie hasta un túnel que se encuentra en la parte inferior (bombeo hacia abajo). El bombeo hacia abajo presenta mayor dificultad que el bombeo hacia arriba pues el concreto, al caer por el tubo, forma vacíos que bloquean la tubería y en algunas ocasiones con la presión del bombeo se produce la falla repentina de la tubería. Con objeto de evitar este problema, es aconsejable instalar una válvula en la mitad de la curva más elevada de la tubería y, en muchos casos, es necesario además, hacer pequeñas perforaciones a lo largo de la tubería vertical para facilitar el escape del aire.

El sistema de bombeo es por lo general más empleado como medio de colocación que de transporte, por lo que se tratará con más detalle al discutir los métodos de colocación.

Cubos.— Un sistema económico, para transportar el concreto desde la superficie hacia el túnel que se encuentra a un nivel inferior, es el empleo de cubos con compuerta en la parte inferior, movidos

por medio de malacates. Este sistema efectúa el transporte del concreto sin producir segregación. Los cubos descargan en tolvas, desde las cuales se mueve el concreto por medio de otro sistema, hasta el sitio de colocación.

Tubo de caída libre.- Con este sistema, una vez que el concreto ha sido elaborado cerca de una lumbrera, o pozo, es conducido hasta una tolva donde se inicia una tubería (de 15 a 20 cm de diámetro) que conduce verticalmente el concreto desde la superficie hasta el túnel. Al final de la tubería se instala un tanque amortiguador, que recibe el impacto de la caída libre del concreto y que, a través de un codo de salida colocado a 2/3 de la altura, lo descarga a una tolva desde donde se alimentan los sistemas de transporte horizontal. Para el empleo de este método, es necesario tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El tubo vertical debe estar a plomo, bien asegurado a la pared del pozo, ya que pequeñas variaciones del eje vertical producen desgaste rápido de la tubería.
- Los extremos de los tubos que se suelden, deben estar colocados de tal manera que formen juntas circulares sin rugosidad ni salientes.
- Aunque no existen limitaciones definidas para la longitud de la tubería, es conveniente limitarla experimentalmente juzgando el concreto en la descarga.
- Es necesario limpiar constantemente la tubería y el tanque amortiguador, evitando que el concreto adherido se endurezca.

las principales características del tanque amortiguador son las siguientes:

- Está acondicionado con placas intercambiables en las paredes interiores, para evitar que se deterioren las paredes del tambor.
- En la parte inferior del tanque lleva una compuerta de guillotina, cuya función es permitir la salida del concreto que se acumula en la parte inferior, antes de que endurezca.
- La descarga del tanque se encuentra localizada a las dos terceras partes de su altura, para disponer de un colchón de concreto que sirva para amortiguar, en parte, la velocidad de caída.
- El tanque se encuentra soportado por cuatro resortes con los que se absorbe la energía producida por la caída libre del concreto.
- En el fondo del tanque, en dirección axial con la tubería, se dispone de una "aguja" metálica para romper el chorro y ayudar a que se produzca la "ebullición" del concreto que produce el efecto de un remezclado.

3.5 COLOCACION DEL CONCRETO

La selección adecuada del método para la colocación final del concreto para revestimiento de túneles, es un factor muy importante y depende principalmente del avance de la excavación respecto al colado, de los problemas de estabilidad, de los espesores y volúmenes por colar, del uso que vaya a tener el túnel, de la sección del mismo, de la disponibilidad de espacio para maniobras, etc.

Existen varios sistemas de colocación de concreto para el revestimiento de túneles. Los más conocidos son los siguientes:

- a. Colado contra formas
- b. Sistema Bernold
- c. Concreto lanzado

El sistema Bernold constituye un caso particular de concreto colocado contra formas, mientras que el sistema de concreto lanzado que se describe en el punto 3.7, se utiliza más bien como sistema de revestimiento temporal. Otro sistema que suele utilizarse es el de dovelas de concreto prefabricadas.

3.5.1 Colado contra formas (sistema convencional)

Normalmente consiste en el colado del concreto mediante apoyo de formas que pueden ser metálicas o de madera. En este método, que es el más empleado, la colocación final del concreto se efectúa con diferentes equipos; los más usados son bombas, cañones y bandas transportadoras.

3.5.1.1 Bombas

Desde 1950 se ha producido un notable adelanto en la especialidad

del bombeo de concreto, incluyendo nuevos diseños y bombas más perfeccionadas así como la introducción de mangueras de metal -- flexible y de material plástico. Gracias a estas innovaciones, la colocación del concreto por bombeo ha sido una de las prácticas de construcción más rápidamente difundidas, en especial en el revestimiento de túneles, donde el espacio para el equipo de colocación es muy reducido. El rendimiento del bombeo puede variar desde 10 hasta 80 m³ por hora. El alcance efectivo varía de 20 a 300 m horizontalmente o de 30 a 90 verticalmente. Se han registrado casos en que el concreto ha sido bombeado con éxito a más de 600 m horizontales y de poco más de 150 m verticalmente (hacia arriba).

Las bombas se componen básicamente de una tolva de recepción para el concreto, una válvula de entrada, otra de salida, un pistón y un cilindro. En la actualidad, la mayoría de estas bombas tiene dos pistones que empujan el concreto alternativamente, lo que permite un flujo más continuo.

3.5.1.2 Cañón neumático

La diferencia básica entre una bomba y un cañón, radica que en la primera la entrega de concreto se hace en forma casi continua, y en el segundo en forma intermitente; el cañón está compuesto básicamente de un recipiente en el cual se coloca el concreto, este recipiente está equipado con una tapa de cierre hermético; a través de una tubería instalada en la parte superior se introduce aire a presión, el cual impulsa al concreto a través de una tubería conectada en la parte inferior del recipiente.

3.5.1.3 Bandas transportadoras

Como se dijo anteriormente, este es un sistema que permite mover grandes volúmenes de concreto. Se emplea principalmente para distancias cortas. El uso de este tipo de equipo se ha generalizado en la construcción, debido al poco espacio que requiere y a su versatilidad.

En el revestimiento de túneles, cuando éste se lleva a cabo por secciones, se obtienen mejores resultados cuando el colado de la cubeta se efectúa con banda que cuando se emplea bomba, pues se logra una mejor distribución del concreto, es posible usar revestimientos más bajos que permiten un mejor acomodo del concreto sin el apoyo de cimbra y la calidad final es mejor. Para este tipo de trabajo, es conveniente el empleo de bandas con desplazamientos laterales en los extremos, dotadas de tolvas con trompas de elefante, que permitan depositar el concreto a poca distancia del sitio de la colocación. En el colado del arco o bóveda generalmente no es posible el uso de bandas.

Existen tres tipos de bandas transportadoras:

1. Transportador portátil. Para distancias cortas y volúmenes pequeños, generalmente montadas sobre un trailer que lleva fácilmente la armadura donde se colocan los transportadores de banda. Este tipo generalmente no se emplea para el revestimiento de túneles.
2. Tipo alimentador. Generalmente horizontal, aunque puede tener pequeñas pendientes. Su uso principal es como complemento del equipo de transportación. Puede tener capacidad hasta de $100 \text{ m}^3/\text{h}$.
3. Tipo de descarga lateral. Semejante al alimentador, pero

equipado con un dispositivo que permite hacer la descarga hacia los lados y también moverse hacia atrás y hacia adelante para poder distribuir mejor el concreto. Debido a estas cualidades, es el equipo adecuado para la colocación de concreto en la cubeta de túneles. Los tres tipos de bandas, se pueden usar en serie para alcanzar distancias mayores.

3.5.1.4 Cimbras

La selección del método de colado, y por consiguiente el tipo de cimbra, depende fundamentalmente de los avances de la excavación y de las dificultades que ahí se presentan; básicamente existen dos tipos de cimbras para el colado de túneles.

- a. Cimbra seccionada
- b. Cimbra de sección completa

La cimbra seccionada, se emplea principalmente en aquellos casos en los que es necesario colar y excavar simultáneamente. Generalmente se lleva a cabo en tres etapas con el siguiente orden:

1. Guarniciones.
2. Cubetas.
3. Arco.

La cimbra de sección completa no permite el tráfico a través de ella y se emplea en túneles en los que ya se ha terminado la excavación, por lo menos en un determinado tramo. Estas cimbras se pueden a su vez clasificar en dos tipos: a) Cimbra estacionaria que se emplea en túneles relativamente cortos en los cuales el avance en colocación de concreto puede ser lento y b) cimbra telescópica, para cuando los colados se efectúan en forma continua,

con un avance que en algunos casos llega a ser hasta de 60 m diarios. Por ejemplo, en la obra del Emisor Central del Departamento del Distrito Federal se empleó cimbra de este tipo formada con nueve secciones telescópicas de 7.32 m de longitud cada una, lo que representa un total de 65.88 m. Cada una de éstas secciones podía moverse en menos de dos horas. Este tipo de cimbra, se forma por varias secciones retráctiles, movidas por medio de gatos hidráulicos o neumáticos apoyados sobre un sistema móvil, permitiendo con esto el avance continuo de las cimbras sin suspender el colado.

3.5.1.5 Colado continuo

Para la realización de este tipo de colado es necesario el empleo de bombas o cañones, debido principalmente a los grandes volúmenes que por lo general se requieren y a la necesidad de depositar el concreto en la parte superior del frente de colado. Asimismo, es indispensable una plataforma de colado que permita el movimiento continuo del equipo de acuerdo a los avances del colado.

El concreto al ser depositado en la parte superior del frente de colado, desliza por las paredes hasta el piso del túnel formando un talud que adopta su ángulo de reposo. Para que el concreto llene los huecos existentes entre las paredes de la cimbra y el túnel, generalmente es necesario el vibrado por inmersión lo que se debe hacer por medio de vibradores neumáticos o eléctricos de alta frecuencia y capacidad adecuada.

En otras ocasiones se usan vibradores de forma, principalmente en la parte inferior, donde es difícil introducir los vibradores de

inmersión. Es recomendable que los vibradores tanto de inmersión como de forma sean de funcionamiento neumático.

3.5.1.6 Colado discontinuo

Este tipo de colados puede realizarse básicamente en dos formas:

- a. Sección completa. Este procedimiento, es similar al empleado para el colado continuo, siendo la diferencia básica el hecho de que la cimbra empleada es de tipo estacionario, por lo que los avances son más lentos. El equipo de colocación y el procedimiento empleado pueden ser los mismos que en el caso del colado continuo, únicamente que, al no ser necesario que el equipo se esté moviendo en forma constante, puede simplificarse la plataforma de colado, con lo cual la inversión es menor en comparación con el colado continuo, a cambio de un ritmo más lento en el colado.

Los procedimientos de colado de sección completa se emplean principalmente en obras en las que se ha terminado previamente la etapa de excavación o cuando no es necesario el paso de equipo de excavación a través de la zona de colado.

- b. Colado por etapas. Este procedimiento de colado se realiza colando el revestimiento en secciones o etapas; el tipo de seccionamiento más empleado es el de dividir el revestimiento en una zona inferior o cubeta, dos muros o guarniciones y el arco; se puede variar el orden en el que efectúan los trabajos. Cuando se realiza primero

el colado de la parte inferior o cubeta, para la cual por lo general no es necesario el empleo de cimbras, el equipo más recomendado es el de las bandas transportadoras, que permite usar concretos con revenimientos inferiores al empleado en las bombas y además lograr mejor distribución del concreto disminuyendo la segregación.

El procedimiento de colado en secciones o etapas, se emplea principalmente en aquellas obras, chicas o grandes, en las cuales el colado va a pocos metros de la excavación, o cuando es necesario ir revistiendo conforme se va avanzando en la excavación.

3.5.2 Método Bernold

Este método se emplea únicamente en aquellos casos en los que, debido a la inestabilidad del terreno, es necesario el empleo de un gran número de anclas. Este método emplea el acero del soporte temporal como acero de refuerzo, eliminando la necesidad de anclas y consiste en que inmediatamente después de la excavación se cuela un cascarón de concreto armado. Lo novedoso de este método es que se trata de concreto bombeado colocado detrás de placas perforadas de acero de forma especial, las cuales sirven al mismo tiempo como parte del cascarón y como armado.

El razonamiento básico para el desarrollo de este sistema fue hecho en primer lugar para el ahorro de perfiles de acero y del sistema de anclaje.

3 6 CONTROL DE CONCRETO

El laboratorio a cargo del control de concreto, que normalmente se emplaza en la vecindad de la planta de concreto, tiene como función efectuar los ajustes necesarios a los proporcionamientos, que se requieren por las variaciones en contaminación y humedad de los agregados; controlar las características de los mismos, llevar a cabo los ensayos de concreto fresco, y elaborar los especímenes para la determinación de la resistencia. Los especímenes pueden ser ensayados en el propio laboratorio de campo, o bien ser transportados a un laboratorio central donde son sujetos a curado estándar o acelerado, según el caso, y después ensayados.

3.6.1 Muestreo:- Uno de los aspectos más importantes en el proceso de control de concreto es el muestreo. Ya que, como es obvio, resulta impráctico ensayar especímenes de cada unidad o revoltura, el muestreo para fines de resistencia, debe realizarse de acuerdo a un sistema aleatorio.

Los ensayos que se efectúen, por numerosos que sean, no conducen a resultados satisfactorios si el muestreo se realiza con criterio selectivo o bien se lleva a cabo descuidadamente y si, además, las muestras no son representativas del concreto utilizado.

En vista de que uno de los problemas más delicados del concreto para revestimiento de túneles, es la pérdida de trabajabilidad (revenimiento) provocada por los sistemas de transporte y colocación normalmente empleados, la obtención de muestras se lleva a cabo de la forma siguiente:

- a. Cuando el objeto del muestreo es únicamente verificar la calidad potencial del concreto producido, es conveniente efectuar este muestreo a la descarga de la planta mezcladora, antes que sea introducido al túnel.
- b. Si se desean conocer además los efectos que sobre el concreto originan el transporte y la colocación, el muestreo se realiza también en el sitio de colado. El muestreo para la elaboración de especímenes normalmente va acompañado del ensaye de concreto fresco. Esto permite detectar las pérdidas de trabajabilidad y los cambios en las características del concreto fresco.

La intensidad del muestreo varía en cada caso en función de los volúmenes diarios o por turno, del equipo de que se disponga, del propósito de la obtención, de la capacidad del laboratorio, etc. Como referencia se indica enseguida la recomendación que para verificar la calidad del concreto premezclado, propone, la Norma DGN C-155-1976.

NUMERO DE REVOLTURAS	NUMERO DE MUESTRAS *	
	Recomendado	Mínimo Obligatorio
1	1	1
2 a 4	2	1
5 a 9	3	2
10 a 25	5	3
26 a 49	7	4
50 en adelante,	9	5

* De cada muestra se elaborarán dos especímenes para ensayar a la edad especificada.

3.6.2 Ensayes de concreto fresco. El control del concreto fresco tiene especial importancia por el hecho de que los resultados que de él se derivan se obtienen en un tiempo relativamente corto, y por lo tanto permiten, en forma oportuna, detectar anomalías en el concreto y efectuar los ajustes necesarios. Las determinaciones que se efectúan en forma rutinaria son las siguientes: revenimiento, contenido de aire, peso volumétrico y rendimiento. Las determinaciones del revenimiento, tanto en la planta como en el frente de colado, deberán hacerse por lo menos en aquellas revolturas de las que se obtengan muestras para pruebas de resistencia. Periódicamente es conveniente realizar otro tipo de determinaciones tales como: tiempos de fraguado del concreto, sangrado, pérdida de revenimiento, etc.

3.6.3 Ensayes de concreto endurecido, Los ensayes del concreto endurecido tienen como objetivo principal la determinación de la resistencia del concreto. La resistencia a la compresión se acepta por lo general como una medida de la calidad del concreto, y además, su obtención es relativamente simple. Por estas razones es el ensayo que más frecuentemente se realiza en concreto endurecido.

Debido a que la resistencia a compresión del concreto se especifica normalmente a 28 días de edad los resultados, en muchas ocasiones, pueden ser extemporáneos y no permitir acción correctiva. Teniendo en cuenta esto, se han desarrollado nuevas técnicas de curado de los especímenes, a fin de que estos se puedan ensayar a edades menores y los resultados así obtenidos permitan predecir, mediante correcciones, la resistencia del concreto a la edad de proyecto.

Así por ejemplo, durante las obras del Emisor Central de la Ciudad de México (Sistema de Drenaje Profundo del D.F.), para el control de producción del concreto, se empleó el procedimiento de ensaye acelerado (ligeramente modificado) de agua en ebullición (procedimiento B, ASTM C.684). Este procedimiento puede resumirse en lo siguiente : curado en obra de los especímenes durante 23 horas \pm 15 minutos, evitando pérdida de humedad, a una temperatura de $21 \pm 5^\circ$ C; transporte de

especímenes a un laboratorio central; curado de especímenes en agua en ebullición durante 3 1/2 hrs; enfriado (aproximadamente 1 hr); cabeceo y ensaye a las 28 1/2 hrs de edad.

3 6.4 Interpretación de resultados. La función principal del control del concreto y en particular de los ensayos de compresión, es asegurar la producción de un concreto uniforme y de la resistencia y calidad deseadas. Como el concreto es una masa endurecida compuesta de materiales diversos, está sujeto a la influencia de numerosas variaciones. Estas variaciones, que se reflejan en la resistencia del concreto, deben aceptarse como una característica del concreto y debe aprenderse a interpretarlas. De esta forma es posible producir un concreto de la calidad adecuada si se mantiene un control correcto y si además se analizan juiciosamente los resultados. Para obtener información adecuada deberán hacerse ensayos de compresión en número suficiente para representar al concreto producido. Los métodos estadísticos proporcionan los medios adecuados para interpretar los resultados obtenidos, a fin de establecer el nivel de calidad alcanzado, y expresar la resistencia del concreto en la forma más útil.

3.7 CONCRETO LANZADO

3.7.1 Aplicación .- Este sistema se emplea principalmente como soporte temporal en excavación sobre terrenos inestables. Debido a la poca uniformidad de los espesores y a la rugosidad en la superficie, es poco empleado como revestimiento definitivo. Se trata de concreto conducido a través de mangueras y proyectado neumáticamente con alta velocidad sobre la superficie por recubrir. La fuerza del impacto del chorro sobre la superficie actúa como medio de compactación del concreto. Generalmente se emplea una mezcla relativamente seca con aditivos acelerantes de acción muy rápida, gracias a lo cual el material es capaz de sostenerse por sí mismo, sin desprenderse o deslizarse, aún en aplicaciones verticales o hacia arriba.

Para la colocación de este tipo de concreto, existen dos métodos; el primero, conocido como de mezcla seca, que consiste en una mezcla de cemento y agregado (fino y grueso) con poca humedad, que se transporta por una tubería o manguera hasta una boquilla de salida, donde se le añade el resto del agua. El segundo método, es aquel en el que se mezclan todos los ingredientes, incluyendo el agua, antes que entren en la tubería y mangueras; éste método se conoce como proceso de mezcla húmeda.

3.7.2 Proceso de mezcla seca. El proceso consiste básicamente de los siguientes pasos:

1. El cemento y los agregados húmedos se mezclan en una mezcladora o en un gusano
2. La mezcla cemento - agregados se introduce en un alimentador mecánico especial
3. La mezcla pasa a la manguera alimentadora por una rueda de alimentación o distribuidor
4. El material es transportado por aire comprimido a través de la manguera a una boquilla especial. La boquilla tiene fijo en el interior un tubo múltiple perforado por el que el agua se introduce bajo presión y se mezcla íntimamente con los otros ingredientes
5. Los materiales ya mezclados con el agua, son lanzados por la boquilla a alta velocidad sobre la superficie que se está tratando.

3.7.2. Proceso de mezcla húmeda. Este proceso consiste en los siguientes pasos:

1. Todos los ingredientes, incluyendo agua, se homogenizan en una mezcladora convencional
2. El concreto se introduce en la cámara del equipo alimentador

- 3.- La mezcla pasa a la manguera alimentadora y es conducida por aire comprimido a una boquilla.
- 4.- Se inyecta aire adicional a la boquilla para incrementar la velocidad y mejorar la trayectoria del chorro.
- 5 - El concreto es lanzado como chorro a alta velocidad desde la boquilla sobre la superficie.

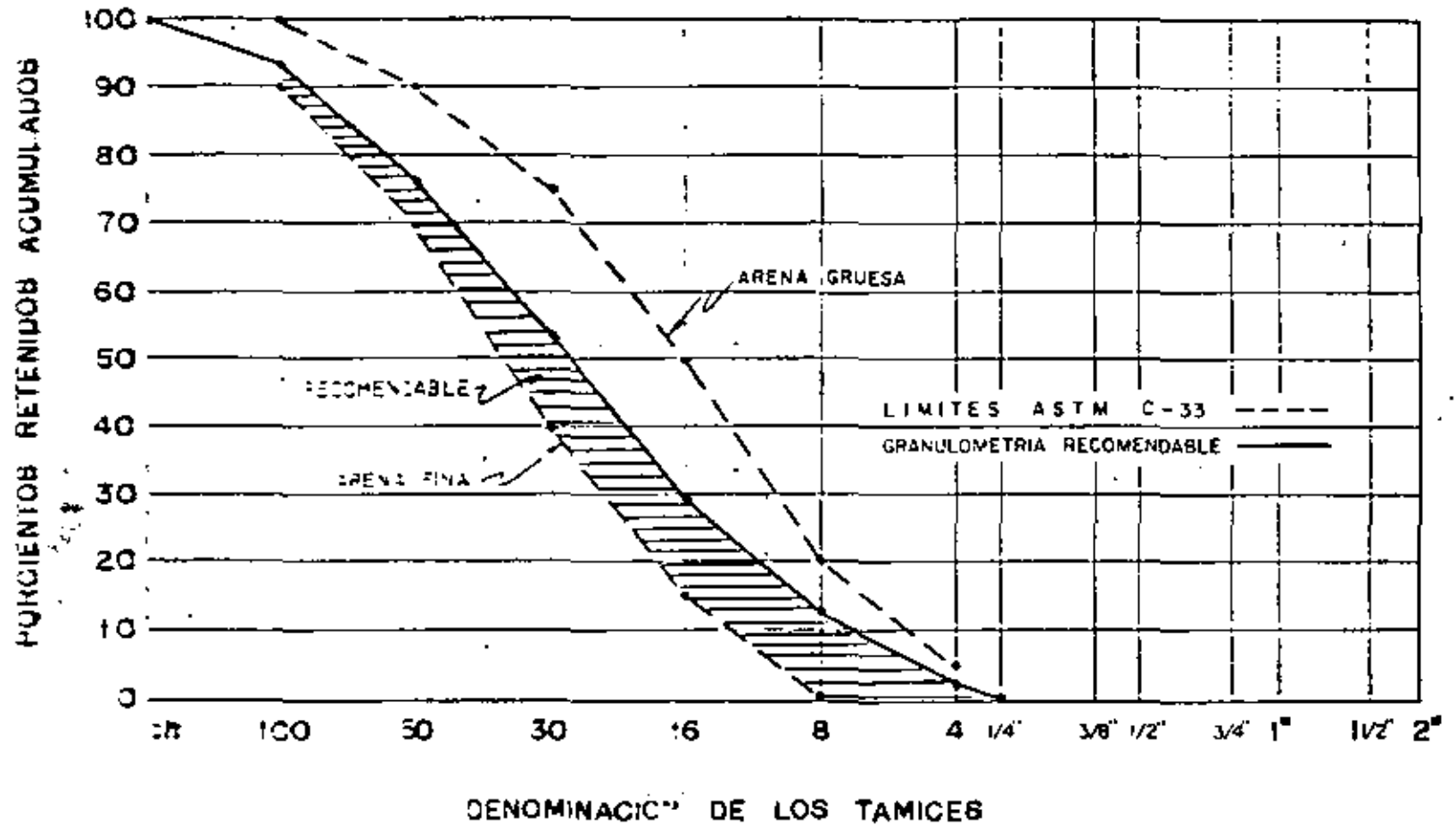
Las propiedades físicas del concreto lanzado bien colocado en sitio, pueden ser comparables a las de un concreto convencional. El tamaño máximo utilizable en el agregado es de 3/4". Todas las partículas de sobre tamaños deben eliminarse, para evitar obturación de la manguera.

Las referencias 7 y 8 contienen información conveniente acerca del concreto lanzado y sus aplicaciones.

Referencias

1. ACI Committee 515. "Guide for the Protection of Concrete Against Chemical Attack by Means of Coatings and Other Corrosion - Resistant Materials". Detroit, Mich., 1966.
2. ASTM Designation C 289. "Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates (Chemical Method)". Philadelphia, Pa., 1976.
3. ASTM Designation C 227. "Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement - Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)". Philadelphia, Pa., 1976.
4. Highway Research Board. "Symposium on Alkali-Carbonate Rock Reaction". Highway Record No. 45. Washington, D.C., 1974.
5. ACI Committee 212. "Guide for Use of Admixtures in Concrete". Detroit, Mich., 1972.
6. ASTM Designation C 94. "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete". Philadelphia, Pa., 1976.
7. ACI Committee 506. "Recommended Practice for Shotcreting". Detroit, Mich., 1972.
8. ACI Publication SP-45. "Use of Shotcrete for Underground Structural Support". Detroit, Mich., 1974.

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADO FINO
 CONCRETO BOMBEABLE
 (ACI - 304)



40

FIG.

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
 CONCRETO BOMBEABLE
 (ACI - 304)

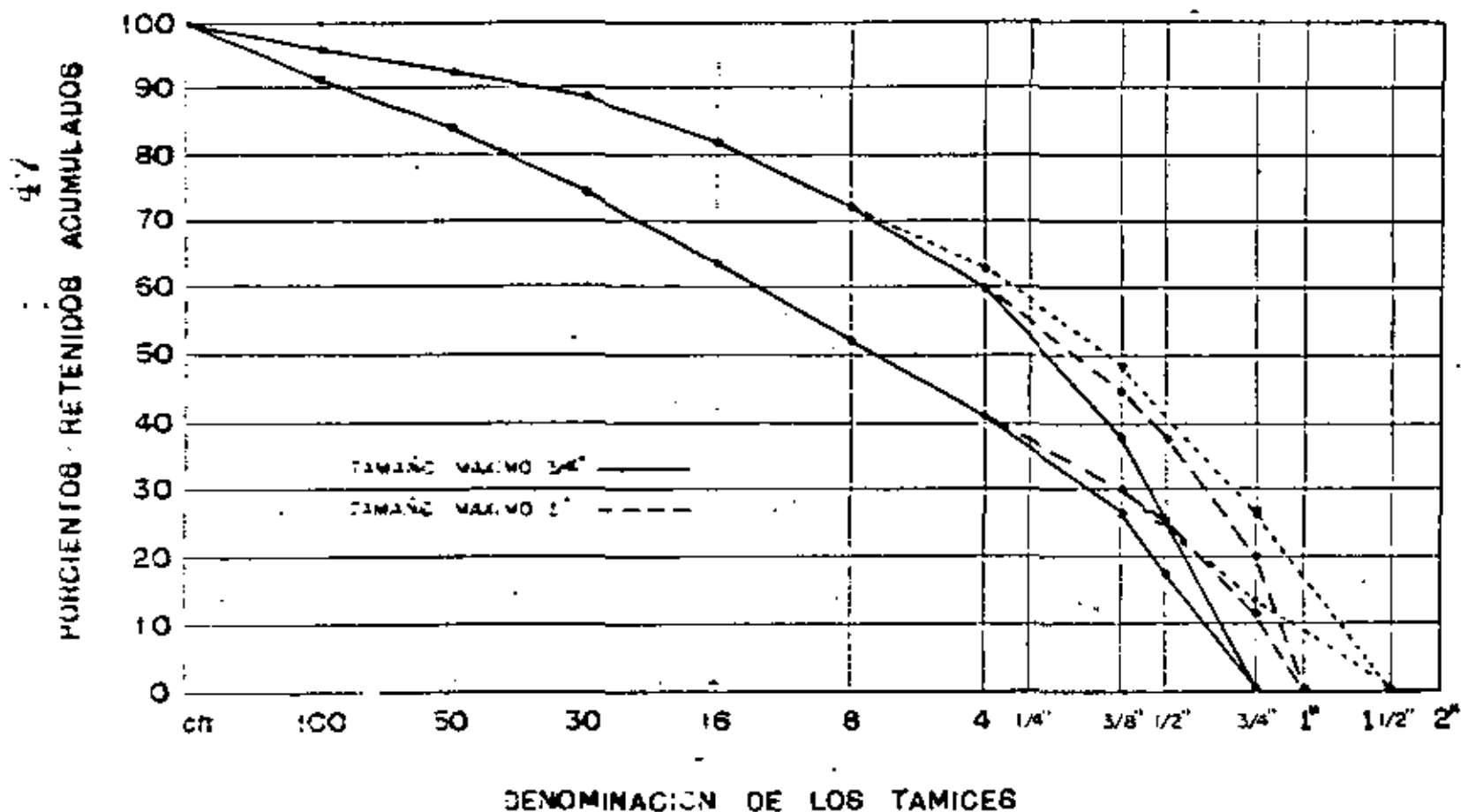


FIG. 7

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
 CONCRETO BOMBEABLE
 (DIN 1045, 1047)

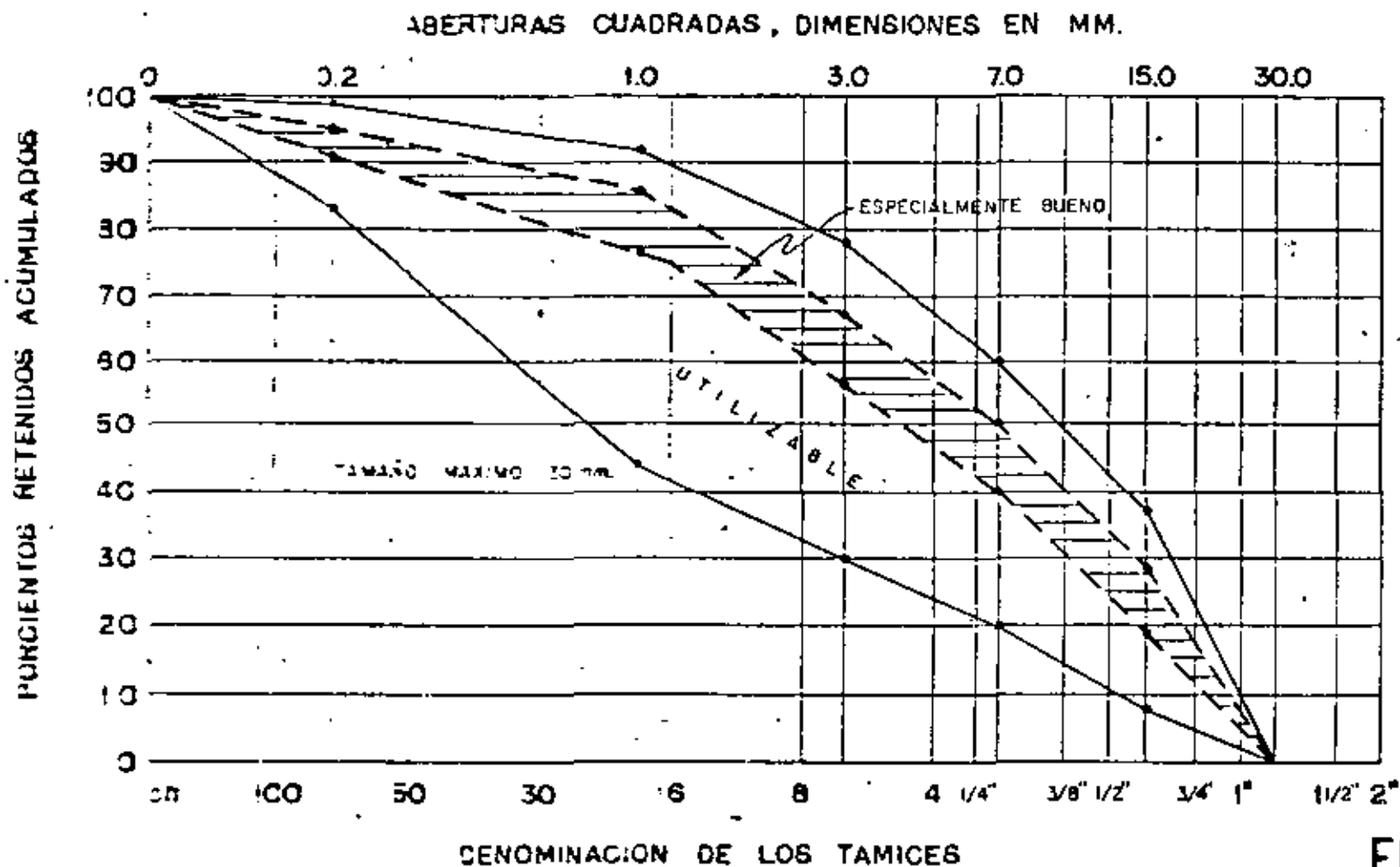
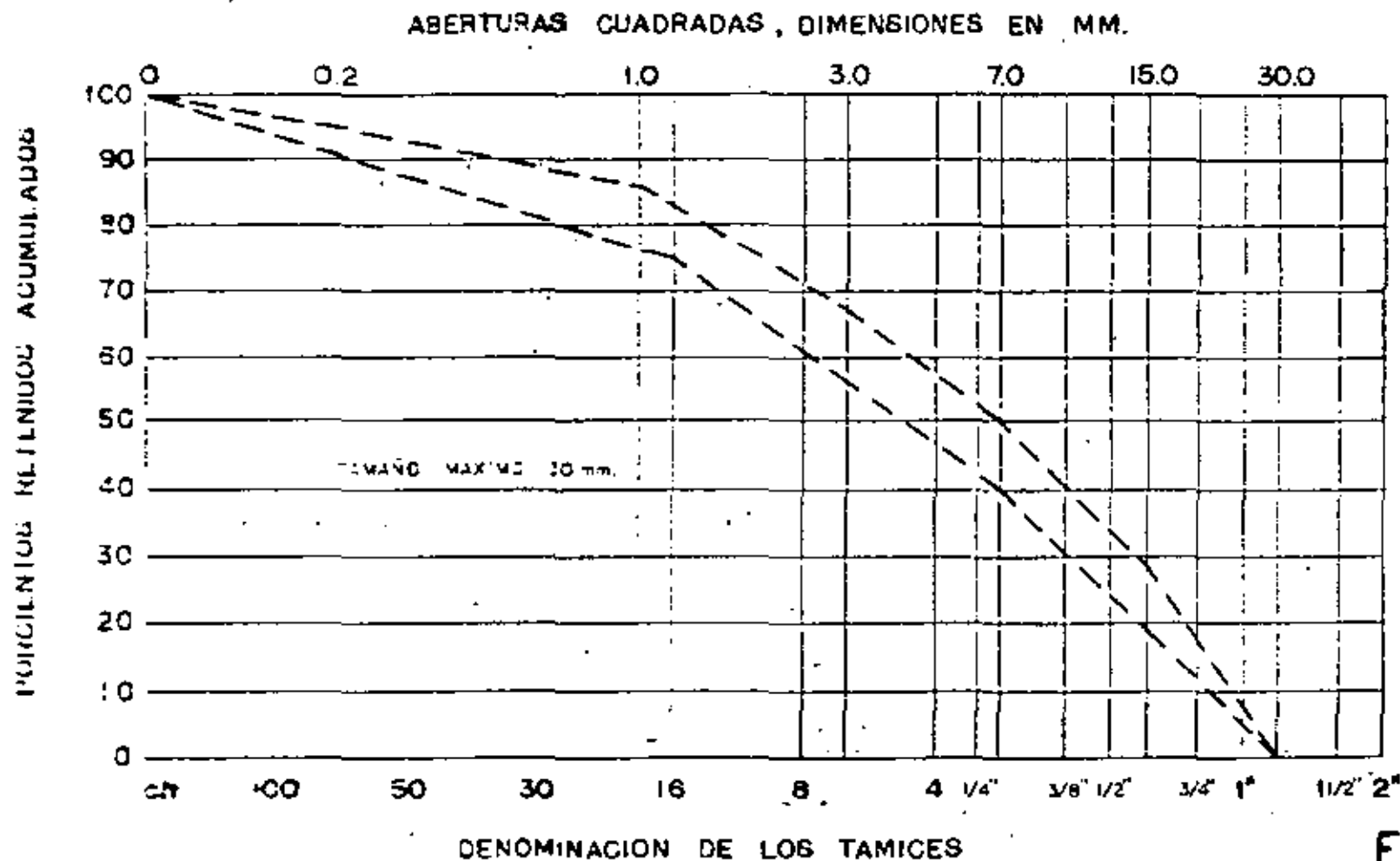


FIG. 3

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
 CONCRETO BOMBEABLE
 (DIN 1045-, 1047)



43

FIG. 4



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: CONSTRUCCION DE TUNELES (DEL 25 AL 30 DE JUNIO 79)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. OSCAR ALMAZAN	CONSTRUCTORA GENERAL DEL NORTE
2. GERARDO BALDERAS LOPEZ Av. Obrero Mundial No. 630-A Col. Narvarte, México 12, D.F. Tel.	INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANS- PORTE METROPOLITANO, S.A. Calz. Legaría No. 252 Col. Pensil México 17, D.F. Tel. 3 99-69-22 Ext. 198
3. ING. PEDRO PABLO CASTELLANOS HDZ. Reforma No. 616-1606 Nte. Col. Tlatelolco México 3, D.F. Tel. 529-90-80 Ext. 1606	
4. FEDERICO CENIENO NAVA Conjunto ISSFAM No. 1 C-1-402 Col. Tlalpan México 22, D.F. Tel. 557-53-23	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Chicoasén, Chiapas Col. Chicoasén Tuxtla Gtez. Tel. 2-74-66
5. ING. JAVIER COTA VILLARREAL Alamo No. 1405 Col. Sinaloa Culiacán, Sin. Tel. 3-25-11	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A.
6. ING. JORGE ALFREDO DELGADO RAMIREZ Octava No. 1548 Col. Ejidal Culiacán, Sin. Tel. 3-01-83	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7. ING. ELOY ENRIQUE DE LEON GARCIA Calle Limones No. 5 Col. Xamaipak Tuxtla, Gtz. Tel. 2-38-89	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México, D.F. Tel.
8. ING. ARTURO DIAZ LOZADA Lorenzo Boturini No. 232 Int. 10 Col. Tránsito México 8, D.F. Tel. 768-08-06	S. A. H. O. P. Av. Xola y Universidad Col. Narvarte México, D.F. Tel. 519-76-60
9. LUIS GERMAN FRAUSTRO DIAZ Felipe Carrillo Puerto No. 335 Col. Tacuba México 17, D.F. Tel. 527-50-57	INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO, S.A. Calz. Legaría No. 252 Col. Pensil México 17, D.F. Tel. 399-69-22 Ext. 198
10. ING. RUBEN OSCAR GALLEGOS PEREZ Orozco y Barra No. 18-2 Col. Guerrero México 3, D.F. Tel. 566-11-15	S. A. R. H. Sierra Gorda No. 23 Col. Tecamachalco México, D.F. Tel. 520-73-07
11. ING. EUSEBIO RUBEN GARCIA PEREZ Andador 1 de Av. Tenolucó Edif. 47 Entrada 3 Depto 103 Col. Acueducto de Gpe. México 14, D.F.	S. A. H. O. P. Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D.F. Tel.
12. ING. JORGE AUGUSTO GARCIA ROJAS Lima No. 870 Col. Lindavista México 14, D.F. Tel. 586-50-21	S. A. R. H. Reforma No. 77-60. Piso Col. Centro México, D.F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: CONSTRUCCION DE TUNELES (DEL 25 AL 30 DE JUNIO 79)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | | |
|----|--|---|
| 3. | ING. JUAN FCO. GRADILLA ORTEGA
Calle de los Limones No. 5
Col. Jamaipak
Tuxtla Gutiérrez, Chis.
Tel. 2-38-89 | INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A.
Minería No. 145
Col. Escandón
México, D.F.
Tel. 516-04-60 |
| 4. | MARINO HERNANDEZ HERNANDEZ
Juárez No. 53-21 Bis
Col. Tlacopac
México 20, D.F.
Tel. 550-47-04 | S. A. R. H.
Tonalá No. 104-1er. Piso
Col. Roma
México 7, D.F.
Tel. 584-67-10 |
| 5. | ING. JOSE MIGUEL HERNANDEZ
Calle Halcón No. 9
Col. Bellavista Tacubaya
México 18, D.F.
Tel. | ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.
Viaducto Miguel Alemán No. 81
Col. Escandón
México, D.F.
Tel. 277-35-99 Ext. 151 |
| 5. | ING. VICTOR MANUEL HERNANDEZ PARDO
7a. Ote. Sur 618 B
Tuxtla Gtz. Chis.
Tel. | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Fraccionamiento Las Palmas S/N
Tuxtla Gtz. Chis.
Tel. 2-72-05 |
| 7. | ING. SERGIO RAUL HERRERA CASTAÑEDA
J. O. Domínguez No. 84
Col. Xochimilco
México, D.F.
Tel. 676-01-18 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Augusto Rodín No. 265
Col. Noche Buena
México, D.F.
Tel. 563-37-00 |
| 8. | ING. JAIME IBARRA TORRES
Dominico No. 243
Fracc. Vallarta la Patria
Guadalajara, Jal.
Tel. | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Lerdó Pte. No. 162-102
Tepic, Nay.
Tel. |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: CONSTRUCCION DE TUNELES (DEL 25 AL 30 DE JUNIO 79)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
19. MISAEL LUSTRE GARCIA Meyerbeer No. 64 Col. Vallejo México 14, D.F. Tel. 759-14-24	INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO, S.A. Calz. Legaria No. 252 Col. Pensil México 17, D.F. Tel. 399-69-22 Ext. 198
20. ING. ISIDRO MONTER GIRON Playa Guitarrón No. 566 Col. Marpe México 13, D.F. Tel. 532-32-04	CONSULTEC Col. Nápoles México, D.F. Tel. 536-14-02
21. ING. JUAN FCO. MOREIRA RIOS Mozart No. 46 Col. Peralvillo México 2, D.F. Tel. 583-72-67	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodin No. 265 Col. Nápoles México, D.F. Tel. 563-37-00
22. NAZARIO MORALES Tecate, B.C.	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México, D.F.
23. ING. RENAN GILBERTO PALMA REYES Liverpool No. 174 Col. Juárez México 6, D.F. Tel. 533-59-75 Ext. 201	
24. ING. MANUEL E. RODRIGUEZ GARNICA José S. Trujillo No. 226-4 Col. San Alvaro México 17, D.F. Tel.	S. A. H. O. P. Xola y Universidad Col. Narvarte México, D.F. Tel. 530-30-00 Ext. 403

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: CONSTRUCCION DE TUNELES (DEL 25 AL 30 DE JUNIO 79)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

25. GERARDO D. RODRIGUEZ MARTINEZ
Paseo de la Reforma Norte No. 616-1606
Col. Unidad Tlatelolco
México 3, D.F.
Tel. 529-90-80 Ext. 1606
26. JOSE GREGORIO SANCHEZ TORRES
Flavio F. Carlos No. 115
Col. De la Rosa
San Luis Potosí, S.L.P.
27. ING. JOSE PEDRO SANTIESTEBAN OLIVA
J. Sanchez Azcona No. 213
Col. Del Valle
México 12, D.F.
Tel. 543-95-42
28. J. BERNARDO SAUCEDO RUIZ
Oriente 229-B No. 121
Col. Oriental
México, D.F.
Tel.
29. ING. ALFREDO TREJOS DE LA PEÑA
Copilco No. 300 Edif. 10 Dpto. 304
Col. Copilco Universidad
México 21, D.F.
Tel. 548-59-61
30. ING. ALFREDO SERGIO VEGA HERNANDEZ
González Ortega No. 3-B
Col. Morelos
México 1, D.F.
Tel. 529-17-21
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Rayón No. 4
Apaxtla, Gro.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Rayón No. 4
Apaxtla, Gro.
- S. A. R. H.
Sierra Gorda No. 23
Col. Lomas de Chapultepec
México 10, D.F.
Tel. 520-73-07
- S. A. R. H.
Ignacio Ramírez No. 20
Col. San Rafael
México 1, D.F.
Tel. 566-26-01

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | | |
|-----|---|--|
| 31. | ING. BERNARDO VILLEGAS ALVAREZ
P. de la Reforma Nte. No. 616-1606
Co. Unidad Tlatelolco
México 3, D.F.
Tel. 529-90-80 | |
| 32. | ING. CIRO MIGUEL VIURQUEZ MIRA
Gildardo Gómez No. 57
Col. Tecoman, Colima
Tel. 4-16-10 | INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A.
Minería No. 145
Col. Escandón
México, D.F.
Tel. 516-04-60 |
| 33. | ING. ROBERTO WONG URRETA
San Bernabe No. 393
Col. San Jerónimo
México, D.F. | GRUPO ASESORES EXTERNOS, S.A.
Río Nazas No. 78-103
Col. Cuauhtémoc
México 5, D.F.
Tel. 525-43-79 |



curso:

construcción
de túneles

introducción

ing. ALBERTO J. BAROCIO MOLL

junio 25 de 1979

centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería, u n a m



1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

INTRODUCCION AL CURSO DE CONSTRUCCION DE TUNELES

POR: ING. ALBERTO J. BAROCIO.

SRAS. Y SRES.:

Deseo iniciar mi intervención, agradeciendo al Centro de Educación Continua de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., y en particular a los organizadores de este curso de Construcción de Túneles el alto honor que me han dispensado al haberme invitado para encomendarme la introducción al mismo.

El significado de la palabra Túnel, de acuerdo con la Real Academia de la Lengua Española, tiene su origen en el idioma Inglés y lo define como: "Paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo".

Como excepción a la definición anterior, comentaré que la naturaleza, por medio de la acción provocada por la erosión marina, o bien por la acción hidráulica tanto superficial como subterránea o a veces por la eólica, ha "construido" también túneles naturales a través del tiempo, de los cuales podemos mencionar como ejemplos el que está frente a Cabo San Lucas en Baja California Sur, ríos subterráneos como el de los formadores del río Amacuzac en la zona de Caca-huamílpa, los túneles en las calizas cercanas a la ciudad de Monterrey debidos a la erosión eólica en los estratos sedimentarios y por último los túneles en las Islas Baleares Españolas que permiten la entrada durante la marea baja hasta las lagunas interiores, entre otros ejemplos.

... ..
... ..

Figure 1

... ..
... ..
... ..

Existen muchos ejemplos de túneles naturales que hacen que los ríos se pierdan subterráneamente y vuelvan a aparecer en un trecho más o menos largo, como es el caso de los ríos Chontalcoatlán y San Jerónimo que forman el Río Amacuzac.

Sin embargo, en el desarrollo de este curso, solo trataremos sobre los túneles construidos por la mano del hombre.

Desde tiempos muy remotos el hombre ha construido túneles para diferentes fines que van desde la obtención de minerales, transporte de agua potable, la disposición de aguas residuales y la comunicación terrestre y fluvial.

En tiempos más modernos los túneles y cavernas se han utilizado para salvar obstáculos en líneas de ferrocarril y en carreteras así como para servicios diversos en las plantas de generación eléctrica. Además, en menor medida se están utilizando para fines tan diversos como almacenamiento de petróleo, disposición de residuos radiactivos y como refugios de posibles ataques nucleares o como estacionamiento de vehículos e inclusive se habla en muchos foros de urbanismo subterráneo como posible solución a los problemas que aquejan a muchas grandes ciudades.

Los antecedentes más antiguos que conocemos sobre la construcción de túneles se remontan hasta los tiempos pre-

introduction

chapter 1

chapter 2

chapter 3

...&...

históricas, cuando el hombre primitivo, buscando protección y abrigo, excavó cuevas o agrandó y acondicionó algunas existentes; es el caso de las Cuevas de Altamira, en España, cuyo testimonio podemos comprobar al admirar las pinturas rupestres que nos dejaron los moradores de las mismas.

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 Nabucodonozor. Este túnel, pasando por debajo del río Eufrates, comunicaba al Palacio Real con el Templo de Júpiter. Su longitud se estimó en un kilómetro y su sección fué rectangular de 3.6 x 4.5 m.

Para la realización de esa fabulosa obra, el río Eufrates fue desviado. Las paredes del Túnel se construyeron de ladrillo, pegado con mortero bituminosos y el techo fue formado a base de una bóveda.

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

El historiador griego Herodoto en una de las obras más notables del siglo VII A.C., nos narra que el pueblo -

... ..

... ..

... ..

griego fue capaz de perforar roca para construir un túnel - de 1,500 m. de longitud y con sección de 2.5 x 2.5 m. para transportar agua en el Valle de la Isla de Samos. Este túnel fue descubierto por los arqueólogos modernos en 1881. - La obra fue realizada con cincel y martillo y fue abierta a dos frentes.

En Egipto se tienen antecedentes de construcción de - túneles en roca desde mil quinientos años antes de Cristo, generalmente para formar cámaras en donde se enterraba a - los Faraones. Los ejemplos más notables los tenemos en algunas pirámides encontradas en el Alto Nilo, construídas en la época de Ramsés II.

Continuando con el mundo antiguo, encontramos relatos detallados de los Qanats del Irán o Persia, túneles que se usaban para captar agua en las zonas de la sierra donde había infiltraciones en los abanicos aluviales y llevarla - hasta las planicies áridas con fines de obtener abasteci - miento de agua tanto para la población como para la irrigación.

Es importante destacar que todavía hasta hace poco - tiempo estos túneles eran más económicos que la perforación

de pozos. Se han realizado más de 250,000 km. de este tipo de túneles. En la actualidad el 75% del agua de irrigación y potable de Irán se obtiene de los Qanats.

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, actualmente se encuentra en servicio.

Antes de esta famosa obra, se había perforado un túnel carretero en la Colina de Polisipo, de 900 m. de longitud y 7.5 m. de ancho para el camino de Nápoles a Pozznoli.

El primer acueducto público romano fué terminado por el Censor Apius Claudius Secus, quién 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 del acueducto de la Vía Apia estaba en el Estado de Lucuyan, al Este de Roma y en esa parte el acueducto corría totalmente bajo tierra en un tramo de aproximadamente 16 km. Solamente 100 metros 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 diez kilómetros, hasta el pié

de Clinus Pubici. El Acueducto de la Vía Apia conducía -
aproximadamente 2.00 m³/seg. de agua hasta dentro de la -
ciudad de Roma.

La historia nos señala un caso insólito, cuando en -
1481, Ludovico Sforza, Duque de Milán, recibió una comuni -
cación por la cual se le ofrecían los servicios profesiona -
les de cierta persona para resolver cualquier problema en -
las artes y en las ciencias, asegurando que dicha persona -
podía construir toda clase de puentes, fortalezas, máquinas
de guerra, túneles, minas, construcciones campestres, vago -
nes indestructibles; además, se remarcaba que dominaba el -
arte de esculpir en bronce, en terracota y en mármol y por
si todo lo anterior fuera poco, se afirmaba que no había -
mejor pintor vivo que el ofertante.

Adicionalmente se comunicaba que conocía la manera -
de conducir el agua por medio de canales. Ante tan extraña
situación, el Duque Ludovico contrató al remitente como In -
geniero del Ducado y fue así como además de otras distin -
ciones, el Duque pudo agregarse el crédito de haber emplea -
do al hombre más brillante de la época y uno de los grandes
genios de la historia, se trataba de Leonardo da Vinci.

Todos conocemos la obra de Leonardo da Vinci; sin em -
bargo desconocemos en su mayoría, y es justo el momento pa -

1. The first part of the text discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability, particularly in financial reporting and auditing. The text notes that proper record-keeping helps in identifying trends, detecting errors, and providing a clear audit trail.

2. The second part of the text focuses on the role of internal controls in preventing fraud and mismanagement. It highlights that a robust system of internal controls is essential for safeguarding an organization's assets and ensuring the integrity of its financial statements. The text suggests that these controls should be designed to minimize the risk of errors and to detect any irregularities promptly.

3. The third part of the text addresses the need for regular communication and reporting. It states that management should provide timely and accurate information to the board of directors and other stakeholders. This includes regular financial reports, operational updates, and risk assessments. The text stresses that effective communication is key to building trust and ensuring that all parties are well-informed about the organization's performance and challenges.

ra reconocer en él al genio constructor que tuvo y desarrolló al haberse ocupado de la ampliación del sistema de canales de la Lombardía. Como la navegación interna de los alrededores de Milán ya dejaba mucho que desear, debido a que el agua escurría en forma intermitente y con poca regulación, Leonardo construyó una serie de compuertas, entre ellas una de las más importantes, cerca de la iglesia de San Marcos.

Dentro de los numerosos canales diseñados por da Vinci, se incluye uno que tuvo un túnel de kilómetro y medio a través de la montaña que permitió unir dos ríos, cuyos valles estaban separados por una barrera orográfica.

Por lo que se refiere a la explotación minera, Georgias Agrícola en su obra denominada "Red Metálica", la cual fue publicada en 1556, un año después de su muerte, describe los increíbles métodos que se usaban para la explotación de minerales en túneles y galerías subterráneas. Cabe hacer notar que los graves problemas de las inundaciones en las minas, se trataban de resolver desagando con el uso de la rueda de cangilones de madera o metálicos 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 para accionar las ruedas de cangilones.

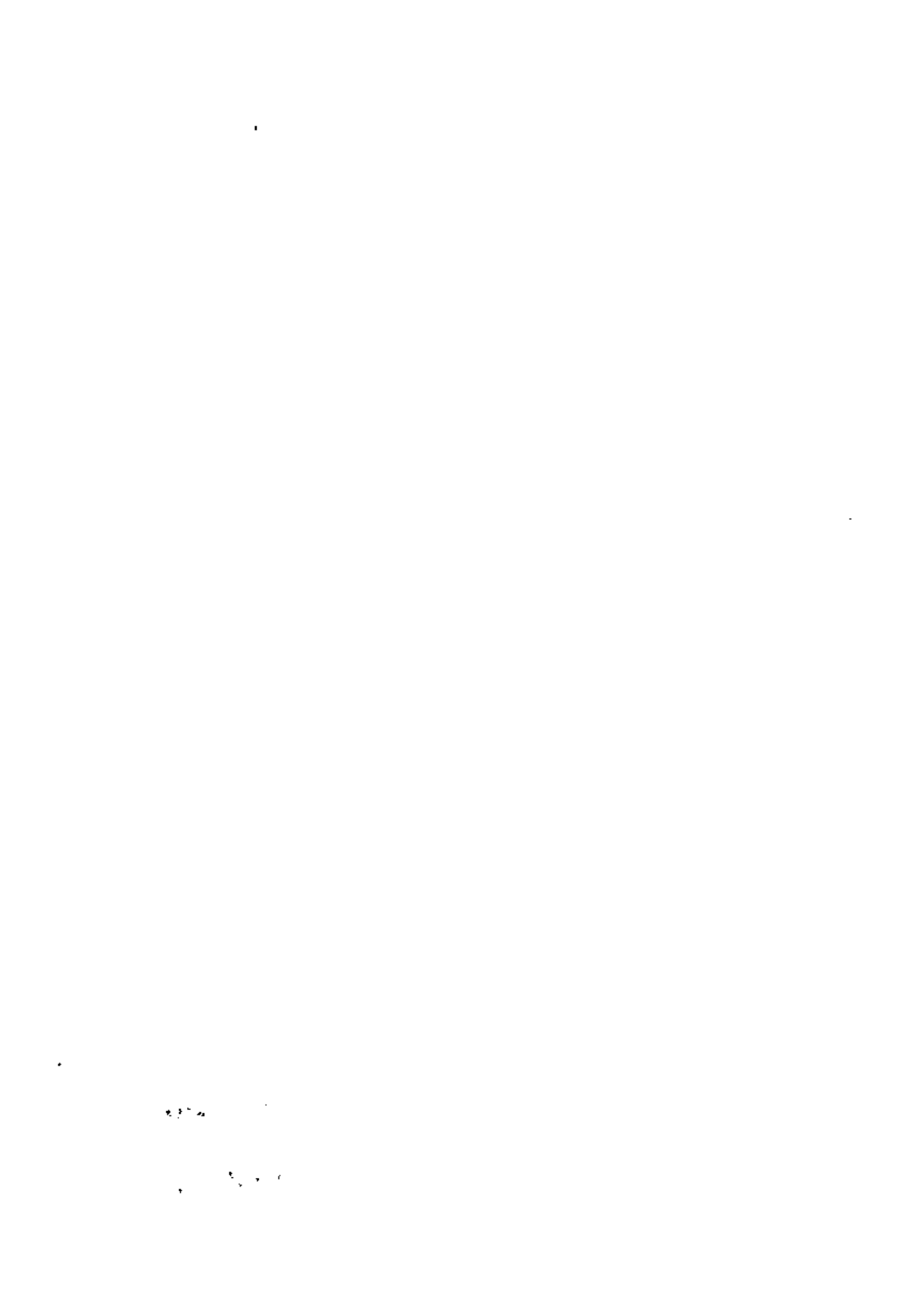
La habilidad de los Romanos para la construcción de túneles llegó años más tarde a México a través de los conquistadores Españoles quienes se dedicaron a la explotación de minas mediante la construcción de galerías, socavones y túneles. Sin embargo, es oportuno señalar que nuestros maestros, en la época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

El apogeo de la construcción de galerías, socavones y túneles en México, se tuvo durante la época de la Colonia, cuando los Españoles en su afán de obtener la mayor cantidad de oro y plata, desarrollaron una intensa actividad minera en toda la república, en especial en Zacatecas, San Luis Potosí, Pachuca, Taxco, Temascaltepec, Tlalpujahuá, Sombrerete, Fresnillo, El Rosario, Bolaños, Guanajuato, Sultepec, Zimapan y Chihuahua, entre las más conocidas.



En lo que respecta a túneles para otras funciones, debemos referirnos 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 km². y que debido a la acción del hombre se le incorporó la antigua Cuenca de Apan, contando ahora con una superficie aproximada de 9,600 km².

El primer proyecto para el desagüe del Valle de México del que tenemos noticias, se debe al Sr. Ruy González quien en 1555 lo presentó 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 Cuautitlán fuera del Valle por la ruta de Nochistongo. 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 tuvo éxito 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 longitud y la



perforación de 6,600 m. de túnel con 3.5 m. de ancho y 4.20 de alto. La obra se realizó en un período record de 11 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 de los cuales se asegura que sólo 10 murieron por accidente de trabajo.

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 obstaculizaban el desalojo de las aguas, situación que empeoró catastróficamente al ordenar el Virrey, Matías de Gálvez y Gallardo, Marqués 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 y desaparece la ciudad.

Ante esa situación, el Virrey, Lope Díez de Armendariz



Marqués de Cadereyta, ordenó que se sustituyera el túnel -
por un tajo a cielo abierto. La Construcción de esa nueva -
obra tardó más de 150 años, debido a que varias veces se in-
terrumplieron los trabajos ya fuera por falta de fondos o -
porque se presentaron diferencias de opinión entre las di- -
versas autoridades que intervenían.

En 1775 poco antes de terminarse la construcción del -
tajo, las autoridades comisionaron al matemático Don Joaquín
Velázquez de León para que realizara otro proyecto de drena- -
je para el Valle, sin que se tengan noticias de este estu- -
dio. El proyecto fue aceptado en principio como factible -
sin haberse tomado ninguna decisión.

En 1856 se nombró una Comisión, la cual abrió un con- -
curso y fueron presentados 7 proyectos, de los cuales sola -
mente el del Ingeniero Francisco Garay fue tomado en cuenta.

Posteriormente se aprobó un proyecto presentado por el
Ingeniero Luis Espinoza que tenía la misma 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 -

1. 1. 1.

2. 2. 2.

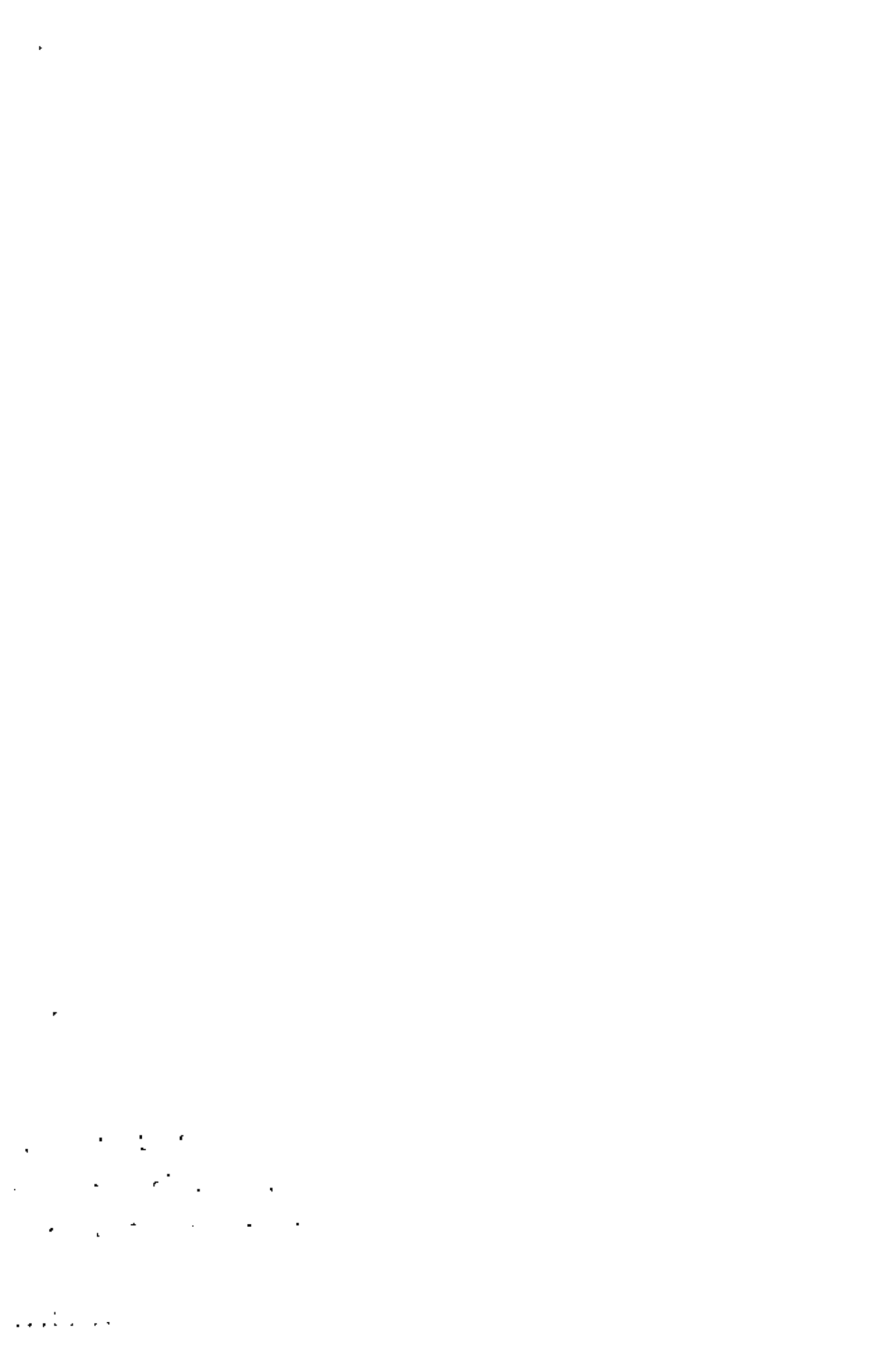
3. 3. 3.

1885, reanudándose en 1886 para terminarse en 1900.

Me he permitido hacer esta relación de obras prehispánicas, coloniales y del siglo XIX en México para resaltar que nuestro país tiene tradición en excavaciones subterráneas que no debemos dejar que caiga en el olvido, sino hacerla patente a las actuales generaciones para que apoyadas en esa tradición nos dediquemos con renovados bríos al desarrollo de nuevas tecnologías.

En el Siglo diecinueve, al 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-Andressieux 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 metros de longitud con sección de 11.3 x 6.7 metros se empleó un escudo rectangular inventado por el propio Brunel. Greathead 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 como recubrimiento.



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

- 1.- Perforación
- 2.- Carga y detonación
- 3.- Ventilación
- 4.- Rozaga.

- 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 el primer túnel para canales en Pennsylvania y se tenía otro proyecto de los comerciantes de Boston para el túnel del Monte Hoosac. Este túnel, de 6 a 8 kilómetros de longitud, se logró hacer para ferrocarril y se terminó en veinticuatro años.

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

Para la construcción de túneles debajo del Río Hudson, el Coronel Haskins empleó por primera vez el aire comprimido. También por primera vez se usó en este túnel la mezcla

1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.

1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.

de la rezaga de arcilla con agua; dicha mezcla se bombeó por un tubo de seis pulgadas hasta la superficie.

En nuestro País ha sido muy 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 "Barrientos" que además fue el primero de doble vía en el País con una longitud de 337 metros, sección terminada de 10 metros de ancho, revestido con paredes de ladrillo y mampostería en algunos tramos y sin revestir 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 metros y sección entre 4.50 y 5.00 metros 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. En 1911 el General Francisco Villa capturó en este túnel a un convoy, volando el portal de salida y posteriormente el de entrada.

Durante el período correspondiente a la Revolución, casi 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", este último con una longitud de 1,260 metros.

Las experiencias obtenidas, que ya en México son bastante extensas, así como las derivadas de investigaciones y téc-

1. 1. 1. 1.

2. 2. 2. 2.

3. 3. 3. 3.

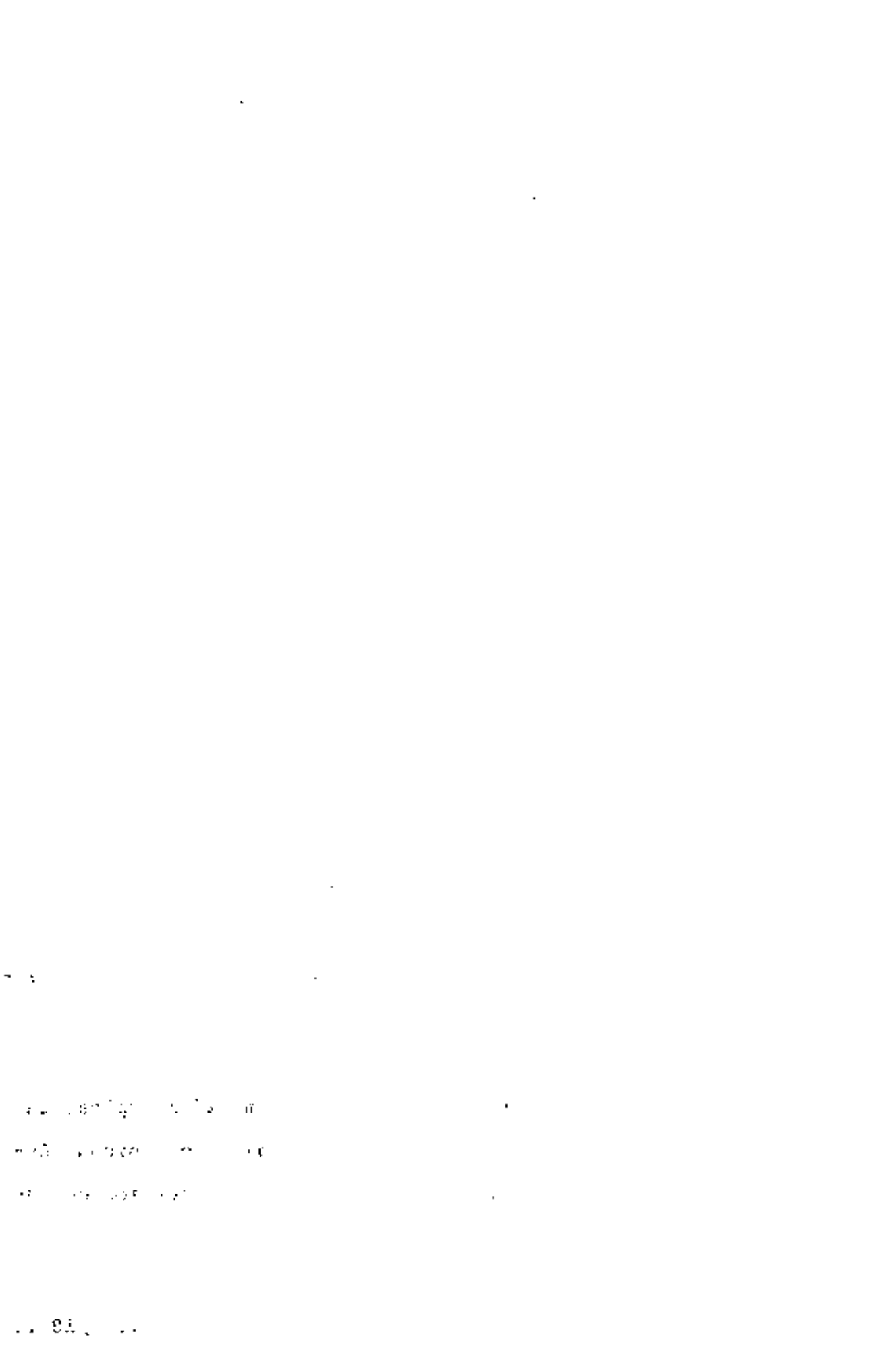
4. 4. 4. 4.

nicas desarrolladas en el extranjero, han permitido en años recientes obtener avances más seguros, soportes y revestimientos más adecuados y por lo tanto una 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", "Mal Paso", "Infiernillo" y actualmente "Chicoasen" que se encuentra en construcción.

Tal como se ha visto, los métodos y procedimientos empleados para la excavación de Túneles, han venido mejorando sistemáticamente conforme la propia Tecnología en diversos aspectos a nivel mundial ha venido perfeccionándose.



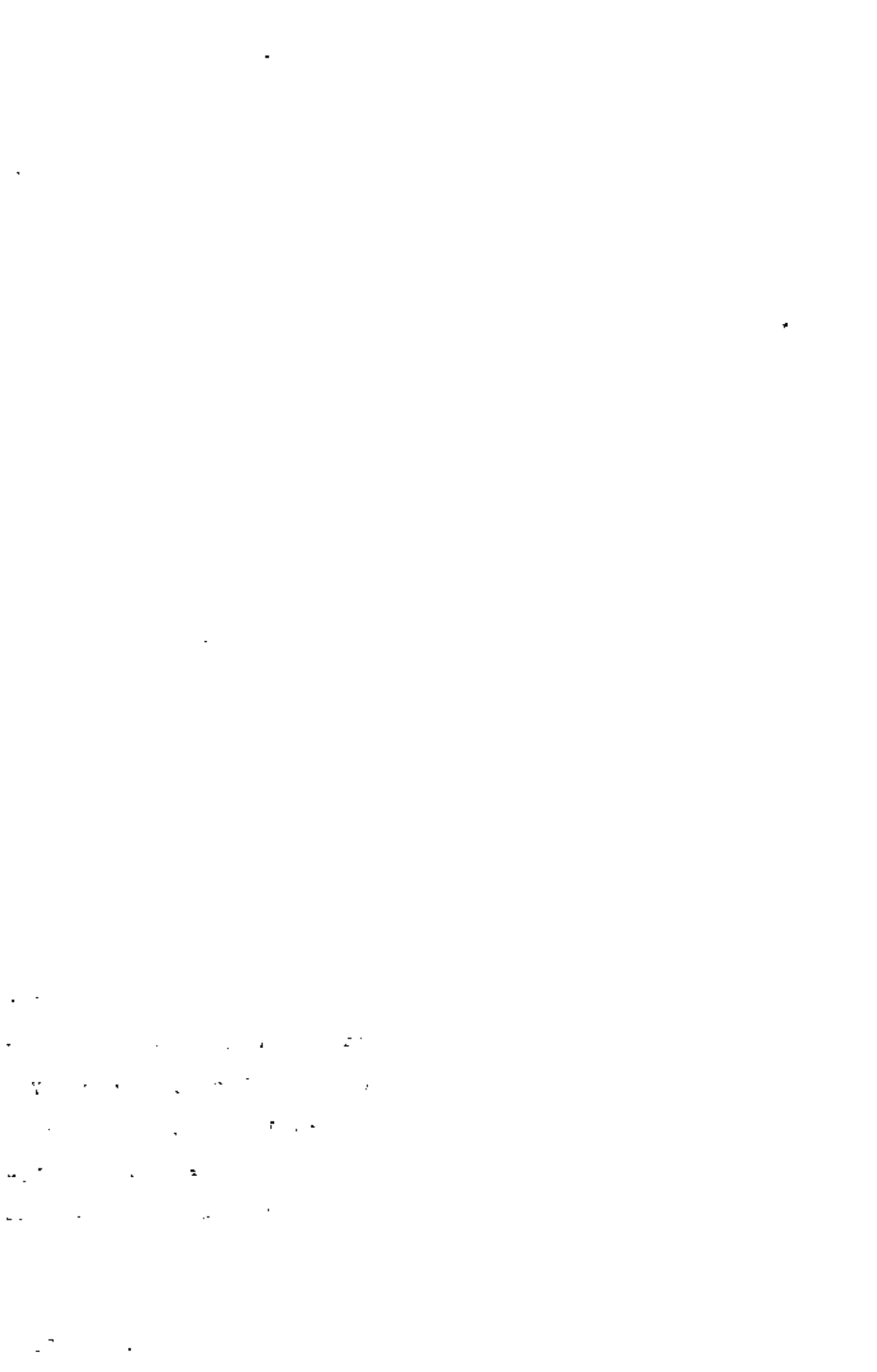
Haciendo una recapitulación de lo antes expuesto, tenemos que los primeros túneles de que se tiene noticias se realizaron a mano con la ayuda de rocas de mayor dureza que el terreno y que servían como herramientas con sus consiguientes limitaciones.

Posteriormente se utilizó el calor, procedimiento en que se calentaba el frente de roca con ayuda de fogatas y posteriormente se mojaba, 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 posterior 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 el tamaño de la rezaga obtenida.

El mismo proceso 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 procedimientos de barrenación también en las últimas décadas han tenido mejoras de importancia. Primeramente se usaron máquinas perforadoras 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.



Las perforadoras mismas en últimos tiempos van cambiando de características y ultimamente han salido al mercado las llamadas electrohidráulicas.

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 éste apoyado 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 se avanza apoyado por 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 las últimas décadas han tenido los sistemas hidráulicos y de servomotores, lo que ha sustituido en forma importante el uso de gatos mecánicos cuyo accionamiento es más tardado.

2000
2001
2002
2003

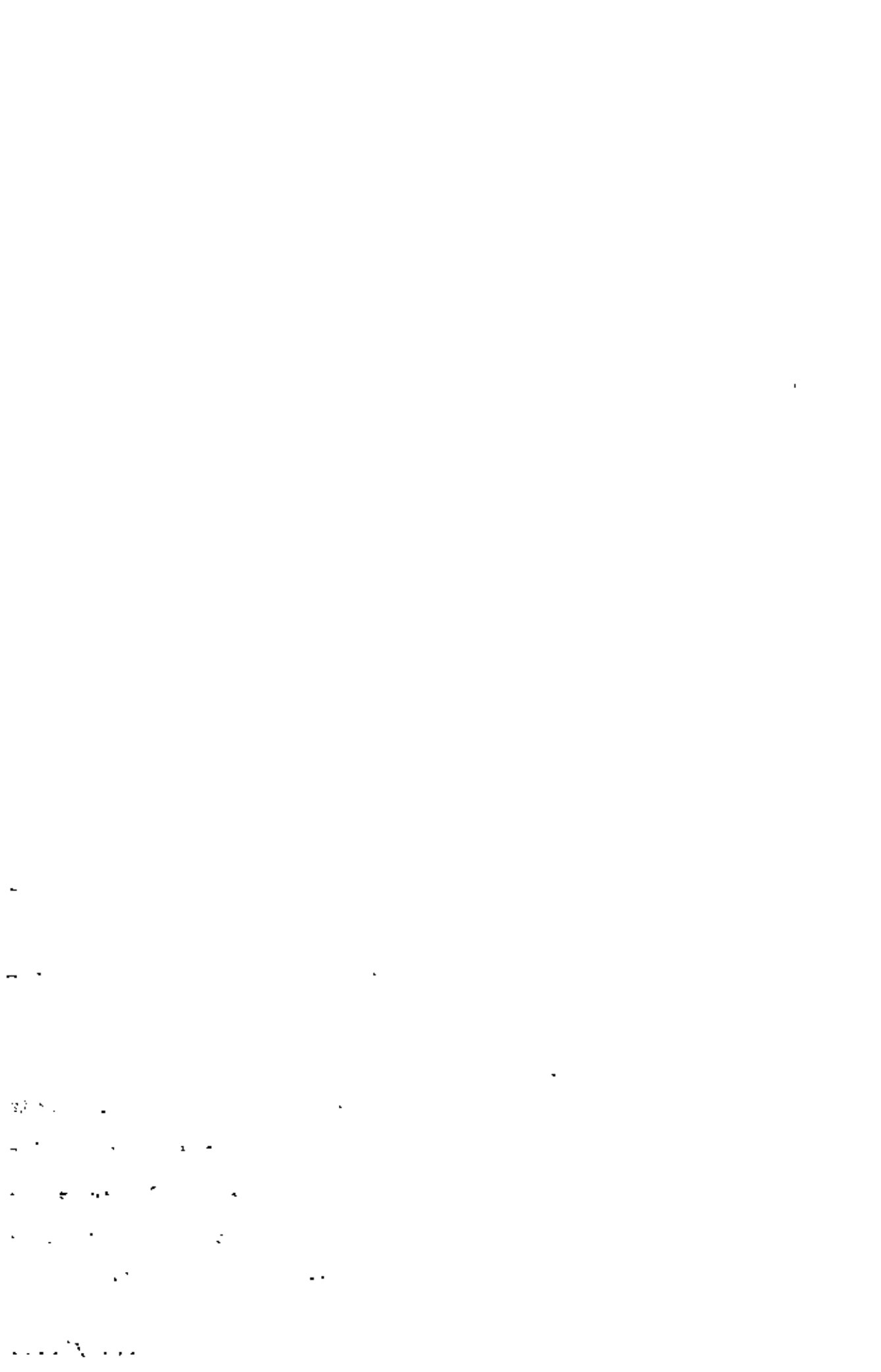
2004

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. Como ya habíamos dicho anteriormente, en estos úl-
timos años se están desarrollando máquinas perforadoras - -
electrohidráulicas de las cuales los fabricantes esperan -
rendimientos más económicos que los de las perforadoras neu-
máticas.

Cuando las condiciones de cohesión del terreno son es -
pecialmente malas se ha empleado el aire comprimido en el -
tramo inmediato al frente, con lo que se contrarresta la -
presión del terreno evitándose los desprendimientos, sobre -
todo es útil este procedimiento cuando el terreno está satu-
rado.

En la medida en que se han mejorado los procedimientos
de excavación, también se han perfeccionado los correspon-
dientes a la extracción de rezaga.

Inicialmente esta extracción se hacía con pala y carga
humana. 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 cargador 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.

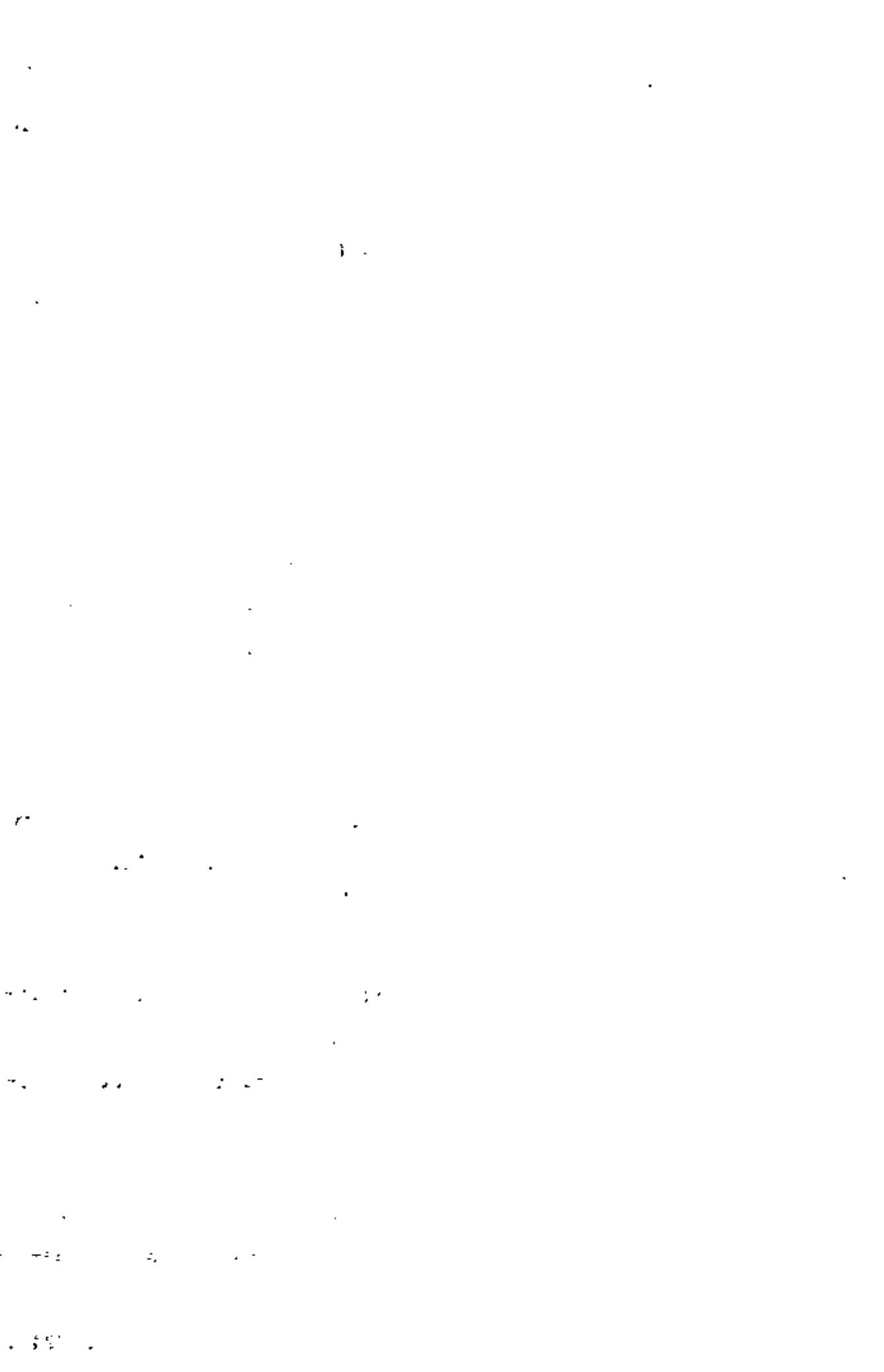
Es muy importante en este punto recalcar la importancia que tiene la combinación de las diferentes áreas y actividades técnicas que da como resultado la necesidad de contar con la colaboración de un equipo interdisciplinario si se quiere garantizar el éxito en la construcción de túneles.



Sin pretender una enumeración exhaustiva trataré de -
mencionar las ramas principales que participan en la Cons -
trucción de Túneles.

Uno de los puntos básicos es la Topografía, tanto su -
perficial como subterránea, cuya importancia se deriva de la
exactitud con que se requieren las mediciones, tanto de línea
como de nivel, durante el proceso de excavación, necesarias
para lograr la correcta unión entre dos frentes que se han -
venido atacando de manera independiente. En este aspecto la
Tecnología Moderna ha dado la facilidad de contar con equi -
pos como el rayo Lasser, el giróscopo y los distanciómetros,
que garantizan mediciones de alta precisión.

Los datos proporcionados por la Geología y sus diversas
ramas, Geotécnica, Geodinámica, etc., revisten especial im -
portancia, pues permiten conocer anticipadamente, con una -
aproximación relativa, los tipos principales de terrenos por
los cuales atravesará el túnel y, consecuentemente, tomar -
las medidas necesarias para atender con éxito los problemas
que se puedan derivar de la presencia de fallas, contactos u
otras discontinuidades. Asimismo esta información servirá -
para la selección de los procedimientos de excavación y dará
guías para el diseño del revestimiento.



Junto con la Geología, la Geohidrología permite estimar con anticipación el orden de magnitud de manejo de agua subterránea que se presentará durante la excavación del túnel, - permitiendo también tomar las medidas necesarias para contar oportunamente con los equipos que sean necesarios para extraer estos caudales y así lograr el avance programado en la excavación.

Las aportaciones de la Mecánica de Suelos y de la Mecánica de Rocas en la construcción de túneles son muy importantes, dado que permiten el diseño tanto del revestimiento provisional como del definitivo, dependiendo de las condiciones estructurales y de resistencia de los terrenos por los que se va atravesando. En este aspecto es de incalculable utilidad el contar con mediciones, que permiten conocer con exactitud las deformaciones que sufre el terreno posteriormente a la etapa de excavación del túnel. Esta información se adiciona a los datos geológicos y a los de mecánica de suelos y de mecánica de rocas para confirmar o corregir, en su caso, los resultados de los diseños obtenidos, logrando con ésto una mayor seguridad durante el período de construcción en la adopción del revestimiento provisional y, en muchos casos una considerable economía en el soporte definitivo.

Por último, no quiero dejar de hacer mención a la importancia que tiene la planeación general de obra en la construcción de Túneles.



El éxito de una obra de esta naturaleza radica fundamentalmente en una correcta organización que permite optimizar el aprovechamiento de los recursos humanos, técnicos y del equipo seleccionado. Dadas las especiales características que tiene la construcción del túnel éste es un aspecto de fundamental importancia para realizar una obra técnica y económicamente correcta.

Como último punto quiero tratar los aspectos de seguridad e higiene, los cuales revisten una especialísima importancia dentro de la perforación de túnel.

En función de la misma naturaleza de los trabajos de túnel, es necesario contar con una organización adecuada que permita contar con métodos preventivos contra los peligros que representan los trabajos subterráneos. Es necesario vigilar que en la obra se cumplan todas las disposiciones y métodos de seguridad establecidos por comités creados expresamente para este fin. Debe de reglamentarse el almacenamiento, manejo y uso de explosivos; verificar periódicamente todas las instalaciones eléctricas, no solo de alta sino también de baja tensión, vigilar consistentemente cualquier indicio de fallas en el terreno y exigir que todos los trabajadores, técnicos y cualquier persona que entre a un túnel,



cuenta con el equipo de protección adecuado, cuyo uso debiera ser obligatorio; se debe mantener siempre una iluminación adecuada.

Adicionalmente a lo anterior es también necesario que las condiciones de higiene en todas las partes de la obra sean las más adecuadas. Debe de vigilarse que el sistema de ventilación sea suficiente para mantener un medio ambiente limpio y dentro de lo posible, libre de todos aquellos gases, humos y polvos que puedan perjudicar la salud de los trabajadores.

A su vez, los trabajadores deberán de contar con equipo protector adecuado para el trabajo que realizan, como son equipos de agua, mascarillas protectoras y equipo contra ruido.

Para terminar este tema quiero hacer resaltar que es muy importante que los grupos interdisciplinarios que intervienen en la construcción de túneles, trabajen en forma conjunta y armónica, tratando de obtener en cada caso la mayor información que sea la base para modernizar y perfeccionar las técnicas aplicables a este tipo de trabajos y desarrollar así en lo posible una tecnología propia. Sólo en esta forma estaremos en posibilidad de responder a las necesidades cada vez mayores que demanda el desarrollo de nuestro país.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for ensuring transparency and accountability in financial operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and techniques used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the analysis and interpretation of the collected data. It discusses the various statistical and analytical tools used to identify trends, patterns, and anomalies in the data.

4. The fourth part of the document discusses the importance of communication and reporting in the context of data analysis. It emphasizes the need for clear and concise reports that effectively convey the findings and insights derived from the data.

5. The fifth part of the document discusses the role of technology in data analysis and reporting. It highlights the various software tools and platforms used to streamline the data collection, analysis, and reporting process.

6. The sixth part of the document discusses the importance of data security and privacy in the context of data analysis. It emphasizes the need for robust security measures to protect sensitive data from unauthorized access and disclosure.

7. The seventh part of the document discusses the importance of data governance and compliance in the context of data analysis. It emphasizes the need for clear policies and procedures to ensure that data is collected, analyzed, and reported in a manner that complies with relevant laws and regulations.

8. The eighth part of the document discusses the importance of data quality and accuracy in the context of data analysis. It emphasizes the need for rigorous data validation and quality control processes to ensure that the data used for analysis is reliable and accurate.

9. The ninth part of the document discusses the importance of data integration and interoperability in the context of data analysis. It emphasizes the need for seamless data exchange and integration between different systems and platforms to support comprehensive data analysis.

10. The tenth part of the document discusses the importance of data-driven decision-making in the context of data analysis. It emphasizes the need for organizations to leverage the insights derived from data analysis to inform their strategic and operational decisions.

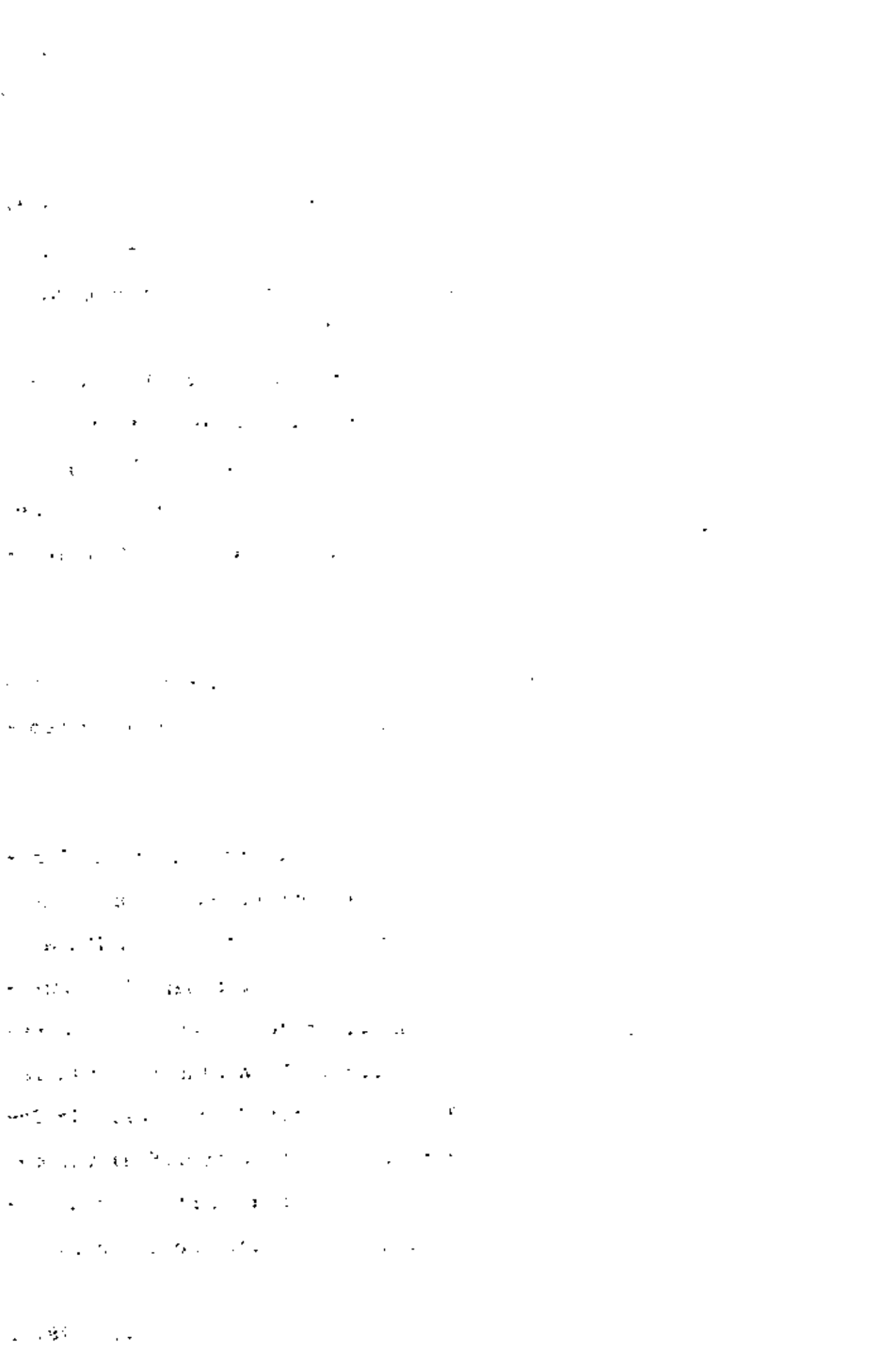
Dentro de la responsabilidad que tiene la industria mexicana sea de la construcción o de la transformación en participar en el desarrollo nacional, surge una pregunta interesante. ¿Vale la pena invertir tiempo, dinero, recursos humanos y económicos para promover la investigación y el desarrollo de técnicas propias que sustituyan o que mejoren realizaciones extranjeras en la construcción de túneles o en las excavaciones subterráneas?

La respuesta es sí, pues se ha visto en todo el mundo que la investigación rinde altos dividendos.

Creo sinceramente que estamos obligados a mejorar nuestra propia tecnología, a hacer uso de las tecnologías extranjeras que puedan ser adaptables a nuestro medio y a buscar cualquier tipo de ayuda que nos lleve a la realización de este tipo de obras dentro de la mayor economía la mejor tecnología y con el mayor beneficio a la clase trabajadora.

Desde este punto de vista no es fácil dar directrices generales de como deban desarrollarse nuestras realizaciones en el renglón de las obras subterráneas.

Lo que resulta evidente, es que los que nos dedicamos a este tipo de actividad debemos buscar en cada caso y con



el uso de la tecnología que hemos asimilado y de un espíritu nacionalista, la adopción de lo mejor de los recursos que tenemos a disposición en beneficio de nuestro desarrollo.

En tiempos modernos a partir del inicio de la era industrial se ha observado un incremento creciente de obras subterráneas de muy diversa índole que resuelven de mejor manera los problemas en relación a las mismas soluciones mediante obras tradicionales concebidas para lograr la misma finalidad.

A partir del nacimiento de la era industrial, se inició un incremento considerable en la construcción de obras subterráneas.

El ferrocarril que como medio de transporte tiene limitantes fuertes en vencer cuestas o pendientes pronunciadas, fué el primer medio de transporte que llamó la atención a la necesidad de construir túneles en lugar de desarrollos exteriores largos y sinuosos. Es por ello que en el siglo pasado la construcción de ferrocarriles haya sido a la vez la promotora fundamental de la construcción de túneles. No debemos olvidar que para tal desarrollo se recurrió al uso de las máquinas de vapor que tanto en accionamiento de compresores, de máquinas perforadoras y de equipos de tracción

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support effective decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data management framework, including the roles and responsibilities of various stakeholders involved in the process.

7. The seventh part of the document offers a comprehensive list of resources and references for further exploration of data management topics, including books, articles, and online courses.

hizo posible el que se pudieran establecer ciclos de barrenación, carga rezaga y transporte para lograr mejores avances de los que hasta esa fecha se habían obtenido.

Cada túnel de acuerdo con la índole de material que tiene que atravesar, representa un problema en particular en la adopción del sistema constructivo.

En la naturaleza existe una gama prácticamente infinita de materiales y por lo tanto, la planeación y la programación de una obra de túneles requiere siempre del trabajo de un equipo multidisciplinario que permita en función de la economía del país en que se localiza el proyecto y de las tecnologías adaptables a cada caso en particular, llegar a los procedimientos de construcción que en mejor forma satisfagan esas premisas.

Lo que en un país adelantado pueda ser aconsejable y económico, en un país en desarrollo puede representar una sangría onerosa en la compra de equipos o en pago de tecnologías no aptas para el país.

Es difícil generalizar una afirmación como la hecha an-

CONFIDENTIAL - SECURITY INFORMATION

1. The following information was obtained from a source who has provided reliable information in the past.

2. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

3. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

4. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

5. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

6. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

7. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

8. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

9. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

10. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

11. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

12. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

13. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

14. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

15. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

16. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

17. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

18. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

19. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

20. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

21. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

22. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

23. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

24. The source has provided information regarding the activities of the [redacted] group.

en el número de 1, 2 ó 3 situados en la clave o en los costados según sea el caso y que aprovechando el conocimiento del comportamiento de dichos túneles piloto haciendo mediciones de deformación, permite proyectar la ampliación para dar la sección definitiva. Este método se aplica preferentemente para túneles de gran tamaño como son los túneles carreteros. La interpretación de las mediciones de deformación en los túneles piloto sirve primeramente para el diseño racional del soporte provisional del túnel completo y también para el diseño del revestimiento definitivo.

En vista de que la sección total se abre posteriormente a la apertura de los túneles piloto se obtiene una mayor rapidez en el avance total así como una mayor seguridad en el avance en relación a otros métodos como puede ser el de ataque a sección completa que se ha desarrollado en países como Suecia que en general tienen rocas de muy buena calidad pero que cuando se quieren aplicar a rocas de baja calidad no dan los resultados apetecidos.

Precisamente nuestro país como resultado de la actividad volcánica tan importante a través de los milenios, está constituido por formaciones geológicas variadas y heterogéneas y presenta un campo interesante para la investigación en fun-

ción de lograr nuevas metas en la construcción de túneles y en excavaciones subterráneas; a la vez da oportunidad para estrechar las relaciones y la intervención de diferentes ingenierías y especialidades que reunidas para el logro de un fin, sigan siendo parte del apoyo que ha prestigiado en diversos campos a la ingeniería civil mexicana. Estos mismos aportes ayudarán a nuestra industrialización ya que con la construcción de equipo para este tipo de trabajo estaremos fortaleciendo nuestra propia economía.

La importancia del Curso que hoy se inicia y en donde mi intervención tiene exclusivamente la finalidad de resaltar la importancia de la participación de todos ustedes con base al interés que tienen en los diferentes trabajos de excavación subterránea, marcan un derrotero importante a seguir, ya que el intercambio de experiencias y la participación en el análisis y discusión de los diferentes problemas en el transcurso de este Curso, servirán como un incentivo en la búsqueda de nuevos métodos y soluciones. En particular agradezco a todos los profesores tanto mexicanos como extranjeros que nos ayudan impartiendo parte de este Curso, así como a los asistentes a los cuales les doy de antemano las gracias por la atención que presten a la impartición de este Curso y al provecho que del mismo deban sacar.

MUCHAS GRACIAS.

México, D.F., a 25 de Junio de 1979.

111

112

113

114

115

116

117

118

119

120

121

122

123

124

125

126

127

128

129

130

131

132

133

134

135

136

137

138

139

140

141