



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

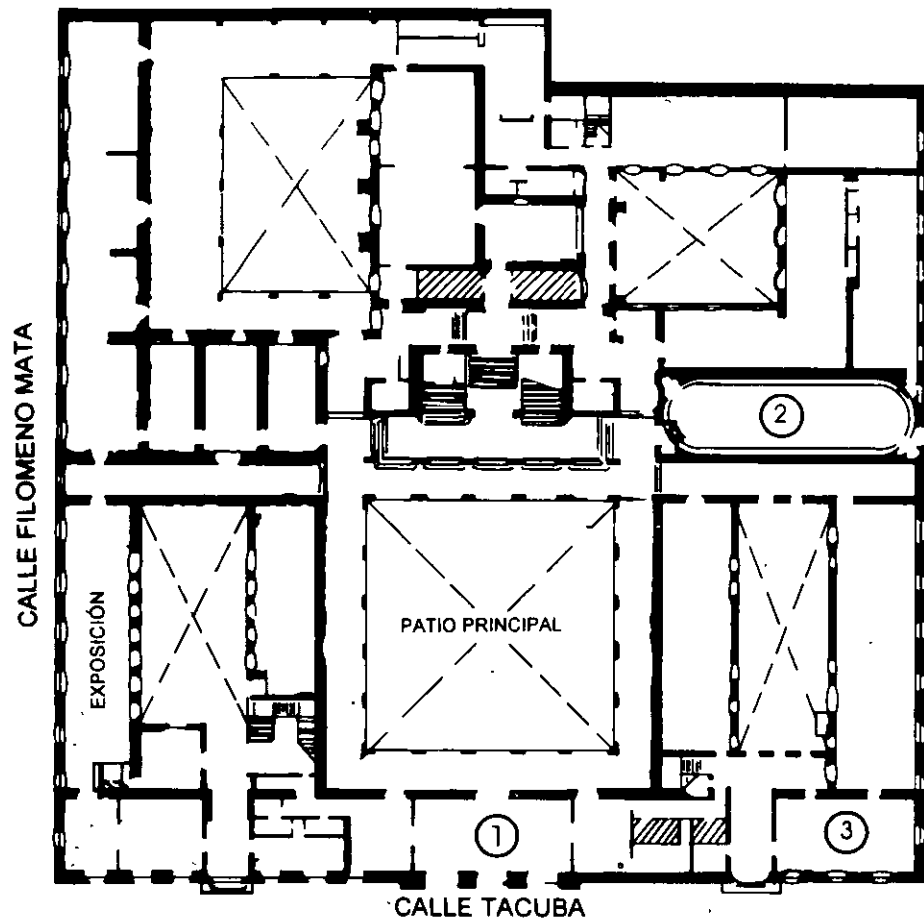
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

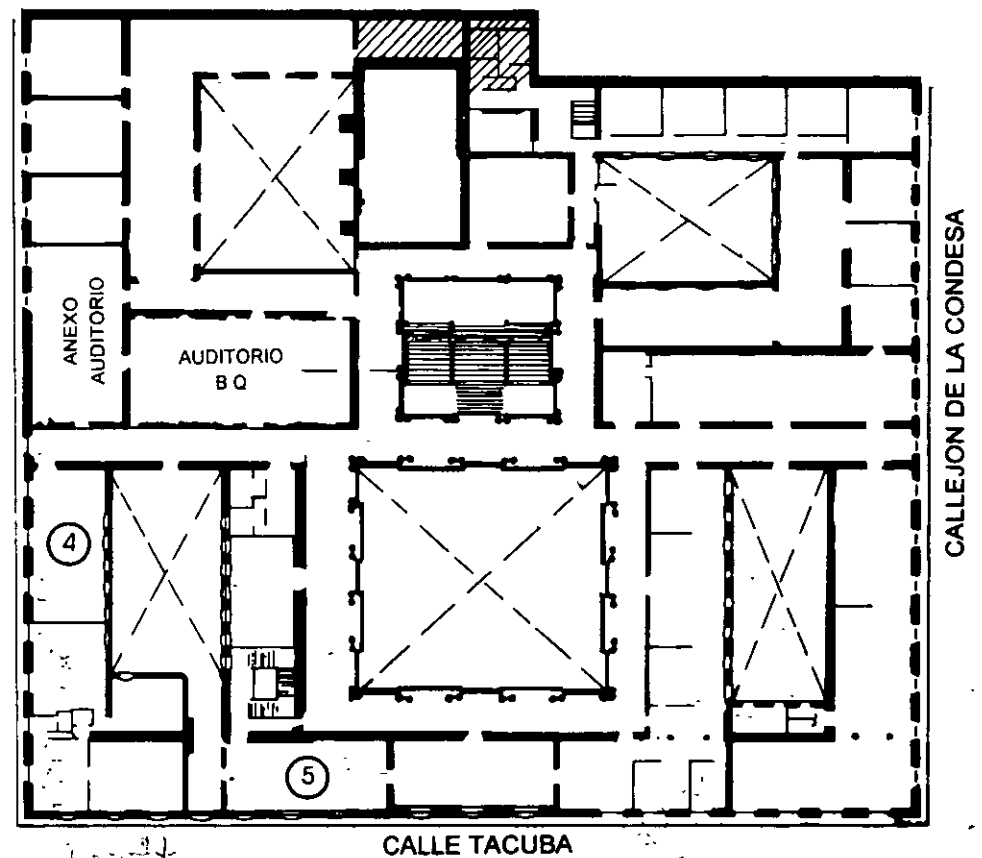
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERIA

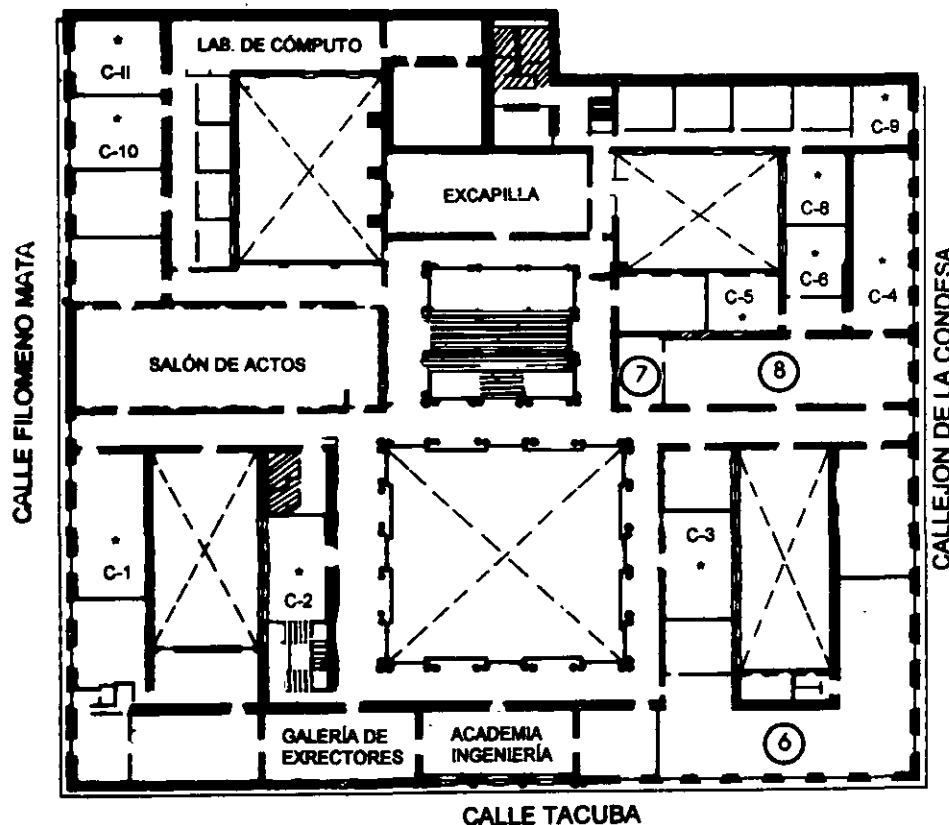


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
 2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
 3. LIBRERÍA UNAM
 4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
 5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
 6. OFICINAS GENERALES
 7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
 8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- * AULAS

1er. PISO



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS



División de Educación Continua-Facultad de Ingeniería-UNAM
DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CARRETERAS
 (175 horas)

Módulo II. CONSTRUCCION
 (50 horas)

COORDINADOR: M.I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

PROFESOR	TEMA	FECHA (2000)	HORARIO
Raúl Vicente Orozco Santoyo	Introducción. Actividades de los responsables. Aseguramiento total de los niveles de calidad establecidos en el proyecto. Etapas de control ágil y oportuno	Lunes 10 de julio (8 horas)	8:30 a 9:30
Hilario Orozco Unzueta Armando Gallardo Arévalo	Programación de obra y cronogramas financieros		9:30 a 13:30
	Estipulación de sistemas de supervisión y control de calidad ("reglas del juego"). Ejemplo de un caso real		15:00 a 18:00
Raúl Martínez Muñoz	Selección de maquinaria y equipo de construcción, procedimientos constructivos. Terracerías y pavimentos, obras de drenaje y complementarias	Martes 11 de julio (8 horas)	8:30 a 13:30
Raúl Cuéllar Borja	Estudios básicos: Geológicos aplicados a la ingeniería (Zonificación de regiones potencialmente conflictivas, soluciones alternativas y monitoreo)		15:00 ²⁰ a 18:00
José Luis León Torres	Mecánica de rocas aplicada (Utilización racional de explosivos, inestabilidad natural e inducida, monitoreo)	Miércoles 12 de julio (8 horas)	8:30 a 13:30
Jorge Miguel González Bañuelos José Alfredo Solís Martínez	Mecánica de suelos aplicada (Identificación de problemas de inestabilidad, soluciones alternativas y monitoreo)		15:00 a 18:00
Armando Sortibrán Cornejo	Topográficos y fotogramétricos. Hidrológicos e hidráulicos. Ecológicos. Económicos.	Jueves 13 de julio (8 horas)	8:30 a 13:00
	Selección de maquinaria y equipo de construcción; procedimientos constructivos. Estructuras (puentes, viaductos, pasos a desnivel, muros de retención...)		15:00 a 18:00
Raúl Vicente Orozco Santoyo Raúl Martínez Muñoz Luis Guillermo Limón Garduño	Túneles (con o sin revestimiento, falsos...)	Viernes 14 de julio (9 horas)	8:30 a 17:30
José Luis León Torres Raúl Vicente Orozco Santoyo	Visita a la Autopista Cuacnopalan-Tehuacán-Oaxaca (Escala: Laboratorios Koch en Puebla). Primera parte. Pernocta en Oaxaca, Oax.		8:30 a 17:00
Raúl Vicente Orozco Santoyo	Terminación de la visita. Segunda parte. Regreso a México	Sábado 15 de julio (9 horas)	17:00 a 17:30
	Conclusiones y recomendaciones		



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

TEMA

INTRODUCCION

**EXPOSITOR: M. I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

TEMA

PROGRAMACIÓN DE OBRA Y CRONOGRAMAS FINANCIEROS

**EXPOSITOR: ING. HILARIO DE JESÚS OROZCO UNZUETA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 2000**

OBJETIVOS Y ALCANCES

En este Módulo se presentarán los aspectos generales sobre la filosofía aplicada a la Administración y Organización para la Construcción de Carreteras.

El primer propósito de este trabajo es poner a disposición de los participantes los fundamentos de la administración de la construcción, para que a través de un proyecto de control de obra, se trate de garantizar el éxito y minimizar la posibilidad de falla en esta industria de alto riesgo.

Se cubrirán varios aspectos de la construcción desde el punto de vista teórico/práctico.

ORGANIZACION

Introducción

Toda administración de negocios debe cumplir con ciertos principios de aplicación general, tales como:

- Códigos de conducta ética.
- Aspirar a constituir una Organización leal y eficiente.
- Contar con una política fiscal sana.
- Implementar un adecuado control de contabilidad y costos.
- Comprar materiales de manera inteligente.
- Producir de manera económica, con el objeto de percibir una ganancia adecuada.

Aunque los principios mencionados con anterioridad pueden ser aplicados a la Industria de la Construcción, esta Industria por su propia naturaleza tiene características particulares que la hacen diferente a cualesquier otro tipo de negocio. Pensemos tan solo en que se trabaja para perder el trabajo (inicio - fin de un proyecto), que se construyen fábricas para producir un solo bien de una sola clase (proyecto), que cada bien (proyecto) producido es totalmente diferente y representa un desafío en la solución de la amplia gama de problemas que se presentan. Bajo estas características la experiencia

y la intuición son prerequisites para el éxito y la supervivencia, y los errores son materia de devastadores efectos.

Conforme los factores relacionados con la construcción se tornen más complejos, se debe contar con una amplia gama de profesionistas altamente capacitados para dar solución a los problemas que se presente. Esta situación debe ser considerada por el administrador de la obra de manera prudente para evitar la aplicación o el uso de nuevas tecnologías que en su momento no pudieran ser las más adecuadas al buen desarrollo de un proyecto.

Probablemente para el éxito del proyecto sea necesario la contratación de consultores o expertos en determinadas áreas para poder tener una concepción más clara de las soluciones que se plantean. Además debe tener la capacidad para evaluar a su personal clave, considerando cómo canalizar sus capacidades y la forma de motivación para crear un espíritu de honestidad y fidelidad, haciéndolos sentir parte del proyecto, es decir, que se involucren totalmente con lo que están comprometidos. Esto es, dirigir los esfuerzos en beneficio de los proyectos. Ninguna persona puede hacerlo todo. El trabajo en equipo, sobretodo en la industria de la construcción es estrategia obligada.

Construcción de Carreteras

La construcción de carreteras en particular, probablemente, pero no usualmente, es la obra menos lucrativa en la industria de la construcción. Se requiere en algunas ocasiones una excesiva cantidad de equipo, el cual muchas veces no varía con el tamaño del proyecto. Como resultado de los anterior, un proyecto para la construcción de una carretera puede frecuentemente requerir más de 1 millón de dólares en costo de equipo para construir un proyecto de la misma o menor cantidad. Obviamente un solo proyecto no puede pagar el costo del equipo, por lo que el contratista se ve forzado a buscar otro proyecto para poder cubrir los pagos de las adquisiciones de su equipo, condición que se vuelve cíclica obligando al constructor en algunas ocasiones a presentar propuestas de desesperación las cuales siempre serán de poca ganancia y en algunas ocasiones conducirán a pérdidas sustanciales no sólo de orden económico, sino también del equipo. Por otra parte además de la consideración

anterior sobre el equipo, la construcción de una carretera requiere de una organización compleja y extensa, necesiéndose contar con ingenieros y sobrestantes sumamente competentes y experimentados en cada una de las áreas de desarrollo del proyecto, aunado a un estricto control del mismo, lo que muchas veces se dificulta ya que este tipo de proyectos se desarrollan a lo largo de muchos kilómetros con una comunicación que a veces no es la más adecuada.

Estrategias para la Ejecución

En un mercado altamente competitivo como el de la construcción, en donde además de la competencia se tiene que enfrentar el alza continua de equipos, materiales, mano de obra y financiamiento, el contratista debe seleccionar como estrategia los procedimientos de construcción más económicos para la ejecución de sus obras.

La selección de estos procedimientos, es función del área de ingeniería del contratista, por lo que está obligada a mantener al día todo lo relacionado con los avances tecnológicos en equipos, uso de materiales y procesos constructivos. Este conocimiento le permitirá una mayor eficiencia y desde luego menor costo. Definir un cierto proceso constructivo no es fácil, sobretodo si tomamos en consideración el avance tecnológico que se da casi a diario. Todavía no se liquida el pago de un equipo, cuando ya está en el mercado la siguiente generación del mismo, con una mayor eficiencia de operación. Lo anterior también es válido para el caso de los materiales en donde por ejemplo hoy en día podemos elaborar concretos con una resistencia alta y en menor tiempo, que hace algunos años prácticamente se pensaba imposible. De igual manera este avance tecnológico impacta en los procesos constructivos, por ejemplo en la actualidad la aplicación del sistema de posicionamiento geográfico (GPS) no sólo es a los equipos; sino también a los procesos, por ejemplo de topografía.

Mantener un bajo costo de construcción significa estar al día con los avances tecnológicos.

Por otra parte, esta amplia posibilidad de opciones permite como nunca antes el desarrollo de las cualidades de un buen ingeniero. La palabra lo dice, el ingenio, la habilidad, la creatividad para aprovechar este avance tecnológico que tiene en sus manos. Si a esto sumamos

el hecho de que ninguna obra se parece a otra, el número de posibilidades en donde la opción que representa el costo más bajo puede estar dada basándose en varias soluciones.

Lo anterior nos lleva a preguntarnos: ¿Cómo seleccionar la estrategia de construcción más apropiada?

Al respecto no existe regla alguna. Pero sí algunas recomendaciones como por ejemplo:

- a) Tener una idea clara de qué se trata el proyecto y cual es la capacidad que se tiene para realizarlo. Detectando en lo posible los puntos críticos. Esto puede generarse a través de:
 - Reuniones del equipo técnico para evaluar la obra.
 - Experiencia de obras anteriores.
 - Contratación de expertos.
 - De ser posible, llevar a cabo estudios previos sobre las condiciones del lugar. Incluyendo los resultados de otras empresas que previamente hayan trabajado en proyectos similares en la zona.
 - Nunca tener la idea de que la obra es pan comido.
- b) Invertir en estudios o análisis del proyecto en campo. Sobre todo en aquellos puntos que parecen poco claros. Tipo de suelo, clima, banco de materiales.
- c) Contar con amplio conocimiento de los avances tecnológicos en equipos y materiales, así como de la capacidad técnica del personal, para que en su caso los puedan operar con eficiencia o se utilicen adecuadamente. Contar con equipos muy tecnificados, no significa mejorar rendimientos, si éstos no se operan y mantienen adecuadamente, por el contrario, representará costos adicionales por la curva de aprendizaje. Algunos materiales pueden ser muy efectivos pero su producción es limitada a pedidos específicos de los que hay que tener certeza que se cumplirá su entrega en tiempo y costo.
- d) Una vez que ha sido obtenido el proyecto ejecutivo, se debe revisar nuevamente todo el proceso para buscar un mejor conocimiento del mismo y consecuentemente optimizarlo mediante la toma de decisiones con respecto a:

- Selección del equipo más adecuado, para su compra o renta.
 - Qué se puede subcontratar.
 - Características del personal requerido.
 - Definición a detalle de instalaciones y obras preliminares, sobre todo caminos de acceso y su conservación a lo largo de proyecto.
 - Programas de suministro de materiales y equipos.
 - Flujo de efectivo.
 - Necesidades particulares: comunicaciones, talleres específicos, etc.
- e) Seleccionar desde el inicio al personal clave que se va a ser cargo de la obra como: el Gerente de Proyecto, El Jefe Administrativo, El Jefe de Suministros, etc.
- f) Durante el proceso de ejecución en todo momento se debe estar en la posibilidad de:
- Revalorizar la efectividad de los procesos constructivos, en su caso aplicar las correcciones necesarias.
 - Valorar en todo momento posibles cambios que produzcan mayor eficiencia con menor costo.
 - Estar alerta ante posibles desviaciones de los costos planeados.
 - Supervisión día a día de las actividades. Es bien sabido que por la naturaleza propia del ser humano cuando se siente observado siempre trata de mejorar su trabajo.

Por último y a propósito se ha dejado lo concerniente a una de las partes que de no ser considerada en su exacta dimensión puede dar muchos dolores de cabeza: "EL CONTRATO". Documento en donde se describe no sólo el proceso administrativo, sino también el proyecto. No estar empapado totalmente en los alcances, posibilidades, propuestas, nos puede llevar a situaciones de falta de flujo de efectivo por no considerar el cobro de trabajo fuera de contrato o en su caso ejercer un mayor esfuerzo del que es necesario. Valorizar este documento desde el punto de vista legal, técnico y administrativo es una prioridad dentro de la estrategia de la ejecución de cualquier obra.

Todo lo anterior viene orientado a la planeación y proyección financiera por parte de la empresa constructora, sin embargo hay un

divorcio entre como pretende ejecutar el proyecto una empresa y como la supervisión espera a que se ejecute.

Partamos de cómo el contratista obtiene el proyecto, que normalmente en nuestro país es sobre la base de licitación pública y asignado al proponente que presenta la oferta más económica.

La información que se entrega para la elaboración de la propuesta a licitar, normalmente es escasa y se tienen muchos puntos “oscuros”, donde la dependencia deja a la imaginación o experiencia de los licitantes, situaciones o cantidades, que en un momento dado no se contemplan en los costos analizados, a raíz de la calidad de la información otorgada y obtenida, así como del poco tiempo con que se cuenta para la entrega del presupuesto respectivo.

La planeación que se lleva a cabo para la elaboración de la propuesta, normalmente difiere a la que la empresa tiene que realizar para la ejecución del proyecto, por lo que los cronogramas financieros incluidos en la misma, deberán ajustarse conjuntamente para dar un seguimiento adecuado en función del proyecto ejecutivo y las condiciones reales.

Esto quiere decir, que primeramente se debe contar con el proyecto ejecutivo y el inmueble liberado, sobre esta base, hacer una planeación de los trabajos para cumplir con las metas económicas determinadas por la asignación de recursos por parte de la Dependencia, sin importar las variaciones financieras por rubro de la propuesta actualizada con respecto a la original.

Proyecto de control de obra

Una vez contratado el proyecto u obra, se obtienen del cliente o de nuestra área de diseño el proyecto ejecutivo, para que en base al cual, desarrollar la planeación y programación de actividades a ejecutar para cumplir con nuestro compromiso contractual, en tiempo y costo.

El construir un proyecto, es un negocio y para cumplir con las expectativas de resultados de la empresa, es necesario elaborar un proforma de ingresos – egresos calendarizados, donde plasmamos nuestro compromiso de gasto y cobro, así como los márgenes de

utilidad a obtener. Realizando lo anterior con la mayor de las precisiones, servirá como patrón para verificar el comportamiento de los avances y costos durante la ejecución de los trabajos, lo cual dará como resultado llevar a cabo un control de obra.

El sistema de control de obra tiene por objeto planear, programar y controlar los recursos a fin de evaluar los resultados de un proyecto y a la vez servir como base para la elaboración de futuros presupuestos.

Este sistema está se puede conformar por tres módulos que operarán independientemente o en forma conjunta, con tres funciones operativas fundamentales: primero, la elaboración de programas de ejecución, segundo, la elaboración del proforma y utilización de recursos; y tercero, el control de tiempos y costos.

El primer módulo consiste en la elaboración de programas de ejecución mismo que servirá para la elaboración del proforma. Previamente hay que establecer un catálogo de actividades que debe organizarse con base en la estructura de la obra.

Inicialmente se elabora un diagrama donde se muestra la secuencia de ejecución de la obra con el suficiente detalle para poder controlar los procesos constructivos, pero sin caer en un exceso tal que impida el trabajo eficiente de control. A cada una de las actividades incluidas en el diagrama se le asigna una duración con base en los recursos disponibles y la experiencia del constructor. Con estos datos se obtiene un programa general de ejecución de la obra y las dependencias de cada actividad.

Así se conoce la duración de la obra, lo cual permite modificarla en caso de que no fuera la deseada, no sólo recortando tiempos sino también reprogramando su secuencia, de manera que sea el proceso constructivo el que quizá cambie, en vez de hacerse un recorte abrupto de la duración del programa.

En el momento en que se conocen la duración y la secuencia deseadas de las actividades, se obtiene un programa base de control que servirá como parámetro en el proceso de construcción de la obra y que deberá seguirse en toda circunstancia.

Dentro del segundo módulo, el objetivo del proforma consistirá en calcular el costo total de la obra, así como el importe y la cantidad de

recursos que se requieran en cuanto a materiales, mano de obra, equipo, fletes y otros. Esto servirá como base para la elaboración de los programas de asignación de recursos y para el control de costos.

Los trabajos de este módulo comprenden dos fases: la creación de un catálogo de recursos y la definición de volúmenes necesarios para la ejecución de la obra.

Cada actividad contiene los recursos necesarios de materiales, mano de obra, equipo y otros, y la cantidad que se empleará de cada uno. De tal forma que cada actividad deberá estar asignada a un centro de costo.

Este análisis de las actividades presenta ventajas definitivas en el momento de elaborar un nuevo proforma, puesto que cada actividad contiene los recursos necesarios para su ejecución, lo que nos da una medida constante para cualquier obra. Es decir, el análisis mantendrá su relación en cualquier situación, o podrá modificarse la forma de hacerlo, pero entonces será otra actividad diferente.

La ventaja es muy clara: con este método de operación, al actualizar el catálogo de recursos conforme a las variaciones del mercado, las actividades presentan su nuevo costo.

En cuanto a la obtención de los volúmenes de obra, el problema definitivamente sigue existiendo. No es fácil mecanizar este proceso y hay que continuar elaborándolo en forma separada e incorporarlo en su momento.

Una vez que se cuente con la información anterior, bastará asociar los volúmenes a las actividades establecidas. El resultado de este módulo serán informes tales como el proforma total de la obra, que se desglosa por actividad y el total de los recursos necesarios en unidades y costos.

El tercer módulo, el control, es necesario para conocer cómo marcha la construcción de la obra en lo relativo a su costo, al avance según el tiempo disponible, a la calidad especificada y para saber si se gana o se pierde (de ser así, cuánto, dónde y por qué).

El objetivo del control es proporcionar en forma periódica el estado que guarda el avance y el costo real de la obra contra lo planeado y proformado, así como las desviaciones presentadas a la fecha, ya que

debido al gran número de variables e imponderables que intervienen en el proceso constructivo, resulta difícil seguir al pie de la letra el plan inicial, por lo que surge la necesidad de realizar revisiones que permitan detectar desviaciones sufridas y, lo que es más importante, conocer su efecto posterior en la ejecución y el costo de la obra.

Para lograr lo anterior, se compara la información obtenida en el programa base de control y el programa de utilización de recursos contra los costos reales que se van obteniendo en la obra durante su ejecución, como son el avance de las actividades ejecutadas y el consumo de los recursos.

La frecuencia de las revisiones es variable y debe establecerse en función de la complejidad de la obra. Así, mediante estas revisiones, se conoce el estado actual de la obra y se sabe si conviene cambiar el proceso constructivo en función de los atrasos o adelantos que se vayan presentando.

Finalmente, se obtienen las desviaciones que se han detectado, que serán indicadores y auxiliarán para conocer que actividades deberán acelerarse o incrementarse por presentar retrasos. Con esta información, se pueden combatir pequeños retrasos, pues se sabe dónde se han originado y qué debe hacerse para que no aumenten a fin de alcanzar la terminación pronta y eficiente del proceso constructivo. En lo que respecta a la forma de recuperar los retrasos fuertes, ésta dependerá de un nuevo programa, una nueva secuencia constructiva o un nuevo método de planeamiento.

La experiencia nos ha mostrado que las obras que se ejecutan siguiendo los lineamientos establecidos en los programas originales de trabajo o en reprogramaciones hechas a tiempo, concluyen con mejores resultados que aquéllas que son emprendidas sin una planeación previa.

Una vez que se conoce el estado de la obra en cuanto al avance y los tiempos de ejecución, será necesario determinar la relación que guarda el costo real de las actividades ejecutadas contra el proforma, con el fin de detectar la existencia y el valor de las desviaciones.

El sistema de control puede presentar un informe que combine los datos del proforma, del programa base de control y de los costos

reales, agrupándolos según las necesidades y objetivos de los mismos.

Los informes que proporciona este sistema presentan en realidad pocas innovaciones respecto de los que actualmente se utilizan, y el hecho de elaborarlos por medio de la computadora presenta las siguientes ventajas:

Lograr agilidad, exactitud y confiabilidad en los resultados obtenidos.

- Detectar oportunamente los puntos donde se presentan los problemas, lo que permite investigar y determinar sus causas para aplicar las medidas correctivas en el lugar adecuado y en el momento preciso.
- Permitir conocer el estado real de la obra en el momento deseado.
- Lograr un control efectivo sobre la ejecución de la obra.
- Obtener informes de costo con diferentes desgloses, dependiendo del nivel al que van destinados.

El hecho de aplicar en las empresas constructoras estos sistemas creados a la medida de acuerdo con sus necesidades, le servirán de base y apoyo para lograr el éxito en cada uno de sus proyectos.

Como ya hemos comentado, la planeación ha existido siempre, con el empleo de herramientas, aunque lo importante no es con qué medios, sino hacerlo bien; así podremos asegurar que una planeación exitosa se decide con anticipación.

Por supuesto, siempre se ha planeado, pero no olvidemos llevar a cabo la programación y el control para reducir riesgos, fallas y errores con acciones preventivas y correctivas, y hacer que se alcancen los objetivos proformados.

Es importante destacar que uno de los mayores cambios emprendidos para lograr los objetivos y metas es la actitud con la que se genera el compromiso de hacer las cosas bien.

Desde luego, ésta no es una tarea sencilla, pues para tender un camino se requiere disciplina, integridad, profesionalismo, y contar con recursos humanos dispuestos a trabajar con dedicación y constancia y, sobre todo, comprometidos con el proyecto. Pues bien, el tener estos caminos abiertos permite una mejor integración del equipo del proyecto.

Administración de Campo

La administración de campo está orientada hacia el logro de la terminación de un proyecto dentro de los parámetros establecidos en los planes, programas y presupuestos. Por tal motivo ciertas acciones son representadas por medio de reportes.

La capacidad, experiencia y cantidad del personal técnico - administrativo en campo dependerá no sólo del volumen sino también del tipo de proyecto: hidroeléctrico, de edificación, carretero, etc.

Reportes diarios

El objetivo de los reportes diarios es proporcionar al responsable del proyecto la información día a día sobre todo de los rendimientos obtenidos, para que se puedan comparar contra los programados.

Los reportes diarios deben ser ordenados por el responsable de proyecto, quien determinará la información que deben contener y el proceso para su obtención. En su caso será él quien determine, de acuerdo a las necesidades de la obra, implantar o desechar el uso de este tipo de reportes. Como ejemplo de reportes diarios están:

- a) Número total de trabajadores en la nómina.
- b) Cantidad de viajes en trabajos de acarreo. Por ejemplo: en excavaciones, con la información de los volúmenes ejecutados.
- c) Producción de plantas: volúmenes ejecutados y los lugares en los que fue colocado el material.
- d) Avance de trabajos: tendido de carpeta, base, etc.
- e) Número de horas trabajadas por el equipo, describiendo en su caso las demoras en las operaciones, las causas posibles y si hubo descomposturas.
- f) Resumen de cantidades y costo de los principales trabajos.

Debido a que los reportes diarios son diseñados para conocer una necesidad específica de algún trabajo en particular durante el desarrollo del proyecto, estos reportes pueden estar sujetos a modificaciones.

Es recomendable que como todo reporte, sigan un patrón y forma previamente establecidos y sean de fácil lectura.

Reportes Semanales

Regularmente son la confirmación de la información obtenida de los reportes diarios. Documentalmente se obtiene el resumen del resultado de las operaciones semana a semana. Básicamente engloban lo concerniente a cantidades y erogaciones arrojando en su caso las anomalías de la semana. Son muy útiles para detectar problemas a corto plazo y plantear soluciones correctivas, para evitar desviaciones importantes.

Reportes Mensuales.

Básicamente este tipo de reportes son de carácter administrativo. Informan sobre los costos del periodo y los avances físicos del proyecto, por lo que dan una buena idea de la condición del mismo, para efectos de su valorización física y financiera, permitiendo en todo caso tomar las medidas necesarias para modificar o mantener los planes y programas del proyecto. Su forma y la información que contendrán deberá ser especificada al inicio del proyecto y mantenerla así hasta su terminación, modificando sólo los comentarios para reflejar los avances mes a mes.

Dentro de estos reportes se encuentran los relacionados a:

- Reporte general de avance del proyecto.
- Reporte general de mano de obra.
- Gráficas de avance.
- Resumen de costos mensuales.
- Resumen de gastos mensuales.
- Resumen de operación de equipos.
- Reporte de producción de plantas

Reporte Final

El reporte final del proyecto debe representar de una manera razonable el registro de las experiencias obtenidas durante la ejecución del proyecto y debe contener los datos que puedan ser utilizados como referencias en trabajos futuros. Todos los datos contenidos en este reporte deben ser concisos y claros.

A manera de sugerencia este reporte puede abarcar los siguientes aspectos.

1. Índice.
2. Descripción general del contrato y su proyecto. La forma en que fue planificado y las decisiones que se tomaron para la programación de equipos, suministro de materiales, selección del personal, etc.
3. Resumen de las condiciones climáticas.
4. Resumen de las condiciones hidrológicas.
5. Comentarios sobre las otras propuestas presentadas en la licitación.
6. Organización del proyecto.
7. Datos económicos.
8. Características de la mano de obra, costos y producción que se dieron en la región en donde se realizó el proyecto.
9. Programación y aplicación de seguridad e higiene.
10. Reportes de los avances de la obra
11. Resumen general de costos.
12. Resumen general de gastos.
13. Costos de operación detallada de equipos por cambios internos de montaje y desmantelamiento de instalaciones y plantas.
14. Reporte de producción de plantas.
15. Reporte de costos horario de operación de equipo.
16. Memoria fotográfica.
17. Reclamaciones como fueron presentadas, los resultados y comentarios.
18. Disputas y soluciones obtenidas.
19. Trabajos extraordinarios.
20. Conclusiones generales y recomendaciones.

ADMINISTRACION DE OBRA

Ahora bien, lo anteriormente comentado, en la empresa como aplica:

Una vez que se nos ha asignado el proyecto mediante licitación, invitación, etc., se nombra al encargado de la ejecución del mismo, para que a partir de ese momento estudie la propuesta económica, obtenga el contrato y conozca los requerimientos de tiempo y especificaciones, por parte del cliente.

En base a lo anterior determinará su organigrama técnico – administrativo de obra, para la asignación del personal requerido.

Antes de iniciar cualquier actividad, debe tenerse la planeación de obra, la cual es elaborada por cada uno de los ingenieros encargados de los diferentes frentes de producción, ésta debe incluir:

- Programa detallado de actividades, que debe ser congruente con el plan general del proyecto.
- Proforma, el cual es la evaluación del costo – ingreso por cada actividad, determinando los recursos necesarios para la ejecución de los volúmenes de obra.

Elaborado, revisado y aprobado para construcción cada uno de los proformas de los frentes de producción, estos se integran para obtener el proforma de obra, del cual surgirán los programas integrales de: Utilización de equipo, Mano de obra, Materiales, Subcontratos, Fletes y Otros servicios necesarios para la ejecución de los proyectos.

Con lo anterior se obtendrán además los costos indirectos de Ingeniería, Administración y Servicios para el apoyo a las áreas de producción.

El proforma debe cumplir las expectativas del Cliente y nuestra Empresa.

Aprobado para construcción, se determina el catálogo de cuentas para el control administrativo de los avances y costos. Estas cuentas solo deben afectarse por las firmas autorizadas para tal fin y solo con ella podrán contabilizarse los cargos y abonos.

El proforma es controlado por el área técnica de la obra, a la cual se le darán reportes de avance diario por los responsables de los frentes,

los cuales se verificarán semanalmente por topografía, en base a lo cual se obtiene un valor de obra ejecutada por frente.

El área contable obtiene los costos registrados en la semana, por los departamentos de: Almacén, Personal y Fletes, así como los de maquinaria, en base a las horas trabajadas por el equipo mayor y los días de menor y vehículos por su costo de referencia, todo lo anterior correctamente clasificado a los diferentes frentes de trabajo.

Con los dos puntos mencionados anteriormente, se verifica semanalmente el grado de cumplimiento de programa y costo, esto permite detectar posibles desviaciones en corto plazo y la toma de decisiones.

Como se puede observar lo anterior parece sencillo pero demanda una alta dedicación y compromiso de cada uno de los integrantes del equipo de trabajo en obra, para el cumplimiento de objetivos contractuales y de resultados.

CONTROL DE CALIDAD

Basados en las especificaciones o requerimientos generales o particulares de cada uno de los proyectos, deberá implementarse lo necesario para llevar a cabo un correcto control de la calidad, en las diferentes etapas constructivas para la ejecución propia del proyecto.

Esto es debido a que tanto en nuestro país como en el extranjero los trabajos a ejecutar deben ser vigilados por el constructor, con la finalidad de obtener resultados de forma inmediata para que oportunamente realice sus acciones correctivas para cumplir con los estándares especificados.

A continuación se en listan las especificaciones requeridas para la construcción del pavimento rígido del tramo carretero Querétaro – San Luis Potosí, así como los puntos generales para el control de la calidad.

El dimensionamiento del laboratorio dependerá de la duración del programa de ejecución de los trabajos y de las actividades que simultáneamente se desarrollan para el cumplimiento del objetivo.

ESPECIFICACIÓN PARTICULAR.

EP 084-E.01 PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO.

DEFINICIÓN:

Comprende los trabajos a realizar sobre la superficie de la Sub-base estabilizada con cemento, para construir los pavimentos de concreto con cemento Portland, en áreas y con la forma, dimensiones, resistencias, procedimientos, calidad, tolerancias y acabados indicados en el proyecto y/u ordenadas por la Secretaría.

MATERIALES:

En la elaboración de la mezcla y la construcción de las losas de concreto hidráulico del pavimento, se emplearán materiales que en lo general cumplan con lo establecido en los capítulos 4.01.02.004 y 4.01.02.005 de las Normas de Calidad de los Materiales editados por

la Secretaría, debiendo cumplir con los requisitos de calidad que a continuación se señalan:

MATERIALES PÉTREOS:

- a).- Estos materiales se sujetarán al tratamiento o tratamientos necesarios para cumplir con los requisitos de calidad que se indican en cada caso, debiendo el contratista prever las características en el almacén y los tratamientos necesarios para su ulterior utilización. El manejo y/o almacenamiento subsecuente de los agregados, deberá hacerse de tal manera que se eviten segregaciones o contaminaciones con sustancias u otros materiales perjudiciales y de que se mantenga una condición de humedad uniforme, antes de ser utilizados en la mezcla.
- b).- El agregado grueso será grava triturada totalmente con un tamaño máximo de 1 1/2" treinta y ocho (38) milímetros, resistencia superior a la resistencia del concreto señalada en proyecto y con la secuencia granulométrica determinada por las bandas, así como se indica a continuación:

GRAVA	
DENOMINACIÓN DE LA MALLA	% QUE PASA.
2"	100
1 1/2"	95-100
3/4"	35-70
3/8"	10-30
Num 4	0-5

El contenido de sustancias perjudiciales en el agregado grueso, que no deberá exceder los porcentajes máximos determinados.

SUSTANCIAS PERJUDICIALES	% MÁXIMO
Partículas deleznable.	0.25
Partículas suaves.	5.00
Pedernal como impureza.	1.00
Carbón mineral y/o lignito.	1.00
Desgaste de los Ángeles.	40 % Max.
Intemperismo acelerado.	12 % Max.*

* Utilizando sulfato de sodio.

Cuando el material esté constituida por material heterogéneo y se tengan dudas de su calidad, la Secretaría podrá ordenar se efectúen pruebas de desgaste de los Ángeles, separando el material sano del material alterado o de diferente origen, así como pruebas en las muestras constituida por ambos materiales en las que se estén representados en la misma proporción en que se encuentren en los almacenes de agregados ya tratados o en donde vayan a ser utilizados. En ninguno de los casos mencionados se deberá obtener desgastes mayores de cuarenta por ciento.

En caso de que se tengan dudas acerca de la calidad del agregado grueso, a juicio de la Secretaría se llevará a cabo la determinación de la pérdida por intemperismo acelerado, la cual no deberá ser mayor de doce por ciento (12%), en el entendido que el cumplimiento de esta característica no excluye las mencionadas anteriormente.

c).- El agregado fino o arena deberá tener un tamaño máximo de nueve punto cincuenta y uno (9.51) mm. con la secuencia granulométrica que se indica a continuación:

DENOMINACION.	% QUE PASA LA MALLA.
3/8"	100.
Num 4	95-100
Num 8.	80-100
Num 16.	50-85
Num 30.	25-60
Num 50.	10-30
Num 100.	2-10
Num 200.	4 % máx.

La arena no deberá tener un retenido mayor de cuarenta y cinco por ciento (45%), entre dos (2) consecutivas; además, deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

Equivalente de arena	80% mínimo
Modulo de finura.	2.3 mínimo.
Intemperismo acelerado.	10 % máximo.

* Empleando sulfato de sodio.

El contenido de sustancias perjudiciales en la arena, no deberá exceder los porcentajes máximos siguientes:

SUBSTANCIAS PERJUDICIALES	
Películas deleznales.	1.0
Carbón mineral y/o lignito.	1.0

En caso de que se tengan dudas a cerca de la calidad del agregado fino, a juicio de la Secretaría se llevará a cabo la determinación de la pérdida por intemperismo acelerado, la cual no deberá ser mayor de 10%, en el entendido de que esta condición no excluye las mencionadas anteriormente.

CEMENTO:

Se empleará Cemento tipo 1, II o bien, cemento puzolánico del tipo I que cumplan, respectivamente, con los requisitos físicos y químicos que se señalan en las cláusulas 4.01.02.004-B y 4.01.02.004-C de las normas de calidad de los materiales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

AGUA:

El agua que se emplee en la fabricación del concreto deberá ser potable, y por lo tanto, estar libre de materiales perjudiciales tales como: aceites, grasas, materia orgánica, etc. Así mismo, no deberá contener cantidades mayores de sustancias químicas indicadas en la tabla.

SUBSTANCIAS PERJUDICIALES	
Sulfatos. (convertidos a Na ₂ SO ₄)	1,000
Cloruros (convertidos a NaCl)	1,000
Materia Orgánica (Oxido consumido en medio ácido)	50
Turbiedad y/o lignito.	1,500

ADITIVOS:

Podrá emplearse un aditivo del tipo D, reductor de agua y retardante, con la dosificación requerida para que el fraguado inicial de la mezcla, a la temperatura estándar de veintitrés grados centígrados (23°C), no se produzca antes de dos (2), ni después de cuatro (4) horas a partir de la finalización del mezclado. Sus características deberán estar en conformidad con los requisitos de calidad indicados en la cláusula 4.01.02.004-H, de las Normas de Calidad de los Materiales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Para asegurar la trabajabilidad de la mezcla, también podrá utilizarse un agente inclusor de aire, con los requisitos que señala la cláusula 4.01.02.004-1, de las Normas de Calidad de los Materiales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

MEZCLA DE CONCRETO HIDRÁULICO:

El diseño de la mezcla, utilizando los materiales provenientes de los bancos y ya tratados, quedará a cargo del contratista y será propuesto por la Secretaría, cuya aprobación por parte de la Secretaría no liberará al contratista de la obligación de obtener en obra resistencia y todas las demás características para el concreto fresco o endurecido, así como los acabados de la obra. Durante la construcción, la dosificación de la mezcla de concreto hidráulico se hará en peso y su control, durante la elaboración, se hará bajo la responsabilidad exclusiva del Contratista.

La mezcla deberá tener un módulo de resistencia a la tensión por flexión (r) de cuarenta y ocho (48) kilogramos por centímetro cuadrado, como mínimo, a los veintiocho (28) días y un revenimiento promedio de cuatro (4) centímetros al momento de su colocación, pero nunca deberá ser menor de dos punto cinco (2.5) ni mayor de seis (6) centímetros. La resistencia a la tensión por flexión (r) se verificará, en especímenes moldeados durante el colado del concreto, correspondientes a vigas estándar de quince por quince por cincuenta (15x15x50) centímetros, compactando el concreto por vibrocompresión y una vez curados adecuadamente, se ensayará aplicando las cargas en los tercios del claro.

MEMBRANA DE CURADO.

Para el curado de la superficie del concreto recién colado deberá emplearse un líquido de color claro, el que deberá cumplir con los requisitos de calidad que se describen en la Cláusula 4.01.02.004-L de las Normas de Calidad de los Materiales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

De preferencia se utilizará un componente cuya base sea agua y parafina de pigmentación blanca.

BARRAS DE AMARRE:

En las juntas que muestra el proyecto y/o en los sitios que indique la Secretaría se colocarán barras de amarre, con el propósito de evitar el corrimiento o desplazamiento de las losas. Las barras serán corrugadas, de acero estructural, con límite de fluencia (F_y) de cuatro mil doscientos (4200) kilogramos por centímetro cuadrado, debiendo quedar ahogadas en las losas, en las dimensiones y la posición indicada en el proyecto.

MATERIAL SELLANTE PARA LAS JUNTAS:

El material sellante para las juntas de contracción o de construcción deberá ser elástico, resistentes a los efectos de combustibles y aceites automotrices, con las propiedades adherentes con el concreto y permitir las dilataciones y contracciones que se presente en las losas, sin agrietarse, debiéndose emplear productos a base de silicón, los cuales deberán solidificarse a temperatura ambiente.

NEOPRENO EN TIRAS PARA LAS JUNTAS DE LAS LOSAS SEPULTADAS:

Las tiras de neopreno para las juntas de las losas sepultadas deberán colocarse precisamente sobre las juntas aserradas en las losas correspondientes a las zonas de transición del pavimento de concreto hidráulico a pavimentos de base granular y concreto asfáltico. Estas tiras de neopreno deberán ser de una sola pieza con una dimensión de diez (10) centímetros de ancho y cinco (5) mm de espesor. Previamente a su colocación, deberán sellarse las juntas, de la misma manera que las de las losas visibles y aplicarles algún pegamento compatible con el concreto y el neopreno.

ELABORACIÓN DE LA MEZCLA:

El control y proporcionamiento de todos los materiales para elaborar la mezcla de concreto fresco, incluyendo el agua, deberá realizarse en peso, utilizando básculas previamente calibradas y aprobadas por la Secretaría. El área donde se realicen las operaciones de pesado del cemento deberá estar sellada y contar con un sistema de filtración para evitar fugas del material.

El manejo de los agregados deberá garantizar que no se produzcan segregaciones o contaminaciones con materiales ajenos al concreto y/o sustancias perjudiciales.

Antes de ser mezclados, los agregados deberán ser separados por lo menos en dos tamaños, para ser pesados.

La elaboración de la mezcla deberá realizarse preferentemente en una planta central. En todo caso, el tiempo de mezclado, que termina en el momento de la descarga de la mezcla, no deberá ser menor a cuarenta (40) ni mayor a cien (100) segundos.

TRANSPORTE:

El transporte de los agregados y/o mezclas se efectuará de preferencia en camiones sean mezcladores o no, pero previniendo cualquier pérdida de humedad o material; Así mismo se procederá a su lavado con agua a compresión cuando se tengan residuos que puedan afectar el buen funcionamiento del concreto. La Secretaría fijará de acuerdo con el contratista los intervalos de esta operación.

En caso de emplear camiones no mezcladores, éstos deberán contar con caja revestida de lámina, cubierta que evite la evaporación de la mezcla y mecanismos que depositen la mezcla en forma satisfactoria, sin segregaciones. La caja deberá estar perfectamente limpia antes de ser utilizada con nuevas mezclas.

Cuando el concreto fresco se deposite en el lugar del colado con canales o tubos, se dispondrán de éstos de tal manera que se prevenga cualquier segregación de los materiales. El ángulo de caída deberá ser suficientemente pronunciado para lograr el fácil movimiento de las revolturas, pero sin que se clasifiquen los agregados.

EJECUCIÓN:

Previamente a la construcción de los pavimentos de concreto se deberá realizar un tramo de prueba, de doscientos (200) metros de longitud, tendido en dos franjas paralelas y adyacentes de seiscientos diez (610) cm. de ancho, cada uno, fuera del derecho de vía de la autopista, sea una plataforma especial, en el área de la planta de producción de la mezcla o en el sitio que apruebe la Secretaría. Este tramo tendrá el propósito de verificar la calidad de todos los materiales, el equipo a emplear y los procedimientos de ejecución que seguirá el Contratista. El proponente deberá contemplar, dentro de su precio, la construcción del tramo de prueba, por lo que no se pagará ningún monto adicional por este concepto.

COLADO:

La construcción de las losas de un mismo cuerpo deberá efectuarse simultáneamente en todo el ancho de corona previsto, en una sola franja a todo lo ancho de la superficie por pavimentar.

La superficie de la Sub-base estabilizada con cemento sobre la que se colocará el concreto fresco deberá estar perfectamente limpia, ligeramente húmeda y exenta de sustancias ajenas al concreto, terminada dentro de los niveles y tolerancias que más adelante se indican.

La colocación y compactación del concreto se hará dentro de los treinta (30) siguientes a su elaboración.

El concreto se colocará por los medios apropiados para evitar la segregación de los materiales, esparciéndolo con extendedoras o pavimentadoras autopropulsadas, con cimbra deslizante del tipo SLIP FORM PAVER 450 (CMI-SF-45) o similar. Este equipo deberá contar con sensores de nivel y la orilla de la losa deberá formar un ángulo de 90° grados con respecto a la superficie. Este equipo deberá tener también la capacidad de insertar las barras de amarre para las juntas longitudinales.

Su compactación se llevará a cabo adecuadamente desde la superficie con vibradores de inmersión y de regla en ese orden.

ACABADO SUPERFICIAL

El acabado superficial longitudinal del concreto recién colado podrá proporcionarse mediante llanas mecánicas y, a continuación, mediante el arrastre de tela de yute o bandas de cuero. Posteriormente con un equipo de texturizado se procederá a realizar transversalmente mediante una rastra de alambre en forma de peine, con una separación de 20 mm., ancho de dientes de 3.17 mm., con una profundidad máxima de 6.4 mm. y mínima de 3.2 mm. a todo lo ancho de la superficie pavimentada. Esta operación se realizará cuando el concreto este suficientemente plástico para permitir el texturizado, pero lo suficientemente seco para evitar que el concreto fluya hacia los surcos formados por esta operación.

El acabado final deberá proporcionar una superficie de rodamiento con las características de mínimas de seguridad (Índice de perfil), que se indican enseguida.

Una vez terminados los trabajos de construcción de las losas correspondientes a un día y durante las 48 Hr, el contratista se obligará a realizar los estudios necesarios para garantizar el acabado final de la superficie de rodamiento. Dichos estudios consistirán en la determinación del perfil longitudinal, empleando perfilografo de Hveem, en cual puede ser sustituido por equipo similar que produzca los mismos resultados. El índice de perfil medido por este medio deberá arrojar valores menores a 40 cm/km (24 plg/milla) para cualquier tramo construido en el día deberá ser menor de 30 cm/km (18 plg/milla) y la longitud con valores de índice de perfil entre 30 y 40 cm/km no deberá exceder del 10 % de la longitud del tramo construido en un día (método de prueba California 523 "Evaluation of profile" del Departamento de Carreteras de California). Los perfilogramas se obtendrán haciendo mediciones en la línea de centro de cada carril de circulación en el sentido longitudinal de la carretera. Para garantizar estos resultados se recomienda que después que el texturizado longitudinal sea terminado y cuando el concreto aun trabajable, la superficie del pavimento sea verificada para encontrar depresiones o salientes, mediante una regla de 3 m de largo. La regla deberá ser operada desde la orilla del pavimento, colocada paralelamente al eje del mismo y pasada sobre su superficie, avanzando no más de la mitad de su longitud en etapas sucesivas. Cualquier corrección

requerida será llevada a cabo inmediatamente pasando la llana longitudinalmente sobre el área por corregir. Esta operación se podrá realizar tan pronto como las operaciones de tendido lo permitan, pero previamente al texturizado transversal. Si los valores del índice de perfil antes especificados son excedidos, el contratista deberá de frezar la superficie endurecida para corregir los defectos y hasta lograr que dichos valores de índice de perfil no sean excedidos.

Los valores indicados en la tabla de tolerancias, por lo que respecta al índice de perfil, se refiere al valor obtenido para todo el pavimento construido y se obtendrán de la suma de la suma de las regularidades medidas en tramos de 160 m dividiéndolas entre la longitud total del tramo construido. El valor máximo aceptable será de 19 cm/km (12 plg/milla) correspondientes a carreteras con curvas de menos de 600 m de radio.

Para efectos de frenado, el contratista deberá garantizar, mediante estudios que realice quien asigne la secretaria para ello, que la carpeta terminada presente una resistencia al rozamiento que, al medirse con el equipo mu-meter, arroje un valor igual o mayor de 7 décimas (0.7) en condiciones de pavimento mojado y velocidad de 75 km/hr; la medición se realizará por lo menos sobre la huella de la rodera externa (ASTM E-670, última edición).

Durante el tiempo de endurecimiento del concreto, deberá protegerse la superficie de las losas contracciones accidentales de origen climático, de herramientas o del paso de equipo con seres vivos.

CURADO:

El curado deberá hacerse inmediatamente después del acabado final, cuando el concreto empiece a perder su brillo superficial. Esta operación se efectuará aplicando en la superficie una membrana de curado a razón de un (1) litro por metro cuadrado, para obtener un espesor uniforme de un (1) milímetro, que deje una membrana impermeable y consistente de color claro y que impida la evaporación del agua que contiene la mezcla del concreto fresco. Su aplicación debe realizarse preferentemente con irrigadores mecánicos a presión, con equipo del tipo CMI-TC-250 o similar.

El espesor de la membrana podrá reducirse si de acuerdo con las características del producto que se use se puede garantizar su

integridad, cubrimiento de la losa y duración de acuerdo con las especificaciones del fabricante de la membrana de curado.

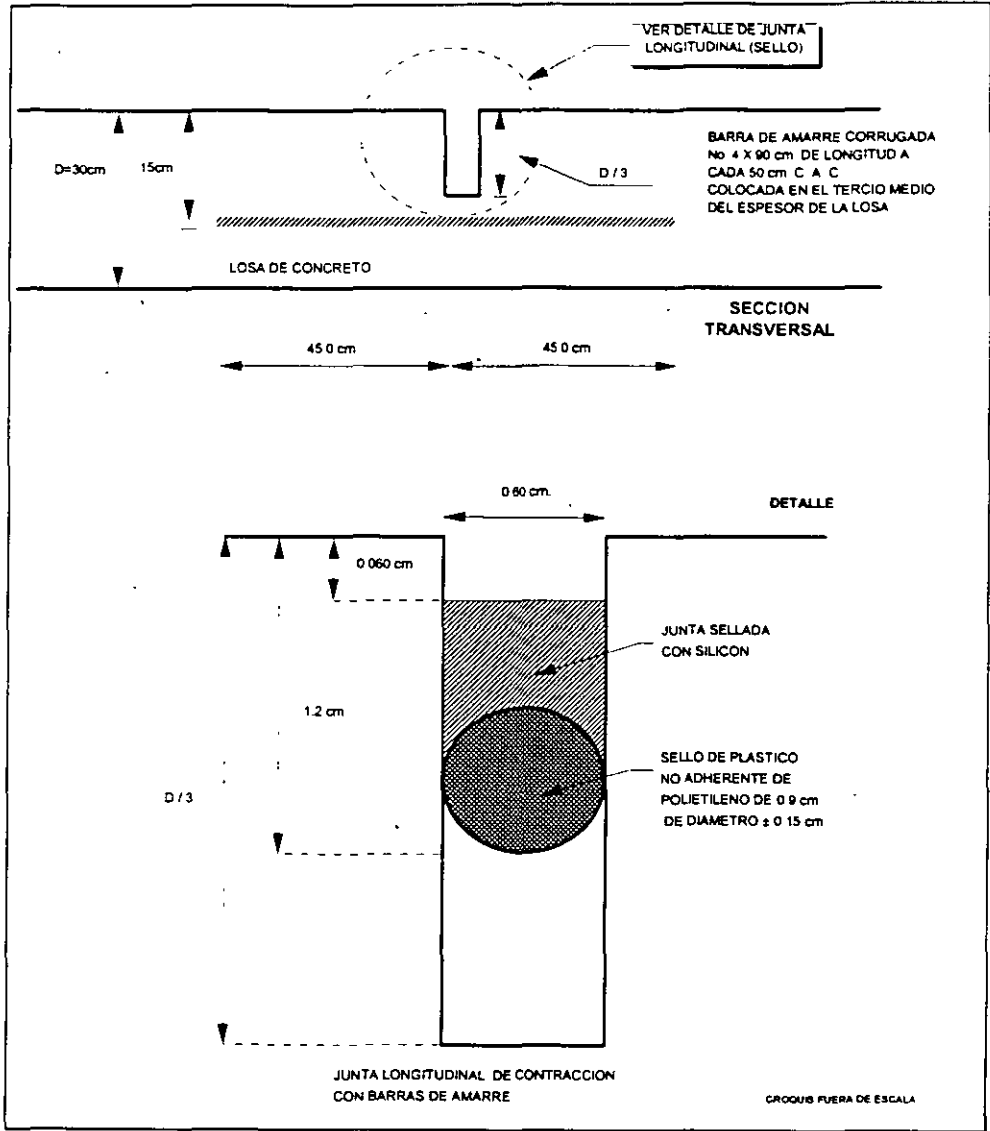
JUNTAS:

Después del curado de las losas se procederá al corte de las juntas longitudinales y transversales con discos abrasivos si se realizan los cortes en seco o con discos de diamante en caso de que se realicen con agua. Este corte deberá realizarse cuando el concreto presente las condiciones de endurecimiento propicias para su ejecución y antes de que se produzcan agrietamientos no controlados. El contratista será el responsable de elegir el momento propicio. Las losas que se agrieten por aserrado inoportuno deberán ser demolidas y retiradas. Las juntas deberán ajustarse a las dimensiones y características consignadas en el proyecto. En su construcción deberá tomarse en cuenta las siguientes recomendaciones:

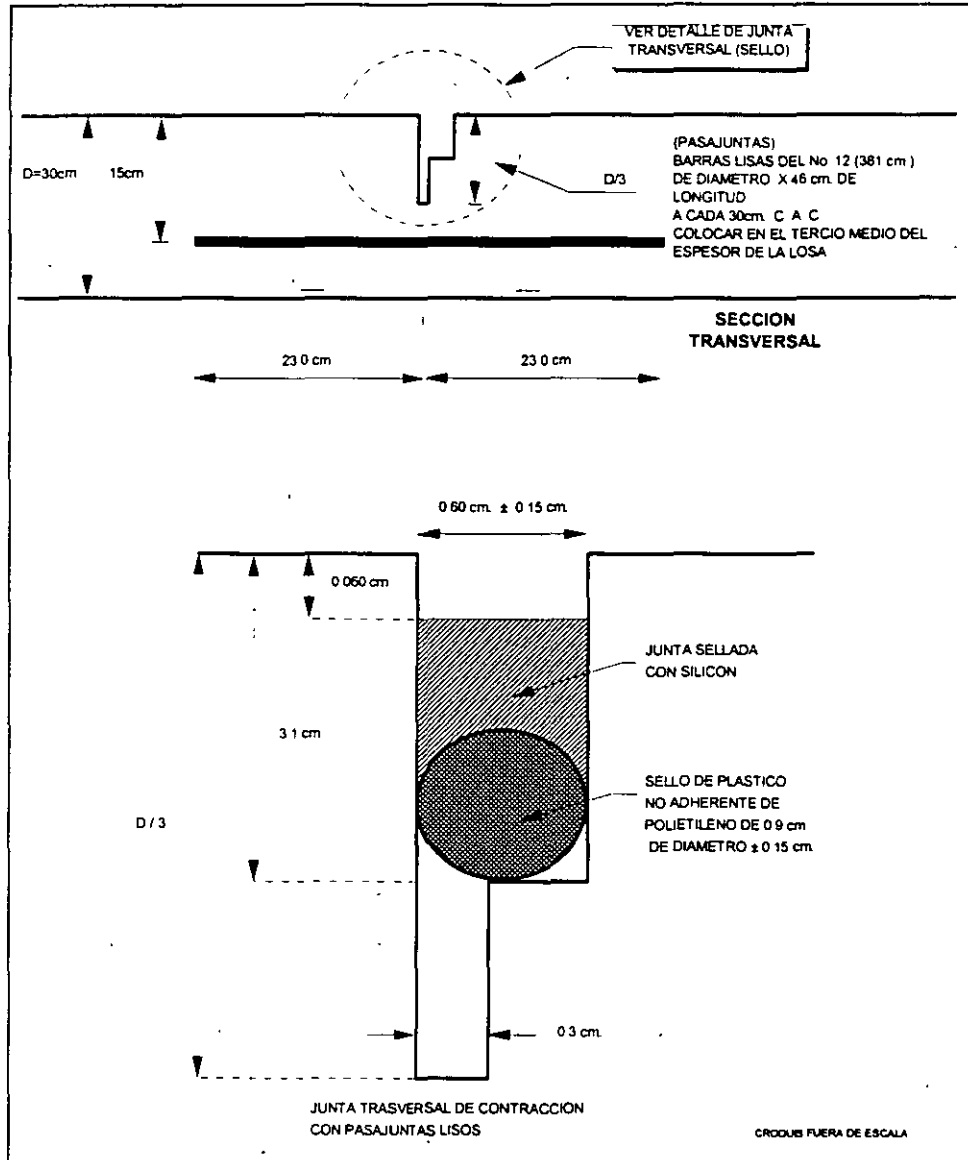
Las juntas se clasifican en:

- * Longitudinales, aserradas con barras de amarre (Tipo A).
- * Transversales de construcción aserradas (Tipo B).
- * Transversales de construcción con barras de amarre (Tipo C).
- * Transversales de construcción de emergencia (Tipo D).

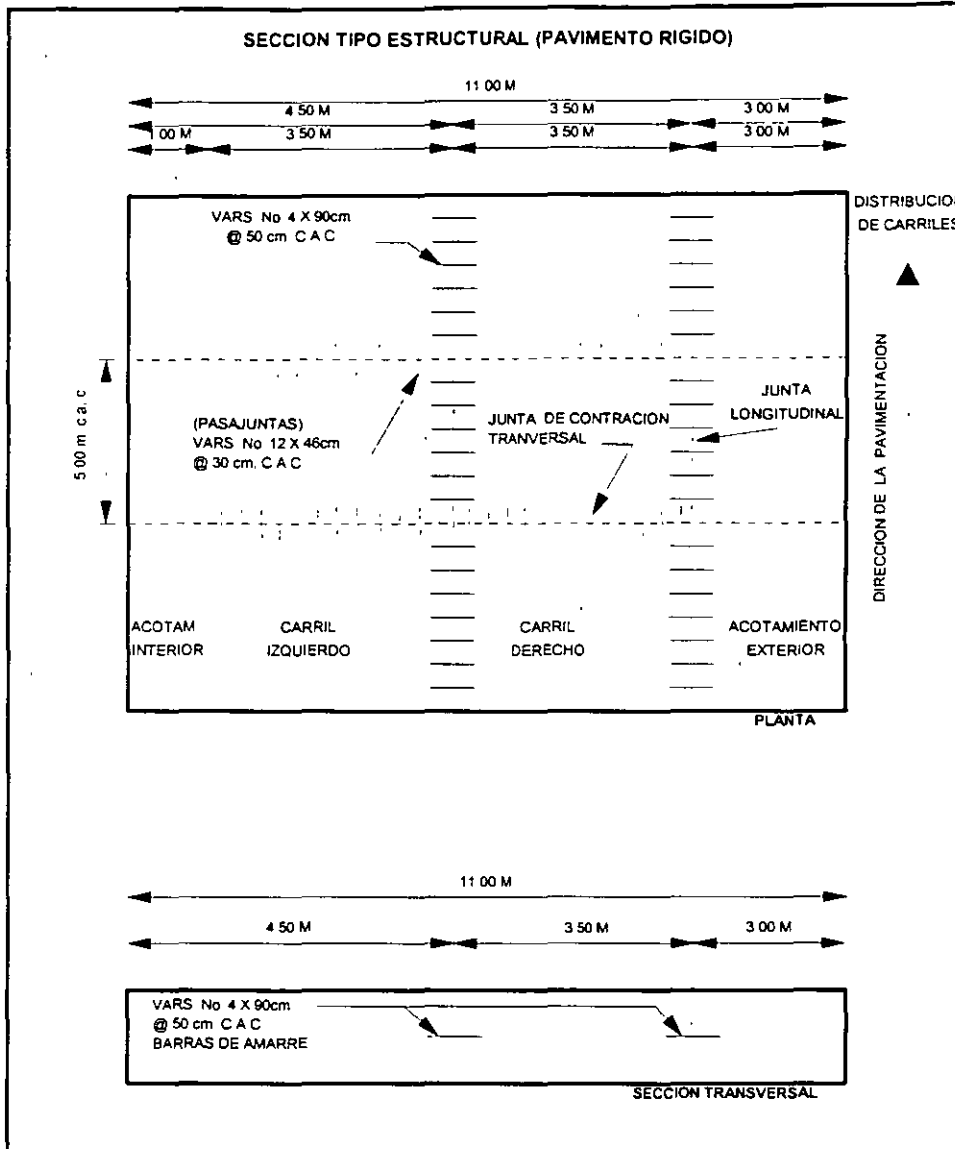
Las juntas longitudinales aserradas (Tipo A) con barras de amarre se construirán en los sitios que indique el proyecto de acuerdo a lo indicado en el CROQUIS 1.



Las juntas transversales de contracción aserradas (Tipo B) en los sitios que indique el proyecto, de acuerdo con la SECCIÓN ESTRUCTURAL TIPO que corresponda y con lo indicado en el CROQUIS 2.



Las juntas transversales de construcción, con barras de amarre (Tipo C) se construirán en los lugares predeterminados para finalizar el colado del día, coincidiendo siempre con una junta transversal de construcción pero alineada perpendicularmente al eje de la autopista, estas juntas se construirán a tope, de acuerdo a lo indicado en el CROQUIS N° 3.



Cuando por causas de fuerza mayor sea suspendido el colado por más de 30 minutos se procederá a construir una junta transversal de emergencia con la que se suspenderá el colado hasta que sea posible reiniciarlo. Las juntas transversales de emergencia (Tipo D) son exactamente iguales a las transversales de construcción (Tipo C), excepto que en general no coincidirán con una junta transversal de contracción. Las juntas de emergencia deberán quedar dentro del tercio de la longitud de la losa en que se ubiquen; para ello, si es necesario se demolerá el concreto del primer tercio medio de la losa si dentro de él ocurre la emergencia, haciendo así coincidir la junta de

emergencia con la junta de contracción inmediata anterior, si la emergencia ocurre en el último tercio colado de la losa, se demolerá ésta en la longitud necesaria para que la junta de emergencia quede en el tercio central de la longitud de la losa.

Las ranuras aserradas deberán inspeccionarse para asegurar que el corte se haya efectuado a la profundidad deseada. Toda materia extraña que se encuentre dentro de todos los tipos de juntas deberá extraerse mediante aire a presión, SAND BLAST o agua a presión; Cualquiera de estos procedimientos deberá garantizar la limpieza total de la junta. A continuación se procederá al curado de las superficies laterales, inmediatamente después de que se hayan resanado, si hubiere sido necesario.

La longitud de las losas en el sentido longitudinal estará marcada en las secciones tipo correspondientes con una tolerancia de 5 cm en más o en menos.

Deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar que se dañen los bordes de las juntas por impactos del equipo o de la herramienta, que se esté utilizando en la obra.

El colado de franjas adyacentes se deberá realizar engrasando las paredes de las losas previamente coladas. En ambos tipos de juntas, deberá evitarse la desviación en su alineamiento, respecto al proyecto.

TOLERANCIAS:

Para dar por terminada la construcción de las losas de concreto hidráulico se verificarán el alineamiento, la sección transversal en su forma, espesor, achura y acabado, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría con las siguientes tolerancias:

Tolerancias en la construcción de las losas de concreto hidráulico	
Coefficiente de fricción inicial de la superficie de rodamiento.	0.40 mínimo.
Índice de perfil:	
a).- en tangentes o curvas $r > 600$ m	11 cm/km.
b).- en curvas de $300 \text{ m} < R < 600$ m	19 cm/km.
Profundidades de depresiones.	0.5 cm.
En el 80% como mínimo del número total de los espesores determinados.	
En el 20% como mínimo del número total de los espesores determinados.	
R = Radio de la curvatura.	
e_r = Espesor real.	
e = Espesor de diseño.	

La profundidad de las depresiones se determinará colocando un a regla de tres (3) metros de longitud, el contratista deberá considerar una regla y operación de la misma por cada frente detenido.

Por otra parte se considera que un concreto hidráulico cumple con el requisito de resistencia fijada en el proyecto cuando se verifique lo siguiente:

Que el promedio del módulo de resistencia a la tensión por flexión, de cada cinco (5) especímenes consecutivos, sea igual o mayor que la resistencia a la tensión por flexión fijada en el proyecto (or = 48 kg/cm²), a los veintiocho (28) días de edad.

Que los mismos cinco (5) especímenes a que se refiere el sub párrafo anterior, cuando menos cuatro (4) tengan una resistencia igual o mayor que el noventa por ciento (90%) de la resistencia fijada en el proyecto para los mismos veintiocho días (28) días de edad.

MEDICIÓN:

Las losas de concreto hidráulico, por unidad de obra terminada, se medirán tomando como unidad el metro cúbico de concreto, con el módulo de resistencia a la tensión por flexión fijado en el proyecto. Los volúmenes construidos se cubicarán en las mismas losas por medio de seccionamiento a cada 5 m y siguiendo el método de promedio de áreas extremas.

BASES DE PAGO:

En las losas de concreto hidráulico, que constituirán el pavimento, se considera el volumen fijado por el proyecto y se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: derechos y regalías para la extracción del agua y de los bancos de materiales, cualquiera que sea la clasificación; instalaciones y desmantelamiento de la planta; alimentación de la planta, cribados, desperdicios de los cribados, trituración total o parcial; lavado, cargas y descargas de los materiales; todos los acarrees y maniobras necesarios para los materiales y desperdicios de ellos; adquisición del cemento Portland, del tipo fijado en el proyecto y sus acarrees y desperdicios y de los aditivos que se requieran en el lugar de la obra; carga y descarga de los materiales, formación de los almacenamientos en la obra, de todos los materiales; la amortización del valor de fabricación o adquisición de los moldes y su transporte; preparación, colocación, materiales necesarios y remoción de los moldes; elaboración del concreto con el cemento y aditivos que se requieran, acarreo de la mezcla desde el sitio de su fabricación hasta el sitio de su colocación; agua para el humedecimiento de la Sub-base hidráulica de apoyo de las losas; humedecimiento de los moldes; acabado superficial y corrección de

imperfecciones mediante llanas o fresado; texturización; curado de las losas y de las juntas aserradas; aserrado de las juntas y corrección de sus bordes si es necesario; limpieza de las juntas y sellado; el acero para las pasajuntas, incluyendo sus transportes y colocación; neoprenos y adhesivos necesarios, incluyendo su colocación; los tiempos de los vehículos empleados en transportes, durante las cargas y descargas; construcción del tramo de prueba previo a los trabajos de pavimentación; protección a las estructuras o parte de ellas, precauciones para no mancharlas durante la construcción; verificación de los acabados y texturizados y en general de todo lo necesario para la correcta ejecución de los trabajos a satisfacción de la Secretaría.

La Secretaría podrá reconocer al contratista volúmenes de concreto en exceso a los volúmenes geométricos de proyecto, siempre y cuando se cumpla con las tolerancias de acabados, espesores mínimos y anchos establecidos, hasta por un volumen total máximo igual al volumen de proyecto más el correspondiente a un centímetro.

El contratista estará obligado a construir y conservar transitables todo el tiempo requerido, tanto las desviaciones como los caminos de acceso adecuados para comunicar los frentes de trabajo.

ACEPTACIÓN:

Para la aceptación final de la nueva estructura del pavimento, en las áreas que se efectuarán los trabajos de pavimentación, deberá verificarse que sus respectivos espesores promedio realmente obtenidos, sean iguales que los correspondientes de proyecto, con las tolerancias en menos que se indican en la siguiente tabla:

TOLERANCIAS	
Estructura total del pavimento.	1 cm.
Losas de concreto hidráulico.	0.2 cm.
Subbase hidráulica.	1 cm.

ESTUDIOS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES

CERTIFICACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES

Con el propósito de garantizar el nivel de calidad deseado de los materiales utilizados durante la construcción de la obra, de acuerdo con lo establecido en las normas de construcción y de calidad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en sus capítulos 4-01-02-004 , 4-01-02-005 y en las especificaciones particulares del proyecto, se contó con un laboratorio de apoyo antes de los inicios de dicha obra, el cual se dedicó a realizar estudios previos de bancos de materiales para certificarlos, evaluar su potencialidad y variabilidad así mismo a llevar a cabo diferentes diseños de mezclas de materiales para su utilización posterior.

AGREGADO GRUESO (GRAVAS)

Debido a que en esta etapa, la trituración no daba todavía inicio se procedió a pepear el banco de proyecto denominado " Pedrera de la Cruz " ubicado en el km. 98+000 desv./izq. 2000 m. Las muestras obtenidas de dicha pepeña fueron sometidas a un proceso de "trituración" en el laboratorio para reducirla a tamaños necesarios para realizar las pruebas previas correspondientes que son; desgaste "los ángeles" , intemperismo acelerado utilizando sulfato de sodio (Na_2So_4), partículas ligeras, partículas deleznable, pedernal como impureza, carbón, y/o lignito; clasificación petrográfica, reactividad potencial alcali-agregado, método químico y de barra.

AGREGADO FINO (ARENA DE RÍO)

Los bancos analizados fueron arena procedente de playones del río "laja", tratada y almacenada en el km. 42 de la carretera 42 San Luis de la Paz - Dolores Hidalgo y arena del banco denominado el "Carmen" ubicado en el km. 134 de la carretera 57, Querétaro - San Luis Potosí desv./der. 12,000 m; las pruebas que se realizaron para la certificación de dichos bancos son los que se enlistan a continuación : granulometría, equivalente de arena, módulo de finura, intemperismo acelerado, utilizando sulfato de sodio (Na_2So_4), partículas deleznable, carbón mineral y/o lignito, reactividad potencial alcali-silice

AGUA

La fuente de suministro la constituye una presa de 3000 m³ de capacidad localizada en el km. 100+000 desv./izq. 2000 m ; se evaluó la calidad de dicha agua en el laboratorio central realizando las pruebas correspondientes para determinar las cantidades en partes por millón de las sustancias químicas siguientes: sulfatos (Na₂SO₄), cloruros (NaCl), materia orgánica (oxido consumido n la tabla siguiente se tiene el resumen de los resultados de la certificación de los bancos de materiales.

CEMENTO PORTLAND

Los factores considerar en la elección del tipo de cemento son los agregados, el volumen del concreto y la condición de exposición del mismo.

Se eligió el cemento portland tipo I al cual se le realizó el análisis químico para determinar el contenido de álcalis; el análisis físico por medio de las pruebas de finura, resistencia, tiempo de fraguado, fraguado falso y sanidad, debiendo cumplir los resultados obtenidos con lo señalado en las cláusulas 4.01.02.004-c de las normas de calidad de los materiales de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO

Se llevó a cabo un estudio técnico-económico de mezclas de concreto con aditivo tipo D, reductor de agua y retardante dosificado de manera tal que el fraguado inicial de la mezcla a la temperatura estándar de 23 C no se produzca antes de 2 ni después de 4 horas al finalizar el mezclado, así como un agente inclusor de aire para asegurar la trabajabilidad de la mezcla.

Los aditivos fueron suministrados por diferentes proveedores.

Los factores que se consideraron para la elección de la mezcla conveniente fueron la resistencia, la trabajabilidad, tiempos de fraguado y costos.

PRUEBAS DE CAMPO PARA AJUSTES

Previamente a la construcción del pavimento de concreto se llevó a cabo un tramo de prueba de 200 m de longitud aproximadamente, fuera del derecho de vía de la carretera con el propósito de probar el equipo a emplear en cada una de la etapas de construcción (colocadora de concreto, texturizador, curador, cortadoras de juntas), verificar los procedimientos de construcción, retroalimentar el diseño de mezcla propuesto para realizar los ajustes finales a dicho diseño y finalmente inspeccionar la calidad del pavimento terminado (espesor, forma, textura, compactación del concreto ----etc).

REVISIÓN DE CALIDAD

MATERIALES

AGREGADOS

La trituración de los agregados se hizo en dos tamaños de agregados gruesos (1 ½" a 3/4" y 3/4" a No.4), y arena triturada.

Se busco una combinación adecuada de los agregados gruesos para cumplir con los límites granulometricos de proyecto que corresponden al tamaño máximo de 1 ½" (38 mm).

Para corroborar los resultados obtenidos durante los estudios preliminares, se llevaron a cabo nuevamente los ensayos mencionados en los incisos C-2-1-1-1 y C-2-1-1-2, haciendo énfasis que en esta de control los estudios físicos de los agregados se hacen mas frecuentemente cuando menos 2 veces por semana para garantizar que los materiales siguen cumpliendo con los requisitos de calidad especificados y/o rangos de variaciones permisibles; se inspecciona diariamente los frentes de ataque del banco autorizado, las operaciones de trituración, asegurando condiciones adecuadas de almacenamiento subsecuente de agregados para evitar sus segregaciones y contaminaciones con substancias u otros materiales perjudiciales y de que se mantenga una condición de humedad uniforme antes de ser utilizados en la mezcla.

CEMENTO

Debido al gran volumen de cemento que se ha estado entregando diariamente (Ton./día pro.) se tuvo especial cuidado a la temperatura del mismo en las pipas de cemento (80 C max) antes de su descarga en los silos de almacenamiento; asimismo se ha estado pidiendo certificados de calidad del proveedor y realizando muestras eventuales para su envío al laboratorio central de la ciudad de México, debiendo el cemento cumplir con las especificaciones 4.01.02.004-B y 4.01.02.004C de las normas de calidad de los materiales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

ADITIVOS

Como se ha mencionado en el inciso c-2-3, la mezcla de concreto lleva incorporado un aditivo tipo D, reductor de agua y retardante así como un agente inclusor de aire.

Se piden los certificados de calidad por lote de entrega durante la producción para comprobar que las características de dichos aditivos están en conformidad con los requisitos de calidad señalados en la cláusula 4.01.02.004-h y 4.01.02.004-1 de las normas de calidad de los materiales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

AGUA

Se verifica su calidad en forma aleatoria para comprobar que su calidad sigue cumpliendo con las normas de calidad correspondientes.

MEMBRANA DE CURADO

Es un líquido de color blanco; su componente base es agua; es irrigado mecánicamente a presión sobre la superficie del concreto fresco colocado después del acabado final rayado y tan pronto de la piedra el brillo superficial a razón de 1 lts por m² para obtener un espesor uniforme general de 1 mm que deja una membrana impermeable y consistente que impide la evaporación del agua que contiene la mezcla del concreto fresco.

El control de calidad de la membrana de curado requiere de la entrega de certificados de calidad del proveedor por cada lote entregado en la obra debiendo cumplir con los requisitos de calidad que se describen

en la cláusula 4-01-02-004-1 de las normas de calidad de los materiales de la SCT.

MATERIAL SELLANTE PARA LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN O DE CONSTRUCCIÓN

Debe ser elástico, resistente a los efectos de combustibles y aceites automotrices, con propiedades adherentes con el concreto y permitir las dilataciones y contracciones que se presenten en las losas, sin agrietarse; se recomienda productos a base de silicón que deben solidificarse a temperatura ambiente.

BARRAS DE AMARRE

Se colocan con el propósito de evitar corrimiento o desplazamiento de las losas. Las barras son corrugadas de acero estructural con limite de fluencia de 4200 kg/cm² las cuales quedan ahogadas dentro del concreto; también se utilizan en las juntas transversales de construcción y emergencia.

PRUEBAS DE CAMPO

Dentro de las pruebas que se aplicaron para la verificación de la calidad durante el proceso se dividió en dos zona.

- Planta de concreto
- Zona de tendido

PLANTA DE CONCRETO

Durante el proceso de elaboración del concreto se tomaron muestras de la mezcla que se producía, para la verificación de la resistencia se tomaron especímenes a cada 200 m³, cada uno de estos consistió en la elaboración de tres vigas de 0.15 mts x 0.15 mts de 0.50 mts. las cuales se depositaban en las pilas de agua, las cuales se probaron a 3, 14 y 28 días. al la tensión en la prensa. también se realizaron pruebas de calidad a los silos de cemento así como a los almacenes de agregados y de arenas.

Se realizaron revenimientos a todos los camiones que se cargaron, con la finalidad de rechazar todo el concreto que no cumpliera con las especificaciones, también se realizaron revisiones periódicas a la calibración de las básculas de agregados como del concreto con la finalidad de no variar al diseño de la mezcla.



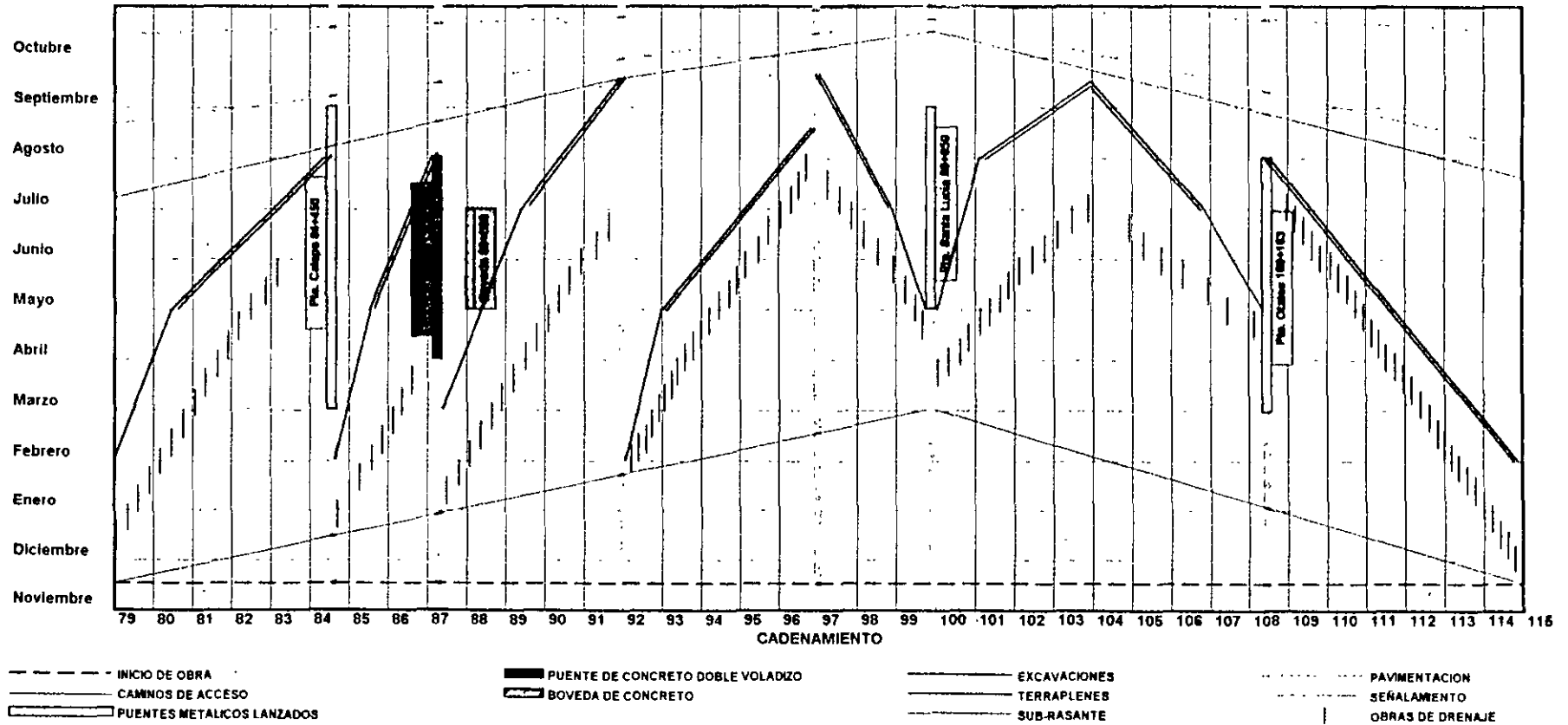
ZONA DE TENDIDO DE CONCRETO

Dentro de los controles de campo que se llevaron a cabo en la recepción del concreto, se tuvo especial cuidado en el reanimamiento del concreto, para lo cual se le realizó una prueba a cada viaje que se recibió en el tendido, también se realizaron las revisiones a la junta fría; que estas se construyeran con los cuidados adecuados, así mismo cuando se retrasaba el tendido por diferentes causas, se recomendaba la construcción de la junta fría correspondiente, también el riego de liga entre la sub-base estabilizada y la losa de concreto el cual consistía en un riego de agua.

También se revisó la calidad del acero de las pasajuntas de las juntas de contracción.



**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS
PROGRAMACION DE OBRAS**





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

TEMA

ESTIMULACIÓN DE SISTEMAS DE SUPERVISIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

**EXPOSITOR: ING. HILARIO DE JESÚS OROZCO UNZUETA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y SUPERVISION DE CARRETERAS
ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

PLANEACIÓN DEL TRAMO CARRETERO DE LA SUPERCARRETERA TEHUACÁN OAXACA, DEL KM 79+000 AL 115+000.

Todos sabemos que la construcción tiene una larga historia, tan extensa como el desarrollo mismo de la civilización. De hecho ambos conceptos, construcción y civilización, se han entrelazado siempre y han, por decirlo de alguna manera, crecido juntos.

El hombre utilizó en primera instancia su propia fuerza de trabajo como única tecnología para la construcción. Mas tarde añadió poco a poco otras herramientas, después con el invento de la rueda y con el tiempo nuevas tecnologías hicieron más fáciles los trabajos de construcción. De hecho, podríamos seguir el curso de la historia del hombre hasta nuestros días y veríamos que las construcciones han ido de la mano del desarrollo de la civilización, pues los adelantos tecnológicos, de una u otra forma, siempre se han aplicado para construir. Veríamos también que, para crear grandes obras, siempre ha sido necesaria la Planeación.

Mi visión como constructor al hablar del diseño de la planeación práctica, presenta características específicas, puesto que su aplicación en el desarrollo de proyectos de infraestructura es muy distinta de la que se hace en otro tipo de industrias, debido a la participación de personas que adicionan con su alta disposición de trabajo una verdadera filosofía y ven concretados sus esfuerzos al apreciar las obras terminadas. Por eso el factor humano es indispensable para todo proyecto.

Para llevar a cabo una buena planeación realmente practica, se debe tener un conocimiento profundo, tanto de la técnica como el de la condición humana y del medio ambiente, se tiene que ser líder en estas materias, para aprovechar la tecnología y para impulsar a los hombres a creer en los proyectos y realizarlos.

Estas características las tienen por lo regular, o las deben de tener, los administradores de los proyectos, conscientes de su responsabilidad,

deben buscar a través de la planeación la obtención de los objetivos, para cumplir con las expectativas del Cliente y de la Empresa.

Su labor puede describirse como planear, ejecutar y controlar los proyectos, esto es, "hacer que todo suceda" correctamente. Queda claro que antes de emprender un proyecto, se tiene que saber que es lo que se quiere, como, cuando y para lo que se pretende sirva.

El éxito de una empresa constructora está basado en ganar nuevos proyectos, construirlos y administrarlos correctamente para ser productiva; por eso, los proyectos finalizados exitosamente son la razón por la cual la empresa crece y se desarrolla, y constituyen la base sobre la que se cimienta su futuro.

En una empresa, por tendencia natural, se concentran diversas actividades repetitivas; lo ideal es que toda actividad redunde en un incremento de la productividad. Es obvio que si la productividad se incrementa, la empresa prospera y se vuelve más fuerte y sólida; por esta razón, la empresa debe optimizar los recursos con los que cuenta, tanto humanos como materiales. Sin embargo, cuando se trata de un proyecto, las cosas cambian diariamente ya que, como todo el mundo sabe, cada proyecto es único, con características propias y requisitos específicos, además de apegarse a un valor, un lapso de ejecución y una fecha de entrega particulares. No obstante, la curva de aprendizaje dentro de un proyecto es acelerada porque el trabajo diario es, virtualmente, la única capacitación que recibe el equipo que lo desarrolla

Para algunos, la administración de proyectos es una forma moderna de arte, una conjunción de ideas y principios aplicados con habilidad intuitiva para superar cualquier obstáculo y completar el trabajo de acuerdo con los tiempos y requerimientos previamente establecidos; otros piensan que dentro de un proyecto todos los factores y alternativas son predecibles antes de iniciarlo, pero no hay que olvidar que los imponderables no son predecibles y que los seres humanos no actúan con la exactitud de las fórmulas matemáticas

Se pueden tener distintos enfoques de la administración de proyectos. Se la puede considerar una actividad tajante y fría en la que es

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS

ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

obligatorio revisar constantemente el estado mismo del proyecto, el plan y los avances, o se puede pensar también que es un disparate compuesto por extensos informes y fantasiosos diagramas. El punto de vista que se tenga al respecto es algo totalmente personal, porque no deja de ser cierto que incluso los proyectos mal administrados, de una u otra forma se terminan, aunque con problemas, malentendidos y falta de comunicación a lo largo del proceso. Claro que en estos casos, su finalización no siempre se da a tiempo ni dentro del presupuesto establecido, ni por encima del estándar de excelencia que desean la empresa y el cliente.

Ahora bien, cabe preguntarnos cuál es el ingrediente más importante para que un proyecto tenga éxito. La respuesta es muy sencilla en verdad, ante todo hace falta compromiso, esa especie de magia que empieza desde arriba y que debe fluir hacia todos los que participan en él.

Para triunfar es necesario tener un fin, un plan, un método, y perseverar en su aplicación con vivo compromiso. Existe una larga historia de proyectos que han fracasado por falta de compromiso más que por errores en su planeación o por problemas en la asignación de recursos.

Por eso el responsable de una obra tiene que estar convencido de que la administración de proyectos cumple un rol específico y debe reconocer que ella es la piedra angular para lograr una coordinación efectiva, una comunicación clara y un control eficiente y comprometido de los recursos, lo cual no puede conseguirse si se desconoce en qué consiste esta administración o no se está convencido de su valor o de sus alcances.

Es por ello que la planeación del mismo tiene que hacerse tomando en cuenta los distintos enfoques y objetivos, como son los financieros, los de recursos humanos y maquinaria, los procedimientos constructivos, y los aspectos jurídicos y legales.

Si no se tiene esa cultura, el gerente del proyecto no podrá concretar las acciones; las fechas meta quedarán en meras propuestas y todo el programa no pasará de ser una larga lista de buenos deseos en vez de

un verdadero plan de trabajo, coherente y práctico. Como resultado, todos los que estén involucrados en el proyecto perderán, tanto las personas como la empresa, pues ya dijimos que la realización de proyectos es la base de su crecimiento.

¿Qué sucede entonces cuando se tiene entre manos un proyecto? Ante todo, quienes han sido asignados a él deben dedicarle toda su atención porque un proyecto siempre es algo especial.

Por lo regular, el equipo humano para un proyecto está integrado por personas de distintas áreas de la empresa que conforman un grupo de trabajo temporal. Si ellos consideran las necesidades del proyecto como algo secundario tal vez sin que se note mucho en un principio, poco a poco, pero con seguridad, todo el proyecto avanzará hacia el desastre. En cambio, si existe compromiso "las cosas suceden", aunque, desde luego, eso no basta, pues para que las cosas sucedan "a tiempo" es necesario contar con un programa para el proyecto.

La palabra programa tiene distintos significados en la industria de la construcción. Es común preguntar, por ejemplo, "¿cuál es tu programa para esto?", entendiéndose que se quiere saber cuál es el tiempo aproximado en que quedará lista una tarea.

También es común decir "dame tu programa", lo que puede significar simplemente la petición de una pequeña lista escrita con las fases más relevantes de un trabajo y el tiempo en que se espera que sean completadas. Sin embargo, para un gerente de proyecto, el término "programa" tiene un significado mucho más específico porque, en su concepto, un programa de proyecto es bueno solamente si detalla todas las actividades que se necesitan para llevarlo a cabo e incluye estimaciones realistas basadas en la experiencia sobre el tiempo de cada actividad, así como una relación minuciosa de las actividades del proyecto y de las distintas interrelaciones entre las mismas. Todos estos elementos le dan a un encargado de proyecto la posible respuesta a preguntas básicas para coordinar el trabajo, tales como: "¿Qué recursos, entre mano de obra, equipo y materiales, se requieren para cada actividad?", "¿Estos recursos estarán disponibles en el momento en que se los necesite?", "¿Cómo puede resolverse un conflicto de recursos temporales?" Lo ideal es que el administrador del

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y SUPERVISION DE CARRETERAS ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

proyecto cuente con un programa que funcione como modelo de la conducta anticipada del mismo, un programa que sirva de base y que pueda ajustarse a los cambios cuando éstos ocurran.

En ocasiones, y con una buena dosis de optimismo, se programa con cálculos erróneos tanto el inicio como el fin de un proyecto, ante la creencia equivocada de que el tiempo perdido puede recuperarse si se asignan más recursos a la tarea en cuestión. Analicemos con más detalle esta falacia.

Por ejemplo, si con un equipo de cimbra deslizante se colocan en dos días 3 km. de concreto hidráulico para pavimentos rígidos en la superficie final de una autopista, es razonable pensar en dos equipos de trabajo similares serán capaces de hacerlo en una sola jornada laboral. Pero, ¿esto significa que si se utilizan 16 equipos el trabajo quedará listo en una hora?, la respuesta, obviamente, es "no".

Más allá de las teorías, la experiencia de trabajo de campo demuestra que en ciertos casos el disponer de más recursos sí ayuda, pero también, que otras veces causa más daño que beneficio. Si el desarrollo de un proyecto se retrasa, el agregar recursos probablemente prolongue la duración de la obra.

Por lo tanto, la planeación debe tener un impacto importante y positivo en la asignación de los recursos y debe determinar la cantidad de éstos que se requieren para culminar la obra. Además con base en esa planeación se puede discernir cuáles son las metas que es posible alcanzar y cuáles las que no.

El peor error sería insistir en que el tiempo perdido puede recuperarse con creces. Es fácil estar tranquilo dentro de la creencia de que ciertas actividades pueden ejecutarse apresuradamente sin que ello vaya en detrimento de la calidad del trabajo: esto es posible en el papel, pero no en la realidad, por lo menos en ciertos procesos en los que sabemos que bajan los estándares esperados.

Para una empresa resulta básico saber cuánto tiempo se puede ganar si se asignan más recursos, y cuánto dinero va a costar ese tiempo ganado. Estas preguntas se vuelven más críticas cuando la empresa

está comprometida en múltiples proyectos y las distintas actividades compiten por los recursos que se tienen disponibles.

Las empresas constantemente enfrentan problemáticas diversas y sus directivos tienen que elegir entre distintas alternativas para hacer que el proyecto continúe. Pues bien, cuando se tiene un plan, una estructura de control de costo adecuada y un método apropiado para su cálculo, existe la confianza de que todo saldrá bien.

Por lo anterior, es muy importante que los encargados de proyecto posean un cabal conocimiento de estas herramientas de control, pues su objetivo principal es terminar el proyecto asignado en el tiempo calculado y según el costo previsto, dos factores que frecuentemente entran en conflicto.

Incluso el proyecto más cuidadosamente programado puede alcanzar, una vez puesto en marcha, un punto en que resulte difícil de evaluar, pero aquí es precisamente donde el conocimiento necesario para coordinar esfuerzos guiará hacia donde se necesite que vaya el proyecto.

Si no se cuenta con un sistema de medición periódico y consistente, es casi imposible determinar la confiabilidad de los factores involucrados. La medición del avance del proyecto asegura dónde se encuentra éste en un momento dado; los informes de medición son una instantánea del proyecto y separan la realidad de la ficción. El mayor beneficio es mejorar la ejecución estableciendo un programa base de control con el que todos estén de acuerdo y comparando el avance real contra éste. De esta manera podemos ver exactamente lo que ha ocurrido, se elimina la subjetividad y se reafirma la validez del programa en la toma de decisiones.

En la ingeniería civil se han logrado notables avances en relación con la tecnología disponible para la realización de una obra, pero fundamentalmente en lo relativo a su diseño y construcción, no ocurriendo lo mismo en cuanto a la planeación y el control.

Es conocida la complejidad que se le presenta al ingeniero al tratar de mejorar el manejo de la obra debido a que, por lo regular, crea su

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

propio sistema para el procesamiento de la información. Lo hace así por desconocimiento o falta de orientación en la utilización de sistemas de cómputo creados a la medida, de acuerdo con las necesidades de la empresa, los que le permitirían llevar un control uniforme en todos sus proyectos. Actualmente, el ingeniero se enfrenta a diferentes problemas en lo que se refiere a planeación, programación y control de la obra que, en un momento dado, le significan un gran volumen de operaciones repetitivas y una gran cantidad de datos que le resultan difíciles de controlar y utilizar, lo que implica que no pueda analizar sino una o, como máximo, dos posibles soluciones al problema.

En vista de esto, resulta inevitable la aplicación de controles, no solamente de costos sino también para vigilar el cumplimiento de los programas y de la calidad. Con ellos, se puede saber cómo marcha la construcción de la obra en cuanto a costo, al avance según el tiempo disponible, a la calidad especificada; se puede saber si se gana o se pierde, y también cuánto, dónde y por qué.

Trataremos ahora de esquematizar un modelo de sistema de control de obra que puede ser aplicable según las condiciones de una empresa.

El sistema de control de obra tiene por objeto planear, programar y controlar los recursos a fin de evaluar los resultados de un proyecto y a la vez servir en la elaboración de futuros presupuestos. Este sistema está conformado por tres módulos que operan independientemente o en forma conjunta, con tres funciones operativas fundamentales: primero, la elaboración de programas de ejecución, segundo, la elaboración del proforma y utilización de recursos; y tercero, el control de tiempos y costos.

El primer módulo consiste en la elaboración de programas de ejecución y va ligado al proforma. Previamente hay que establecer un catálogo de actividades que debe organizarse con base en la estructura de la obra.

Inicialmente se elabora un diagrama donde se muestra la secuencia de ejecución de la obra con el suficiente detalle para poder controlar los procesos constructivos, pero sin caer en un exceso tal que impida el trabajo eficiente de control. A cada una de las actividades incluidas en

el diagrama se le asigna una duración con base en los recursos disponibles y la experiencia del constructor. Con estos datos se obtiene un programa general de ejecución de la obra y las dependencias de cada actividad.

Así se conoce la duración de la obra, lo cual permite modificarla en caso de que no fuera la deseada, no sólo recortando tiempos sino también reprogramando su secuencia, de manera que sea el proceso constructivo el que quizá cambie en vez de hacerse un recorte abrupto de la duración del programa.

En el momento en que se conocen la duración y la secuencia deseadas de las actividades, se obtiene un programa base de control que servirá como parámetro en el proceso de construcción de la obra y que deberá seguirse en toda circunstancia.

Dentro del segundo módulo, el objetivo del proforma consistirá en calcular el costo total de la obra, así como el importe y la cantidad de recursos que se requieran en cuanto a materiales, mano de obra, equipo, fletes y otros. Esto servirá al mismo tiempo de base para la elaboración de los programas de asignación de recursos y para el control de costos.

Los trabajos de este módulo comprenden dos fases: la creación de un catálogo de recursos y la definición de volúmenes necesarios para la ejecución de la obra.

Cada actividad contiene los recursos necesarios de materiales, mano de obra, equipo y otros, y la cantidad que se empleará de cada uno. De tal forma que cada actividad deberá estar asignada a un centro de costo.

Este análisis de las actividades presenta ventajas definitivas en el momento de elaborar un nuevo proforma, puesto que cada actividad contiene los recursos necesarios para su ejecución, lo que nos da una medida constante para cualquier obra. Es decir, el análisis mantendrá su relación en cualquier situación, o podrá modificarse la forma de hacerlo, pero entonces será otra actividad diferente.

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y SUPERVISION DE CARRETERAS ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

La ventaja es muy clara: con este método de operación, al actualizar el catálogo de recursos conforme a las variaciones del mercado, las actividades presentan su nuevo costo.

En cuanto a la obtención de los volúmenes de obra, el problema sigue existiendo, definitivamente. No es fácil mecanizar este proceso y hay que continuar elaborándolo en forma separada e incorporarlo en su momento.

Una vez que se cuente con la información anterior, bastará asociar los volúmenes a las actividades establecidas. El resultado de este módulo serán informes tales como el proforma total de la obra, que se desglosa por actividad y el total de los recursos necesarios en unidades y costos.

El tercer módulo, el control, es necesario para conocer cómo marcha la construcción de la obra en lo relativo a su costo, al avance según el tiempo disponible, a la calidad especificada y para saber si se gana o se pierde (de ser así, cuánto, dónde, por qué).

El objetivo del control es proporcionar en forma periódica el estado que guarda el avance y el costo real de la obra contra lo planeado y proformado, así como las desviaciones presentadas a la fecha, ya que debido al gran número de variables e imponderables que intervienen en el proceso constructivo, resulta difícil seguir al pie de la letra el plan inicial, por lo que surge la necesidad de realizar revisiones que permitan detectar desviaciones sufridas y, lo que es más importante, conocer su efecto posterior en la ejecución y el costo de la obra

Para lograr lo anterior, se compara la información obtenida en el programa base de control y el programa de utilización de recursos contra los costos reales que se van obteniendo en la obra durante su ejecución, como son el avance de las actividades ejecutadas y el consumo de los recursos.

La frecuencia de las revisiones es variable y debe establecerse en función de la complejidad de la obra. Así, mediante estas revisiones, se conoce el estado actual de la obra y se sabe si conviene cambiar el

proceso constructivo en función de los atrasos o adelantos que se vayan presentando.

Finalmente, se obtienen las desviaciones que se han detectado, que serán indicadores y auxiliarán para conocer que actividades deberán acelerarse o incrementarse por presentar retrasos. Con esta información, se pueden combatir pequeños retrasos, pues se sabe dónde se han originado y qué debe hacerse para que no aumenten a fin de alcanzar la terminación pronta y eficiente del proceso constructivo. En lo que respecta a la forma e recuperar los retrasos fuertes, ésta dependerá de un nuevo programa, una nueva secuencia constructiva, un nuevo método de planeamiento.

La experiencia nos ha mostrado que las obras que se ejecutan siguiendo los lineamientos establecidos en los programas originales de trabajo o en reprogramaciones hechas a tiempo, concluyen con mejores resultados que aquéllas que son emprendidas sin una planeación previa.

Una vez que se conoce el estado de la obra en cuanto al avance y los tiempos de ejecución, será necesario determinar la relación que guarda el costo real de las actividades ejecutadas contra el proforma, con el fin de detectar la existencia y el valor de las desviaciones.

El sistema de control puede presentar un informe que combine los datos del proforma, del programa base de control y de los costos reales, agrupándolos según las necesidades y objetivos de los mismos.

Los informes que proporciona este sistema presentan en realidad pocas innovaciones respecto de los que actualmente se utilizan, y el hecho de elaborarlos por medio de la computadora presenta las siguientes ventajas:

- Lograr agilidad, exactitud y confiabilidad en los resultados obtenidos
- Detectar oportunamente los puntos donde se presentan los problemas, lo que permite investigar y determinar sus causas para aplicar las medidas correctivas en el lugar adecuado y en el momento preciso.
- Permitir conocer el estado real de la obra en el momento deseado
- Lograr un control efectivo sobre la ejecución de la obra.

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS
ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

Obtener informes de costo con diferentes desgloses, dependiendo del nivel al que van destinados.

El hecho de aplicar en las empresas constructoras estos sistemas creados a la medida de acuerdo con sus necesidades, le servirán de base y apoyo para lograr el éxito en cada uno de sus proyectos

Como ya hemos comentado, la planeación ha existido siempre, con el empleo de herramientas, aunque lo importante no es con qué medios, sino hacerlo bien; así podremos asegurar que una planeación exitosa se decide con anticipación.

Por supuesto, siempre se ha planeado, pero no olvidemos llevar a cabo la programación y el control para reducir riesgos, fallas y errores con acciones preventivas y correctivas, y hacer que se alcancen los objetivos proformados.

Es importante destacar que uno de los mayores cambios emprendidos para lograr los objetivos y metas es la actitud con la que se genera el compromiso de hacer las cosas bien

Desde luego, ésta no es una tarea sencilla, pues para tender un camino se requiere disciplina, integridad, profesionalismo, y contar con recursos humanos dispuestos a trabajar con dedicación y constancia y, sobre todo, comprometidos con el proyecto. Pues bien, el tener estos caminos abiertos permite una mejor integración del equipo del proyecto.

Nuestro país ya está abierto a la globalización y el hacer las cosas bien nos permite lograr alianzas estratégicas en el mismo nivel de competencia.

Este ambiente ha llegado para quedarse, y el nivel de competencia siempre lo mejoraremos trabajando en equipo, con tesón y lealtad, aplicando toda nuestra capacidad y nuestro talento.

Sólo al demostrar que tenemos convicciones, valores y filosofía, generaremos el compromiso y la capacidad de lograr lo que anteriormente comentado.

En Octubre de 1993, el Gobierno Federal a través de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, asigno a INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. DE C.V., la construcción de 124 Kms., de tramo carretero de la supercarretera Tehuacán-Oaxaca, del Km. 49+000 al 173+000, de los cuales nuestra Empresa se ocupó en la construcción de 36 km., del subtramo del km. 79+000 al 115+000, por su alto grado de dificultad topográfica, el período de tiempo contractual de 11.5 meses, así como por las cuatro estructuras de puentes especiales en él alojadas.

Los volúmenes totales de este tramo son los siguientes:

Longitud	Km	36
Cortes	m3	9'387,328
Terraplén	m3	5'115,190
Préstamo de Banco	m3	234,577
Subyacente	m3	90,012
Subrasante	m3	147,913
Obras de Drenaje	Pza	102
Sub-Base y Base	m3	152,186
Carpeta	m3	54,363
Sello	m3	3,081
Abatimiento de Talud	m3	872,416
Puente "Calapa" *	m	342
Bóveda de Concreto	m	178
Puente "Carrizalillo" **	m	205
Puente "Santa Lucia" *	m	295
Puente "Otates" *	m	266

* Puentes mixtos, cuya superestructura es de Acero Estructural.

** El Puente Carrizalillos es de concreto hidráulica y se resolvió en doble voladizo.

En lo relativo a la ponencia que me fue solicitado exponer, trate documentarme con libros de autoridades en materia de construcción, sin embargo llegué a la conclusión de que de nada sirve letrarse tanto, sin la aplicación práctica del conocimiento adquirido, la enseñanza ida tras ida y con metodologías aplicadas para la mejora del trabajo cotidiano, la concentración de nuestros sentidos para la mejora de la

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y SUPERVISION DE CARRETERAS
ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

practica de la ingeniería, orientada hacia lograr objetivos, que en ocasiones pasa inadvertidos cuando se obtienen, por la inercia de nuestro accionar, pero al momento de analizar o de efectuar un estudio, por una solicitud de tratar de transmitir una experiencia de algo logrado, no queda mas que agradecer a todos los que intervinieron en la obtención del mismo.

A continuación se muestra una tabla, donde se observan los porcentajes de los volúmenes a ejecutar en éste subtramo comparado contra los totales contratados.

CONCEPTO	VOLUMEN	% DEL TOTAL	VOLUMEN CONTRATADO
LONGITUD	36	29%	124
CORTES	9,387,328	76%	12,409,427
TERRAPLEN	5,115,190	63%	8,077,030
PRESTAMO DE BANCO	234,577	16%	1,426,177
SUBYACENTE	90,012	21%	431,722
SUBRASANTE	147,913	36%	414,027
OBRAS DE DRENAJE	102	38%	266
SUB-BASE Y BASE	152,186	29%	516,505
CARPETA	54,363	36%	150,307
SELLO	3,081	22%	14,177
TRITURACION	308,020	32%	951,001
ABATIMIENTO DE TALUD	872,416	100%	872,415
VALOR A CONCURSO	\$462,413	47%	\$977,393
(IMPORTE EN MILES)			

Debido al alto grado de dificultad para acceder a cualquier punto del trazo y para ejecutar los trabajos en el tiempo programado, inicialmente se definió subdividir el tramo en siete frentes de ataque, limitados por accidentes naturales o en su caso, por la equidad de volúmenes de obra, como los fueron los frentes 3, 4 y 5.(explicar larguillo donde se indican los frentes)

Como punto preliminar y de gran importancia, fue programar y ejecutar una gran red de caminos auxiliares, 140 kms aproximadamente, para la construcción de 36 Km., con una relación de 4 a 1, lo cual es indicativo del grado de dificultad en la ejecución de los trabajos.

Ahora bien para lograr el enfoque de las acciones a seguir, una vez que se nos asignó tal compromiso, fue importante hacer un planteamiento general, para de ahí derivar hacia los responsables de cada subtramo, los requerimientos en cuanto a tiempo para la programación al detalle de los mismos

Una vez analizado el proyecto que inicialmente nos fue dado y partiendo de los volúmenes contratados, procedimos a llevara cabo una programación general para determinar fechas bandera, donde obligamos a obtener el complemento del mismo, así como para determinar acciones críticas a seguir para la obtención de permisos, suministro de materiales básicos y los recursos humanos y de equipo para la ejecución de los trabajos.

A continuación tratare de explicar de manera genérica, un programa de picos, en el cual se determina de manera global, las fechas de ejecución y compromisos, para el involucramiento de las partes que intervendrán en la consecución total del objetivo: cumplir en tiempo la construcción de esta parte tan complicada del proyecto total encomendado.

En el programa se identifican a los puentes especiales como algo minimizado, sin embargo en la tabla que a continuación se muestra, podremos observar la gran magnitud de los trabajos, aunado a la dificultad en acceder, esencialmente el puente "Santa Lucia".

CONCEPTO	UNID	PUENTE				SUMA
		CALAPA	CARRIZA LILLOS	SANTA LUCIA	OTATES	

SUBESTRUCTURA						
EXCAVACION	M3	27,938 80	25,474 80	45,500 44	30,915 30	129,829 34
CONCRETO HIDRAULICO	M3	5,229 10	5,387 77	4,300 31	3,807 54	18,724 72
ACERO DE REFUERZO	TON	558 72	536 91	433 23	436 62	1,965 48

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS
ESTIPULACION DE SISTEMAS DE SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD (REGLAS DEL JUEGO)

CONCEPTO	UNID	PUENTE				SUMA
		CALAPA	CARRIZA LILLOS	SANTA LUCIA	OTATES	

SUPERESTRUCTURA						
CONCRETO	M3	1,144 00	2,005 22	904 20	878 00	4,931 42
ACERO DE REFUERZO	TON	302 08	341.22	266 01	204.34	1,113 65
ACERO ESTRUCTURAL	TON	2,363 72	13 72	2,006 51	1,857 44	6,241 40

LONGITUD TOTAL	M	342 00	205 00	295 00	266 00	1,108 00
----------------	---	--------	--------	--------	--------	----------

También es importante aclarar, que es normal que en obras de este tipo, todo el trabajo de planeación va en paralelo a la construcción, en ocasiones primero está el equipo que los ingenieros, es común que nos enfrentemos a ello, por eso es importante estar trabajando en la programación de los trabajos para orientar el enfoque de nuestras acciones a seguir para la consecución de objetivos.

Contractualmente y debido a que la Secretaría determinó, que solo debía fungir como supervisora, fue necesario dimensionar adecuadamente nuestro servicio de laboratorio, para el control de la calidad de los trabajos, así como el apoyo correspondiente en la generación documental para el cobro de los mismos. A pesar de contar con equipo de alto rendimiento en la revisión de la capacidad de los materiales en terraplenes y/o pavimentos, como lo es el densímetro nuclear, fue necesario documentar con el método tradicional de calas.

Con el panorama general que nos dio la programación, analizamos en complemento de nuestra capacidad, para con ello determinar la logística de suministros, así como la contratación con terceros de trabajos especializados y/o de inspección en campo, para el fiel cumplimiento de los requisitos especificados, que cumpliera las expectativas de nuestro Cliente.

Como es de entender cada uno de nuestros rubros genéricos principales de la planeación inicial, demandará en el detalle, requerimientos específicos para obtener la meta, en el tiempo demandado contractualmente.

Cabe aclarar que sin la participación activa por parte de nuestro Cliente, las metas que nos fijamos se verían imposibilitadas en su consecución.



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y SUPERVISION DE CARRETERAS
CONSTRUCCION DEL PUENTE CARRIZALILLO
SUPERCARRETERA TEHUACAN – OAXACA; KM 87+160

Descripción y Aplicaciones.

Un puente en voladizo es una obra colada en forma de ménsula, por elementos sucesivos llamados dovelas, elementos que se postensan uno a uno en el transcurso de la construcción. El colado se efectúa en moldes suspendidos de un andamiaje móvil constituido por una armadura metálica que se sujeta y apoya sobre la parte ya colada y postensada. Cuando una dovela se ha colado y postensado, se avanza la armadura rodando sobre rieles para colar el elemento siguiente. El presfuerzo de una dovela ya colada se efectúa antes del avance del molde móvil, por medio de cables insertados en los ductos colocados en el interior del concreto. La técnica de insertado es simple y este método permite evitar el empleo sistemático de piezas de acoplamiento para enlazar dos dovelas sucesivas. Además con un trazado conveniente de los cables, se pueden suprimir todos los enlaces de acero de refuerzo entre dos dovelas, lo cual simplifica la construcción.

Los puentes en voladizo deben preverse cuando las condiciones de establecimiento de una obra falsa son sumamente difíciles y por tanto antieconómicas, o bien, cuando los costos de la cimentación son muy altos.

A continuación señalaremos los principales casos que pueden presentarse.

- Ríos anchos y profundos.
- Ríos con fuertes crecidas.
- Valles profundos.
- Galibos que impiden el andamiaje. Tal es el caso de los puentes urbanos, donde no se puede interrumpir la circulación vehicular durante la construcción.

Es conveniente señalar aquí, la existencia de otros medios para evitar el empleo de obra falsa o andamiaje:

- Utilizar traveses prefabricadas.

- Utilizar armaduras o traveses metálicas como obra falsa, que permitan el colado de la estructura.

Sin embargo, el empleo de estos métodos se reduce la solución de claros hasta de 45 metros como máximo, ya que para claros mayores, el peso de las traveses por montar, o el peso y dimensiones de la obra falsa, hacen que su empleo sea totalmente antieconómico.

En el caso de puentes de doble voladizo, existe una limitación de claros a utilizar con esta técnica que queda definida por el aspecto económico, sin embargo, se puede señalar que actualmente un puente en voladizo para carretera, debe preverse para los claros comprendidos entre 50 a 220 metros, siendo su construcción sencilla, cuando el claro no pasa de los 130 metros.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

FASE I

Cimentación de columna Eje 2 y Eje 3

1. Se excava en el eje 2 hasta el nivel de desplante (1068.200) un área adecuada que permita los trabajos y maniobras de alojamiento de la zapata.
2. Simultáneamente se excavará en el eje 3 hasta el nivel de desplante (1075.812) en un área adecuada que permita los trabajos y maniobras de alojamiento de la zapata.
3. Se colocan las plantillas de desplante.
4. Colocar refuerzo y cimbra para posteriormente realizar el colado de las zapatas, el cual podrá hacerse por etapas, dejando juntas horizontales. Es muy importante no olvidar dejar las preparaciones para el refuerzo de los dados de las columnas.



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS

CONSTRUCCION DEL PUENTE CARRIZALILLO
SUPERCARRETERA TEHUACAN – OAXACA; KM 87+160

5. Se podrá continuar con el armado de los dados de las columnas eje 2 y eje 3, para después realizar los colados de los mismos. No olvidar dejar las preparaciones para el refuerzo de la columna.
6. Continuar con el colado de la columna del eje 2 en tramos que aseguren un buen vibrado y colocación del concreto hasta el nivel +1123.500. No olvidar dejar las preparaciones para el refuerzo de los diafragmas, revisar los niveles de llegada de la columna con dovela en pila.
7. Continuar con el colado de la columna del eje 3 en tramos que aseguren un buen vibrado y colocación del concreto hasta el nivel +1124.000. No olvidar dejar las preparaciones para el refuerzo de los diafragmas
8. En ningún momento se permitirá traslapar mas del 30% del acero en una misma sección.
9. Si se desea tener acceso a la columna, se deberá dejar un Paso Hombre, (de preferencia en el lado de 5.40 metros y siguiendo las recomendaciones marcadas en el plano correspondiente).
10. Se deberá rellenar una altura de 4.50 metros con tierra compactada al 90% de la prueba proctor estandar o con concreto ciclopeo.

Nota Importante: No olvidar dejar las preparaciones (huecos) para la cimbra de la dovela en pila de la columna de eje 2 y de la columna de eje 3. A menos que se utilice otro dispositivo para cimbrar.

FASE II

Estribos Eje 1 y Eje 4

1. Al mismo tiempo que se construye la columna se podrá comenzar la construcción de los estribos. Se excavará hasta los niveles +1114.0 y 1117.100 para los estribos 1 y 4 respectivamente.

2. Se colocará la plantilla indicada en los planos 8285.05 y 8285.06 para el estribo 1 y 4 respectivamente
3. Se habilitará el acero y la cimbra para las zapatas de dichos estribos y se procederá a su colado debiéndose tener cuidado en dejar las preparaciones para los muros.
4. Se habilitará el refuerzo de los muros y colará hasta el nivel de la corona dejando pendiente el colado del muro del respaldo, no olvidar dejar las preparaciones para el colado del muro de respaldo.
5. Se procederá a colocar el relleno de terreno compactado al 90% proctor hasta el nivel de la corona colocándose los drenes de grava detrás de los muros y los ductos @ 3 00 metros.

FASE III

Dovela en Pila Eje 2 y Eje 3

1. Se colocará la cimbra utilizando las "Preparaciones para cimbra de dovela en pila" indicadas en la Fase I, para el colado de la losa de fondo de la dovela en pila. No olvidar dejar las preparaciones para el refuerzo de las paredes laterales:
2. Se colocará la cimbra para las paredes laterales y se procederá a su colado
3. Se puede colar los diafragmas (continuación de la pila) al mismo tiempo que se realiza el colado de las paredes laterales
4. Se colocará la cimbra para la losa superior, se habilitará el refuerzo y se procederá a su colado.

Nota Importante: No olvidar dejar los ductos para los cables de prefuerzo, así como las preparaciones para la sujeción del carro de colado de las dovelas.



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y SUPERVISION DE CARRETERAS
CONSTRUCCION DEL PUENTE CARRIZALILLO
SUPERCARRETERA TEHUACAN – OAXACA; KM 87+160

FASE IV

Colado de dovelas en doble volado, Eje 2 y Eje 3.

1. Se procederá a subir los carritos de colado y se colocarán unidos sobre la dovela en pila.
 2. Se colocará la armadura principal y la cimbra de la losa de fondo adicionándole las contraflechas indicadas para cada dovela, más la deformación que sufrirá el carro de colado por el peso de la dovela recién colada.
- Nota Importante:** Se realizarán las nivelaciones indicadas en las recomendaciones para la nivelación de dovelas.
3. Se procederá – simultáneamente – al armado y colado de la losa de fondo en las dovelas. No olvidar dejar las preparaciones para el refuerzo de las paredes laterales.
 4. Se armarán y colarán – simultáneamente – las paredes laterales de la dovela en cuestión.
 5. Se armará y colará – simultáneamente – la losa superior. No olvidar dejar las preparaciones para la sujeción del carro de colado de las dovelas.
 6. Cuando el concreto tenga una resistencia de 270 kg/cm² en la zona de anclajes, se procederá a tensar – simultáneamente – los cables superiores
 7. Se realizarán las operaciones necesarias para trasladar el carro hacia la siguiente dovela por colar.
 8. Se asegurará el carro en todos sus puntos. Una vez hecho lo anterior, se repetirán los pasos descritos anteriormente a partir del punto 2.

NOTAS IMPORTANTES.

Dejar ductos y preparaciones necesarias para la colocación del presfuerzo, fijaciones del carro de colado y los anclajes de los cables

Los cables de presfuerzo se deberán inyectar con lechada inmediatamente después de su tensado, para evitar entrada de agua en los ductos que les provoque corrosión.

Se deberán realizar para cada dovela las siguientes nivelaciones:

- AA) Con el carrito antes de realizar el colado
- BB) Con el carrito después de el colado.
- CC) Con el carrito después de realizar el tensado de los cables.

Se dejarán las preparaciones para las banquetas y el deflector para su futuro colado.

Tomar en cuenta que las preparaciones para la sujeción del carro de colado de los dovelas no van ubicadas siempre en el mismo sitio, ya que se necesita girar el carrito en cada dovela para seguir el trazo de la curva.

FASE V

Dovelas de orilla Eje 1 y Eje 4

1. En los extremos se podrán ir colando las dovelas de orilla eje 1 (para estribo 1) y eje 4 (para estribo 4) respectivamente, lo cual se realizará sobre cimbra apoyada sobre el terreno. Esta deberá estar bien asegurada para que no tenga ningún movimiento durante el colado de dichas dovelas.

Nota Importante: Se debe tener cuidado de colocar los apoyos sobre los estribos antes del colado de las dovelas y los ductos para el presfuerzo.

2. Se deberán nivelar las dovelas antes del colado



DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y SUPERVISION DE CARRETERAS
CONSTRUCCION DEL PUENTE CARRIZALILLO
SUPERCARRETERA TEHUACAN – OAXACA; KM 87+160

FASE VI

Cierre entre ejes 1-2

3. Cuando se termine el colado y tensado de las dovelas D10i2 y D10r2, se retirarán los carritos de las dovelas D10d2 y D10i2 simultáneamente.
4. Se armará y colará la dovela de cierre D11i2 de acuerdo al plano correspondiente.
5. Se tensarán los cables cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.

D10i2 = Dovela 10 a la izquierda del eje 2

D10d2 = Dovela 10 a la derecha del eje 2

FASE VII

Cierre entre ejes 2 - 3

1. Cuando se termine el colado y tensado de las dovelas D10i3 y D10d3 se correrá el carrito de la dovela D10i3 y se apoyará parcialmente sobre la dovela D10d2 y sobre D10i3. Se retirará el carrito que se encuentra al lado derecho del eje 3
2. Se armará y colará la dovela de cierre eje 2-3, de acuerdo al plano correspondiente.
3. Se colocará el poliducto phd para los cables exteriores 20, 21 y 22.
4. Se tensarán los cables 18, 19, 20 y 21 cuando el concreto haya alcanzado una resistencia $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.
5. Se retirará el carrito de la dovela de cierre eje 2-3

FASE VIII

Cierre del puente entre eje 3 – 4

1. Se colocará la cimbra para la dovela de cierre del tramo ejes 3-4.
2. Se armará y colará la dovela de cierre D11d3, de acuerdo al plano correspondiente.
3. Se tensarán los cables 11, 12 y 13 cuando el concreto haya alcanzado una resistencia $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.
4. Se podrá ir colocando el poliducto phd para los cables exteriores.
5. Se tensarán los cables de continuidad 14, 15, 16 y 17 por ambos lados y los cables 22 y 23 por ambos lados.
6. Se colocarán las banquetas, parapetos y deflectores.
7. Se colocará la carpeta asfáltica.
8. Al mismo tiempo que se colocan las banquetas, se podrán colar los muros de respaldo de los estribos 1 y 4, teniendo cuidado de dejar las preparaciones para las losas de transición y las juntas de calzada.
9. Una vez que el concreto de los muros de respaldo haya alcanzado un 75 % de la resistencia de diseño, se podrá rellenar en la parte trasera hasta el nivel inferior donde se ubicará la losa de transición.
10. Se armará y cimbrará la losa de transición y se procederá a su colado.
11. Una vez que el concreto de la losa de transición haya alcanzado un 75% de la resistencia de diseño, se podrá rellenar sobre la losa de transición hasta el nivel de rasante, para posteriormente colocar la carpeta asfáltica.
12. Colocar las juntas de calzada y abrir el puente a la circulación.

DESMONTE

1.1. CONDICIONES INICIALES.

- 1.1.1. Topografía. Con la finalidad de conocer el volumen a ejecutar y delimitar el área se hace un levantamiento topográfico con la ayuda de una brigada de topografía. Este levantamiento debe ser conciliado y recibido por el cliente.
- 1.1.2. Tipo de vegetación. Debe conocerse el tipo de vegetación de la zona y específicamente en el que se lleva a cabo el desmonte, lo anterior con el propósito de poder hacer una planeación adecuada de los recursos a emplear.

1.2. DESCRIPCION DEL TIPO DE VEGETACION :

- 1.2.1. Manglar. Esta constituida en su mayoría por mangles y raíces típicas de los esteros y pantanos de los climas cálidos.
- 1.2.2. Selva. Ubicada en zonas bajas y cálidas constituida por la vegetación típica de estas zonas. dentro de la cual se pueden mencionar árboles tales como palmeras, amates, chicozapotes, mangos y caobas
- 1.2.3. Bosque. Vegetación de las zonas altas de clima templado o frío. tales como pinos, encinos y eucaliptos.
- 1.2.4. Monte árido o semiárido. Constituida primordialmente por árboles de poca altura y diámetro reducido, así como por arbustos.
- 1.2.5. Monte de regiones desérticas, zonas cultivadas y pastizales. Predominan las cactaceas, vegetación de sembradío y zacatales respectivamente.

1.3. DESARROLLO.

- 1.3.1. Una vez identificada el área, tanto topográficamente como por el tipo de vegetación existente, se inicia con la tala y roza, misma que puede ejecutarse a mano o con maquinaria, de acuerdo con las especificaciones de proyecto.
- 1.3.2. Si se hace a mano debe proveerse al personal que ejecuta el trabajo con machetes, hachas y/o motosierra, para que se corten los árboles y arbustos. mismos que no deben quedar a una altura mayor a 0.75 m y 0.40 m respectivamente.
- 1.3.3. El desmonte con maquinaria. se inicia con la tala a mano, garantizando un mejor rendimiento para el equipo y una mayor seguridad al personal que está laborando; posteriormente se procede con el desenraice, actividad realizada por un tractor con escarificador el cual afloja el terreno y las raíces enterradas en el mismo, con la cuchilla del tractor se limpia y empareja la superficie, finalmente las depresiones que

- quedan. se rellenan con material de buena calidad. compactando con el mismo tractor. dejando una superficie uniforme
- 1.3.4 Una vez desmontado el terreno natural. se procede a extraer con el tractor la capa que contenga materia vegetal. el espesor de esta capa puede variar de 10 cm a 50 cm, y si se requiere debe compactarse el terreno natural, a esto último se le denomina despalme.
- 1.3.5. El producto del desmonte y el despalme debe almacenarse. para su posterior retiro, este material puede ser desperdicio o material aprovechable en el arroje o formación de los terraplenes. si es o no aprovechable lo determina el proyecto o el cliente.
- 1.3.6. En cualquiera de los casos. el material se almacena con el tractor y posteriormente se carga con un cargador a camiones volteo. mismos que lo acarrearán hasta el lugar donde el cliente haya destinado. ya sea para su desperdicio o su posterior utilización.

2. RECURSOS.

2.1. MAQUINARIA Y EQUIPO.

- | | | |
|-------|---------------------------|---|
| 2.1.1 | Tractor sobre orugas. | 1 |
| 2.1.2 | Cargador sobre neumáticos | 1 |

2.2. MANO DE OBRA.

- | | | |
|-------|--------------------------|---|
| 2.2.1 | Cabo de oficios. | 1 |
| 2.2.2 | Op. tractor o bulldozer. | 1 |
| 2.2.3 | Ayudante general. | 3 |

2.3. HERRAMIENTA

- | | |
|--------|-------------|
| 2.3.1. | Machete |
| 2.3.2. | Motosierra. |
| 2.3.3 | Hacha. |
| 2.3.4 | Palas. |
| 2.3.5. | Zapapico. |

EXCAVACIONES EN CORTE CUALQUIER TIPO DE MATERIAL

1.1. CONDICIONES INICIALES.

- 1.1.1. Debe hacerse un levantamiento topográfico con la ayuda de una brigada de topografía en el área donde se llevarán a cabo los trabajos, esto con la finalidad de conocer el volumen a ejecutar y marcar los ceros de corte o topográficos que nos definen la línea de corte y el talud de proyecto. Este levantamiento debe ser conciliado y recibido por el cliente.
- 1.1.2. Se debe contar con la carta de liberación del tramo, generalmente emitida por el cliente.
- 1.1.3. Se debe contar con el permiso para el uso de explosivos, otorgado por la Secretaría de la Defensa Nacional.
- 1.1.4. Conocimiento del proyecto y las actividades que incluyen.
- 1.1.5. Se debe tener establecido según la ruta crítica, la secuencia de los tramos a atacar.
- 1.1.6. Para iniciar con esta actividad es necesario contar con la ejecución del desmonte y datos topográficos de acuerdo al proyecto.

1.2. CLASIFICACION DE MATERIALES.

- 1.2.1. Tipo de materiales clasificados de acuerdo con la dificultad que presentan para su extracción y carga
- 1.2.1.1. Material tipo "A". es el material blando o suelto, los materiales más comunes clasificados dentro de estos son los suelos agrícolas, los limos y las arenas.
- 1.2.1.2. Material tipo "B". es el que, por su dificultad y carga solo puede ser excavado con tractor de orugas, sin el uso de explosivos, dentro de estos materiales podemos citar rocas alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates.
- 1.2.1.3. Material tipo "C". es el que por su dificultad de extracción solo puede excavar mediante el uso de explosivos, y que con un tractor es difícil su extracción, son materiales tales como rocas basálticas, calizas, riolitas, granitos y andesitas sanas.

1.3. CLASIFICACION DE LOS CORTES.

- 1.3.1. Excavaciones a cielo abierto en el terreno natural.
- 1.3.2. Ampliación y/o abatimiento de taludes.
- 1.3.3. En rebajes en la corona de los cortes y/o terraplenes existentes.
- 1.3.4. En escalones y en despalmes de cortes o para el desplante de terraplenes.

1.4. DESARROLLO DE ACTIVIDADES.

- 1.4.1. Corte en Material "A" o "B".

- 1.4.1.1. Se determina topográficamente el trazo que debe tener el camino de acceso el cual se hace con tractor, considerando una pendiente que permita el acceso de camionetas, pipas que suministran combustible, camiones tanto de personal como de lubricación y servicio para el equipo; se localiza el cero de construcción mas alto y se inician los trabajos de excavación respetando los datos de topografía que deben indicar la altura del corte y el talud correspondiente, el cual, debe ir afinando el tractor conforme avance; en el lugar de la excavación se forma una plataforma para almacenar material, o para tirarlo a desperdicio.
- 1.4.1.2. Si el material producto del corte es aprovechable, para la formación de terraplenes, este se debe cargar con la ayuda de un cargador a camiones volteo y acarrearlo hasta el sitio donde es ocupado, a esto se le denomina compensación con curva masa.
- 1.4.1.3. Si el material producto de la excavación no cuenta con la calidad especificada para ser aprovechado este debe ser desperdiciado ya sea lateralmente o bien debe acarrearlo a un banco de desperdicio, para el primer caso el tractor acarrea el material y en el segundo caso un cargador carga el material a camiones volteo quienes lo acarrean a un banco de desperdicio previamente definido por el cliente.
- 1.4.2. Corte en material "C".
 - 1.4.2.1. El camino de acceso para el equipo se hace de acuerdo al criterio mencionado en el punto 1.4.1.1., pero como recurso adicional al tractor, un equipo de barrenación (generalmente es un track-drill o hidro track y compresor portátil), debido a que generalmente el que se realice un corte en material "C" implica que la geología de la zona es similar y por lo tanto necesario realizar voladuras que permitan el paso del tractor y la realización del camino.
 - 1.4.2.2. Para la realización de la barrenación, se diseña previamente: la plantilla adecuada, la cual está en función del tipo de roca que tenemos; el factor de carga, el cual se debe ir ajustando conforme se observen los resultados de las voladuras; la densidad del agente explosivo; la altura del banco, el diámetro de la perforación; la densidad del explosivo; la sub-barrenación (1/3 del bordo) y la altura del taco (23 veces el diámetro de la broca), obteniendo con estos datos el bordo y espaciamiento para la plantilla de barrenación. (Ver anexo 9.1.)
 - 1.4.2.3. Realizada la barrenación, se procede a cargar los barrenos con explosivo, la cantidad adecuada de carga se diseña de acuerdo al factor de carga establecido por el tipo de roca encontrada, utilizando diferentes porcentajes de explosivo de alta densidad y de agente explosivo, siendo de este último de 2.5 a 3 veces mayor cantidad. Una vez definidas las cantidades y comprobada la profundidad del barreno, se introduce el explosivo de alta densidad comprobando que haya llegado al fondo y que la longitud ocupada corresponda a la calculada

(carga de fondo). posteriormente se coloca el agente explosivo. vaciándose lentamente en cantidades de 5 lts., para poder comprobar que el barreno queda completamente lleno (carga de columna) y por último se coloca el taco con tierra seca o arena

- 1.4.2.4. Los iniciadores (eléctricos o no eléctricos) se colocan en toda la longitud de los barrenos y estos se unen a una línea troncal de cordón detonante al que se irán amarrando todos los barrenos que formaran parte de la voladura, en el conjunto de amarres se coloca un pedazo de mecha que servirá para iniciar la explosión con la ayuda de un detonante o fulminante.
- 1.4.2.5. Antes de realizar la voladura se requiere que el sobrestante y el encargado de seguridad de la obra, verifiquen el amarre y conexión del cordón así mismo revisar que no se encuentre equipo, personal de la empresa o personas ajenas a esta, cerca del lugar donde se lleva a cabo la voladura, así mismo que no existan riesgos para efectuar la misma.
- 1.4.2.6. Ya realizada la voladura se requiere de un tractor sobre orugas para desalojar el material y de un cargador que cargue a camiones volteo los cuales lo acarrearán al lugar donde se desperdicie u ocupe.

2. RECURSOS.

2.1. MAQUINARIA Y EQUIPO.

2.1.1. Maquinaria material "A" y "B"

- 2.1.1.1. Tractor sobre orugas. 1
- 2.1.1.2. Escarificador para tractor. 1
- 2.1.1.3. Cargador sobre neumáticos. 1

2.1.2. Maquinaria material "C"

- 2.1.2.1. Tractor sobre orugas 1
- 2.1.2.2. Escarificador para tractor. 1
- 2.1.2.3. Cargador sobre neumáticos 1
- 2.1.2.4. Track-drill 1
- 2.1.2.5. Perforadora sobre orugas 1
- 2.1.2.6. Perforadora de piso 3
- 2.1.2.7. Compresor portátil 325 PCM 1
- 2.1.2.8. Compresor portátil 750 PCM 1
- 2.1.2.9. Camión con caja roquera 4

2.2. MANO DE OBRA.

2.2.1. Mano de obra material "A" y "B"

2.2.1.1.	Cabo de oficios.	1
2.2.1.2	Op. tractor o bulldozer	1
2.2.1.3.	Op. cargador o traxcavo.	1
2.2.1.4.	Ayudante general.	1

2.2.2. Mano de obra material "C"

2.2.2.1	Cabo de oficios.	1
2.2.2.2.	Op tractor o bulldozer	1
2.2.2.3	Op. cargador o traxcavo	1
2.2.2.4.	Op. Compresor	2
2.2.2.5.	Op Track-drill	1
2.2.2.6.	Perforista	3
2.2.2.7	Poblador	1
2.2.2.8	Op Tractocamión	4
2.2.2.9.	Ayudante general	4

2.3. HERRAMIENTA.

2.3.1. Herramienta material "C"

2.3.1.1	Barras de extensión.
2.3.1.2.	Brocas
2.3.1.3.	Barras de acero
2.3.1.4.	Coples
2.3.1.5.	Zancos
2.3.1.6	Afilador de brocas

2.4 MATERIALES.

2.4.1. Materiales para material "C"

2.4.1.1.	Alto explosivo
2.4.1.2.	Bajo explosivo o agente
2.4.1.3.	Iniciadores eléctricos o no eléctricos de varios tiempos.
2.4.1.4	Cordón detonante
2.4.1.5.	Cañuela o mecha
2.4.1.6	Fulminantes o detonadores.
2.4.1.7.	Equipo de topografía.
2.4.1.8	Equipo para chequeo electrónico de camiones volteo.

EXCAVACION EN PRESTAMO

1.1. CONDICIONES INICIALES.

- 1.1.1. Debe hacerse un levantamiento topográfico con la ayuda de una brigada de topografía en el área donde se llevarán a cabo los trabajos, esto con la finalidad de conocer el volumen a ejecutar y marcar los ceros de corte o topográficos que nos definen la línea de corte y el talud de proyecto
- 1.1.2. Se debe contar con la carta de liberación del banco, generalmente emitida por el cliente.
- 1.1.3. Conocimiento del proyecto y las actividades que incluyen.
- 1.1.4. Es necesario contar con el desmonte y despálme previo del banco.

1.2. DESARROLLO.

- 1.2.1. Los prestamos se utilizan para la formación de terraplenes no compensados o que el material producto de la compensación no cumpla con la calidad especificada, estos prestamos pueden ser laterales o de banco.
- 1.2.2. Préstamo lateral.
 - 1.2.2.1. Son los ejecutados dentro de las fajas ubicadas fuera de los ceros, en uno o ambos lados del eje de las terracerías, estas franjas tienen anchos determinados por el proyecto, este material es utilizado para la formación de los terraplenes adyacentes a estas franjas, hasta una distancia máxima de 100 m.
 - 1.2.2.2. Una vez marcados los ceros de corte, se despálma y desmonta para evitar que el material se contamine con materia orgánica, posteriormente con un tractor se ejecuta el corte y se acarrea con este hasta una distancia máxima de 40 m, el material restante previo almacenamiento se carga con un cargador a camiones volteo y se acarrea hasta su destino final.
- 1.2.3. Préstamo de Banco.
 - 1.2.3.1. Estos se ejecutan fuera de una faja de 100 m. de ancho, o bien en los cortes laterales cuyo empleo en terraplenes se encuentren a mayor distancia de los límites especificados para estos.
 - 1.2.3.2. El procedimiento para el ataque y extracción de material de los bancos es similar al enunciado anteriormente. (Inciso 1.2.2.2.)

2. RECURSOS.

2.1. MAQUINARIA Y EQUIPO.

- 2.1.1. Tractor sobre orugas. 1
- 2.1.2. Escarificador para tractor. 1
- 2.1.3. Cargador sobre neumáticos 1

2.2 MANO DE OBRA

2.2.1	Cabo de oficios	1
2.2.2	Op. tractor o bulldozer.	1
2.2.3.	Op. cargador o traxcavo.	1
2.2.4.	Ayudante general.	1

FORMACION Y COMPACTACION DE TERRAPLENES

1.1. CONDICIONES INICIALES.

- 1.1.1. Topografía. Se hace un levantamiento topográfico para colocar los niveles de referencia, al que debe quedar la capa de terracería en ejecución.
- 1.1.2. Calidad de los materiales. Debe conocerse cual es la calidad de los materiales existentes, para realizar el tratamiento adecuado al tipo de material.
- 1.1.3. Se debe tener establecida según la ruta crítica la secuencia de los tramos a atacar.

1.2. DESARROLLO

1.2.1. Tratamiento del terreno natural.

1.2.1.1. Una vez realizado el desmonte y el despalme debe obtenerse la calidad y el grado de compactación del terreno natural, en caso de que el material o la compactación del terreno natural no sean las óptimas, se ejecutan los siguientes pasos:

1.2.1.2. Si el material no cumple con la calidad mínima especificada, se debe retirar hasta una profundidad mínima de 30 cm o hasta que el material existente sea el adecuado, posteriormente este debe reponerse con material producto de banco e irse compactando en capas de 30 cm, la compactación de la capa será del 90 % del PVSM. Los materiales que comúnmente deben ser retirados son materiales con una cantidad importante de humedad, tal como suelos pantanosos y arcillas.

1.2.2. Extracción del material.

1.2.2.1. Debe realizarse con una pala mecánica, draga o un tractor, dependiendo del tipo de material. Si se realiza con pala o draga este material se extrae y se carga directamente a camiones para su acarreo a un banco de desperdicio. Si se hace con tractor, con la ayuda del escarificador se afloja el material y con la cuchilla lo corta y almacena, para posteriormente con un cargador se carga a camiones volteo y se acarrea hasta un banco de desperdicio determinado anteriormente por el cliente o el proyecto.

1.2.3. Reposición del material extraído.

1.2.3.1. Una vez identificado el banco de préstamo, se procede a verificar con la brigada de laboratorio las características del material (VRS valor relativo de soporte, contracción lineal, humedad) y con los resultados favorables de acuerdo a las especificaciones particulares de cada proyecto, se inician los trabajos de excavación del banco con un tractor que alimente

al cargador para que este a su vez cargue a los camiones volteo que acarrean el material al lugar requerido (dicho material tiene previamente la incorporación de agua necesaria. en el mismo banco de préstamo por medio de una pipa), el cual se reparte en el terraplén correspondiente, de acuerdo al espesor establecido, que no debe exceder los 30 centímetros, para posteriormente tenderlo y compactarlo con un compactador pata de cabra.

- 1.2.4 Compactación mínima del terreno natural menor al 90% del PVSM
 - 1.2.4.1 Se procede a compactar la capa correspondiente, hasta lograr la compactación mínima requerida, la cual es revisada por la brigada de laboratorio determinando si esta cumple, si es escasa o sobrada; es importante definir, de acuerdo a las características del material y al equipo de compactación que se va a utilizar, el número de pasadas del equipo de compactación sobre el material con el fin de optimizar los recursos.
- 1.2.5. Construcción del cuerpo del terraplén.
 - 1.2.5.1 Una vez que se ha tratado el terreno natural, se procede a construir el cuerpo del terraplén, con material compactable o no compactable, mismos que se describen a continuación.
 - 1.2.5.1.1. Con material compactable el material se acarrea al sitio, una vez allí, este se empieza a extender por capas de 15 a 30 cm de espesor y agregándole la humedad necesaria para que se pueda compactar, este trabajo se hace con un tractor sobre orugas o con un compactador pata de cabra. la compactación mínima por capa es del 90% del PVSM.
 - 1.2.5.1.2. Con material no compactable se forman capas cuyo espesor sea casi igual al tamaño de los fragmentos de roca, pero no menores a 15 cm, sobre cada capa se pasa un tractor sobre orugas tres veces por cada punto de la superficie con movimientos en zig-zag, y agregar una cantidad de agua del orden de 100 lt por cada m³ de material, con la finalidad de garantizar el acomodo del material.
 - 1.2.5.1.3. Entre una capa de terraplén y otra, se aplica un "riego de liga" que consiste en regar agua entre ambas capas, logrando una adecuada integración de las mismas y la formación de una estructura uniforme; las capas se tienden en forma piramidal, es decir de un ancho mayor a uno menor en toda la longitud realizando escalones para que de esta forma queden ligadas capa con capa garantizando la construcción de una sola estructura uniforme.
- 1.2.6. Formación de la capa subrasante escarificada.
 - 1.2.6.1. Cuando el material del terreno natural cuenta con la calidad especificada para subrasante y el nivel del proyecto marca como

desplante ese nivel, debe escarificarse, es decir debe levantarse y agregarle humedad y después tenderse y compactarse. Con la ayuda de los escarificadores de una motoconformadora se levanta la capa existente hasta una profundidad de 30 cm, posteriormente se le agrega agua con una pipa en riegos continuos, después la motoconformadora lo conforma para hacerlo homogéneo y lo tiende con la cuchilla, apoyándose en los datos de topografía se afina. Con la ayuda del rodillo de un compactador mixto se le aplica compresión dando pasadas con vibración y compactando con el mismo; dependiendo del material nos dará el número de pasadas para obtener la compactación necesaria del 95 %, que generalmente se logra con cuatro o cinco pasadas del compactador.

1.2.7. Formación de la capa subrasante de banco.

1.2.7.1. El material para esta capa se carga de banco, se acarrea hasta el lugar donde se va a ocupar, y se coloca con un espesor de 30 cm. Esta capa se debe ligar con humedad a la capa anterior, posteriormente se empieza a tender en una capa de 30 cm de espesor con una motoconformadora y agregándole agua con una pipa por riegos, y se continua con los pasos de compactación que se describieron en el punto anterior. (1.2.6.1.), es importante resaltar que cada una de las etapas debe ser recibida y aprobada por el laboratorio de calidad

2. RECURSOS

2.1. MAQUINARIA Y EQUIPO.

2.1.1.	Tractor sobre orugas.	1
2.1.2.	Escarificador para tractor.	1
2.1.3.	Cargador sobre neumáticos.	1
2.1.4.	Motoconformadora	1
2.1.5.	Compactador mixto de 16 Ton.	1
2.1.6.	Pipa de agua sobre camión de 10.000 lt.	1
2.1.7.	Camiones volteo	5

2.2. MANO DE OBRA

2.2.1.	Cabo de oficios.	1
2.2.2.	Op. tractor o bulldozer.	1
2.2.3.	Op. cargador o traxcavo.	1
2.2.4.	Op. motoconformadora.	1
2.2.5.	Op compactador.	1
2.2.6.	Chofer camión.	6
2.2.7.	Ayudante general	3

2.3. MATERIALES

2.3.1. Agua

2.3.2. Estacas y trompos.

2.3.3. Equipo de topografía.

2.3.4. Equipo de laboratorio

2.3.5. Equipo para chequeo electrónico de camiones de volteo



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

TEMA

SELECCIÓN DE MAQUINARIA Y EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN

**EXPOSITOR: ING. HILARIO DE JESÚS OROZCO UNZUETA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

V.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

1.- TRABAJOS PRELIMINARES

1.1. TERRACERIAS

El ancho de colocación del concreto fue de 10.5 m y posteriormente se colocó en forma manual un remate de 25 cm por lado para dar el ancho de proyecto de 11m, esto debido a que en el proyecto no se consideró que el equipo necesita de 1.10 m por lado para el apoyo de la máquina después del ancho deseado, por tal razón la primera se decidió ampliar la sub-base y colocar el concreto a 10.5 m.

1.2. LINEA Y NIVELES

Para tener datos precisos se realiza primeramente un levantamiento de la sub-base, obteniendo un perfil para posteriormente colocar datos de línea y nivel en los extremos del cuerpo en construcción. La finalidad de dejar datos fuera de la zona de tránsito, es evitar el riesgo de que los datos fueran movidos o alterados, ya sea por personal o equipo en operación.

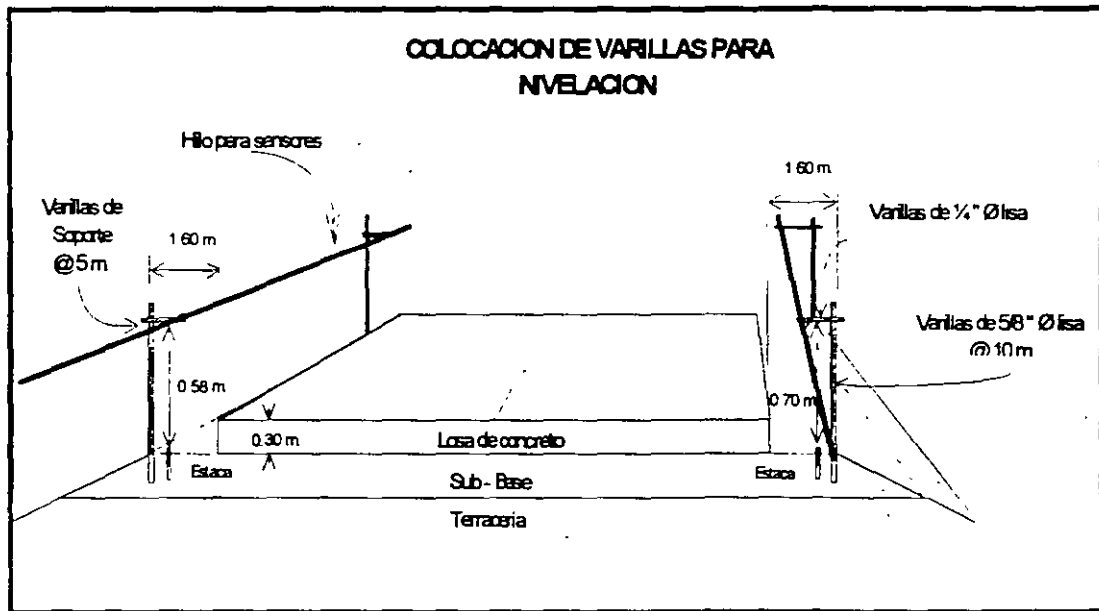
Colocados los datos por topografía se procede a la instalación de varillas, las cuales sujetarán el hilo que se nivelará y dará línea a la colocadora (foto 8). Estas varillas son colocadas en ambos lados del cuerpo, en el lado derecho se colocan varillas de soporte a cada 5 m. ya que de éste lado se localiza el sensor de alineamiento, además de los sensores de nivel; del lado izquierdo la separación entre las varillas puede ser hasta de 10 m ya que únicamente lleva los sensores de nivel (croquis 10).

La línea se fija en estas varillas con una plomada y nivel mediante una medida de la estaca hasta el hilo de acuerdo con lo indicado por topografía.

Es necesario señalar con pintura roja todas las marcas de las juntas de contracción dónde se colocarán las canastas pasajuntas.



FOTO 8



CROQUIS 10

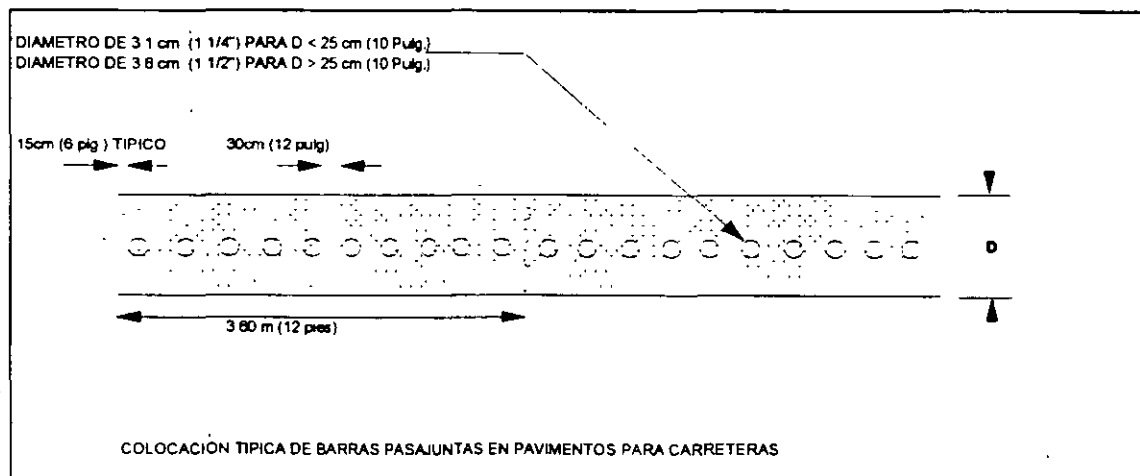
Iniciando el proceso de colocación de concreto, se asignaron dos linieros a cada lado de la maquina, su función era la de colocar la línea donde los sensores del equipo de colocación se guiaran. Este personal estaba equipado con cinta métrica, plomada y marro.

1.3. CANASTAS PASAJUNTAS

Al centro de la losa de concreto a cada 5m se colocaron canastas pasajuntas fabricadas de varilla lisa de 1 1/2" con 46 cm de longitud y separadas 30 cm entre ellas, armadas con alambreon de 1/4" conformando una canasta de apoyo cuyo propósito es el de sujetar y servir como silleta al acero liso (croquis 11). La función de las pasajuntas es la de mantener un alineamiento horizontal y vertical de las losas de concreto, disminuyendo la reflexión y los esfuerzos de la misma, aumentando la vida útil del pavimento.

Debido a que la fabricación de estas canastillas es laboriosa, es recomendable realizarlas en talleres de alta producción cerca de la obra para vigilar su producción.

El transporte de las canastas dentro de la obra se lleva a cabo mediante un camión plataforma equipado con grúa, colocándolas a un costado del tramo por ejecutar con el fin de facilitar la maniobra de colocación.



CROQUIS 11

Estas canastas son colocadas en los extremos del cuerpo en forma manual y se fijan con clavos de 4" de longitud con fijador de lámina calibre No. 18 de 10cm de longitud por 3 cm de ancho. De la rapidez de la fijación depende el rendimiento de la colocación del concreto

Para la realización de esta actividad se integraron dos cuadrillas de cuatro ayudantes generales cada una; una brigada se encargaba de descargar y acomodar a lo largo del camino en forma lateral las canastillas y la otra brigada de fijarlas en su lugar. Por tratarse de maniobras el primer grupo no contaba con herramienta manual y el segundo solamente con martillo de bola.

2.- ELABORACION DE CONCRETO

Para la elaboración de concreto contamos con una máquina totalmente automática la cual tiene una capacidad de producción especificada de 300 m³/hr marca REXCON 300 con una capacidad por bachada de 12 yds³ (9 m³) .

Preliminarmente se realizaron en el laboratorio los estudios de control de calidad relativos a los materiales, cemento y aditivos de distintos proveedores, de donde se tuvo como resultado un diseño.

Con el diseño de mezcla y la planta debidamente calibrada, se procedió a la alimentación de los datos al programa de la computadora para la elaboración del concreto hidráulico:

DISEÑO DE MEZCLA PARA LA ELABORACION DE CONCRETO HIDRAULICO	
Grava de 1 ½ " - 3/4"	0.3486 m ³ /m ³
Grava de 3/4" - 3/8"	0.3934 m ³ /m ³
Arena de río	0.5521 m ³ /m ³
Cemento tipo I	350.00 kg/m ³
Aditivo reductor de agua y retardante	1.0750 lt/m ³
Aditivo inductor de aire	0.1071 lt/m ³
Agua	180.00 lt/m ³

El proceso inicia con la alimentación de los agregados en las tolvas receptoras de cada tamaño, para lo cual se auxilia con dos cargadores sobre neumáticos cat 966. De éstas tolvas los agregados son descargados a una banda transportadora para depositarlos en la tolva triple, la cual es alimentada en forma directa y automática mediante una electroválvula que por medio de las básculas instaladas en este sistema, abre la compuerta hasta alimentar el material requerido.

El funcionamiento de las tres bandas transportadoras se controla a través de sensores de nivel para evitar el derramamiento del material una vez que las tolvas están llenas.

Ya dosificado el material pasa a una tolva donde se alojan los tres agregados mediante una compuerta que se abre y pasa a una banda transportadora que lo descarga directamente al trompo de premezclado fijo.

Mientras se realiza el proceso de pesado de los materiales, también se pesa el cemento con otra báscula. Así mismo, se dosifica el agua y se realiza la medición de los aditivos en el dosificador instalado y cada uno de estos materiales se descarga directamente al tanque de premezclado, al igual que los agregados. Posteriormente a la alimentación de los materiales, se realiza un mezclado 20 seg; al terminar se abre la compuerta para dejar pasar el concreto premezclado al trompo de mezclado oscilatorio en donde se realiza un segundo mezclado con duración de 40 seg. Al concluir este proceso se descarga directamente al camión volteo adaptado para la transportación de concreto (foto 9).

La capacidad de los camiones para el transporte de concreto producido por esta máquina debe ser de 10 m³ mínimo y una capacidad de carga en peso de 25 ton ya que es la capacidad máxima de la planta de concreto por bachada.

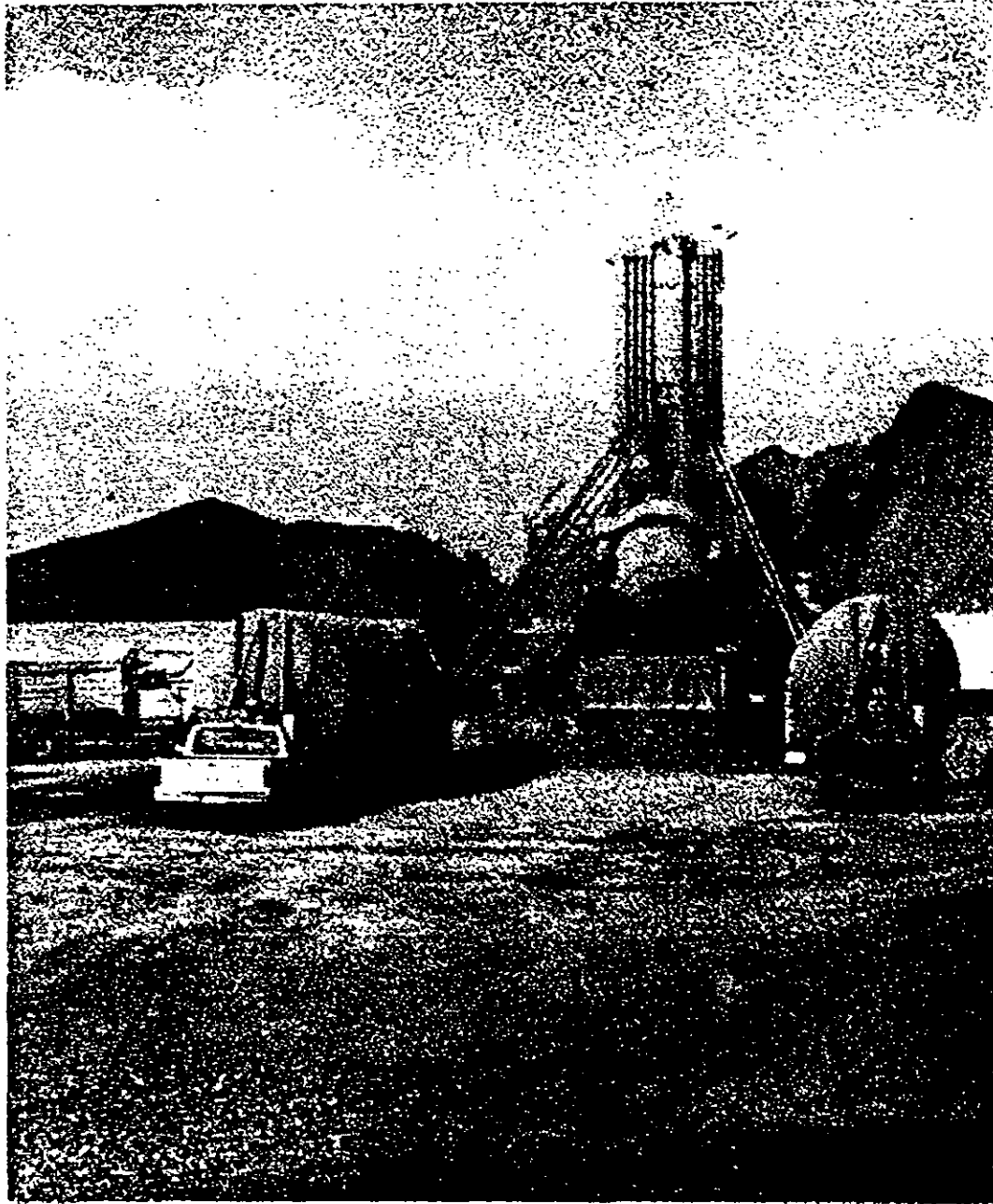


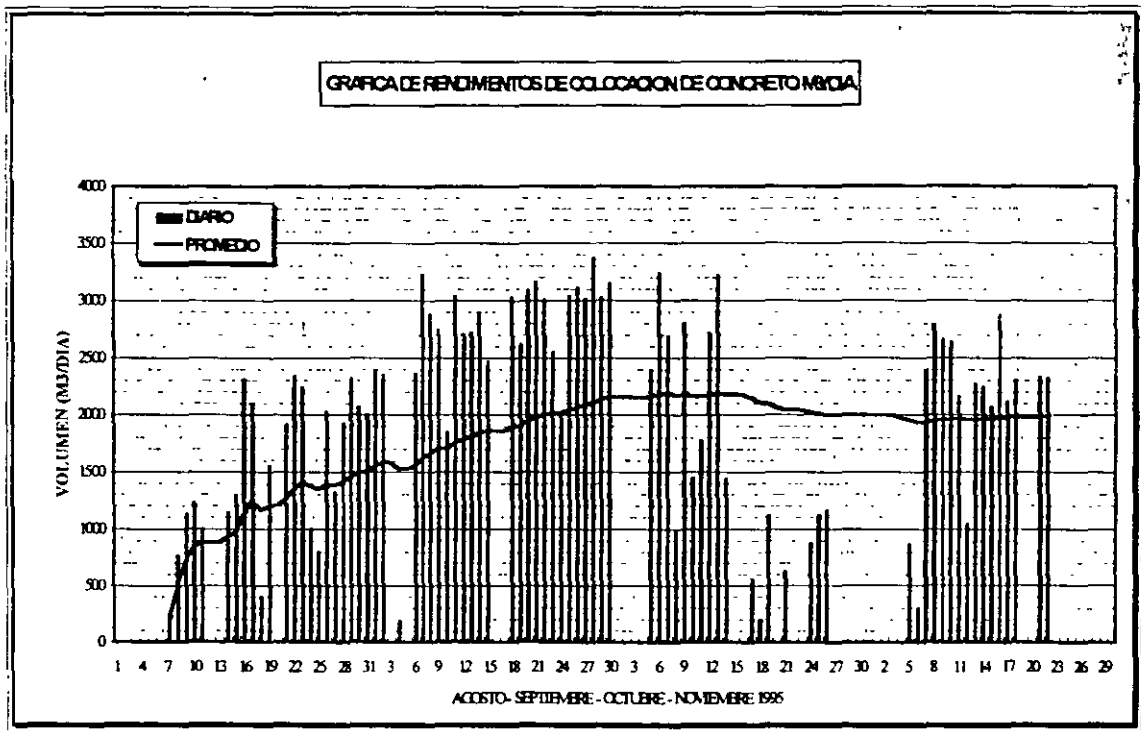
FOTO 9

Es importante resaltar de esta planta de concreto, su capacidad de estar procesando al mismo tiempo tres batchadas, ya que mientras está descargando una, otra está en proceso de pesado de agregados y cemento, y la otra inicia el proceso de alimentación y mezclado.

La siguiente tabla muestra los equipos, rendimiento promedio y consumos principales utilizados en la fabricación del concreto.

CONCEPTO	RENDIMIENTO P.	MAQUINARIA	CONSUMO
Elaboración	1,994 m ³ /tno	Planta de concreto Rexcon 300 Planta de luz de 545 kw Planta de luz de 50 kw (2) Cargador 966	Cemento Portian tipo I de 698 ton /tno Agua para mezclado de 360 m ³ /tno

Los rendimientos obtenidos en la fabricación de concreto para la construcción del pavimento rígido en el cuerpo nuevo y el rehabilitado son los que se indican en el croquis 12.



CROQUIS 12

3.- COLOCACION DE CONCRETO

El tendido del concreto en el cuerpo nuevo y rehabilitado se llevó a cabo con una máquina colocadora modelo CMI SF450 (foto 10), la cual cuenta con un motor Caterpillar de 300 HP de potencia, moviendo una bomba hidráulica que alimenta todos los sistemas de la máquina y a través de impulsos eléctricos en las zona de insertadores. El movimiento del equipo se realiza por medio de cuatro tracks que trabajan en forma independiente los cuales permiten que el avance del equipo sea uniforme. En los retornos y paraderos se utilizó un equipo similar modelo CMI TC 250.

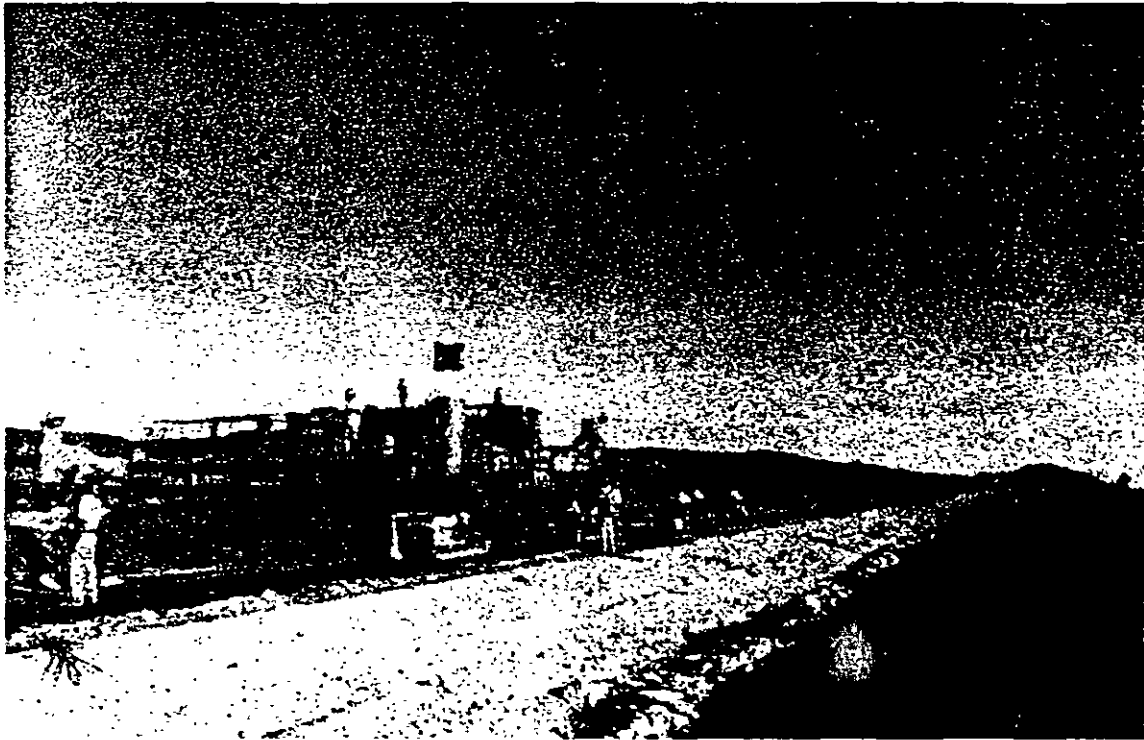


FOTO 10

Las partes que forman la colocadora son:

- dos sensores de nivel así como uno de alineamiento, con los cuales se da el espesor y alineamiento longitudinal especificado, estos sensores
- están localizados en los extremos de la máquina.

- dos gusanos repartidores que distribuyen el concreto a todo lo ancho del tendido, de manera que no falte material en la caja de mezclado (foto 11).



FOTO 11

- una caja de mezclado que cuenta con 25 vibradores repartidos a todo lo ancho de la máquina con una separación entre ellos de 50 cm, dichos vibradores realizan el proceso de compactación del concreto.
- una regla vibratoria (tamper) que golpea en forma uniforme el concreto para incrustar todo el agregado grueso y elevar los finos dejando un mejor acabado.
- una plancha de acabado de 1.20 m de ancho realizando el proceso de acomodo final del concreto mediante un vibrado pequeño, el cual permite que los extremos de la sección no se dañen.
- dos cimbras deslizantes móviles en los extremos, que suben o bajan dependiendo del espesor de la losa, dejando una pared terminada con ángulo de 90°;

- dos insertadores automáticos para la colocación de la varillas de amarre donde quedaran las juntas longitudinales.
- una llana de acabado (float panel) localizada inmediatamente después de la plancha, ayudando a borrar todas las deformaciones de la superficie tendida.
- una llana móvil (float móvil) de 2.0 m de longitud por 0.40 m de ancho, que cuenta con un sistema que le permite deslizarse de un extremo a otro, borrando los posibles bordos y nivelando depresiones en el acabado (foto 12).



FOTO 12

Para realizar el trabajo de colocación es necesario contar con:

- 4 canasteros encargados de colocar las canastas y descargar los camiones.
- 2 sensoristas, uno por cada lado de la máquina; su tarea es verificar que los sensores tomen la lectura del hilo correctamente y corregir

- cualquier error en los mismos, así como de cuidar que los espesores de la losa y los hombros queden bien conformados ajustando periódicamente las tapas laterales de la cimbra deslizante. Los sensoristas necesitan una cinta métrica y una regla de aluminio de 3 m.
- 6 ayudantes generales divididos en dos grupos de 3, encargándose el primer grupo de cortar varillas y transportarlas a la colocadora y el segundo de alimentar los insertadores de la máquina, así como de cuidar su buen funcionamiento.
 - 1 operador de colocadora el cual debe conocer perfectamente el equipo ya que de él depende dejar un buen acabado en el tendido, además es la persona que observa desde lo alto de la máquina todo el panorama para vigilar el buen funcionamiento del equipo.
 - 4 llaneros , 2 por lado de la losa que son los encargados de darle el acabado superficial a la losa y corregir cualquier error que se presente, desvaneciendo las irregularidades que vaya dejando la colocadora; la herramienta que utilizan consiste en llanas metálicas de 1.22, 1.53 y 2.30 m con articulación especial en la base lo que les permite girar en el sentido de la rotación del mango y llanas de madera para corregir los desperfectos de las orillas (foto 13).
 - 2 albañiles y dos ayudantes para corregir los defectos en los hombros y limpieza de sobrantes, así como en las juntas de arranque y juntas de construcción. También se encargan de colocar las varillas laterales para la junta de construcción para los remates.

Para iniciar el proceso de colocación es importante llevar a cabo ciertas actividades preliminares tales como revisar que los sensores estén libres de obstáculos para no tener problemas con las lecturas; programar los insertadores con el fin de que trabajen automáticamente para que coloquen las varillas a la distancia que marca el proyecto; ajustar y nivelar la cimbra lateral para tener el ancho de la losa especificado y nivelar la plancha ajustándola al nivel deseado con los aditamentos con que cuenta el equipo.

La siguiente tabla muestra las herramientas y equipos auxiliares que se utilizaron en la colocación de concreto.

CONCEPTO	ACTIVIDAD
<u>HERRAMIENTA COMUN</u> Cinta métricas Plomadas precisas Marros Martillos de bola Nivel de mano de 1.50 mts. Nivel de mano de 0.50 mts. Guantes de gamusa	Medir la distancia para precisar la separación de la estaca con la línea. Alinear la separación de los soportes de la línea Colocar las varillas que soportan la línea Clavar los fijadores de las canastas pasajuntas Calibrar la plancha con relación al hilo de nivel Calibrar la plancha con relación al hilo de nivel Proteger las manos de los trabajadores en las maniobras
<u>HERRAMIENTA ESPECIAL</u> Llana plana de 1.22 mts. Llana plana de 1.53 mts. Llana plana de 2.30 mts. Llana pesada(madera) de 1.22 m Lanas de madera de 0.60 m	Acabado superficial en forma lineal del centro a las orillas Acabado superficial en forma lineal del centro a las orillas Acabado superficial en forma lineal del centro a las orillas Desvanecimiento de deformaciones y depresiones Reparación de hombros corrigiendo todas las fallas en forma manual
<u>EQUIPO AUXILIAR</u> Vibradores de chicote eléctrico Planta de luz de 5 kw. Rotomartillos eléctricos Equipo para reparar mangueras	Compactar el concreto en las áreas pequeñas como juntas o cuando falle un vibrador en la colocadora Proporcionar energía a los equipos eléctricos Limpieza del concreto adherido en el equipo de colocación Facilitar y agilizar la reposición de mangueras rotas

En el proceso de colocación una de las actividades de la cual depende el rendimiento es la colocación de canastas pasajuntas. La velocidad de colocación radica en tener lo necesario como: canastas colocadas en los extremos y personal eficiente con la herramienta adecuada (foto 14).

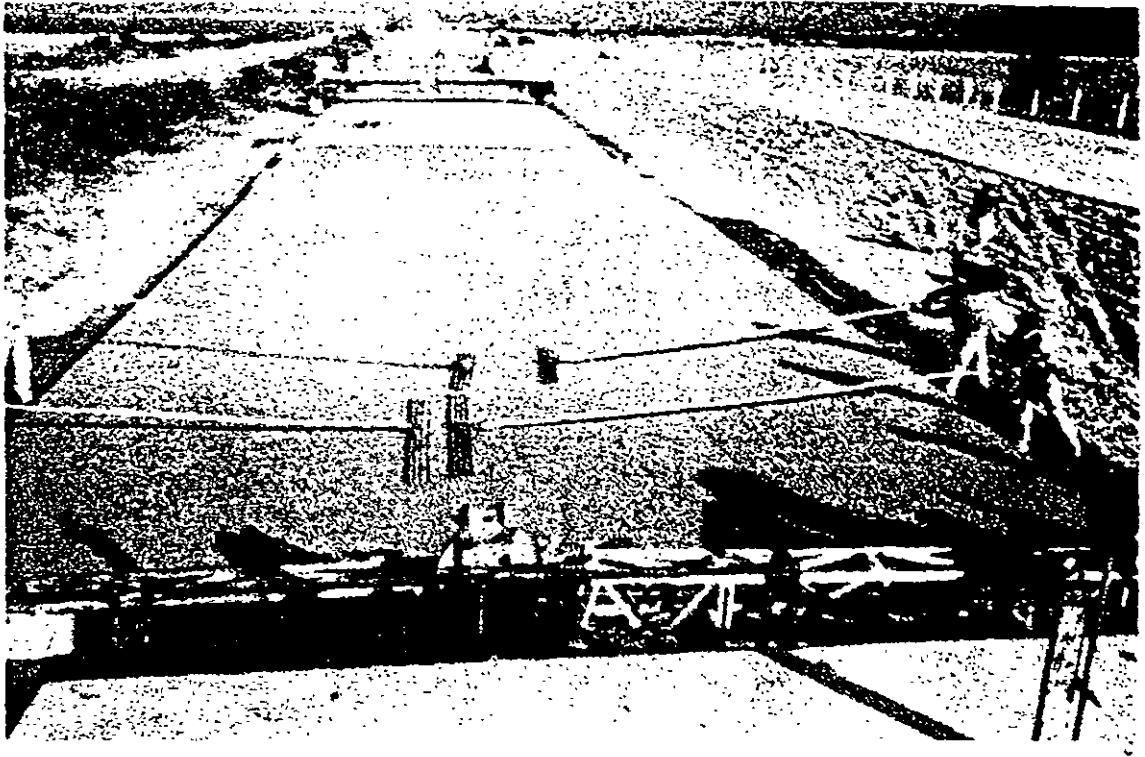


FOTO 13

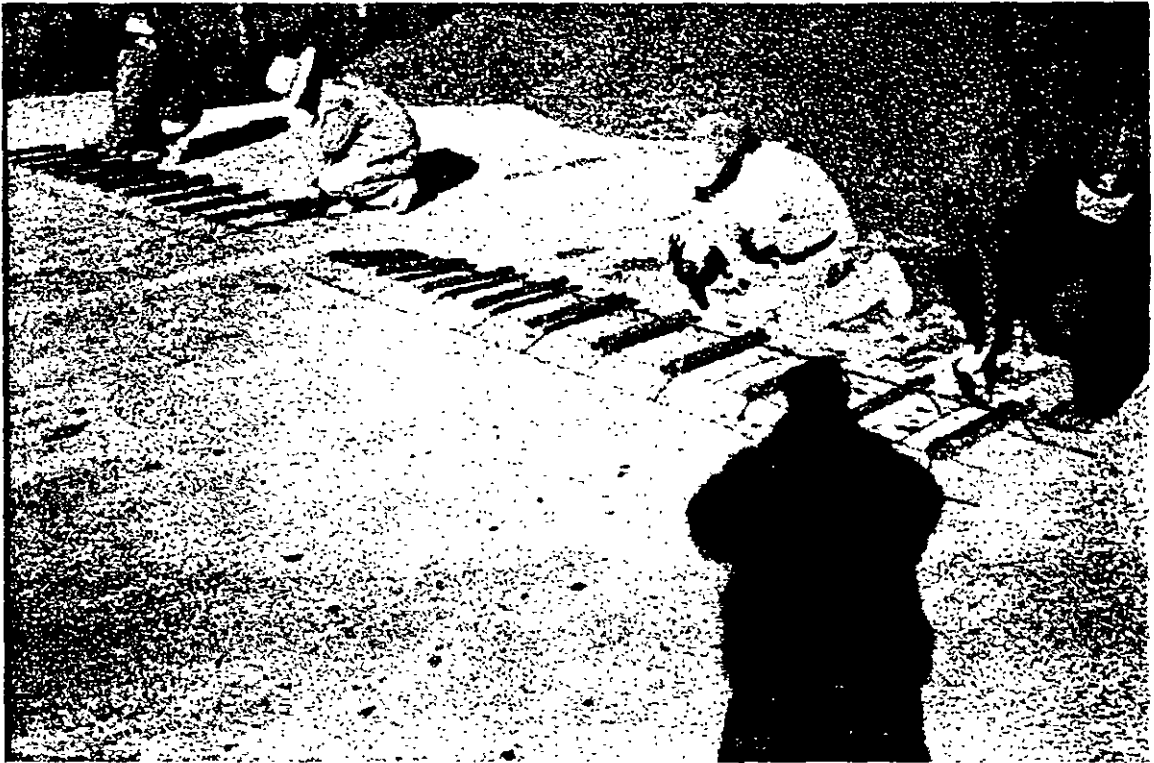


FOTO 14

La colocación de concreto se inicia al descargar los camiones ubicados al centro de las canastillas de tal manera que al momento de abrir la tapa de la caja el concreto se deposite encima de la canasta. De esta forma evitamos que la canasta se mueva de la posición en que se colocó cuando se levante la caja y se deposite el resto del concreto. La distribución adecuada para que la caja de vibrado no se quede sin concreto, garantizando que la losa quede uniforme y bien colocada, fue de 3 viajes cada 5 m. Se colocan dos en las canastas y uno al centro de ellas longitudinalmente (foto 15).



FOTO 15

Después de la descarga del concreto el proceso de colocación continúa con la distribución uniforme con el gusano repartidor, el cual se encarga de que no falte concreto en la sección de colocación (croquis 13), posteriormente se procede al vibrado y compactado; enseguida el incrustado de varillas en la junta longitudinal de acuerdo con lo especificado; acabado superficial, actividad que

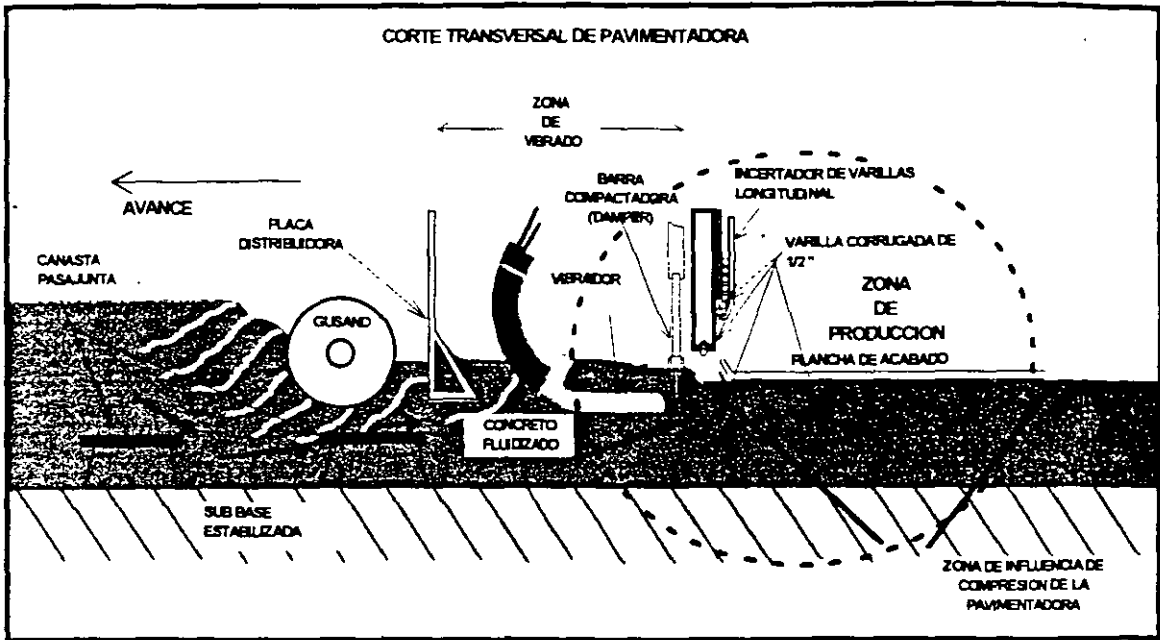
se ejecuta primeramente con la llana móvil y posteriormente con las llanas manuales corrigiendo los defectos que va dejando el equipo de colocación; acabado lateral, el cual consiste en corregir las fallas del hombro y colocar las varillas corrugadas de ½" con separación de 1m para la construcción del remate de 25 cm que se construirá posteriormente y limpieza del sitio, actividad que consistió en levantar el sobrante de concreto que va dejando la colocadora y que se puede aprovechar vaciándolo en la parte de la descarga (foto16)



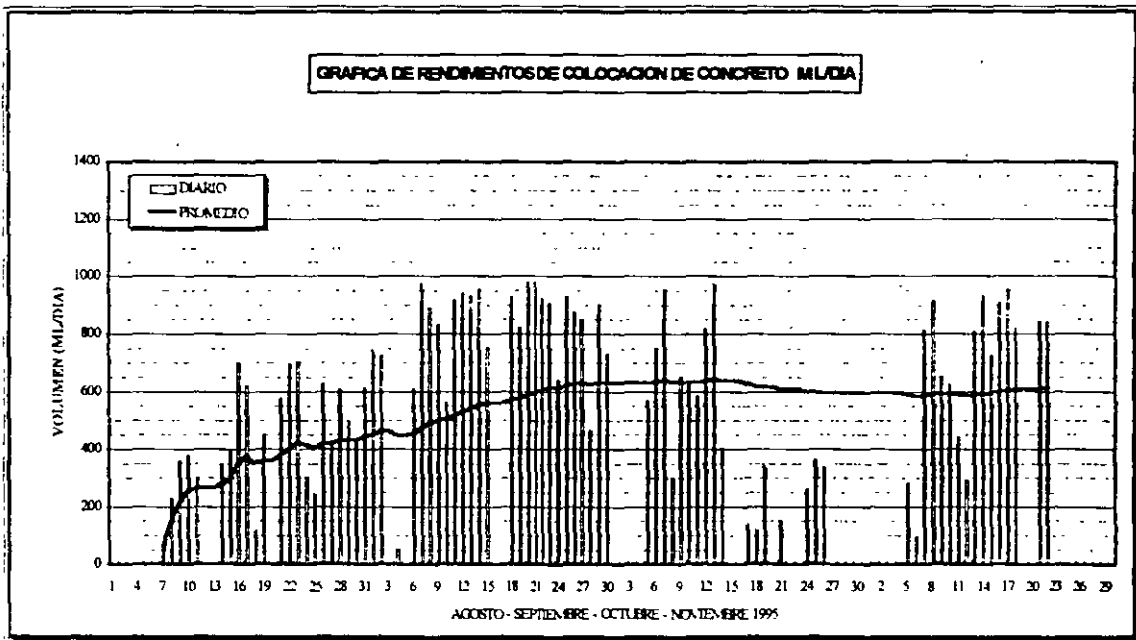
FOTO 16

La tabla siguiente muestra le rendimiento promedio, equipos y consumos principales utilizados en la colocación de concreto.

ACTIVIDAD	RENDIMIENTO	MAQUINARIA	CONSUMO
Colocación	0.614 km/tno	Colocadora CMI SF450	Barras pasajunta 348 pza/tno Acero en juntas de amarre 2.82 ton/tno



Los rendimientos obtenidos en la fabricación de concreto para la construcción del pavimento rígido en el cuerpo nuevo y el rehabilitado son los que se indican en el croquis 14.



CROQUIS 14

4.- TEXTURIZADO

Después de haber terminado la colocación de la losa, es necesario realizar el acabado final para garantizar una superficie de rodamiento y cumplir con el índice de fricción especificado. Este trabajo consiste en dos rayados: uno longitudinal, el cual es superficial y se ejecuta con una tela de yute o con un tape rígido y uno transversal, siendo éste más energético dejando surcos de 6 mm de ancho con una profundidad entre 3 y 6 mm, aplicándolo cuando el concreto haya adquirido la dureza necesaria con el fin de que no se cierre la ranura.

El equipo que se utilizó para llevar a cabo este trabajo, fue una máquina texturizadora modelo CMI TC 250 (foto 17), con la que se da el rayado transversal efectuándolo a través de un bastidor con cerdas de acero separadas entre ellas 9 mm, moviéndose de un extremo a otro de la máquina.

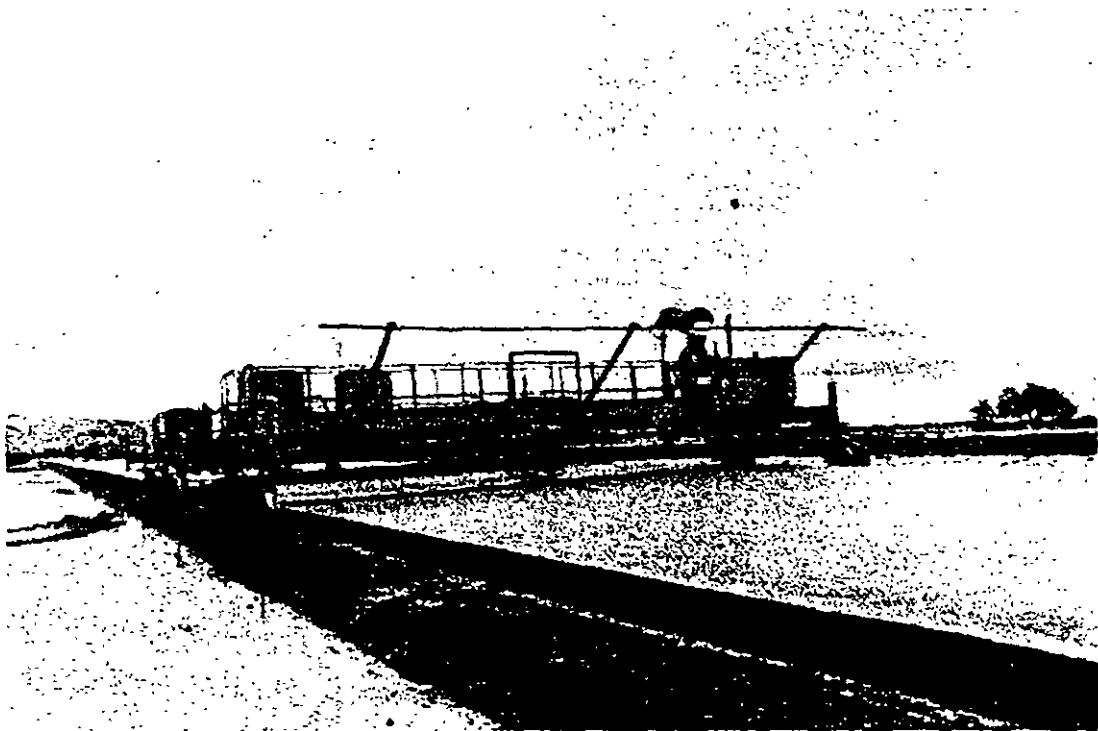


FOTO 17

Este equipo se mueve por un motor de 125 hp y se desplaza con cuatro llantas en forma versátil y rápida.

Es importante contar con bastidor de rayado manual adaptado a una extensión de tubo semejante a las llanas grandes para utilizarse en caso de una falla en el equipo y hacer los rayados en zonas pequeñas.

5- CURADO DE CONCRETO

Aunque todos los concretos están expuestos al agrietamiento superficial prematuro por pérdida de humedad y éstas grietas no perjudican en forma severa a la estructura de la losa, se realiza un riego en todo el ancho de la losa y en la parte lateral de membrana de curado en la proporción recomendada por el fabricante.

Este equipo es similar a la máquina texturizadora (foto 18) solo que en lugar de tener un bastidor de rayado cuenta con :

- 2 tanques de almacenamiento de 400 lt c/u.
- 1 bomba para absorber y bombear membrana de curado
- 1 tren de riego por aspersion

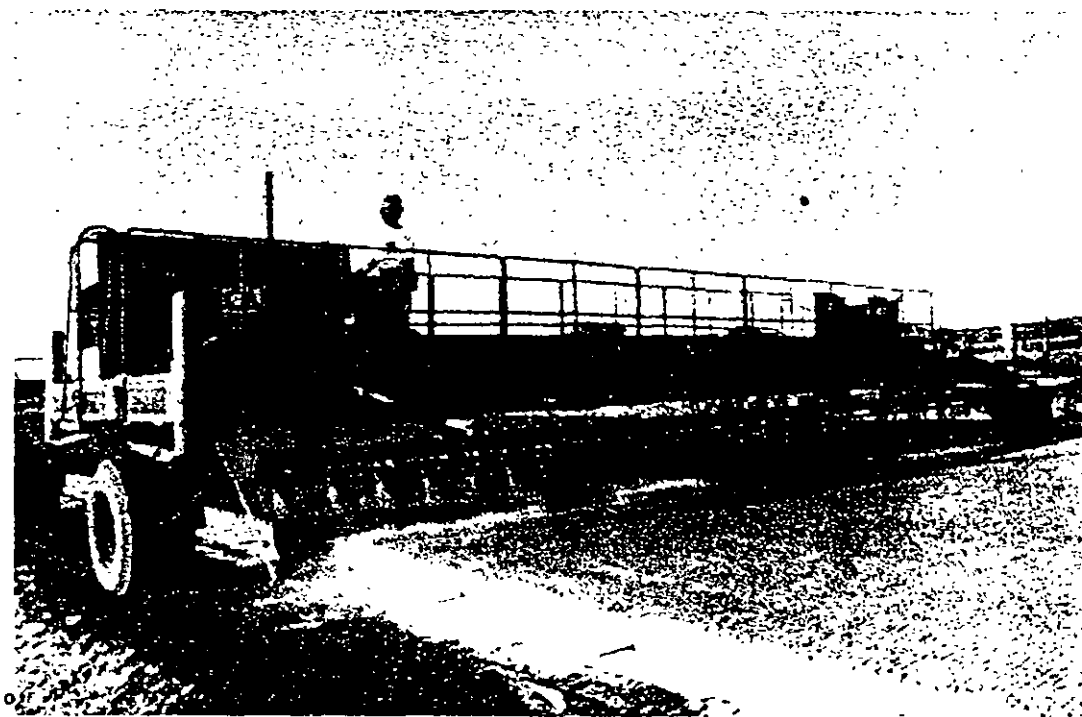


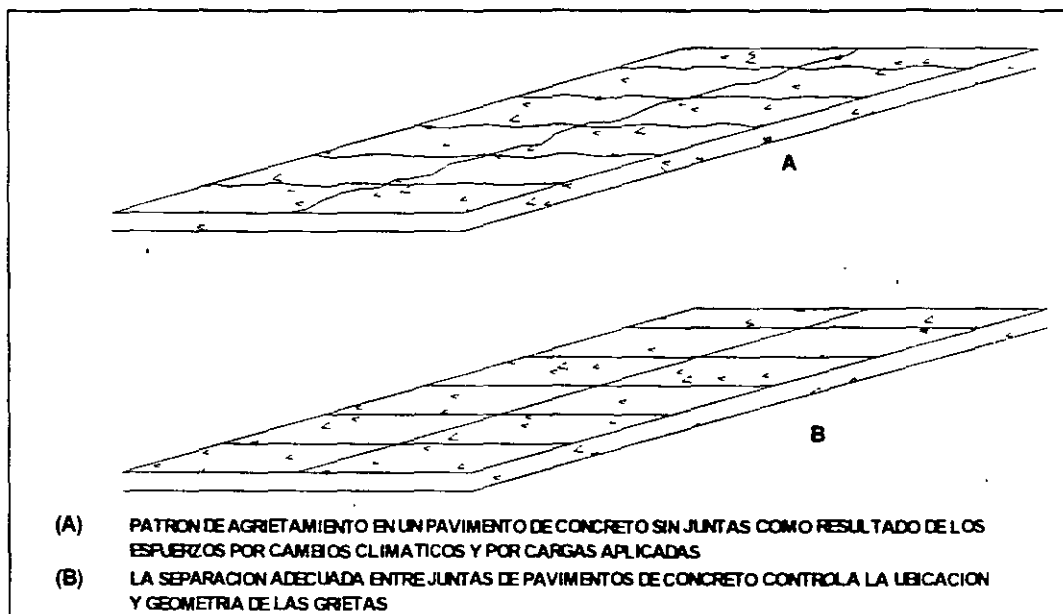
FOTO 18

6.- JUNTAS DE CONSTRUCCION

6.1. JUNTAS DE CONTRACCION TRANSVERSAL

El concreto falla por los cambios de temperatura, se dilata y se contrae formando agrietamientos de manera desuniforme por lo que se tiene que forzar al mismo a que falle donde se han calculado las juntas de contracción, las cuales están marcadas cada 5 m (croquis 15).

Para evitar el riesgo de que la losa se fracture en forma prematura, se requiere aserrar la losa una vez que ha alcanzado su fraguado inicial, aproximadamente de 6 a 8 hrs después del tendido, o se pueda caminar sobre ella.



CROQUIS 15

Para el aserrado de las juntas se utilizaron cortadoras de concreto de 65 hp, con discos de diamante de 1/8" y de 1/4" (foto 19). Esta actividad se hace en dos etapas: la primera se lleva a cabo con discos de 1/8" a una profundidad de 10 cm, con lo que se garantiza que la falla por contracción se forme en donde fue marcada; el segundo aserrado se realiza cuando el concreto alcanza su fraguado final, aserrando con discos de 1/4" a una profundidad de 3 cm.

Se recomienda utilizar discos de diamante para concreto verde en el caso del primer aserrado y en el caso del segundo aserrado discos de diamante para concreto duro.

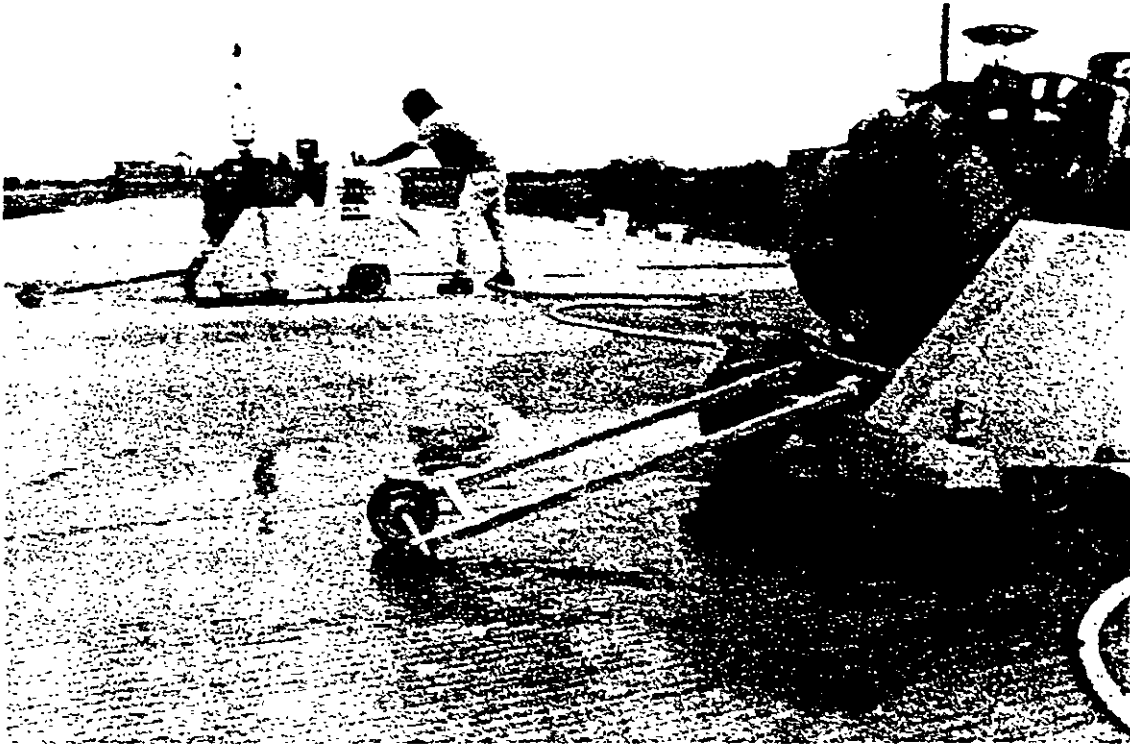


FOTO 19

6.2. JUNTAS LONGITUDINALES

Estas juntas se construyen en forma longitudinal con la finalidad de absorber todas las fallas que se presentan por causa de las cargas que soporta el pavimento. En proyectos de dos carriles con acotamiento, se han proyectado dos juntas longitudinales; una entre el carril de alta y el carril de baja y la otra entre el carril de baja y el acotamiento.

Para evitar la separación entre las losas por causa del agrietamiento, se colocan varillas corrugadas a lo largo de la junta longitudinal, para que haya amarre entre losas en caso de presentarse la falla. Para lo cual se programa la computadora del incertador de varillas, la cual toma la lectura de la oruga de tránsito (foto 20).



FOTO 20

Este acero es habilitado en el patio donde se corta con una cortadora de varillas, a la longitud de proyecto, que para este caso fue de 90 cm. Después se transporta, en una plataforma hiab, al frente de colocación. Esta varilla es alojada en forma automática por la colocadora con la separación ya programada

El aserrado longitudinal se lleva a cabo después que se ha realizado el aserrado transversal y se ejecuta tal como está indicado en el proyecto, para lo cual se marca primeramente la línea y posteriormente se realiza el corte (foto 21).

En este caso se realiza únicamente un corte, para lo que se utiliza un disco de diamante de $\frac{1}{4}$ " de espesor y el corte se realiza a la profundidad que marque el proyecto, que en este caso marcó 10 cm. de profundidad. En el corte longitudinal se puede utilizar una estructura de tirón con la finalidad de guiar a las cortadoras y evitar malos cortes, la estructura se apoya en los extremos de la losa y se mueve automáticamente con el movimiento de las cortadoras las cuales quedan fijas a ella.

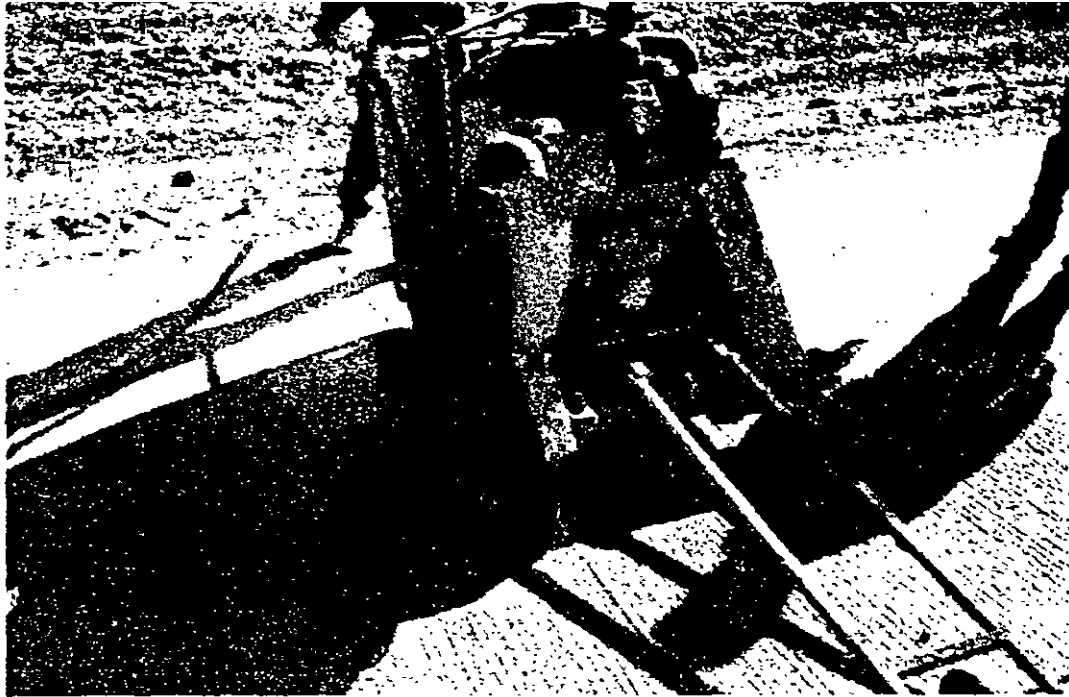


FOTO 21

Los equipos utilizados, rendimientos y consumos principales de las actividades mencionadas son:

CONCEPTO	RENDIMIENTO	MAQUINARIA	CONSUMO
Primer aserrado	0.365 km/tno	2 Cortadoras Magnun ps 685 1 Cortadpra de repuesto 1 Tanque movil de 3,000l t	Disco de diamante de 1/8" 0.60 pza/tno
Segundo aserrado	0.925 km/tno	2 Cortadoras 1 Tanque movil de 3,000 lt 1 Cortadora de repuesto 1 Camion pipa de 10,000l t	Disco de diamante se 1/4" 0.84 pza/tno

7.- SELLADO DE JUNTAS

Después de haber realizado todo el aserrado de las juntas estas deben ser selladas, para evitar que penetre agua a la capa inferior de la sub base, ya que esto provocaría serios problemas, tales como fallas por bombeo, en el bombeo.

Para realizar los trabajos de sellado es necesario que todas las ranuras queden perfectamente limpias de tierra u otras sustancias, por lo que requerimos, de un compresor portátil para realizar a presión toda la limpieza de la ranuras,

auxiliándonos con una rasqueta(foto 22). Cando el material esta pegado en las ranuras se utiliza agua.



FOTO 22

Posteriormente al rasqueteo se realiza una limpieza enérgica a base de aire, el cual se encarga de sacar todo el polvo de la ranura. Para retirar los residuos que se adhieren es necesario contar con un compresor de 375 p.c.m. auxiliado por un poco de agua (foto 23).

Una vez limpia la ranura se procede a colocar el respaldo que es un sello de poliestireno de 3/8" de diámetro el cual se coloca con un escantillón en toda la longitud de la ranura en los dos sentidos longitudinal y transversal, este sello evita que el consumo de silicon sea alto ya que su costo es elevado (foto 24).

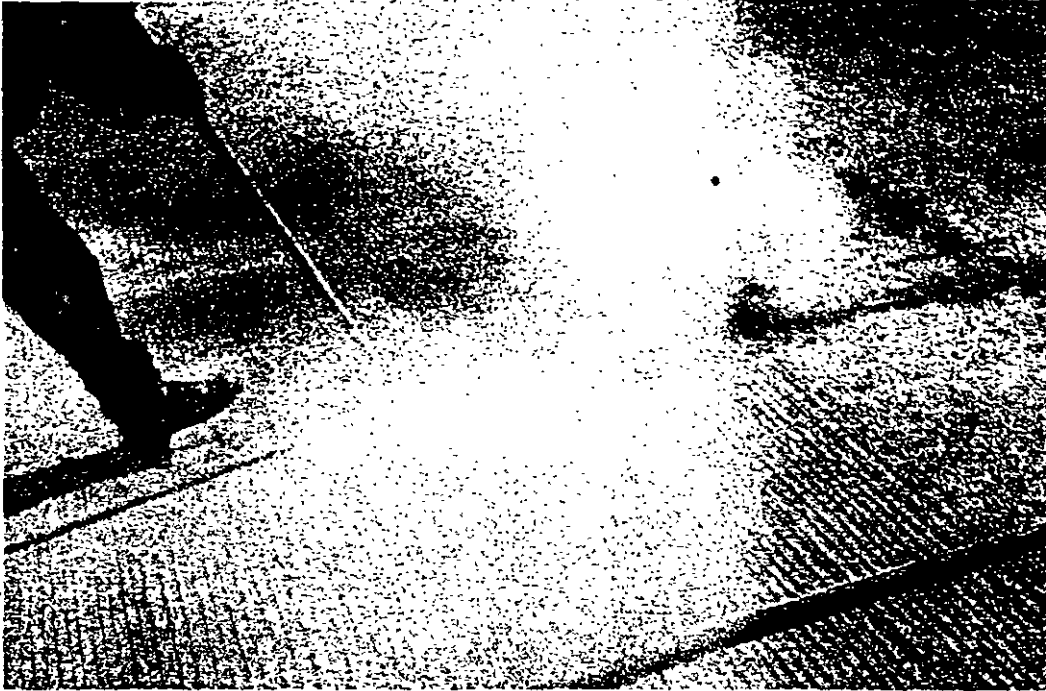


FOTO 23



FOTO 24

El sellado se lleva a cabo con silicón de poliuretano, el cual es resistente a los combustibles y tiene como propiedad el ser de alta adherencia con el

concreto; además es autonivelante, con lo que se garantiza la cobertura de todos los poros. La aplicación se lleva a cabo mediante una bomba especial con válvulas reguladoras de salida que permiten no tener sobrecolocaciones de silicón.

Una de las ventajas de la buena colocación del silicon es que se puede poner al tránsito inmediatamente sin tener problemas de desprendimiento, es durable y no sufre desgaste ni envejecimiento.

Los equipos utilizados, rendimientos y consumos principales de las actividades mencionadas son:

CONCEPTO	RENDIMIENTO	MAQUINARIA	CONSUMO
Sellado de juntas	1.050 km/tno	1 Bomba de silicon marca Jhonstone 1 Compresor portatil 375 pcm	Sello de hule de 3/8" 4,305 m/tno Silicon de poliuretano 214 l/tno



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

TEMA

ESTUDIOS BÁSICOS: GEOLÓGICOS APLICADOS A LA INGENIERÍA

**EXPOSITOR: ING. GEOL. RAÚL MARTINEZ MUÑOZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 2000**

*ESTUDIOS BASICOS
GEOLOGICOS,
APLICADOS A LA
INGENIERIA
(ZONIFICACION DE
REGIONES
POTENCIALMENTE
CONFLICTIVAS,
SOLUCIONES
ALTERNATIVAS Y
MONITOREO)*

Introducción

Como consecuencia de algunas fallas en obras civiles, motivadas por la carencia de un estudio geológico detallado, ha sido necesaria la intervención de Geólogos-Ingenieros, con el objeto de apoyar al Ingeniero Civil (en diversos tipos de obra) con estudios detallados, tanto en su entorno fisiográfico, como en la estratigrafía de la zona de estudio y más esencialmente de los materiales sobre los cuales se ha de ejecutar alguna obra, a su vez el ingeniero geólogo tuvo que familiarizarse con las exigencias civiles, tanto de materiales como de nociones generales dentro de dicho ramo.

Por consiguiente la Geología aplicada a la ingeniería civil, puede definirse como una combinación de información geológica práctica, experiencia y nociones generales de la ingeniería civil, que auxilian al ingeniero en la construcción de grandes obras, con soluciones de problemas geológicos.

Objetivos de la geología ingenieril.

Conforme se ha ido ampliando el campo de la geología aplicada a la ingeniería, tanto en el desplante de estructuras, como en proyecto de carreteras y estabilización de mantos rocosos, cortes, túneles, etc. ha sido necesario que la geología este en posesión de nociones substanciales de ingeniería, ya no tan superficiales. El geólogo residente de una obra y/o asesor, deberá tener los conocimientos suficientes del proyecto al que este encomendado, para con ello instruir y ayudar a definir soluciones de los problemas geológicos que se presenten en la obra, ampliando con ello el campo de la geología aplicada.

Para que gradualmente los descubrimientos y deducciones del geólogo se traduzcan en aplicaciones y términos prácticos; por consiguiente el objetivo de la geología aplicada a la ingeniería civil, es estudiar los fenómenos y procesos geológicos, propiedades físicas y químicas de los minerales, y características de las rocas, para con ello determinar el comportamiento en la esfera de influencia de los trabajos de ingeniería y el ambiente idóneo para la construcción y/o explotación de una obra.

Fundamentos para el ingeniero civil, respecto a las propiedades básicas de las rocas y minerales.

El conocimiento de las propiedades básicas de las rocas y minerales que constituyen la corteza terrestre, es un requisito indispensable para el ingeniero civil, ya que ayuda a poder detectar de manera rápida y precisa las características de una roca o mineral. Un ejemplo donde pueden ser aplicados dichos conocimientos, es en la localización de bancos de materiales, que puedan ser utilizados para la elaboración de concreto asfáltico, pudiendo con ello aceptar o rechazar en in situ la utilización de los agregados, de una manera rápida y adecuada, sin la necesidad de invertir recursos en su explotación.

Un motivo para no ser utilizados, es que contengan minerales que no presenten afinidad con el asfalto, o rocas con un alto contenido de materiales deleznable, así como pétreos englobados en una matriz arcillosa y rocas que por su naturaleza de formación, presentan partículas alargadas y/o en forma de laja.

Otro motivo importante, es el conocimiento elemental de las rocas, ya que ello conlleva a poder determinar rápidamente (en campo) si el material que aflora es competente (capacidad de carga), si se requiriera desplantar una estructura. Además de poder determinar la inclinación de un talud, si se realizara un corte.

Así también contando con los conocimientos elementales de las rocas, se puede programar el equipo requerido en obra, para efectuar una excavación, ya sea a cielo abierto o subterránea; también poder programar voladuras, que dependiendo de las características de la roca, se preverán las cargas más adecuadas.

Estudios geológicos básicos aplicados a la ingeniería civil.

Es importante destacar que en todos y cada uno de los proyectos de ingeniería civil, deberán realizarse estudios de geología, tanto por métodos directos como indirectos. Los métodos directos son los superficiales, realizados mediante exploraciones y evaluaciones del terreno,

como levantamientos geoestructurales, petrológicos, sondeos por medio de barrenación para la recuperación de testigos, así como los estudios mínimos indispensables de mecánica de rocas y suelos; los métodos indirectos pueden ser investigaciones geofísicas, que dependiendo del estudio a realizarse deberá seleccionarse el método más apropiado (sísmico, de resistividad, magnético y/o gravimétrico).

Así también la utilización de fotografías aéreas, que permiten tener una rápida visión de las condiciones del terreno, como accidentes geográficos, disposición de la red hidrográfica y tipo de roca que aflora en la zona de estudio.

Los estudios geológicos básicos, para elaborar el estudio de un proyecto, son los siguientes:

- a) Recopilación de información bibliográfica, de la zona de estudio.
- b) Inspección preliminar a la zona de estudio.
- c) Levantamiento geológico detallado.

a) Recopilación de información bibliográfica, de la zona de estudio.

Cuando en el área que se va a trabajar, existen estudios anteriores, es básico condensar dicha información, con el propósito de aprovechar la documentación que sea útil.

Teniendo como objetivo considerar otros criterios y con ello tener una idea más clara de la zona a evaluar.

b) Inspección preliminar a la zona de estudio.

Una vez tomando en cuenta las observaciones de la información recopilada, se formula un itinerario del recorrido de campo, poniendo principal interés, en visitar aquellas áreas que por sus rasgos y naturaleza son características de la zona.

Este consiste en un reconocimiento preliminar de una zona o fracción de ella, para lo cual el Ing. Geólogo deberá trasladarse al sitio, e iniciar el recorrido de campo.

Debiendo seleccionar el medio de transporte, que dependiendo de los accesos disponibles, se determina el medio de transporte más adecuado a la zona (equinos, vehículo de doble tracción y/o eventualmente helicóptero), además se deberá contar con fotografías aéreas de la zona, las cuales ilustren de forma general, los rasgos fisiográficos y las unidades litológicas prevalecientes en dicha zona, con el objeto de unificar criterios que se seguirán para las siguientes etapas de trabajo.

C) Levantamiento geológico detallado.

Los levantamientos detallados consisten en la realización de planos geológicos, que dependiendo de la profundidad de la obra pueden ser superficiales o profundos. Los primeros generalmente se ejecutan sobre un plano topográfico, donde se representa el carácter y distribución de los distintos tipos de suelos y rocas, delimitando mediante símbolos o colores los diferentes afloramientos de roca, así también se indican los rumbos y echados de rocas estratificadas y toda la información relevante de la zona, apoyándose con fotografías aéreas, cuya interpretación estereoscópica es de gran ayuda, para la elaboración del plano; teniendo énfasis

en efectuar levantamientos geoestructurales de posibles zonas de falla. Estos planos son muy útiles al ingeniero civil, por que en ellos se pueden localizar bancos de materiales, tanto de roca como depósitos de arena y grava, además de alertar la presencia de una zona de falla en donde quede ubicado algún proyecto. Otro aspecto importante es la estructura geológica de la zona, ya que de ello se puede inferir la presencia de agua subterránea; Los planos geológicos profundos consisten en realizar un corte geológico detallado (perfil geológico) de una zona específica en estudio, aprovechando la información bibliográfica recopilada de la zona, así como sondeos, minas cercanas, excavaciones de algún banco de material o algún corte sobre un camino

cercano (si existieran), afloramientos de rocas sobre arroyos y ríos, investigaciones geofísicas y todo tipo de excavaciones en el lugar. En este tipo de planos se indican los espesores de las capas de roca, la geología estructural detallada y el tipo de roca existente; cabe destacar que de tenerse dudas respecto a la clasificación petrológica de alguna roca, se recolectaran muestras representativas de las unidades litológicas, o, en su defecto de una sola unidad, para posteriormente efectuarles un estudio petrográfico (especializado), que nos indique a precisión el tipo de roca del cual se trata.

Zonificación de regiones potencialmente conflictivas.

La República Mexicana es uno de los 13 países con mayor extensión territorial, su vasto territorio y su accidentada geografía ocasionó que durante siglos el desarrollo carretero estuviera frenado (entre otras causas), por las abundantes cadenas montañosas que existen en nuestro país. Un ejemplo de ello es el acceso del centro de la República a la capital del estado de Oaxaca, donde en años anteriores a 1994, se contaba únicamente con tres carreteras de acceso a dicho Estado, las cuales presentan rutas en extremo sinuosas, principalmente en el Estado de Oaxaca, donde las formaciones montañosas del eje neovolcánico y la Sierra Madre del Sur, conforma la orografía típica de esta parte

de la República; sin embargo en el año de 1994 se procedió a la construcción de la Supercarretera Cuacnopalan - Tehuacan - Oaxaca, vía rápida y segura que une a estas dos regiones, teniendo un ahorro de 53 kilómetros y una reducción en tiempo de recorrido de 3 horas y media desde Cuacnopalan (km 0.00) hasta Oaxaca (km 243.00); dicho ahorro en tiempo y longitud implicó grandes retos en la ingeniería, ya que desde su etapa constructiva y hasta la fecha, se han presentado una serie de problemas, como consecuencia del desequilibrio de esfuerzos producidos por la descompresión al efectuarse excavaciones de grandes cortes. Una de las zonas más conflictivas en cuanto a cortes, es el tramo ubicado entre el km 84.00 al km 120.00, ya que en esta área se llegaron a realizar terraplenes mayores de

70 m y cortes hasta de 100 m; dichos cortes fueron desarrollados en diversos tipos de rocas de diferente origen, estructura, y composición mineralógica. Cabe destacar que en el km 18 de la supercarretera existe un corte que ocasionó problemas continuos.

Algunos ejemplos de cortes considerados potencialmente conflictivos.

Conclusiones y recomendaciones.

- Todos y cada uno de los proyectos de ingeniería civil, deberán contar con estudios mínimos indispensables de geotecnia.
- Los resultados obtenidos del estudio geológico, deberán ser suministrados al ingeniero civil, en términos claros y sencillos, para con ello encajar en su programa constructivo, así también se deberán efectuar inspecciones periódicas y monitoreos continuos (en las obras concluidas y parcialmente ejecutadas), con el objeto de evaluar continuamente las condiciones reales y con ello detectar anticipadamente, problemas a futuro.

CLASIFICACION INGENIERO-GEOLÓGICAS GENERAL DE LAS ROCAS

CLASE	PROPIEDADES PRINCIPALES	SUBCLASE	ALGUNOS REPRESENTANTES	PARTICULARIDADES CARACTERÍSTICAS
1. Silíceas macizo-cristalinas (rocas ígneas)	Elevada resistencia mecánica y estabilidad alta.	a. Rocas holocristalinas (intrusivas) b. Rocas hemicristalinas (efusivas)	Granitos, dioritas, gabro, dunitas. Basaltos, traquitas, andesitas.	Constitución cristalina uniformemente granulada. Constitución cristalina disimulada o vítreas. Porosidad desde insignificante hasta elevada.
2. Silíceas y carbonosas cristalinas, generalmente esquistosas (rocas metamórficas).	Reblandecimiento desde muy débil hasta mediano, permeables al agua cuando se presentan fisuradas	a. Rocas metamórficas de región o de contacto.	Filitas, pizarras cristalinas, anfíbolitas, cuarcitas, gneiss, mármoles y scarns.	Constitución esquistosa, fajeada, foliada, ojasas y/o granular.
3. Rocas no silíceas cristalino-granulosas estratiformes (sedimentarias).	Resistencia mecánica y estabilidad de mediana a alta, solubilidad desde débil hasta elevada.	a. Rocas carbonosas sedimentarias. b. Rocas sulfatadas sedimentarias.	Calizas cristalinas y dolomitas. Anhidritas	Generalmente se presentan en estratos variables.
4. Rocas arcillosas (sedimentarias).	Prácticamente son impermeables, aunque reblandecen fuertemente con el agua.	a. Rocas esquistosas arcillosas. b. Rocas macizas, arcillosas de microestratificación a mediana.	Esquistos arcillosos, arcilloarenosos, calizo-arcillosos y otros. Argilita, marga, arcillas margosas solidificadas y arcillas silíceas.	Capacidad de pasar a estado plástico durante su saturación con agua.

CLASIFICACION INGENIERO-GEOLOGICAS GENERAL DE LAS ROCAS

CLASE	PROPIEDADES PRINCIPALES	SUBCLASE	ALGUNOS REPRESENTANTES	PARTICULARIDADES CARACTERISTICAS
5 Rocas cementadas clásicas (sedimentarias).	La resistencia mecánica y deformación depende de la composición de la sustancia cementadora, variando desde alta (rocas clásticas con cementación silícea) hasta baja (rocas clásticas con cementación arcillosa).	<p>a. Rocas clásticas con cementación silícea.</p> <p>b. Rocas clásticas con cementación carbonosa.</p> <p>c. Rocas clásticas con cementación arcillosa y/o yeso.</p> <p>d. Rocas detriticas cementadas.</p>	<p>Conglomerados silíceos, areniscas y grauwas.</p> <p>Conglomerado calcáreo.</p> <p>Conglomerados arcillosos y de arcilla y yeso y/o brechas</p> <p>Cálizas conchíferas, creta.</p>	<p>a. Elevada resistencia mecánica y estabilidad</p> <p>b. Reblandecen débilmente, resistencia mecánica desde media hasta elevada. permeables al agua por las fisuras y los poros.</p> <p>c. Reblandecimiento fuerte. Prácticamente impermeables al agua</p> <p>d. Constitución esponjosa o de fina porosidad, resistencia mecánica débil. Permeabilidad al agua desde pequeña hasta elevada.</p>

ROCAS Y MINERALES QUE PRESENTAN MALA AFINIDAD CON EL ASFALTO

ROCAS	COMPONENTES
<p>Rocas silíceas:</p> <p>Sílex opalinos</p> <p>Sílex de calcedonio</p> <p>Calizas silíceas</p>	<p>Opalo $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$</p> <p>Calcedonia SiO_2</p> <p>Calcedonia y/u ópalo</p>
<p>Rocas volcánicas:</p> <p>Riolitas y tobas riolíticas</p> <p>Dacitas y tobas dacíticas</p>	<p>Vidrio, vidrio desvetrificado y tridimita SiO_2</p>
<p>Rocas metamórficas:</p> <p>Filitas</p>	<p>Hidromica (illita)</p>
<p>Rocas varias:</p> <p>Todas las rocas que contengan filoncillos, inclusiones, revestimientos externos o grados detríticos de ópalo, calcedonia, tridimita y cuarzo.</p>	

22



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCION

TEMA

ESTUDIOS BASICOS

**EXPOSITOR: ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

HISTORIA

ES EN EL SIGLO XVII CUANDO SE REALIZAN LOS PRIMEROS TRABAJOS VERIFICADOS PARA VOLADURAS DE ROCA EN LAS MINAS REALES DE SCHEMNITZ EN OBER - BIBERSTOLLEN , HUNGRIA , Y A PESAR DE LAS LIMITACIONES EXISTENTES POR EL EQUIPO DEFICIENTE DE ESA EPOCA , LOS ALTOS COSTOS DE LA POLVORA Y LA MALA CALIDAD DEL PRODUCTO , EL USO DE LA POLVORA NEGRA EN MINERIA SE EXTENDIO A LAS MINAS DE CORNWALL , INGLATERRA .

DESARROLLANDOSE POSTERIORMENTE IMPORTANTES AVANCES TECNOLOGICOS TANTO EN PAISES EUROPEOS COMO EN EL NUEVO MUNDO POR PERSONAJES TALES COMO ROGER BACON QUE ESCRIBIO LA FORMULA DE LA POLVORA NEGRA EN 1242 , ASCANIO SOBRERO QUE DESCUBRIO LA NITROGLICERINA EN 1846 Y OTROS MAS COMO ALFREDO NOBEL , J.R.GLAUBER , EL DR. WATSON , WILLIAM BICKFORD Y ELEUTHERE IRENEE DU PONT .

EN LA ACTUALIDAD ESTE PROCEDIMIENTO DE VOLADURAS SE HA TRANSFORMADO EN UNA TECNICA BASADA EN PRINCIPIOS CIENTIFICOS SURGIDOS DEL CONOCIMIENTO DE LAS ACCIONES EJERCIDAS POR LOS EXPLOSIVOS , LOS MECANISMOS DE ROTURA DE LA ROCA Y PROPIEDADES GEOMECAICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS ; DANDO ASI DESDE EL PRIMITIVO INVENTO DE LA POLVORA NEGRA ATRAVEZANDO LOS DIAS DE LAS DINAMITAS HASTA LA ERA MODERNA DE EXPLOSIVOS NUEVOS Y MAS SEGUROS .



ALFREDO NOBEL

CRONOLOGIA DE LOS EXPLOSIVOS

- SIGLO XIII PRIMERA MENCION DEL SALITRE EN LOS ESCRITOS ABD-ALL QUIEN LO LLAMA (NIEVE CHINA)
- 1627 PRIMERA PRUEBA DOCUMENTAL DEL USO DE LA POLVORA NEGRA : LAS MINAS REALES DE SCHEMNITZ EN OBER-BIBERSTOLLEN HUNGRIA
- 1689 SE COMIENZA A UTILIZAR LA POLVORA NEGRA EN LAS MINAS DE ESTADO DE CORNWALL , INGLATERRA .
- 1696 LA POLVORA NEGRA SE EMPLEA EN EL SECTOR DE LA CONSTRUCCION DE CAMINOS EN ALBULA SUIZA .
- 1745 EL DR. WATSON , DE LA SOCIEDAD REAL DE INGLATERRA , HIZO EXPLOTAR POLVORA NEGRA MEDIANTE UNA CHISPA ELECTRICA .
- 1750 BENJAMIN FRANKLIN MEJORO LA DEMOSTRACION DE WATSON COMPRIMIENDO LA POLVORA NEGRA EN UN RECIPIENTE .
- ✓ 1804 ELEUTHERE IRENNE DU PONT , INICIA LA PRODUCCION COMERCIAL DE LA POLVORA NEGRA EN WILMINGTON , DELAWARE , U.S.A.
- 1830 EL DR. ROBERT HARE , EFECTUA TRABAJOS PROVOCANDO EXPLOSIONES DE MEZCLA DE GASES , MEDIANTE EL USO DE LA ELECTRICIDAD POR MEDIO DE ALAMBRES INCANDESCENTES DESDE UNA BATERIA DE ALTO AMPERAJE QUE EL LLAMABA " DEFLAGRADOR " , PUDIENDOSE ESTA, CONSIDERAR COMO LA PRIMERA MAQUINA EXPLOSORA .
- ✓ 1831 WILLIAM BICKFORD ENTERADO DE ESTOS METODOS INSEGUROS PELIGROSOS , DESARROLLO Y PATENTO " LA MECHA DE SEGURIDAD DE MINEROS " ESTA CONSISTIA EN UN CORAZON CONTINUO D

1940'S

LAS INVESTIGACIONES QUE REALIZA DU PONT , GENERAN UN PRODUCTO EXPLOSIVO CON NITRATO DE AMONIO QUE NO CONTIENE NITROGLICERINA Y QUE CONSISTIA BASICAMENTE EN NITRATO DE AMONIO - AGUA - UN ESPESADOR Y UN SENSIBILIZADOR . ESTOS PRODUCTOS NO TUVIERON AUGE INICIALMENTE PORQUE EL MERCADO DE ENTONCES REQUERIA EN SU MAYORIA DE PRODUCTOS DE DIAMETRO PEQUEÑO Y NO SE CONTABA CON UN SENSIBILIZADOR ECONOMICO

DOS EXPLOSIONES DESASTROSAS DE BUQUES CARGADOS CON NITRATO DE AMONIO UNA EN BREST , FRANCIA Y OTRA EN TEXAS CITADA EN TEXAS , CONFIRMARON EL POTENCIAL EXPLOSIVO DEL NITRATO DE AMONIO , FOMENTANDO POSTERIORMENTE EL DESARROLLO DE NUEVAS TECNICAS DE FABRICACION PRINCIPALMENTE EN EL PROCESO QUE PRODUCE PEQUEÑAS BOLITAS REDONDAS DE NITRATO DE AMONIO QUE PROPORCIONAN UN PRODUCTO DE FACIL MANEJO A GRAN EL.

YA PARA LOS AÑOS 50'S LOS COMBUSTIBLES USADOS AL PRINCIPIO COMO EL CARBON FUERON REEMPLAZADOS POR ACEITE COMBUSTIBLE DANDO ORIGEN AL MODERNO ANFO .

1950'S

CON EL DESARROLLO DE EQUIPO DE PERFORACION DE DIAMETRO GRANDE , EL REQUERIMIENTO DE SENSIBILIDAD PARA HIDROGELES NO FUE TAN RIGUROSO , POR LO QUE DE ESTA MANERA SE ABRIÓ EL CAMINO PARA EL DESARROLLO COMERCIAL DE ESTOS PRODUCTOS

LAS PRINCIPALES VENTAJAS DE LOS HIDROGELES ERAN SU ECONOMIA , ALTA DENSIDAD DE CARGA Y DESEMPEÑO , BAJA SENSIBILIDAD AL IMPACTO , AUSENCIA DE INGREDIENTES QUE CAUSARAN DOLOR DE CABEZA , Y TAMBIEN RESISTENCIA AL AGUA

EN 1958 DU PONT EMPIEZA LA FABRICACION DE HIDROGELES EMPACADOS EN BOLSAS , LAS PRIMERAS FORMULACIONES NO ERAN SENSIBLES A FULMINANTES REGULARES Y NO SE PROPAGARIAN SEGURAMENTE EN BARRENOS DE DIAMETRO PEQUEÑO SIN EL USO DE SENSIBILIZADORES EXPLOSIVOS .

ES EN ESTE MISMO AÑO CUANDO EN MESABI RANGE , EN MINNESOTA ES BOMBEADO ESTE PRODUCTO DENTRO DE BARRENOS DE DIAMETRO GRANDE MEDIANTE CAMIONES A GRAN EL.

ASI MISMO SE DESARROLLAN CONECTORES DE RETARDO PARA CORDON DE DETONANTE QUE PROPORCIONAN UNA DEMORA BASTANTE PRECISA DEL CORDON DETONANTE.

1969

DU PONT PATENTA UN SENSIBILIZADOR EL CUAL PROPORCIONA A LOS HIDROGELES LA SENSIBILIDAD REQUERIDA PARA SER INICIADOS CON UN FULMINANTE DE POTENCIA No. 6 EN CARTUCHOS DE 7 / 8 " DE DIAMETRO A TEMPERATURAS NORMALES .

1976

SE INTRODUCEN FULMINANTES DE RETARDO NO ELECTRICO , LOS CUALES PROPORCIONAN MEJORAS EN LA REGULACION DEL ORDEN DE ENCENDIDO Y TAMBIEN REDUCIENDO EN FORMA CONSIDERABLE LOS NIVELES DE RUIDO , ES EN ESTA EPOCA CUANDO SE DESARROLLAN TAMBIEN LOS EXPLOSIVOS EMULSIONADOS.

Post Juellar

NORMATIVIDAD

POR: JAVIER MARTINEZ LUNA

LEY FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS

La Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos (LEY), fue publicada en el Diario Oficial de la Federación de fecha 25 de enero de 1972. Las disposiciones de esta LEY se consideran de interés público.

La aplicación de la LEY corresponde a:

- 1. El Presidente de la República;*
- 2. La Secretaría de Gobernación;*
- 3. La Secretaría de la Defensa Nacional; y*
- 4. A las demás Autoridades Federales en los casos de su competencia.*

La LEY consigna que las autoridades de los Estados, del Distrito Federal y de los Municipios, tendrán la intervención que la LEY y su Reglamento señalen.

El control y vigilancia de las actividades y operaciones industriales y comerciales que se realicen con explosivos, artificios y sustancias químicas, será hecho por la Secretaría de la Defensa Nacional.

Por lo que se refiere a los explosivos, la LEY establece tres tipos a permisos a saber:

- 1. Permisos Generales;*
- 2. Permisos Ordinarios; y*
- 3. Permisos Extraordinarios.*

Los tres tipos de permisos que señala la LEY son de naturaleza intransferible.

La Secretaría de la Defensa Nacional tiene la facultad discrecional de negar, suspender o cancelar los permisos mencionados, cuando a su juicio las actividades amparadas en los permisos puedan causar peligro a las personas, a las instalaciones o alterar la tranquilidad de la población.

Los Permisos Generales, se concederán a personas que se dediquen de manera permanente a las actividades reguladas por la LEY, tendrán vigencia durante el año en que se expidan y podrán ser revalidados a juicio de la Secretaría de la Defensa Nacional.

Los Permisos Ordinarios se otorgarán en cada caso para realizar operaciones mercantiles con personas que tengan permiso general vigente o con comerciantes de otros países.

Los Permisos Extraordinarios se otorgarán a personas que eventualmente se dediquen a alguna de las actividades regulas por la LEY.

Las sociedades que pretendan dedicarse a la fabricación y comercialización de explosivos, podrán permitir en su capital una participación de hasta el 49% de inversión extranjera, en los términos que establece la Ley de Inversión Extranjera.

Este porcentaje de inversión extranjera no incluye a las sociedades que adquieran y utilicen explosivos para actividades industriales y extractivas.

La Secretaría de la Defensa Nacional, tiene la facultad de practicar visitas de inspección a las negociaciones que se dediquen a las actividades reguladas por la LEY y a solicitar los informes necesarios respecto de estas actividades.

Las negociaciones tienen la obligación de prestar todas la facilidades a las autoridades militares para la práctica de las visitas de inspección.

La LEY considera como sanciones la fabricación, almacenamiento, transporte, comercialización, entre otros, sin el permiso correspondiente.

OCTUBRE 1996

Permisos de Explosivos

Información general

Si usted requiere el uso de explosivos para romper roca en cualquiera de sus obras, será necesaria la obtención del permiso correspondiente de acuerdo a los requerimientos de la Dirección de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaría de la Defensa Nacional.

En el anexo No. 1 se podrá observar copia del Oficio No. 17221, girado por C. General Brigada D.E.M. Jaime Palacios Guerrero, el 19 de junio de 1991 a esta Cámara donde no proporciona los tipos de permisos que existen y los requisitos a cumplir para la obtención de los mismos.

Detalles del procedimiento

Polvorines:

El constructor que requiera el uso de productos explosivos por necesidad de su operación deberá construir polvorines que reúnan las características solicitadas por la Secretaría de la Defensa Nacional a través de la Dirección de Armas de Fuego y Explosivos, siendo éstas las siguientes:

Lugar:

Los polvorines deberán ser colocados de acuerdo a la tabla de Seguridad de Distancia-Cantidad que viene en el Reglamento de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaría de la Defensa Nacional, la cual se puede observar en el anexo No. 2.

Capacidad:

La capacidad de los polvorines deberá estar en función de las necesidades del usuario y a autorización de la Secretaría de la Defensa Nacional

En este caso se recomienda que la capacidad deba ser calculada de acuerdo a los consumos diarios de explosivos, al tiempo que se requiera para la obtención de los permisos para compra. Se debe tomar en cuenta la ubicación de la Zona Militar a cuya jurisdicción corresponda la obra. Otro concepto que se debe tomar en cuenta es la ubicación de los proveedores y el tiempo de entrega de los productos una vez que se cuente con el permiso para compra de los mismos.

Todo lo anteriormente mencionado es con el propósito de que el usuario tenga en sus polvorines la cantidad de inventarios que le permitan mantenerse en operación evitando paros por falta de productos explosivos. Estos inventarios pueden ser para la operación de una semana, dos semanas o en algunos casos para un mes normal de operación.

Almacenamiento:

Antes de iniciar el almacenamiento de explosivos en un polvorín, se debe obtener el permiso correspondiente de parte de la Secretaría de la Defensa Nacional.

El almacenamiento de productos explosivos deberá ser de acuerdo a la tabla de compatibilidad para materiales empacados o envasados que vienen en el Manual de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaría de la Defensa Nacional. Esta tabla se puede ver en el anexo No. 3.

Ejemplo:

Agente explosivo = (anfos)	=	Alto explosivo (godyne, emulsión, etc.)
Estopín elec.	=	Fulminantes
Mecha clover	=	Cordones detonantes

Construcción:

La construcción de los polvorines, es recomendable hacerla de la siguiente manera:

Cimentación: De mampostería (Piedra braza)

Muros: Tabicón cemento-arena ó tabique, reforzado lo anterior con castillos a cada tres metros de distancia, de 15 cms. x 15 cms. de concreto armado.

Puertas. Deberan ser de madera de 4" de grueso con bastidor de metal (tanto en la base soporte como todo el perímetro de la puerta). (En el anexo No. 5 se puede ver el detalle de una puerta)

Techo:

Altura máxima de 4 mts., altura mínima a las orillas de 2.70 mts., cejando respiradero entre la pared y el techo de 20 cms., el cual deberá ser protegido con algún tipo de malla metálica, para evitar que animales pequeños se introduzcan al polvorín. El material utilizado deberá ser de lámina de asbesto.

La parte mas baja entre el techo y el piso deberá ser de 2.7 mts. de altura como se muestra en el anexo No. 4. Los polvorines podran tener un techo a una o dos aguas

Farallón:

El polvorin deberá estar rodeado por la corteza de algún cerro o en su defecto deberá contar con un farallón de tres mts. de altura y 15 mts. de largo a terminar a flor de tierra y teniendo en el frente del polvorin a farallón cinco o seis metros como mínimo.

Características que deben reunir los polvorines

En general éstos deberán cumplir con las especificaciones complementarias que se muestran en el anexo No. 4.

En el caso de la construcción de polvorines se sugiere hacer el diseño de los mismos de acuerdo a las necesidades de su operación, asesorándose con personal experimentado en este campo.

Una vez que se cuenta con los polvorines, construidos de acuerdo a las tablas de distancias de seguridad de la Secretaría de la Defensa Nacional, es necesario conseguir las autorizaciones por parte de las autoridades correspondientes como son:

1.— Certificado del lugar de consumo expedido por la primera autoridad administrativa (Presidente Municipal o Delegado Político en el Distrito Federal). Modelo No. 4 (anexo 6).

2.— Opinión favorable del Gobernador del Estado o del Jefe del Departamento del Distrito Federal firmada por el titular. (Anexo 7) Esta opinión se debe solicitar por escrito acompañada por el certificado del lugar de consumo expedido por la primera autoridad administrativa (Punto No. 1

3.— Cuando se cuente con las autorizaciones antes mencionadas, los documentos originales se deben adjuntar a la siguiente documentación que deberá ser presentada en los módulos correspondientes en el edificio de la Secretaría de la Defensa Nacional, en Lomas de Sotelo, siendo éstos los siguientes:

— Solicitud, modelo anexo que se proporciona gratuitamente. Modelo (anexo 8).

— Referencias del lugar de consumo, se proporcionan en el anexo 9.

— Para personas físicas, copia certificada del Registro Civil del Acta de Nacimiento del solicitante

— Para personas morales, Acta Constitutiva de la empresa.

— Plano de conjunto a 1000 metros alrededor del lugar de consumo y a escala de 1:4000; en la que figuran en su caso instalaciones militares, vías de comunicación, líneas eléctricas, telefónicas, telegráficas, acueductos, gasoductos, construcciones para casa-habitación, obras de arte, zonas arqueológicas, históricas o instalaciones industriales, que pudieran ser afectadas, con los principales accidentes topográficos. Ejemplos (anexo 10).

— Plano circunstanciado a escala adecuada para la localización de sus instalaciones con especificaciones.

Si la solicitud incluye almacenamiento

— Certificado de seguridad y referencia de los polvorines, modelos anexos que se proporcionan gratuitamente. (Modelo No. 2 anexo 11)

Se recomienda adquirir el Manual de Armas de Fuego y Explosivos de la Secretaria de la Defensa Nacional.

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DEPARTAMENTO DE REGISTRO Y CONTROL DE ARMAS DE
FUEGO Y EXPLOSIVOS
Lomas de Sotelo, D.F.

Tabla (13-1) de Seguridad de Distancia-Cantidad
(Materiales debidamente empacados o envasados)

Descripción del material	DISTANCIAS EN METROS		POLVORINES CON PROTECCION				
	Kilos- De	a	Edificios habitados	Vías férreas	Caminos carreteras	Lineas de alta tensión	Entre polvorines
1. Dinamita, explosivos al nitrato de amonio, polvoras negra y sin humo.	000	500	126	100	100	100	11
	500	750	146	100	100	100	13
	750	1,000	160	100	100	100	14
	1,000	1,250	170	100	100	100	15
	1,250	1,500	180	100	100	100	17
	1,500	2,000	200	100	100	100	18
	2,000	3,000	230	100	100	100	20
	3,000	4,000	250	100	100	100	23
	4,000	5,000	260	110	100	100	25
	5,000	6,000	270	117	100	100	26
2. Artificios (fulminantes, estopines, conectores MS, con detonante, etc.)	6,000	7,000	275	122	100	100	27
	7,000	8,000	285	127	100	100	28
	8,000	9,000	295	132	100	100	30
	9,000	10,000	305	137	100	100	31
	10,000	12,000	330	148	100	100	33
	12,000	14,000	350	154	105	103	35
	14,000	16,000	370	160	110	105	36
	16,000	18,000	390	168	116	112	38
	18,000	20,000	405	173	121	118	39
	20,000	25,000	445	185	135	130	43
3 Por lo que respecta a los "artificios", únicamente se autoriza el almacenamiento en cada polvoron lo equivalente a 4 toneladas.	25,000	30,000	480	200	145	140	46
	30,000	35,000	510	208	155	150	49
	35,000	40,000	535	218	160	155	53
	40,000	45,000	550	226	166	162	56
	45,000	50,000	565	240	169	166	63
	50,000	60,000	575	250	171	169	66
	60,000	70,000	585	262	175	172	73
	70,000	80,000	605	274	182	178	80
	80,000	90,000	620	284	186	183	86
	90,000	100,000	635	294	191	188	93
100,000	125,000	675	376	210	206	117	
4 Nitrocelulosa (30-70) o sea 30 partes en peso del solvente por 70 partes del producto, con una nitración de 12.2% como máximo. Cloratos, fosforos, etc	000	500	115	100	100	100	10
	500	750	135	100	100	100	12
	750	1,000	145	100	100	100	14
	1,000	5,000	235	100	100	100	23
	5,000	25,000	400	170	122	120	40
	25,000	50,000	500	215	156	150	50
	50,000	75,000	535	242	166	160	70
	75,000	100,000	570	275	170	166	85
100,000	125,000	607	340	190	186	110	

5. Trinitrotolueno, ciclonita, fulminatos, picratos, etc.	000	500	152	125	125	125	15
	500	750	175	135	135	135	20
	750	1,000	192	150	150	145	25
	1,000	5,000	312	165	165	160	35
	5,000	25,000	530	222	180	175	50
	25,000	50,000	675	283	200	200	75

6. Artificios pirotécnicos.	000	500	100	100	100	50	35
	500	1,000	160	160	160	100	45
A. Fabricantes.	1,000	5,000	200	200	200	150	55
	5,000	10,000	250	250	250	200	65

7. Artificios pirotécnicos. A. Comercio. A. La cantidad de artificios pirotécnicos que puedan tener en existencia es de 50 gramos por cada metro cúbico de espacio libre en el depósito de almacenamiento, en la inteligencia de que en los 50 gramos mencionados están incluidos la mezcla explosiva y la inerte, la capacidad total de seguridad será determinada según la ubicación de los depósitos y las dimensiones de los mismos.

8. Almacenamiento de municiones en pequeño calibre para armas de fuego y para usos industriales.

1. La cantidad de municiones que pueden tener en existencia las personas o negociaciones que se dediquen a esta actividad es de 500 gramos por cada metro cúbico de espacio libre en el almacén o depósito, en la inteligencia de que en los 500 gramos está incluida la materia explosiva y la inerte, así como la capsula.
2. Cuando se almacenen cartuchos que solamente tengan colocada la capsula, se tomarán 85 gramos del explosivo que contengan dichas capsulas por cada metro cúbico de espacio libre.
3. Si las negociaciones están establecidas en calles de mucho tránsito, solo se permitirá almacenar como máximo 50 kilogramos contenida en cartucho.

NOTA: Las distancias arriba indicadas, son para cuando los polvorines o depósitos se encuentren protegidos por obstáculos naturales o artificiales, en caso contrario las distancias aumentan en un "cien por ciento (100%)". En el interior de las fábricas únicamente se autoriza el almacenamiento de nitrocelulosa en una cantidad máxima de 5,000 Kgs observando las distancias de la presente tabla, disminuidas en un ochenta por ciento (80%).



SECRETARIA
DE LA
DEFENSA NACIONAL
DIR. GYAL. REG. FED.
ARMAS FGO Y EXP.

DEPENDENCIA	DIRECCION GENERAL DE
	REGISTRO FEDERAL DE ARMAS
	DE FUEGO Y EXPLOSIVOS
SECCION	TECNICA DE EXPLOSIVOS
MESA	TRAMITE
NUMERO DEL OFICIO	17221
EXPEDIENTE	

ASUNTO: Se le informan los requisitos para la obtención de Permisos para el uso de explosivos.

Lomas de Sotelo, D.F., a 19 de junio de 1991.

C. PRESIDENTE DE LA CAMARA NACIONAL
DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION.
ALBORADA NUMERO 100.
COL. PARQUES DEL PEDREGAL.
14017 - MEXICO, D.F.

POR ACUERDO DEL C. GENERAL SECRETARIO DE LA DEFENSA NACIONAL, se le manifiesta a usted, que debido a la desinformación que los diversos organismos tienen acerca de la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y los requisitos que deben cumplir las personas físicas y morales para el otorgamiento de los Permisos para el uso de explosivos, se le informan los requisitos que la legislación vigente solicita.

- I. PERMISO GENERAL.- Para actividades permanentes.
- II. PERMISO EXTRAORDINARIO.- Para Actividades Eventuales (Por única vez).
- III. PERMISO ORDINARIO.- Para comercialización entre empresas o particulares con Permiso General Vigente (Incluyendo Importaciones y Exportaciones).

Los requisitos para la obtención de ellos son:

- Solicitud, modelo anexo que se proporciona gratuitamente.
- Opinión favorable del Gobernador del Estado o del Jefe del Departamento del Distrito Federal firmada por el titular.
- Certificado del lugar de consumo expedido por la primera autoridad administrativa (Presidente Municipal o Delegado Político en el Distrito Federal).
- Referencias del lugar de consumo, anexos que también se proporcionan.
- Para Personas Físicas, copia certificada del registro civil del acta de nacimiento del solicitante.

A la hoja número dos.



SECRETARIA
DE LA
DEFENSA NACIONAL
DIR. GRAL. REG. FED.
ARMAS FGO. Y EXP.

DEPENDENCIA	DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS
SECCION	TECNICA DE EXPLOSIVOS
AREA	TRAMITE
NUMERO DEL OFICIO	17221
EXPEDIENTE	

ASUNTO: HOJA NUMERO DOS.

- Para Personas Morales, Acta Constitutiva de la empresa.
- Plano de conjunto a 1000 metros alrededor del lugar de consumo y a escala de 1:4000, en que figurarán en su caso: instalaciones militares, vías de comunicación, líneas eléctricas, telefónicas, telegráficas, acueductos, gasoductos, construcciones para casa-habitación, obras de arte, zonas arqueológicas, históricas o instalaciones industriales, que pudieran ser afectadas, con los principales accidentes topográficos.
- Plano circunstanciado a escala adecuada para la localización de sus instalaciones con especificaciones.

Si la solicitud incluye almacenamiento.

- Certificado de seguridad y Referencias de los polvorines, modelos anexos que se proporcionan gratuitamente.

Entregados los documentos debidamente requisitados y que la zona militar correspondiente haya inspeccionado que reúnen las medidas de control, seguridad y vigilancia para el uso de explosivos, esta Secretaría, si están completos y correctos los documentos, normalmente entrega los Permisos a quienes los hayan solicitado, en un plazo no mayor de 10 días hábiles.

Por lo anterior, se le agradecerá hacerlo del conocimiento de sus acreedores; enfatizando que la tardanza es la obtención de los documentos que son expedidos en otras dependencias.

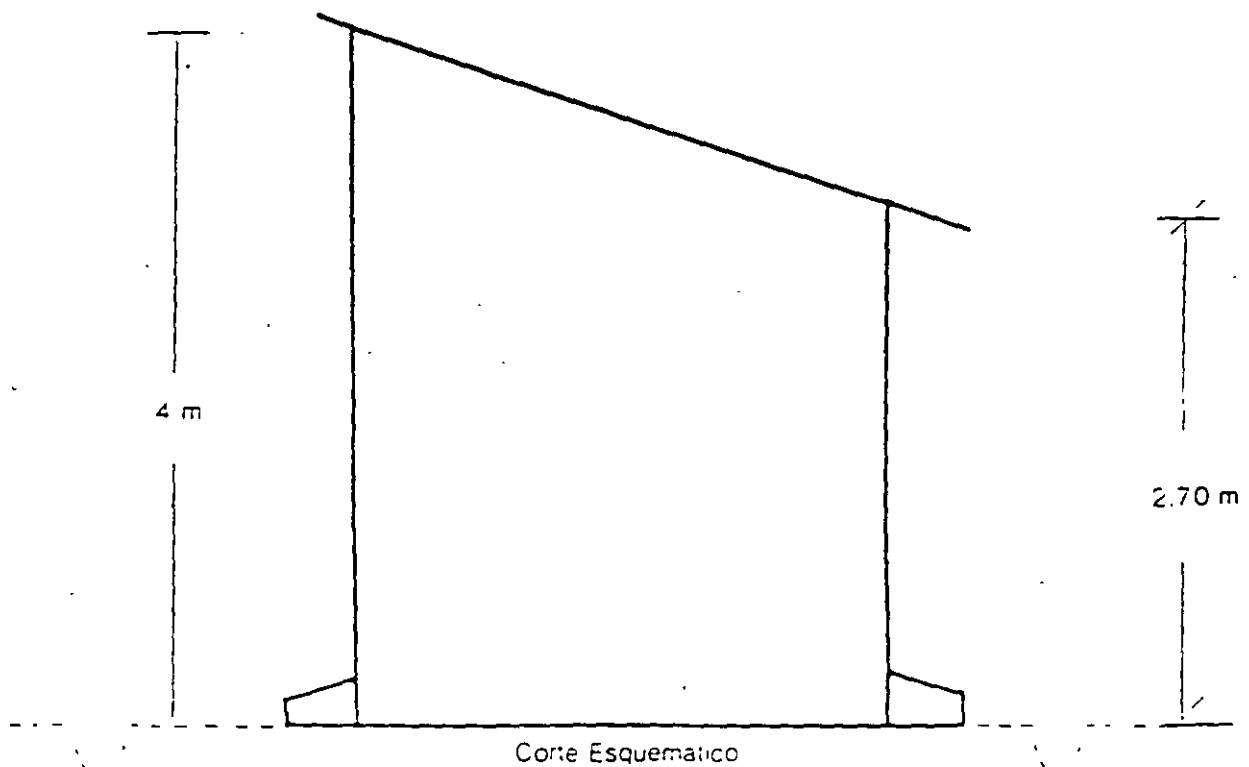
SUFRAGIO EFECTIVO. NO REELECCION.
E. DIRECTOR.

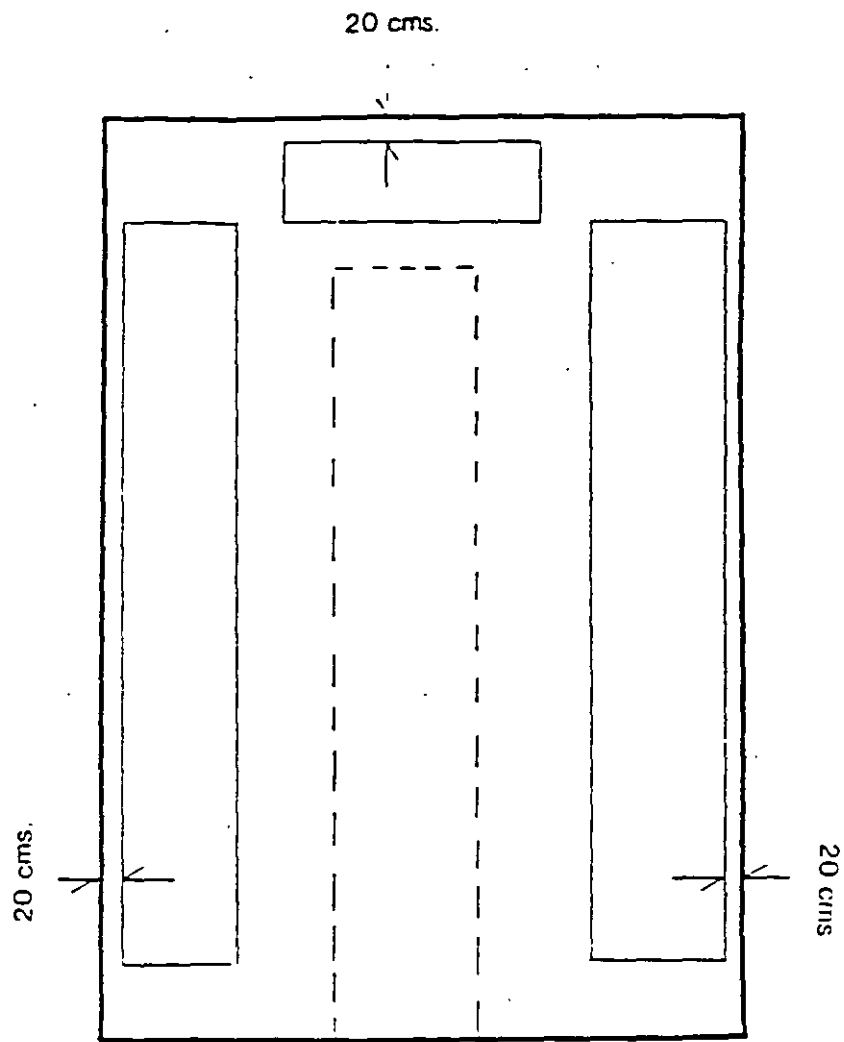
GENERAL FRANCISCO SUERRERO.

AL COMANDAR EN JEFE OFICIO GENERAL
DEL ESTADO DE GUERRERO EN EL CUADRO
DEL ANUARIO SUPERIOR DE FUEGO

CARACTERISTICAS POLVORINES

- 1.— Pendiente en Banqueta
- 2.— Dren Perimetral
- 3.— Pala y Pico disponibles
- 4.— Bote de Arena
- 5.— Extinguidores (2)
- 6.— Puerta de Acero y Madera con Chapa y Candado
- 7.— Tierra Física
- 8.— Rejilla de ventilación con protección antirroedor
- 9.— Libre de Humedad
- 10.— Pisos pulidos y líneas de accesos

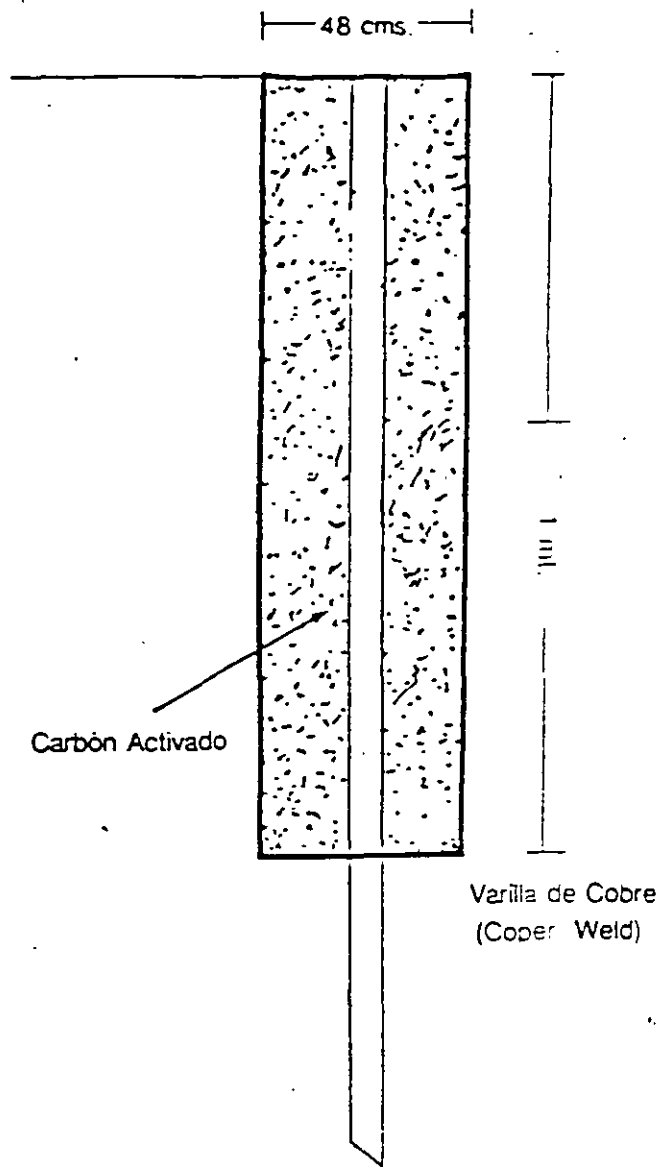
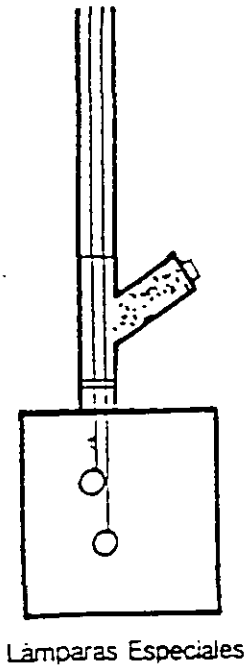




Planta Polvorin

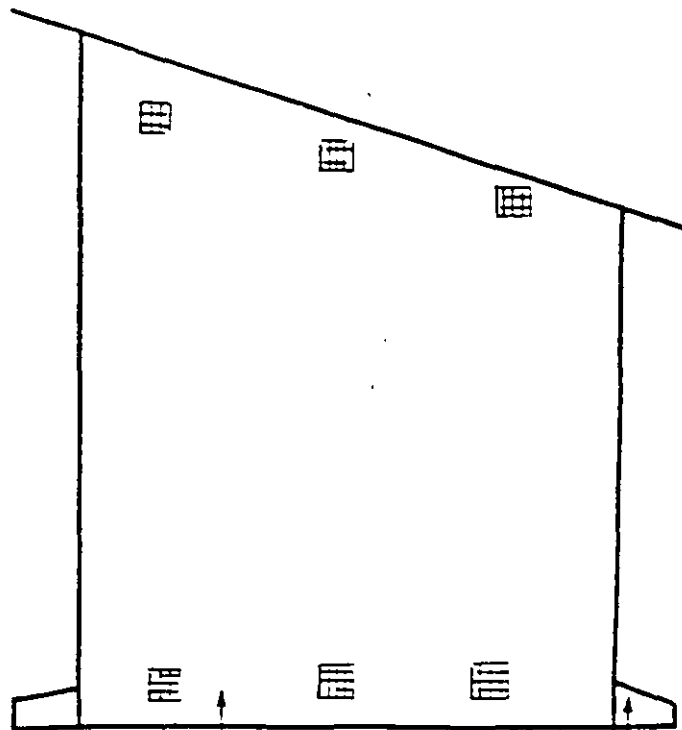
- 11.— Separar estibas de paredes
- 12.— VIGILANCIA (24 Hrs.)
- 13.— Cercado
- 14.— Pararrayos
- 15.— Aplanado y Pintura
- 16.— Tarima de madera
- 17.— 20 mts libre de mat organica, alrededor
- 18.— Talud o protecc natural

- 19.— Iluminación APE Nema 9
 Controles por fuera 110 volts
 — Conduit de Pared Gruesa
 — Sellos EYS



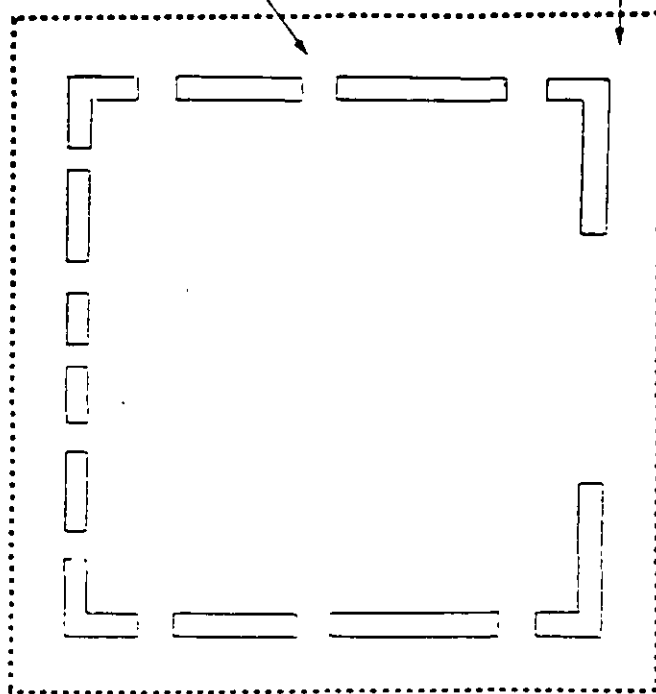
Detalles de tierra física

- 20.— Libro de registro de entradas y salidas
 21.— Copia en cuadro del permiso
 22 — Limite maximo de personas (letrero)
 23.— Anuncios:
 24 — Tambores de 200. con agua
 Polvorin No. _____
 Peligro Explosivos
 Prohibido Fumar

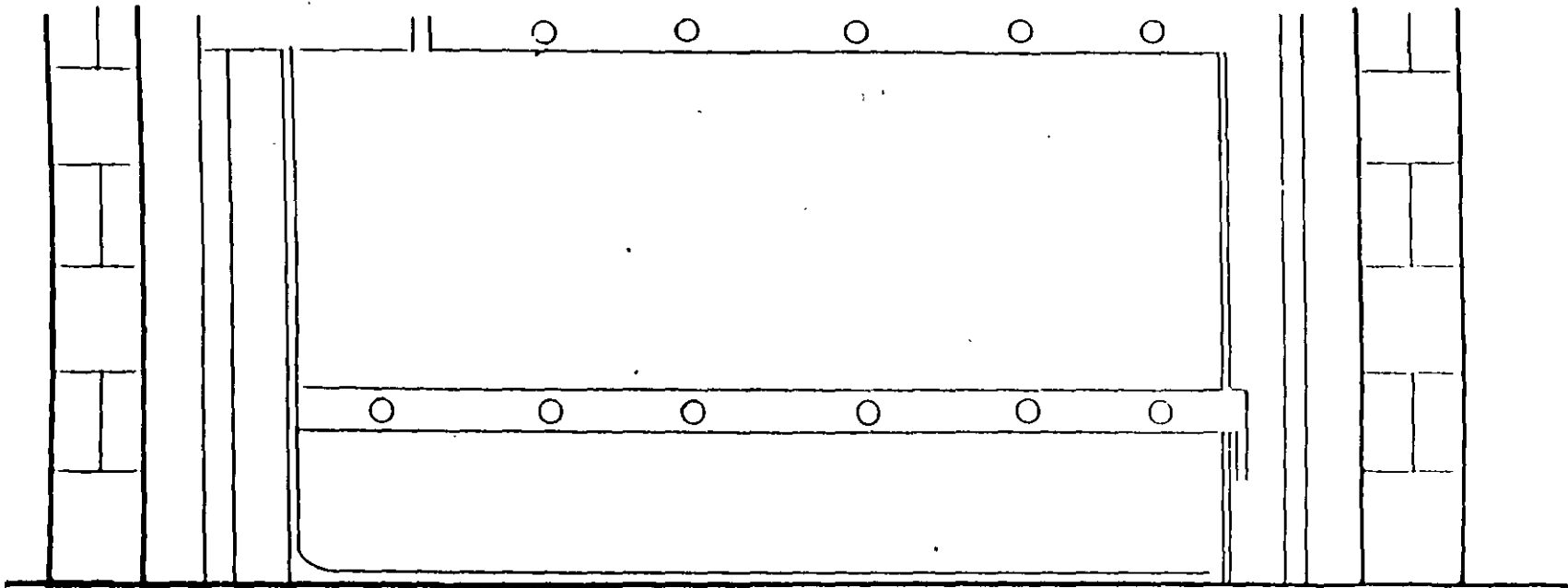


REJILLAS DE VENTILACION

BANQUETAS



CROQUIS SIN ESCALA DE LA DISPOSICION DE LAS REJILLAS DE VENTILACION



MARCO DE PUERTA
POLIN DE MADERA
2 PZAS. DE 4"X8"



MADERA DE PINO DE 4"

PLACA DE ACERO DE 3/8" DE ESPESOR

15.5

PUERTA DE ACCESO
DETALLE

SECRETARIA DE LA DEF. NAL.

DIR. GRAL. REG. FED. ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS

CERTIFICADO DE SEGURIDAD

DEL

POLVORIN O ALMACEN

No. _____

EL SUSCRITO _____ PRIMERA AUTORIDAD.
(Nombre y Apellido)

HACE CONSTAR Y CERTIFICA

QUE LOS POLVORINES UBICADOS EN: _____
(Referidos a puntos conocidos del terreno para su facil localizacion)

DESTINADOS PARA ALMACENAR: _____
(Pólvora, dinamita, explosivos al nitrato de amonio, artificios, clorato, nitrocelulosa, nitrato de amonio, etc.)

QUE SERA UTILIZADO POR: _____
(Denominación o razón social)

CON DOMICILIO EN: _____
Localidad Municipio Estado

EN LA ACTIVIDAD DE. _____
(Explotacion de canteras, industria de la construccion, minera metalúrgica, cenillera, de pinturas, etc.)

POR SUS CONDICIONES, SITUACION Y MEDIDAS DE SEGURIDAD, SON ADECUADOS: NO PRESENTAN PELIGRO PARA MANTENER EL ORDEN PUBLICO, ESTAN PROTEGIDOS CONTRA ROBOS Y GARANTIZAN LA TRANQUILIDAD DE LA POBLACION.

_____ a _____ de _____ de 19 _____

EL PRESIDENTE MUNICIPAL
(FIRMA Y SELLO)

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS
LOMAS DE SOTELO, D.F.

CERTIFICADO DE SEGURIDAD DEL LUGAR DE CONSUMO DE EXPLOSIVOS, ARTIFICIOS O SUBSTANCIAS QUIMICAS
RELACIONADAS CON LOS MISMOS. EXPEDIDO POR LA PRIMERA AUTORIDAD ADMINISTRATIVA.

EL SUSCRITO: _____ PRIMERA AUTORIDAD

ADMINISTRATIVA DE: _____

HACE CONSTAR Y CERTIFICA:

QUE _____
(Denominación o razón social)

CON DOMICILIO EN.

CALLE _____ NUMERO _____ CIUDAD, POBLACION O LOCALIDAD _____

MUNICIPIO O DELEGACION _____ ESTADO, TERRITORIO O DISTRITO _____ Z.P. _____ TELEFONO _____

EMPLEARA LOS MATERIALES SIGUIENTES: _____
(pólvora, dinamita, explosivos al nitrato de

amonio, artificios, nitrocelulosa, clorato de potasio, etc.)

TRABAJOS QUE EFECTUARA PRECISAMENTE EN EL LUGAR DE CONSUMO UBICADO EN _____

(Referido a puntos conocidos del terreno para su fácil localizacion)

EL CUAL POR SU SITUACION, NO REPRESENTA PELIGRO PARA LA SEGURIDAD Y TRANQUILIDAD PUBLICA

_____ a _____ de _____ de 19 _____

Sello y firma

**SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLS**

SOLICITUD DE PERMISO GENERAL PARA DEDICARSE A LA COMPRA Y CONSUMO DE EXPLOSIVOS, ARTIFICIOS Y SUBSTANCIAS QUIMICAS RELACIONADAS CON EXPLOSIVOS (ARTICULO 42 FRACCION I DE LA L.F.A.F.Y.):

A. DATOS DEL SOLICITANTE:

Apellido Paterno		Apellido Materno			Nombre (s)	
Fecha de Nacimiento	Sexo	Lee	Escribe	Profesion u Oficio		Nacionalidad
Calle					Numero	
Ciudad, Población o Localidad					Código Postal	
Municipio o Delegación			Estado, Distrito		Teléfono	

Referencias del Domicilio cuando se requieran.

C. DATOS DE LA NEGOCIACION.

Denominación o Razón Social	
Calle	Numero
Ciudad, Población o Localización	Código Postal
Municipio o Delegación	Estado o Distrito
Actividad a la que se dedicará	Teléfono

EXPLOSIVOS SOLICITADOS MENSUALMENTE: (CANTIDADES) Y (TIPOS)

ALTO EXPLOSIVO _____

AGENTES EXPLOSIVOS _____

ARTIFICIOS _____

SUBST. QUIMICAS _____

OTROS _____

Lugar y fecha

Firma Autorizada

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.
LOMAS DE SOTELO, D.F.

SOLICITUD DE PERMISO EXTRAORDINARIO PARA LA COMPRA DE POLVORA DE EXPLOSIVOS DE ARTIFICIOS O DE SUBSTANCIAS QUIMICAS RELACIONADAS CON LOS MISMOS (ARTICULO 57 DEL REGLAMENTO DE LA LEY FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS).

DATOS DEL SOLICITANTE:

<u>PRIMER APELLIDO</u>	<u>SEGUNDO APELLIDO</u>	<u>PRIMER NOMBRE</u>	<u>SEGUNDO NOMBRE</u>
<u>FECHA DE NACIMIENTO</u>	<u>NACIONALIDAD</u>	<u>SEXO</u>	<u>LEE</u> <u>ESCRIBE</u> <u>PROFESION, OFICIO</u>
<u>OCUPACION</u>	<u>CALLE</u>	<u>NUMERO</u>	<u>CIUDAD, POBLACION, O LOCALIDAD</u>
<u>MUNICIPIO O DELEGACION</u>	<u>ESTADO, TERRITORIO O DISTRITO</u>	<u>Z.P.</u>	<u>TELEFONO</u>

REFERENCIAS DEL DOMICILIO CUANDO LAS REQUIERA

DATOS DE LA NEGOCIACION

DENOMINACION O RAZON SOCIAL

<u>CALLE</u>	<u>NUMERO</u>	<u>CIUDAD, POBLACION O LOCALIDAD</u>
--------------	---------------	--------------------------------------

<u>MUNICIPIO O DELEGACION</u>	<u>ESTADO, TERRITORIO O DISTRITO</u>	<u>Z.P.</u>	<u>TEL</u>
-------------------------------	--------------------------------------	-------------	------------

ACTIVIDAD A LA QUE SE DEDICARA

CANTIDADES Y CLASES DE MATERIALES EXPLOSIVOS POR COMPRAR

TIEMPO EN QUE SE CONSUMIRAN LOS MATERIALES SEÑALADOS EN EL PUNTO ANTERIOR

PROTESTO, QUE LOS DATOS ANOTADOS SON VERIDICOS, QUE LA FIRMA ES AUTENTICA Y LA UNICA QUE UTILIZARE EN LOS DOCUMENTOS QUE DIRIJA A LA SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL.

Lugar y Fecha

Firma del solicitante

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL
DIRECCION GENERAL DEL REGISTRO FEDERAL DE ARMAS DE FUEGO Y EXPLOSIVOS.
LOMAS DE SOTELO, D.F.

REFERENCIAS DEL LUGAR DONDE EL SOLICITANTE CONSUMIRA O USARA LOS EXPLOSIVOS ARTIFICIOS O SUSTANCIAS QUIMICAS RELACIONADAS CON LOS MISMOS, EN LAS OBRAS, OPERACIONES INDUSTRIALES O EXPLOTACION MINERA QUE SEÑALA EN SU GESTION PETITORIA.

(Denominación o Razón Social del peticionario)

SITUACION EXACTA DEL LUGAR DE CONSUMO: _____

(Referida a puntos conocidos del terreno

para facilitar su localización).

UBICADO EN: _____

Municipio

Delegación

Estado

Distrito

DISTANCIAS MAS CORTAS, EN SUS ALREDEDORES A: _____

MTS

MTS.

MTS.

Casas habitación

MTS

MTS

Carreteras

Vías Férreas

Líneas eléctricas

Polvorines

"EXISTE O NO" BARRERA DE PROTECCION A: _____

Casas habitación

Carreteras

Vías férreas

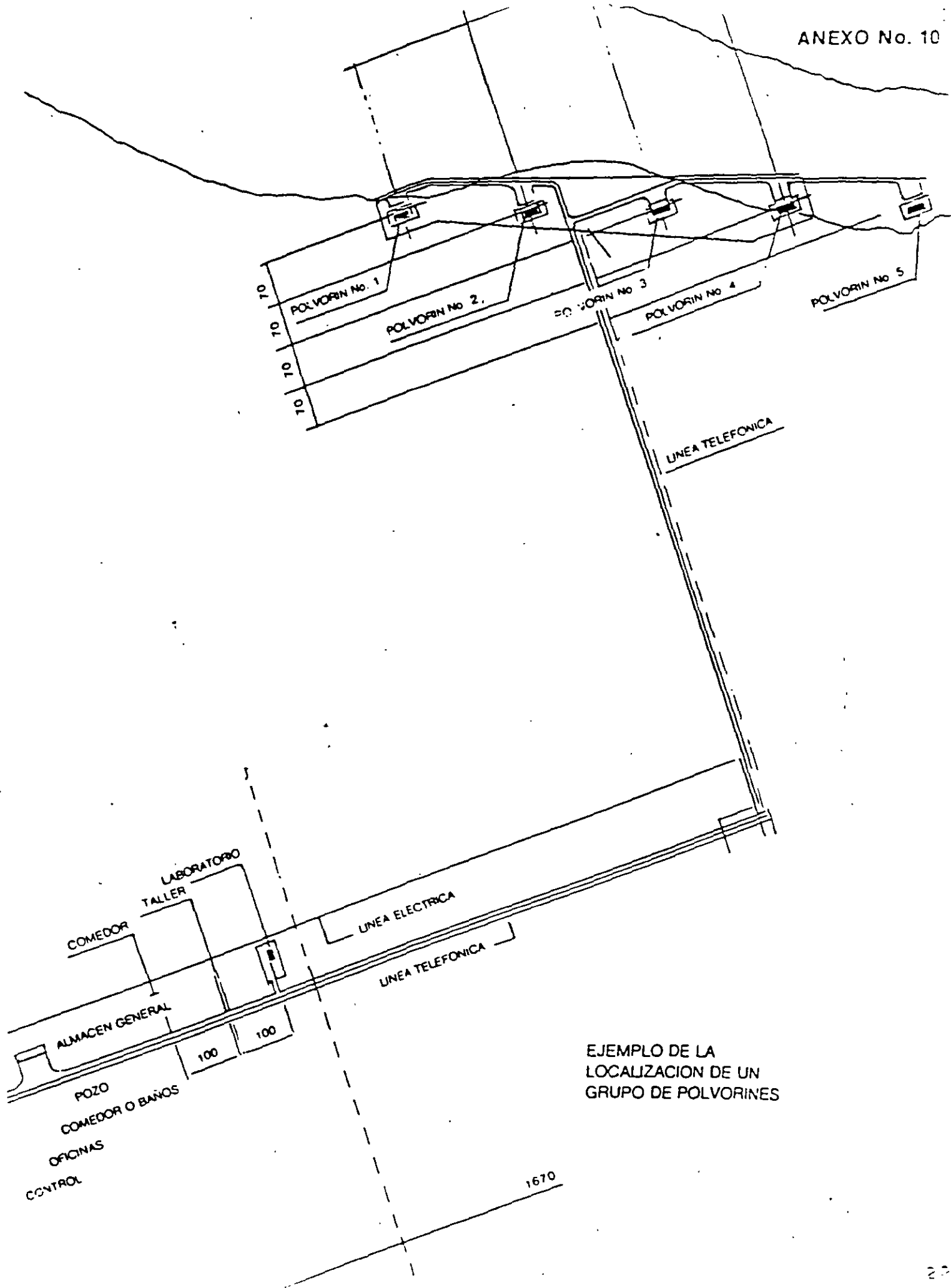
Líneas eléctricas

Polvorines

LUGAR Y FECHA

FIRMA DEL INTERESADO

NOTA: "BARRERA DE PROTECCION", SIGNIFICA CUALQUIER ELEVACION NATURAL DEL TERRENO MURALLA ARTIFICIAL DE ESPESOR NO MENOR DE UN METRO CONSTRUIDA CON TIERRA, ADOBES O SACOS TERRENOS, O BOSQUE DE TAL DENSIDAD QUE LAS PARTES CIRCUNDANTES QUE REQUIERAN PROTECCION NO PUEDAN VERSE DESDE EL LUGAR DE CONSUMO DE EXPLOSIVOS AUN CUANDO LOS ARBOLES ESTEN DESPROVISTOS DE HOJAS.



EJEMPLO DE LA LOCALIZACION DE UN GRUPO DE POLVORINES

REFERENCIAS DE POLVORINES

REFERENCIAS DE POLVORINES DONDE EL SOLICITANTE ALMACENARA EXPLOSIVOS, ARTIFICIOS Y/O SUBS...CIAS QUE UTILIZARA EN OBRAS, OPERACIONES INDUSTRIALES, COMERCIALES O EN LA EXPLOTACION MINERA.

POLVORINES No. _____ (o ALMACEN)

NOMBRE _____

RAZON SOCIAL _____

SITUACION EXACTA DEL POLVORIN _____

Referida a puntos conocidos del terreno para facilitar su colocación.

UBICADO EN _____ ó _____

Municipio o Delegación Estado Distrito Federal

TIPO _____

Superficial Semi-enterrado Enterrado Socavón de mina Móvil

DIMENSIONES INTERIORES _____ mts. _____ mts. _____ mts. VENTILACION _____

Largo Ancho Alto

MATERIALES DE CONSTRUCCION DE _____

Cimientos Muros Piso Puertas Techo

DISTANCIAS MAS CORTAS DEL POLVORIN A: _____ mts. _____ mts. _____

Casas habitación carreteras vías

_____ mts. No. _____ mts. SI O NO EXISTE BARRA DE PROTECCION A:

férreas polvorin

_____ mts. _____ mts. _____ mts. _____ mts. del polvorin

casas habitación carreteras vías férreas líneas eléctricas

ARTICULO Y CANTIDAD POR ALMACENAR: _____

tratandose de explosivos, se tendrá en cuenta: capacidad y tablas de "compatibilidad" y distancia cantidad

VIGILANCIA Y SEGURIDAD: _____

(describirlas)

CASA PROVEEDORA _____ PERMISO GENERAL NUMERO _____

Lugar y fecha

AUTORIZADO

NOTA: "BARRERA DE PROTECCION", SIGNIFICA CUALQUIER ELEVACION NATURAL DEL TERRENO MURALLA ARTIFICIAL DEL ESPESOR O MENOR DE UN METRO CONSTRUIDA CON TIERRA, ADOBES O SACOS TERRE ROS O BOSQUE DE TAL DENSIDAD QUE LAS PARTES CIRCUNDANTES QUE REQUIERAN PROTECCION PUEDAN VERSE DESDE EL POLVORIN, AUN CUANDO LOS ARBOLES ESTEN PROVISTOS DE HOJAS.

PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS DE LAS ROCAS

Raúl Cuéllar Borja

1.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

1.1.- INTRODUCCION

En este capítulo se describen algunos de los sistemas usuales que se utilizan para describir ya sea en forma gráfica o escrita las características geométricas de la estructura de los macizos rocosos.

1.2.- Mapas geológicos

Estos mapas contienen la delimitación geográfica de las formaciones de roca existentes en el lugar y se aprovechan para señalar mediante una simbología las características de la estructura de los macizos rocosos como son: plegamientos, cabalgaduras, hundimientos, etc. así como los rasgos más significativos de las discontinuidades como son: fracturas o juntas, fallas, planos de estratificación, planos de foliación, oquedades, etc.

Es importante anotar la orientación (rumbo y echado) y espaciamiento de las discontinuidades, así como una descripción de las características de las caras o planos de discontinuidad. Por ejemplo: Los términos cerradas o abiertas se aplican para describir el grado

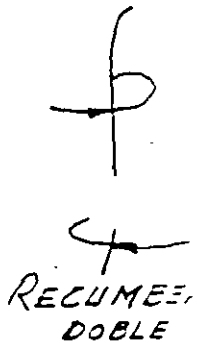
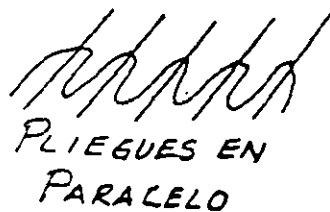
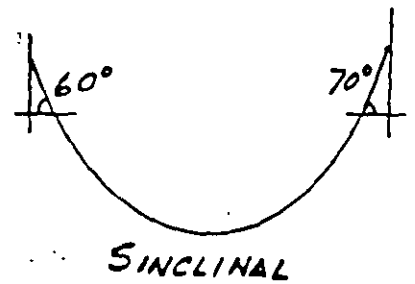
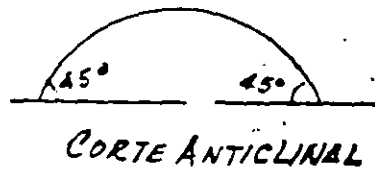
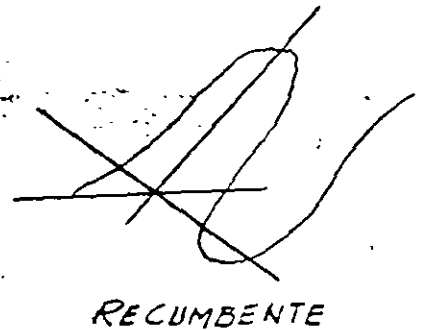
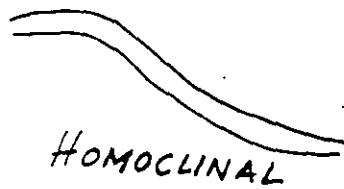
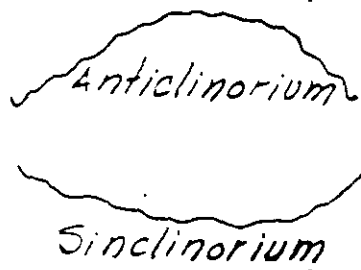
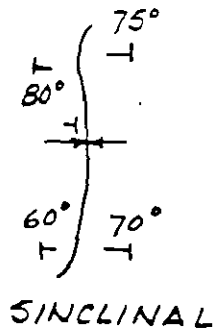
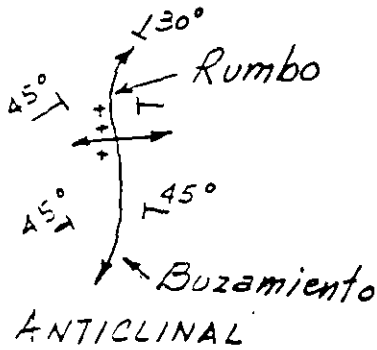
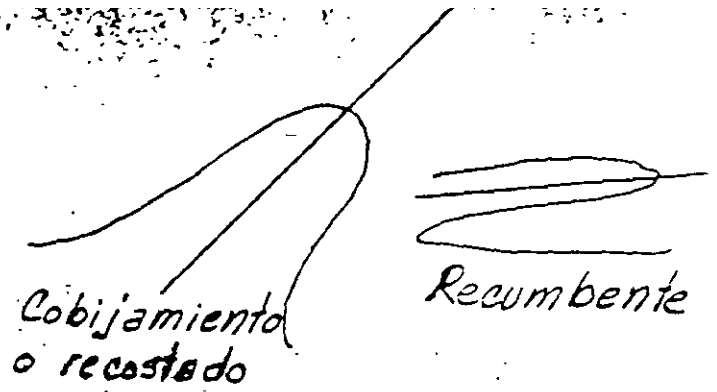
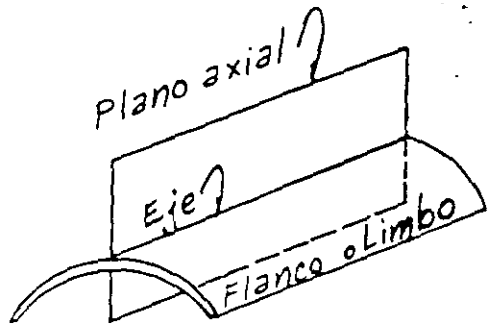
de estanqueidad de las discontinuidades, esta información debe acompañarse de una descripción del material de relleno. También deben anotarse las características de los planos en los que están contenidas las caras de las juntas, por ejemplo: si el plano es recto o alabeado y si las caras son lisas, rugosas o escalonadas. A estas características de los planos de las juntas se les puede asignar un número en función de su resistencia al corte.

Existen dos formas básicas para representar las estructuras y los rasgos estructurales.

1) Mapas con la localización geográfica de estructuras y rasgos estructurales, anotando sus características físicas de orientación y posición y 2) Gráficas en las que se muestra la frecuencia relativa de las discontinuidades, mostrando el intervalo de variación de las orientaciones que ocurren en el sitio.

Ambos sistemas tienen sus ventajas y limitaciones.

El primer sistema es preferido para usos generales. Permite la construcción de secciones transversales en cualquier área crítica particular del proyecto, ya sea una ladera o la pared de una excavación subterránea. De esta manera se puede identificar la presencia de alguna discontinuidad cuya orientación sea adversa a alguna excavación.



En este sistema se incluyen también los mapeos de socavones y lumbreras de exploración geológica.

La simbología de banderas de Mueller es muy adecuada en este sistema de representación. En las Figs 1 y 2 se presentan ejemplos de estas simbologías.

Las gráficas estadísticas más usuales son: a) La roseta de fallas y fracturas y b) Las proyecciones estereográficas.

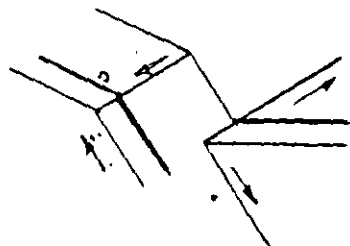
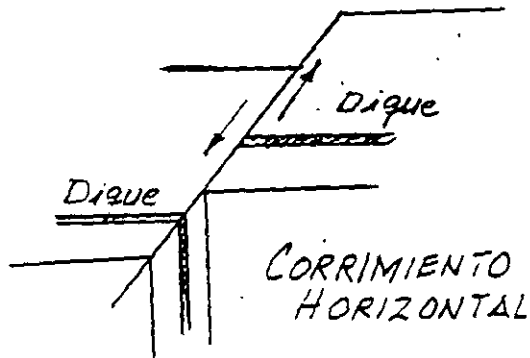
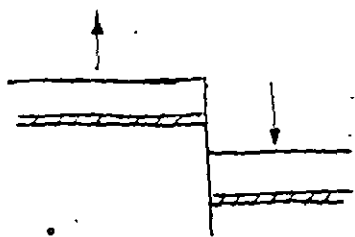
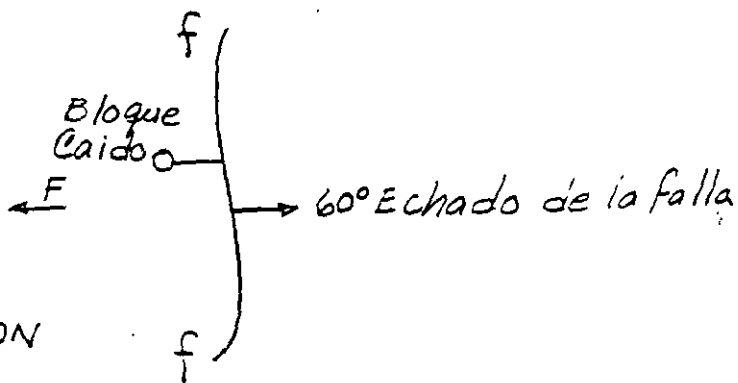
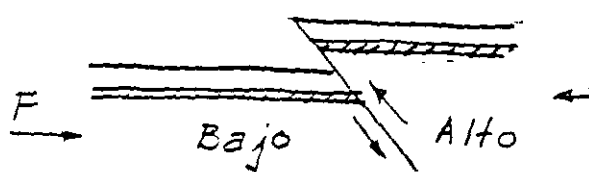
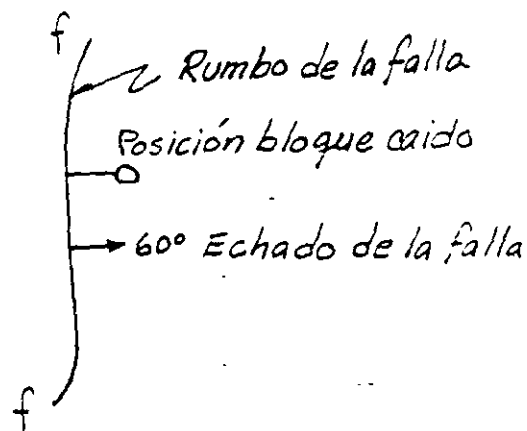
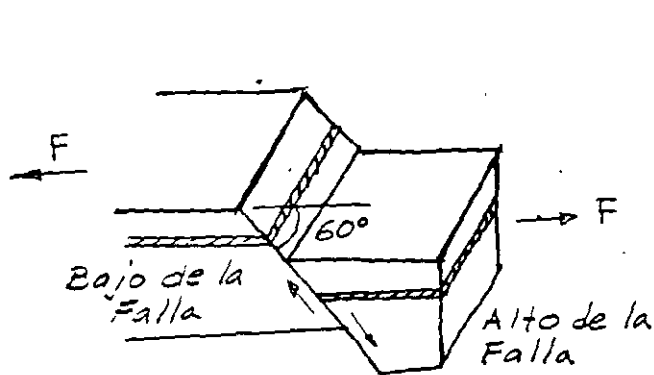
Las ventajas de estos sistemas es que permiten ubicar un gran número de observaciones y pueden sacarse valores "promedio". Hay que tener cuidado con esto pues el peligro puede venir de una sola discontinuidad mayor y que no necesariamente se encuentre en el promedio.

En la Fig 3 se presenta una roseta de fracturas y fallas y en las Figs. 4 y 5 un sistema de representación estereográfica con base en el hemisferio inferior.

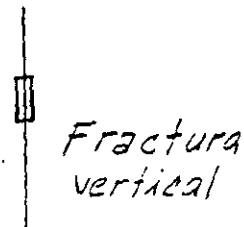
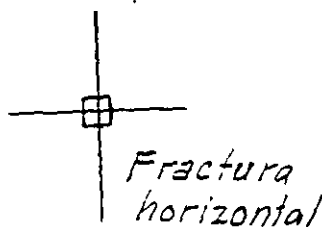
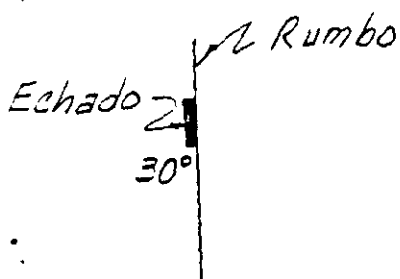
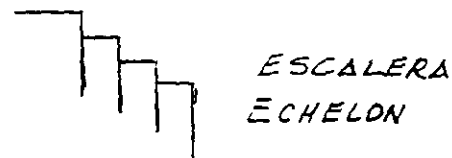
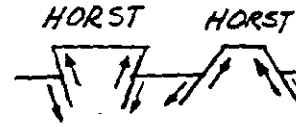
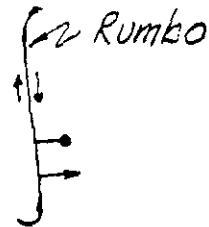
1.3... Clasificación de la roca "in situ" para propósitos ingenieriles.

Además de los mapas y las gráficas estadísticas de las discontinuidades geológicas, es deseable tener alguna forma de clasificación que permita la caracterización de los macizos rocosos. El propósito de esta clasificación es como facilitar la comunicación entre ingenieros:

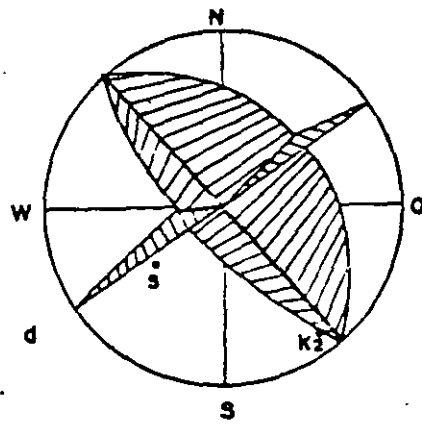
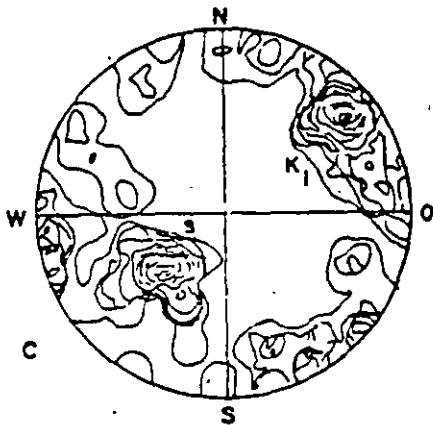
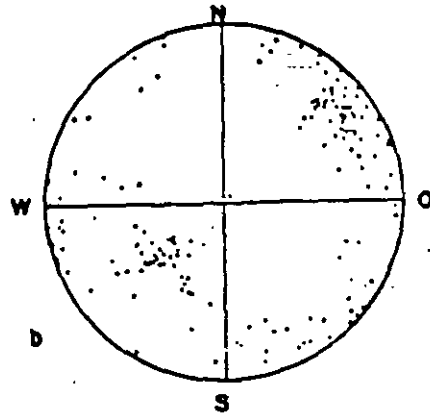
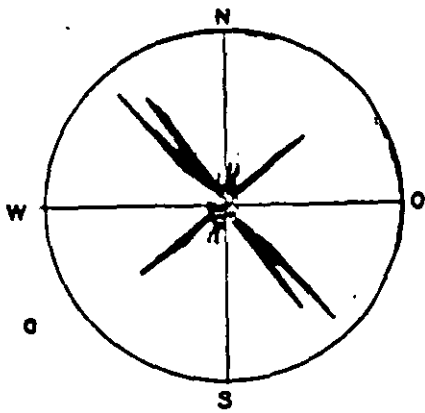
FALLAS



OBLICUA

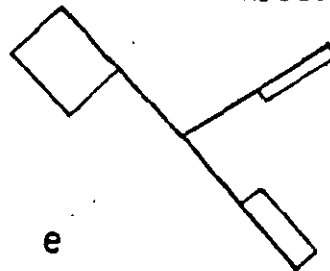


Representación de planos estructurales —



S 48 /38

K₂ 325/80



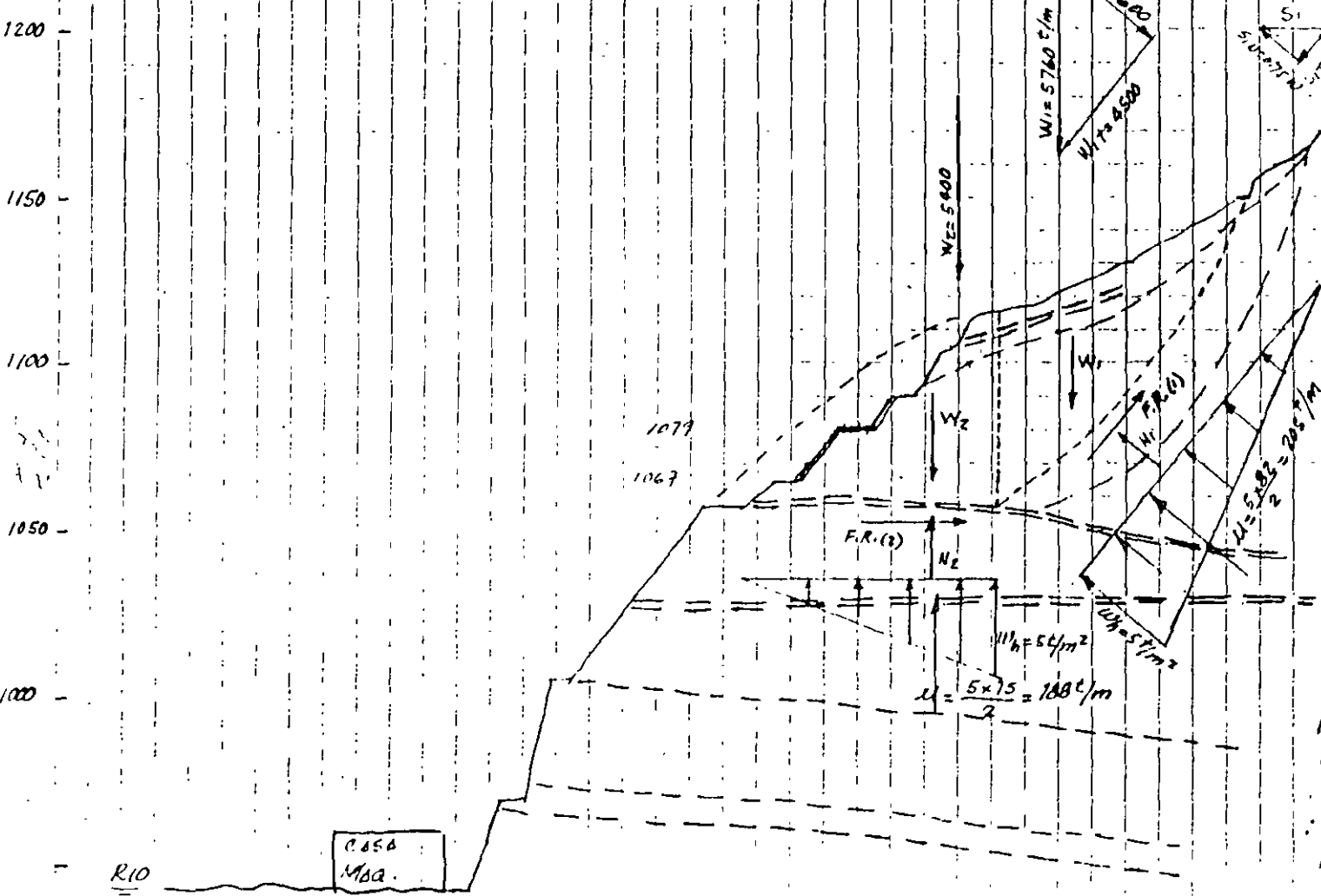
e

K, 230/70

- a) Rosa de vientos b) Diagrama de puntos (polos)
- c) Diagrama de frecuencias d) Circulos grandes y polos
- e) Cuadrados unitarios segun MULLER

ZONA INESTABLE - CASA DE MAQUINAS

CASO 2.. PESO PROPIO + SUBPRESION



DOVELA 1

$W_1 = \frac{120 \times 10}{2} \times 2.4 = 5760 \text{ t/m}$

$W_{1N} = 3600, W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$

Subpresión $5 \text{ t/m}^2; u = 205 \text{ t/m}$

FZA. ACTUANTE: $F.A. = 4500 \text{ t/m}$

FZA. RESISTENTE: $F.R. = N \tan \phi$

$N = W_{1N} - u = 3600 - 205 = 3395 \text{ t/m}$

Factor Seg. F.S. = $\frac{F.R.}{F.A.} = \frac{3395}{4500} = 0.75 < 1$ INEST.

FZA. en Desequilibrio = $4500 - 3395 = 1105 \text{ t/m}$

F.D. = 1105 t/m

Empuje = 718 t/m

DOVELA 2

$W_2 = \frac{75 \times 40}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$

$W_{2N} = 5400; W_{2T} = 0$

FZA. ACTUANTE = EMPUJE = 718 t/m

FZA. RESISTENTE = $N \tan \phi; \phi = 4^\circ$

Subpresión $5 \text{ t/m}^2; u = 188 \text{ t/m}$

$\therefore F.R. = (N - u) \tan \phi = (5400 - 188) \tan \phi = 36$

Factor de Seg. F.S. = $\frac{F.R.}{F.A.} = \frac{36}{718} = 0.051 < 1$

SECCION TRANSVERSAL

CONCLUSION:
El ángulo de fricción requerido se incrementa de 7.4° a 9.4° y es algo mayor que el residual puesto, que la masa de suelos y rocas estuvo desplazándose.

ANGULO DE FRICCIÓN REQUERIDO

$\tan \phi = \frac{718}{5219} = 0.1375, \phi = 7.8^\circ$

ANGULO FRICCIÓN RESIDUAL $6^\circ \leq \phi \leq 9^\circ$
(LABORATORIO)

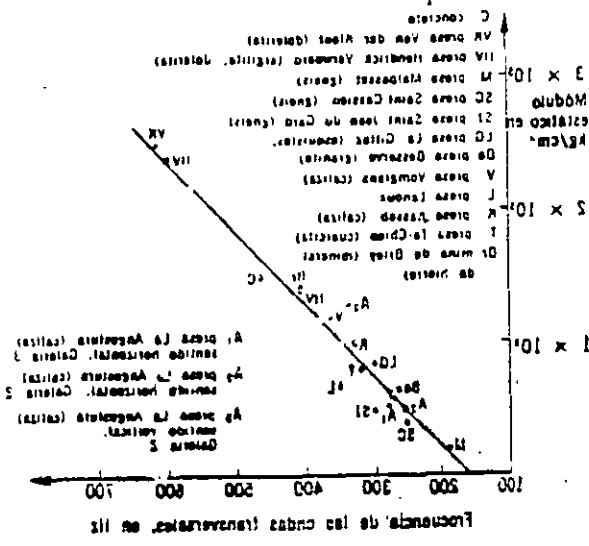
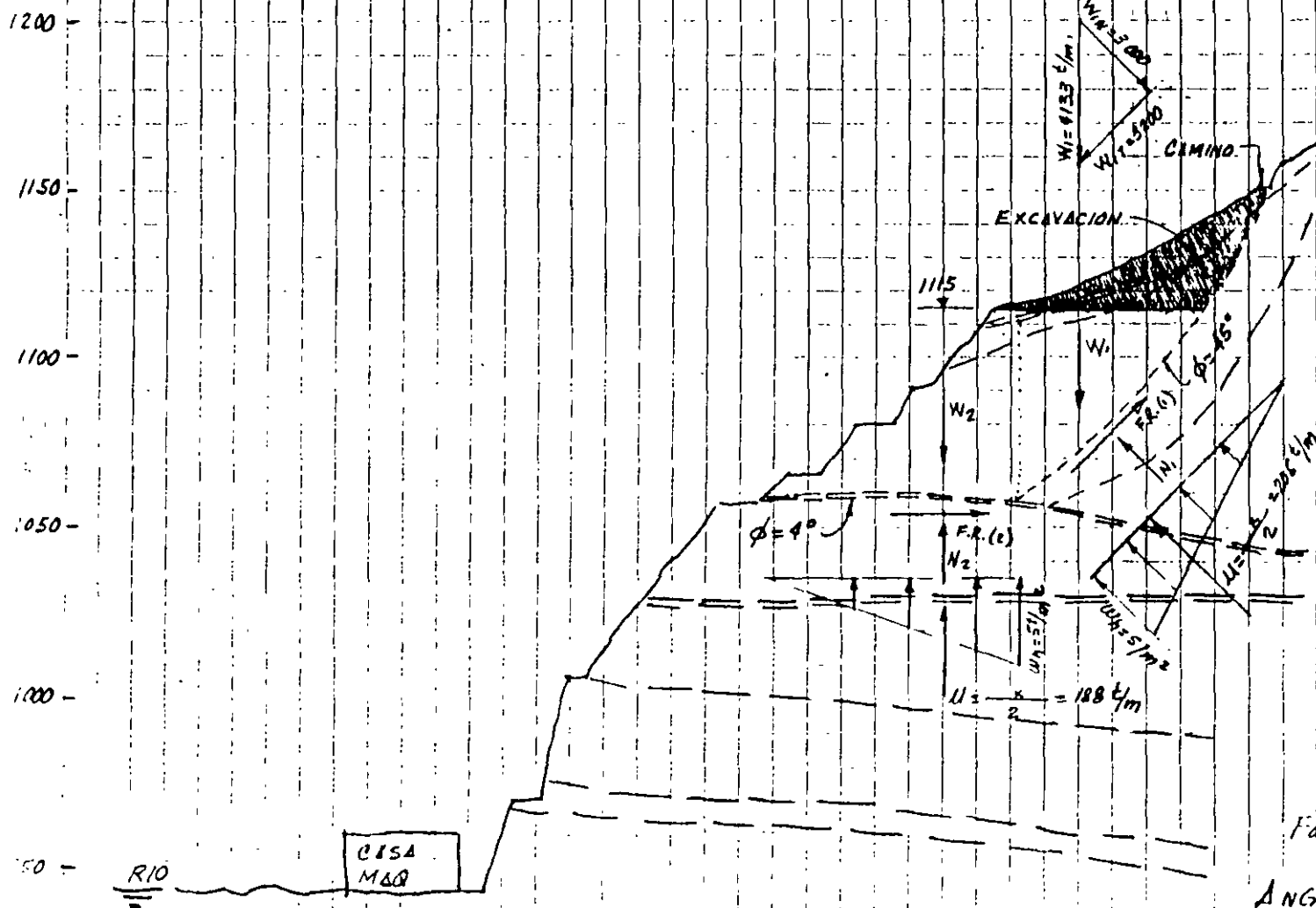


Fig 11.28 Módulo de deformación dinámico vs frecuencia de las ondas transversales

ZONA INESTABLE - CASA DE MAQUINAS

CASO 4.. PESO PROPIO + SUBPRESION
EXCAVANDO HASTA EL 1115



SECCION TRANSVERSAL

DOVELA 1

$$W_1 = \frac{82 \times 42}{2} \times 2.4 = 4133 \frac{t}{m}$$

$$W_{1N} = 3200 ; W_{1T} = 3200$$

$$\text{Subpresión } u = 205 \frac{t}{m}$$

$$F_{2a} \text{ Actuada } F_A = 3200 \frac{t}{m}$$

$$F_{2a} \text{ Resist. } = N \tan \phi ; \phi = 45^\circ \\ = (3200 - 205) = 2795$$

$$\text{Fact. Seg. } FS = \frac{F_R}{F_A} = \frac{2795}{3200} = 0.87 < 1$$

$$F_{2a} \text{ Deseg. } = F_A - F_R = 3200 - 2795 \\ = 405 \frac{t}{m}$$

$$\text{Empuje } E = 290 \frac{t}{m}$$

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 60}{2} \times 2.4 = 5400 \frac{t}{m}$$

$$W_{2N} = 5400 ; W_{2T} = 0$$

$$\text{Subpresión } u = 188 \frac{t}{m}$$

$$F_{2a} \text{ Actuada } = \text{Empuje} = 290 \frac{t}{m}$$

$$F_{2a} \text{ Resist. } F_R = N \tan \phi ; \phi = 4^\circ$$

$$F_R = (5400 - 188) \tan 4^\circ = 365 \frac{t}{m}$$

$$\text{Fact. Seg. } FS = \frac{F_R}{F_A} = \frac{365}{290} = 1.26 > 1 \text{ EQUILIBRIO ESTABLE}$$

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

$$\tan \phi = \frac{290}{5400} = 0.054 ; \phi = 3.1^\circ$$

ANGULO DE FRICCION RESIDUAL (LABORATORIO)

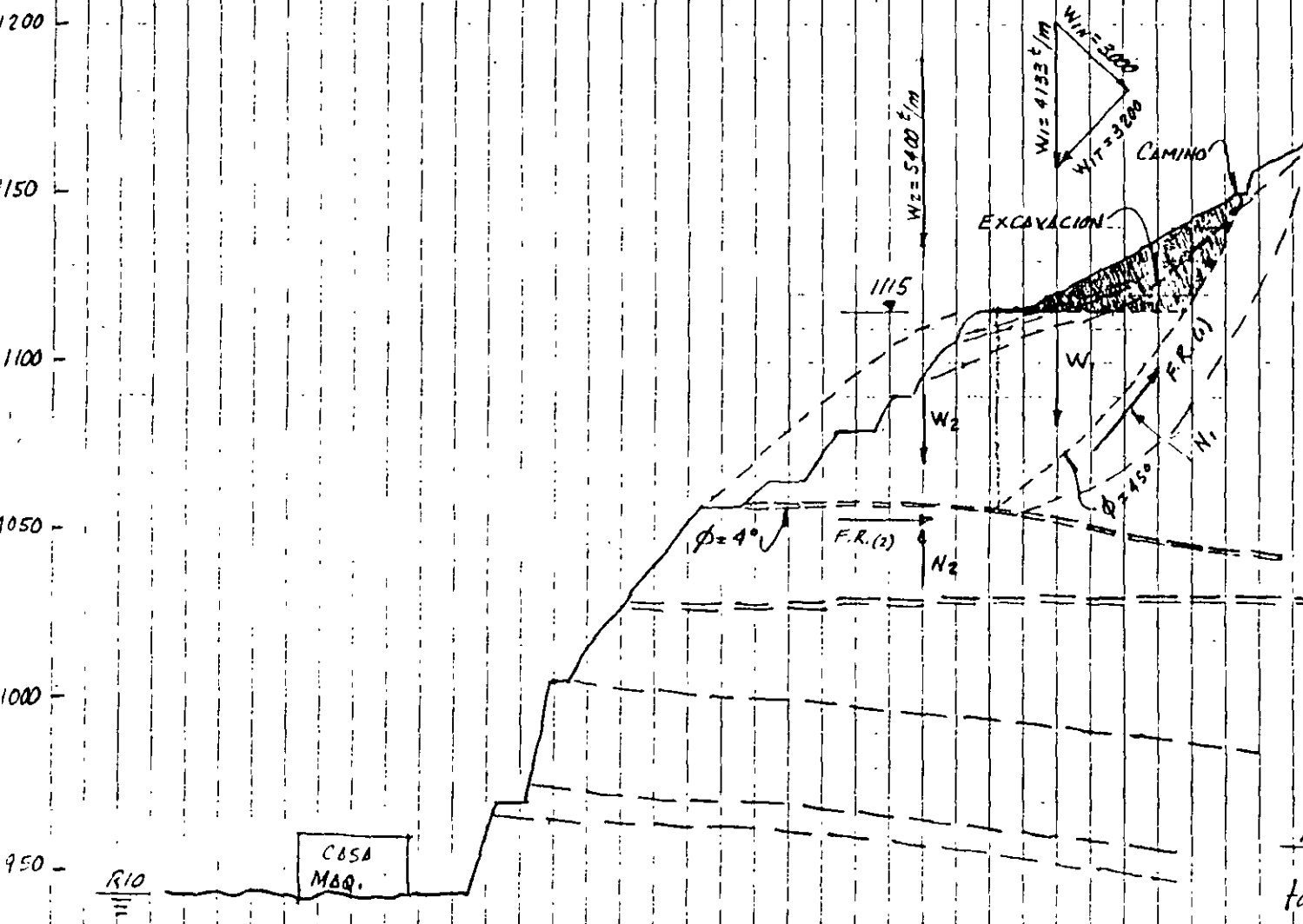
$$6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$$

CONCLUSION

El ángulo de fricción requerido $\phi_R = 3.1^\circ$, es menor que el ϕ_R de Laboratorio y algo menor que el ϕ_R histórico $= 4^\circ$; Por tanto la excavación hasta el 1115 debe resultar suficiente para estabilizar la masa de Suelos y Rocas inestable.

ZONA INESTABLE - CASA DE MAQUINAS

CASO 3... PESO PROPIO EXCAVANDO HASTA EL 1115



DOVELA 1

$$W_1 = \frac{82 \times 82}{2} \times 2.4 = 4132 \text{ t/m}$$

$$W_{1N} = 3000; W_{1T} = 3200$$

$$Fza. Resist. F.R. = N \tan \phi; \phi = 4^\circ$$

$$F.R. = 3000$$

$$Fza. Actante; F.A. = W_{1T} = 3200$$

$$\text{Factor Seg. } F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{3000}{3200} = 0.94 < 1 \text{ INESTAB.}$$

$$Fza. cu Deseg. = F.A. - F.R. = 200 \text{ t/m.}$$

$$\text{Empuje; } E = 143 \text{ t/m.}$$

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 60}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$$

$$W_{2N} = 5400; W_{2T} = 0$$

$$Fza. Actante; F.A. = \text{Empuje} = 143 \text{ t/m}$$

$$Fza. Resistente; F.R. = N \tan \phi; \phi = 4^\circ$$

$$F.R. = 5400 \tan 4^\circ = 378 \text{ t/m.}$$

$$\text{Fact. Seg. } F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{378}{143} = 2.64 > 1$$

EQUIL. ESTABLE

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

$$\tan \phi = \frac{143}{5400} = 0.0265; \phi = 1.6^\circ$$

ANGULO DE FRICCION RESIDUAL (LIT.)

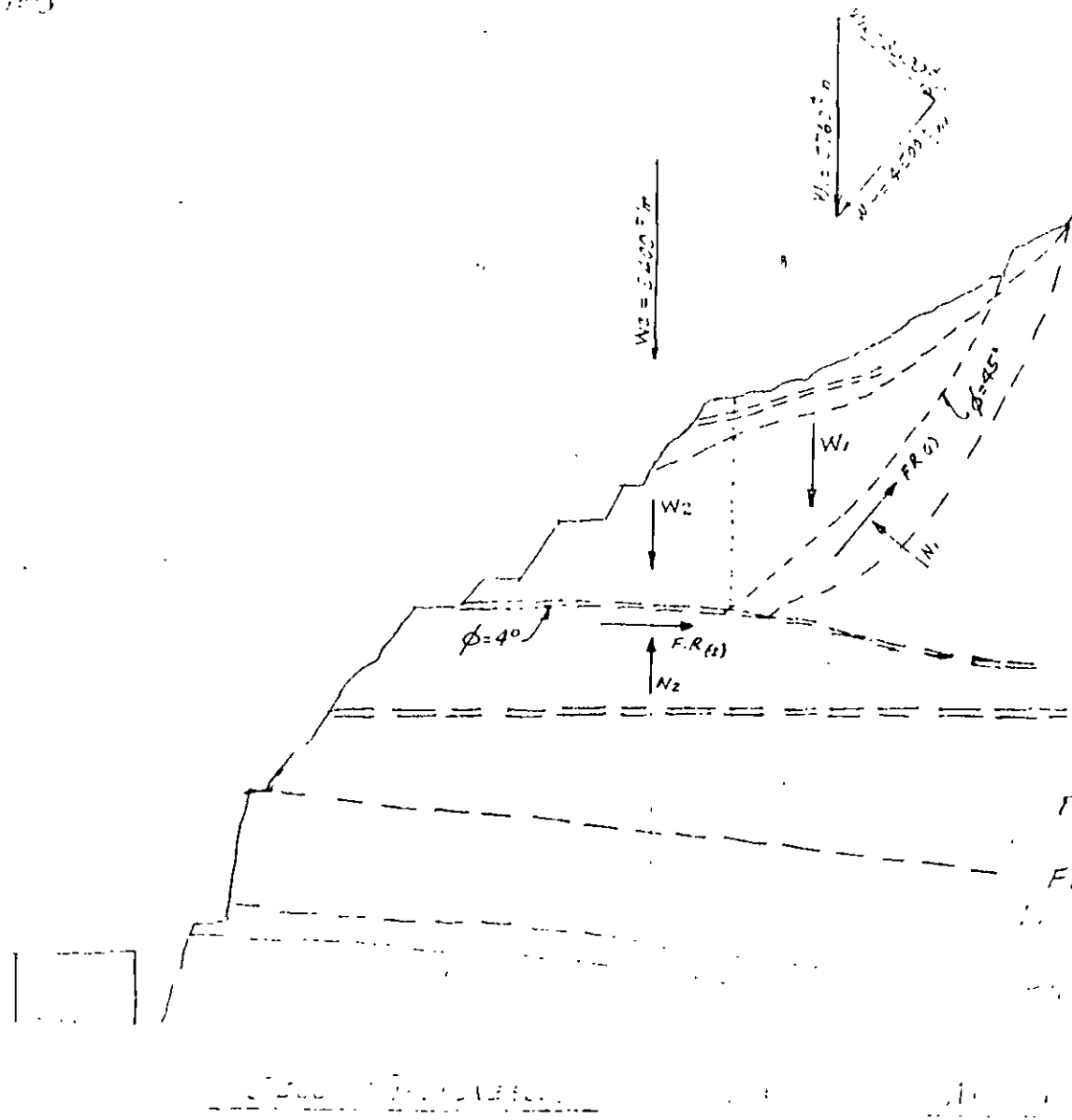
$$6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$$

SECCION TRANSVERSAL

CONCLUSION:
El ángulo de fricción requerido $\phi = 1.6^\circ$ es menor que el ángulo de fricción residual de laboratorio $6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$ y es menor que el ángulo de fricción residual histórico evaluado en $\pm 4^\circ$

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN



DOVEIA 1

$$W_1 = 100 \times 60 \times 0.4 = 5700 \text{ t/m}$$

$$W_{1N} = 3600 \text{ t/m}; W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

$$F_{Z.A. \text{ ACTUANTE}} = W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

$$F_{Z.A. \text{ RESISTENTE}} = N \tan \phi; \phi = 4^\circ$$

$$\therefore F_{Z.A. \text{ RESIST}} = 3600 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor de Seguridad E.S.} = \frac{E.S.}{F.A.} = \frac{3600}{4500} = 0.8$$

$$F_{Z.A. \text{ en Desequilibrio}} = F.A. - F.R.$$

$$E.D. = 4500 - 3600 = 900 \text{ t/m}$$

$$\text{Empuje} = 585 \text{ t/m}$$

DOVEIA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 40}{2} \times 2.0 = 5400 \text{ t/m}$$

$$W_{2N} = 5400; W_{2T} = 0$$

$$F_{Z.A. \text{ Actuante}} = \text{Empuje} = 585 \text{ t/m}$$

$$F_{Z.A. \text{ Resistente}} = N \tan \phi; \phi = 4^\circ$$

$$\therefore F.R. = 5400 \tan 4^\circ = 378 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor de Seguridad E.S.} = \frac{E.S.}{F.A.} = \frac{378}{585} = 0.646$$

El empuje de la tierra activa es de 585 t/m

El empuje de la tierra pasiva es de 378 t/m

El factor de seguridad es de 0.646

El empuje de la tierra activa es de 585 t/m

El empuje de la tierra pasiva es de 378 t/m

El factor de seguridad es de 0.646

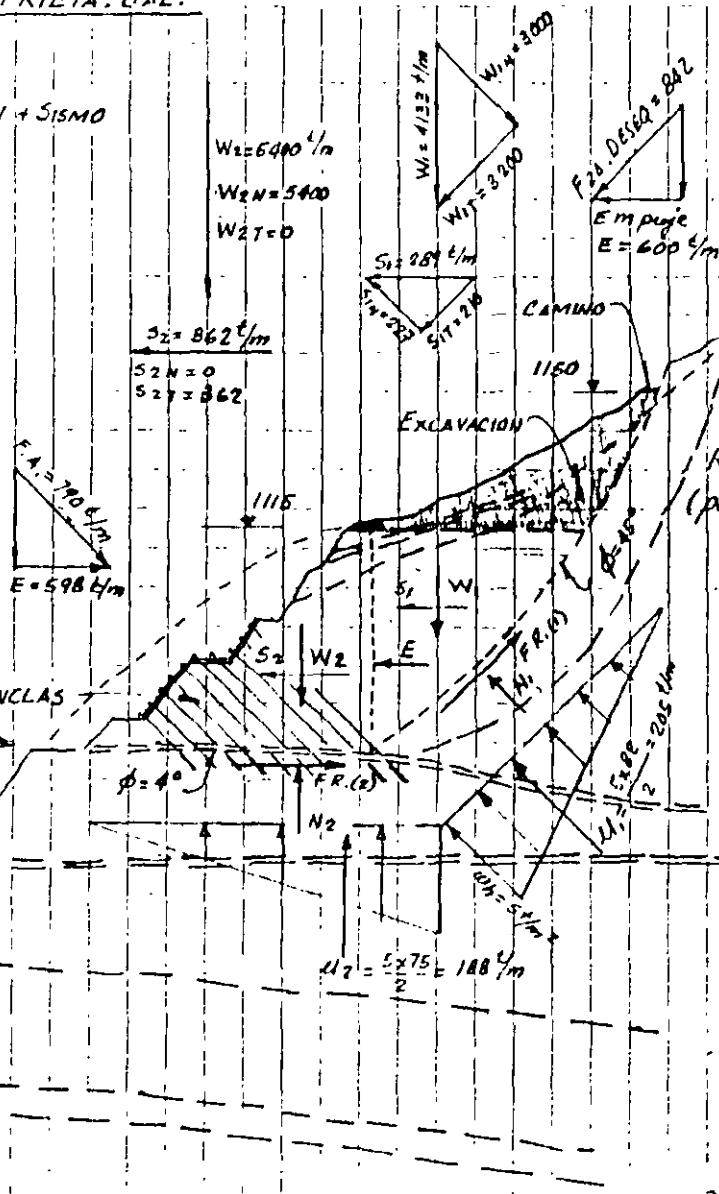
ZONA INESTABLE, CASA DE MAQUINAS

CASO 5.- EXCAVACION HASTA EL. 1115 + SUBPRESION + SISMO

200
150
100
50
0
50
100

COSTO ANCLAS DE 40M

CAP.	F.S. = 1	SEPARACION	P. U.	IMPORTE
260 ton	356	4 x 4 m	29.03×10^6	$10,335 \times 10^6$
90 ton	1027	2.4 x 2.4 m	10.56×10^6	$10,845 \times 10^6$



DOVELA 1
 $W_1 = \frac{82 \times 42}{2} \times 2.4 = 4133 \text{ t/m}$
 Coef. sismico = 0.28
 Relativos = 0.67

Reduccion: $C = 0.2 \times 0.67 \times 50\% \Rightarrow C = 0.067$
 (por frecuencias diferentes)
 $S_1 = 0.067 \times W_1 = 0.067 \times 4133 = 289 \text{ t/m}$
 $S_{1N} = 227 \text{ t/m}; S_{1T} = 210 \text{ t/m}$

F2a. Resist. = $N \tan \phi; \phi = 45^\circ$
 $N = W_{1N} - S_{1N} - U_1 = 3000 - 227 - 205 = 2568 \text{ t/m}$
 $\therefore F.R.(1) = 2568 \text{ t/m}$

F2a. Actante = $W_{1T} + S_{1T} = 3200 + 210 = 3410 \text{ t}$

Factor de Seg. $F.S. = \frac{F.R.1}{F.A.} = \frac{2568}{3410} = 0.7521 \text{ Ines.}$

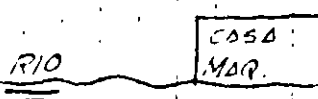
F2a. en Desequilibrio = $F.A. - F.R.$
 $= 3200 + 210 - 2568 = 842$
 $\therefore \text{Empuje} = 600 \text{ ton/m}$

DOVELA 2

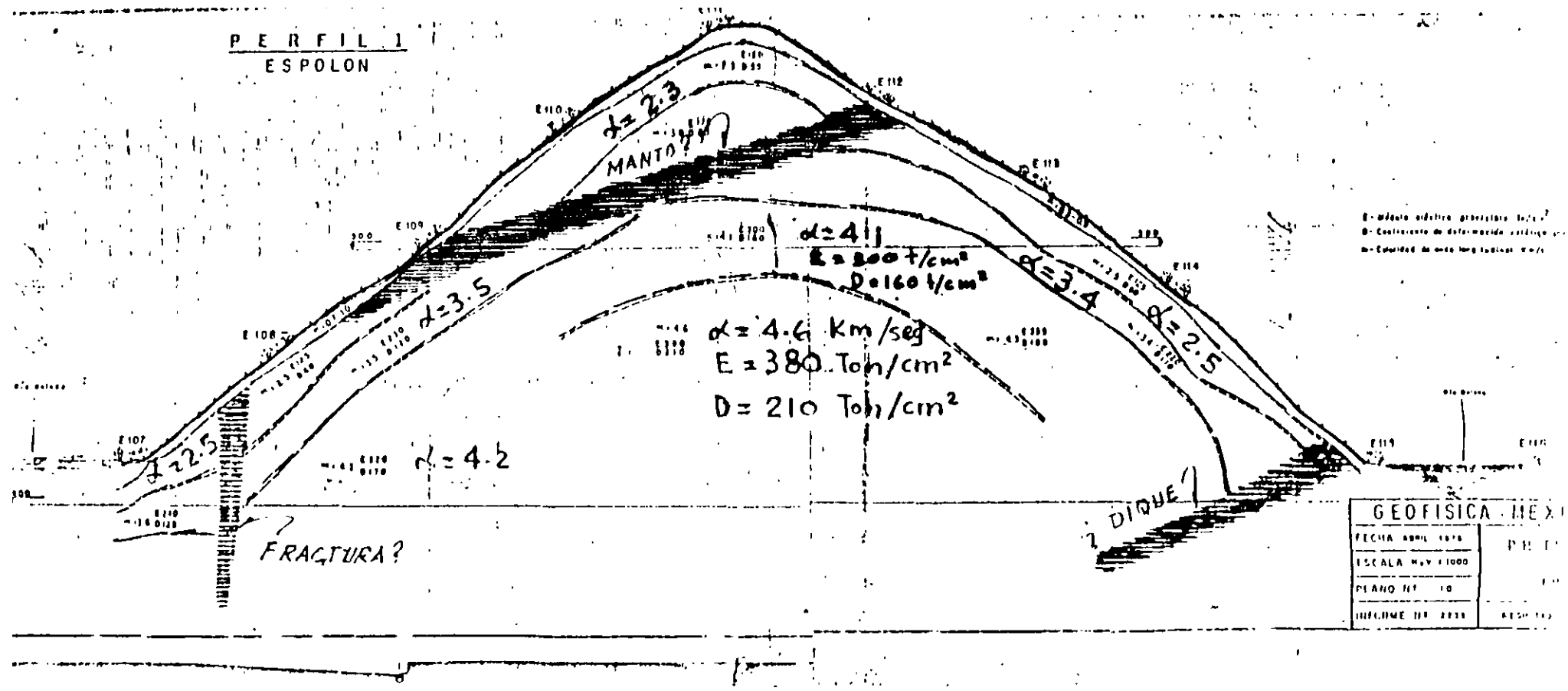
$W_2 = \frac{75 \times 60}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ ton/m}$
 $S_2 = 0.067 \times 5400 = 362 \text{ ton}$
 F2a. Normal $N_2 = W_{2N} - U_2 = 5400 - 188 = 5212 \text{ t/m}$
 F2a Resist. = $N_2 \tan \phi, \phi = 45^\circ; F.R. = 5212 \tan 45$
 F2a Actante = Empuje + Sismo
 $F.A. = 600 + 362 = 962 \text{ ton/m}$
 Factor de seguridad $F.S. = \frac{F.R.2}{F.A.} = \frac{5212}{962} = 5.41$

SECCION TRANSVERSAL

Fza. de Anclaje (F.A.); $\text{Empuje} = F.A. \cos 45^\circ + F.A. \cos 45^\circ \tan \phi; F.A. = \frac{598}{0.7071} = 790 \text{ t/m}$
 Fza. Total o Anclaje = $790 \times 180 \times 65\% = 92,430 \text{ ton}$. Superficie de Ancl. $10 \times 150 = 6000 \text{ m}^2$
 $\text{Coef.} = 0.5^\circ$



PERFIL 1
ESPOLON

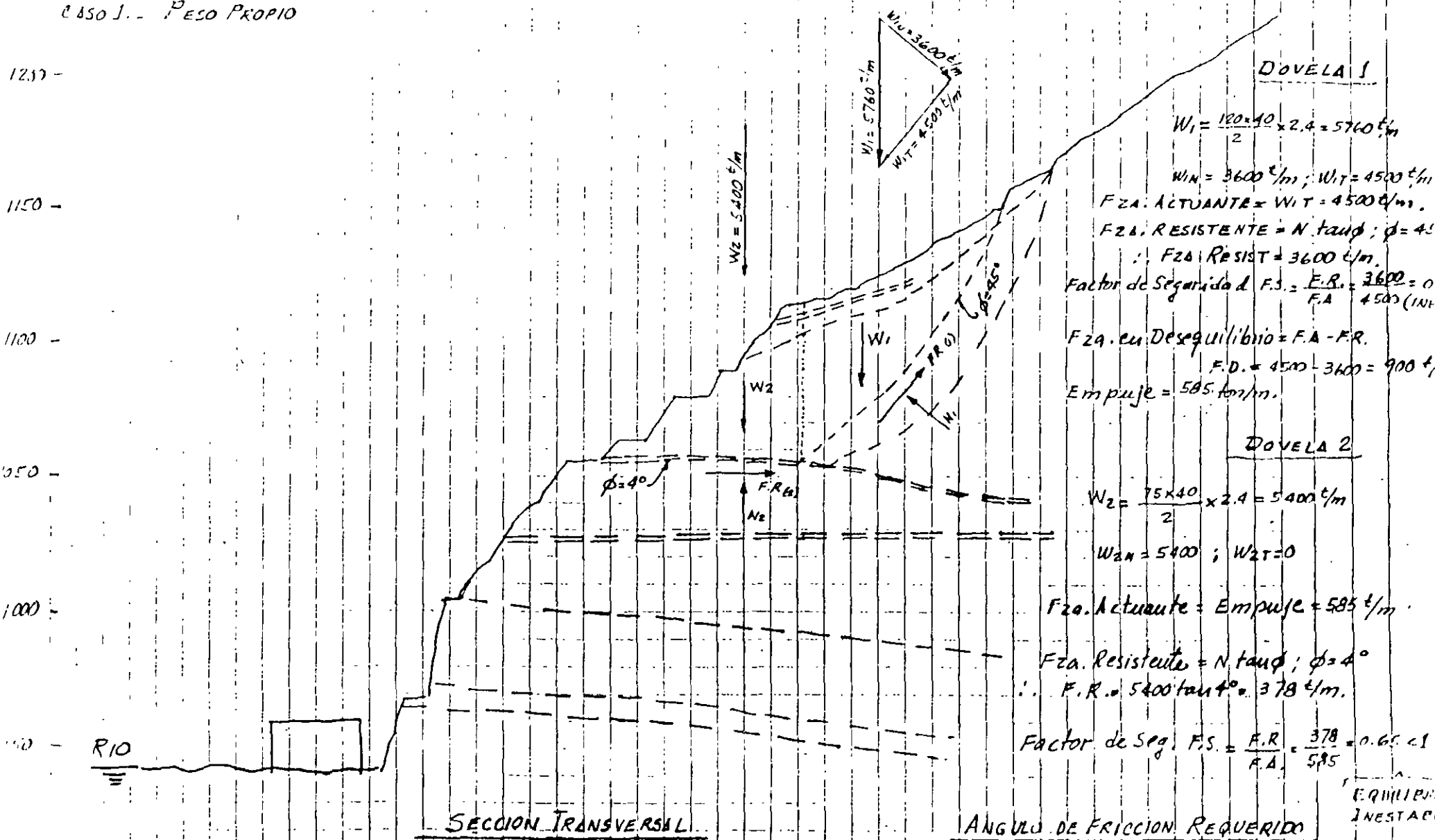


E- Módulo elástico gravitatorio kg/cm^2
 D- Coeficiente de deformación estática kg/cm^2
 α - Velocidad de onda longitudinal km/seg

GEOFISICA MEXI	
FECHA ABRIL 1976	P. 11
ESCALA MAY 1:1000	
PLANO N° 10	
HOJAS 119 2233	RES 119

ZONA INESTABLE - CASA DE MARIQUINAS

CASO 1.- PESO PROPIO



DOVELA 1

$$W_1 = \frac{120 \times 40}{2} \times 2.4 = 5760 \text{ t/m}$$

$$W_{1N} = 3600 \text{ t/m}; W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$$

Fza. ACTUANTE = $W_{1T} = 4500 \text{ t/m}$.

Fza. RESISTENTE = $N \cdot \tan \phi$; $\phi = 4^\circ$

\therefore Fza. RESIST = 3600 t/m .

Factor de Seguridad F.S. = $\frac{F.R.}{F.A.} = \frac{3600}{4500} = 0.8$

Fza. en Desequilibrio = $F.A. - F.R.$

$$F.D. = 4500 - 3600 = 900 \text{ t}$$

Empuje = 585 ton/m .

DOVELA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 40}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ t/m}$$

$$W_{2N} = 5400; W_{2T} = 0$$

Fza. Actuante = Empuje = 585 t/m .

Fza. Resistente = $N \cdot \tan \phi$; $\phi = 4^\circ$

\therefore F.R. = $5400 \tan 4^\circ = 378 \text{ t/m}$.

Factor de Seg. F.S. = $\frac{F.R.}{F.A.} = \frac{378}{585} = 0.646$

EQUILIBRIO
INESTABLE

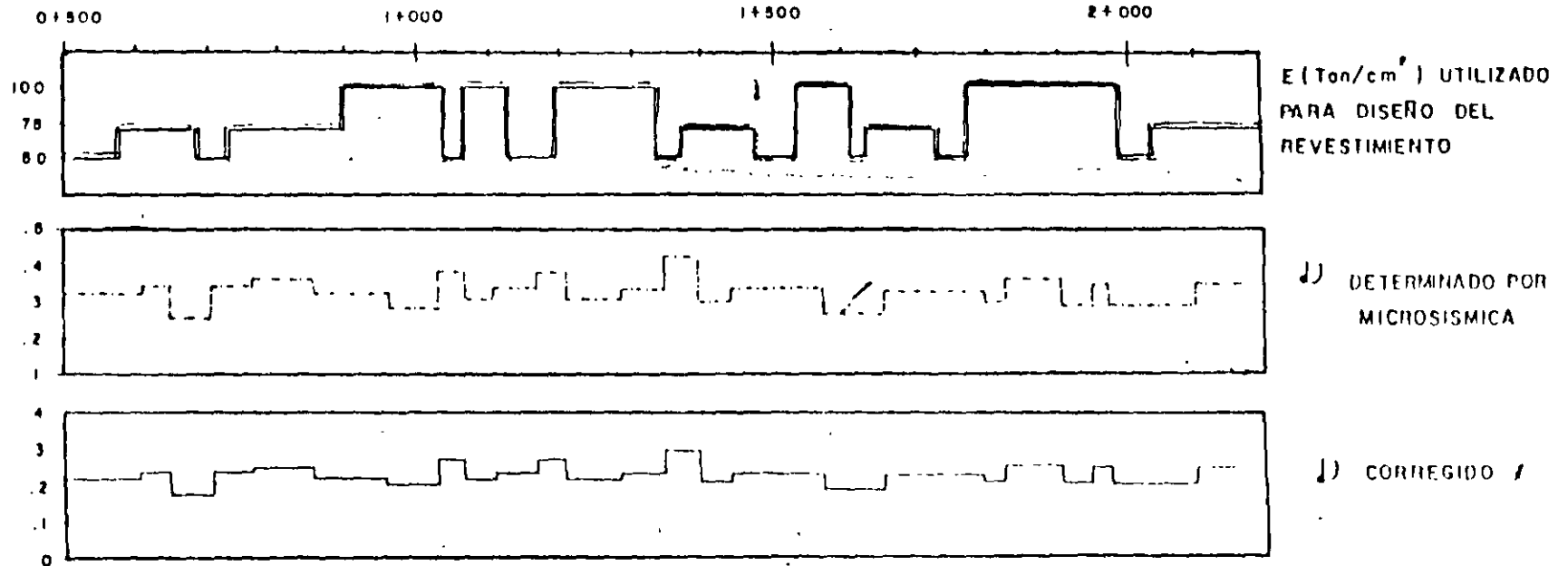
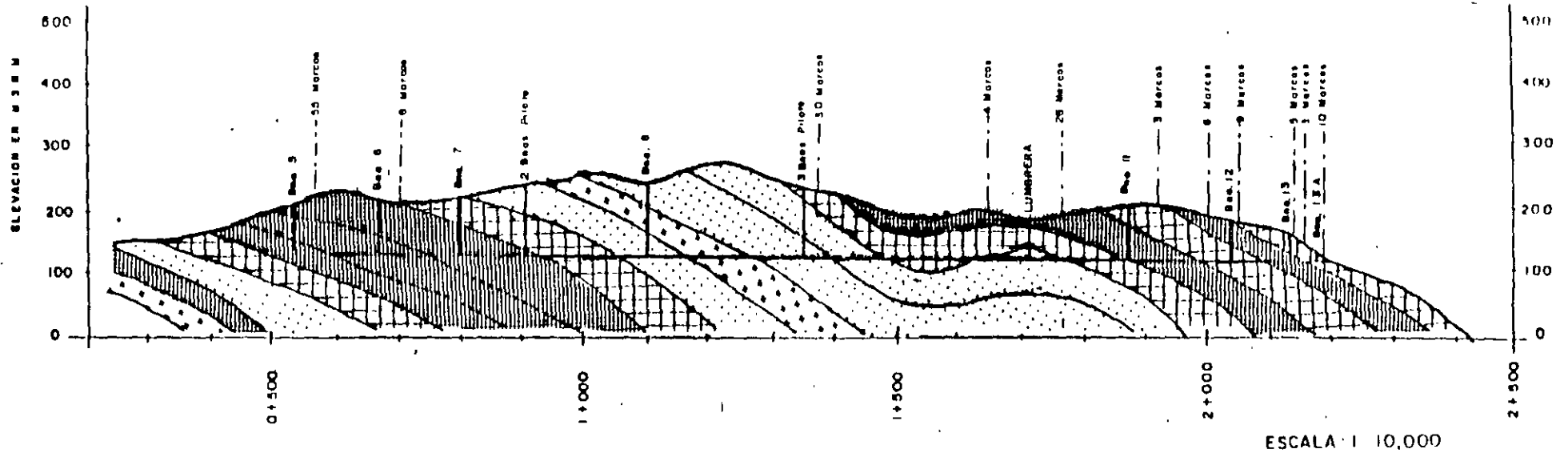
SECCION TRANSVERSAL

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

CONCLUSIÓN: El ángulo de fricción requerido y el ángulo de fricción residual son + iguales. Sin embargo durante la masa de suelos y rocas estuvo desplazándose las capas de... ANGULO DE FRICCION REQUERIDO = 10.14 x 100

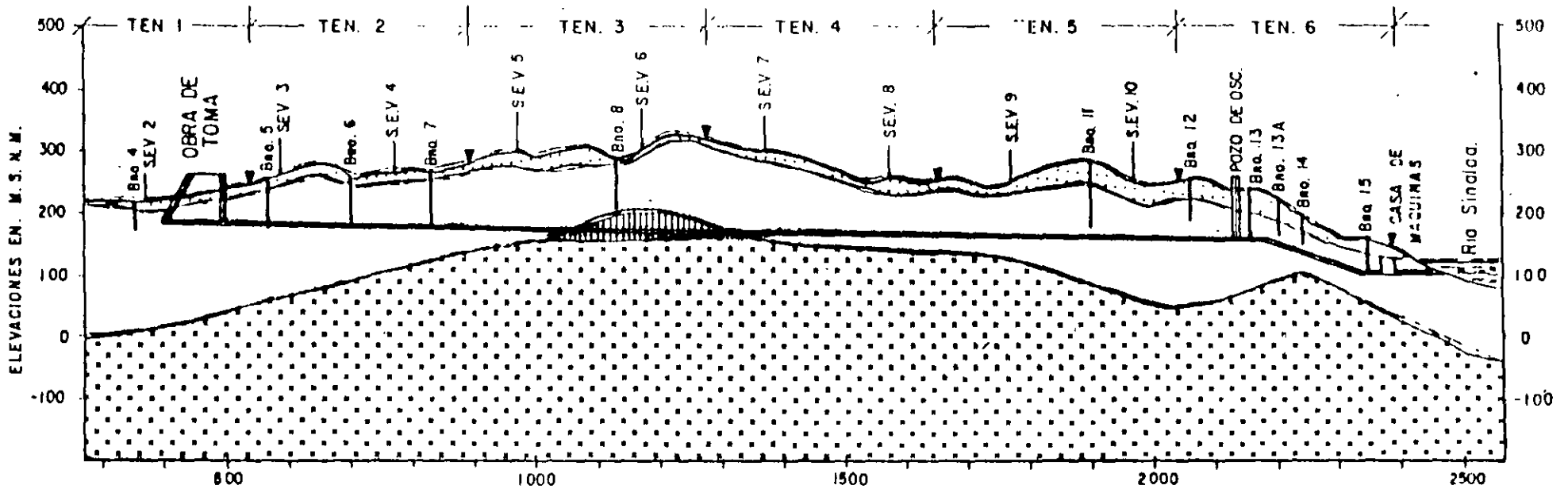
FIG. 5

P. II. BACURATO, SIN.



SEGUN MYUNG Y STURDEVANT, 1970

P. H. BACURATO, SIN.



ESCALA: 1 : 10,000





-  ZONA DE EXCELENTE CALIDAD ($V > 5000$ m/s. , $200 < \rho < 7800$ OHM-m)
-  ZONA DE BUENA CALIDAD ($3564 < V < 4864$ m/s., $138 < \rho < 777$ OHM-m)
-  ZONA DE REGULAR CALIDAD (V Indeterminada, $\rho = 64$ OHM-m)
-  ZONA DE MALA CALIDAD ($826 < V < 1136$ m/s , $34 < \rho < 280$ OHM-m)

Fig. 2 DETERMINACION DE CALIDAD DE ROCA MEDIANTE ESTUDIOS GEOFISICOS DE SISMICA DE REFRACCION Y SONDEOS GEOELECTRICOS EN EL P.H. BACURATO, SIN.

ta el montaje utilizado por la Oficina de Estudios Experimentales de la Comisión Federal de Electricidad. El equipo consta de un dispositivo de carga (gato, columna y placa de apoyo), un gato plano Freyssinet y un dispositivo de medición de los desplazamientos superficiales (marco fijo y micrómetros). La prueba permite obtener una relación entre los desplazamientos superficiales w y la carga aplicada P . Para una placa de carga de radio a e infinitamente flexible, la expresión de fuerza de la teoría de la elasticidad es

$$w = \frac{2(1-\nu^2)}{\pi^2 E a^2} r P \left[\int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta} d\theta - \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \int_0^{\pi/2} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2} \sin^2 \theta}} \right] \quad (11.35)$$

ecuación que se simplifica notablemente en casos particulares:

$$w = \frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E a}, \quad \text{si } r = 0 \quad (11.36)$$

$$w = \frac{4(1-\nu^2)P}{\pi^2 E a}, \quad \text{si } r = a \quad (11.37)$$

donde E es el módulo de Young, ν la relación de Poisson y r la distancia del punto de medición al centro de la placa de carga.

Para una placa de carga infinitamente rígida la ecuación anterior se transforma en:

$$w_{(r < a)} = P \frac{1-\nu^2}{2Ea} \quad (11.38)$$

$$w_{(r > a)} = P \frac{1-\nu^2}{\pi E a} \arcsen \frac{a}{r} \quad (11.39)$$

Estas expresiones permiten la determinación del módulo de Young E y la relación de Poisson ν de la masa rocosa, supuesta homogénea y elástica. Sin embargo, la roca no es homogénea y en la cercanía de la superficie siempre existe una capa de material descomprimido y alterado. Con objeto de obviar esta dificultad, se ha recomendado hacer las mediciones de los desplazamientos superficiales lejos de la placa de carga (Duffaut y Lakshamanan, 1965), mediciones que son más representativas del comportamiento de la masa sana, o bien, basarse en el desplazamiento de un punto localizado sobre el eje de la placa de carga y a una profundidad tal que quede localizado en la zona inalterada de la roca. En tal caso, la placa de carga flexible es anular, de radios interior a_1 y exterior a_2 , a fin de permitir el paso de un dispositivo de medición del desplazamiento de un punto ubicado sobre el eje del anillo de carga y a una profundidad z . El desplazamiento w_z de ese punto está dado por la ecuación

$$w_z = \frac{P}{\pi E (a_2^2 - a_1^2)} \left\{ \left[(1+\nu) z^2 \right] - \left[(a_1^2 + z^2)^{-1/2} - (a_2^2 + z^2)^{-1/2} \right] - \left[2(1-\nu^2) \right] \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\} \quad (11.40)$$

Pero la roca no es un material elástico lineal. En efecto, al trazar las curvas de w vs P , no se

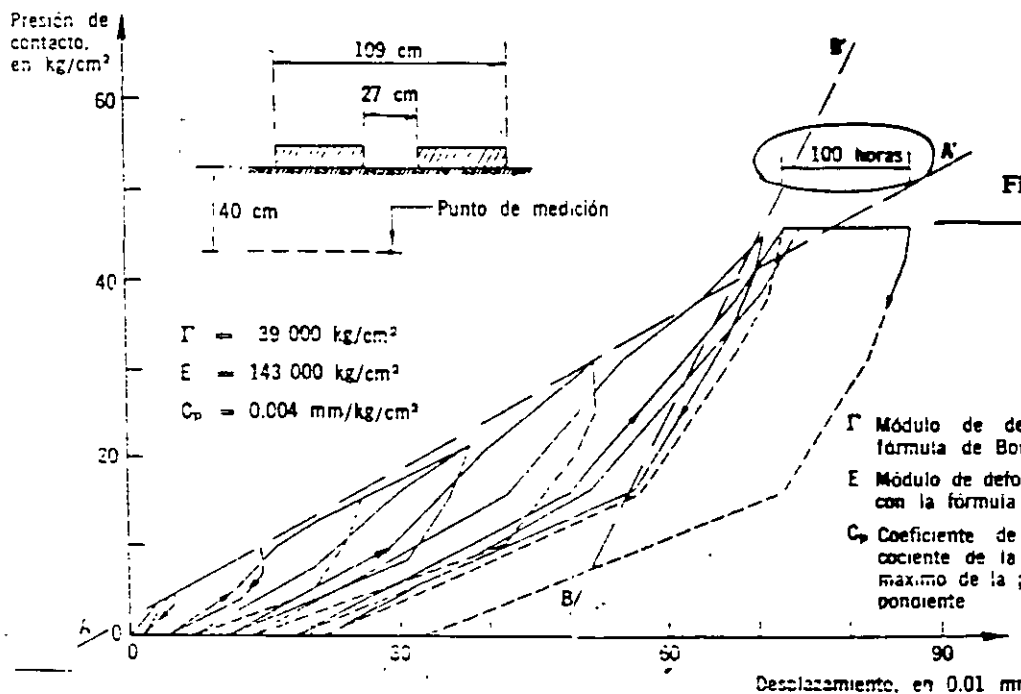
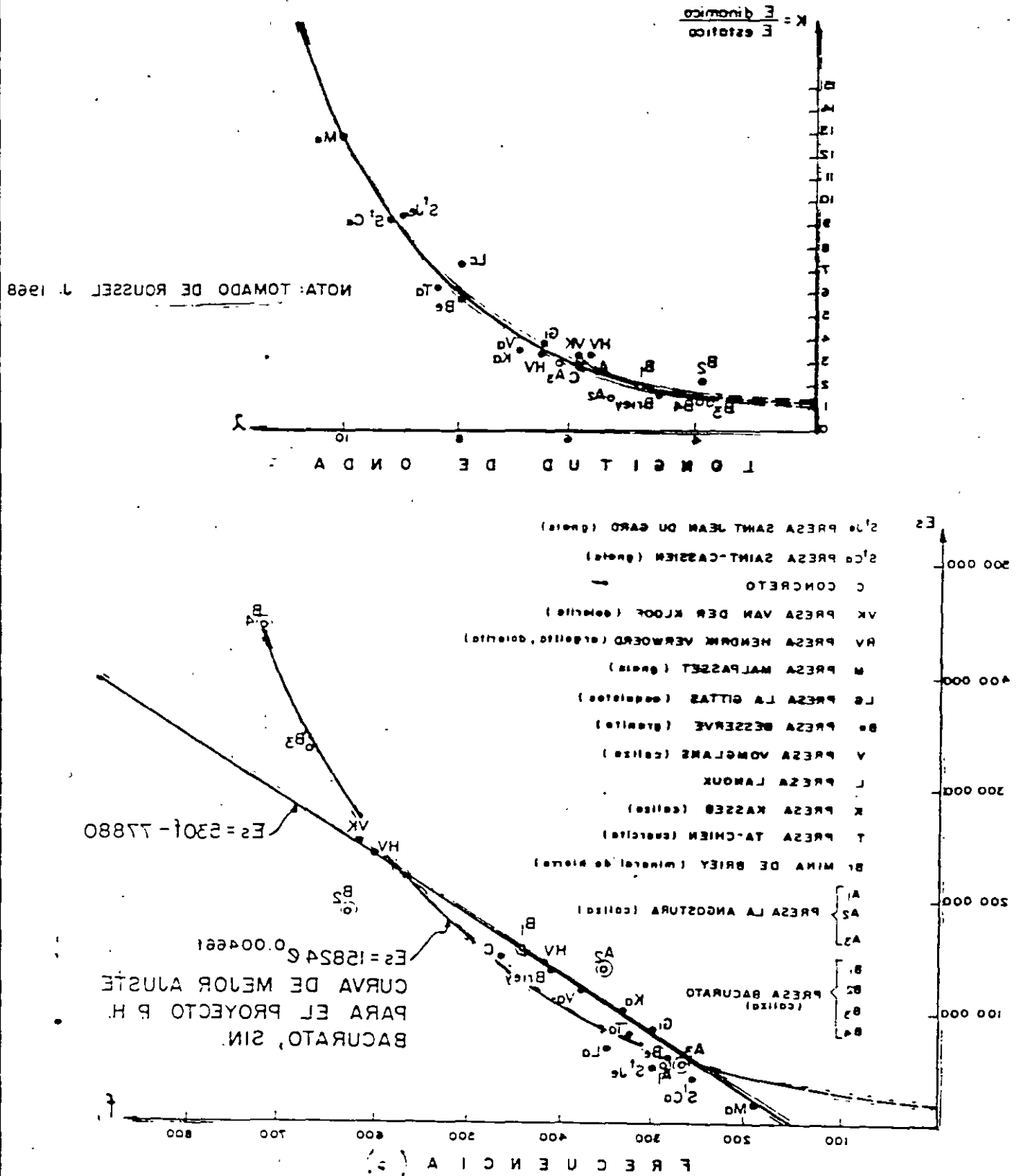


Fig 11.26 Prueba de placa en sentido vertical. Presa La Anzostura. Casa de máquinas. Galeria 3

- Γ Módulo de deformación global obtenido con la fórmula de Boussinesq para A-A'
- E Módulo de deformación elástica de descarga obtenida con la fórmula de Boussinesq para B-B'
- C_p Coeficiente de deformación irre recuperable igual al cociente de la deformación irre recuperable y el valor máximo de la presión aplicada para el ciclo correspondiente

FIG. 4 CORRELACIONES EXPERIMENTALES ENTRE PARAMETROS ESTATICOS Y DINAMICOS DE MODULOS ELASTICOS



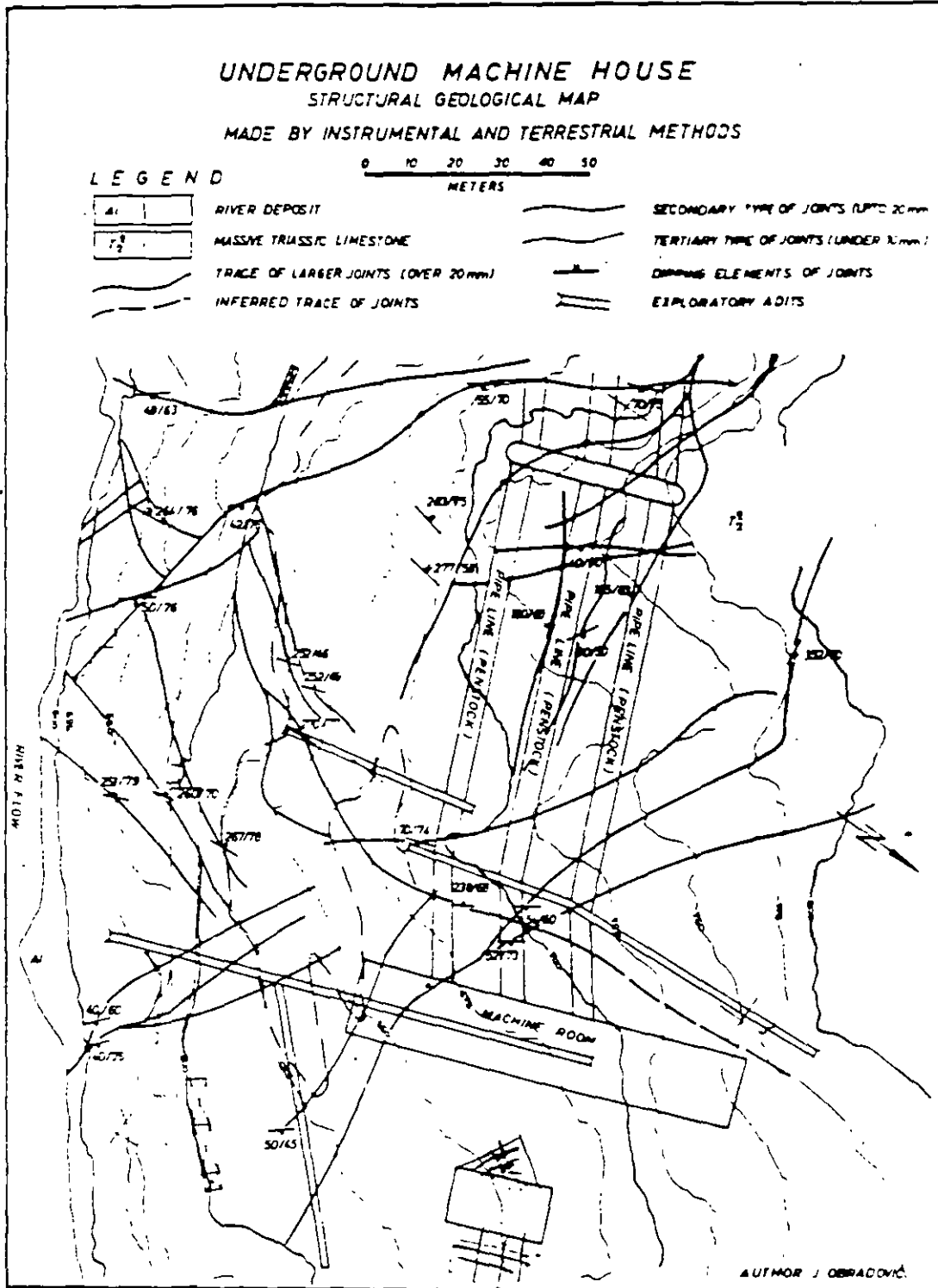
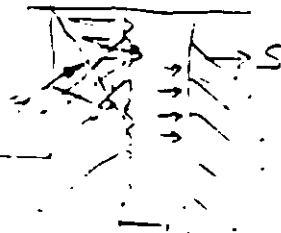


Fig. 1 Underground machine house. Structural geological map

50



$$P_s = 4 - 10^4 / m^2$$

$$d_1'' = 400 \text{ } \rightarrow \text{ } 5 \text{ mm}$$

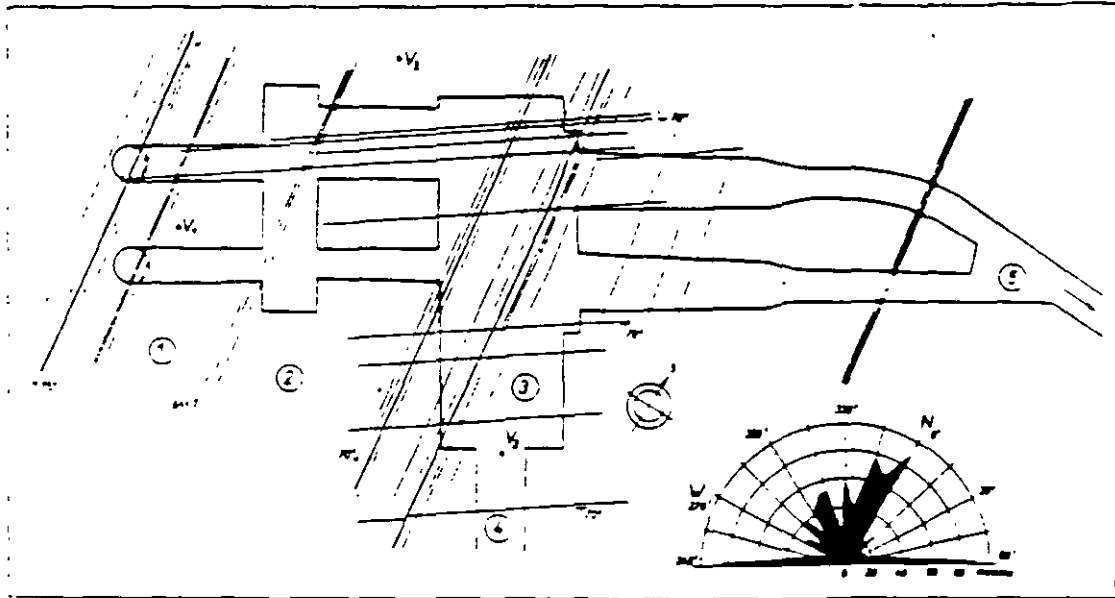


Fig. 2. Horizontal section of the underground openings. The main structural lines found in pilot tunnels are indicated in the situation. All measured joints are evaluated in the rose diagram.
 1 - penstock, 2 - inlet gate chamber, 3 - opening for the engine room, 4 - inclined tunnel, 5 - discharge tunnel, V₁ - V₃ - exploration core borings.

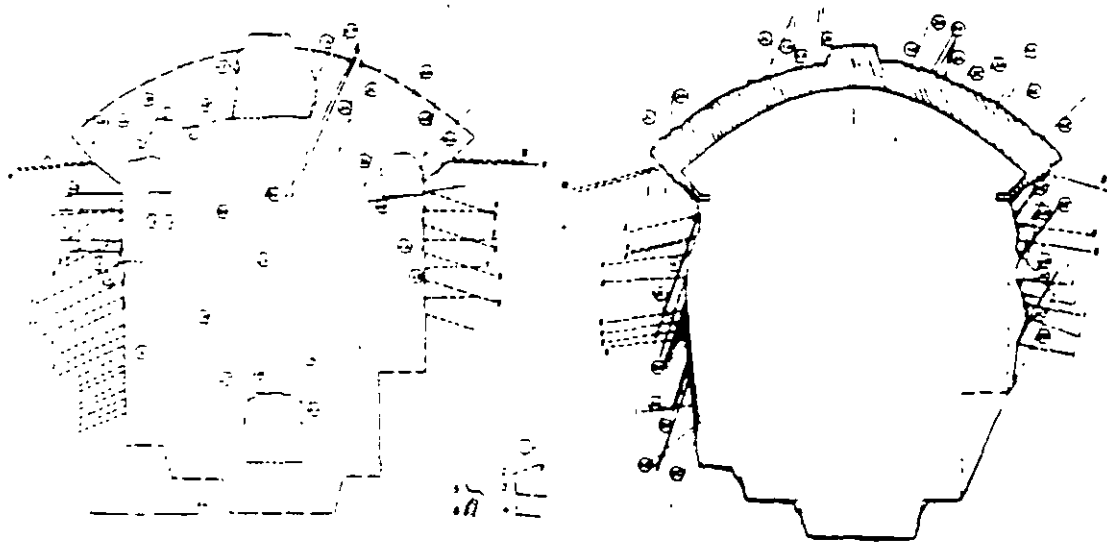
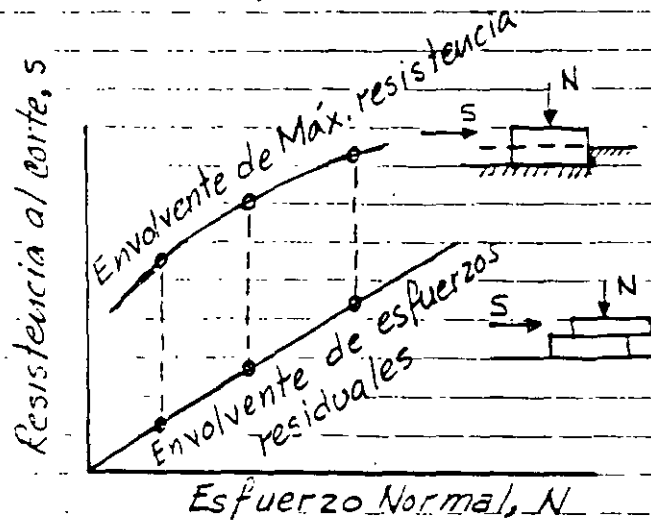
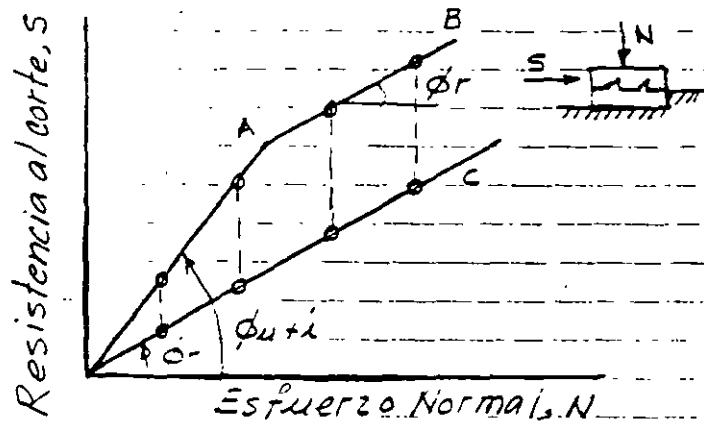


Fig. 3. Typical cross-section of the main cavern.
 A - distribution of the anchored steel bolts proposed on the basis of the structural conditions of granite found in pilot drifts B - structural conditions found during the full-scale excavation and bolts already fixed 1 - lines of intersection of joint planes with the section plane, type of joint is designed, 2 - bolts with lengths marked, 3 - schematic line of the full excavation, 4 - outline of the excavation for pilot drifts, 5 - actual outlines of the full-scale excavation, 6 - concrete protecting vault and concrete seal in the rock face.

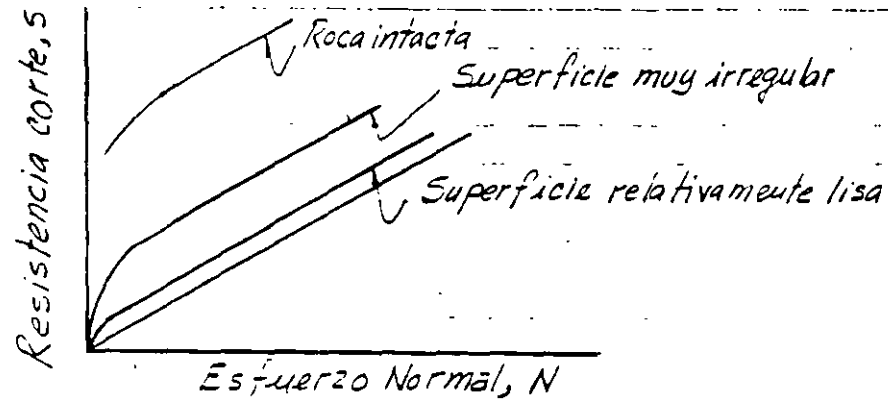
Efecto de las irregularidades del plano de falla.



ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS Y RESIDUALES PARA ROCA INTACTA



ENVOLVENTES DE FALLA PARA SUPERFICIES IRREGULARES



ENVOLVENTES DE FALLA COMUNES PARA MACIZOS ROCOSOS

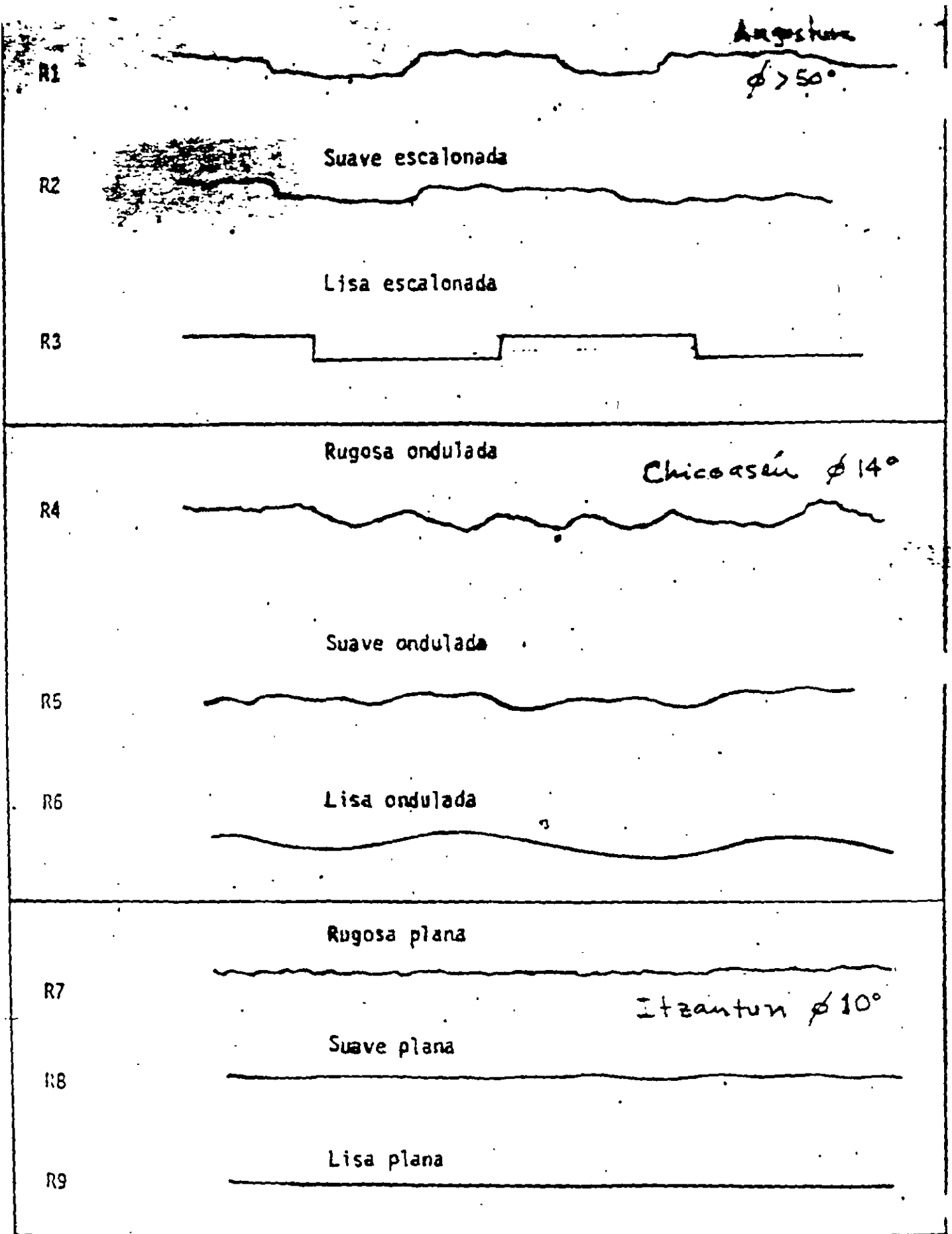
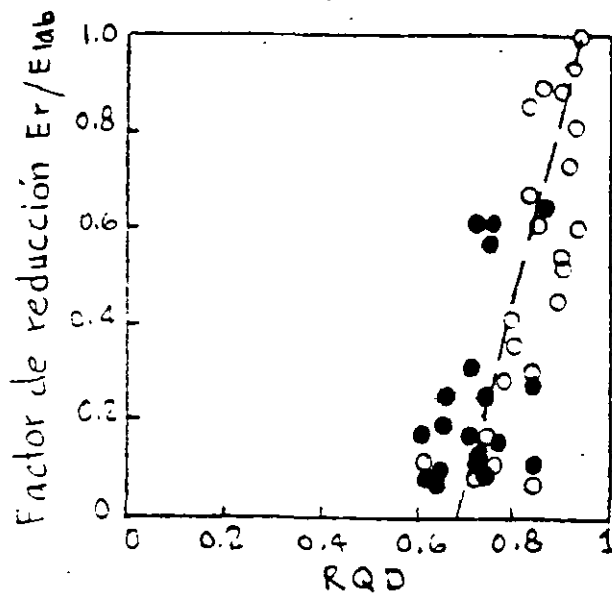
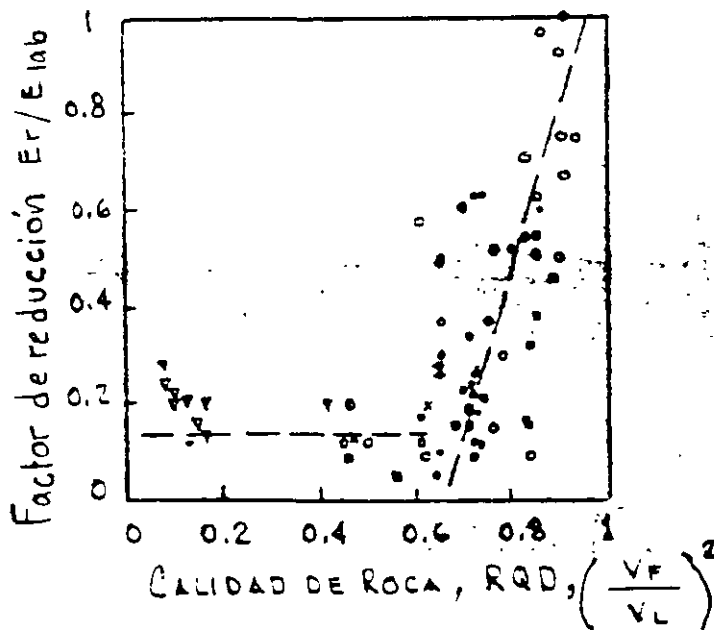


FIGURA N° .- JUNTAS RUGOSAS CERRADAS.



○ Medidas profundas
● Medidas superficiales

VARIACION DEL FACTOR DE REDUCCION CONTRA CALIDAD DE LA ROCA (RQD) EN PRUEBAS DE PLACA $\phi 34''$ EN GRANITOS DE LA PRESA DWORSHK

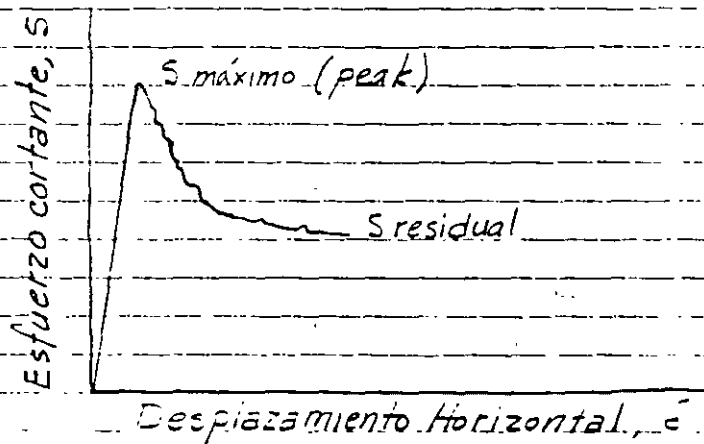


REF. ROCK MECHANICS
Stagg y Elenkiewicz
Ed. John Wiley & Sons 1968

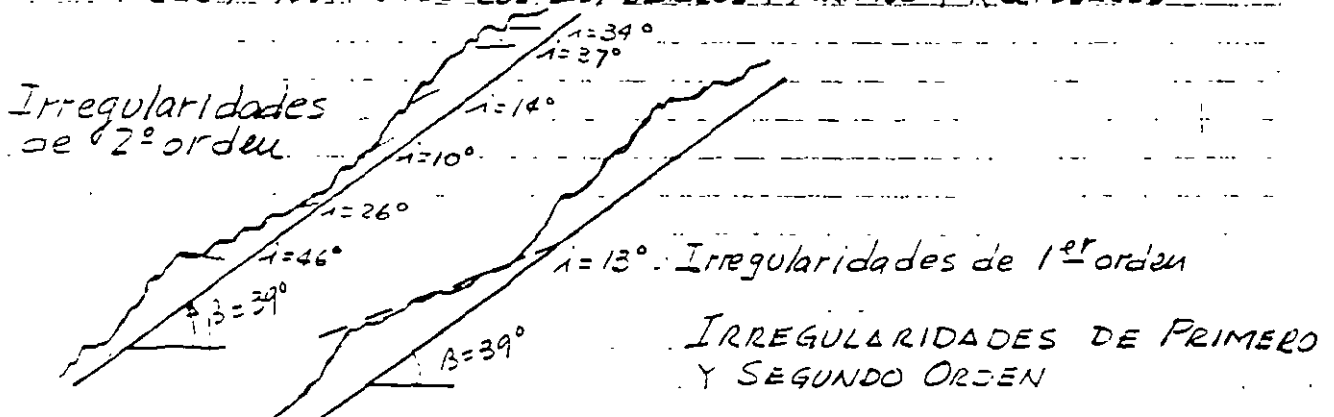
2.3.1. Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante "in situ" depende de los siguientes factores: a) del material de relleno b) del espesor de la fractura c) de la irregularidad del plano de falla y d) de las irregularidades secundarias del plano de falla.

A continuación se presenta una gráfica típica de esfuerzo cortante - desplazamiento, obtenida en ensayos de campo.



RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, MOSTRANDO LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Y RESIDUALES



Se ha obtenido por F.D. Patton que $\alpha = \pm 10$ a 15° como componente de resistencia adicional por las irregularidades "in situ".

La velocidad de carga afecta tanto la resistencia en compresión como el módulo elástico. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos para dos velocidades de carga con la arenisca Berea y un Gabro

Roca	Resistencia en compresión simple (lb/pulg ²)		
	Tiempo a la falla = 30 seg	Tiempo a la falla = 0,03 seg	Incremento en resistencia (%)
Arenisca Berea	8 000	12 000	50
Gabro	21 000	40 000	30

En el concreto simple sucede lo mismo, al incrementar la velocidad de carga, la resistencia y el módulo elástico aumentan y la deformación unitaria disminuye. Resultados similares se han obtenido en rocas carbonatadas de manera que pudiera esperarse este mismo efecto en otros tipos de roca. Werker y Watstein encontraron diferencias despreciables en resistencia variando la velocidad de carga entre 10 y 100 lb/pulg²/seg, por lo que se ha considerado que este tipo de prueba se realiza con velocidades de carga comprendidas entre esos límites.

2.3 Propiedades ingenieriles de la roca "in situ"

En la Fig. se presenta la variación del factor de reducción contra calidad de la roca (RQD) a partir de pruebas de placa flexible de 34" de diámetro en granitos de la Presa Dworshak, considerando al factor de reducción como la relación entre módulos elásticos de campo y laboratorio.

Se observa que los módulos de deformación son consistentemente más altos con la profundidad que los módulos superficiales, y que a mayor calidad de roca el factor de reducción va aproximándose a la unidad.

En la Fig. se presenta la variación entre la calidad de roca, RQD, o, $(V_F/V_L)^2$ contra el factor de reducción observándose que para valores de RQD menores de 65% el factor de reducción varía más o menos entre 0.1 y 0.2 y que para valores de RQD mayores de 65% no tiene una relación lineal con el factor de reducción. Para valores de RQD entre 90 y 100% el factor de reducción varía entre 0.8 y 1.

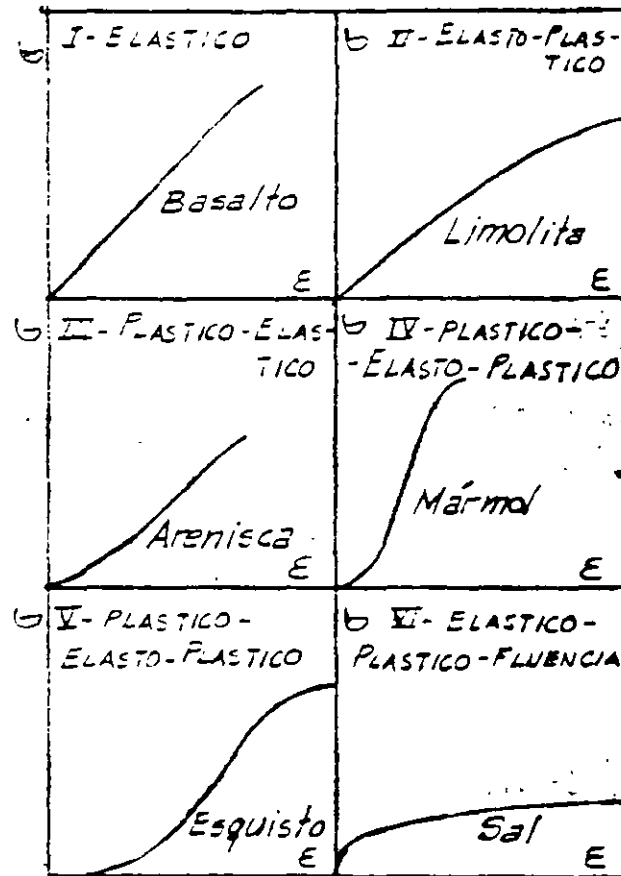
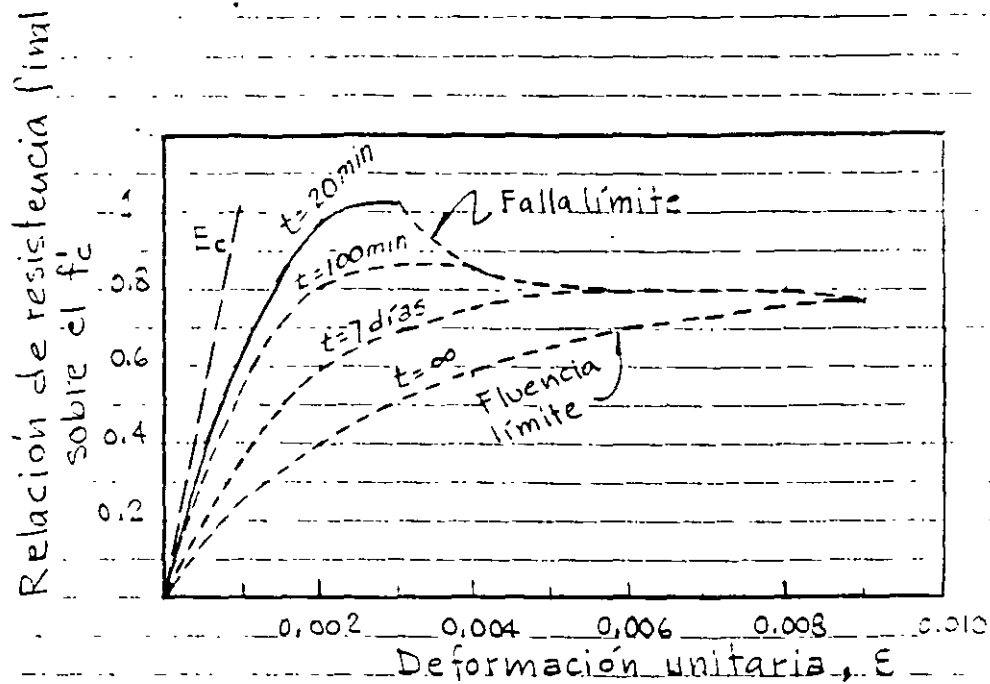


Fig. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS PARA ROCAS A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE



INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LA RESISTENCIA Y MODULO EN ESPECIMENES DE CONCRETO

En la Fig. — se presenta varias gráficas esfuerzo-deformación en ensayos de compresión simple para varios tipos de roca.

A continuación se presentan algunos valores de resistencia obtenidos en varios tipos de roca.

TIPO DE ROCA	G_a (UH)	$(lb/pulg^2 \times 10^3)$	c , Cohesión $lb/pulg^2 \times 10^3$	ϕ (grados)	$N_p = K$
Granito	Intervalo	10-40	1.4-5.8	51-58	8-11
	Promedio	25	3.6	55	11
Calizas	Intervalo	3-30	0.5-5	37-53	13
	Promedio	15-20	2.5-3.3	50	8
Areniscas	Intervalo	3-30	0.6-6	43-50	6-7
	Promedio	8-20	1.6-4.1	43	6

2.2.2.- Resistencia en compresión simple

El comportamiento de la roca intacta bajo compresión uniaxial está influenciada por las características intrínsecas de la prueba como son la relación de esbeltez, la velocidad de carga y las condiciones de fricción de los apoyos.

En especímenes con relación de esbeltez pequeña no pueden desarrollarse los planos de cizalla por el efecto de fricción de los apoyos resultando un valor mayor de la resistencia en compresión. Obert y Duvall han encontrado una relación empírica entre la resistencia a la compresión y la relación de esbeltez como sigue:

$$\sigma_c(ult) = \sigma_{cal} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

en donde: $\sigma_c(ult)$ = resistencia en compresión para $L/D \neq 1$

y σ_{cal} es la resistencia en compresión para $L/D = 1$

Se recomienda una relación de esbeltez entre 2 y 2.5

para asegurar una distribución de esfuerzos más o menos

uniforme en la muestra alejándose también del efecto de

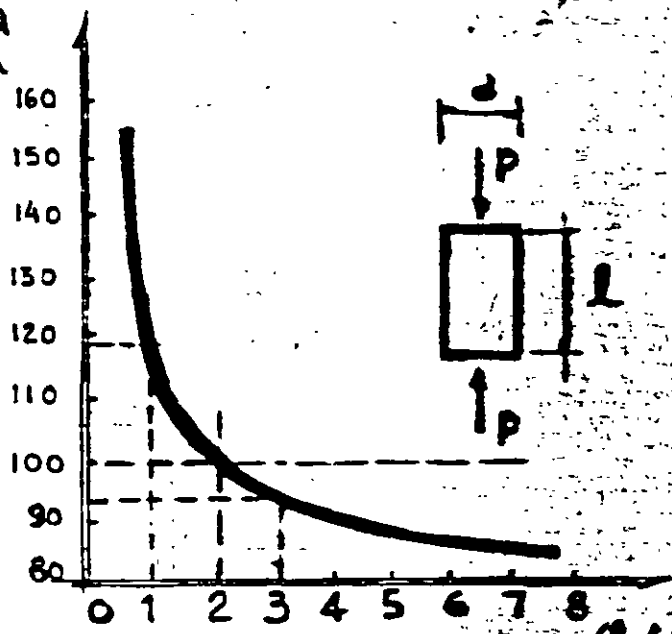
fricción de los calzales. En la Fig. se presenta en

forma gráfica la relación entre la resistencia en compresión

simple y la esbeltez del espécimen.

EFFECTO DE LA RELACION DE ESBELTEZ EN LA RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE

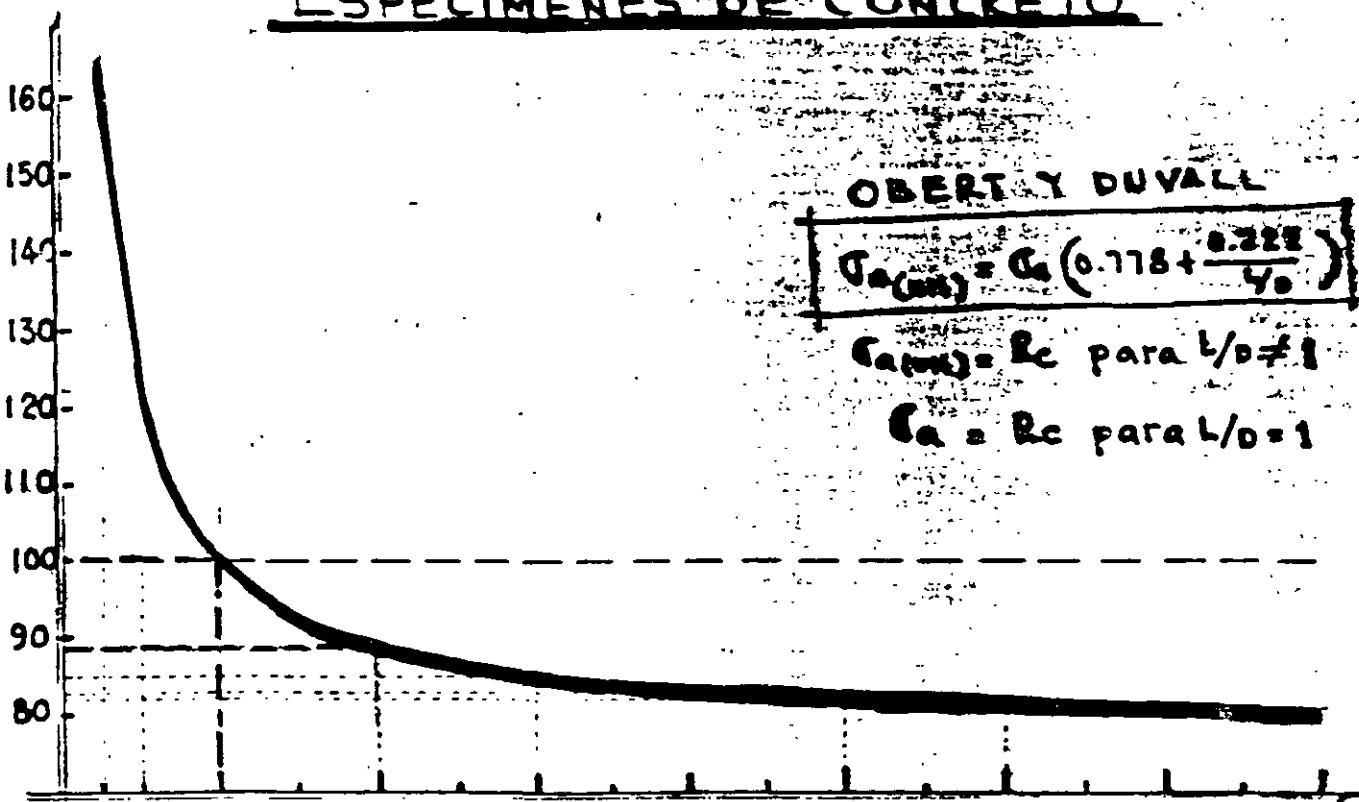
Resistencia relativa (%)



(l/d) Relación de esbeltez

ESPECIMENES DE CONCRETO

RESISTENCIA EN COMPRESION RELATIVA (%)



OBERT Y DUVALL

$$\sigma_{c(m)} = \sigma_c \left(0.778 + \frac{0.222}{l/d} \right)$$

$$\sigma_{c(m)} = \sigma_c \text{ para } l/d \neq 1$$

$$\sigma_c = \sigma_c \text{ para } l/d = 1$$

RELACION DE ESBELTES

h/a

PILARES DE ROCA

2.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA

2.1.- Introducción

En muchos problemas de la mecánica de rocas las propiedades ingenieriles de la roca intacta son de importancia primordial. En otros casos resulta más importante el comportamiento de la roca "in situ" con sus inherentes discontinuidades geológicas.

2.2.- Propiedades ingenieriles de la roca intacta.

2.2.1.- Resistencia en tensión.

La determinación de la resistencia a la tensión por extensión directa de un espécimen cilíndrico ha sido difícil de realizar, pues los dispositivos de sujeción introducen flexiones.

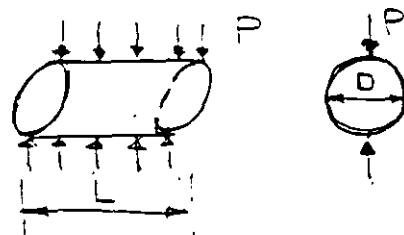
A causa de la dificultad arriba mencionada es más rápido obtener la resistencia en tensión en forma indirecta mediante la prueba "Brasileña". En esta prueba la probeta cilíndrica se ensaya acostada aplicándole una carga lineal diametralmente opuesta.

La resistencia a la tensión σ_t se calcula mediante la expresión:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL}$$

en donde:

P = carga a la falla ; D = diámetro
L = longitud del espécimen



Otra prueba indirecta para determinar la resistencia en tensión de la roca es la "Carga puntual" que se realiza aplicando una carga puntual de compresión sobre la superficie curva de un espécimen cilíndrico con su eje horizontal. Esta carga produce esfuerzos de tensión perpendiculares al eje de carga. La resistencia a la tensión σ_t está dada por una expresión empírica:

$$\sigma_t = \frac{0.96 P}{D^2}$$

en donde:

P = carga de falla en lb y D = diámetro en cm

Miller relacionó esta resistencia en tensión de punta con la resistencia uniaxial de compresión mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{a(\text{un})} = 21 \sigma_t + 4000 \text{ lb/pulg}^2$$

en donde $\sigma_{a(\text{un})}$ = resistencia en compresión y

σ_t = resistencia en tensión bajo carga puntual.

Para propósitos ingenieriles se tiene suficiente aproximación suponer una resistencia a la tensión compresiva entre 5 y 10% de la resistencia en compresión.

No se requiere mayor aproximación en la determinación en vista del amplio intervalo de variación en la resistencia, sobre todo en rocas metamórficas y sedimentarias con estratificación lítica.

Barrenacion larga.

El sistema Primadet, también es utilizado en voladuras de bancos con barrenacion larga (Ver Figura 10).

Los barrenos se cargan utilizando una carga de columna, cebo y Primadet MS

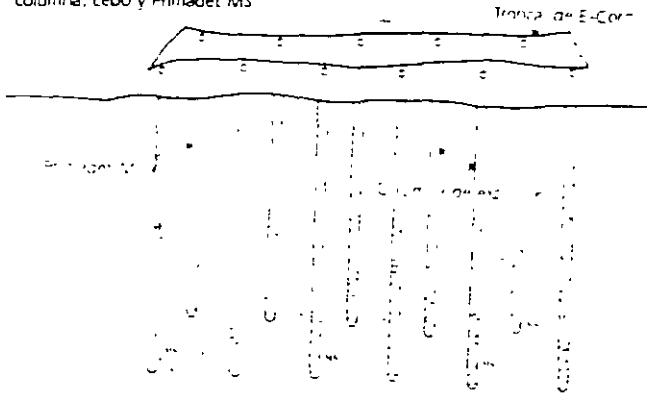


Figura 10. Barrenacion larga.

Rebajes con corte horizontal

Las plantillas en este tipo de rebajes son muy simples, ya que no es necesario crear una salida (Figura 11.)

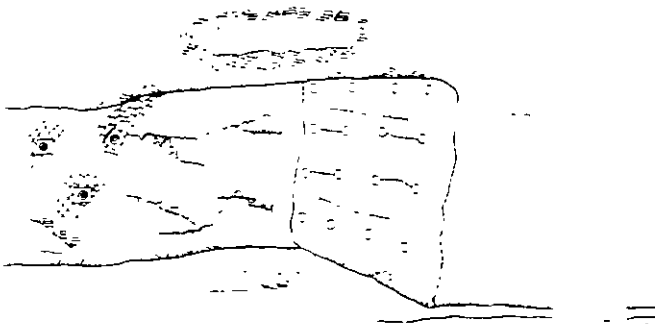


Figura 11. Barrenacion horizontal en corte y relleno

Rebajes con barrenacion vertical y/o inclinada.

"Los Primadet tipo MS son el medio de iniciacion adecuado para rebajes de gran produccion"

Un infinito numero de periodos de retardo es obtenido mediante puentes entre cada una de las series

Cuando se usa el puenteo un rebaje de cualquier longitud puede ser detonado utilizando incrementos de retardo entre cada fila

La figura 12 muestra la secuencia de tiempos para un rebaje

Note que el puente utilizado es un periodo 12 para comenzar la siguiente serie con un periodo 8

Estos periodos de retardo MS son utilizados para puenteo porque la linea troncal de la proxima serie es iniciada 4 filas antes del final de la serie precedente (retardando los barrenos de los extremos de cada fila).

Si los barrenos exteriores en una fila no son retardados un periodo, use entonces hasta el periodo 14 (500 MS) y puentee con un periodo 11 (350 MS).

Es muy importante asegurar la linea de cordon detonante La conclusion durante la primera serie puede ocasionar que los tubos aun no iniciados sean fuertemente sacudidos y el puente y la linea troncal pueden romperse

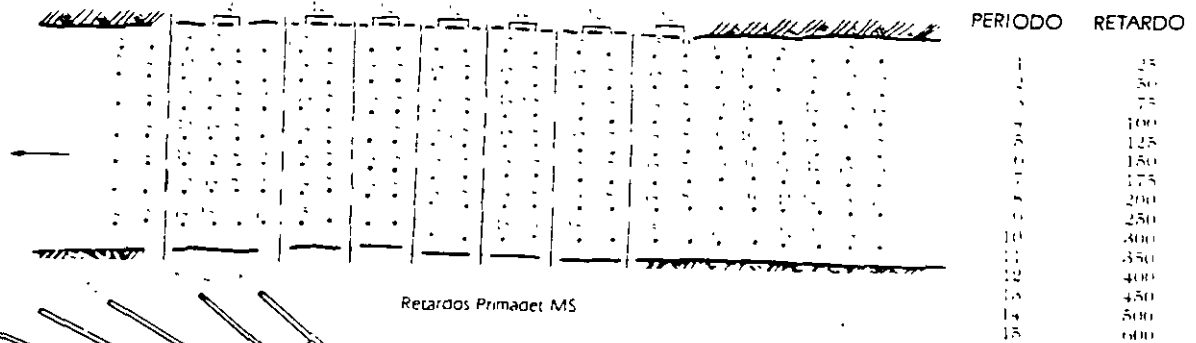


Figura 12. Secuencia de retardos sugerida con puenteo para rebajes largos.



Enlace las líneas de cordón detonante de manera que tome una red (Ver figuras 13A, B y C). Cuando conecte un periodo de retardo MS, como puente de una serie a la próxima el extremo cerrado del fuimicante del Primadet MS debe estar apuntando hacia la próxima serie que se quiera iniciar.
 Recuerde, este es un puente unidireccional (Figura 14)

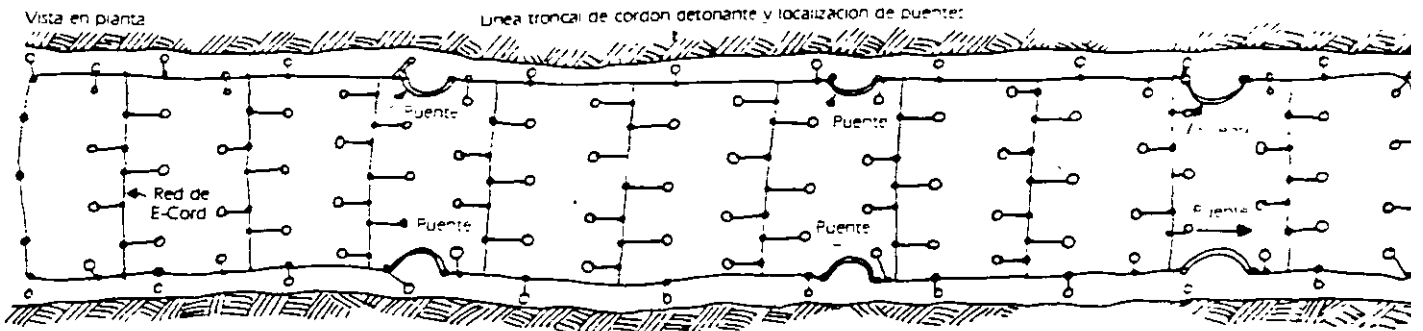


Figura 13A. Conexión con "Gancho J" utilizado en un rebaje largo y angosto

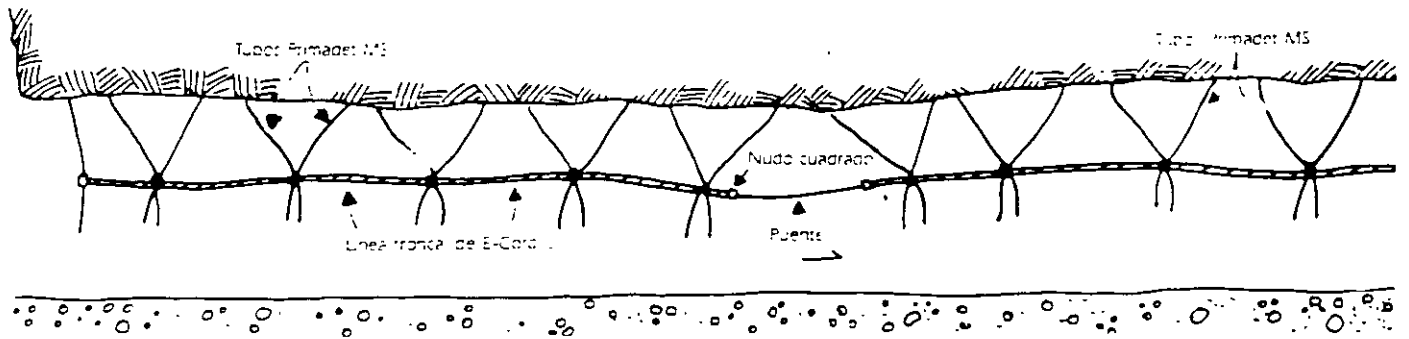


Figura 13B. Tubos MS conectados a la línea troncal. Escala diferente a la utilizada en la figura 13A

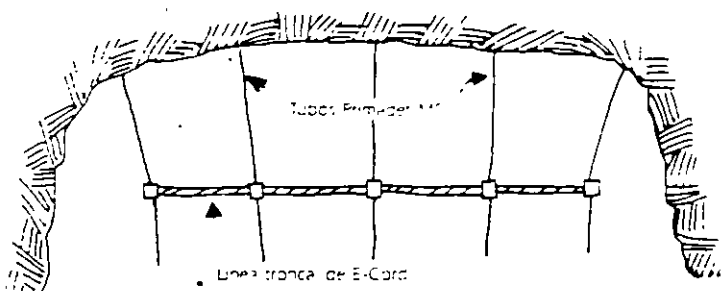
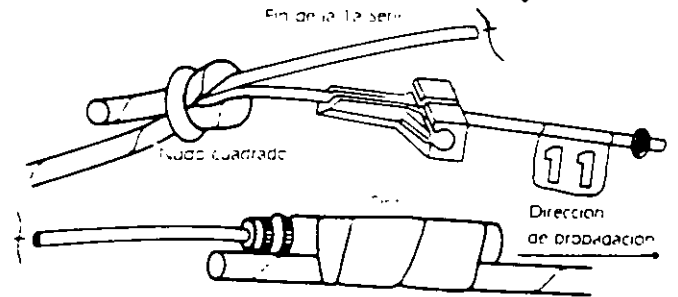


Figura 13C. Vista frontal



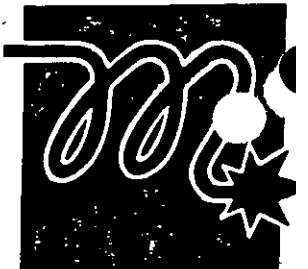
Las conexiones con puente son muy importantes

Tome las siguientes precauciones

- 1 - Que apunte en la dirección correcta
- 2 - Que el fuimicante esté bien sujeto. (encintario a la línea troncal de la próxima serie)
- 3 - La cola del Primadet es anudada (o conectada mediante el "gancho J") al final de la 1a Serie, con un nudo cuadrado a la línea troncal
- 4 - Dos puentes como mínimo deben ser utilizados entre series por seguridad

Figura 14. Puenteo con Primadet

Compañía Mexicana de Mecha para Minas, S.A. de C.V.



Zacatecas No. 120 Ote. Gómez Palacio Durango
 Tel. (17) 14-03-78 Fax (17) 15-03-44



FOUR MAJOR METHODS OF CONTROLLED BLASTING

■ The information in this publication has been developed by Du Pont to provide explosives consumers with practical knowledge regarding the art of controlled blasting to reduce overbreak.

- An analysis of
the principles,
applications,
advantages and
limitations of
- line drilling
 - cushion blasting
 - smooth blasting
 - pre-shearing

Users of explosives have searched for and tried many ways to reduce overbreak in blasting. For reasons of safety, overbreak is objectionable when it produces unstable backs, ribs or slopes and is *economically* objectionable when excavation exceeds pay line (extra concrete is required and shatter of slopes requires costly maintenance)

Numerous Controlled Blasting techniques are used to reduce overbreak. However, all have one common objective: *to reduce and better distribute the explosive charges to maintain stressing and fracturing of the rock beyond the neat excavation line.*

Descriptive names associated with Controlled Blasting techniques are numerous and, in some cases, even confusing. This comprehensive report has been prepared by Du Pont to clarify these terms, as well as set forth the basic principles of the various techniques.

From the first use of explosives in the mining and construction industries, attempts were made to develop formulas to provide "foolproof" methods for controlling overbreak. In recent years, the approaches have been more sophisticated; however, they are still essentially trial and error propositions so far as practical field application is concerned. This is not really surprising when considering the geological variables involved in blasting. It is unrealistic to believe that the same blasting technique would be equally successful in massive igneous formations as in highly stratified sedimentary deposits.

For many years, Line Drilling was the only technique used for overbreak control. Line Drilling simply involves a single row of unloaded, closely-spaced holes along the neat excavation line providing a plane of weakness to which the blast can break.

Over the years, modifications in Line Drilling have prompted the introduction of other terms such as: Cushion Blasting, Pre-Shearing, Pre-Splitting, Smooth Blasting, Sculpture Blasting, Perimeter Blasting and Contour Blasting. These techniques differ from the original line drilling principle chiefly in that some, or all of the holes, are loaded with relatively light, well-distributed charges of explosives. The firing of these light charges tends to shear the rock between the holes permitting wider hole spacings than when Line Drilling. Consequently, drilling costs are reduced and in many cases better control of overbreak is experienced.

The controlled blasting techniques described in this report are grouped into four categories:

- | | |
|----------------------|---------------------|
| (1) Line Drilling | (3) Smooth Blasting |
| (2) Cushion Blasting | (4) Pre-Shearing |

Some of the above techniques have application in both underground and open work. This report lists their applications . . . advantages . . . and limitations for various conditions.



LINE DRILLING

Principle

Line Drilling involves a single row of closely spaced, unloaded, small-diameter holes along the neat excavation line. This provides a plane of weakness to which the primary blast can break. It also causes some of the shock waves created by the blast to be reflected which reduces shattering and stressing of the finished wall.

Application

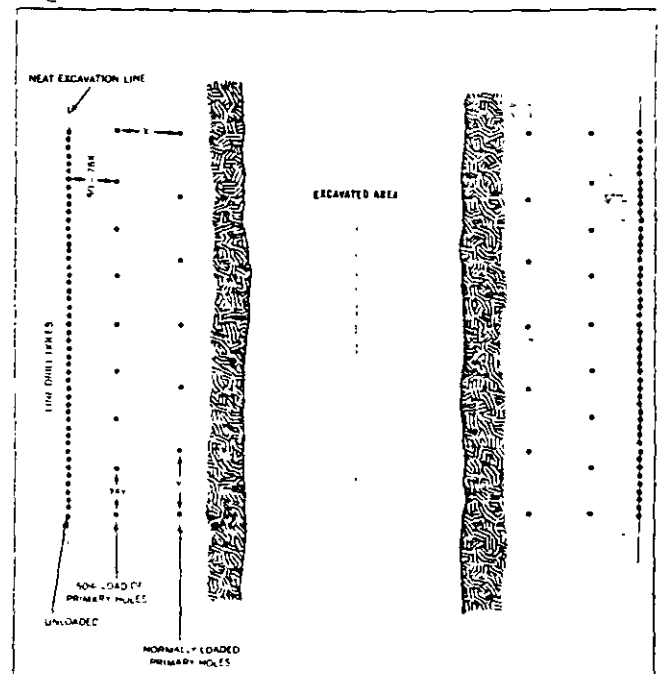
Line drill holes are generally 2 to 3" in diameter and are spaced from 2 to 4 times the hole diameter apart along the excavation line. Holes larger than 3" are seldom used in line drilling since the higher drilling costs cannot be offset by increased spacings.

The depth of line drill holes is dependent upon how accurately the alignment of the holes can be maintained. To get good results, the holes must be on the same plane; any wander or drift by attempting to drill too deep will have an adverse effect on results. For holes of 2 to 3" diameter, depths greater than 30 ft. are seldom satisfactory.

The blast holes directly adjacent to the line drill holes are generally loaded lighter and are more closely spaced than the other holes. The distance between the line drill holes and the directly adjacent blast holes is usually 50 to 75% of the normal burden. A common practice is to reduce the spacings of the adjacent blast holes the same amount with a 50% reduction in explosives load. The explosives should be well distributed in the hole using decks and Primacord downlines.

Best results with line drilling are obtained in homogeneous formations where bedding planes, joints and seams are at a minimum. These irregularities are natural planes of weakness that tend to promote shear through the line drilled holes into the finished wall. Therefore, thin-bedded sedimentary and more unconsolidated metamorphic formations are not well suited to line drilling for overbreak

Figure 1.



TYPICAL PATTERN AND PROCEDURE FOR LINE DRILLING

control unless drilling can be done perpendicular to the strike of the formation. This, however, is not practical in most excavation work.

Open Work—Figure 1 shows a typical pattern and procedure for line drilling in open work. Best results are obtained when the primary excavation is removed to within 1 to 3 rows of the neat excavation line. The last row or rows of holes are then slabbed away from the line drill holes using delay caps or "Primacord" Connectors. This procedure gives maximum relief in front of the finished wall, allowing the rock to move forward thus creating less back pressure which could cause overbreak beyond the line drilling.

In thin-bedded sedimentary and unconsolidated metamorphic formations, results with line drilling can usually be improved by light loading some of the line drill holes. This procedure led to the development of Cushion Blasting and Smooth Blasting. Also, it was found that line drilling results could be improved in some formations by light loading and firing the line drill holes in advance of the primary blast, and this led to the introduction of the technique known as Pre-Shearing or Pre-Splitting. These modifications of line drilling all promoted additional weakness along the neat excavation line by using explosive force to shear the rock between the holes.

Underground Work—The application of basic line drilling employing only unloaded holes is very limited in underground work. Generally closely spaced holes are employed but light loads are used. This is the technique we prefer to call Smooth Blasting and it will be described later.

Advantages

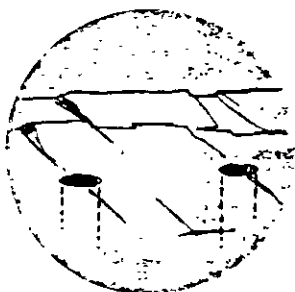
Line drilling is applicable in areas where even the light explosive loads associated with other controlled blasting techniques may cause damage beyond the excavation limit.

When used with other controlled blasting techniques, line drilling between the loaded holes promotes shearing to improve results.

Limitations

There are a number of limitations of line drilling which must be recognized:

- Line drilling is rather unpredictable except in the most homogeneous formations
- Due to the close spacings required, drilling costs are high.
- Because line drilling requires a large number of holes on rather close spacings, drilling becomes tedious and results are often unsatisfactory due to poor hole alignment.



CUSHION BLASTING

Principle

Cushion Blasting, sometimes referred to as trimming, slabbing or slashing, was introduced in Canada several years ago. Like Line Drilling, it involves a single row of holes along the neat excavation line. Although cushion blasting as originally practiced involved holes of 4 to 6½" diameter, this technique is also used with smaller diameter holes of 2 to 3½". Cushion blast holes are loaded with light, well-distributed charges completely stemmed and fired after the main excavation is removed. The stemming "cushions" the shock from the finished wall as the berm is blasted, thus minimizing fracturing and stressing of the finished wall. By firing the cushion holes with minimum delay between holes, the detonation tends to shear the rock web between holes giving a smooth wall with minimum overbreak.

Obviously, the larger the hole diameter the more "cushioning" effect realized.

Application

In cushion blasting, the main cut area is removed, leaving a minimum buffer or berm zone in front of the neat excavation line. The cushion holes can either be drilled prior to any primary blasting or just before removing the final berm.

Open Work—The burden (berm) and spacing will vary with the hole diameter being used. Table I provides a guide for patterns and loads for different hole diameters. Note that the numbers shown are an average range because of variations experience with the type of formation being shot. The holes are string-loaded on "Primacord" downlines with

full or partial 1 to 1½" diameter by 8" cartridges of dynamite spaced 1 to 2 ft. apart. To promote shearing at the bottom of the hole, a bottom charge 2 to 3 times that used in the upper portion of the hole is generally employed. For maximum "cushioning," the charges should be placed as close as possible to the excavation side of the hole. To accomplish this, back-filling is often used and sometimes wedges or blocks are placed in the hole (See Figure 2).

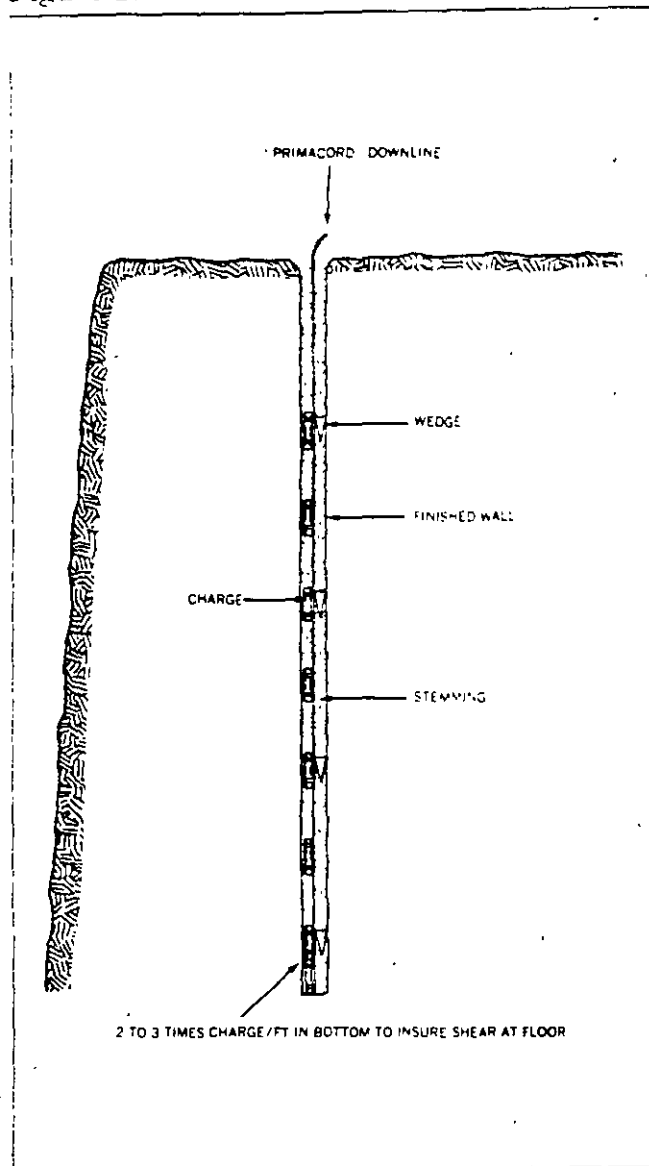
Cartridges are either taped to "Primacord" downlines or drop-loaded at the desired intervals if they have "Primacord" tubes. Spacing tubes can be used to obtain desired spacing between cartridges. If spacers are not used, stemming can be added between the drop-loaded cartridges. If a full length "Primacord" downline is pre-assembled by taping the charges on it, the stemming is added after placement of the entire charge. In this case, sand, crushed stone or gravel can serve as stemming provided it is sufficiently free-flowing to fill the space between cartridges. Raising and lowering the downline slightly as the stemming is added helps fill between the cartridges. The top 2 or 3 ft. of the hole is completely stemmed and not loaded. The amount of top stemming required varies with the formation being shot.

Minimum delay between cushion holes gives best shearing action from hole to hole; therefore, "Primacord" trunklines are normally employed. Where noise and vibration control are critical, good results can be obtained with MS Delay caps.

The burden-to-spacing relationship will vary with different formations but, to obtain maximum shearing between holes, the spacing must always be less than the width of the berm being removed (See Table I).

Cushion blasting can be practiced by bench methods or by pre-drilling the cushion holes to full depth of the excavation. When benching is used, a minimum 1 ft. offset per bench is usually left since it is impossible to position the drill flush to the wall of the upper bench.

Figure 2.



CHARGE PLACEMENT FOR CUSHION BLASTING

TABLE I—PROPOSED LOADS AND PATTERNS FOR CUSHION BLASTING

Hole Dia. Inches	Spacing* Ft.	Burden* Ft.	Explosive Charge*† Lb./Ft.
2-2½	3	4	0.08 to 0.25
3-3½	4	5	0.13 to 0.50
4-4½	5	6	0.25 to 0.75
5-5½	6	7	0.75 to 1.00
6-6½	7	9	1.00 to 1.50

*Dependent upon formation being shot. Figures given are an average.

†Ideally, dynamite cartridge diameter should be no larger than ½ the diameter of the hole.

The maximum depth that can be successfully cushion blasted depends on the accuracy of the hole alignment. With larger diameter holes, better hole alignment can be maintained for greater depth. Deviations of more than 6" from the plane of the holes generally gives poor results. Holes 90-ft. deep have been successfully cushion blasted. The penetration rates of the drill should also be considered when determining the depth to be cushion blasted. If, for example, the penetration beyond a given depth becomes excessively slow, it may be more economical to bench in order to keep penetration rates realistic for a low over-all drilling cost.

When cushion blasting around curved areas or corners, closer spacings are required than when blasting a straight section. Also, guide holes can be used to advantage when blasting non-linear faces. On 90 degree corners, a combination of controlled blasting techniques will give better results than straight cushion blasting. (See Figure 3.)

In very unconsolidated sedimentary formations where it is difficult to hold a smooth wall, unloaded guide holes between cushion holes are recommended. Generally, small diameter guide holes are employed to reduce drilling costs.

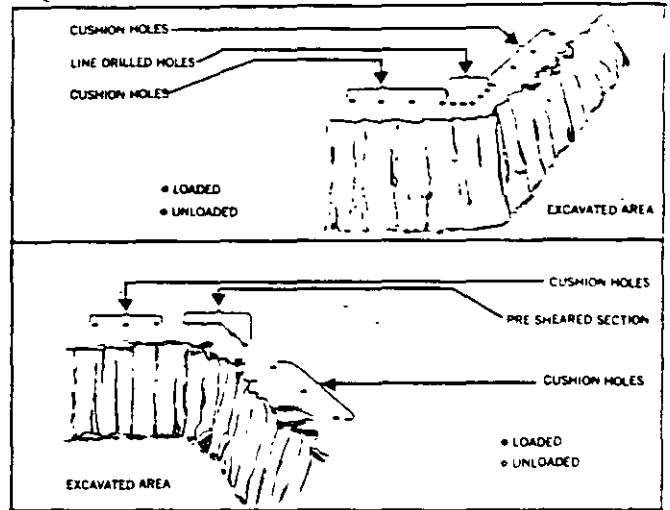
Where only the top of the formation is weathered, the guide holes need be drilled only to that depth and not to the full depth of the cushion holes. This procedure is common on the first lift or bench, since backbreak is more probable there than on lower benches. Figure 4 shows results of a combination of

Figure 4.



CUSHION BLAST RESULTS USING LARGE DIAMETER CUSHION HOLES AND SMALL DIAMETER GUIDE HOLES

Figure 3.

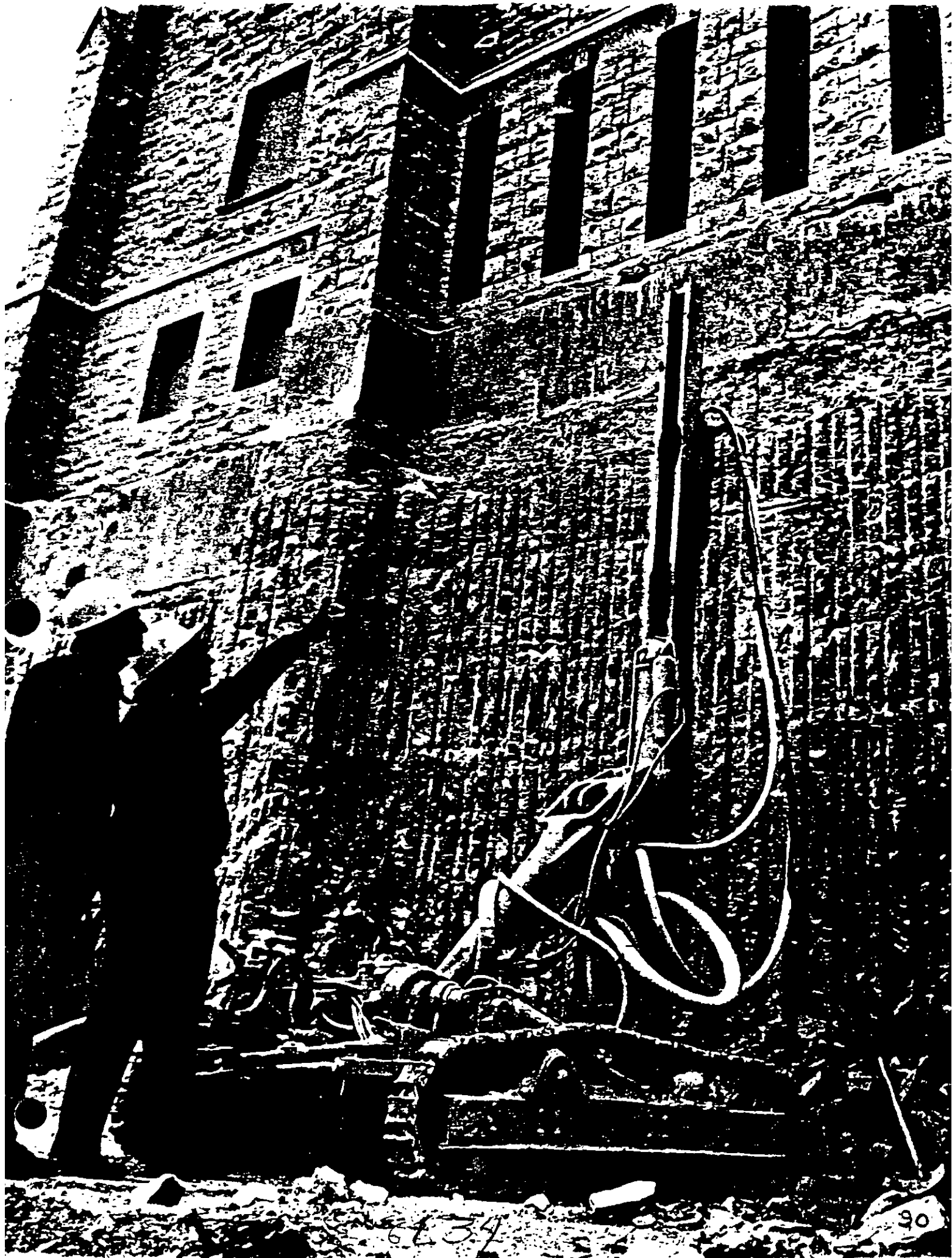


CUSHION BLASTING NON-LINEAR FACES

cushion blasting and guide holes where the latter were drilled to full depth. Figure 5 shows results of cushion blasting using smaller diameter holes and unloaded guide holes.

Satisfactory results have been obtained in homogeneous formations by stemming only the top 2 or 3 ft. of the hole and not between charges. In this case, the air between the charges and the borehole wall serves as the protective "cushion." When stemming is not used between charges, the gases formed

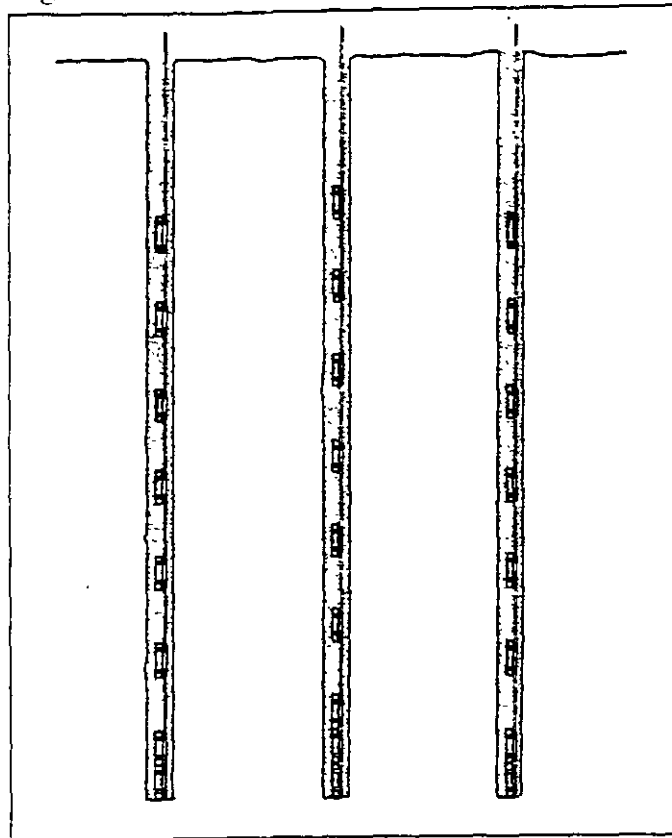
Figure 5.
CUSHION BLAST RESULTS
USING SMALL DIAMETER
CUSHION AND GUIDE HOLES



66-34

90

Figure 6.



STAGGERED LOADS FOR OPTIMUM POWDER DISTRIBUTION

by the explosion can find any weak zone in the formation and tend to vent before the desired shear between holes is obtained. Similarly, the gases may find areas of weakness back into the finished wall and produce overbreak. Unless the formation is very homogeneous and hard, complete stemming between and around individual charges is recommended. Also, though not generally practiced in the field, staggering of the charges between holes as shown in Figure 6 improves powder distribution and gives better results.

Cushion blasting in open work has application to inclined as well as vertical holes. In both cases, good hole alignment is essential.

Underground Work—Since the most effective cushion blasting results from stemming between and around the charges, it has very little application in underground work involving horizontal, small diameter holes. Obviously, stemming such holes is not practical although some advantage may be obtained by air spacing. In shaft work, or any operation underground involving vertical or inclined holes, the same procedures apply as those given for open work.

To be practical, controlling overbreak in underground headings must involve only collar stemming. This subject will be covered under Smooth Blasting.

Advantages

Cushion blasting offers certain advantages including:

- Increased hole spacings to reduce drilling costs.
- Better results in unconsolidated formations.
- Possible to take full advantage of geological information gained from shooting the main cuts when loading cushion holes—less guesswork.
- Results can be observed on first shot, which permits adjustment of loads if necessary before proceeding.
- Better hole alignment with large diameter holes permits deeper holes.

Limitations

There are limitations in cushion blasting which should be considered. Among these are:

- Necessity to remove excavated area before firing cushion blasts.
- Not practical for cutting 90 degree corners without also using Line Drilling or Pre-Shearing.
- Sometimes *overbreak* from primary blasts completely or partially removes berm to be cushion blasted; thus requiring several load adjustments for different holes.



SMOOTH BLASTING

Principle

Smooth Blasting, sometimes referred to as Contour Blasting, Perimeter Blasting or Sculpture Blasting, was introduced in Sweden and is the most widely accepted method for controlling overbreak in underground headings and stopes. Smooth blasting techniques, as described by Ulf Langefors and Björn Kihlstrom in their recent book "The Modern Technique of Rock Blasting," have application in both underground and open work. However, since the use of this technique in open work is for all practical purposes identical to Cushion Blasting, only its application to underground work will be covered in this report.

The basic principle of smooth blasting is the same as that for Cushion Blasting: holes are drilled along the excavation limits and are lightly loaded to remove the final berm. By shooting with minimum delay between the holes, a shearing action is obtained which gives smooth walls with minimum overbreak.

Application

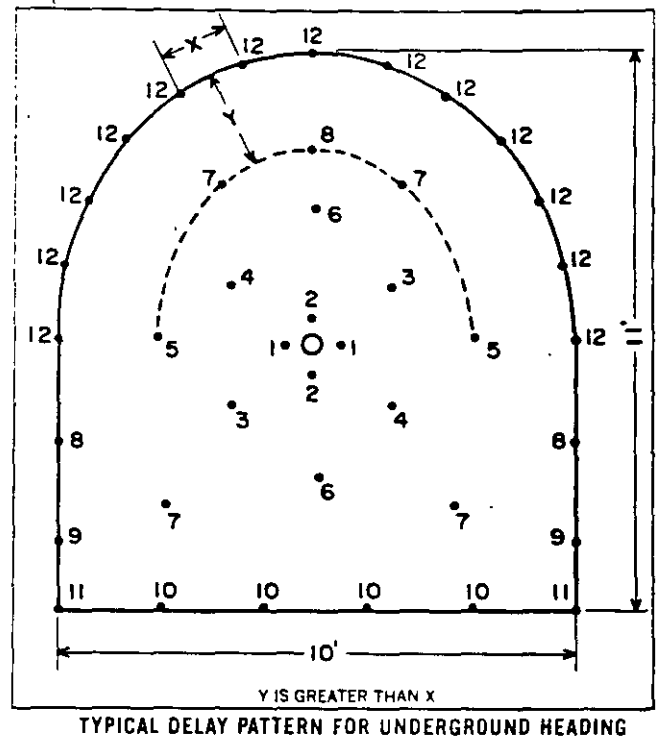
Underground Work—In underground headings where the back and ribs slough and cave because of unconsolidated material, overbreak is common due to the shattering action from the blasting.

By employing the smooth blasting technique with light, well distributed explosive loads in the perimeter holes, fewer supports are required and less overbreak occurs. Even in harder more homogeneous formations, smooth blasting provides smoother and firmer backs and ribs.

Smooth blasting in underground work involves perimeter holes drilled on a burden-to-spacing ratio of approximately 1½-to-1, loaded with light, well distributed charges, and fired with the last delay period in the round (See Figure 7). These holes are fired after the lifter holes to insure that the broken rock is displaced sufficiently to offer maximum relief for the smooth blast holes. This relief permits unrestricted movement of the final berm

and results in less shatter beyond the excavation limit. To insure maximum relief, a pilot heading is sometimes used. After the pilot heading has been completely excavated, the final berm is drilled and shot. In this case, depths greater than the length of a single round can be smooth blasted. The pilot heading method allows the use of smooth blasting around a greater portion of the periphery of a heading. When shooting smooth blast holes in a round as shown in Figure 7, the confinement-relief is limited to the arch and partially down the rib due to muck pile-up. Therefore, good smooth blasting results generally are not obtained lower in the ribs.

Figure 7.



Although the 1½-to-1 burden-spacing relationship is recommended as a starting point, the formation being blasted may warrant modifications. Also, firing the smooth blast holes with minimum delay between holes is not always necessary. The well-distributed light loads in the perimeter holes with conventional patterns and delays have often produced satisfactory results. Table II gives the recommended patterns and loads/ft. for smooth blasting.

Since it is not convenient or practical to attach charges to "Primacord" lines in horizontal holes, smooth blasting is usually done by string loading

Long, small-diameter cartridges of low density explosives give good powder distribution throughout the length of the borehole. However, standard 8" long cartridges of standard diameter have been used successfully in underground smooth blasting work when spacers were employed between cartridges to give a low over-all concentration of load (lb./ft.). This technique, however, does result in relatively high point concentrations and can give inferior results in unconsolidated formations.

Figures 8 and 9 show results of the application of smooth blasting.

Hole Dia. Inches	Spacing* Ft.	Burden* Ft.	Explosive Charge* Lb./Ft.
1½-1¾	2	3	.12-.25
2	2½	3½	.12-.25

Dependent upon formation being shot. Figures given are an average.

small diameter cartridges of low density dynamite to obtain the light loads as well as good distribution throughout the hole. It is necessary to plug these holes with tamping plugs, clay or even a tamped cartridge of the standard sized dynamite. If the smooth blast holes are not plugged, the string-loaded charges will be sucked out from the previous delayed holes. Plugging also prevents excessive rifling and permits the use of lighter charges.

Figure 8.

Advantages

Smooth blasting has two principal advantages:

- Reduces overbreak from conventional method.
- Requires less back supports.

Limitations

There are two basic limitations to smooth blasting:

- Usually involves more perimeter holes than conventional method.
- Will not work in all formations. If the ground is too weak to support itself, smooth blasting will not completely eliminate need for back supports.



SMOOTH BLASTING RESULTS IN UNDERGROUND HEADING

Figure 9.

SMOOTH BLASTING TO REQUIRED CONTOURS

*From "The Modern Technique of Rock Blasting"
(John Wiley & Sons, Inc. New York, 1963)
Courtesy Ulf Langefor.*





PRE-SHEARING

Principle

Pre-Shearing, sometimes referred to as Pre-Splitting, Pre-Slotting, or Stress Relieving, involves a single row of holes drilled along the neat excavation line. The holes are usually the same diameter (2 to 4") and, in most cases, all are loaded. Pre-shearing differs from Line Drilling, Cushion Blasting and Smooth Blasting in that the holes are fired before any adjoining main excavation area is blasted.

The theory of pre-shearing is that when two charges are shot simultaneously in adjoining holes, collision of the shock waves between holes places the web in tension and causes cracking that gives a

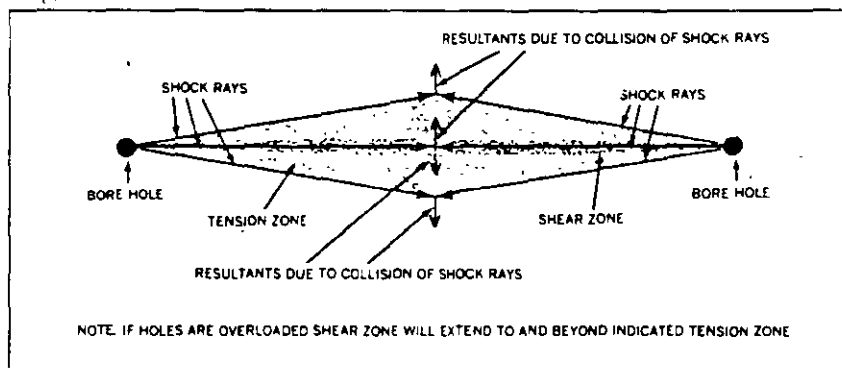
wall, minimizing shattering and overbreak. This reflection of shock waves from the primary blast also should tend to reduce vibration.

Application

Open Work—Pre-shear holes are loaded similarly to Cushion Blast holes; that is, string loads of full or partial cartridges of 1 to 1½" diameter by 8" long, spaced at 1 to 2 ft. centers.

Like Cushion Blasting, holes are usually fired simultaneously using a "Primacord" trunkline. If

Figure 10.



PRINCIPLE OF PRE-SHEARING

sheared zone between the holes (See Figure 10.) With proper spacing and charge, the fractured zone between the holes will be a narrow sheared area to which the subsequent primary blasts can break. This results in a smooth wall with little or no overbreak.

The pre-sheared plane reflects some of the shock waves from the primary blasts that follow preventing them from being transmitted into the finished

excessively long lines are shot, portions can be delayed with MS Delays or "Primacord" MS Connectors.

In extremely unconsolidated rock, results are improved by using guide or relief holes between loaded holes to promote shear along the desired plane. Even in harder formations, guide holes between loaded holes give better results than increasing the explosive charge per hole.

The average spacings and charges per foot of hole are given in Table III. These loads are for normal rock conditions and can be obtained using partial or whole conventional cartridges of dynamite spaced on "Primacord" downlines. In an extremely unconsolidated formation, poor results were obtained until the load was reduced to a column of 400 grain "Primacord" in holes drilled on 12" centers. There is also a case on record where it was necessary to reduce the column load to 2 strands of 50 grain "Primacord" in order to prevent excessive shatter into a very unconsolidated finished wall. Therefore, the loads and spacings given in Table III can only be used as a guide and in extremely weathered for-

deviation of alignment.

Theoretically, the length of a pre-shear shot is unlimited. In practice, however, shooting far in advance of primary excavation can be troublesome if the rock characteristics change and the load causes excessive shatter in the weaker areas. By carrying the pre-shear only one-half shot in advance of the primary blasting (See Figure 11), the knowledge gained from the primary blasts regarding the rock can be applied to subsequent pre-shear shots. In other words, the loads can be modified if necessary, and less risk is involved as compared to shooting the full length of the neat excavation line before progressing with the primary blasts.

TABLE III—PROPOSED LOADS AND SPACINGS FOR PRE-SHEARING		
Hole Dia. Inches	Explosive Charge*† Lb./Ft.	Spacing* Ft.
1½ - 1¾	0.08-0.25	1 - 1½
2 - 2½	0.08-0.25	1½ - 2
3 - 3½	0.13-0.50	1½ - 3
4	0.25-0.75	2 - 4

* Dependent upon formation being shot. Figures given are an average range
 † Ideally, dynamite cartridge diameter should be no larger than the diameter of the hole

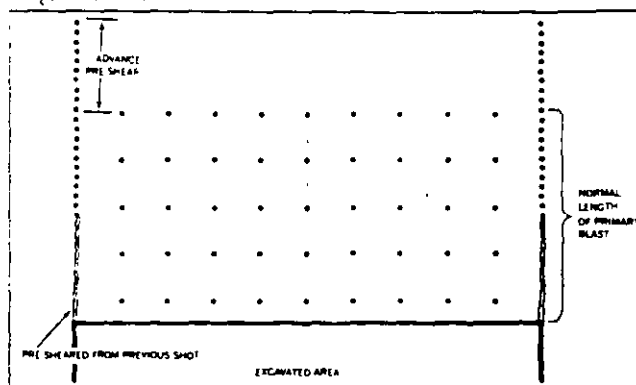
mations a Du Pont representative should be consulted before proceeding.

All loaded pre-shear holes are stemmed completely around and between charges to prevent gas venting into weak strata and causing poor results. However, like Cushion Blasting, good results have been obtained in the more solid homogeneous formations by stemming only the top 2 or 3 ft. of the hole. Also, like Cushion Blasting, it is desirable to increase the charge in the first few feet of the hole to about two or three times that used in the upper portion. This promotes shearing at the bottom where it is more difficult to obtain.

Pre-shearing loads are placed and detonated in the same manner as described for Cushion Blasting. The staggering of charges in adjacent holes is also recommended for pre-shearing to give better overall load distribution.

The depth that can be pre-sheared at one time is again dependent upon the ability to maintain good hole alignment. Deviation greater than 6" from the desired plane of shear will give inferior results. Generally, 50 ft. is the maximum depth that can be used for 2 to 3½" diam. holes without significant

Figure 11.

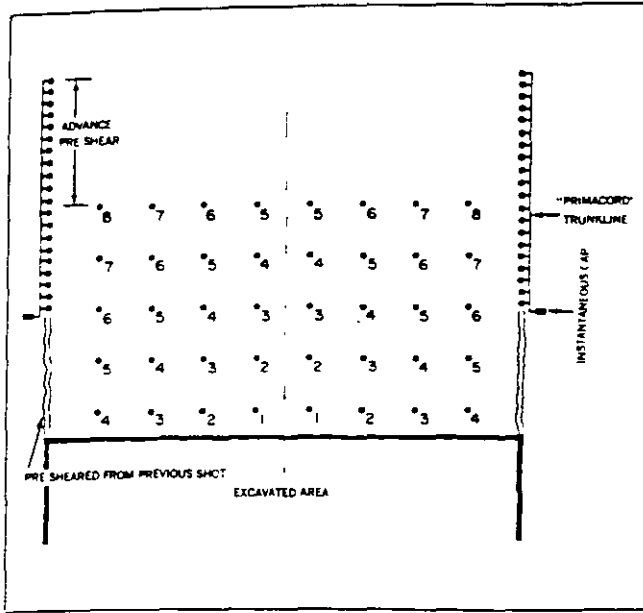


RECOMMENDED PRE-SHEARING PROCEDURE

Pre-shearing can be accomplished during the primary blast by delaying the primary holes so that the pre-shear holes will fire ahead of them. (See Figure 12.)

In many cases, especially when shooting non-linear cuts, pre-shearing in combination with Line Drilling will give good results. For example, when it is desirable to maintain a corner of solid rock, Line Drilling the corner may be used to prevent breakage across it. (See Figure 13.) Guide holes to

Figure 12.

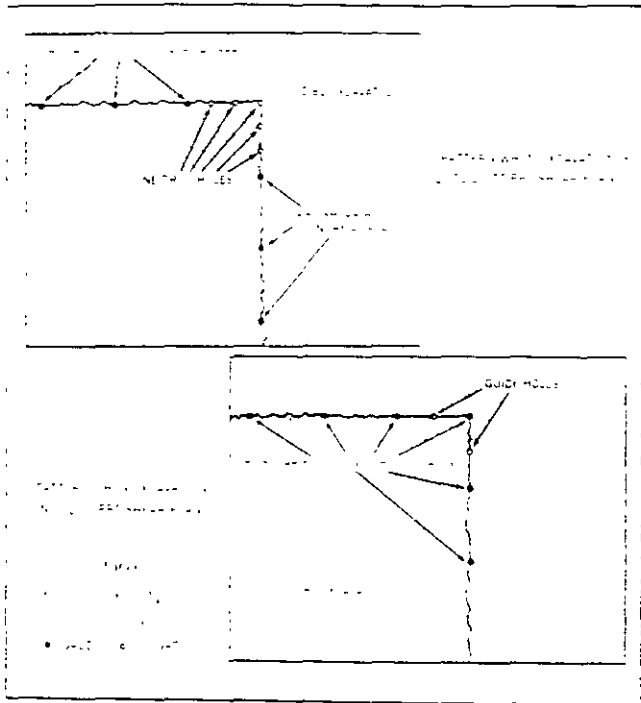


DELAY BLASTING TECHNIQUE FOR PRE-SHEARING DURING PRIMARY BLAST

promote shear along the desired plane are as advantageous in pre-shearing as they are in Cushion Blasting

When pre-shearing in unconsolidated formations and Line Drilling between the normally spaced holes, the Line Drilled holes may vary in depth from

Figure 13.



PRE-SHEARING NON-LINEAR FACES

the top few feet to the full depth of the pre-shear holes. Backbreak is more likely at the top of a bench or lift; consequently, Line Drilling between pre-shear holes for the top few feet reduces the chance of overbreak in all type formations. In very unconsolidated material, the explosive loads/ft. in the upper portion of the hole should be reduced by 50% to minimize overbreak at the crest of the finished wall.

Figures 14, 15 and 16 show pre-shearing results

Underground—Usually associated with open work, pre-shearing has some application in underground headings and stopes for controlling overbreak to improve back and rib stability and reduce concrete requirements.

If the perimeter holes of a heading are drilled on the pre-shear principle, loaded lightly, and fired simultaneously ahead of the main round, overbreak can be minimized. In horizontal holes, however, it is impractical to string load partial cartridges on "Primacord", or stem around the charge. Consequently, in underground work, small diameter powder can be used with spacers to minimize load/ft. in pre-shear holes. It is necessary that some form of plug be used at the collar to prevent excessive rifling.

Although theoretically sound, pre-shearing techniques are not often employed in underground headings due to possible cut-off problems with the close spacings and burdens that are required in the primary blast. However, good results have been obtained using pre-shearing techniques in underground headings.

One application of pre-shearing in underground work that is proving satisfactory is its benefit for cave control in block-caving operations. By pre-shearing the ore body limits, ore dilution in the caving operation is minimized. Also pre-shearing the stope limits, promotes initial caving of the ore.

Advantages

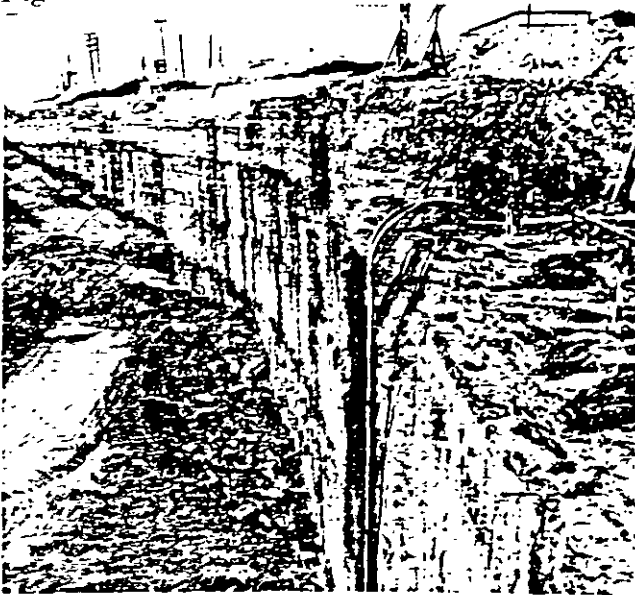
Pre-shearing offers these advantages:

- Increased hole spacing—reduced drilling costs.
- Not necessary to return to blast slopes or walls after primary excavation.

Limitations

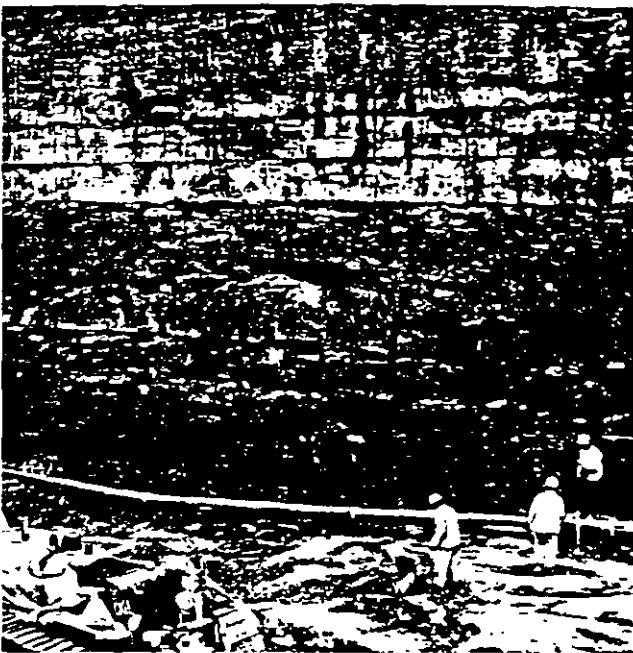
In pre-shearing, it is difficult to determine results until primary excavation is complete to the finished wall. Since pre-shearing is done before primary blasts are made, it is not possible to take advantage of the knowledge of local rock conditions that is gained in the primary blasts. Also, the hole spacings in Cushion and Smooth Blasting can usually be greater than in pre-shearing, thus reducing drilling costs.

Figure 14.



PRE-SHEAR RESULTS ACHIEVED IN LIMESTONE FACE

Figure 15.



PRE-SHEAR RESULTS IN HIGHLY STRATIFIED FORMATIONS

Figure 16.



PRE-SHEARING AROUND CORNERS—

Note line drilling between holes at top to prevent overbreak at crest of finished wall

COMBINATIONS

As noted in the previous sections, it is often desirable in unconsolidated areas to Line Drill between Cushion Blasting and Pre-Shear holes to obtain desired results. Also it is frequently advantageous to Line Drill or pre-shear corners where Cushion Blasting is employed.

There is one case on record where Pre-Shearing was done inside the neat excavation line prior to primary blasting. After removal of the primary excavation to the Pre-Sheared plane, the remaining

berm was removed by Cushion Blasting techniques. This procedure offers the maximum protection to the finished wall, since the Pre-Sheared plane tends to reflect the primary blast shock waves away from it. Also, full knowledge of the formation will be available when removing the final berm by Cushion Blasting. This technique gives protection yet allows for any miscalculation in the event the Pre-Shear line is overshoot

SUMMARY

This report has described the principal techniques of controlled blasting. It has defined the advantages and limitations of Line Drilling, Cushion Blasting, Smooth Blasting and Pre-Shearing.

Line Drilling has been shown to be unpredictable except in homogeneous formations. The close spacings and large number of holes cause costs to be high and drilling tedious. Cushion Blasting offers definite advantages over Line Drilling, including increased spacing and often better results.

Smooth Blasting is basically the same in principle as Cushion Blasting. By shooting with minimum delays between holes, a shearing action is obtained which gives smooth walls with minimum overbreak. The use of this method underground requires certain special techniques and these have been covered in detail.

Pre-Shearing differs from the other techniques in that the holes are fired before any of the adjoining main excavation is blasted. It is unnecessary to return to blast slopes or walls after primary excavation.

However, it is not possible to take advantage of the knowledge of local rock conditions normally gained in primary blasts.

It is highly desirable that those engaged in blasting work recognize in advance the advantages and limitations of each technique. When using any of the types of controlled blasting, it is recommended that conservative trials be conducted to determine optimum loads and patterns. A few holes should be shot and studied before proceeding. The experience and knowledge which Du Pont has gained in controlled blasting under wide field conditions provides the explosives user with an invaluable source of knowledge. Du Pont field representatives are ready to work closely in the determination of the proper techniques to be applied in a given situation.

Further evidence of Du Pont's know-how in the field of controlled blasting is represented through the development of three grades of explosives especially designed for controlled blasting.

DU PONT GRADES FOR CONTROLLED BLASTING IN OPEN WORK

Size	SPECIAL GELATIN C		RED CROSS EXTRA® C	
	Ctgs/50 lb.	Lb./Ctg.	Ctgs/50 lb.	Lb./Ctg.
1 x 8"	139	0.36	167	0.30
1½ x 8"	114	0.44	137	0.36
1¼ x 8"	90	0.56	110	0.45
1½ x 3"	61	0.82	79	0.63
2 x 8"	36	1.40	42	1.20

Above grades in 1½" diameter and greater are either prepunched the full length of the cartridge or have an 8" "Primacord" tube attached for drop loading on "Primacord" downlines. "Primacord" tubes 8" long are also available for use as spacers between full or partial cartridges.



DU PONT GRADE FOR CONTROLLED BLASTING UNDERGROUND

"TRIMTEX" is a 5/8" diameter by 24" low density product with a stick count of 100 cartridges per 50 pounds, thus giving 1/4 lb./ft. of cartridge. Cartridges are provided with coupler sleeves for coupling more than 1 cartridge together to insure alignment in the hole.

The light load per foot and air annulus between the small diameter cartridge and the borehole wall both contribute to obtaining a smooth perimeter with minimum overbreak.



APPLIED EXPLOSIVES TECHNOLOGY
FOR
CONSTRUCTION
AND
MINING

by
Stig O Olofsson

1988

7. UNDERGROUND BLASTING



Fig. 7.1 Tunneling

7.1 Tunneling.

There are two reasons to go underground and excavate:

- to use the excavated space, e.g. for storage, transport etc.
- to use the excavated material, e.g. mining operations.

In both cases tunneling forms an important part of the entire operation. In underground construction it is necessary to gain access to the construction site by

BOOSTER MECHA PARA MINAS

Los Boosters Mecha para Minas, proporcionan la fuerza de conducción requerida para generar la máxima energía iniciadora en sus voladuras.

- ▶ Combinando, alta velocidad de detonación, 26,000 pies/seg. (7,925 m/seg.) con densidad de 1.60 gr./cc. se obtiene una presión de detonación de 250 Kbar.
- ▶ Incluyen en su construcción una cavidad profunda que admite cualquier detonador.
- ▶ Una curva en el interior del Booster sirve de protección a la línea de señal de detonador, tubo, cables eléctricos o mecha de seguridad.
- ▶ $Presión = 3.5 \times Densidad \times Velocidad^2 \times 10^2$

PRESENTACIONES

16 - 25



UNIDAD

16 ONZAS
454 grs.

2 1/4" x 4 3/4"
57 mm x 120 mm

CAJA

60 Lbs /60 unidades
27 Kg /60 unidades

32 - 25



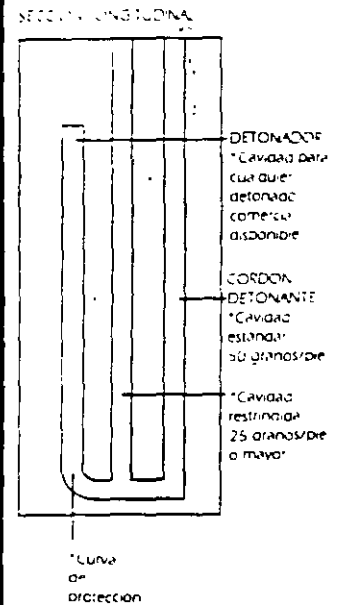
UNIDAD

32 ONZAS
908 grs.

3 1/8" x 5"
79 mm x 127 mm

CAJA

60 Lbs./30 unidades
27 Kg./30 unidades



BOOSTER SISMICO

Mecha para Minas

FUNCIONAMIENTO

- ▶ Aplicación en pozos profundos, 4.5 m. a 150 m. o mayor
- ▶ Su desempeño no se ve afectado por columnas hidrostáticas
- ▶ Alcance su velocidad máxima de detonación en pocos milímetros
- ▶ Atenúa bajas frecuencias y acentúa altas frecuencias
- ▶ Fabricado con materiales vírgenes de alta calidad, no se utilizan subproductos o sensibilizadores internos
- ▶ Contiene dos cavidades para aceptar dos detonadores

PRESENTACIONES

ADVERTENCIA

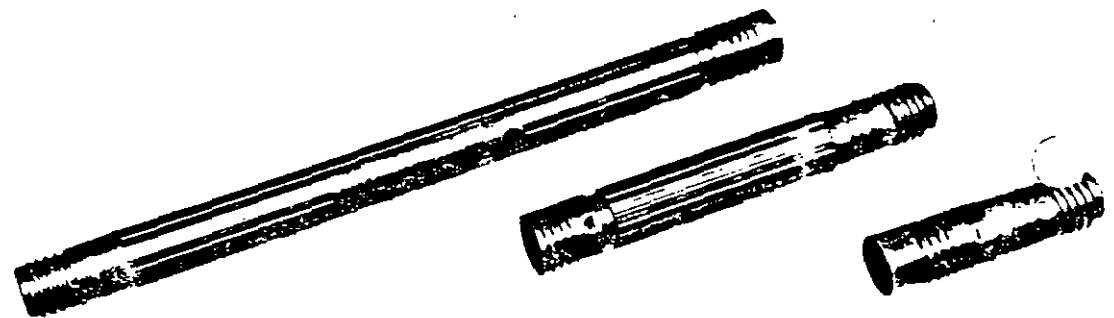
ATENCION

La información y recomendaciones descritas en este D. A. M., no cubren todas las posibles aplicaciones del producto o variaciones de las condiciones bajo las cuales este puede ser utilizado. Las recomendaciones incluidas están basadas en la experiencia, investigación y pruebas del fabricante, quien trata de ser preciso, pero no se otorga ninguna garantía expresa o supuesta. Además, las especificaciones aquí contenidas, son todas nominales las cuales representan nuestra producción normal. El producto descrito puede ser sujeto a cambio. Favor de comunicarse con el fabricante para cualquier aclaración.

NO GARANTIAS O

RESPONSABILIDAD

El producto descrito aquí es vendido COMO TAL, y sin ninguna garantía expresa o supuesta, derivada de la Ley u otra manera, inclusive cualquier garantía sin límites o comercialización o conveniencia de cualquier propósito. El comprador y usuario acuerdan además liberar al vendedor de cualquiera y todas las responsabilidades derivadas de la compra o uso del producto aquí descrito, independientemente de que tal responsabilidad sea causada por negligencia del vendedor o basada sobre responsabilidades estrictas del producto o sobre principios de indemnización o contribución.



5.5 lb.

UNIDAD
88 ONZAS
2 495 grs

2 1/4" x 29 1/2"
57 mm x 749 mm

CAJA
55 lbs./10 unidades
25 Kg./10 unidades

2.5 lb.

UNIDAD
40 ONZAS
1,134 grs

2 1/4" x 15 3/4"
57 mm x 400 mm.

CAJA
50 lbs./20 unidades
22.7 Kg./20 unidades

1 lb.

UNIDAD
16 ONZAS
454 grs.

2 1/4" x 8"
57 mm x 203 mm

CAJA
40 lbs./40 unidades
18.1 Kg./40 unidades



Compañía Mexicana de Mecha para Minas, S.A. de C...

Zacatecas 120, Ote. Col. Las Rosas, Gómez Palacio, Dgo.

C P 35090 Tels (17) 14 0378 (17) 14 7006 Fax. (17) 15 0344

AGENTES
EXPLOSIVOS

Agentes Explosivos ANFO EMULGEL LD ANFO EMULGEL C

Combinación perfecta de potencia
sensibilidad y economía

Los agentes explosivos ANFO EMULGEL LD y ANFO EMULGEL C se constituyen como la alternativa más confiable de ANFOS de alta potencia en cargas de columna, ofreciendo un inmejorable nivel de confiabilidad en su iniciación.

Nuestros productos ANFO EMULGEL LD y ANFO EMULGEL C están fabricados bajo un balance exacto de materias primas de un alto nivel de calidad, evitando la desintegración del *pellet* lo que facilita su cargado, tanto en vaciado directo en minería a cielo abierto como un cargador neumático en minería subterránea.

Así mismo no contiene ningún componente que pueda causar malestar físico, por lo tanto representa una opción innegable como un producto seguro.

Al ofrecer dos alternativas de producto como son nuestros ANFO EMULGEL LD y ANFO EMULGEL C, el usuario cuenta con elementos necesarios de aplicación que solventarán sus requerimientos tanto de concentración de energía como de ahorro por densidades, obteniendo los resultados requeridos mediante una fragmentación adecuada y por consiguiente bajos costos.

DATOS TECNICOS

	Dinitramex C	Dinitramex LD
Velocidad de Detonación (pies/seg)	9,000-14,000	6,000-9,000
Densidad (grs/cc)	0.84	0.68
Valores de Energía (cal/gr)	926	840
Presión de Detonación (Kbars)	65	56
Resistencia de Agua	Pobre	Pobre
Diámetro Crítico	7/8"	7/8"
Sensibilidad	al Cebo 7/8" x 5"	al Cebo 7/8" x 5"

Para mayores informes consulte nuestro Departamento Técnico
y de Servicio EMULGEL 91 (492) 34136 FAX (492) 34173

ANFO EMULGEL

Dinitramex®

Nonel Primadet conector bidireccional

Empaque

Tiempos
(Milisegundos) Código de color

9 Ms	Verde
17 Ms	Amarillo
25 Ms	Rojo
35 Ms	Negro
65 Ms	Blanco

Los blocks de plástico están codificados con colores, según los diversos tiempos de retardo. Cada caja contiene 50 Conectores Bidireccionales. La caja pesa 10 lbs (4.54 kgs) y mide 14" x 12" x 7 3/4" (35 x 30 x 20 cm).



Nonel Primadet línea de entrada sin ruido

Longitud de la Línea	Unidades/Caja	Peso/Caja	Dimensiones de la Caja
200 pies (60.96 Mts)	8	10Lb (+ 5 kgs)	34" x 10 3/4" x 9 1/2"
100 pies (32.40 mts)	8	19Lb (8.6 kgs)	34" x 16 3/4" x 7"
1000 pies (304.80 mts)	4	18Lb (8.2 kgs)	34" x 16 3/4" x 7"

Ventajas:

Seguridad: No requiere modificaciones tales como cortes, uniones o separaciones. El sistema Nonel Primadet deberá usarse tal como fue de fábrica evitando así la generación involuntaria de conexiones de riesgo.

El tubo Nonel no puede ser usado por transmisores de radio de alta frecuencia, electricidad estática o extraña, llama, fricción o impactos encontrados en condiciones normales de explotación.

De uso sencillo y flexible. La conexión del sistema es bastante simple pues los componentes se surten totalmente ensamblados. Además, ningún tipo de conocimiento sobre conexión de circuitos eléctricos es necesario.

Sistema No-Eléctrico: No es necesario entrenar y reentrenar personal en el manejo de complejos circuitos eléctricos. Este es el sistema más sencillo que se dispone para aplicaciones donde una mínima secuencia de retardos es necesaria.

Sin Ruido: El sistema Nonel Primadet no es ruidoso. La señal que viaja dentro del tubo es muda.

Economía: La flexibilidad del sistema al combinar los conectores Bidireccionales de superficie con cualquiera de los productos Nonel Primadet mencionados, no hará necesario un alto inventario de las diversas longitudes y tiempos de retardo existentes.

Servicio:

Cia. Mexicana de Mecha para Minas, S.A., pone a su disposición personal especializado para asesorarle en el uso y aplicación de los productos NONEL PRIMADET.

Además de mantener constantemente la suficiente existencia del producto para satisfacer cualquier necesidad en el menor tiempo posible.

Importante: Debido a los diversos factores fuera de nuestro control, que intervienen en el uso de este producto, el fabricante no ofrece garantía, ni adquiere responsabilidad alguna.



Consúltenos:

Cia. Mexicana de Mecha para Minas, S.A. de C.V.
Calle Zacatecas No. 120 Ote
Gómez Palacio, Dgo., C.P. 35080, México
Teléfonos 91 (17) 14-03-78 y 14-08-00

Consulterías

16 2

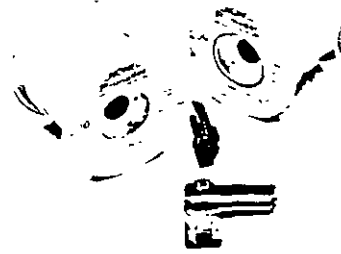
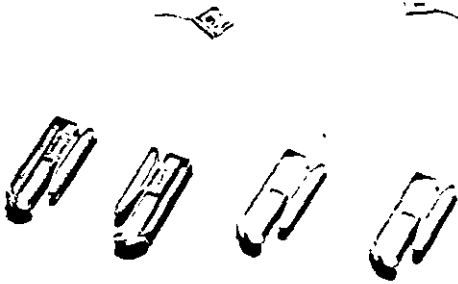
entrada de humedad del ambiente al interior del tubo

2. - **Detonador con retardo no-eléctrico.** Los detonadores no eléctricos con retardo son iniciados por la onda que viaja a través del tubo Nonel. El detonador tiene integrado un elemento retardador no eléctrico de milisegundos

Este detonador iniciará todos los boosters disponibles, así como cualquier explosivo sensible fulminante.

3 - **Etiqueta.** Una etiqueta indica el periodo y o tiempo nominal de disparo

Esta etiqueta está localizada justamente abajo del sello ultrasónico en el extremo del tubo Nonel



Tiempos de retardo disponibles y empaque de Nonel Primadet para trabajo pesado "HD"

Nonel Primadet de longitud larga para trabajo pesado (L L H D)

Periodo	Retardo (Milisegundos)
1	25
2	50
3	75
4	100
5	125
6	150
7	175
8	200
9	250
10	300
11	350
12	400
13	450
14	500
15	600

Periodo	Tiempo (Milisegundos)
1	25
2	50
3	75
4	100
5	125
6	150
7	175
8	200
9	250
10	300
11	350
12	400
13	450
14	500
15	600

Los HD son empacados en cajas de embarque, conteniendo 250 Unidades por caja. En esta caja de embarque, hay 10 subempaques con 25 unidades cada uno. El peso total es de 14 Lbs (6.350 Kgs) y mide 14" x 12" x 7.3.4" (0.35 x 0.305 x 0.196 mts)

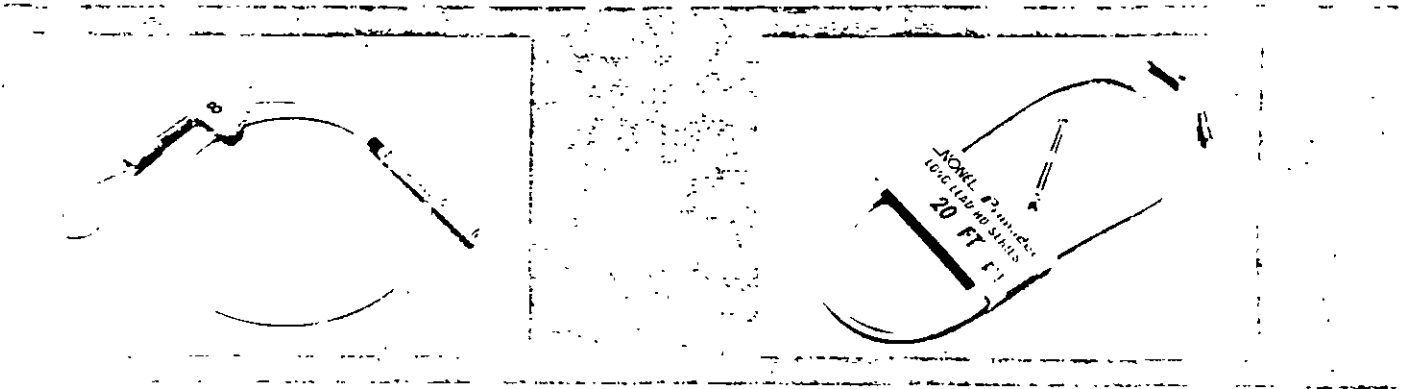
Empaque de Nonel Primadet de longitud larga para trabajo pesado (LLHD)

Longitud		Unidades Caja	Peso (Lbs)	Caja (Kgs)	Dimensiones	
(Fu)	(Mts)				(Plgs)	(Mts.)
20	6.09	200	39	17.69	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
30	9.14	150	41	18.59	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
40	12.19	125	44	19.96	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
50	15.24	100	47	21.32	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
60	18.28	100	49	22.22	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
(80)*	24.38	50	41	18.59	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508
(100)*	30.48	50	46	20.87	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508
(200)*	60.96	50	52	23.59	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508

*Cada Unidad viene en carretes de 4" x 3" (10 cm x 7.5 cm)

Ahora las voladuras de alta eficiencia a cielo abierto, o en las que se requieren intervalos de retardo debido a restricciones por vibraciones, se hacen con Nonel—Primadet, el sistema iniciador con retardo del tipo No-Eléctrico que transmite confiablemente una señal al fulminante sin afectar al agente explosivo normalmente usado en la columna del barreno y también sin presentar los problemas de iniciación que pudieran surgir con el uso de los sistemas eléctricos existentes.

Nonel es un sistema de transmisión de señal No-Eléctrica y No Disruptivo que inicia con seguridad un fulminante en forma instantánea o con el tiempo de retardo seleccionado. Este sistema, puede ser iniciado mediante un "detonador de impacto", con cordón detonante o por un fulminante ordinario.



Tipos y aplicaciones

I.— Iniciadores con retardo No-Eléctricos Nonel Primadet

Para trabajo pesado "H D" Se utilizan como medio de iniciación con retardo, dentro del barreno en conjunto con Cordón Detonante Primacord de bajo peso de núcleo. Diseñado para funcionar en aquellas voladuras que contienen barrenos de diferentes longitudes o bancos a diferentes alturas.

La longitud del Tubo Nonel en este sistema es fija 30 pulgs (0.762 mts.) En un extremo tiene un fulminante de potencia 12 y en el otro tiene un "botal" formado por tubo Nonel, que es donde se sujeta el cordón detonante. El "botal" está sujeta por un seguro plástico de color naranja. Existen 15 periodos de retardo disponibles.

Nonel Primadet "HD" también tiene aplicación en minería subterránea, por ejemplo en barrenaciones en abanico.

II.— Iniciadores con retardo No-Eléctrico Nonel Primadet de Longitud larga para trabajo pesado "LLHD".

Están formados por un tubo Nonel diseñado para tener más resistencia a la abrasión y a la tensión.

Encuentran su principal aplicación en barrenos de media a gran profundidad donde se requiere una carga de columna con explosivo sensible al fulminante, sin que el tubo Nonel deflagre o detone la carga explosiva. La potencia del detonador con retardo no-eléctrico equivale a la de un fulminante Núm. 12 y se dispone de los mismos periodos de retardo que en el "H D".

III.— Conectores de Retardo Bidireccionales para superficie Nonel Primadet.

Este accesorio consta de un tubo nonel de aproximadamente 18 pulgadas (45.72 cm) de longitud, de color transparente cuyos extremos están sujetos e idénticos detonadores no eléctricos con retardo, equivalentes a un fulminante con potencia No. 8, que a su vez se encuentran insertados en bloques de plástico. El

sistema de retardo entre barrenos en un voladura donde sólo Cordón detonante es utilizado como línea troncal para iniciación en superficie. Este propósito se logra al cortar el Cordón detonante de la citada línea troncal y unir los extremos con los bloques de plástico del Conector. Estos Conectores son bidireccionales porque transmiten la señal en ambos sentidos.

IV.— Iniciadores con retardo No Eléctrico Nonel Primadet. Línea de entrada sin ruido.

Esta diseñado para utilizarse como un iniciador primario tanto en minería como en construcción.

Las líneas de entrada sin ruido están empacadas en carretes para facilitar su aplicación y despliegado. Cuando todo el personal y equipo han sido evacuados del área de la voladura, el "poblador" une el block plástico que contiene el Primadet (detonador) a la línea troncal de la plantilla que va a ser volada.

El "poblador" va descarretando el tubo Nonel hasta un lugar seguro dónde lo iniciara.

La línea de entrada sin ruido es iniciada mediante un disparador de impacto Nonel.

Características técnicas, componentes del sistema

1 — Tubo Nonel. Es un tubo de plástico laminado que contiene sobre su superficie interna una pequeña capa de material reactivo, solamente una libra (0.453 Kg) de este material por cada 70,000 pies (21,336 m) de tubo.

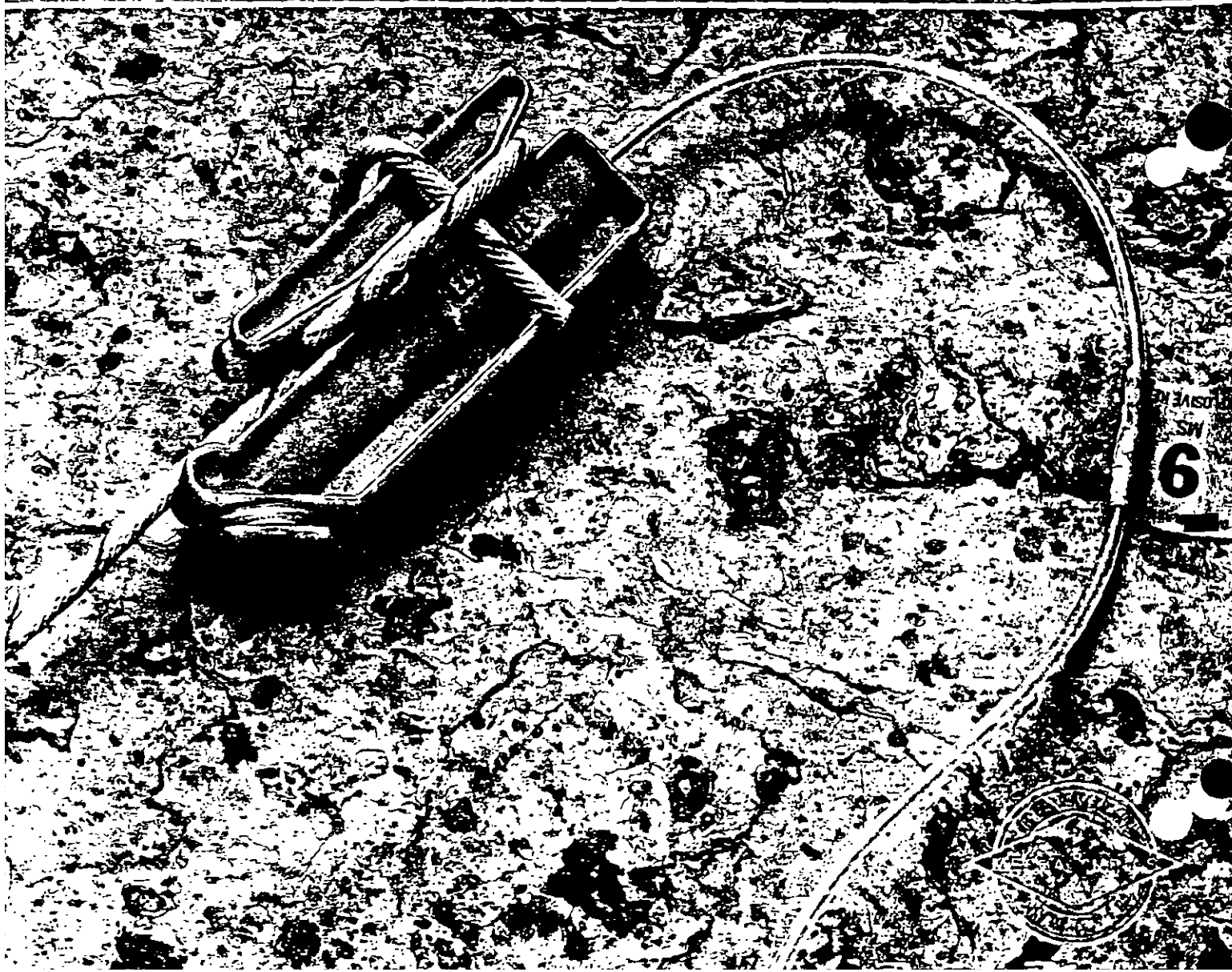
Cuando el tubo Nonel es iniciado, ya sea por un "detonador de impacto", fulminante ordinario o Cordón detonante, transmite confiablemente una señal de baja energía de un punto a otro y aproximadamente a 2,000 Mts. Seg.

La detonación es sostenida por una cantidad tan pequeña de material reactivo que la superficie exterior del tubo permanece intacta durante y después del funcionamiento, por tal motivo, el tubo no deflagra ni detona ningún tipo de explosivo comercialmente disponible. El extremo libre del tubo contiene un sello ultrasónico que evita la

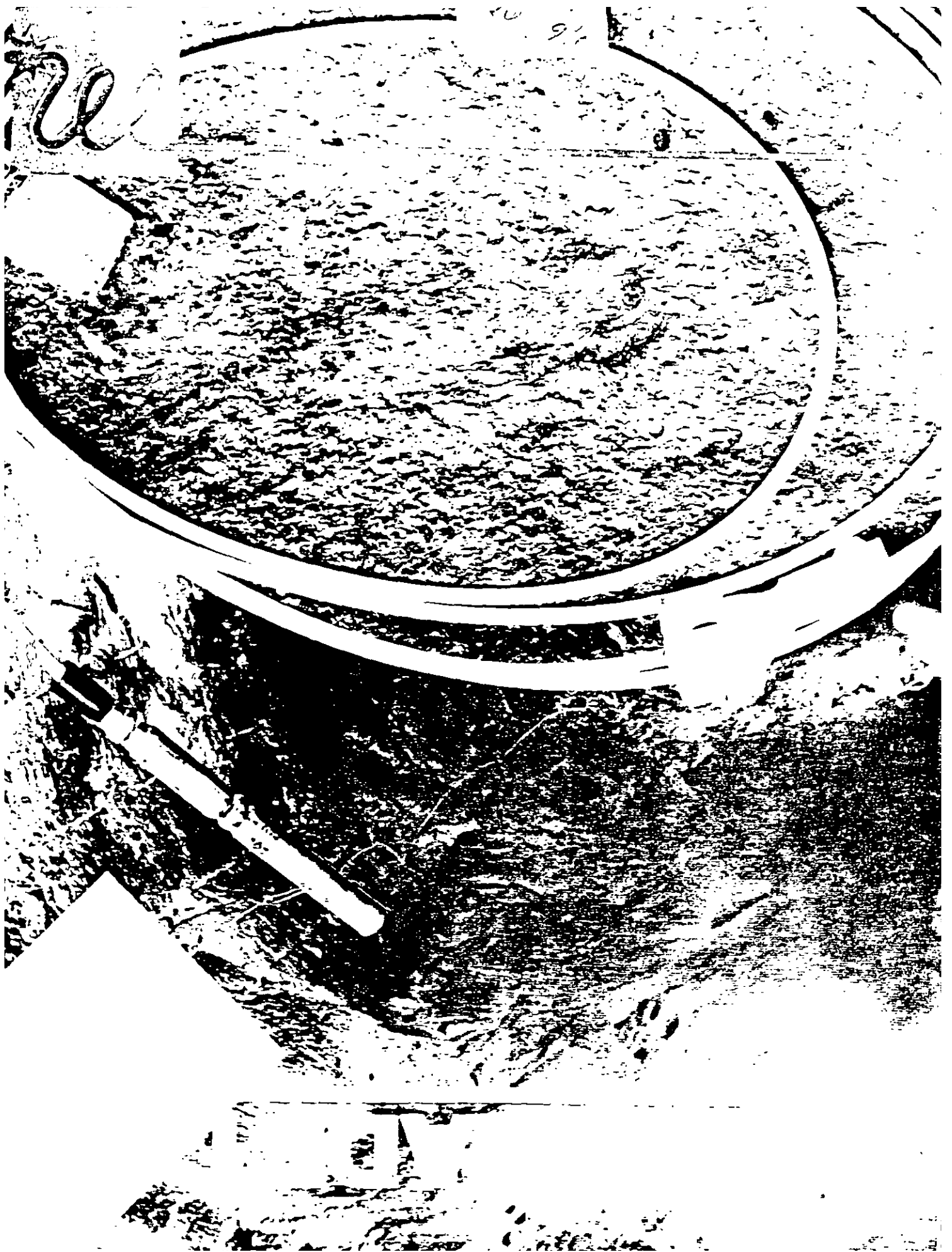
2/5
18

NONEL® Primade

...El sistema iniciador de voladuras a cielo abierto más eficiente y moderno



MS
6



Introducción

Ahora las voladuras subterráneas de alta eficiencia se hacen con Primadet: el sistema iniciador con retardo del tipo "No-Eléctrico" y no disruptivo, que transmite confiablemente una señal al fulminante con el tiempo de retardo seleccionado, sin afectar al agente explosivo normalmente usado en el barrenado y sin los problemas de iniciación que pueden surgir con el uso de los sistemas eléctricos existentes.

El sistema Primadet, puede ser iniciado mediante un "Detonador de impacto", cordón detonante o por un fulminante ordinario

Características Técnicas

El sistema iniciador Primadet MS y LP consta de 4 componentes principales

1) Tubo transmisor Primadet:

Es un tubo de plástico laminado que contiene sobre su superficie interna una pequeña capa de material reactivo, solamente una libra (0453 kg), por cada 70.000 pies (21.336 m) de tubo. Cuando el tubo es iniciado, transmite una señal de baja energía a 6.500 pies/seg (1.981 m/seg). La detonación es sostenida por una cantidad tan pequeña de material reactivo, que se propaga a través de dobleces agudos, nudos o torceduras en el tubo transmisor, dejando intacta la superficie exterior durante su funcionamiento: es decir el tubo no deflagra ni detona ningún tipo de explosivo comercialmente disponible con el cual, entre en contacto únicamente inicia al detonador con retardo no eléctrico. El diámetro exterior del tubo es de 0.30 cm y tiene una resistencia mínima a la tensión de 30 lbs (13.6 Kg) y una elongación de 200%. En el extremo libre del tubo hay un sello ultrasonico para evitar la entrada de humedad del ambiente a su interior.

2) Detonador con retardo no eléctrico

Estos detonadores son iniciados por la onda que viaja a través del tubo Primadet y su retardo es del tipo pirotécnico.

En particular, los detonadores de los sistemas "LP" tienen una potencia equivalente a la de un fulminante N° 12 y los sistemas "MS" a la del N° 8. Los detonadores contienen un elemento que previene la detonación accidental por estática.

3) Gancho "J"

Es un gancho de plástico totalmente inerte que facilita la conexión del tubo transmisor Primadet con la línea troncal de cordón detonante Primacord formando un ángulo de 90° entre el tubo y el cordón detonante.

4) Etiqueta

El último componente del sistema es una etiqueta con un código de colores, la cual indica el tipo de retardo, "MS" o "LP", el número de periodo de retardo, así como el tiempo nominal de disarce.

Beneficios

• Seguridad

El sistema Primadet evita la generación involuntaria de condiciones de riesgo, ya que es utilizado tal y como es recibido de fábrica.

El tubo transmisor de Primadet no puede ser iniciado por transmisores de radio de alta frecuencia, electricidad estática o extraña, flama, fricción o los impactos normalmente existentes en las condiciones de minado.

• Sencillez y flexibilidad de uso.

La conexión del sistema es rápida y extremadamente sencilla, ya que los componentes se surten totalmente ensamblados.

• Sistema "No-Eléctrico"

No requiere de entrenamiento al personal en el manejo de complejos circuitos eléctricos.

• Sin ruido

La señal transmitida por el sistema Primadet es totalmente silenciosa.

PRIMADET

Tipos y aplicaciones del sistema

I. Iniciadores con retardo tipo "LP", (Periodos largos) Primadet

Se utilizan como medio de iniciación dentro de los barrenos, por lo general, donde hay una cara libre como: Tuneres, tiros, rampas, contraozos, etc. (El color del tubo Primadet es amarillo) (Tablas 1 y 2)

II. Iniciadores con retardo tipo "MS", (Milisegundos) Primadet

Se aplican como medio de iniciación dentro de los barrenos, generalmente donde hay 2 o más caras libres, por ejemplo: Rebajes, trabajos de construcción, bancos, etc. (El color del tubo Primadet es naranja) (Tablas 1 y 2)



Tabla N° 2.

Primadet tipos MS y LP Empaques.

Tabla N° 1.

Primadet tipos MS y LP Retardos y longitudes disponibles.

SERIE "MS"		SERIE "LP"	
Periodo	Retardo	Periodo	Retardo
1	25 MS	1	0.2 Seg
2	50 MS	2	0.4 Seg
3	75 MS	3	0.6 Seg
4	100 MS	4	1.0 Seg
5	125 MS	5	1.4 Seg
6	150 MS	6	1.8 Seg
7	175 MS	7	2.4 Seg
8	200 MS	8	3.0 Seg
9	250 MS	9	3.8 Seg
10	300 MS	10	4.6 Seg
11	350 MS	11	5.5 Seg
12	400 MS	12	6.4 Seg
13	450 MS	13	7.4 Seg
14	500 MS	14	8.5 Seg
15	600 MS	15	9.6 Seg

Longitudes

3.6 m (12 pies)
4.9 m (16 pies)
6.1 m (20 pies)
9.1 m (30 pies)
12.2 m (40 pies)
15.2 m (50 pies)
18.3 m (60 pies)

Longitudes

3.6 m (12 pies)
4.9 m (16 pies)
6.1 m (20 pies)
9.1 m (30 pies)

SERIE MS.

Longitud m. (pies)	Piezas por caja.	Peso por caja Kg. (Libras)
3.6 m (12)	150	6.8 Kg (15)*
4.9 m (16)	100	5.9 Kg (13)*
6.1 m (20)	300	18.6 Kg (41)**
9.1 m (30)	200	15.4 Kg (34)**
12.2 m (40)	125	12.7 Kg (28)**
15.2 m (50)	100	13.6 Kg (30)**
18.3 m (60)	100	13.6 Kg (30)**
24.4 m (80)	100	17.7 Kg (39)**
30.5 m (100)	75	13.6 Kg (30)**

SERIE LP.

Longitud m. (pies)	Piezas por caja	Peso por caja Kg. (Libras)
3.6 m (12)	150	7.2 Kg (16)*
4.9 m (16)	100	5.9 Kg (13)*
6.1 m (20)	300	19.5 Kg (43)**
9.1 m (30)	200	16.8 Kg (37)**

* Dimensiones de la caja 41 x 31.5 x 20 cm
** Dimensiones de la caja 60.9 x 43.2 x 30.5 cm

24.4 m y 30.5 m, 80 y 100 pies.*

* Fabricación especial



I.- Trabajos de desarrollo y/o preparación

Dependiendo del tamaño y la configuración del área que va a ser detonada, los Primadets pueden ser sujetados a una línea troncal de "Cordon detonante" usando el "Gancho J"

Iniciación del Primadet.

Los cordones detonantes "E-Cord" y "Detacord", son ideales para iniciar todos los sistemas Primadet. Al detonar desplazan una energía a lo largo de toda su longitud, equivalente a la de un fulminante ordinario y suministran la potencia necesaria para iniciar el tubo transmisor Primadet cualquiera que sea su posición.

Cargado

El primer paso de esta operación, consiste en cebar un cartucho introduciéndole el fulminante con retardo Primadet de forma tal, que el 100% del mismo quede inmerso en la masa explosiva del cartucho. Se recomienda que al cargar el cebo, el extremo cargado de fulminante quede orientado hacia la columna explosiva.

(Figuras 1 y 2)

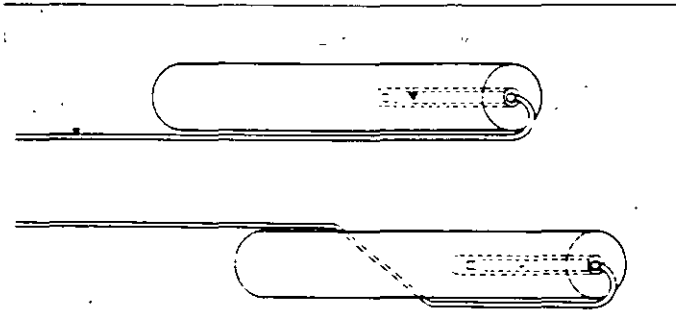


Figura 1. Cebado

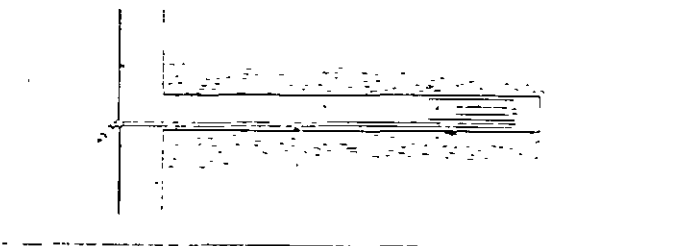


Figura 2. Barreno cargado con ANFO



Uso del "Gancho J"

Las figuras 3, 4A y 4B muestran el procedimiento para el uso del "gancho J"

Siempre conecte el "gancho J" a la línea troncal y a la distancia mas corta posible de la boca del barreno. Así, se obtendrá el ángulo de 90° recomendado entre el tubo Primadet y la línea troncal.

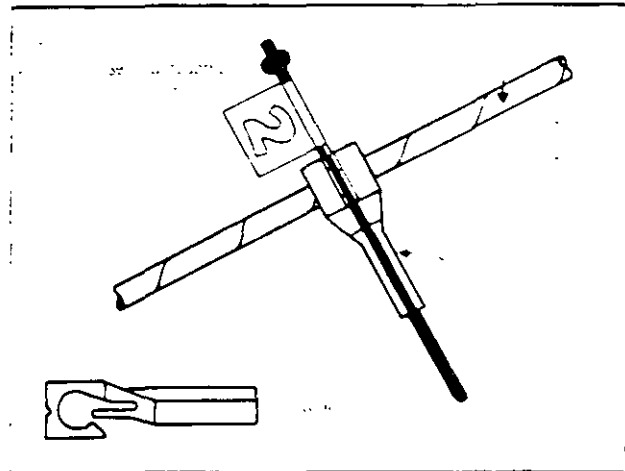


Figura 3: "Gancho J"

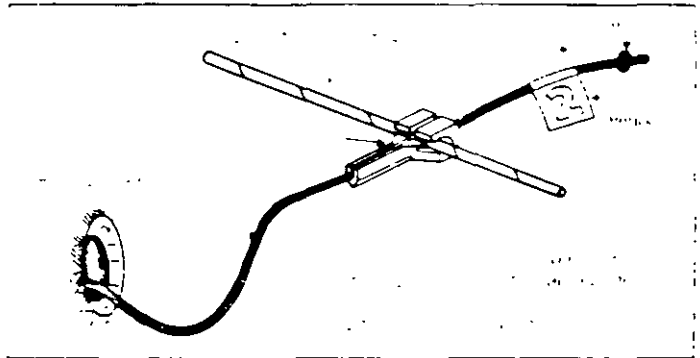


Figura 4A: Como conectar Primadet a la línea troncal con el "gancho J".

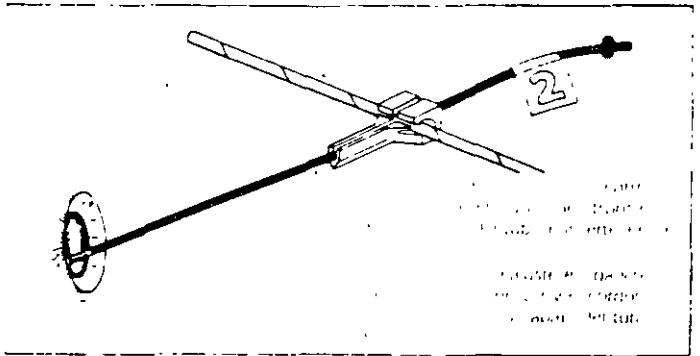


Figura 4B. Procedimiento para conectar Primadet

En la figura 5A, se muestra una plantilla de desarrollo. La línea troncal de cordón detonante es sujeta mediante el "gancho J" a la boca de varios barrenos alrededor de la cara en convenientes localizaciones, de manera que los tubos restantes puedan ser sujetos fácilmente (Fig 5B). Es importante formar un circuito cerrado con la línea troncal al utilizar Primadet para obtener mayor seguridad, ya que así, se proveen dos rutas de iniciación para cada tubo.

En frentes de mayor sección, se pueden utilizar estacas para ayudar a mantener firme la línea troncal. Este método, también se recomienda en tiros donde gran cantidad de agua está presente (Fig 6)

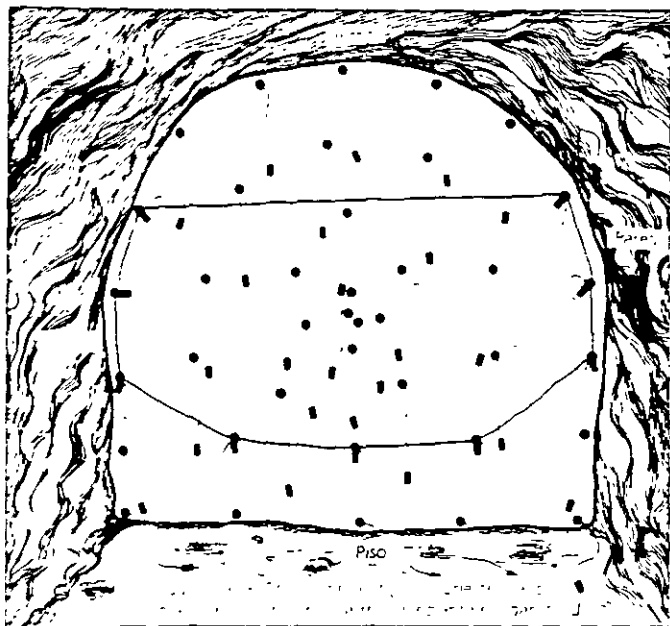
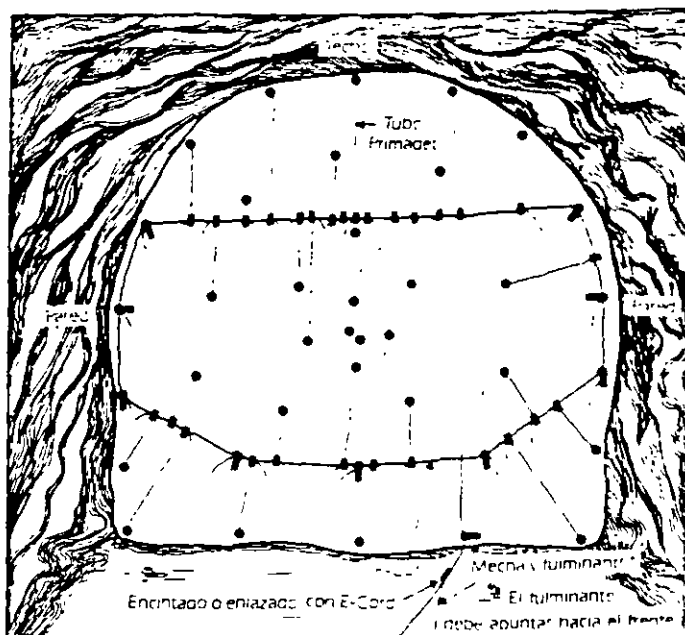


Figura 5A. Disposición de la línea troncal de E-Cord, sobre la cara de un tunel.



* No sujete el fulminante a la línea de E-Cord hasta el momento de iniciar la voladura

Figura 5B. Conexión completa

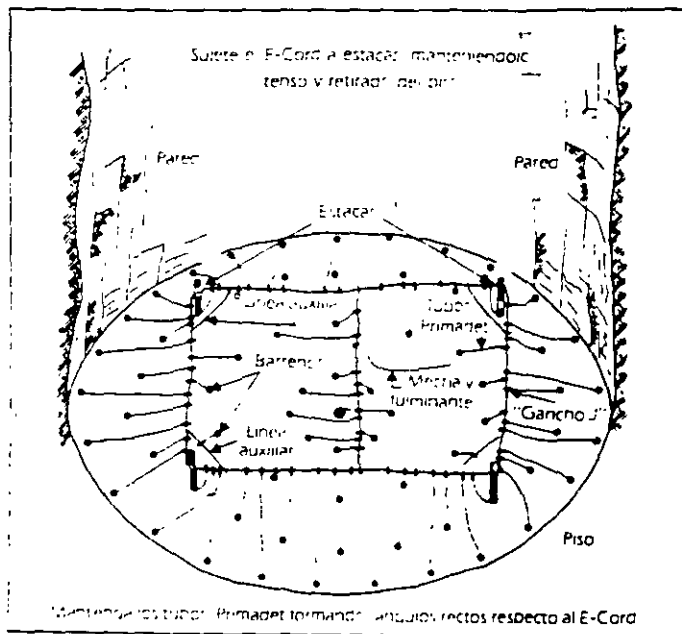
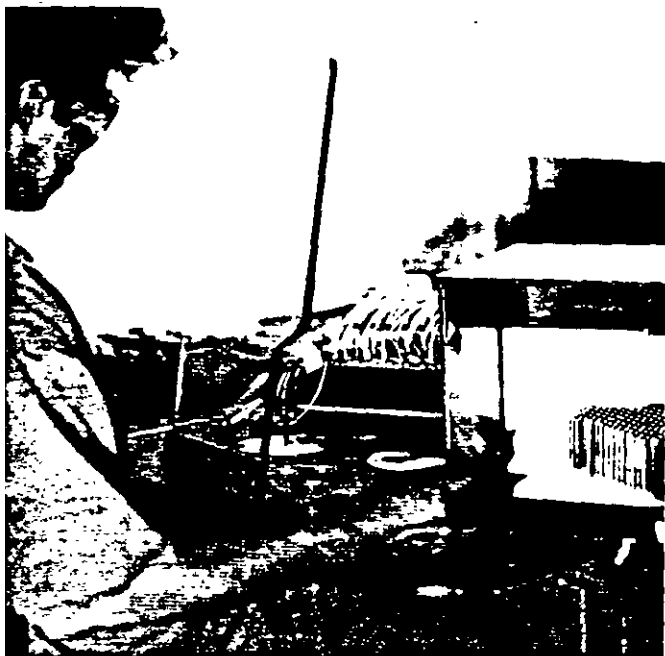


Figura 6. Conexión típica en un tiro usando "ganchos J"



Manojos de Primadet

Los manojos de Primadet consisten en unir tantos tubos transmisores, (Maximo 20 por manoj) como la longitud lo permita, enlazandolos con un nudo de cordón detonante

Forma de hacer el manoj.

Los manojos con tubos Primadet puede asegurarse con cinta de aislar (Figura 7)

Las figuras 7 y 8 muestran la forma conveniente de anudar el cordón detonante despues de haber hecho los manojos Mas de 6 vueltas de cordón detonante, podrian ser exceso de potencia y ocasionar fallas

En todos los casos, un circuito cerrado de cordón detonante es recomendado para proveer dos caminos de iniciación, en cada manoj.

Es importante tener el cordón detonante tenso, recortar y checar la colocación de sus colas, asegurandose de que todos los nudos esten bien hechos.

"El cordón detonante deber ser jalado lejos del manoj para evitar su contacto o una distancia de menos de 6 pulgadas de los tubos Primadet que vienen de los barrenos al nudo del manoj.

Si el cordón detonante no tiene adecuado contacto con el tubo, su violenta explosión, simplemente destruirá el tubo, pero no lo iniciará.

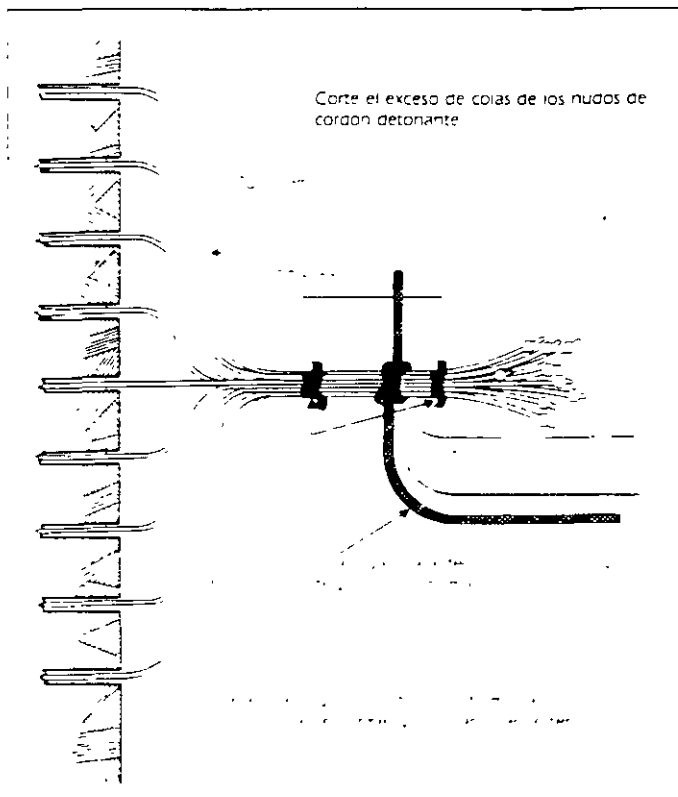


Figura 7 Metodo recomendado para hacer los manojos.

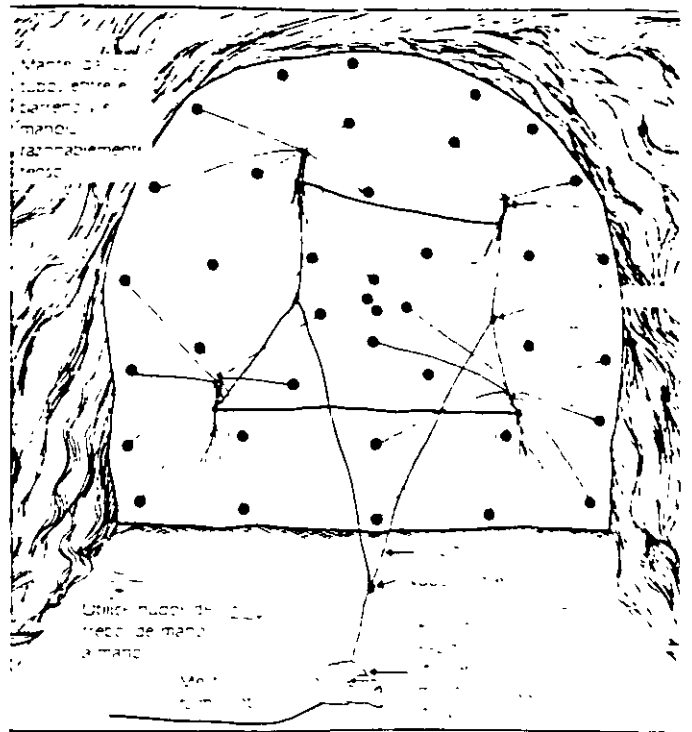


Figura 8. Conexión de tubos Primadet con cuatro manojos

II.- Trabajos de producción.

A continuación se ilustran algunas de las aplicaciones más comunes del Sistema Primadet y ejemplos que muestran la versatilidad del producto y sus ventajas en voladuras subterráneas

Voladuras en abanico.

La figura 9 muestra parcialmente la sección transversal de una plantilla en abanico cargada con Primadet MS

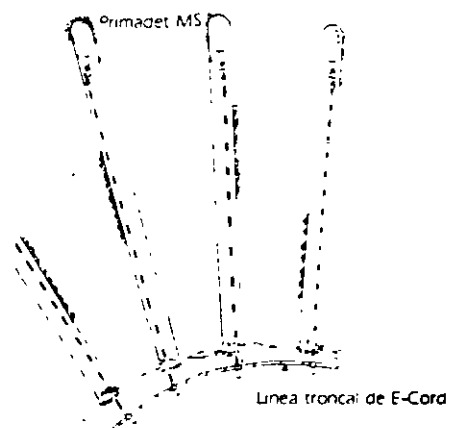


Figura 9. Barrenos en abanico cargados con Primadet MS.



Etiqueta

El último componente del sistema es una etiqueta con un código de colores la que indica el tipo de retardo "MS" o "LP" y el número de periodo de retardo así como el tiempo nominal de disparo.

Ventajas:

Seguridad: No requiere de modificaciones tales como cables, cables, separaciones de sistemas. No requiere de baterías, se usa tal como se fabrica, es resistente a generación involuntaria de condiciones de disparo.

El sistema No-eléctrico se inicia por transmisores de radio, por la recepción de señales estéticas o extrínsecas (láser, detector o imbracos encontrados en aplicaciones normales de minado).

De uso sencillo y flexible: La conexión de sistemas es sencilla y simple ya que los componentes se suministran en cajas selladas. Además, puede ser usado en cualquier caso de conexión de cables, los cables se suministran en cajas selladas.

Sistema No-Eléctrico: No es necesario utilizar un receptor de persona en el momento de conectar circuitos eléctricos. Es el sistema más seguro que se dispone para aplicaciones donde una falla de secuencia de disparos es temeraria.

sin ruido: El sistema de iniciación no-eléctrico No-eléctrico disminuye los niveles de ruido ya que se transmite sin ruido.

Tiempos de retardo disponibles.

Tabla 1

Iniciadores con retardo no eléctricos		Iniciadores con retardo no eléctricos	
"MS" Nonel Primadet Tubo Color Naranja		"LP" Nonel Primadet Tubo Color Amarillo	
Periodo	Retardo	Periodo	Retardo
1	- 25 Milisegundos	1	- 0.1 Segundos
2	- 50 "	2	- 0.2 "
3	- 75 "	3	- 0.3 "
4	- 100 "	4	- 0.4 "
5	- 125 "	5	- 0.5 "
6	- 150 "	6	- 0.6 "
7	- 175 "	7	- 1.0 "
8	- 200 "	8	- 1.4 "
9	- 250 "	9	- 1.8 "
10	- 300 "	10	- 2.4 "
11	- 350 "	11	- 3.0 "
12	- 400 "	12	- 3.6 "
13	- 450 "	13	- 4.6 "
14	- 500 "	14	- 5.5 "
15	- 600 "	15	- 6.4 "
			- 7.4 "
			- 8.5 "
			- 9.6 "



Tabla 2

Tabla de equivalencias entre retardos de Nonel Primadet "MS" y "LP"

Para tener un Retardo de Tiempo de retardo (MSEG)	Ud. puede usar cualquiera de los siguientes productos	
	Nonel MS (Tubo Naranja)	Nonel LP (Tubo Amarillo)
100	4	1
200	5	1
300	10	1 1/2
400	12	2
500	14	2 1/2
600	15	3

Servicio

La Mexicana de Mecha para Minas S.A. pone a su disposición personal especializado para asesorar en el uso y aplicación de los productos NONEL PRIMADET.

Visitas de muestra con asistencia al sitio y asistencia de producto para satisfacer cualquier necesidad en cualquier tiempo y lugar.

Empaque

Longitud de Iniciadores con retardo. No-Eléctricos Nonel Primadet MS y LP	Unidades Caja	Peso Caja	
		Lbs.	Kgs
(Pies) (Mts)			
12 3.65	500	51	(23)
15 4.57	400	48	(21.8)
20 6.09	300	41	(18.6)
30* 9.14	200	30	(13.6)
50* 15.24	100	30	(13.6)
60* 18.30	100	32	(14.5)
80* 24.38	100	37	(16.8)

Las dimensiones de la caja son 24 pulg x 17 pulg x 12 pulg (0.61 x 0.43 x 0.305 Mts.)

* Las longitudes 30, 50, 60 y 80 pies son disponibles solo para los detonadores No-Eléctricos "MS" Nonel Primadet.

Importante: Debido a los diversos factores fuera de nuestro control, que intervienen en el uso de este producto, el fabricante no ofrece garantía ni adquiere responsabilidad alguna.

Consúltenos:

Calle Zacatecas No. 120 Orizaba
Gómez Palacio, Dgo. C. P. 35080 México
Teléfonos: (0171) 14-03-78 y 14-08-00

EXPLO

Emulsiones para Plasteo



Usos

- Minería a cielo abierto.
- Minería subterránea.
- Canteras.
- Construcción.

Este producto es especial para aquellas operaciones que requieren fragmentar rocas fuera de especificación, resultado de las voladuras primarias por problemas de geología estructural local u otros.

Beneficios

- Por su alta presión de detonación tiene mayor poder de fragmentación permitiendo una alta productividad del equipo de carga, acarreo y trituración
- Por su consistencia permite una gran adherencia en los puntos de aplicación, sin importar la acción de la gravedad.

PROPIEDADES

Densidad gr/cc	1.18
Vel. Detonación m/s	5400
R W S	94
R B S	128
ASV. (KJ/100g)	354
Resistencia al Agua	Excelente
Clasificación de Gases	N 1
Sensibilidad > 0 °C	Capsula No.6 Nudo E - Cord Int.

R W S = Potencia relativa al peso
R B S = Potencia relativa al volumen
A S V = Valor de la fuerza absoluta

SIEMPRE



MANTENGA LOS EXPLOSIVOS BAJO LLAVE Y ALEJADOS DE LOS NIÑOS.



Explosivos

Emulsiones para Plasteo

EXPLO

EXPLO

Emulsiones para Plasteo

EXPLO
Emulsiones para Plasteo

Empaque

- Este producto es empacado en bolsas de polietileno en forma de almohadas de 1 Kg./cu.
- Su venta se hace en cajas de 25 Kg.

Vida Util

- Doce meses después de su fabricación en condiciones normales de almacenamiento.

Almacenamiento

- Este producto debe ser almacenado en polvorines ventilados y secos a temperaturas óptimas menores de 25°C.
- Estibar no más de 10 cajas.
- La rotación de este producto debe ser en forma sistemática para evitar rezagos.

Transportación

- En vehículos autorizados por la Secretaría de la Defensa Nacional con fundamento en la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y su reglamento, así como por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con fundamento en la Ley de Caminos, Puentes, Autotransporte Federal, y el Reglamento para el Transporte de Materiales y Residuos Peligrosos.



Explosivos

ICI Explosivos México

Explosivos Mexicanos S.A. de C.V.
San Lorenzo No. 1009 Col del Valle.
CP. 03100 Mexico D.F.
Tel: 229-5900 Fax 229-5929.

Estas informaciones están basadas en la experiencia de **ICI Explosivos** y se ofrecen como parte del servicio a sus clientes.

Se recomienda que los Productos Explosivos sean siempre manejados y usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompañe su uso.

ICI Explosivos NO GARANTIZA los resultados FAVORABLES ni asume RESPONSABILIDAD alguna por cuanto a la aplicación de sus sugerencias.



EXPLO

Emulsiones Sensitivas



Usos

- Minería a cielo abierto.
- Minería subterránea.
- Canteras.
- Construcción.

Beneficios

- Por su alta velocidad genera un mayor poder de iniciación de agentes explosivos.
- Mayor poder de fragmentación en el fondo del barreno permitiendo un mejor desbaste.
- Se logra hasta un 98% de acoplamiento en el barreno con cartuchos cortados
- Por su alta presión de detonación desarrolla mayor fracturamiento en la roca

EXPLO
Emulsiones Sensitivas

PROPIEDADES	Diámetro Pequeño	Diámetro Intermedio	Diámetro Grande
Densidad gr/cc	1.10	1.15	1.18
Vel. Detonación m/s	5200	5400	5400
R W S	94	94	94
R B S	123	128	132
ASV. (KJ/100 g)	354	354	353
Resistencia al Agua	Excelente	Excelente	Excelente
Clasificación de gases	N° 1	N° 1	N° 1
Sensitividad > 0 °C	Capsula No.6. Nudo E-Cord Int.	Capsula No.6. E-Cord Int	Capsula No.6. E-Cord Int
Sensitividad A 0 °C	Nudo E-Cord Int	Nudo E-Cord Int.	Nudo E-Cord Int.

R W S = Potencia relativa al peso
R B S = Potencia relativa al volumen
A S V = Valor de la fuerza absoluta



Explosivos

EXPLO

Emulsiones Sensitivas



Empaque

- Este producto es empacado en cartuchos con una película trilaminada, la cual tiene las siguientes características:
 - Altamente resistente al rasgado
 - No trasmite aceite
 - Contiene una barrera a gases

Tamaño Cartucho Plg.	Cartucho por Caja de 25 Kg.
1 X 8	210 ± 5
2 X 16	25
4 X 16	6
5 X 6.25	4

Si requiere producto con otras dimensiones favor de comunicarse al Depto. de Ventas al Tel. 221-5910

Vida Util

- Doce meses después de su fabricación en condiciones normales de almacenamiento.

Almacenamiento

- Este producto debe ser almacenado en polvorines ventilados y secos a temperaturas óptimas menores de 25°C.
- Estibar no más de 10 cajas.
- La rotación de este producto debe ser en forma sistemática para evitar rezagos.

Transportación

- En vehículos autorizados por la Secretaría de la Defensa Nacional con fundamento en la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y su reglamento, así como por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes con fundamento en la Ley de Caminos, Puentes, Autotransporte Federal, y el Reglamento para el Transporte de Materiales y Residuos Peligrosos.



Explosivos

ICI Explosivos México

Explosivos Mexicanos S.A. de C.V.
San Lorenzo No. 1009 Col del Valle,
CP. 03100 México D.F.
Tel: 229-5900 Fax: 229-5929.

Estas informaciones están basadas en la experiencia de **ICI Explosivos** y se ofrecen como parte del servicio a sus clientes.

Se recomienda que los Productos Explosivos sean siempre manejados y usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompañe su uso.

ICI Explosivos NO GARANTIZA los resultados FAVORABLES ni asume RESPONSABILIDAD alguna por cuanto a la aplicación de sus sugerencias

33

D



Impreso en México

ANFOMEX "X"

Agente Explosivo



Usos

Se utiliza como carga de columna en:

- Minería a cielo abierto
- Canteras
- Construcción

Beneficios

- Economía por su bajo costo
- Mejor distribución en el barreno por su granulometría.
- Producto con antiablamazante.
- Mayor contenido de energía.
- Mayor rendimiento.

PROPIEDADES

Densidad gr/cc	.80
Vel. Detonacion m/s	3200*
R W S	106
R B S	101
AS ^v (Kj/100g)	399
Resistencia al Agua	NULA
Clasificación de Gases	N 2
Sensitividad	Alto explosivo

* Esta velocidad es medida en tubo de 4

R W S = Potencia relativa al peso
R B S = Potencia relativa al volumen
A S V = Valor de la fuerza absoluta

SIEMPRE



MANTENGA LOS EXPLOSIVOS BAJO LLAVE Y ALEJADOS DE LOS NIÑOS.



Explosivos

Agente Explosivo

ANFOMEX "X"

Agente Explosivo



Empaque

- Es empacado en bolsas de 25 Kg. de papel coble con forro interno de plastico.

Vida Util

- Tres meses después de su fabricación en condiciones normales de almacenamiento

Almacenamiento

- Este producto debe ser almacenado en polvorines ventilados y secos a temperaturas optimas menores de 25°C.
- Estibar no más de 10 sacos.
- La rotación de este producto debe ser sistematica para evitar rezagos.

Transportación

- En vehiculos autorizados por la Secretaria de la Defensa Nacional con fundamento en la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos y su reglamento, así como por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes con fundamento en la Ley de Caminos, Puentes, Autotransporte Federal, y el Reglamento para el Transporte de Materiales y Residuos Peligrosos.



Explosivos

ICI Explosivos México

Explosivos Mexicanos, S.A. de C.V.
San Lorenzo No. 1009 Col del Valle,
CP. 03100 Mexico D.F.
Tel: 229-5900 Fax: 229-5929.

Estas informaciones estan basadas en la experiencia de **ICI Explosivos** y se ofrecen como parte del servicio a sus clientes.

Se recomienda que los Productos Explosivos sean siempre manejados y usados por personas con el suficiente conocimiento tecnico para poder abreciar el riesgo que acompañe su uso

ICI Explosivos NO GARANTIZA los resultados FAVORABLES ni asume RESPONSABILIDAD alguna por cuanto a la aplicacion de sus sugerencias

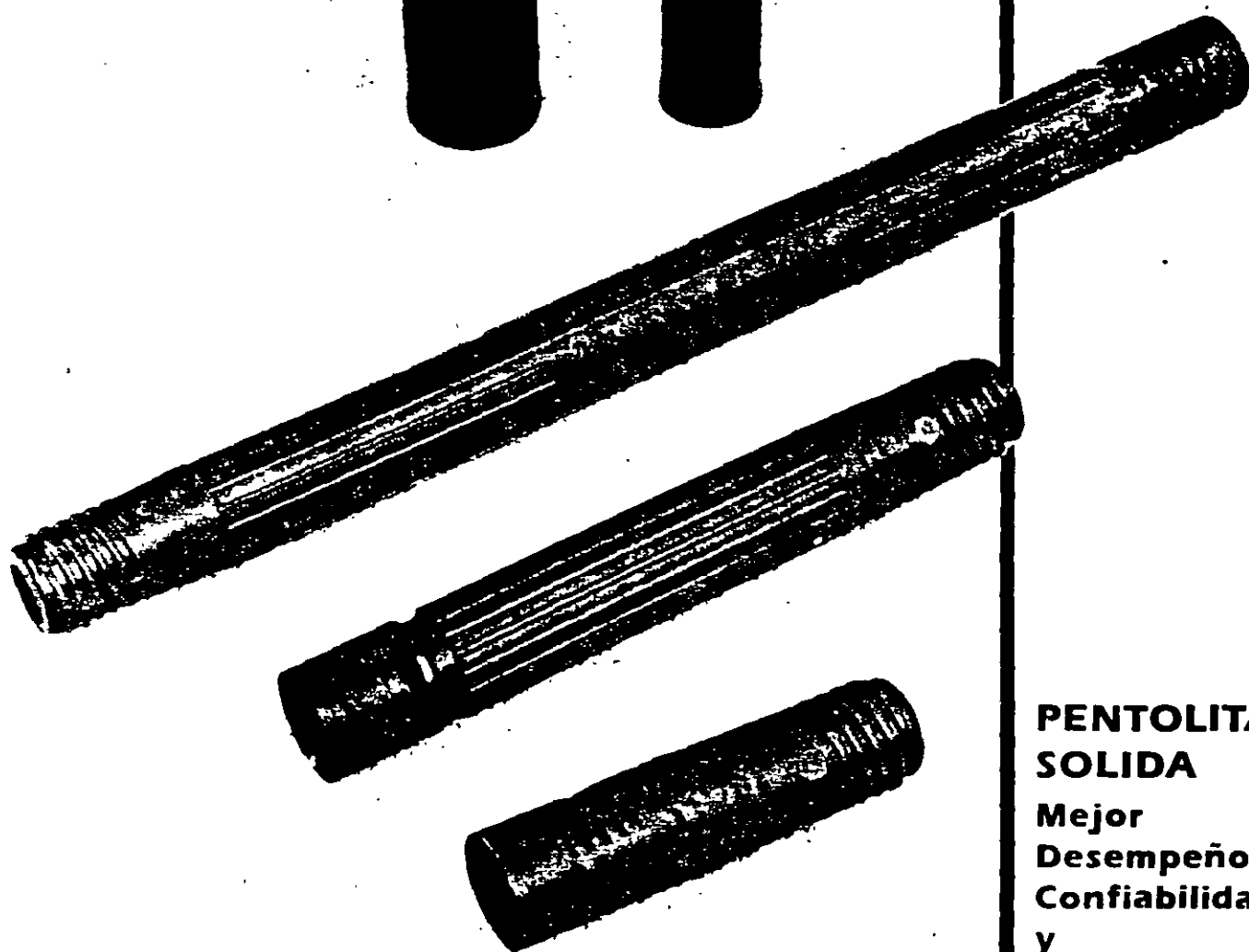
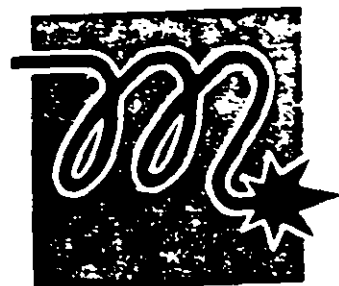


Impreso en Mexico

BOOSTERS

MECHA PARA MINAS

**Eficiencia de iniciación de
alta energía**



**PENTOLITA
SOLIDA**

**Mejor
Desempeño,
Confiabilidad
y
Seguridad.**



INTRODUCCION

Cia. Mexicana de Mecha para Minas, fabricante de iniciadores eléctricos para voladuras desde 1935, ha incorporado a su línea de productos, los iniciadores de alta presión, BOOSTERS MECHA PARA MINAS en diversas presentaciones.

Esta nueva línea de Boosters, es producida en su planta de Dinamita, Dgo., con la tecnología de Trojan Corporation, líder mundial en la fabricación de boosters y bajo los estándares de calidad certificada internacionalmente por la Norma ISO 9002, lo que asegura su eficiencia en aplicaciones de voladuras y exploración sísmográfica.

VENTAJAS

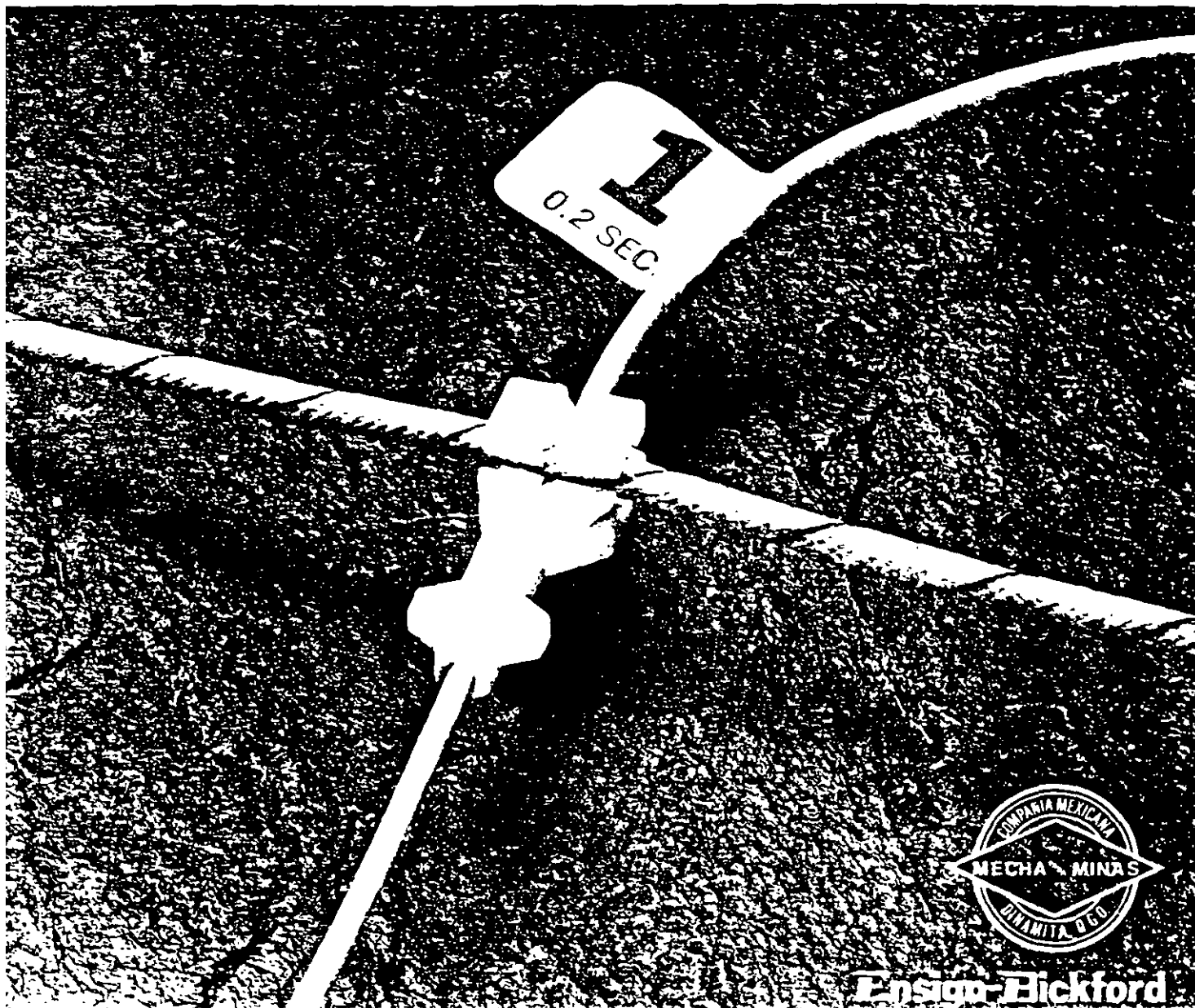
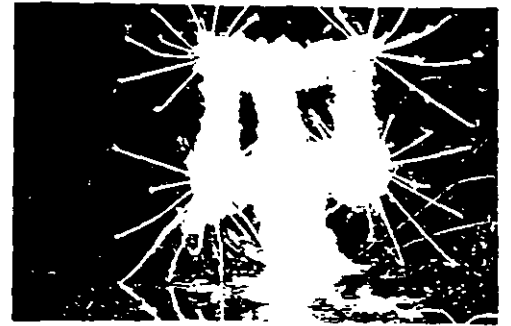
Los Boosters Mecha para Minas, ofrecen un mejor desempeño, cuando son utilizados con detonadores comerciales o cordón detonante, son confiables, seguros y de alta eficiencia por estar formulados con Pentolita (PETN y TNT)

No contienen nitroglicerina, son impermeables y su vida útil es ilimitada si se le almacena adecuadamente.

Además de soportar bajas temperaturas y de no exudar peligrosos aceites explosivos, pasan las pruebas estándar de disparo con rifle y pruebas de fuego, fricción e impacto.

NONEL® Primadet

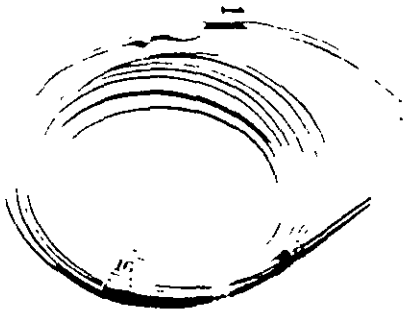
...El sistema iniciador de voladuras subterráneas más eficiente y moderno.



Ensign-Bickford

Ahora las voladuras subterráneas de alta eficiencia se hacen con Nonel Primadet, el sistema iniciador con retardo del tipo No-Eléctrico que transmite confiablemente una señal al fulminante, sin afectar a agente explosivo normalmente usado en el barrenado y también sin presentar los problemas de iniciación que pudieran surgir con el uso de los sistemas eléctricos existentes.

Nonel es un sistema de transmisión de señal No-Eléctrica y no disruptivo que inicia con seguridad un fulminante en forma instantánea o con el tiempo de retardo seleccionado. Este sistema puede ser iniciado mediante un "detonador de impacto", cordón detonante o por un fulminante ordinario.



Tipos y aplicaciones del sistema:

I - Iniciadores con retardo No-Eléctrico, tipo "LP", nonel primadet

Se utilizan como medio de iniciación dentro de los barrenos por lo general donde hay una cara libre como túneles, tiros, rampas, contrabozos, etc. (El tubo Nonel es de color Amarillo)

II.- Iniciadores con Retardo No-Eléctrico, Tipo "MS", Nonel Primadet

Se utilizan como medio de iniciación dentro de los barrenos por lo general donde hay 2 o más caras libres por ejemplo: Retoques, trabajos de construcción, bancos, etc. (El tubo Nonel es de color naranja)

Características Técnicas.

Ambos tipos de iniciadores constan de 4 componentes principales:

1) **Tubo Nonel.** Es un tubo de plástico terminado que contiene sobre su superficie interna una pequeña capa de material reactivo, solamente una libra (0.453 Kg.) de este material por cada 70,000 pies (21.336 mts) de tubo. Cuando el tubo Nonel es iniciado va sea por fulminante ordinario, cordón detonante o detonador de impacto, transmite confiablemente una señal de baja energía de un punto a otro, aproximadamente a 6,000 pies. seg. (2,000 Mts. seg.). La detonación es conducida por una cantidad tan pequeña de material reactivo que la superficie exterior del tubo permanece intacta durante y después del funcionamiento, por tal motivo el tubo no se inflama ni detona ningún tipo de explosivo comercialmente disponible con el cual entra en contacto, únicamente inicia al detonador con retardo no eléctrico.

El extremo libre del tubo contiene un sello ultrasónico que evita la entrada de humedad del ambiente al interior del tubo.

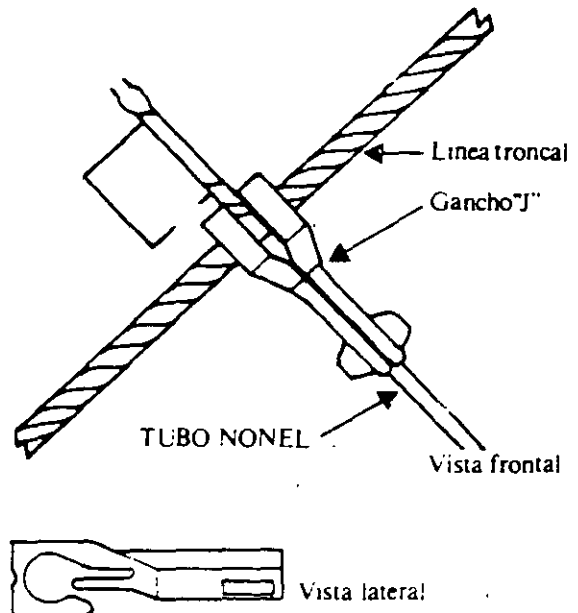
2 Detonador con retardo no eléctrico

Los detonadores no-eléctricos con retardo son iniciados por la onda que viaja a través del tubo Nonel.

En particular los detonadores de los sistemas "LP" y "MS" tienen potencia equivalente a la de un fulminante No. 12, esta característica hace que los barrenos secos menores a 3 pulgadas, cargados neumáticamente con ANFO bien formado, sean confiablemente iniciados por los detonadores no eléctricos Nonel Primadet sin la ayuda de ninguna clase de CEBU.

3) Gancho "J"

Es un gancho de plástico totalmente inertes que facilita la conexión del tubo Nonel con la línea troncal de cordón detonante Primacord.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

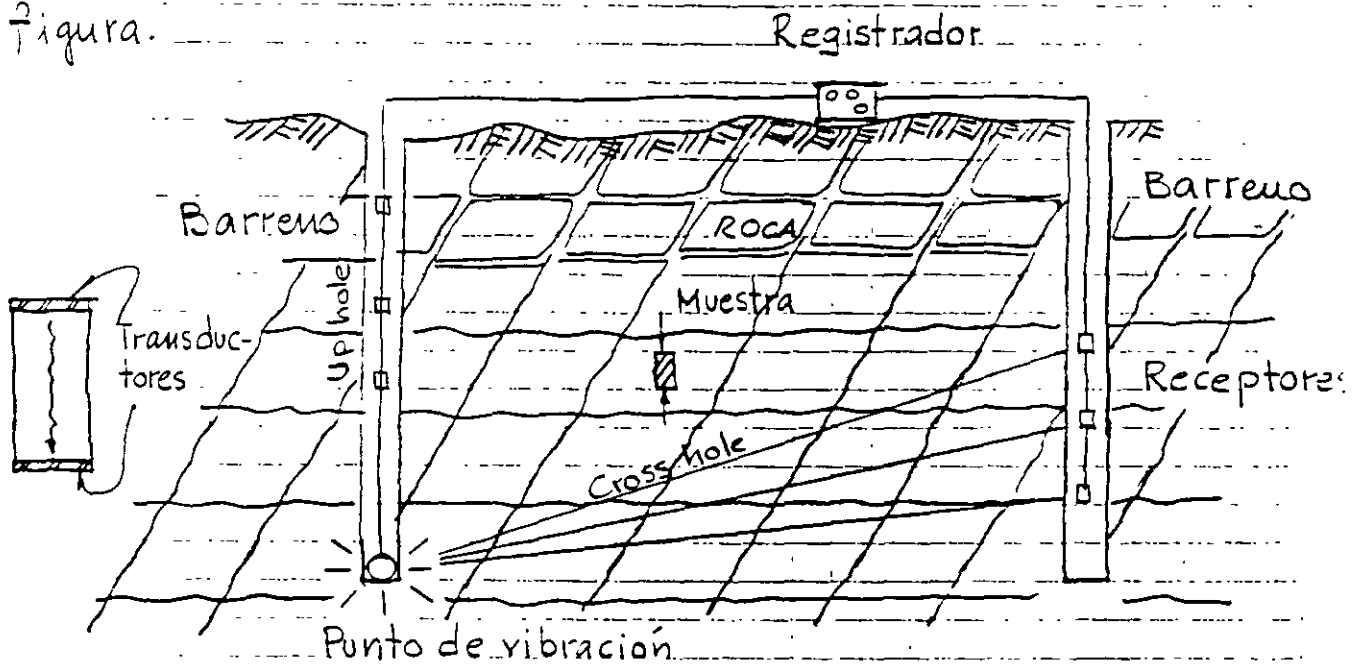
TEMA

ESTUDIOS BÁSICOS: MECANICA DE ROCAS APLICADA

**EXPOSITOR: ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

1.3.2.- Relación de velocidades sísmicas

El efecto de las discontinuidades en la masa de roca puede ser estimado por comparación de la velocidad de la onda compresional "in situ" con la velocidad sónica de laboratorio obtenida en núcleos intactos de la misma roca como se observa en la siguiente figura.



RELACION DE VELOCIDADES COMO INDICE DE CALIDAD DE ROCA ;

$$\text{Relación de velocidad} = \frac{V_F}{V_L} ; \begin{array}{l} \text{Velocidad de campo} \\ \text{Velocidad de lab.} \end{array}$$

La diferencia entre estas dos velocidades dilatantes es ocasionada por las discontinuidades estructurales existentes en el campo.

La relación entre estas ondas compresionales V_F/V_L , donde V_F y V_L son las velocidades de ondas compresionales de la masa de roca "in situ" y de un espécimen intacto fue propuesto

1.3.1.- Índice de Calidad de la Roca, R.Q.D.

(Rock quality designation)

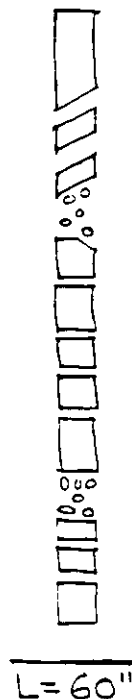
El índice de calidad de la roca (RQD) está basado sobre un procedimiento de recuperación de núcleos modificado, el cual está apoyado indirectamente sobre el número de fracturas y la cantidad de alteración o suavidad de la roca como se observa en los núcleos recuperados en un barrenamiento. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta mediante la suma de todos los fragmentos de núcleos sanos con longitud ≥ 10 cm.

Ejemplo:

Recuperación (pulg)

10
2
2
3
4
5
3
4
4
6
4
2

5
50"



Recuperación modificada (pulg)

10
4
5
4
4
6
4
2

5
34"

$$\% \text{ Recuperación} = \frac{50}{60} = 83\%$$

$$RQD = \frac{34}{60} = 57\%$$

En este caso la recuperación total es de 83% mientras que el índice de calidad de la roca es 57%. Se ha visto que el RQD es un indicador más sensible de la calidad general de la roca que el porcentaje de recuperación total.

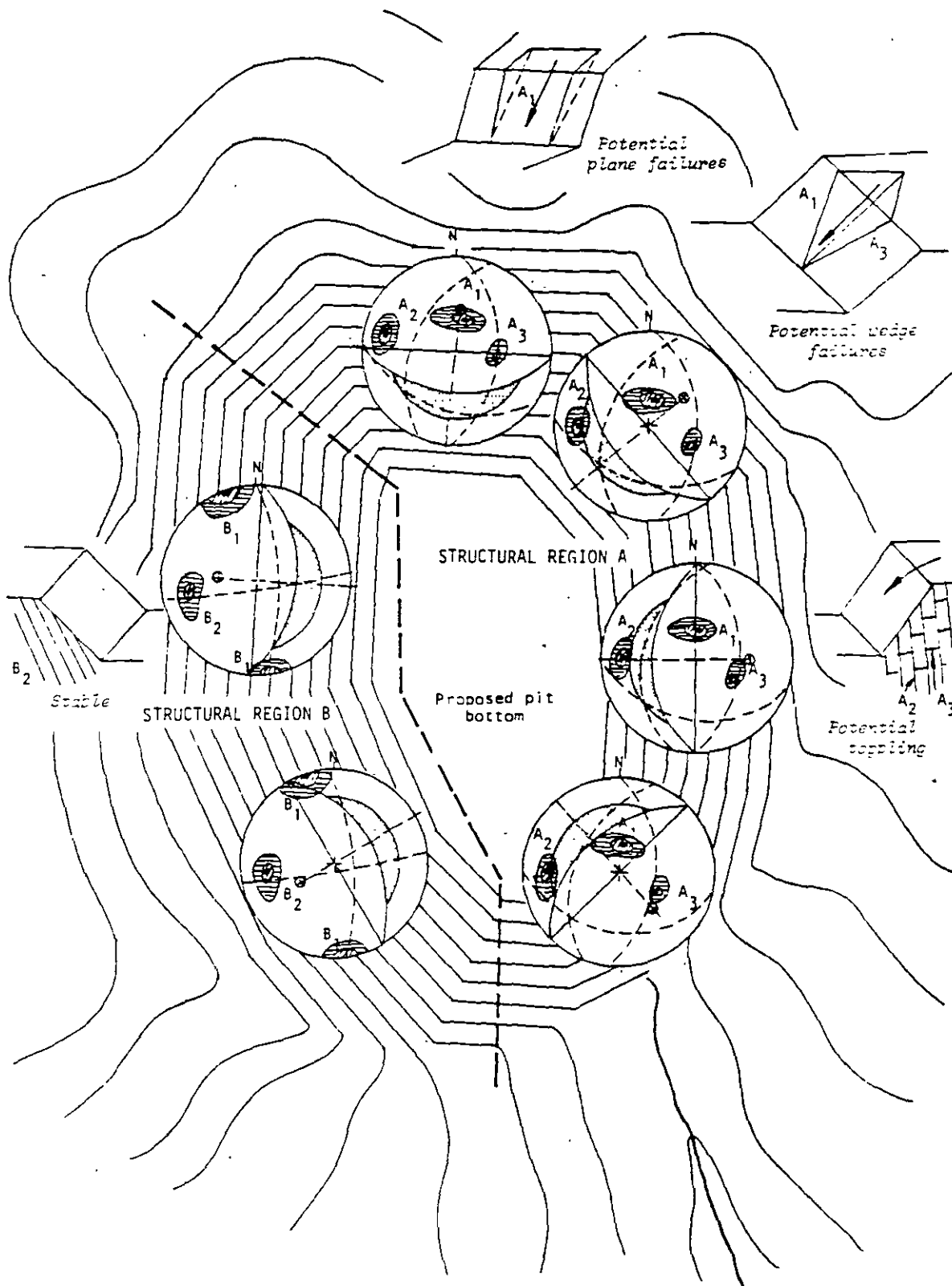
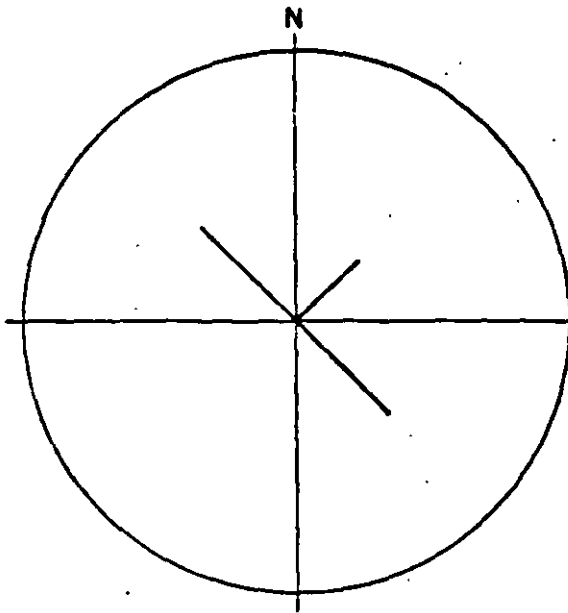


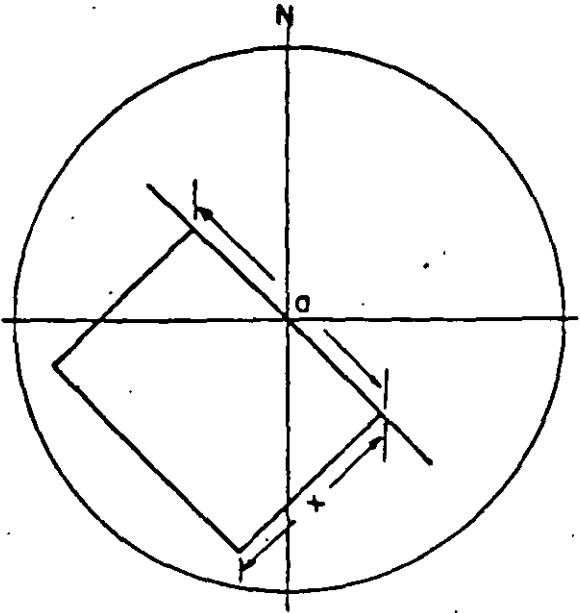
Figure 21 : Presentation of structural geology information and preliminary evaluation of slope stability of a proposed open pit mine.

La banderola de MÜLLER

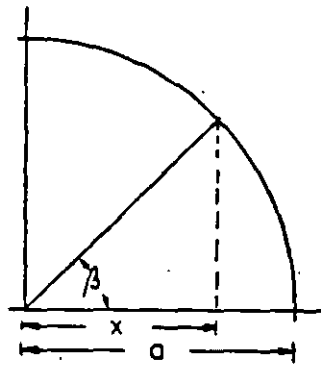
La representación de un plano geológico por medio del escorzo de un cuadrado unitario



Simbolo convencional

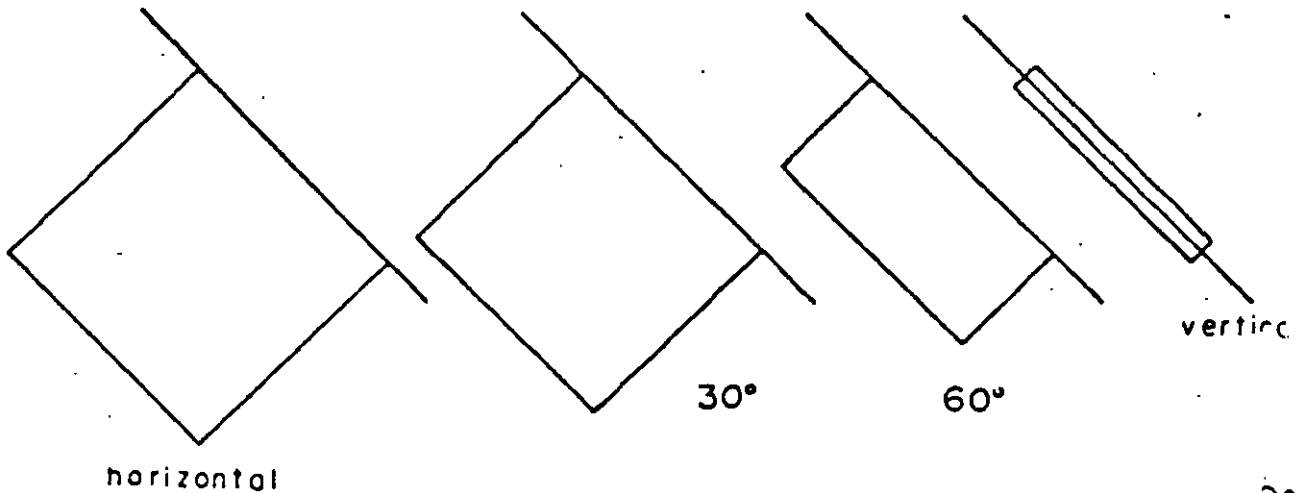


"Banderola de MÜLLER"



Determinación gráfica del escorzo x

$$x = a \cdot \cos \beta$$



.PREPARACION DE DIAGRAMAS

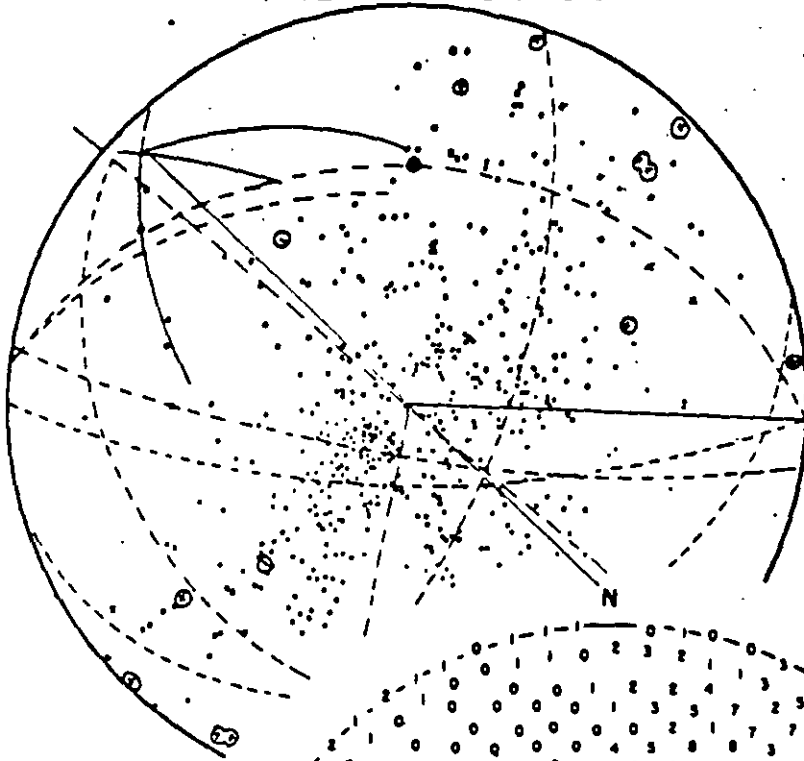
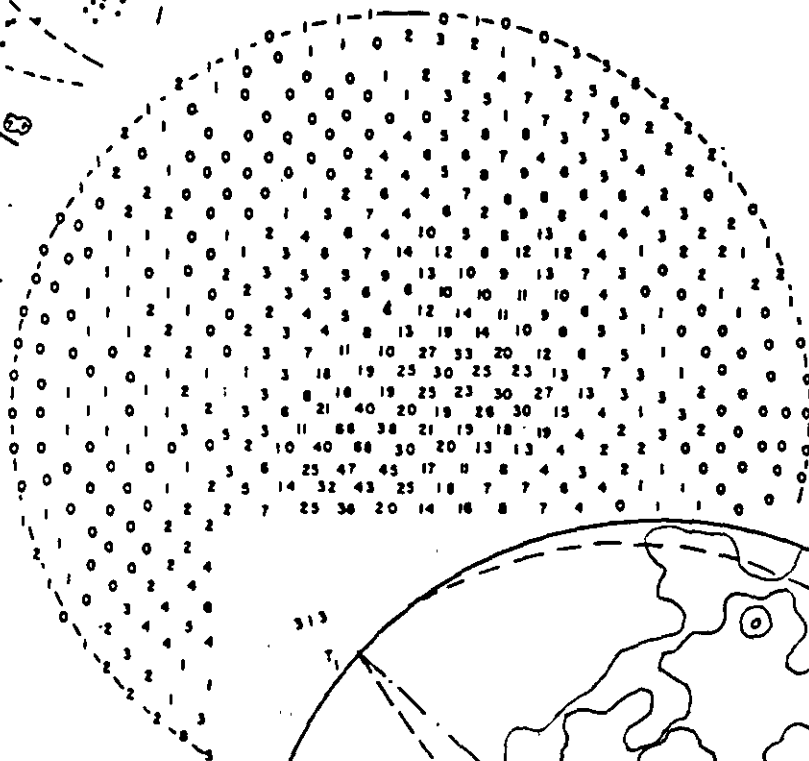


Diagrama de puntos



Conteo

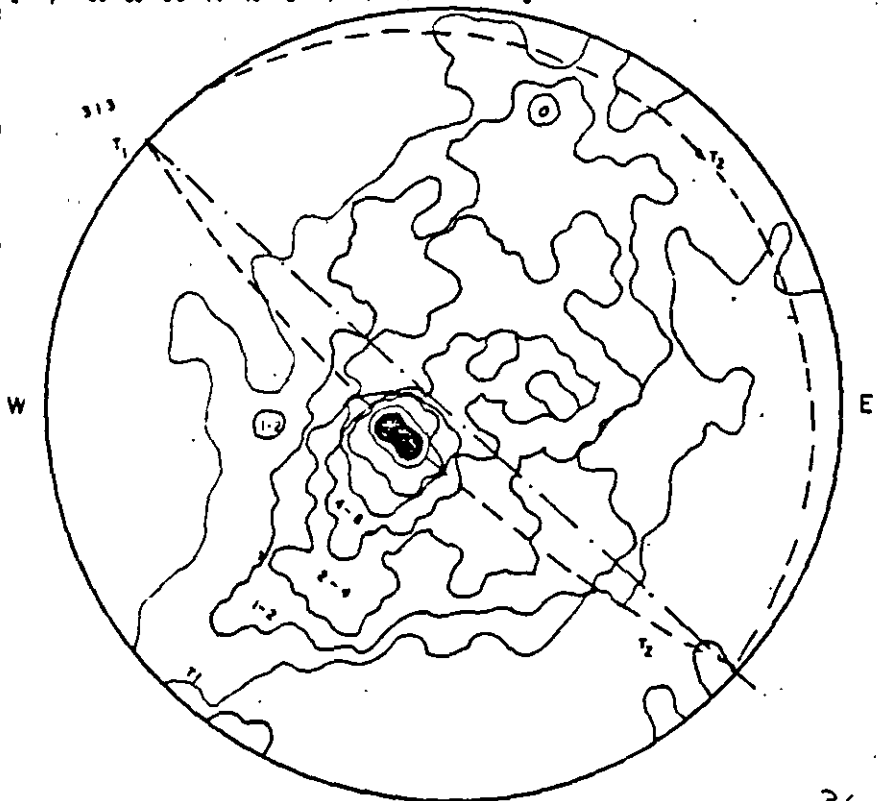
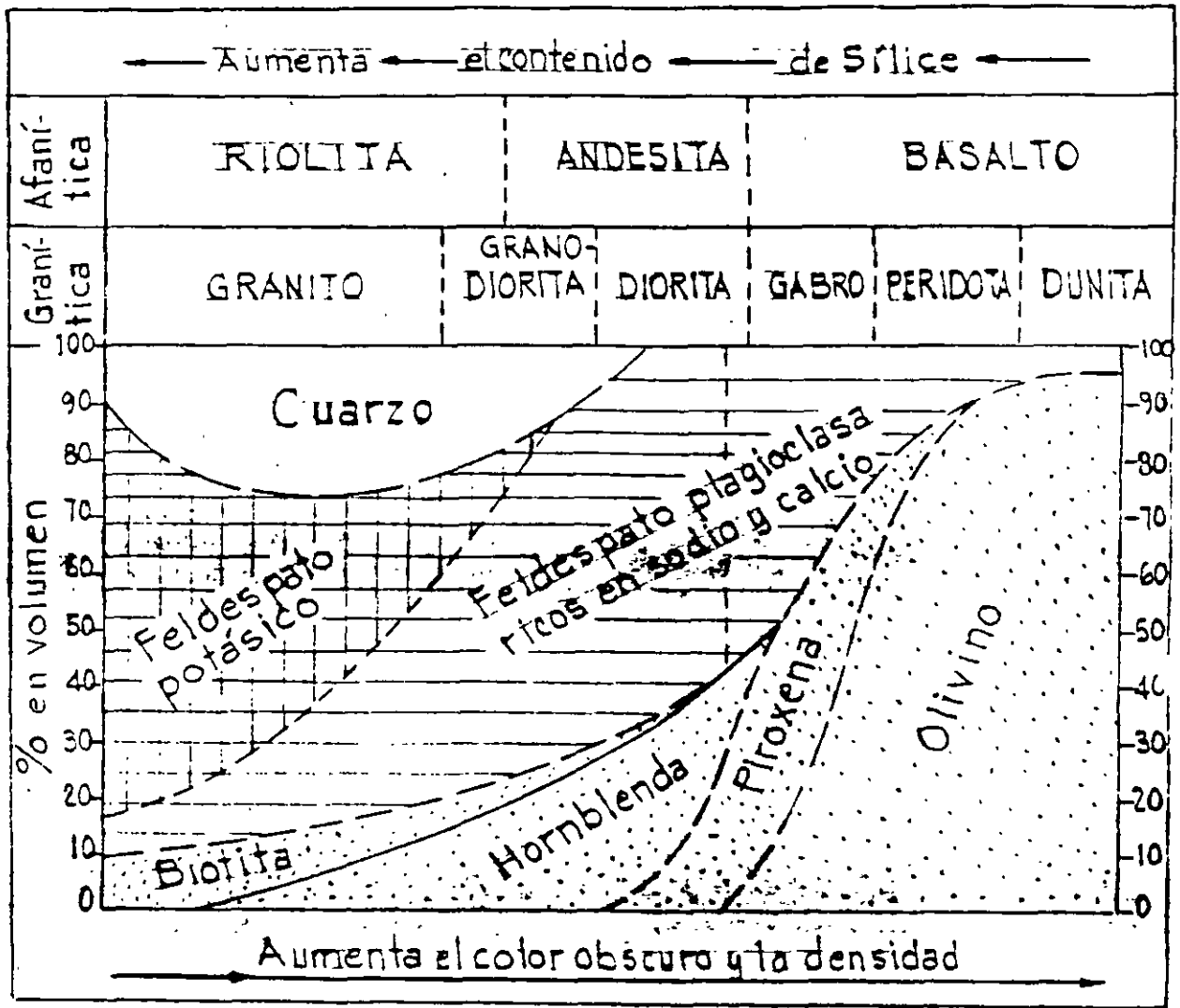


Diagrama de frecuencia



COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ROCAS

tunneling, but the tunnel can be a purpose in itself e.g. road, water, cable tunnels etc.

In mining operations tunnels are used as adits to the mining site and for preparatory work as well as for internal communication.

Tunnels are driven mainly in horizontal or close to horizontal directions but also inclined, from vertically upwards to vertically downwards. In the following, tunneling, raise shafts and sink shafts will be dealt with in detail while storage in rock caverns and mining will be dealt with more briefly.

Tunneling is the most frequently occurring underground operation which also forms part of the construction of rock chambers etc. and is normally an integral part of mining operations.

The development of tunnel driving techniques has been tremendous during the last few years. The drilling techniques have developed from pneumatic drilling machines to electro-hydraulic drilling jumbos with a very high capacity. The charging of the blastholes can be carried out quickly either manually with plastic pipe charges or mechanically with pneumatic charging equipment.

The development of explosives has moved in the direction of safer products with better fumes characteristics. Modern explosives like Emulite and Dynamex M are well oxygen-balanced with a minimum of noxious fumes.

Initiating systems like NONEL have shortened the charging time and added further safety to the blasting operation due to their insusceptibility to electrical hazards.

The modern drilling equipment has shortened the drilling time, the NONEL system has made connecting of the detonators safer and faster and Emulite, with its excellent fumes characteristics, has shortened the ventilation time.

All the above contribute to a faster work cycle:

- drilling
- charging
- blasting
- ventilation
- scaling
- grouting (if necessary)
- loading and transport
- setting out for the new blast

The shorter work cycle calls for better work planning as well as better precision and accuracy in the different operations of the work cycle.

In the following, the drilling, charging and blasting operations will be dealt with.

It is obvious that it is of the utmost importance that the holes should be drilled at the right locations and with the right inclination. The marking of the holes on the rock face as well as collaring and drilling must be carried out accurately.

Langefors in "The modern technique of Rock Blasting", says about drilling precision: "The scattering of the drill holes as a quantitative factor is often disregarded. It is included quite indefinitely in the technical margin together with the rock factor. In discussing blasting as a whole it would be a great advantage if

attention could be paid to the drilling precision in calculating the charges and in constructing the drilling pattern; for the blasting of the cut it is essential."

The main difference between tunnel blasting and bench blasting is that tunnel blasting is done towards one free surface while bench blasting is done towards two or more free surfaces. The rock is thus more constricted in the case of tunneling and a second free face has to be created towards which the rock can break and be thrown away from the surface. This second face is produced by a cut in the tunnel face and can be either a parallel hole cut, a V-cut, a fan-cut or other ways of opening up the tunnel face.

After the cut opening is made, the stoping towards the cut will begin. The stoping can be compared with bench blasting, but it requires a higher specific charge due to higher drilling deviation, desire for good fragmentation, and absence of hole inclination. In addition, overcharge of a tunnelblast does not have the same disastrous effect as in an open air blast, where high precision in calculation is a must.

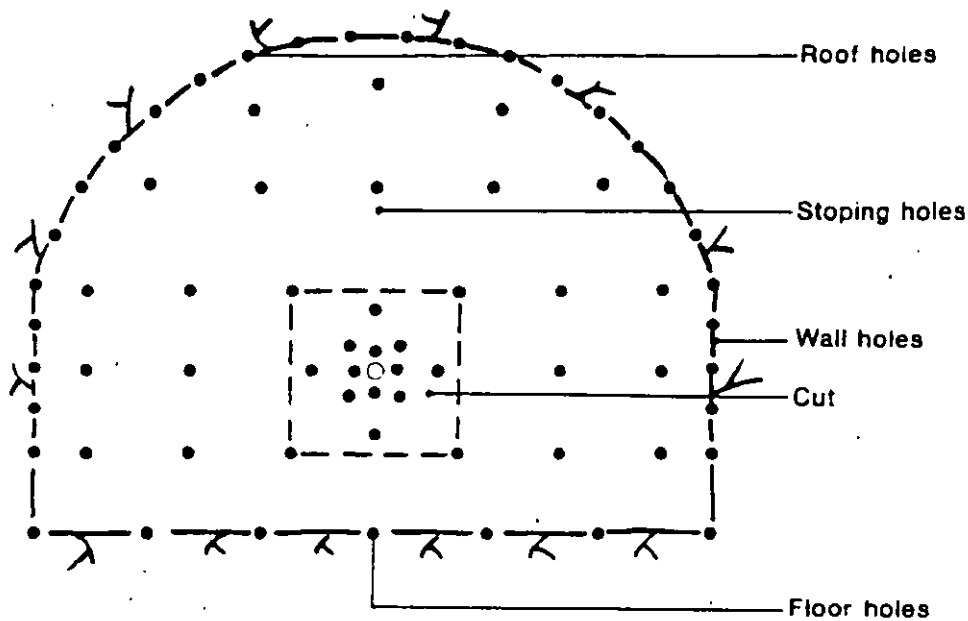


Fig. 7.2 Nomenclature

In the case of V-cuts and fan cuts, the cut holes will occupy the major part of the width of the tunnel.

The contour holes – roof holes, wall holes and floor holes – have to be angled out of the contour, "look-out", so the tunnel will retain its designed area. The "look-out" should only be big enough to allow space for the drilling equipment for the coming round. As a guide value, the "look-out" should not exceed:

$$10 \text{ cm} + 3 \text{ cm/m hole depth}$$

which keeps the "look-out" to around 20 cm

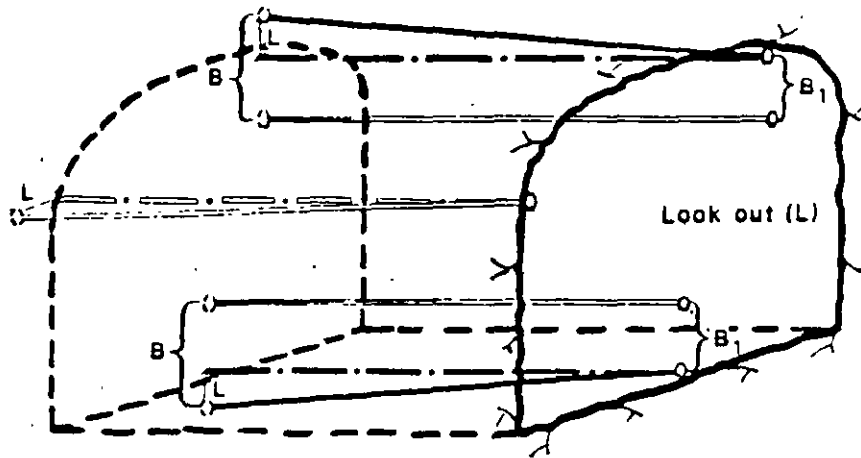


Fig. 7.3 Look-out.

The consumption of explosives in tunnel blasting is higher than in bench blasting. The specific charge is 3 to 10 times higher than that for bench blasting, depending mainly on reasons mentioned above like large drilling scatter, higher fixation of the holes, heave of lower rock upwards to ensure swell and lack of cooperation between adjacent blastholes.

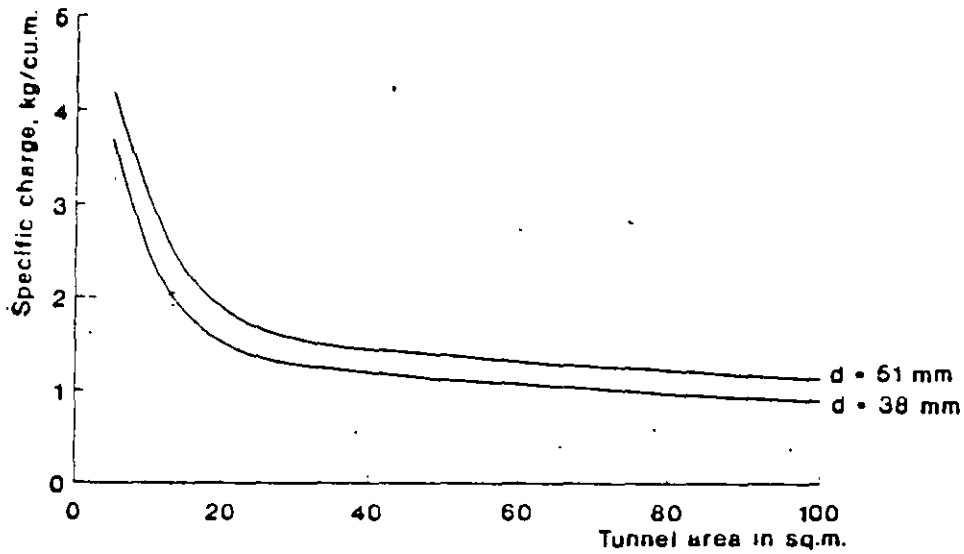


Fig. 7.4 Specific charge for different tunnel areas.

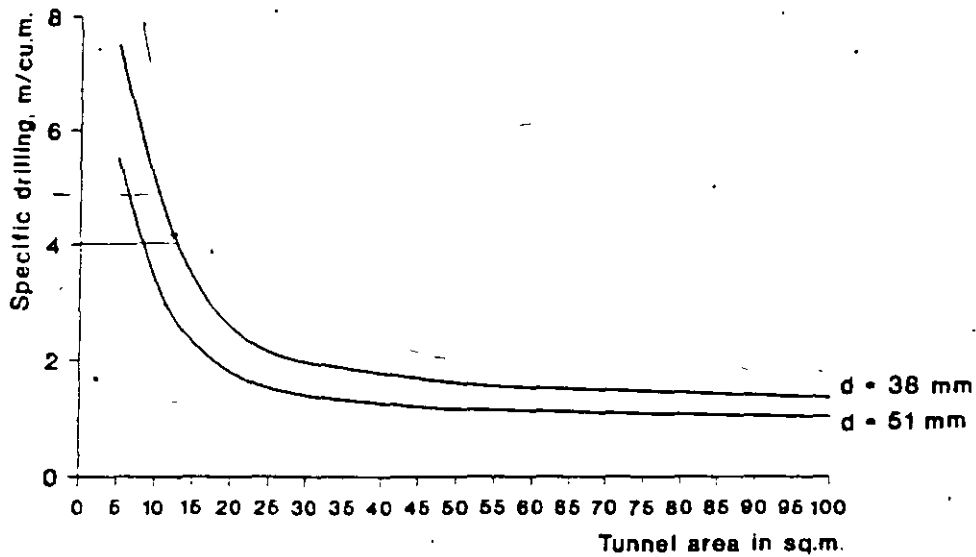


Fig. 7.5 Specific drilling for different tunnel areas.

The consumption of explosives will be greatest in the cut area of the blast. A 1×1 m area around the empty hole/s in a parallel cut will consume approx. 7 kg/cu.m. and the specific charge will decrease with the distance from the cut until it reaches a minimum value of about 0.9 kg/cu.m.

7.1.1 The cut.

The most commonly used cut in tunneling today is the **circular cut** or **large hole cut** as most of the modern drilling equipment is designed for horizontal drilling perpendicular to the rock face. (Other cuts will be dealt with in the end of this chapter.)

All cut holes in the large hole cut are drilled parallel to each other and the blasting is carried out towards an empty large drill hole which acts as an opening. The parallel hole cut is a development of the **burn cut**, where all the holes are parallel and normally of the same diameter. One hole in the middle is given a heavy charge and the four holes around it are left uncharged, in other cases the middle hole is left uncharged and the four holes are charged.

However, the burn cuts generally result in less advance than the large hole cuts. The burn cut will therefore be disregarded and only the **large hole cuts** will be dealt with.

The cut may be placed at any location on the tunnel face, but the location of the cut influences the throw, the explosives' consumption and generally the number of holes in the round.

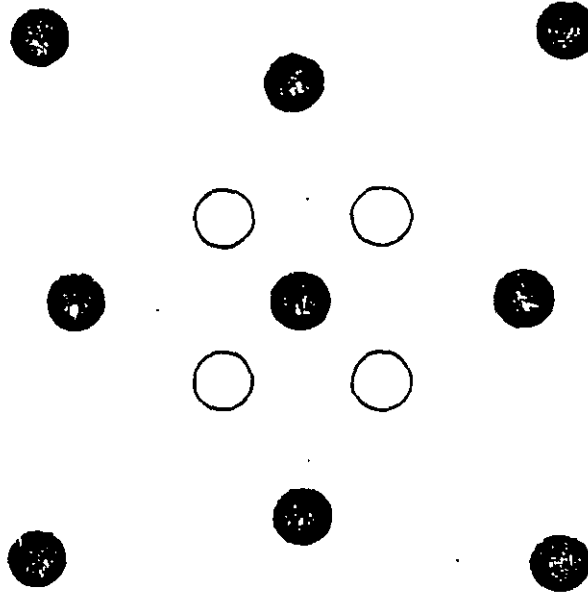


Fig. 7.6 Burn cut.

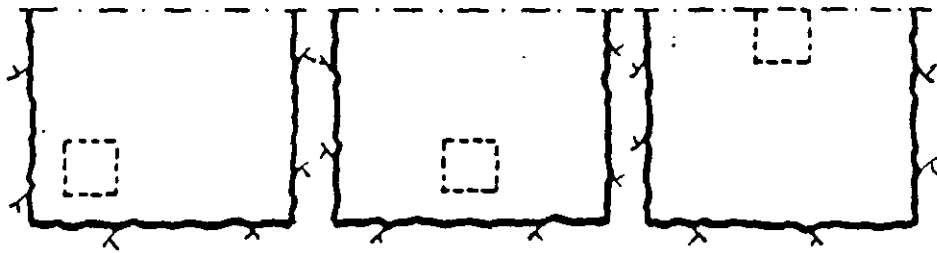


Fig. 7.7 Location of the cut.

If the cut is placed close to a wall, there is a probability of better exploitation of the drilling pattern with less holes in the round. Furthermore, the cut may be placed alternatively on the right or left side thus placing the cut in relatively undisturbed rock. To obtain good forward movement and centering of the muckpile, the cut may be placed approximately in the middle of the cross section and quite low down. This position will give less throw and less explosives' consumption because of more stoping downwards. A high position of the cut gives an extended and easily loaded muckpile, but higher explosives' consumption and normally more drilling due to more upwards stoping.

The normal location of the cut is on the first helper row above the floor.

As mentioned before, the large hole cut is the most common cut today. The cut is composed of one or more uncharged large diameter holes which are surrounded by small diameter blastholes with small burdens to the large hole/s. The blastholes are placed in squares around the opening.

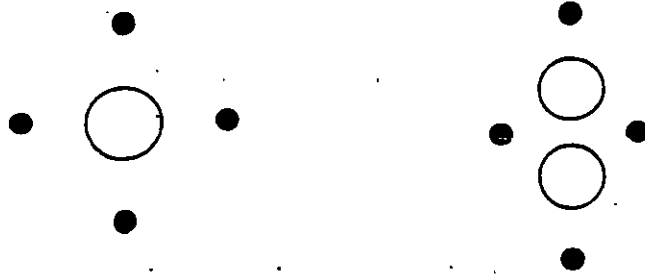


Fig. 7.8 Typical designs of large hole cuts.

The number of squares in the cut is limited by the fact that the burden in the last square must not exceed the burden of the stopping holes for a given charge concentration in the hole.

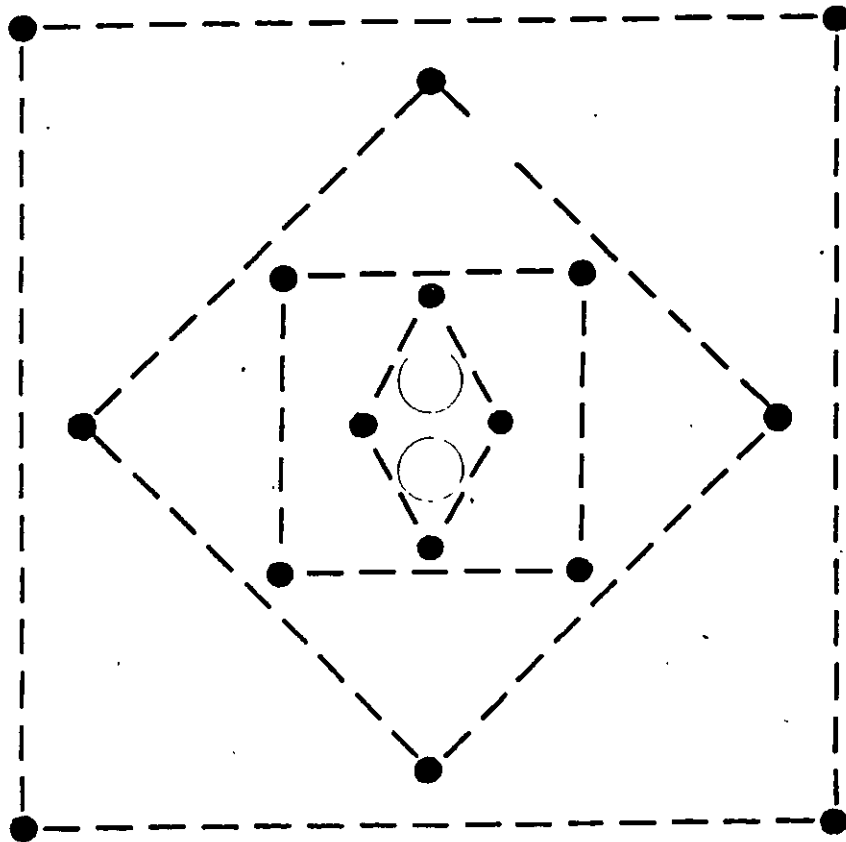


Fig. 7.9 The complete cut

The cut holes occupy an area of approx. 2 sq.m. (Small tunnel areas, as a matter of fact, consist only of cut holes and contour holes.)

When designing the cut, the following parameters are of importance for a good result:

- the diameter of the large hole
- the burden
- the charge concentration.

In addition, the drilling precision is of the utmost importance, especially for the blast-holes closest to the large hole/s. The slightest deviation can cause the blasthole to meet the large hole or the burden to become excessively big. Too big a burden will only cause breakage or plastic deformation in the cut, resulting in a smaller or greater loss in advance.

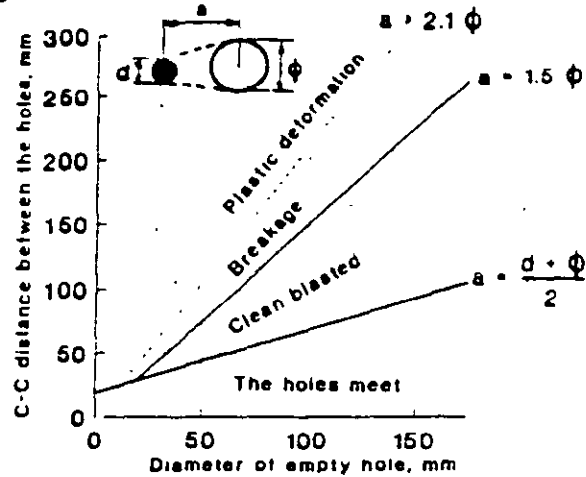


Fig. 7.10 Result when blasting from varying distances towards an empty hole of varying diameter.

(The Modern Technique of Rockblasting)

One of the parameters for good advance of the blasted round is the diameter of the large empty hole. The larger the diameter, the deeper the round may be drilled and a greater advance can be expected.

One of the most common causes of short advance is too small an empty hole in relation to the hole depth.

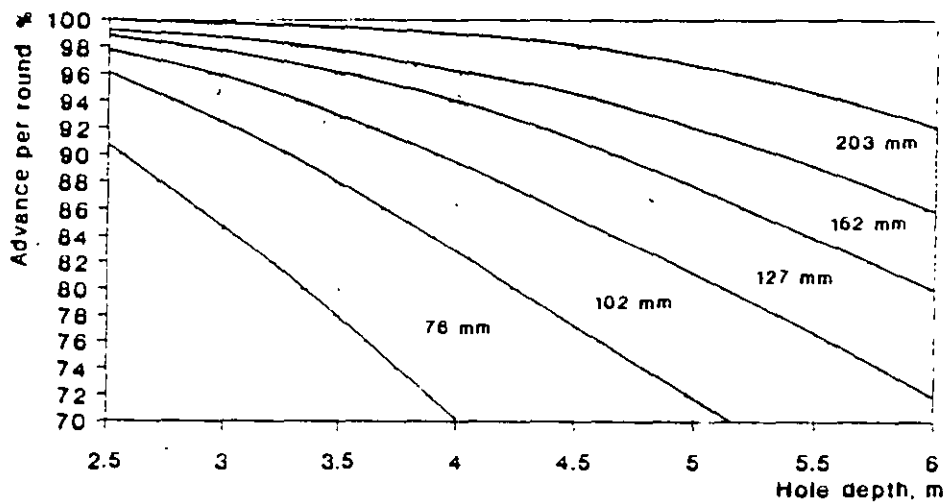


Fig. 7.11 The relation between advance in per cent of the drill depth and different empty hole diameters.

As can be seen from the graph, an advance of approx. 90 % can be expected for a hole depth of 4 m and one empty hole with 102 mm diameter.

If several empty holes are used, a fictitious diameter has to be calculated. The fictitious diameter of the opening may be calculated in accordance with the following formula:

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

where D = fictitious empty large hole diameter
 d = diameter of empty large holes
 n = number of holes

In order to calculate the burden in the first square, the diameter of the large hole is used in the case of one large hole and the fictitious diameter in the case of several large holes.

Calculation of the 1st square.

If we look at the graph 7.10 we find that the distance between the blasthole and the large empty hole should not be greater than $1.5 \emptyset$ for the opening to be clean blasted. If the distance is longer, there is merely breakage and when the distance is shorter, there is a great risk that the blasthole and empty hole will meet.

So the position of the blastholes in the 1st square is expressed as:

$$a = 1.5 \emptyset$$

Where a = C-C distance between the large hole and the blasthole
 \emptyset = diameter of the large hole

In the case of several large holes, the relation is expressed as:

$$a = 1.5 D$$

Where a = C-C distance between the center point of the large holes and the blasthole
 D = fictitious diameter

Charging of the holes in the 1st square.

The holes closest to the empty hole/s must be charged carefully. Too low a charge concentration in the hole may not break the rock, while too high a charge concentration may throw the rock against the opposite wall of the large hole with such high a velocity that the broken rock will be recompacted there and not blown out through the large hole. Full advance is then not obtained

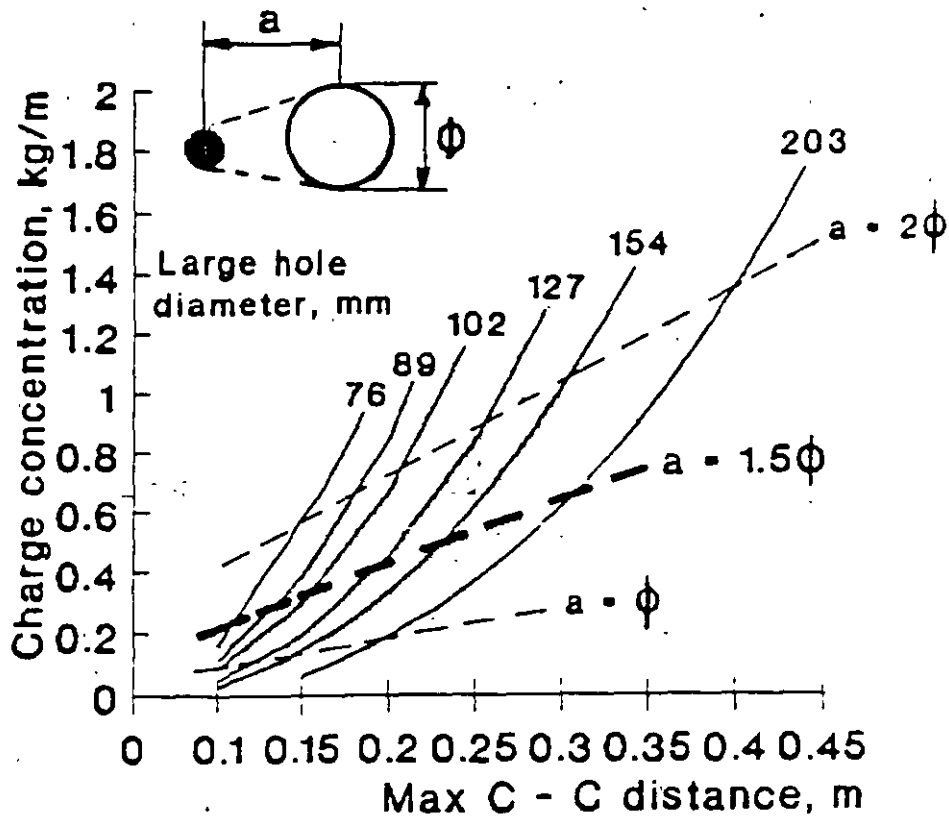


Fig. 7.12 The minimum required charge concentration (kg/m) and maximum C-C distance (m) for different large hole diameters.

The requisite charge concentration for different C-C distances between the large hole and the nearest blasthole/s may be found in graph 7.10 for different large hole diameters. The normal relation for the distance is $a=1.5\phi$. An increase in the C-C distance between the holes will cause subsequent increment of the charge concentration.

The cut is often somewhat overcharged to compensate for error in drilling which may cause too small an angle of breakage. However, too high a charge concentration may cause recompaction in the cut.

Calculation of the remaining squares of the cut.

The calculation method for the remaining squares of the cut is essentially the same as for the 1st square, with the difference that the breakage is towards a rectangular opening instead of a circular.

As is the case of the 1st square, the angle of breakage must not be too acute as small angles of breakage can only be compensated to a certain extent with higher charge concentration.

Normally the burden (B) for the remaining squares of the cut is equal to the width (W) of the opening. $B=W$.

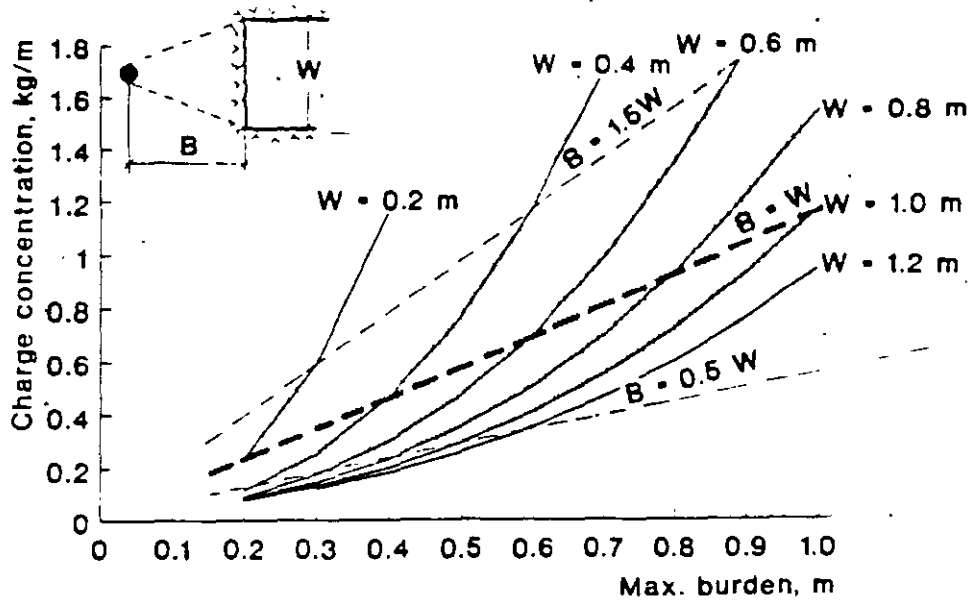


Fig. 7.13 The required minimum charge concentration (kg/m) and maximum burden (m) for different widths of the opening.

The charge concentration obtained in graph 7.12 is that of the column of the hole. In order to break the constricted bottom part, a bottom charge with twice the charge concentration and a height of $1.5 \times B$ should be used. The stemming part of the hole has a length of $0.5 \times B$

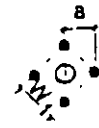
Design of cut.

The following formulae are used for the geometric design of the cut area:

The cut:

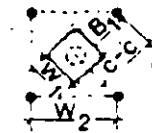
1st square: $a = 1.5 \varnothing$
 $W_1 = a\sqrt{2}$

\varnothing mm =	76	89	102	127	154
a mm =	110	130	150	190	230
W_1 mm =	150	180	210	270	320



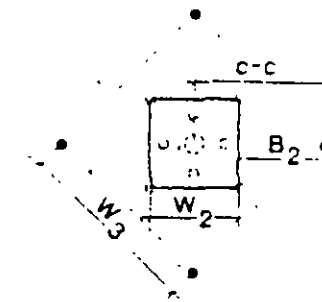
2nd square: $B_1 = W_1$
 $C-C = 1.5W_1$
 $W_2 = 1.5W_1\sqrt{2}$

\varnothing mm =	76	89	102	127	154
W_1 mm =	150	180	210	270	320
C-C =	225	270	310	400	480
W_2 mm =	320	380	440	560	670



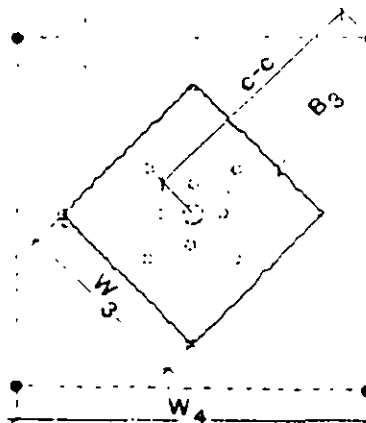
3rd square: $B_2 = W_2$
 $C-C = 1.5W_2$
 $W_3 = 1.5W_2\sqrt{2}$

\varnothing mm =	76	89	102	127	154
W_2 mm =	320	380	440	560	670
C-C =	480	570	660	840	1000
W_3 mm =	670	800	930	1180	1400



4th square: $B_3 = W_3$
 $C-C = 1.5W_3$
 $W_4 = 1.5W_3\sqrt{2}$

\varnothing mm =	76	89	102	127
W_3 mm =	670	800	930	1180
C-C =	1000	1200	1400	1750
W_4 mm =	1400	1700	1980	2400



The above distances apply to 38 mm blastholes. If larger blastholes are used which can accommodate more explosives, the values can be adjusted. However, an increased amount of explosives in the cut holes may not increase the burden to any greater extent.

7.1.2 Stopping.

When the cut holes have been calculated, the rest of the tunnel round may be calculated.

The round is divided into:

- floor holes
- wall holes
- roof holes
- stopping holes with breakage upwards and horizontally
- stopping holes with breakage downwards

To calculate burdens (B) and charges for the different parts of the round the following graph (7.14) may be used as a basis.

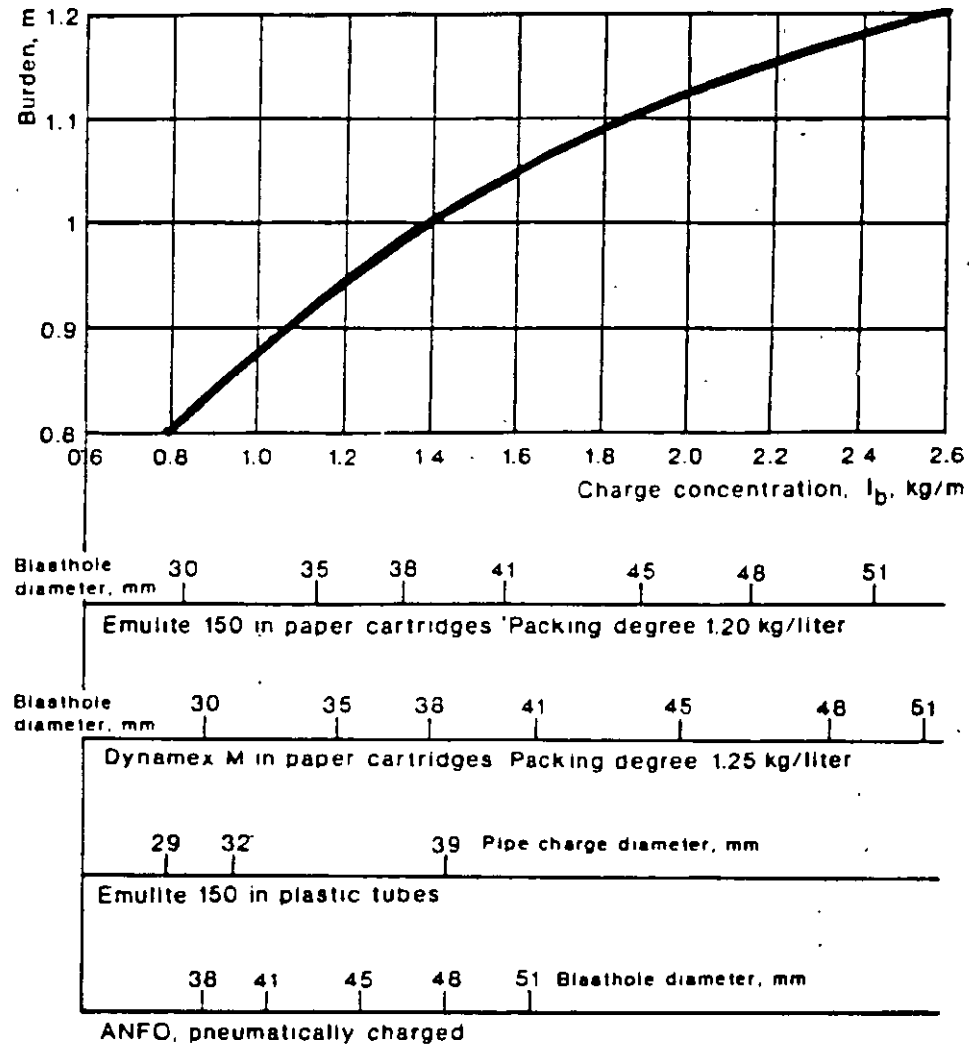


Fig 7.14 The burden B in relation to the concentration of the bottom charge for different hole diameters and different explosives

For Emulite 150 in paper cartridges, the uppermost blasthole diameter table is used as input data.

For Emulite 150 and Dynamex M in plastic pipe cartridges, the pipe diameter is used as input data and for ANFO the lowest blasthole diameter table is used as input data.

When the burden (B), the hole depth (H) and the concentration of the bottom charge (l_b) are known, the following table will give the drilling and charging geometry of the round.

Part of the round:	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		Stemming (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$1.0 \times l_b$	$0.2 \times B$
Wall	$0.9 \times B$	$1.1 \times B$	$1/6 \times H$	l_b	$0.4 \times l_b$	$0.5 \times B$
Root	$0.9 \times B$	$1.1 \times B$	$1/6 \times H$	l_b	$0.3 \times l_b$	$0.5 \times B$
Stopping:						
Upwards	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$
Horizontal	$1 \times B$	$1.1 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$
Downwards	$1 \times B$	$1.2 \times B$	$1/3 \times H$	l_b	$0.5 \times l_b$	$0.5 \times B$

The design of the drilling pattern can now be carried out and the cut located in the cross section in a suitable way.

7.1.3 The contour.

The contour of the tunnel is divided into floor holes, wall holes and roof holes. The burden and spacing for the floor holes are the same as for the stopping holes. However, the floor holes are more heavily charged than the stopping holes to compensate for gravity and for the weight of the rock masses from the rest of the round which lay over them at the instant of detonation.

For the wall and roof holes two variants of contour blasting are used, **normal profile blasting** and **smooth blasting**.

With **normal profile blasting** no particular consideration is given to the appearance and condition of the blasted contour. The same explosives as in the rest of the round are utilized (but with a lesser charge concentration) and the contour holes are widely spaced. The contour of the tunnel becomes rough, irregular and cracked. The **smooth blasting** technique has been developed to obtain a smoother and stronger tunnel profile.

Smooth blasting is carried out by drilling the contour holes rather close to each other and using weaker explosives (Gurit 17×500 mm and Gurit 11×460 mm have been specially developed for the requirements of smooth blasting.)

Smooth blasting is today a common technique in underground rock excavation as it produces tunnels with a regular profile, requiring substantially less reinforcement than if normal profile blasting is used.

Smooth blasting is dealt with in detail in Chapter 8.4 Smooth blasting, where charging tables for smooth blasting can be found.

7.1.4 The firing pattern.

The firing pattern must be designed so that each hole has free breakage. The angle of breakage is smallest in the cut area where it is around 50° . In the stopping area the firing pattern should be designed so that the angle of breakage does not fall below 90° .

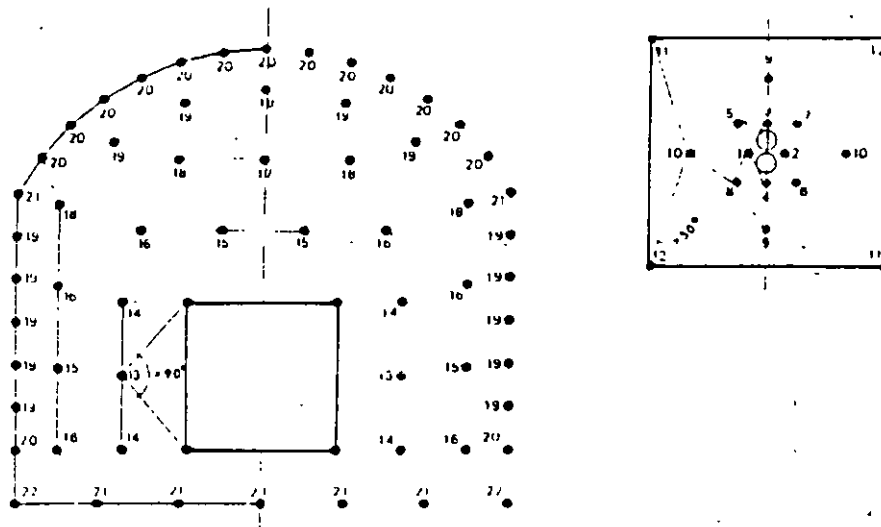


Fig. 7.15 Firing sequence for tunnel in numerical order.

It is important in tunnel blasting to have long enough time delay between the holes. In the cut area, the delay between the holes must be long enough to allow time for breakage and throw of rock through the narrow empty hole. It is proved that the rock moves with a velocity of 40 to 60 meters per second. A cut drilled to 4 m depth would thus require a delay time of 60 to 100 ms to be clean blasted. Normally delay times of 75 to 100 ms are used in the cut.

In the first two squares of the cut only one detonator of each delay should be used. In the following 2 squares two detonators of each delay may be used. In the stopping area, the delay time must be long enough for the movement of the rock. Normally the delay time is 100 to 500 milliseconds.

For the contour holes the scatter in delay between the holes should be as small as possible to obtain a good smooth blasting effect. Therefore, the roof should be blasted with the same interval number, normally the second highest of the series. The walls are also blasted with the same period number but with one delay lower than that of the roof.

Detonators for tunneling can be electric or non-electric.

The electric detonators are manufactured as MS (millisecond) and HS (half-second) delay detonators.

The non-electric detonators are manufactured as deci-second and half-second delay detonators.

Recommended detonators for tunneling:

Electric detonators:

	Interval No.	Delay time
VA/MS	<u>1</u>	25 ms
VA/MS	<u>4</u>	100 ms
VA/MS	<u>7</u>	175 ms
VA/MS	<u>10</u>	250 ms
VA/MS	<u>13</u>	325 ms
VA/MS	<u>16</u>	400 ms
VA/MS	<u>18</u>	450 ms
VA/MS	<u>20</u>	500 ms
VA/HS	2	1.0 sec
VA/HS	3	1.5 sec
VA/HS	4	2.0 sec
VA/HS	5	2.5 sec
VA/HS	6	3.0 sec
VA/HS	7	3.5 sec
VA/HS	8	4.0 sec
VA/HS	9	4.5 sec
VA/HS	10	5.0 sec
VA/HS	11	5.5 sec
VA/HS	12	6.0 sec

The MS and HS series give 19 periods which is sufficient in most cases. The VA/MS and VA/HS detonators may be used in the same round, as the electric characteristics of the VA detonators are the same, independent of the delay times.

Recommended legwire lengths for a 4 m hole depth are 5.0 and 6.0 m.

Non-electric detonators:

	Interval numbers	Delay time	Delay time between intervals
Nonel GT/T	0	25 ms	
Nonel GT/T	1-12	100-1200 ms	100 ms
Nonel GT/T	14, 16		
	18, 20	1400-2000 ms	200 ms
Nonel GT/T	25, 30, 35		
	40, 45, 50		
	55, 60	2500-6000 ms	500 ms

This tunnel series gives 25 different periods and is thus even more versatile than the electric tunnel series.

Recommended tube lengths for bunch blasting with Nonel are 6.0 to 7.8 m.

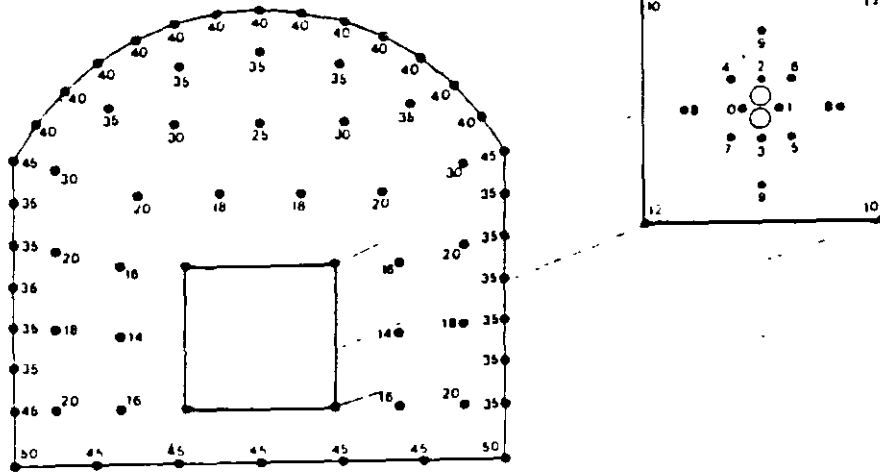
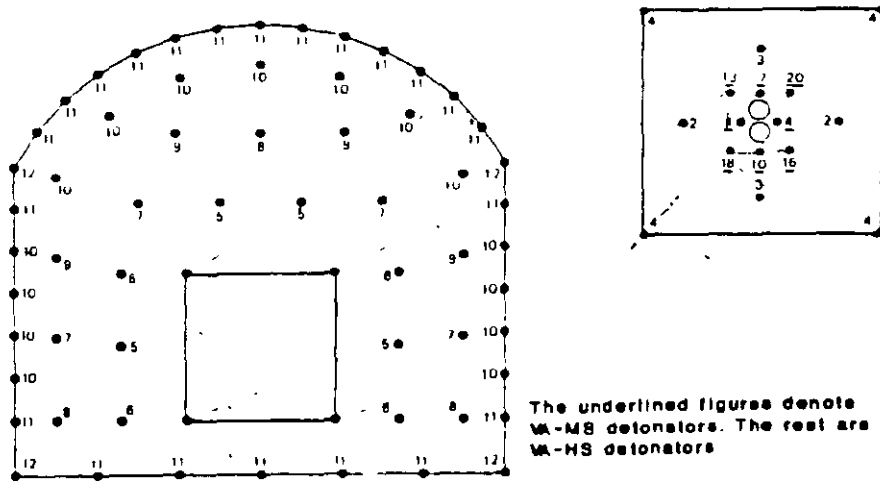


Fig 7.16 Typical firing pattern for NONEL GTIT.



The underlined figures denote VA-MS detonators. The rest are VA-HS detonators

Fig. 7.17 Typical firing pattern for VA/MS and VA/HS detonators.

In the 4th square of the cut, four units of VA/HS interval No. 4 are used. This is made possible by wide range of scatter (± 200 ms) within the interval for HS detonators.

7.1.5 Cuts with angled holes.

The V-cut.

The most common cut with angled holes is the V-cut.

A certain tunnel width is required in order to accommodate the drilling equipment. Furthermore, the advance per round increases with the width and an advance of 45 to 50 % of the tunnel width is achievable.

The angle of the cut must not be too acute and should not be less than 60° . More acute angles require higher charge concentration in the holes.

The cut normally consists of two V:s but in deeper rounds the cut may consist of triple or quadruple V:s.

Each V in the cut should be fired with the same interval number using MS detonators to ensure coordination between the blastholes with regard to breakage. As each V is blasted as an entity one after the other, the delay between the different V:s should be in the order of 50 ms to allow time for displacement and swelling.

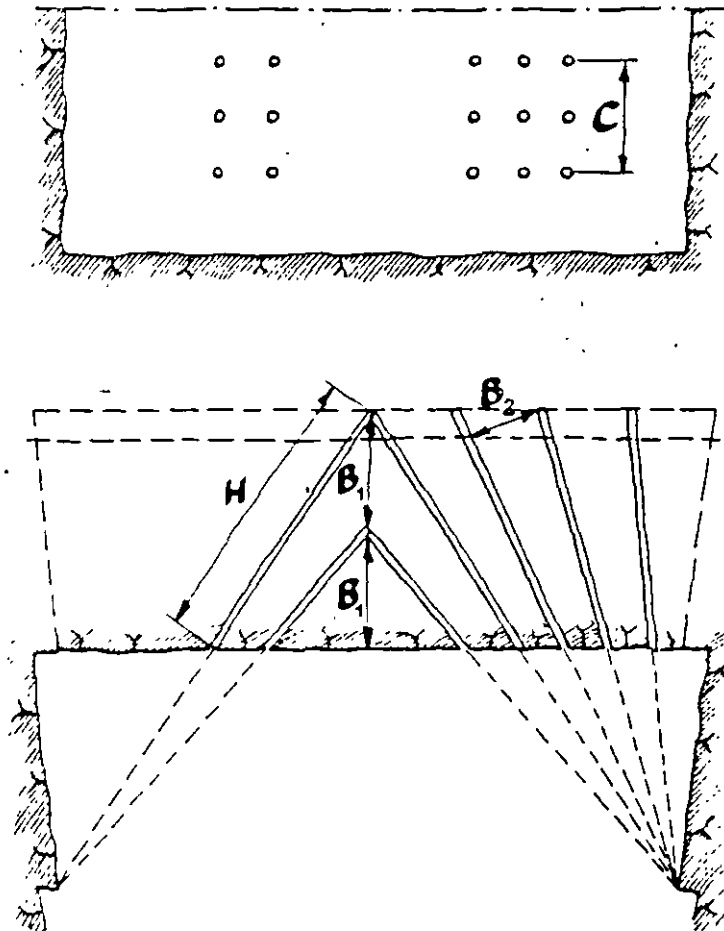
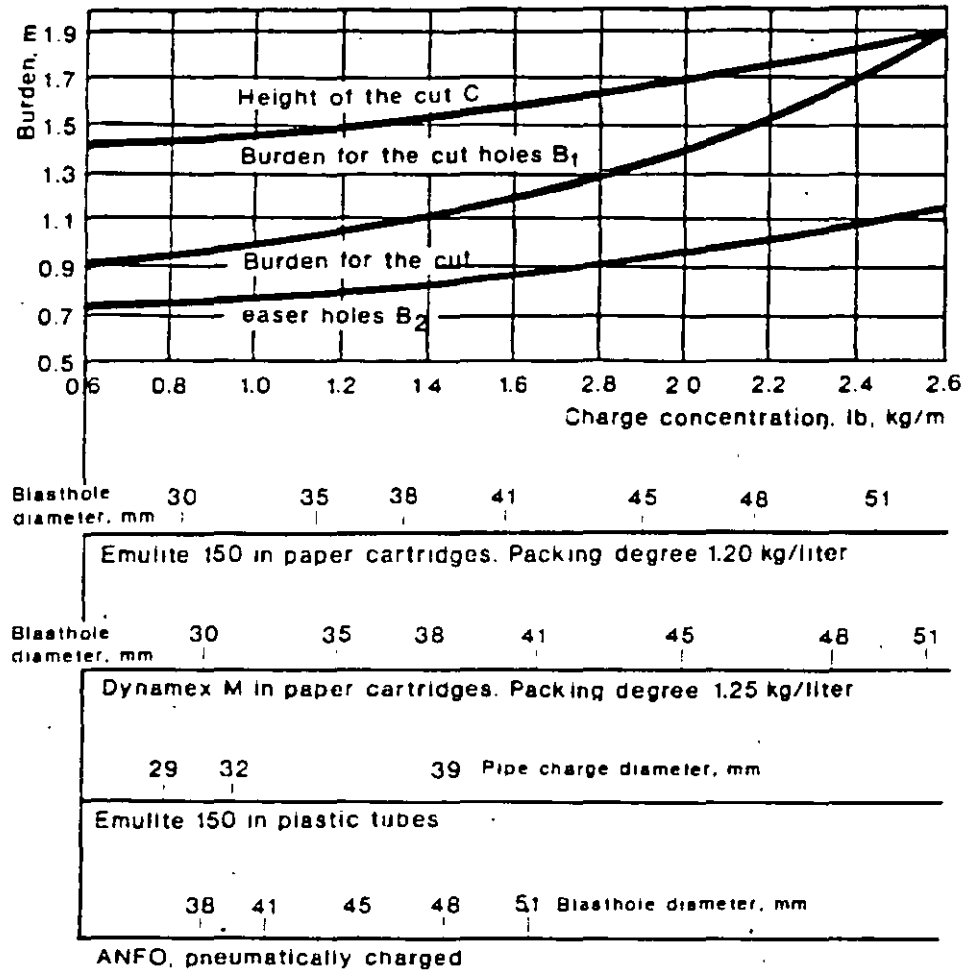


Fig. 7.18 V-cut

Calculation of the V-cut.

The following graph (7.19) gives the height of the cut (C) and the burdens B_1 and B_2 for the cut.



ANFO, pneumatically charged
 Fig. 7.19 The burdens B_1 , B_2 and the cut height C in relation to the bottom charge for different blasthole diameters and different explosives

Charging the cut holes.

The charge concentration in the bottom of the cut holes (l_b) can be found in graph 7.19.

The height of the bottom charge (h_b) for all cut holes is:

$$h_b = \frac{1}{3} \times H \quad \text{where } H = \text{hole depth (m)}$$

The concentration of the column charge (l_c) is:

$$l_c = 30 \text{ to } 50 \% \text{ of } l_b$$

The uncharged part (stemming) of the holes in the cut (h_u) is:

$$h_u = 0.3 \times B_1$$

The uncharged part for the rest of the cut is:

$$h_u = 0.5 \times B_2$$

For the rest of the round, the method of calculation is the same as that in Chapter 7.1.2 Stoping.

The fan cut.

The fan cut is an other example of angled cuts. Like the V-cut, a certain width of tunnel is required to accommodate the drilling equipment to attain acceptable advance per round.

The principle of the fan cut is to make a trench like opening across the tunnel and the charge calculations are similar to those in Chapter 5.6 Opening the bench. Due to the geometrical design of the cut the constriction of the holes is not large, making the cut easy to blast.

The drilling and charging of the holes are similar to that of the cut holes in the V-cut.

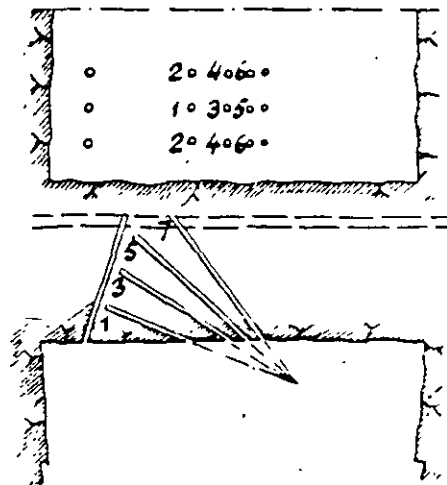


Fig. 7.20 Fan cut.

7.1.6 Example of calculation.

The project is a 1,500 m long road tunnel with a cross section area of 88 sq.m.

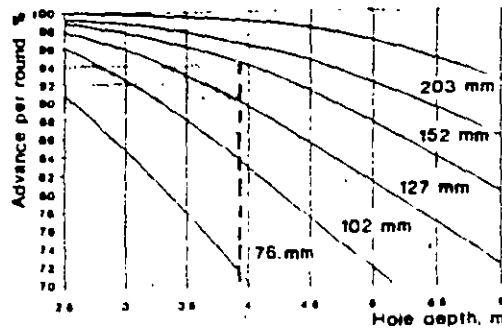
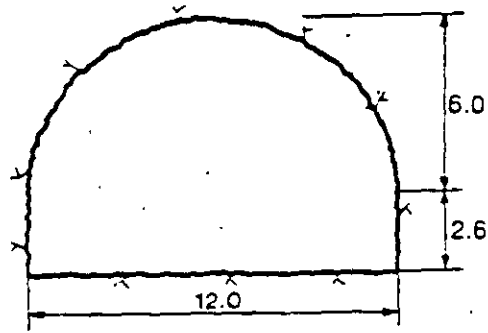
A blasthole diameter of 38 mm is chosen as the tunnel contour is to be smooth blasted. A larger blasthole diameter might cause overbreak from the stopping part of the round. The drilling equipment is an electro hydraulic jumbo with 4.3 m steel length and feed travel of 3.9 m.

The expected advance is 95 % of the blasthole depth.

The explosive is Emulite 150 in 29 and 25 mm cartridges for the cut, stoping and floor. Gurit 17×500 mm in plastic cartridges is used for the contour. Nonel GT/T is used for initiation.

To attain an advance of more than 90 % of the blasthole depth, 3.9 m, a large hole diameter of 127 mm should be chosen.

2×89 mm large holes can be an alternative.



1st square.

The distance from the center of the large hole to the center of the closest blasthole is:

$$a = 1.5 \phi$$

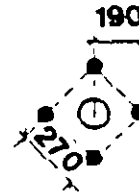
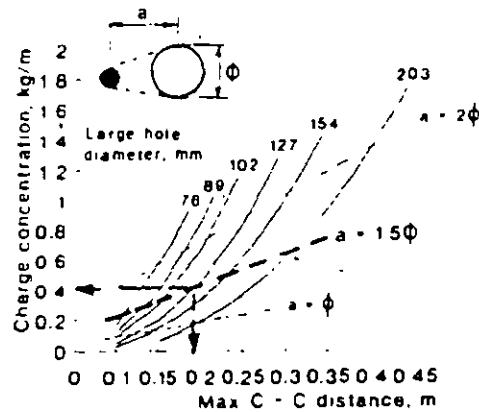
$$a = 1.5 \times 127 = 190 \text{ mm}$$

The width of the 1st square is:

$$W_1 = a\sqrt{2}$$

$$W_1 = 190\sqrt{2} = 270 \text{ mm}$$

The requisite charge concentration for the holes in the 1st square is 0.4 kg/m of Emulite 150. For practical reasons Emulite in 25×200 mm cartridges are used giving a charge concentration of 0.55 kg/m.



An overcharge of this magnitude does not cause any inconvenience. The uncharged part of the hole is equal to the C-C distance: $h_u = a$. The charge of the hole is the length of the charge $H - h_u$ times the actual charge concentration.

$$Q = l_c(H - h_u)$$

$$Q = 0.55(3.9 - 0.2)$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$

Key data for the 1st square:

$$a = 0.19 \text{ m}$$

$$W_1 = 0.27 \text{ m}$$

$$Q = 2.0 \text{ kg.}$$

2nd square.

The blasting of the 1st square created an opening of $0.27 \times 0.27 \text{ m}$. The burden in the 2nd square is equal to the width of the opening created.

$$B_1 = W_1$$

$$B_1 = 0.27 \text{ m}$$

$$C-C = 1.5W_1$$

$$C-C = 0.40 \text{ m}$$

$$W_2 = 1.5W_1\sqrt{2}$$

$$W_2 = 0.56 \text{ m}$$

The requisite charge concentration for the holes in the 2nd square is approx. 0.37 kg/m :

Emulite 150 in $25 \times 200 \text{ mm}$ paper cartridges is used making the practical charge concentration 0.55 kg/m . The uncharged part of the hole is $0.5 \times B$.

$$Q = l_c(H - h_u)$$

$$Q = 0.55(3.9 - 0.15)$$

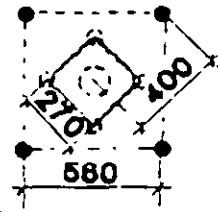
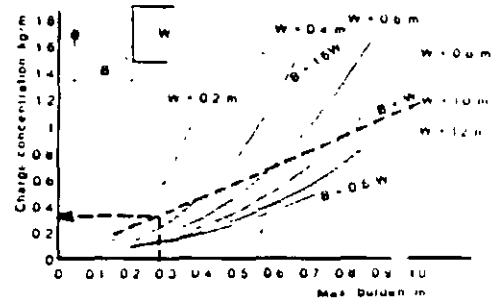
$$Q = 2.0 \text{ kg.}$$

Key data for the 2nd square:

$$B = 0.27 \text{ m}$$

$$W_2 = 0.56 \text{ m}$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$



3rd square.

The opening has now a width $W=0.56$ m. The burden B is equal to W_2 .

$$B_2 = W_2$$

$$B_2 = 0.56 \text{ m}$$

$$C-C = 1.5W_2$$

$$C-C = 0.84 \text{ m}$$

$$W_3 = 1.5W_2\sqrt{2}$$

$$W_3 = 1.18 \text{ m}$$

The requisite charge concentration is approx. 0.65 kg/m. Now the 25x200 mm cartridges do not provide sufficient charge concentration to ensure breakage. A larger dimension of Emulite 150 must be used unless the cartridges are tamped.

Emulite 29x200 mm in paper cartridges give a charge concentration of 0.90 kg/m. The hole will thus be overcharged.

The uncharged part of the hole is $0.5 \times B$.

$$Q = I_c(H-h_u)$$

$$Q = (0.90)(3.9-0.3)$$

$$Q = 3.2 \text{ kg}$$

Key data for the 3rd square:

$$B = 0.56 \text{ m}$$

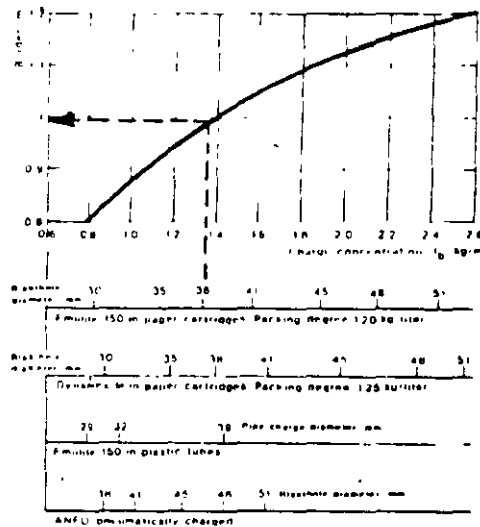
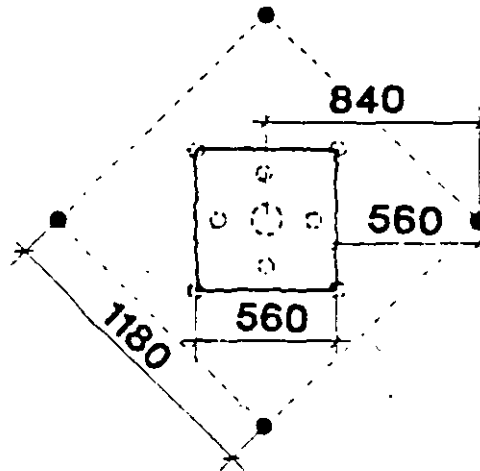
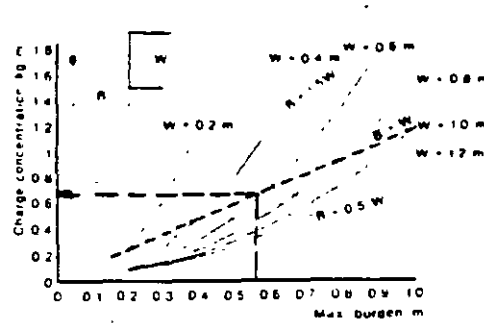
$$W_3 = 1.18 \text{ m}$$

$$Q = 3.2 \text{ kg}$$

4th square.

The width of the opening is now 1.18 m. If B is chosen equal to W , the burden will be greater than that of the stopping part of the round. Therefore, the burden must be adjusted to that of the stopping part and the charge calculations are made as for stopping holes.

The burden is chosen from the graph 7.14 to 1.0 m.



The charge concentration of the bottom charge is found in the same graph to be 1.35 kg/m.

From the adjoining table the charge of the hole can be calculated,

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3H$$

$$h_b = 0.33 \times 3.9$$

$$h_b = 1.3 \text{ m}$$

$$Q_b = l_b \times h_b$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3$$

$$Q_b = 1.75 \text{ kg}$$

Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height column charge (m)	Charge concentration		Quantity (kg)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	1.8	1.1	1.3	1.35	0.5	1.0
Wall	0.9	1.1	1.6	1.35	0.4	0.5
Roof	0.9	1.1	1.6	1.35	0.3	0.5
★ sloping						
upwards	1.8	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
horizontal	1.8	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
downwards	1.8	1.2	1.3	1.35	0.5	0.5

In the bottom charge Emulite in paper cartridges with 29 mm diameter is used and tamped well.

The column charge is:

$$l_c = 0.5 \times l_b$$

$$l_c = 0.5 \times 1.35$$

$$l_c = 0.67 \text{ kg/m}$$

The product with dimensions closest to this is Emulite 150, 29×200 mm with an $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$

Practical $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$

$$h_c = 0.5B$$

$$h_c = 0.5 \times 1.0 = 0.5 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_o$$

$$h_c = 3.9 - 1.3 - 0.5$$

$$h_c = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = l_c \times h_c$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1$$

$$Q_c = 1.9 \text{ kg}$$

$$Q_{tot} = Q_b + Q_c$$

$$Q_{tot} = 1.75 + 1.9$$

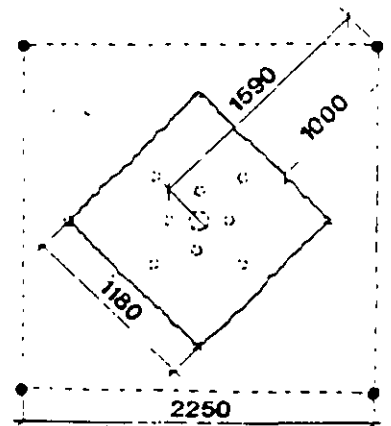
$$Q_{tot} = 3.65 \text{ kg}$$

Key data for the 4th square:

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$W_4 = 2.2 \text{ m}$$

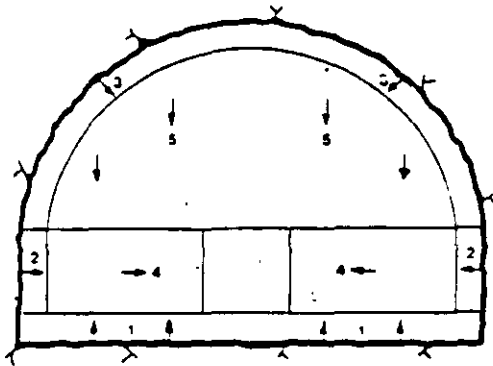
$$Q = 3.65 \text{ kg}$$



After the cut has been designed, the rest of the round is calculated.

This is most simply done in the following order:

1. Floor holes.
2. Wall holes.
3. Roof holes.
4. Stopping, upwards and horizontal.
5. Stopping downwards.



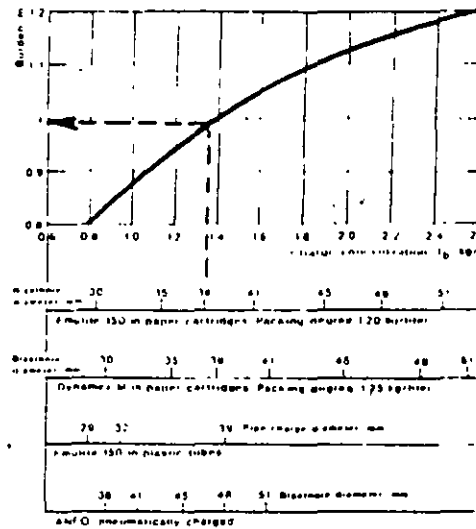
The reason for starting with the perimeter holes is to decide the burdens and spacings for the outer boundaries of the round.

When these calculations are completed the cut and the stopping holes may be located in accordance with the parameters which apply to them.

1. The floor holes.

In the calculation of all perimeter holes, the "look-out" has to be taken into account. As mentioned earlier, the "look-out" should not exceed 10 cm + 3 cm/m of hole depth. In this case the "look-out" should be limited to 20 cm.

The burden is 1.0 m according to the graph and the spacing is 1.1 x B. Due to "look-out", the holes above the floor holes are set out 0.8 m above the floor. The spacing is 1.1 m.



Bottom charge:

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3 \times 3.90 = 1.30 \text{ m}$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kg}$$

Column charge:

$$l_c = l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_c = 0.2 \times B = 0.2 \text{ m}$$

$$h_t = H - h_b - h_c = 2.4 \text{ m}$$

$$Q_c = 1.35 \times 2.4 = 3.25 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 3.25 = 5.0 \text{ kg}$$

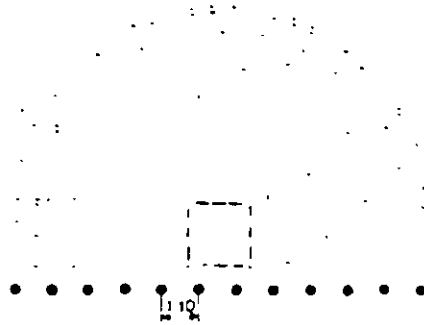
Part of line (m)	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	Stemming (m)
★ Floor	1.0	1.1	1.3	1.35	1.0	0.2
Wall	0.4	1.1	1.4	1.35	0.4	0.5
Floor	0.9	1.1	1.6	1.35	0.3	0.5
Stopping						
Upwards	1.0	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
Horizontal	1.0	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
Downwards	1.0	1.2	1.3	1.35	0.5	0.5

Key data for floor holes:

$B = 1.0 \text{ m}$

$S = 1.1 \text{ m}$

$Q = 5.0 \text{ kg}$



2. The wall holes.

In this particular case the walls are very low and do not make a good example for the design of the drifting and charging pattern.

The drifting pattern is taken from the smooth blasting table and the burden is chosen to be 0.8 m and the spacing to 0.6 m.

The uncharged part of the hole is 0.2 m.

The charge concentration for Gurit 17x500 mm is 0.23 kg/m. The holes will be charged with 7 tube charges and 1 stick of Emulite 150, 25x200 mm in the bottom.

Bottom charge:

$Q_b = 0.11 \text{ kg}$

Column charge:

$Q_c = 7 \times 0.115 = 0.81 \text{ kg}$

Total charge:

$Q = 0.11 + 0.81 = 0.92 \text{ kg}$

The "look-out" has to be considered, so the burden to be set out on the face is $0.8 - 0.2 = 0.6 \text{ m}$.

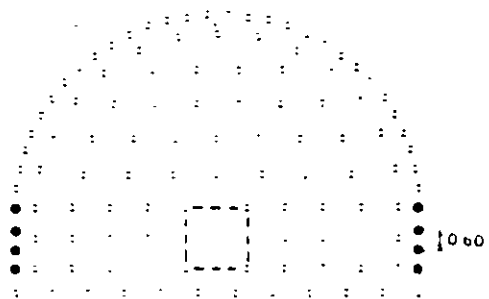
Key data for the wall holes:

$B = 0.8 \text{ m}$

$S = 0.6 \text{ m}$

$Q = 0.92 \text{ kg}$

Perimeter hole diam mm	Charge con- centration kg/m	Charge type	Burden m	Spacing m
25-30	0.11	11 mm Gurit	0.3-0.7	1.0-2.0
25-40	0.23	17 mm Gurit	0.7-0.9	0.6-0.8
21-64	0.42	22 mm Gurit	1.0-1.1	0.6-0.8
21-64	0.45	22 mm Emulite	1.1-1.2	0.6-0.8



7.2 Shafts.

In mining, shafts form a system of vertically or inclined passageways which are used for transportation of ore, refill, personnel, equipment, air, electricity, ventilation etc.

In underground construction, shafts are driven for the building of penstocks, cable shafts, ventilation and elevator shafts, surge chambers etc. In addition, shafts are driven as "glory holes" for transportation of material which is not accessible by other means than vertical or close to vertical tunnels.

Shafts are either driven downwards, sink shafts, or upwards, raise shafts.

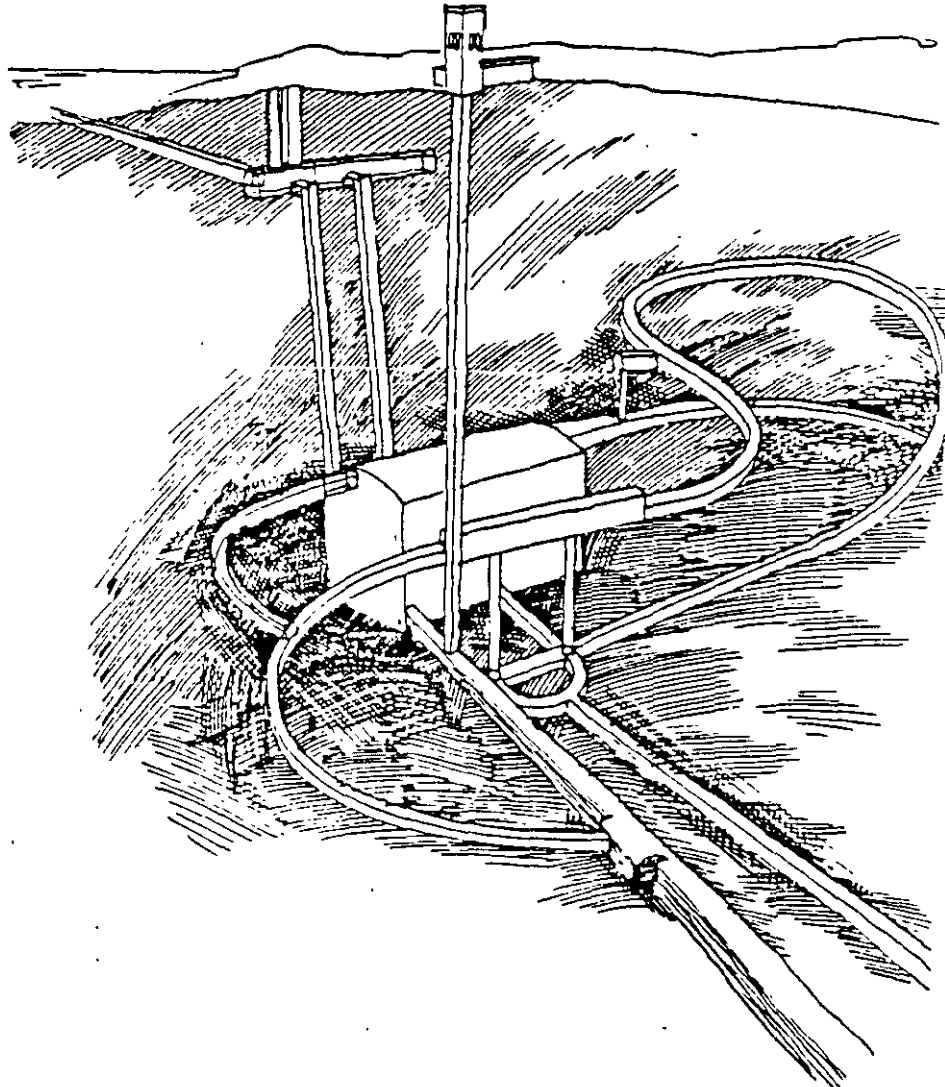


Fig. 7.22 Typical tunnel system in a hydroelectric power plant.

7.2.1 Sink shafts.

Sink shafts are passageways sunk from the surface downwards or underground from one level to a lower one. The majority of the sink shafts are driven vertically.

Shaft sinking is one of the most difficult and risky blasting jobs as the work area is normally wet, narrow and noisy. Furthermore, the drilling and blasting crews are exposed to falling objects.

The advance is slow as the rock has to be removed between each blast with special equipment which has limited digging capacity. The blasted rock must be well fragmented to suit the excavation equipment.

The design of the cross section of the shaft principally depends on the quality of the rock. Nowadays most of the shafts are made with a circular cross section which gives better distribution of the rock pressure, thus decreasing the need for reinforcement, especially in deep shafts.

The most common drilling and blasting methods are benching and blasting with pyramid cut.

The **benching** method is a fast and efficient method as the time-consuming cleaning of the floor between the blasts can be minimized. It is also easy to keep the shaft free from water as a pump can always be placed in the lower blasted part of the shaft. The drilling and charging pattern is similar to that of smaller surface blastings.

The burden and spacing vary with the hole diameter but the drilling pattern is more closely spaced than for surface blasting due to higher constriction.

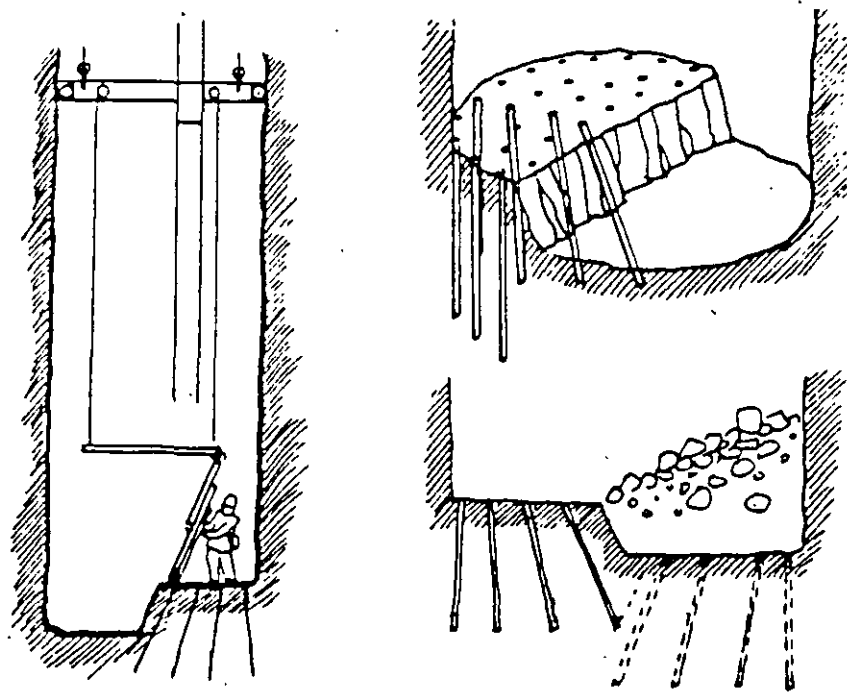


Fig. 7.23 Shaft sinking by benching.

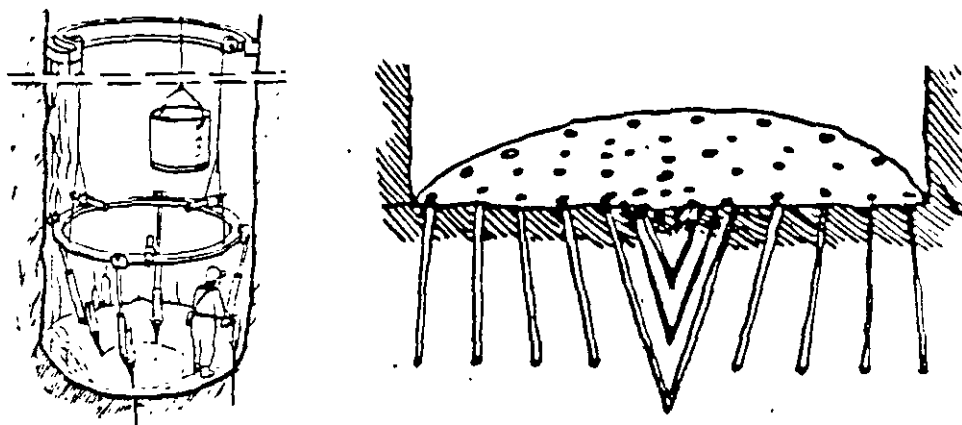


Fig. 7.24 Shaft sinking with pyramid cut.

Shaft sinking with **pyramid cuts** is similar to tunnel blasting with V-cuts. The drilling is done with a "drill-ring" which is composed of a circular I-beam to which the drilling machines are fixed. The "drill-ring" may be fixed to the shaft walls with bolts. Due to the construction of the "drill-ring", the cut will be conical.

The explosives used in shaft sinking must always be water resistant. Even if the ground is dry, the flushing water from the drilling will always stay in the blastholes.

For this reason explosives with excellent water resistance properties are preferred. Emulite 150 and Dynamex M are easily tamped to utilize the-hole volume well, thus decreasing the number of holes and the drilling and charging time. The specific charge in shaft sinking is rather high, ranging from 2.0 kg/cu.m. to 4.0 kg/cu.m.

The initiation of the blast may be done with electric detonators or non-electric detonators. As a sink shaft is a small confined area, thunderstorms are a particular hazard as stray currents tend to be transmitted down the shaft on pipes and cables. To avoid problems with evacuation of the blasting crew during a thunderstorm, NONEL detonators should be used.

7.2.2 Raise shafts.

The drifting of raise shafts – shafts which are driven from blasted underground chambers or tunnels, vertically or inclined upwards – is one of the most difficult, most costly and most dangerous undertakings in mining and construction.

As the drifting of raise shafts has increased in the world, new methods have been developed to make the work more mechanized, cheaper and safer.

Raise shafts were drifted in more or less the same way for decades until the 1950's when new types of raise shaft elevators were taken into use.

Various raise shaft drifting methods where blasting is part of the method.

Older methods:

- Timbered shafts
- Open shafts

Modern methods:

- Boliden elevator type Jora
- Alimak Raise Climber
- Longhole drilling

To start with the older methods, the timbered shaft method was the most common method in Sweden until some 40 years ago and is still occasionally used for shorter shafts. The raise shaft is driven vertically and divided into two sections by a timber wall which is extended before each blast. When the round is fired, one section is filled with rock. The blasted rock will then act as a working platform for the next round. In order to maintain the working height at the face some rock has to be excavated after each blast. The second section is used as a ladderway and for transportation of equipment, drill steel, explosives and timber. The ventilation is also placed in this section which is covered during blasting.

Timbered raise shafts have been driven up close to 100 m, but normally the maximum height should not exceed 60 m. The cross section area is usually 4 sq.m. and the advance per round approx. 2.2 m.

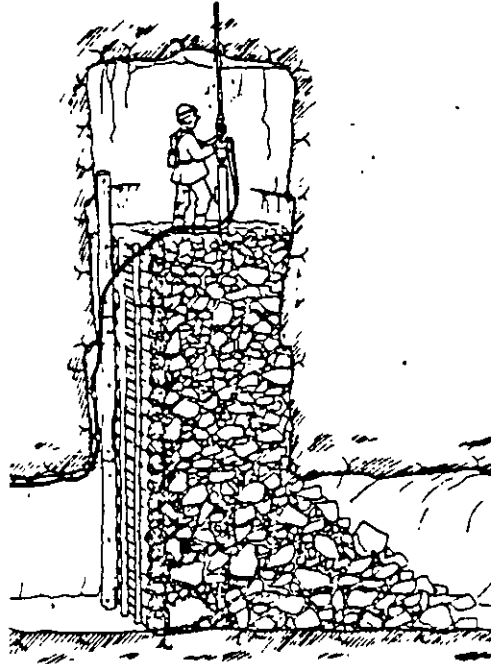


Fig. 7.25 Timbered raise shaft.

The timbered shaft method was replaced by open shaft methods when the cost of timber became too high. In one of these methods a working platform of planks is laid on timber which is supported by bolts in the shaft walls. New bolt holes are drilled in the shaft walls when the round is drilled so the platform can be moved upwards as the work proceeds.

Another open shaft method is to use steel tubes instead of timber. The steel tubes are bolted to the shaft walls and the tubes support the platform.

The open shaft methods are rarely used and when used, only for short raises, up to 25 m. From a safety point of view none of the open shaft methods is to be recommended.

The cross section is normally 4 sq.m. and the advance approx. 2.2 m.

The JORA lift method.

Raise shafting using a lift cage hanging on a wire which runs through a large drillhole has been used in Sweden and other countries since the 1940's, but it was not until the 1950's when Boliden AB developed the JORA lift, that the method came into wider use.

A large hole, diameter 110 to 150 mm, is drilled from an upper level in the center of the intended shaft. Through the hole a wire is sunk down to the lower level and a working platform with a lift cage is fastened to it. By a lifting gear the platform is elevated up to the shaft face by remote control from the lift cage. The drilling and charging are carried out from the platform on the top of the lift cage and some scaling can be done from the cage with the protection of the platform. During the scaling, drilling and charging operations the platform is fixed with bolts to the shaft walls. Before blasting the platform is lowered down and placed on a sledge like vehicle and towed aside. The wire is lifted up through the large hole before blasting. The large hole is used as cut hole in the blasting of the round. Due to the large size of the cut hole, advances of up to 4 m are obtained. The area is approx. 4 sq.m. and the maximum height is 100 m. In this method it is necessary to have free space above the shaft for the drilling of the large hole and for the placing of the lifting gear.

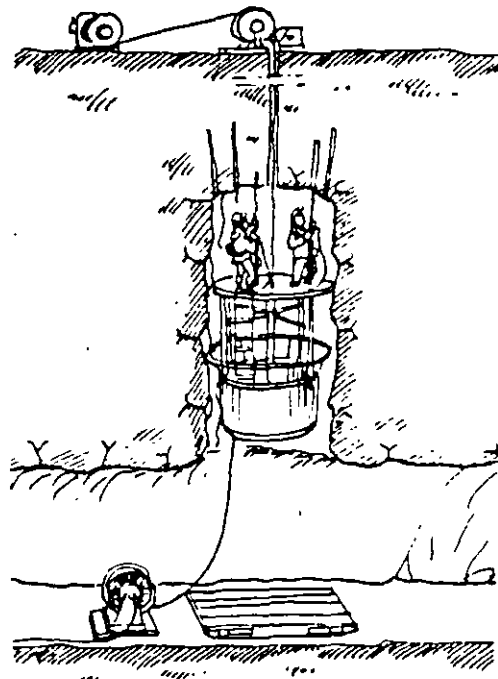


Fig. 7.26 The JORA lift.

The ALIMAK Raise Climber.

The Alimak raise shaft driving method was introduced in 1957 and became the most utilized system in the world because of its flexibility, safety, economy and speed.

The equipment consists of a raise climber with a working platform, which covers practically the entire area of the shaft. Under the platform there is a cage for the transport of personnel, material and equipment. The raise climber is propelled by a rack and pinion system along a special guide rail. The rail system incorporates a tube system for the air and water supply to the drilling equipment. The system also provides air for the blasting with NONEL and to ventilate the raise after the blasting.

The platform is equipped with a protective roof under which the blaster stands during scaling and drilling operations. If the inclination of the raise shaft is 60° or less the scaling may be done gradually during the ascent under the protection of the previously scaled hanging wall.

The Alimak method can be used for vertical as well as inclined shafts. The lower limit of the inclination depends on the angle of repose of the rock.

Unlike other modern methods for raise shafting, the Alimak needs only one point of attack, the lower one. The

upper break-through point may be prepared while the raise is driven.

The lengths which may be driven are only limited by the time which is at the blasting crews' disposal for ascent, scaling, drilling, charging, descent and blasting. For an 8 hour shift, the upper limit should be around 2,000 m. The lengths are also limited by the type of drive. The air-driven raise climber may be used for up to 150 m shaft length, electric drive up to 900 m. For longer shafts diesel-hydraulic driven climbers are used.

The area is normally 4 sq. m., but inclined shafts have been driven full face up to 36 sq. m.

Drilling and charging patterns are the same for all above mentioned raise shafting methods. Normally a raise shaft of 4 sq. m. is driven upwards and then the shaft is stoped to its final area. However, sometimes the shaft is driven "fullface" and as mentioned earlier areas up to 36 sq. m. have been successfully blasted.

The drilling and firing pattern for a raise shaft does not differ from that of a horizontal tunnel of the same size.

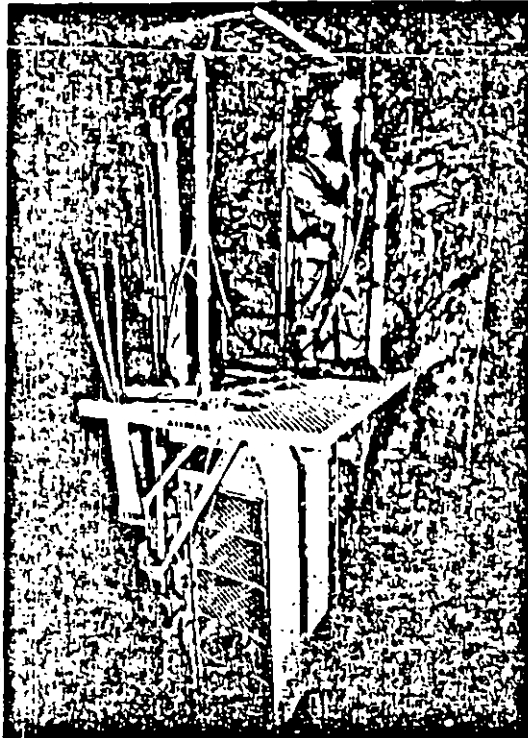


Fig. 7.27 The ALIMAK Raise Climber.

The Alimak work cycle:

Drilling:

The drilling and charging is carried out from the raise climber's platform under a specially designed protective roof. Both air and water to the drilling machines are supplied through tubes in the guide rail sections.

Blasting:

After drilling and charging the round, the raise climber is driven to the bottom and under the roof of the drift. During the blast, the climber is therefore well protected from falling rock.

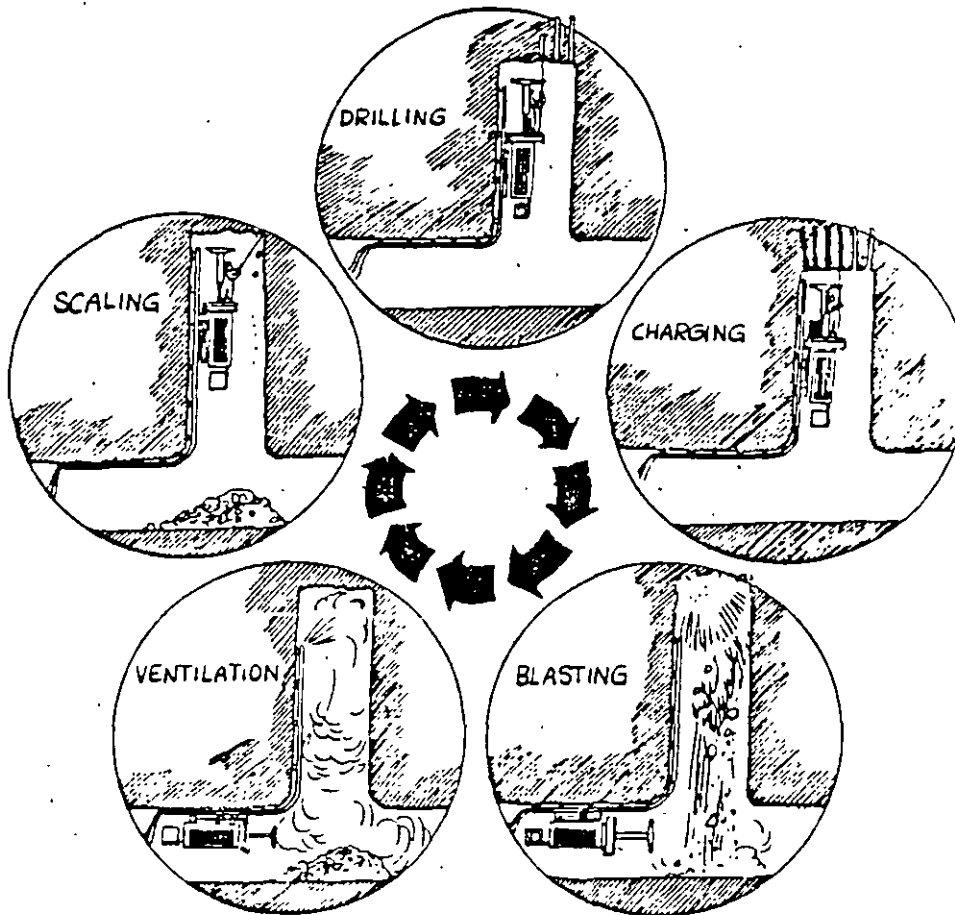


Fig. 7.28 The ALIMAK work cycle.

Ventilation:

After blasting the raise is ventilated and sprayed with water. The top of the guide rail is protected by a header plate which also acts as a water diffuser during the ventilation phase.

Scaling:

Scaling of the roof and walls of the raise is done from under the protective roof which gives the workmen good protection.

Generally large hole cuts are used and the design of the cut varies with the diameter of the large hole. (See 7.1.1 The cut, in Chapter Tunneling.)

The normal hole depth is 2.4 m and the expected advance 2.1 to 2.2 m.

The drilling is done with stopers, which are designed for raise driving, overhead drilling and roof bolting or drilling machines with jack legs.

For the blastholes drill series 11 (34 to 32 mm) is used and the large hole diameter is normally 75 mm.

For the stability of the walls and to avoid overbreak, the walls of the raise are normally smoothblasted. The smooth blasting method is also used if the shaft is to be widened at a later stage in order to avoid excessive scaling and to decrease the risk of rockfall.

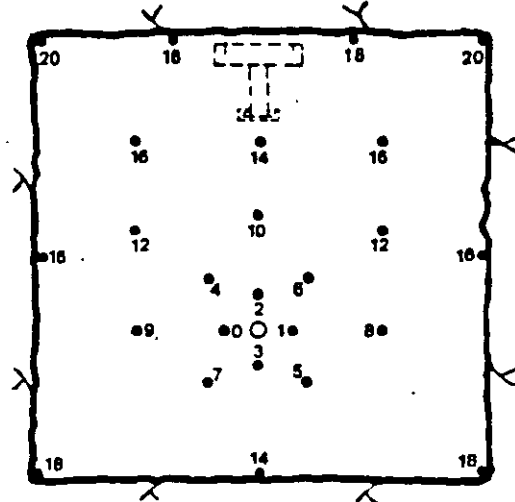


Fig. 7.29 Drilling and firing pattern for 4 sq.m. raise shaft.

A normal pilot shaft has an area of 4 sq.m. Normally one round is drilled and blasted per shift with an advance of 2.2 m. Working 2 shifts per day, the advance should be 4.4 m but taking disturbances in the work cycle into account, the long term advance is approx. 3.5 m/day or 70 to 90 m per month.

Shaft raising by long hole drilling.

In this method, all drilling is done downwards with parallel holes and the whole area is drilled at the same time.

Great precision in drilling and charging is a must and the lack of precision has earlier limited the practical height to 25 to 30 m. Now, with new drillrigs e.g. Atlas Copco Simba, the drilling can be carried out with great precision in any direction from vertical to 50°. With the Simba the deviation can be kept under 0.5 % for holes up to a length of 50 m.

The long hole drilling method is also advantageous from a safety point of view as all drilling and charging work is carried out from a safe location.

Two different cuts are used:

- large hole cut (blasting towards a large hole).
- crater cut (blasting towards the lower free face of the raise).

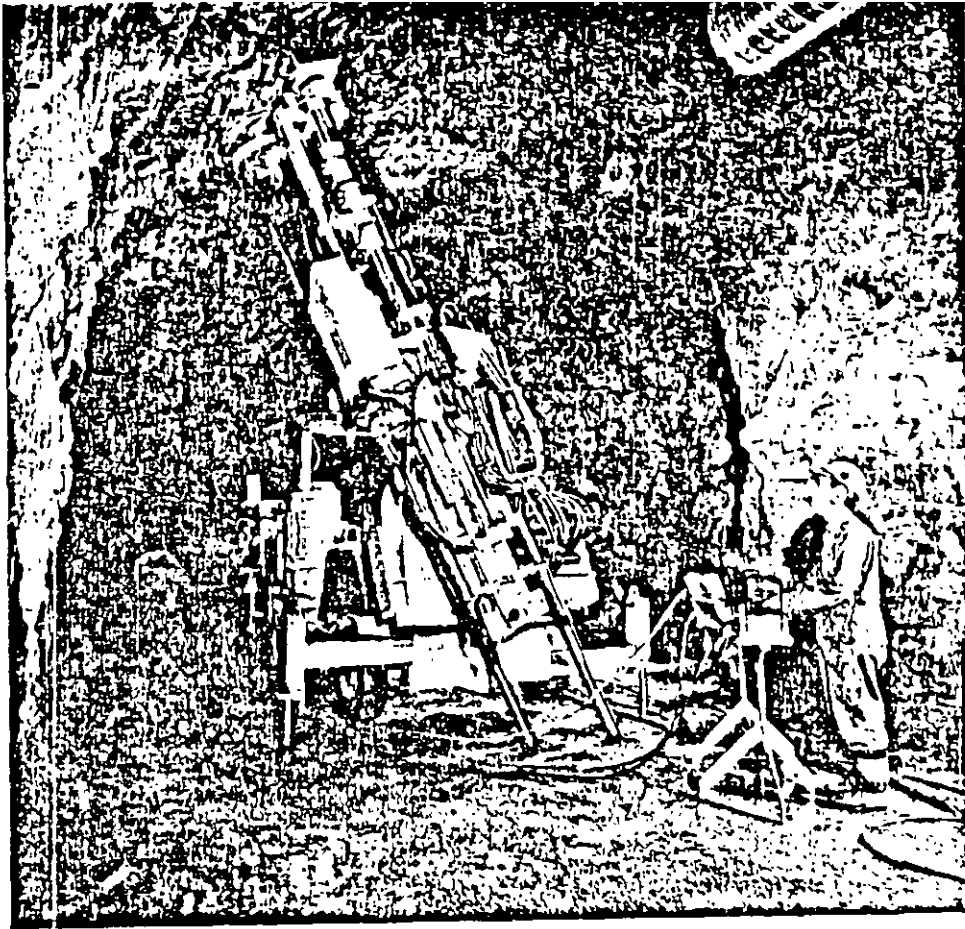
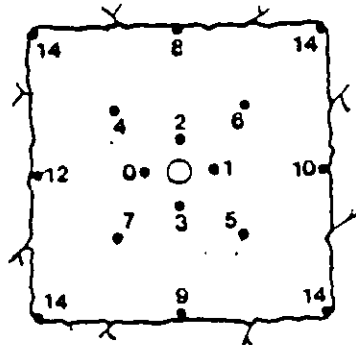


Fig. 7.30 Simba.

The large hole cut came first and is still the most common one. The drill holes in the round have a diameter of 50 to 75 mm and the central large hole is reamed to a diameter of 102 to 203 mm.



Large hole 153 mm
Blastholes 64 mm

Fig. 7.31 Firing sequence for 4 sq.m. raise.

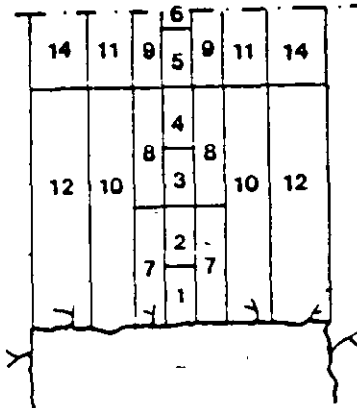


Fig. 7.32 Round sequence for raises with larger cross section.

The design and charging of the cut follow the same principles as described in Chapter 7.11 Tunneling, The cut. The firing sequence depends on the faulty drilling so the hole with the smallest real burden is fired with the lowest period number. It is therefore necessary to map every hole with regard to the faulty drilling.

The charging is done from the upper level. A piece of wood is lowered down on a rope and when the wood passes the lower mouth of the hole the rope is tightened and the piece of wood forms a plug for the lower part of the hole. The charges are lowered to the bottom of the hole. The hole should not be stemmed as the stemming may sinter and block the hole for the subsequent blast. The holes may be relatively overcharged compared with a tunnel cut as the charges are not confined at either end. Furthermore, the blastholes are normally of larger diameter than those used in tunnels. The risk of recompaction of the rock in the cut section can be considered as low even if the holes are considerably overcharged.

Crater blasting.

The blasting of a long hole drilled raise can also be carried out towards the free lower surface of the raise with a crater cut. No large diameter center hole is needed but the blastholes normally have a larger diameter than in the previous method. The crater blasting method is used only for the cut section to open a hole of approx. 1 sq.m., then normal stoping will follow.

The crater cut consists of five holes, one center hole and four edge holes. The center hole is blasted first whereupon the edge holes are blasted one by one with different delays.

Before charging, the holes are plugged with a piece of wood which is lowered down from the upper surface on a rope and secured to the lower rock surface. The hole is then filled with sand to the calculated level of the explosives charge. The charge should have a diameter close to that of the hole.

The charge is then stemmed with water. (Any other stemming may sinter and block the hole, making subsequent blasting operations impossible.)

The requisite charge weight and depth of the charge are calculated from Livingstone's theories as follows:

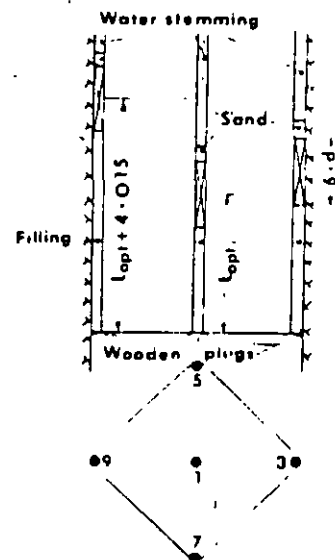


Fig. 7.33 Drilling, charging and firing pattern for crater cut.

1. The length of the charge shall be 6 times the blasthole diameter.

$$l = 6 \times d \quad (\text{mm})$$

2. The optimum depth of the charge is 50 % of the critical depth.

$$L_{\text{opt}} = 0.5 \times L_{\text{crit}} \quad (\text{mm})$$

3. The critical depth depends on the charge weight.

$$L_{\text{crit}} = S \times Q^{1/3} \quad (\text{mm})$$

where S = the strain energy factor approx. 1.5 (depending on the explosive used and the type of rock)

Q = charge weight in kg.

4. The charge weight is then

$$Q = \frac{3 \times d^3 \times \pi \times p}{2} \quad (\text{kg})$$

where p = charging density (1.2 kg/liter for Emulite 150 and 1.35 kg/liter for Dynamex M)

5. The optimum charge depth is then related to charge weight, explosives density, blasthole diameter and strain energy factor as follows:

$$l_{\text{opt}} = 0.5 \times S \times \sqrt[3]{\frac{3 \times \pi \times d}{2}} \times d \times 10 \quad (\text{mm})$$

The crater theory is valid only for the center hole. The charge of the edge holes is placed so that the burden is less than the charge depth of the crater hole. The charge depth increases with 10 to 20 cm between each hole.

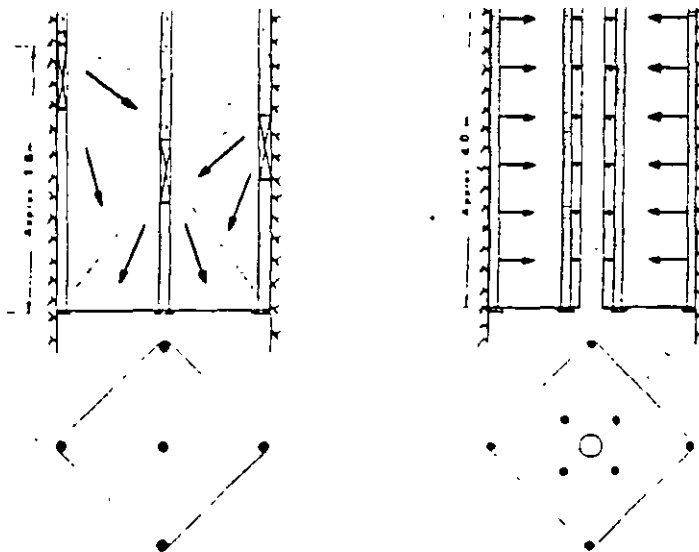


Fig. 7.34 Comparison of crater cut and standard large hole cut.

3. The roof holes.

The conditions for the roof holes are equal to those of the wall holes. The burden is chosen to 0.8 m and the spacing to 0.6 m.

The charge concentration is the same as for the wall holes.

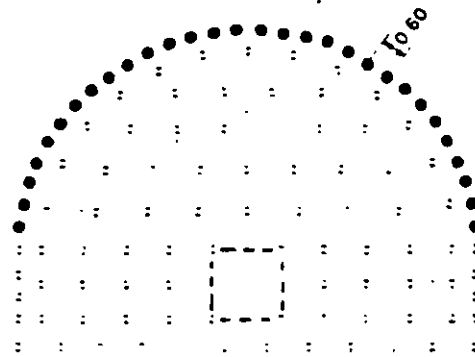
The "look-out" must be considered in this case as well.

Key data for the roof holes:

$$B = 0.8 \text{ m}$$

$$S = 0.6 \text{ m}$$

$$Q = 0.92 \text{ kg.}$$



4. Stopping upwards and horizontally.

The stopping holes are calculated in a similar way to the floor holes, but less explosives are needed. While the floor holes must be charged to compensate for gravity and heavage of broken rock, the stopping holes can normally contain less explosives as the direction of breakage is horizontal or close to horizontal.

Charge: Bottom, tamped Emulite 29 mm, $l_b = 1.35 \text{ kg/m}$.

Charge: Column, Emulite 29 mm in paper cartridges with $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$.

The burden B is 1.0 m, according to the graph 7.14

The spacing S will be 1.1 m according to adjoining table.

Bottom charge:

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3 \times 3.90 = 1.30 \text{ m}$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kg}$$

Column charge:

$$l_c = 0.90 \text{ kg/m}$$

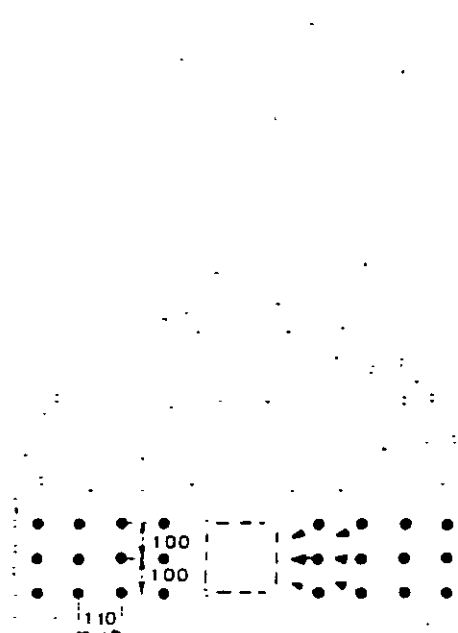
$$h_c = 0.5 \times B = 0.5 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_n = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1 = 1.9 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 1.9 = 3.65 \text{ kg}$$



Part of	Burden	Spacing	Height bottom	Charge concentration		
				Bottom	Column	
(m)	(m)	(m)	(m)	(kg/m)	(m)	
1 Floor	1-B	1-B	1.3-H	1	1.0-L	0.7-B
1 Wall	0.9-B	1-B	1.6-H	1	0.4-L	0.5-B
1 Roof	0.9-U	1-B	1.6-H	1	0.3-L	0.5-U
Stopping						
★ Upwards	1-B	1.1-U	1.1-H	1	0.5-L	0.5-B
★ Horizontal	1-B	1.1-U	1.3-H	1	0.5-L	0.5-B
1 Downwards	1-B	1.2-B	1.3-H	1	0.5-L	0.5-B

Key data for stoping holes upwards and horizontal:

B = 1.0 m
S = 1.1 m
Q = 3.65 kg

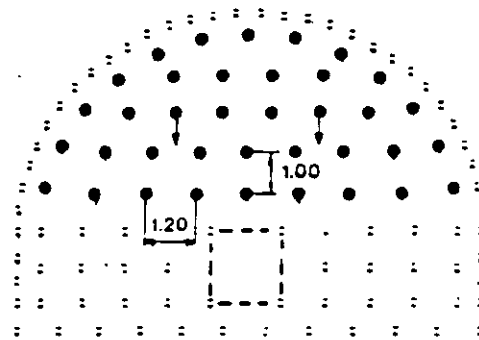
Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		Blasting (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	1 × B	1.1 × B	1/3 × H	5	1.0 × S	0.2 × B
Wall	0.8 × B	1.1 × B	1/6 × H	5	0.4 × S	0.5 × B
Roof	0.9 × B	1.1 × B	1/6 × H	5	0.3 × S	0.5 × B
Stoping						
Upwards	1 × B	1.1 × B	1/3 × H	5	0.5 × S	0.5 × B
Horizontal	1 × B	1.1 × B	1/3 × H	5	0.5 × S	0.5 × B
Downwards	1 × B	1.2 × B	1/3 × H	5	0.5 × S	0.5 × B

5. Stoping downwards.

The design of the drilling pattern for stoping downwards is similar to stoping in other directions with the difference that larger spacing may be permitted. The charge of the holes is the same in all stoping.

Key data for stoping holes downwards:

B = 1.0 m
S = 1.2 m
Q = 3.65 kg



SUMMARY

The round consists of 127 blastholes with 38 mm diameter and 1 large hole with 127 mm diameter.

The round is charged as follows:

Part of the round	No. of holes	Kind of explosive	Weight per hole (kg)	Total (kg)
Cut				
1st square	4	Emulite 150, 25 mm	2.0	8.0
2nd square	4	Emulite 150, 25 mm	2.0	8.0
3rd square	4	Emulite 150, 29 mm	3.2	12.8
4th square	4	Emulite 150, 29 mm	3.65	14.6
Floor holes	12	Emulite 150, 29 mm	5.0	60.0
Wall holes	8	Emulite 150, 25 mm	0.11	0.9
		Gurit 17 mm	0.81	6.5
Roof holes	30	Emulite 150, 25 mm	0.11	3.3
		Gurit 17 mm	0.81	24.3
Stoping:				
Upwards	8	Emulite 150, 29 mm	3.65	29.2
Horizontal	16	Emulite 150, 29 mm	3.65	58.4
Downwards	37	Emulite 150, 29 mm	3.65	135.1

Consumption per round: Emulite 150, 25×200 mm	20.1 kg
Emulite 150, 29×200 mm	310.1 kg
Gurit	30.8 kg
Nonel GT/T	127 units

The expected advance per round is over 90 %. It is assumed to be 3.55 m.

$$\text{Specific charge: } \frac{361.1}{3.55 \times 88.0} = 1.16 \text{ kg/cu.m.}$$

Explosives consumption for the whole project:

Number of rounds: $1500/3.55=425$

Consumption of

Emulite 150, 25×200 mm $20.2 \times 425 = \text{approx. 9 tons}$

Emulite 150, 29×200 mm $310.1 \times 425 = \text{approx. 132 tons}$

Gurit $30.8 \times 425 = \text{approx. 13 tons}$

Nonel GT/T $127 \times 425 = \text{approx. 54000 units.}$

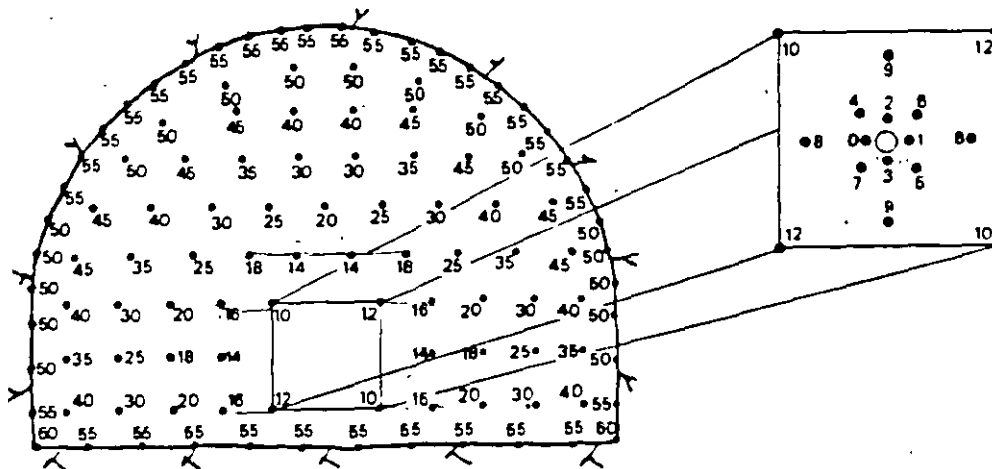


Fig. 7.21 Drilling and firing pattern.

The advantages with crater cut compared to large hole cut are:

1. Lower cost for drilling and explosives as less holes are drilled in the cut. The same hole diameter is used in all holes.
2. Drilling precision is not as essential as for large hole cuts.
3. Simpler blasting practice with less need for well trained personnel.

The disadvantage with the crater cut method is the relatively short rounds that may be shot each time.

7.3 Underground chambers.

The military defense forces started early to utilize solid rock for construction of fortifications which gave many advantages over surface construction. Solid rock is difficult to penetrate and underground chambers are difficult to discover and easy to guard.

The field of application is huge: Protection for guns, ammunition and soldiers, protection for submarines and smaller warships, storage for material, fuels and foodstuffs and not least as air-raid shelters for civilians.

Oil was initially stored in surface tanks, but after WWII storage in unlined storage chambers has become the most common method. The increased exploitation of sub-surface storage has to a great extent been due to the rapid development of rock blasting techniques. The increased mechanization of the operations has resulted in relatively unchanged construction costs over a number of years, while at the same time the price of land has increased considerably.

Common to all types of underground chambers is that they are well protected from a military point of view. They are well camouflaged and more difficult to damage than surface storage facilities if attacked from the air or overland. They require little land: surface space is only needed for access roads, ventilation etc. From an environmental point of view sub-surface storage is safer, as leakage does not often occur from underground chambers. It is safer than surface storage in case of fire, as the supply of oxygen is often insufficient to allow a bigger fire to develop.

Underground chambers have many fields of application:

- storage for different products
 - cold storage for food, wines, water, oil etc.
- garages, telephone exchanges, swimming pools
- military and civil stores and workshops
- air-raid shelters for people
 - aircrafts
 - warships
 - archives
- storage for lightly contaminated nuclear waste
- storage of nuclear residue
- hydro-electric powerstations

Some of the applications may be combined. In wartime, the space which is normally used for garages, workshops or swimming pools can be utilized as air-raid shelters.

The basis for underground chambers is a qualitative sound rock to build in. Some economic aspects have to be considered. If the chamber is located at too shallow a level, the cost of reinforcing the rock may be high as the quality of the surface rock is normally poorer than rock at deeper levels. However, deep location results in long access roads, which may cause problem both during construction and when the chambers come into use.

From the point of view of rock blasting techniques, the construction of underground chambers does not differ from that of tunnels of the same magnitude. The width of underground chambers cannot be too great due to the inability of the rock to support the roof by its own strength. For oil storage chambers and machine halls for hydro-electric power-plants, widths of 20 to 24 m have been constructed without need for heavy reinforcement. The height of the chambers may be up to 40 m.

Small underground chambers, with a height of less than 8 m are blasted as tunnels. In larger chambers, the operation has to be divided into several stages of drilling and blasting in which different methods are used:

- pilot tunnel with side stoping
- horizontal benching
- vertical benching.

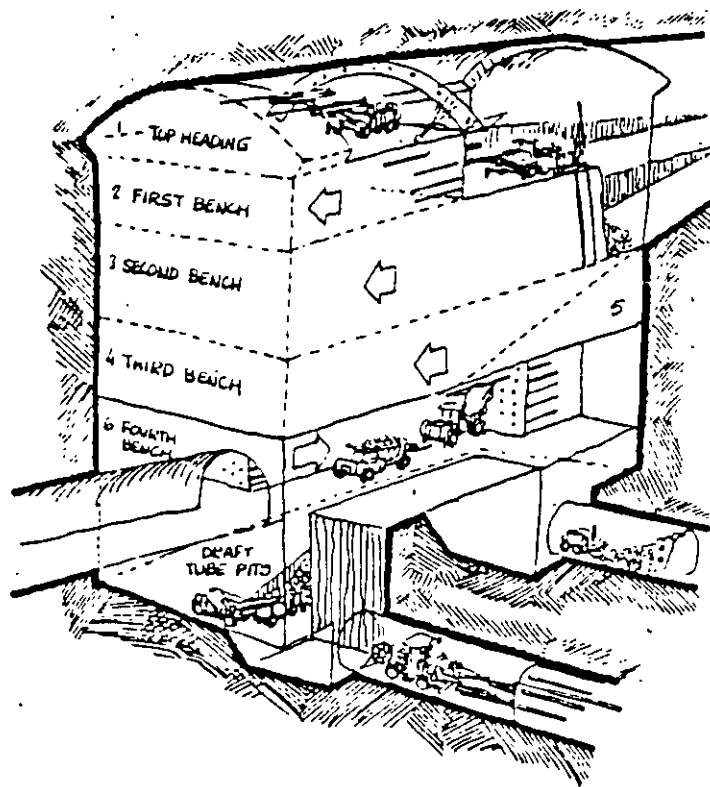


Fig. 7.35 Drifting stages in underground chamber.

The pilot tunnel is drifted at the roof of the chamber to facilitate scaling and reinforcement. The side stoping to full width is then carried out. Scaling and, if necessary, bolting and shotcreting of the roof are done simultaneously to avoid future expensive reinforcement work.

Then blasting is carried out in one or several benches. It is common for the first bench to be a horizontal bench utilizing the drilling equipment for the tunnel. Some rock chambers are also designed in such way that no space is available close to the wall for the boom of the vertical drilling equipment. The disadvantage with horizontal benching is that the height and depth of the round depends on the drilling equipment. The height is normally limited to 8 m and the depth of the round to 4 m. Other limitation on the blast design is that the blasthole diameter can rarely exceed 51 mm.

Excavation of the blasted material must be carried out between each blast.

Vertical benching is the dominant method for benching in rock chambers. The advantages with vertical benching is that drilling and excavation may be carried out simultaneously. The bench height may be varied within a wide range and larger blastholes may be used, often with better economy as a consequence. It is also easier to obtain a smoother contour with vertical benches than with horizontal.

The charge calculations for the pilot tunnel, side stoping and horizontal benching are the same as presented in Chapter 7 Tunneling, where the side stoping is calculated as stoping holes with horizontal breakage and the vertical bench as stoping holes with upwards breakage.

The vertical benching is calculated in accordance with Chapter 5 Bench blasting. If excavation is not carried out between the blasts, the specific charge has to be increased in order to compensate for movement of rock from previous rounds. See 5.8 Swelling.

Access tunnels are required for each bench for the transport of rock and equipment.

In certain cases, restrictions due to geological reasons, ground vibrations etc., may affect the execution of the work.

In Fig. 7.36 the roof must be bolted with 8 m long bolts and sprayed with concrete before any side stoping can be done.

The vertical bench is limited to a height of 4 m which makes it feasible to make a raise shaft, "glory hole", for the transport of the blasted rock. The raise shaft is a long hole drilled one, from the upper level and the blasting starts at the lower level. See Chapter 7.2.2.

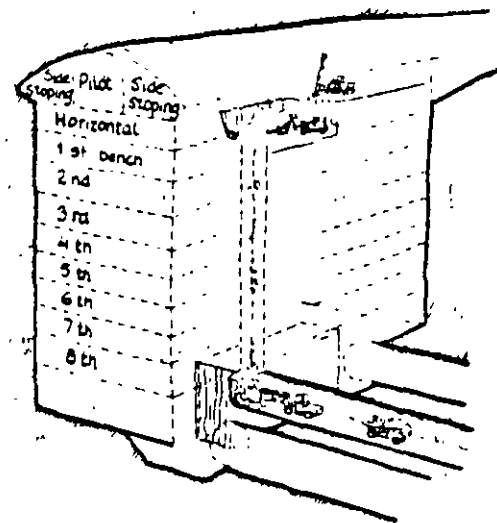


Fig. 7.36 Drifting stages for machine hall in hydro-electric power plant.

MATERIAL'S PROPERTIES PROBLEM

A certain ore deposit has been core-drilled and results from laboratory tests on the specimens were as follows:

SG_r for solid ore = 3.0, SG_r for broken ore = 2.4,
 $\sigma_c = 24,000$ psi, $\sigma_t = 2,000$ psi. Porosity = 3 per cent,
 $\epsilon_c = 417$ microinches/inch at 3,000 psi compressive load,
 $\epsilon_t = 104$ microinches/inch at 3,000 psi compressive load

If one can assume that the material's dynamic and static properties were similar, determine the following constants expressed in the proper units:

- (a) μ , (b) E_r , (c) G_r , (d) K_m , (e) K_1 , (f) S_r ,
(g) v_p , (h) v_s , (i) ϕ , (j) c_m , (k) τ_s , and (l) γ .
- (m) Construct a graph of Mohr's Failure Envelope on the assumption of a straight line relationship.
- (n) Based on the assumption the above values all apply to dry rock, estimate the possible effect water saturation might have on the values of the various constants.

1.5 References

1. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
2. Taylor, J.: "Detonation in Condensed Explosives", Oxford at the Clarendon Press, 1952.
3. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
4. Bauer, A.: "Explosives Technology Notes", Queen's University, Kingston, 1981.
5. Zerilli, F.: "Notes from Lectures on Detonation Physics", Naval Surface Weapons Center, Silver Spring, Maryland, 1981.

SOLUTION TO MATERIAL'S PROPERTIES PROBLEM

(a) By definition, $\mu = \frac{e_t}{e_c} = \frac{104}{417} = 0.25 \quad \leftarrow$

(b) From Eq. 9, $E_r = \frac{\sigma_c}{e_c} = \frac{3000}{417 \times 10^{-6}} = 7.18 \times 10^6 \text{ psi} \quad \leftarrow$

(c) From Eq. 10(a), $G_r = \frac{E_r}{2(1+\mu)} = \frac{7.18 \times 10^6}{2(1+0.25)} = 2.87 \times 10^6 \text{ psi} \quad \leftarrow$

(d) From Eq. 11, $K_m = \frac{E_r}{3(1-2\mu)} = \frac{7.18 \times 10^6}{3(1-0.5)} = 4.78 \times 10^6 \text{ psi} \quad \leftarrow$

(e) From Eq. 18(b), $K_i = \left[\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{2(1-0.25)}{1-0.50} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{1.5}{0.5} \right]^{\frac{1}{2}}$

or $K_i = (3)^{\frac{1}{2}} = 1.732 \quad \leftarrow$

(f) By definition, $f_f = \frac{S_{Gr}(\text{broken})}{S_{Gr}(\text{solid})} = \frac{2.4}{3.0} = 0.80 \quad \leftarrow$

(g) From Eq. 8(b), $\rho = 1.941(S_{Gr}) = 1.941(3) = 5.823 \text{ lb-sec}^2/\text{ft}^4$

Then, from Eq. 14(b),

$$V_p = \left[\frac{E_r(1-\mu)}{\rho_r(1+\mu)(1-2\mu)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$= \left[\frac{7.18 \times 10^6 \times 144(1-0.25)}{5.82(1+0.25)(1-0.5)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

or $V_p = 14,600 \text{ fps} \quad \leftarrow$

(h) From Eq. 18(a) $V_s = \frac{V_p}{K_i} = \frac{14,600}{1.732} = 8430 \text{ fps} \quad \leftarrow$

(i) From Eq. 21, $\sigma_z(1+\sin\phi) = \sigma_c(1-\sin\phi)$

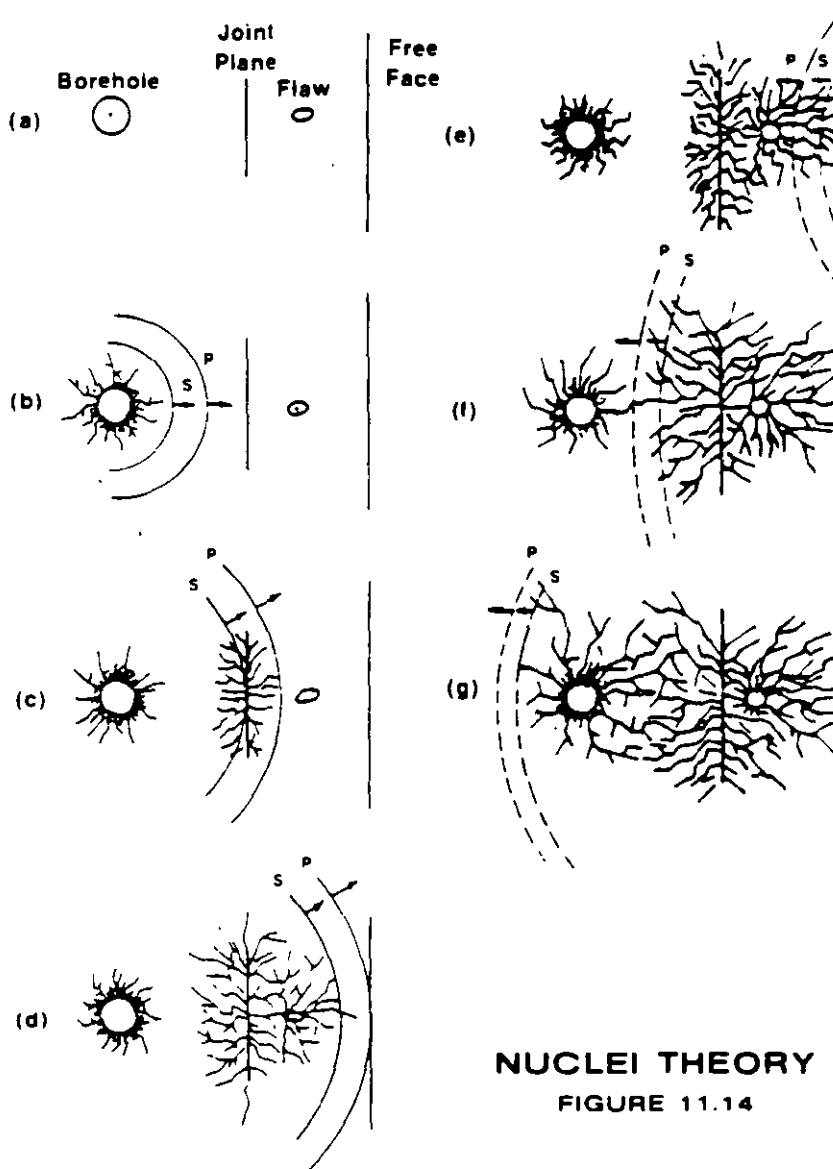
$$2000(1+\sin\phi) = 27,000(1-\sin\phi)$$

$$\sin\phi = \frac{11}{13} = 0.846$$

or $\phi = 58^\circ \text{ deg} \quad \leftarrow$

In more simple terms the important points of the theory are explained with the illustration in Figure 11-14. A borehole is located behind a free face with two discontinuities, a joint plane and a small flaw, located between the borehole and free face. Assume all other areas in the medium to be homogeneous and flaw free.

In unflawed material, only 8 to 12 dominant cracks emerge from a dense radial network around the borehole. These dominant cracks can travel significant distances and consequently form large pie shaped segments, that alone are not conducive for good fragmentation. Stress waves continuing away from the fractured zone around the borehole result in no further damage.



NUCLEI THEORY
FIGURE 11.14



In flawed material or sections of the material which contain flaws fragmentation is quite different. Consider the P and S waves propagating away from the fracture network around the borehole in Figure 11-14b and 11-14c. Refer to Chapter 12—Vibration/AirBlast section for a discussion on Seismic Waves. No fracturing takes place until the flaw (joint plane) is initiated by the P wave tail and the leading front of the S wave. (Figure 11-14c). The remainder of the S wave has sufficient energy to keep the crack from arresting. A similar effect occurs as the P and S waves move past the small flaw between the joint plane and the free face. (Figure 11-14d). It is important to note that cracks are initiated at flaw sites remote from the borehole region by the combined action of the P wave tail and the S wave front. Flaws initiated in the immediate borehole vicinity of these waves have only a small effect. Note also that the outward directed P and S waves can initiate flaws anywhere independent of the presence of a free surface.

When a P wave encounters a free face (Figure 11-14d and 11-14e), it is reflected and travels back into the medium as a tensile wave to meet the outgoing S wave. At this stage, constructive interference can occur which allows for further crack initiation or extension of cracks previously formed. New wave systems (PP, PS, SP, SS, PP, and S, PS, and S) will also form from the original outgoing wave system upon reflection at a free surface or discontinuity. These new wave systems can also contribute to crack extensions. Figure 11-14f and 11-14g illustrate further crack extensions when all wave systems have been reflected back towards the hole.

The important points of the nuclei or stress-wave flaw theory are:

- the fracture network spreads with the speed of the P and S waves, which initiate fracture around flaws remote from the borehole
- in highly flawed material, fragmentation results from the nucleation of new cracks at flaws and reinitiation of old cracks from the reflected stress wave systems
- gas pressurization does not contribute significantly to the fragmentation process

Computational models incorporating stress wave/flaw interaction as a mechanism of nucleating and extending cracks is growing in popularity. (32-38, 40) Although the models differ in approach and/or details, the main idea is that shock and/or stress waves fragment

material and gas pressure acts to displace the broken material. Stress wave functions not only to initiate fractures at or near the borehole wall, but also initiate fractures throughout the rock mass being blasted

Recent work in full scale production shots and in large blocks added further insight into this phenomena. (35) Stress wave induced fracturing at flaws and discontinuities removed from the borehole was found to be considerably greater than either spalling or borehole radial tensile failure documented by earlier works. Gas pressurized radial fracturing, in typical bench blasting operation, was found to be only a minor contributor to the overall fragmentation of the rock mass

Some key points of Winzer's theory and observations are:

- i) new fractures are seen to form at the face at about twice the time it takes for the P wave to traverse the burden distance
- ii) old fractures are the loci of new fractures or are re-initiated themselves early in the event; they continue to be active for several tens of milliseconds after detonation of the explosive
- iii) fragmentation continues in blocks of rock, following detachment from the main rock mass, by trapped stress waves
- iv) the fracture pattern on the free face is well developed prior to the expected time of arrival of radial cracks from the borehole
- v) in blasted faces from production-scale shots, fractures are observed to have initiated at, and propagated from, joint and bedding planes, suggesting the same operating mechanism(s) as those observed in homolite models at the University of Maryland
- vi) gas venting occurs through already open cracks relatively late in the event, indicating that the majority of fractures observed on the free face are not gas pressurized
- vii) in more massive rock stress waves are transmitted with higher velocity and less attenuation, but fewer fractures will form because there are few fracture sites. However, more radial fractures will form in massive rock, while fewer fractures form at a distance from the borehole

- viii) large fragments will form early in the event, and as they move and fractures open, large segments of the rock mass will be effectively isolated from further stress energy
- ix) in more heavily fractured rock, the stress wave velocity will be lower and attenuation higher, but there are more fractures to serve as initiation sites
- x) the stress wave takes longer to penetrate the mass, and movement of the rock can be expected to be slower as more energy is absorbed by the rock mass
- xi) cracks open more slowly, and smaller masses of rock are isolated early in the event, so that later arriving stress waves can continue to increase crack initiation and propagation

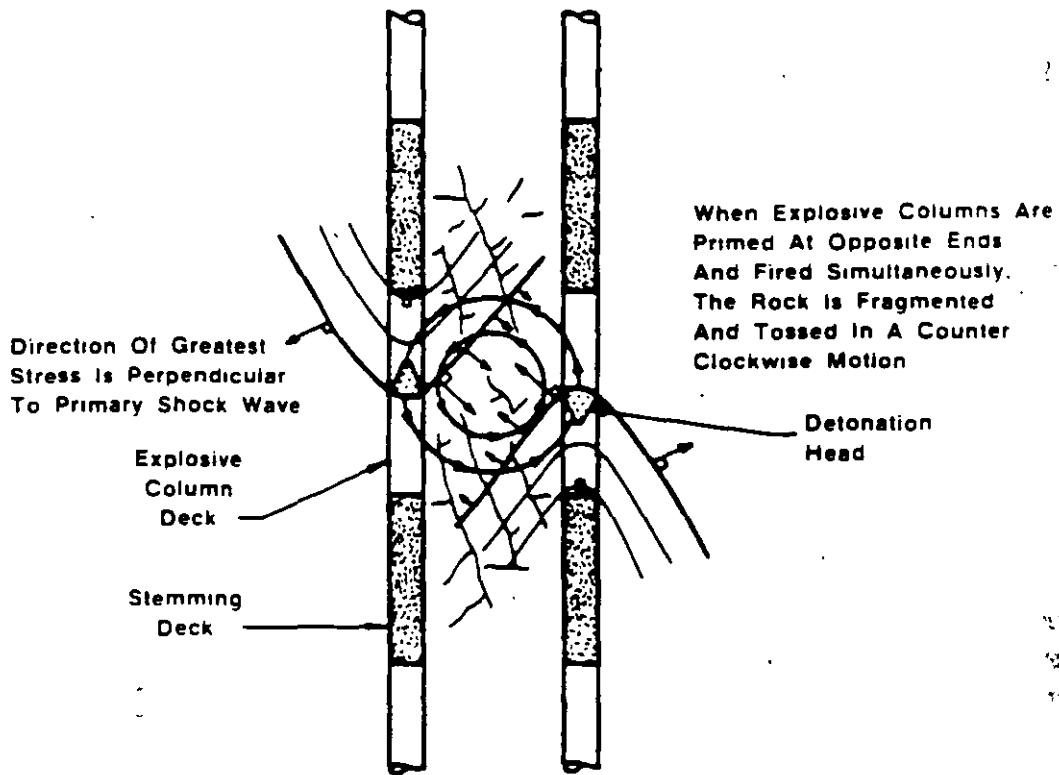
g. TORQUE THEORY

The success of this theory is totally dependent on the absolute, accurate timing of initiators. When two adjacent explosive columns are initiated simultaneously from opposite ends, a compressional shock wave from each column traveling parallel but in opposite directions is formed. (Figure 11-15) The greatest stress is always directed perpendicular to the primary shock front. This stress is also assumed to be greatest near the detonation head in the explosive and diminishes with distance away from the detonation head. An uneven stress distribution is formed between explosive columns when the columns are fired simultaneously and from opposite directions. This action tends to toss the fragmented rock between explosive columns in a counterclockwise motion. Reversing the primers of each explosive column will toss the material in a clockwise motion. This action is precisely what is needed to obtain uniform fragmentation and avoid tight muck piles such as in the case of in-situ retorting. For this theory to work, exact initiators are crucial; nothing less will do, especially when using explosives with very high velocity of detonation.

h. CRATERING THEORY (41-45)

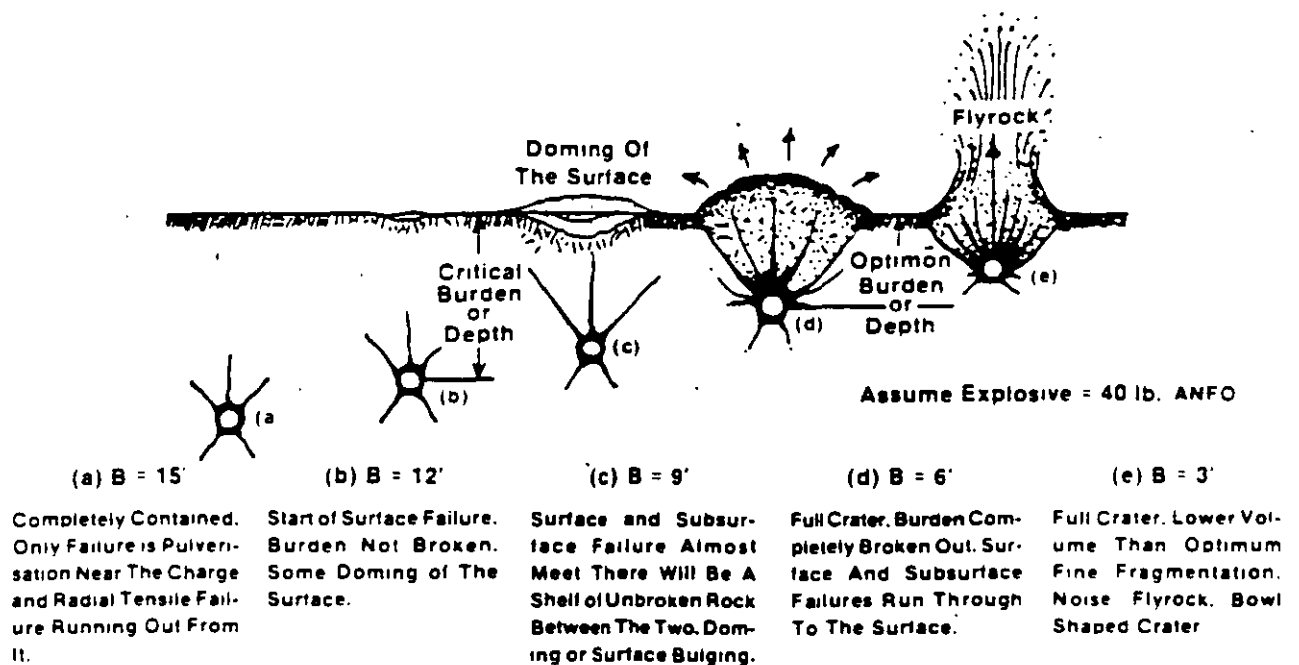
The concept of cratering, its development, and resulting applications were originally proposed by C.W. Livingston and later modified by others such as Lang and Bauer. (41) (43) (44) It involves a spherical charge of length to diameter ratio of less than or equal to 6 to 1, detonated at an empirically determined distance beneath the sur-





**APPLICATION OF NEW BLASTING
THEORY TO IN-SITU RETORTS
BLASTING
FIGURE 11.15**

face to optimize the greatest volume of permanently fragmented material between the charge and free surface. This implies that given a specific explosive and material, there exists a burden distance between the charge and free surface which yields the largest crater (Figure 11-16d). This burden is referred to as the optimum burden or depth. Similarly, there exists another burden distance referred to as the critical distance, which is too far below the surface to result in any crater or expulsion of material at the surface, other than minor radial cracks. This is the point where material at the surface just begins to show evidence of failure. (Figure 11-16b).



SCHEMATIC OF THE EFFECT OF DECREASING THE BURDEN ON CHARGES FIRED IN ROCK
FIGURE 11.16

Livingston determined, experimentally and theoretically, that there was a constant factor between this critical burden distance and the cube root of the weight of explosive and expressed it as:

Strain Energy Equation

$$N = E \times W^{\frac{1}{3}}$$

where:

N = critical distance in feet

W = weight of explosive in pounds

E = proportionality constant or the **strain energy factor** which has no units and is constant for one given explosive - rock combination

If a sufficient number of tests are performed as illustrated in Figure 11-16, then the strain energy factor could be calculated. For example if the critical burden was found to be 12 feet when using 40 pounds of ANFO, then

$$E = \frac{N}{W^{\frac{1}{3}}}$$

$$E = \frac{12}{(40)^{\frac{1}{3}}}$$

$$E = \frac{12}{3.42}$$

$$E = 3.51$$

Strain Energy Factor = 3.51

This strain energy factor, E, will differ if the same explosive is used in a different material or the same material is blasted with a different explosive. When rock gets more brittle, E increases and the optimum crater volume occurs at lower values of depth ratio. In softer material, E decreases and the optimum crater volume occurs at higher values of depth ratio.

The strain energy equation can be written in another form that relates the charge depth from surface to the depth ratio, strain energy and explosive weight as:

↑
Upper Limit of Shock Range

$$d_c = \Delta \times E \times W^{\frac{1}{3}}$$

where:

d_c = distance from surface to the center of gravity of the charge in feet

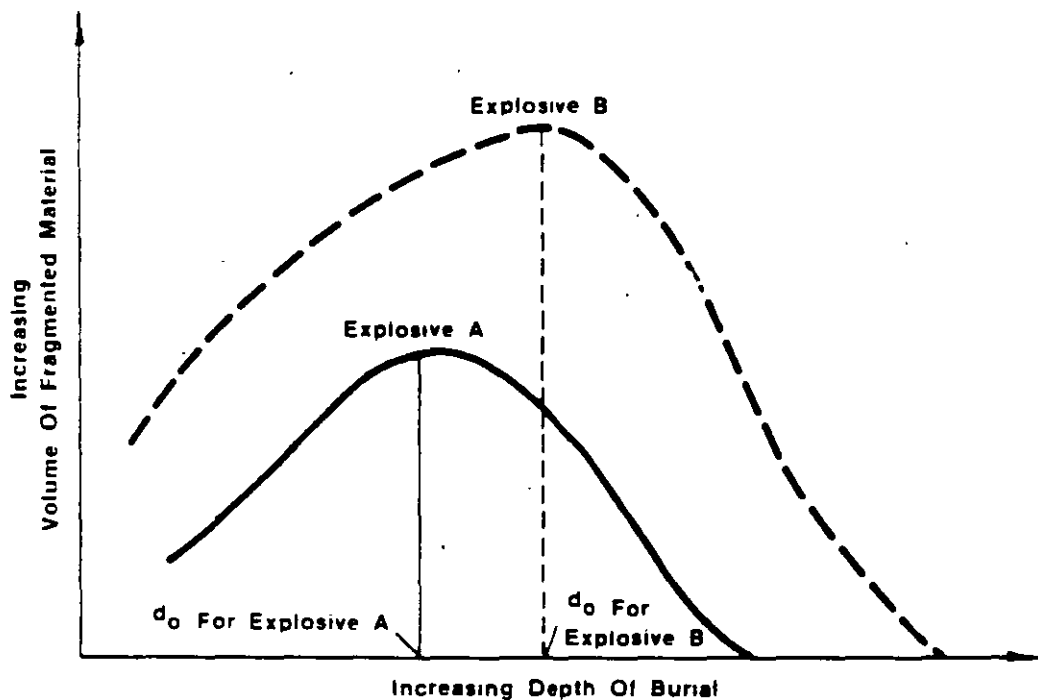
Δ = depth ratio = $\frac{\text{depth of burial}}{\text{critical depth}}$

W = weight of explosive in pounds

If d_c is the optimum burden that yields the greatest volume of fragmented material, then it is referred to as d_o and the optimum depth ratio is referred to as Δ_o .



Crater data can be plotted in a number of different ways. Figure 11-17 illustrates the effect of two explosives, A and B on the amount of fragmented material that each is capable of achieving at different depths of burials. Note that the higher energy explosive always fragments a greater volume of material at the same depth of burial as explosive A, but that the optimum depth of burial differs for each explosive.

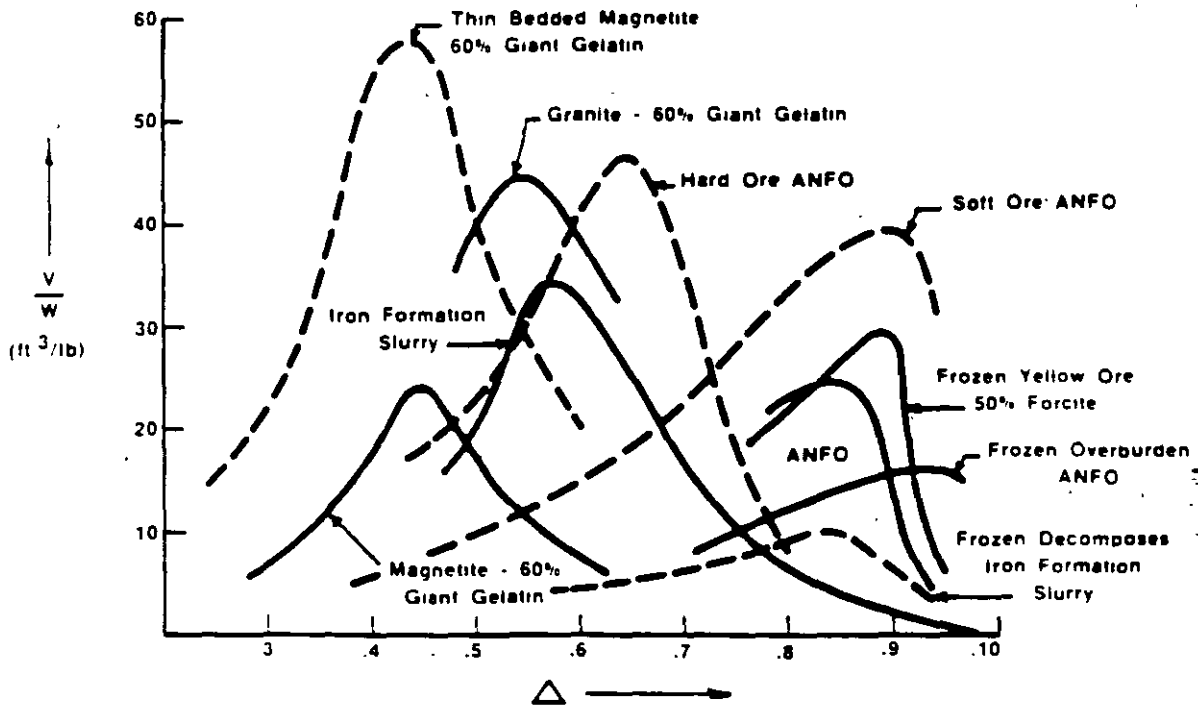


VOLUME OF FRAGMENTED MATERIAL VERSUS DEPTH OF BURIED FOR TWO EXPLOSIVES IN THE SAME MATERIAL

FIGURE 11.17

Another method of representing crater data on a common base is by plotting V/W on the y-axis and the depth ratio on the x-axis as shown in Figure 11-18 (44). V is the volume of broken material in cubic feet, W is the weight of explosive in pounds, and the depth ratio has been defined as the depth of burial divided by the critical depth. The important thing to note is that the optimum depth ratio, (Δ_0) , varies with each explosive-rock combination. The advantage of performing such field experiments is that one would obtain crater data specifically suited to the user environment for a number of different explo-

sives. Although the curves in Figure 11-18 are fitted as smooth curves, one should remember that some scatter of data is always present and it is important to take this into account for crucial applications of cratering.

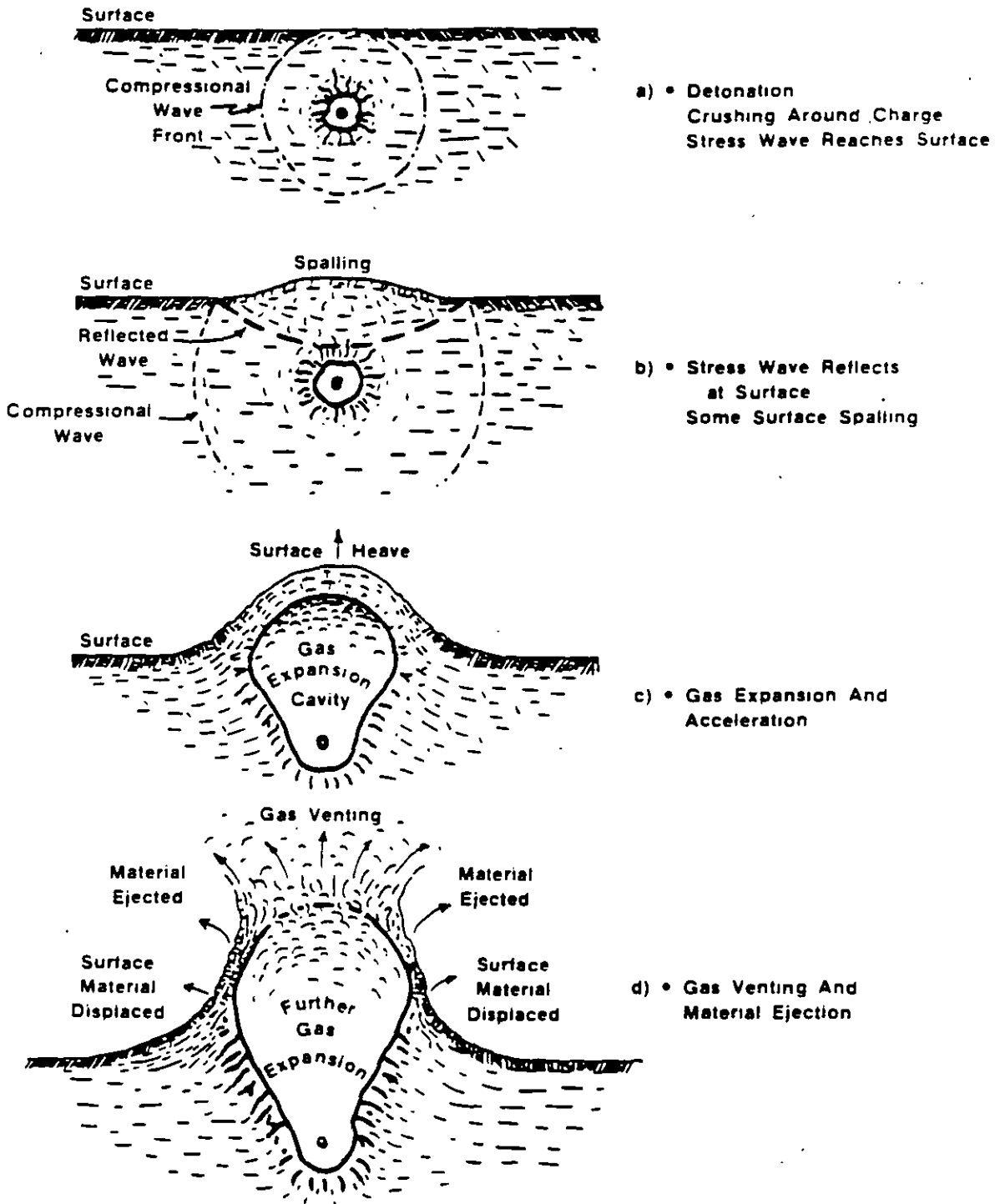


ROCK REMOVED IN CU. FT. PER LB. OF EXPLOSIVE VS DEPTH RATIO
 FIGURE 11.18 (44)

i. CRATERING MECHANISMS (4) (45)

As the high pressure explosive gases expand against the medium immediately surrounding the explosion, a spherical shock wave is generated causing crushing, compaction and plastic deformation. (Figure 11-19a) For commercial explosives the initial shock pressures are on the order of 100 to 200 thousand atmospheres (one atmosphere = 14.7 pounds per square inch). As the shock front moves outward in a spherically diverging shell, the medium behind the shock front is put into radial compression and tangential tension. This results in the formation of radial cracks directed outward from the cavity. The peak pressure in the shock front becomes reduced due to spherical divergence and the expenditure of energy in the medium. For shock pressures above the dynamic crushing strength,

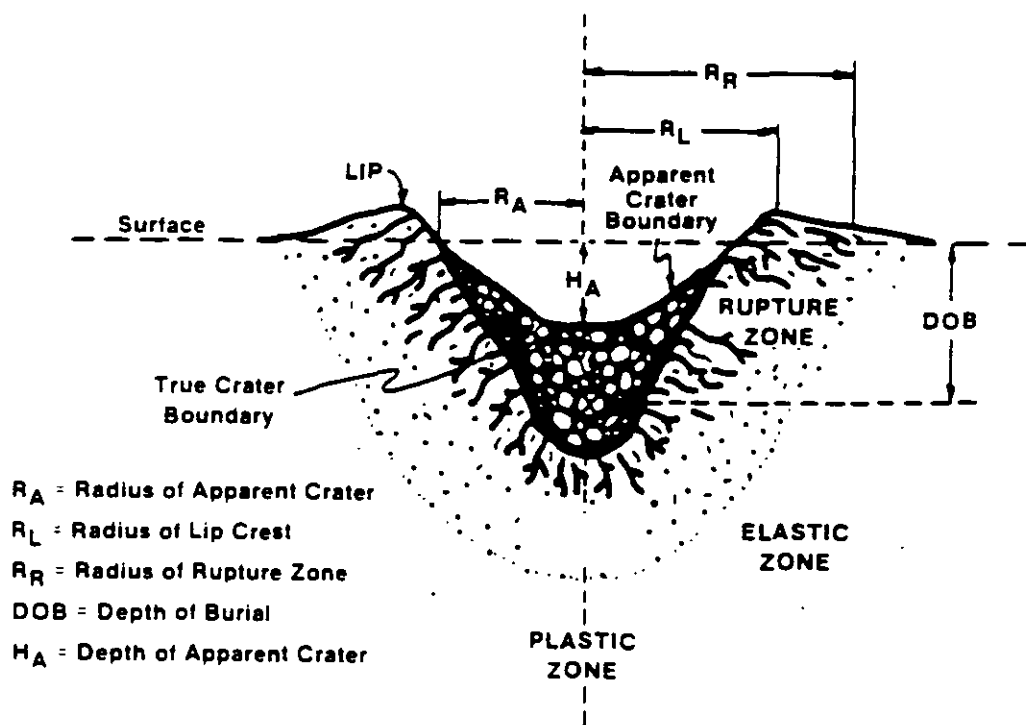




CRATERING EVENTS AND MECHANISMS
FIGURE 11.19



of the medium, the material is crushed, heated and physically displaced, forming a cavity. In regions outside this limit the shock wave will produce permanent deformation by plastic flow, until the peak pressure in the shock front has decreased to a value equal to the plastic limit of the medium. This is the boundary between the plastic and elastic zones shown in Figure 11-20.



EMPLOYMENT OF ATOMIC DEMOLITION MUNITIONS
 DEPARTMENT OF THE ARMY, WASHINGTON, D.C. AUG. 1971
 FIGURE 11.20

When the compressive shock front encounters a free face, it must match the boundary condition that the normal stress or pressure be zero at all times. This results in the generation of negative stress, or rarefaction wave which propagates back into the medium (Figure 11-19b). Thus the medium which was originally under high compression is put into tension by the rarefaction wave. This phenomenon causes the medium to break up and fly upward with a velocity characteristic of the total momentum imparted to it. In a loose soil material this spalling makes almost every particle fly into the air individually, while in a rock

medium the thickness of the spalled material is generally determined by the presence of pre-existing fracture patterns and zones of weakness. As the distance from surface increases, the peak negative pressure decreases until it no longer exceeds the tensile strength of the medium. The velocity of spalled material also decreases in proportion to the peak pressure. This breakage mechanism is predominant only for charges placed at very shallow depths of burial.

The two mechanisms described so far are short term, lasting only a few milliseconds. The gas acceleration mechanism, however, is a much longer lasting process which imparts motion to the medium around the detonation by the expansion of gases trapped in the explosion-formed cavity. (Figure 11-19c and 11-19d) These gases are produced in the surrounding material by vaporization and chemical changes induced by the heat and pressure of the explosion. Venting occurs because the material is no longer cohesive enough to contain the explosion gases. As the gases are released, fragments assume free ballistic trajectories. At depths of burial at which crater dimensions are maximum, the gases produced will give appreciable acceleration to overlying material during its escape or venting through cracks extending from the cavity to the surface. At shallow depth of burials the spall velocities are so high that the gases are unable to exert any pressure before venting occurs. For very deep explosions the weight of the overburden precludes any significant gas acceleration of the overlying material. Gas acceleration is the dominant mechanism at optimum depth of burial. With a constant weight of explosive, the optimum depth of burial varies with the surrounding material.

At deep depths of burial, the mechanism of overburden collapse (subsidence) becomes dominant. This effect is closely linked to the crushing, compaction and plastic deformation mechanism which produces an underground cavity. At these depths of burial, spall and gas acceleration will not impart sufficient velocity to the overlying material to physically eject it from the crater. Most throwout returns to the crater as fallback material. In a rock medium the bulking action of the rock, when it is disoriented from its original fracture pattern, could produce a volume greater than the underground cavity. This could result in no crater or a mound above the ground rather than a crater.

At even deeper depths of burial, about twice or deeper of that of optimum, another type of subsidence occurs. In this case the spall and gas acceleration has no significant effect on the overlying material. Only an underground cavity is formed. When the pressure in the cavity decreases below overburden pressure, the roof of the cavity begins to collapse. In most media this collapse will continue upward

forming a chimney of collapsed material. In soil, where the density of the material will not significantly change after it has fallen, the volume of the underground cavity will be transmitted to the surface.

Figure 11-21 illustrates surface time profiles after detonation of a 40 pound equivalent charge of ANFO, buried 8.0 feet in an unconsolidated, sedimentary type material. (46) High-speed photography was

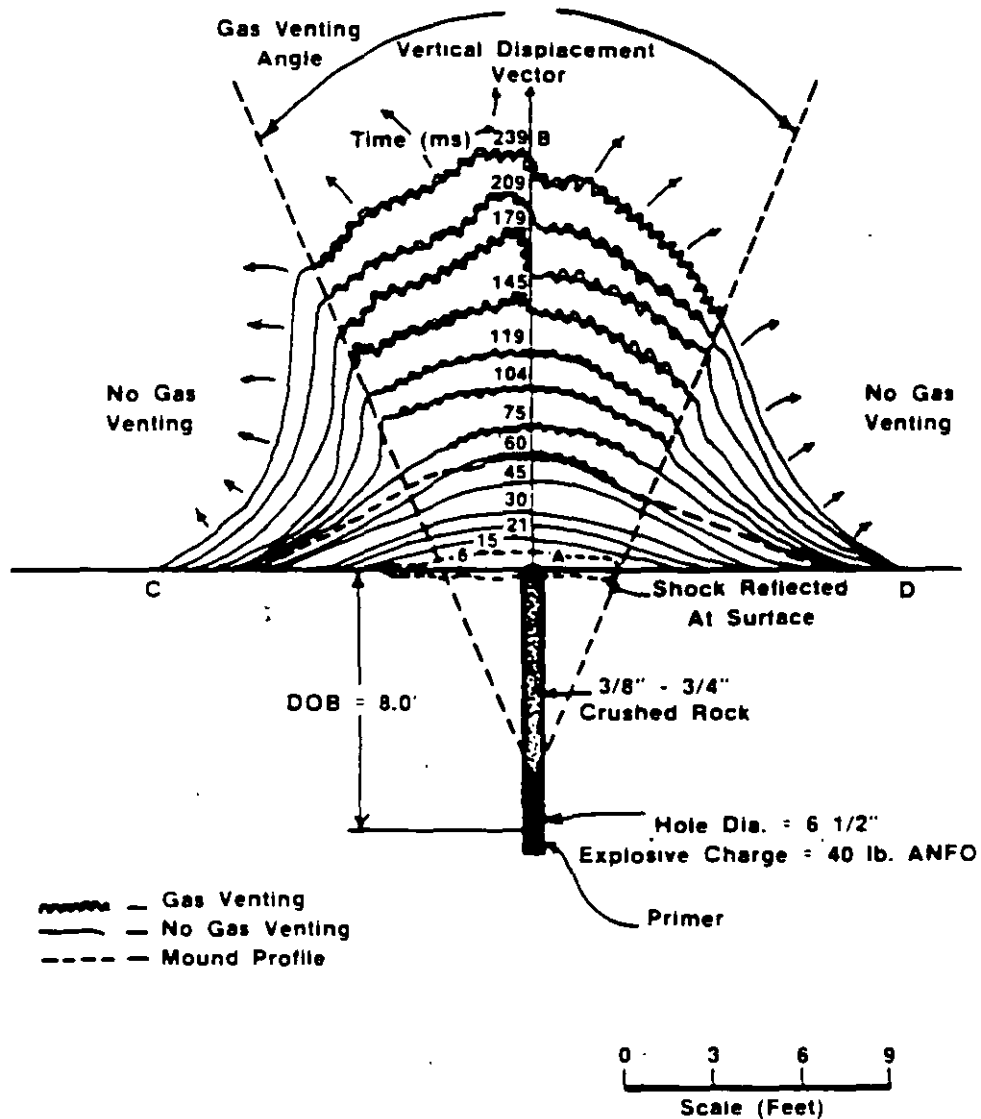


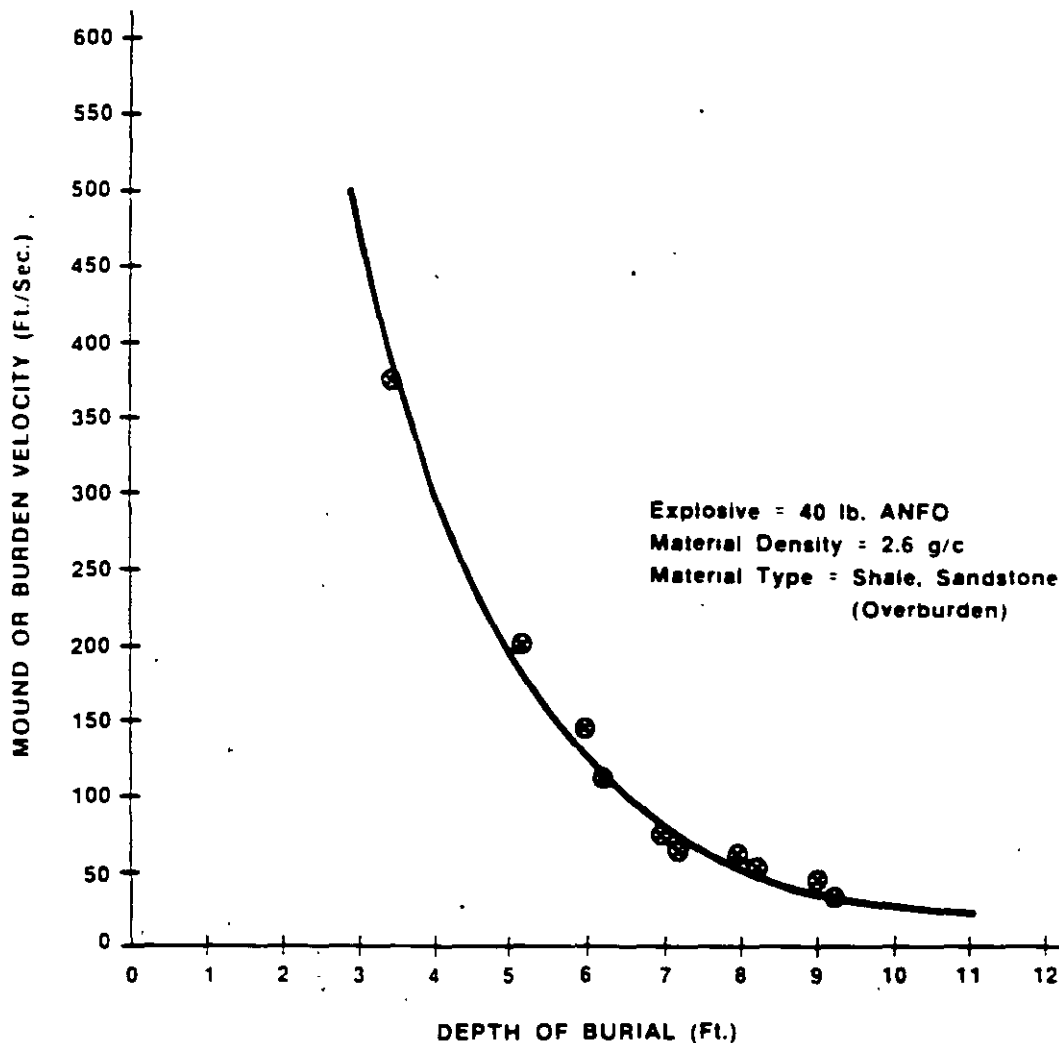
FIGURE 11.21



used to document the effects of shock and gas pressure. The first observation was that of brisance or the reflection of the compressive shock at the surface a few milliseconds after detonation. This is indicated by the dotted eclipse immediately above the charge hole or surface. With sufficient camera coverage and appropriate viewing angles, this shock ring can often be used to estimate, in rough degree, the degree of crater damage. In this case, sufficient viewing angles were not available and so only part of the total reflected shock could be resolved. Because the charge was placed at a depth significantly greater than the optimum depth of burial, no appreciable spalling occurred. Gas pressure was the dominant mechanism responsible for uplifting and ejecting material radially outward.

As gas expansion occurs around the charge cavity, the material above the charge is compacted and heaved upwards. Between 0 to 45 milliseconds after detonation, the uplifted material is resilient and compacted enough to maintain sufficient cohesion to contain all gases resulting from expansion. At 60 ms gas venting begins to occur directly above the charge and continues to expand in a well defined arc with respect to time. If the gas venting contacts at each end of each time profile are connected with straight lines, the lines will most always point toward the top or the center of the charge. In this case, the gas venting angle was measured to be approximately 45 degrees. The gas venting angle is useful in determining how much of the top part of a cylindrical charge, as found in production holes, actually contributes to gas venting, cratering and/or lost energy through lack of stemming confinement. At either side of the gas venting angle, no gas venting occurs, but material fragments are displaced and/or ejected outwardly. Material fragments are also ejected from within the bounds of the gas venting angle. Owing to a charge depth beyond optimum, the final result is a mound rather than a crater. The mound is indicated by the shaded section underneath the 60 ms time profile.

The initial instantaneous uplifting velocity above the charge is generally high but diminishes to zero when the material has reached its highest displacement. In reference to Figure 11-21, the average initial velocity along the vertical displacement vector up to 45 ms is 68 ft/sec. The average velocity from 60 ms to 239 ms is 54 ft/sec. The difference in velocity is attributed to the effects of gas venting and expansion beyond 60 ms. These velocities are dependent on material type and structure, explosive and depth of burial. In general, the velocity will decrease exponentially with depth for a given explosive and material type as shown in Figure 11-22. (46)



MOUND OR BURDEN VELOCITY VS. DEPTH OF BURIAL
 FOR 40 POUND CHARGES OF ANFO
 FIGURE 11.22

5. DECOUPLING

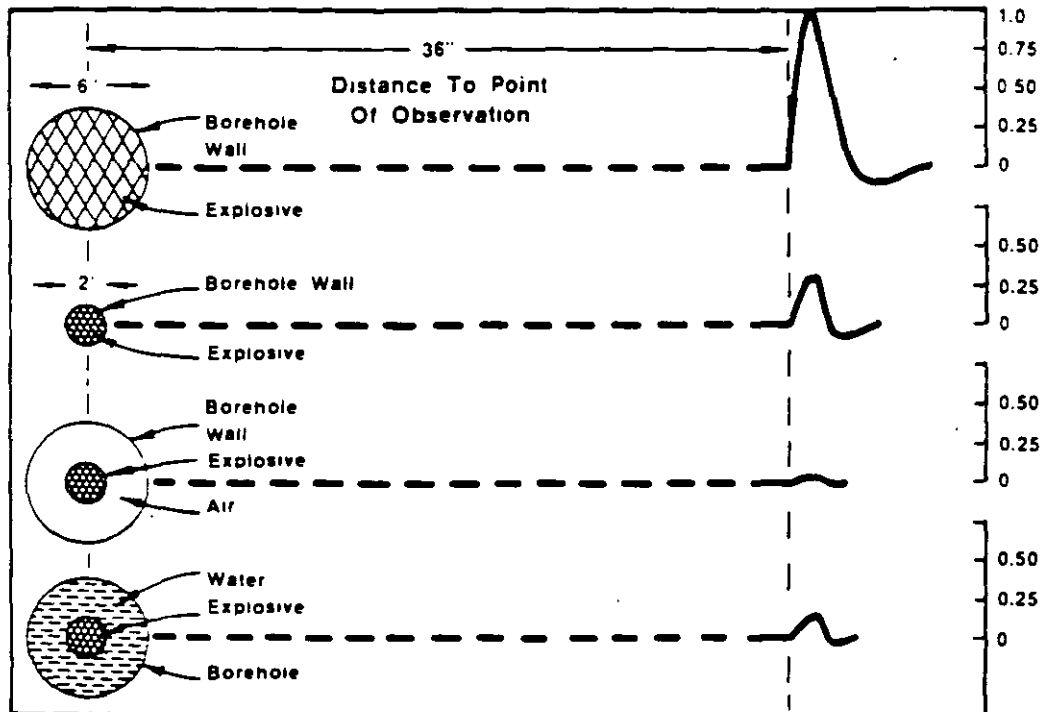
Decoupling is generally used as a control to reduce backbreak to the final planned excavation limit for pit wall slopes in open pit mines, shafts, drifts, ditches, road cuts and mine benches.

Since the borehole pressure is quite intense for a fully coupled borehole, exceeding many times that of the dynamic compressive strength of the rock, it must be reduced to avoid extensive damage. The three principal modes of rock failure occur by exceeding the dynamic compressive, shear

or tensile strengths. Ideally, the borehole pressure should be somewhere between the compressive and tensile strength of the rock, so as to avoid extensive crushing at the borehole wall, yet provide enough pressure to extend a single predominant crack between any two perimeter holes in the control line of holes.

A good example of decoupling in air and water in relation to fully coupled holes is illustrated in Figure 11-23 (47). The pressure imparted in the rock mass at 36" away for the same explosive is shown for four conditions:

- i) a 6" diameter explosive in a 6" hole
- ii) a 2" diameter explosive in a 2" hole
- iii) a 2" diameter explosive in a 6" hole (air decoupled)
- iv) a 2" diameter explosive in a 6" hole (water decoupled)



**EFFECT OF AIR AND WATER DECOUPLING
VS FULLY COUPLED HOLES
FIGURE 11.23 (47)**

All measured stress levels are compared relative to the 6" diameter explosive in a 6" diameter hole. A number of important points are immediately evident. The greatest stress level was achieved with a fully coupled

explosive in a 6" diameter hole. The next highest stress level was achieved again, with a fully coupled explosive, even though the hole diameter was reduced three-fold to a 2" diameter. Water decoupling followed next and air decoupling produced the smallest stress level. Thus, an air decoupled charge is the most effective means of reducing borehole pressure and consequently the peak stress level within the rock mass.

A reasonably reliable method of calculating the borehole pressure is with the following formula which takes into account two decoupling ratios (48) (49) (50)

$$P_b = 1.69 \times 10^{-3} \times \rho \times VOD^2 \times \left[\frac{vc \times de}{dh} \right]^{2.6}$$

where:

P_b = Borehole pressure in PSI.

ρ = Density of explosive in g/cc

VOD = Velocity of detonation in ft/sec

c = Percentage of explosive column loaded expressed as a decimal

de = Explosive diameter (in.)

dh = Hole diameter (in.)

This formula is best suited for explosives which contain no metallic elements or relatively small amounts, since the addition of energizing metals lowers the detonation velocity of the explosive and hence, the borehole pressure as calculated by this equation. Computer codes such as TIGER and EXPLODE are used to calculate borehole pressures from explosives containing metallic elements.

6. REFERENCES

- 1) CHIAPPETTA, R F, BORG, D G., ***Increasing Productivity Through Field Control and High-Speed Photography***, First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug., 1983, pp. 301-331
- 2) DAVIS, W C . ***High Explosives***, Los Alamos Science, 1983, pp. 48-52



- 3) CHIAPPETTA R.F., BAUER, A., BURCHELL, S.L. **The Use of High-Speed Motion Picture Photography in Blast Evaluation and Design**, Proceedings 9th Annual Conference on Explosives and Blasting Techniques Society of Explosives Engineers, 1983
- 4) MAJOR JOHNSON, M.S. **Explosive Excavation Technology**, U.S. Army Engineer Nuclear Cratering Group, Livermore, California, June 1971, NCG Technical Report No. 21, TID-4500
- 5) ATLAS POWDER COMPANY, Field Technical Operations, Tamaqua, PA, USA, Internal unpublished data, 1981-1985
- 6) KUTTER, H.K., FAIRHURST, C., **On the Fracture Process in Blasting**, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. B, pp. 181-202, Pergamon Press, 1971, Great Britain
- 7) OLSON, J.J., WILLARD, R.J., FOGELSON, D.E., HJELMSTAD, K.E., **Rock Damage from Small Charge Blasting in Granite**, USBM, RI 7751, 1973, 44pp.
- 8) SISKIND, D.E., STECKLEY, R.C., OLSEN, J.J., **Fracturing in the Zone Around a Blasthole**, White Pine, Michigan, USBM, RI 7753, 1973, 20pp
- 9) CATTERMOLE, J.M., HANSON, W.R., **Geologic Effects of the High Explosives Test in U.S.G.S.**, Tunnel Area, Nevada Test Site, U.S. Geol. Survey, Prof. Paper 382-B, 1962, 29pp.
- 10) Colorado School of Mines, **Underground Explosion Test Program**, Ser. I and Ser. II experiments, December 1948
- 11) DERLICH, S., **Underground Nuclear Explosion Effects in Granite Rock Fracturing**, Proc. Symposium of Engineering with Nuclear Explosives, Las Vegas, Nevada, January, 1970, pp. 508 and 518
- 12) ATCHISON, T.C., TOURNAY, W.E., **Comparative Studies of Explosives in Granite**, USBM RI 5509, 1959, 28pp
- 13) D'ANDREA, D.V., FISCHER, R.L., HENDRICKSON, A.D., **Crater Scaling in Granite for Small Charges**, USBM RI 7409, 1970, 28pp
- 14) SISKIND, D.E., FUMANTI, R.R., **Blast Produced Fractures in Lithonia Granite**, USBM RI 7901, 1974, 38pp

- 15) VOVK, A.A., MIKHALYUK, A.V., BELINSKI, I.V., **Development of Fracture Zones in Rocks during Camouflet Blasting**, translated from FIZLKO-TEKLINICHESKIE PROBLEMY ROZRABOTKI POLEZRYKH ISKI-PAEMYKH, No. 4, pp. 39-45, July-Aug., 1973
- 16) BORG, I.Y., **Extent of Pervasive Fracturing Around Underground Nuclear Explosions**, Int. J. Rock Mech. Mining Science, 10, 11-18, 1973
- 17) OBERT, L., DUVALL, W.I., **A Gauge and Recording Equipment for Measuring Dynamic Strain in Rock**, U.S. Dept. Int., Bureau of Mines, RI 4581, 1949
- 18) OBERT, L., DUVALL, W.I., **Generation and Propagation of Strain Waves in Rock**, USBM RI 4663, 1950
- 19) HINO, U., **Frangmentation of Rock through Blasting**, Q Colorado School of Mines, 51, 189, 1956
- 20) DUVALL, W.I., ATCHISON, T.C., **Rock Breakage by Explosives**, USBM RI 5356, 1957
- 21) RINEHART, J.S., **Fracturing Under Impulse Loading**, University of MO-Rolla, School of Mines and Met. Bulletin, Tech Ser., 95, 46, 1958
- 22) LANGFORS, U., KIHLMSTROM, B., **The Modern Technique of Rock Blasting**, John Wiley and Sons, NY, 405pp., 1963
- 23) STARFIELD, A.M., **Strain Wave Energy in Rock Blasting**, Proc. 8th Symposium on Rock Mech., Univ. of Minnesota, 1966
- 24) PORTER, D.D., FAIRHURST, C., **A Study of Crack Propagations Produced by the Sustained Borehole Pressure in Blasting**, Proc. 12th Symposium Rock Mech., Univ. of Missouri, Rolla, 467, 1970
- 25) PERSSON, P.A., LUNDBORG, N., JOHANSSON, C.H., **The Basic Mechanism in Rock Blasting**, Proc. 2nd Congress Int. Society for Rock Mech., Belgrade, 1970
- 26) FIELD, J.E., LADEGAARD-PEDERSON, A., **The Importance of the Reflected Stress Wave in Rock Blasting**, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., 1971



- 27) JOHANSSON, C.H., PERSSON, P.A., **Frangmentation Systems**, Proc. and Papers of Int. Society of Rock Mech., 3rd Congress, Denver, CO. Sept. 1-4, 1974
- 28) LANG, L.C., FAVREAU, R.F., **A Modern Approach to Open Pit Blast Design and Analysis**, CIM Bulletin, pp. 37-44, June, 1974
- 29) ASH, R.L., **The Influence of Geological Discontinuities on Rock Blasting**, PhD. Thesis, Univ. of Minnesota, June, 1973
- 30) HAGEN, T.N., **Rock Breakage by Explosives**, Australian Geomechanics National Symposium on Fragmentation, Adelaide, 1974
- 31) HAGEN, T.N., JUST, G.D., **Rock Breakage by Explosives—Theory, Practice, Optimization**, Proc. 3rd Congress Int. Society for Rock Mechanics, Denver, CO. Sept. 1-4, 1974
- 32) BARKER, D.B., FOURNEY, W.L., DALLY, J.W. **Photoelastic Investigation of Fragmentation Mechanisms, Part I — Borehole Crack Network**, Univ. of Maryland, MD. March 1978, 39pp.
- 33) BARKER, D.B., FOURNEY, W.L., **Photoelastic Investigation of Fragmentation Mechanisms, Part II — Flaw Initiated Network**, Aug. 1978, 47 pp., Univ. of Maryland, MD
- 34) FOURNEY, W.L., BARKER, D.B., **Effect of Time Delay on Fragmentation in a Jointed Model**, Univ. of Maryland, MD, Aug. 1979, 31pp.
- 35) WINZER, S.R., ANDERSON, D.A., RITTER, A.P., **Rock Fragmentation by Explosives**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp 225-249
- 36) MARGOLIN, L.G., ADAMS, T.F., **Numerical Simulation of Fracture**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp 347-360
- 37) ADAMS, T.F., DEMUTH, R.B., MARGOLIN, L.G., NICHOLS, B.D., **Simulation of Rock Blasting with the Shale Code**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp. 361-373
- 38) MCHUGH, S., **Computational Simulations of Dynamically Induced Fracture and Fragmentation**, First Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug. 22-26, 1983, pp. 407-418

- 39) JOHANSSON, C.H., PERSSON, P.A., **Detonics of High Explosives**, Academic Press, London and NY, 1970, 330pp.
- 40) ROSSMANITH, H.P., **Dynamic Fracture in Glass**, Univ. of Maryland, MD, April, 1978, 77pp.
- 41) LANG, L.C., ROACH, R.J., OSOKO, M.N., **Vertical Crater Retreat - An Important New Mining Method**, Canadian Mining J., Sept., 1977
- 42) LIVINGSTON, C.W., **Fundamentals of Rock Failure**, Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 51, No. 3, July, 1956
- 43) BAUER, A., **Application of the Livingston Theory**, Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 56, No. 1, Jan., 1961
- 44) BAER, A., HARRIS, G.R., LAND, L., PREZZIOSI, P., SELLECK, D.J., **How IOC Puts Crater Research to Work**, Eng. and Mining J., Sept., 1965, pp. 117-121
- 45) Headquarters, Dept. of the Army, **Employment of Atomic Demolition Munitions (ADM)**, Field Manual, Washington, DC, Aug. 31, 1971, FM5-26
- 46) CHIAPPETTA, R.F., BURCHELL, S.L., REVEY, G., FISHER, S., ATLAS POWDER COMPANY, FIELD TECHNICAL OPERATIONS, Unpublished Internal Data, Cratering Field Experiments at the Avery Coal Co., PA, 1983-1985
- 47) DAY, P.R., **Controlled Blasting to Minimize Overbreak with Big Boreholes Underground**, Proc. 8th Conference on Explosives and Blasting Techniques, Society of Explosives Engineers, New Orleans, Louisiana, 1982, pp. 262-274
- 48) CROSBY, W.A., BAUER, A., **Wall Control Blasting in Open Pit Mines**, Mining Engineering, Feb., 1982, pp. 155-158
- 49) PIT SLOPE Manual, **Perimeter Blasting**, Canmet, Report 77-14, Canada Center for Mineral and Energy Technology, Canada, May, 1977
- 50) KATSABANIS, P., **A Comparative Study of Emulsion and Slurry Explosives**, MSC Thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, Feb., 1983, 149pp.

NOTES ON DETONATION PHYSICS

by

P.D. Katsabanis
Department of Mining Engineering
Queen's University
Kingston, Ontario
Canada
K7L 3N6
Tel. # (613) 545 2197

© 1989

CHAPTER 1

THE DETONATION PROCESS

1.1 Introduction

According to Persson⁽¹⁾ steady state detonation along a cylindrical charge can be regarded as a self propagating process in which the axial compressive effect of the shock front discontinuity changes the state of the explosive so that exothermic reaction sets in with the requisite velocity.

This reaction in homogeneous liquid explosives such as nitroglycerin is completed in a time interval of the order of 10^{-12} seconds⁽¹⁾. In high explosives, such as RDX and PETN it is completed in about $1\mu\text{sec}$. In composite explosives containing AN the reaction times are considerably longer. The significance of this will be demonstrated later.

1.2 Shock waves

Compressional waves of small intensity are propagated in gases at the velocity of the sound. Let us suppose that a column of gas is set in motion by a piston which is accelerated into it. Let us also consider that the velocity of the piston is a staircase function of time. Each step transmits a small compressional wave which advances through the gas already set in forward motion and heated by the previous waves. Since the velocity of the wave is larger at elevated temperatures, the new wave overtakes the previous⁽²⁾. Therefore the velocity, pressure and temperature gradients in the front of the wave grow steeper

with time. If there is no dissipative mechanism (e.g. diffusion) the gradients become infinite⁽²⁾.

This type of wave, in which a discontinuity has developed is known as a shock wave. The area of pressure rise is called the shock front. The front advances with a speed higher than the sound speed. The shock velocity depends on the conditions behind. If the piston continues accelerating so does the front. If the piston maintains a constant velocity, the front maintains a constant velocity as well. If the piston decelerates a wave of rarefaction is formed ahead of it. Finally this wave overtakes and weakens the shock front.

It follows that the velocity of the front is determined by the conditions behind the front. The wave does not maintain itself. Rather it depends on the support provided by the piston.

1.3 Detonation waves

However from our experience we know that steady detonation waves exist. In this case the role of the piston is played by the reaction taking place in the detonation wave.

Let us consider a plane detonation wave which has been established in an explosive (Figure 1). The wave front advances into the unconsumed explosive with a constant velocity D and it is followed by the reaction zone. If an observer is moving with the velocity D of such a front, the wave will appear to him/her as in Figure 1. Undetonated explosive flows into the shock front AA' with constant velocity $U_0 = -D$. Its pressure, temperature, density and internal energy per unit mass are P_1, T_1, ρ_1, E_1 at all points to the right of AA' . The wave front is considered to

be a discontinuity in comparison to the changes occurring behind it. Therefore at AA' these values change to values P_2 , T_2 , ρ_2 , E_2 . These values change at some later stage.

The apparent velocity of the mass leaving the front is $(D-U_p)$ where U_p is the particle velocity (mass velocity) in the zone between AA', BB', relative to the fixed coordinates.

If we consider a region of flow surrounded by a tube of unit sectional area and two planes, one just before the detonation front and one right after it, the mass flowing in must equal the mass flowing out (conservation of mass). The mass flowing in per unit time is $\rho_1 D dt$. The mass flowing out is $\rho_2 (D-U_p) dt$. Therefore :

$$\rho_1 D = \rho_2 (D-U_p) \quad (1)$$

Furthermore the difference in momentum should be equal to the impulse of the net force. Thus:

$$\rho_1 D dt D - \rho_2 D dt (D-U_p) = (P_2 - P_1) dt$$

$$\text{or } P_2 - P_1 = \rho_1 D U_p \quad (2)$$

P_1 is very small compared to the detonation pressure.

Therefore it can be ignored and equation (2) can be written as :

$$P_2 = \rho_1 D U_p \quad (3)$$

From equation (1), one can obtain:

$$U_p = (1 - \rho_1/\rho_2) D \quad (4)$$

According to Cook⁽³⁾ U_p/D and ρ_1/ρ_2 are slowly variable functions of the original density. Thus:

$$U_p = f(\rho_1) D \quad (5)$$

where $f(\rho_1) = 1 - \frac{\rho_1}{\rho_2}$

Therefore equation (3) can be written as:

$$P_2 = \rho_1 f(\rho_1) D^2 \quad (6)$$

For most cases (explosives having a density between 0.9 -

1.4g/cc) it is sufficiently accurate to assume $f(\rho_1) = 4.0$. Under this approximation, the detonation pressure in atmospheres when the velocity of detonation is given in meters per second, is given by the following equation⁽⁸⁾:

$$P_2 = 0.00987 \rho D^2/4 \quad (7)$$

This is a relationship of great practical value. It allows the estimation of the detonation pressure when only the detonation velocity and the initial density are known. It is worth mentioning that the detonation velocity can be measured accurately in the laboratory.

Apart from equations (1) and (2) other equations are used in the theory of detonation. Many of these fall outside the area of interest of these notes. They are mentioned in the following to assist the reader in further studies.

The conservation of energy is expressed by the following equation:

$$E_2 - E_1 = \frac{1}{2} (P_2 + P_1)(V_2 - V_1) \quad (8)$$

This is known as the Rankine-Hugoniot equation.

A fourth equation is the equation of state of the reaction products of the explosive.

The above four basic equations are not enough to calculate the five unknown quantities behind the detonation front (energy, density, detonation velocity, pressure and particle velocity). A fifth condition is necessary. This is the Chapman-Jouguet hypothesis stating that the detonation velocity equals the local sound speed plus the particle velocity at the detonation state.

Therefore:

$$D = C + U_p \quad (9)$$

Equations (1), (2), (8), (9) and the equation of state of the

detonation products are essential for the calculation of the detonation parameters in the thermohydrodynamic codes.

1.4 The Detonation Head Model (3,4)

Practical explosives are used normally in the form of cylindrical charges. Cook's detonation head model illustrates the sequence of events taking place. Figure 2 shows the detonation head formation in a cylindrical unconfined charge. With strong priming a detonation wave travels out from the primer and along the charge. This is responsible for the promotion of the necessary exothermic detonation reactions within the explosive charge. At the back of the primer the high pressure gases expand into the surrounding air. As this expansion takes place it permits a release wave or a rarefaction wave to travel down the charge behind the detonation front. This always lags the detonation front for reasons which were explained earlier. In a similar manner at the sides of the charge immediately after the detonation wave the gases expand into the atmosphere. Again two release waves are travelling into the charge. The detonation front, rear release wave and side release waves define a region called the detonation head. The detonation head is a region associated with high pressure and high density. The shape of the detonation head depends on the geometry of the charge and changes as it travels out from the initiation source. This is due to the approximately constant relationship between the release wave velocity and the detonation velocity. Initially the shape is that of a section of a truncated cone with curved front and rear surfaces. Further away from the initiation the length of the

detonation head grows so that it is controlled from the side release waves which meet on the axis of the charge forming a cone. It has been found (X ray radiography) that the length of the cone when the detonation is fully developed is approximately equal to the diameter of the charge. The density inside the detonation head is constant and approximately equal to $4/3 \rho_1$ where ρ_1 is the initial density of the explosive. The distance from the initiator to the point where the full head is formed is approximately equal to $3 \frac{1}{2}$ charge diameters for unconfined charges. As the explosive enters the detonation head it reacts. If it is in a granular form (e.g ANFO prills) the reaction starts at the surface and proceeds radially towards the centre of the prill. As it was mentioned in the previous the energy liberated supports the detonation. If the reaction is not completed inside the head the energy liberated is less than the maximum available and the detonation velocity is less than the maximum. This is what is normally known as non-ideal detonation. It is worth mentioning that non ideal detonations can be stable; indeed a great number of commercial explosives used by the mining industry today detonate at non ideal velocities at the diameters at which they are used.

The detonation velocity is the most important parameter of the detonating explosive. It is well known that the velocity of detonation is a constant characteristic of a particular explosive when the other parameters are kept constant. It was explained that the knowledge of the detonation velocity can lead to fairly accurate estimates of the detonation pressure which is of particular importance and cannot be measured directly. In the next chapter the parameters influencing the detonation velocity will be discussed.

1.5 References

1. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
2. Taylor, J.: "Detonation in Condensed Explosives", Oxford at the Clarendon Press, 1952.
3. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
4. Bauer, A.: "Explosives Technology Notes", Queen's University, Kingston, 1981.
5. Zerilli, F.: "Notes from Lectures on Detonation Physics", Naval Surface Weapons Center, Silver Spring, Maryland, 1981.

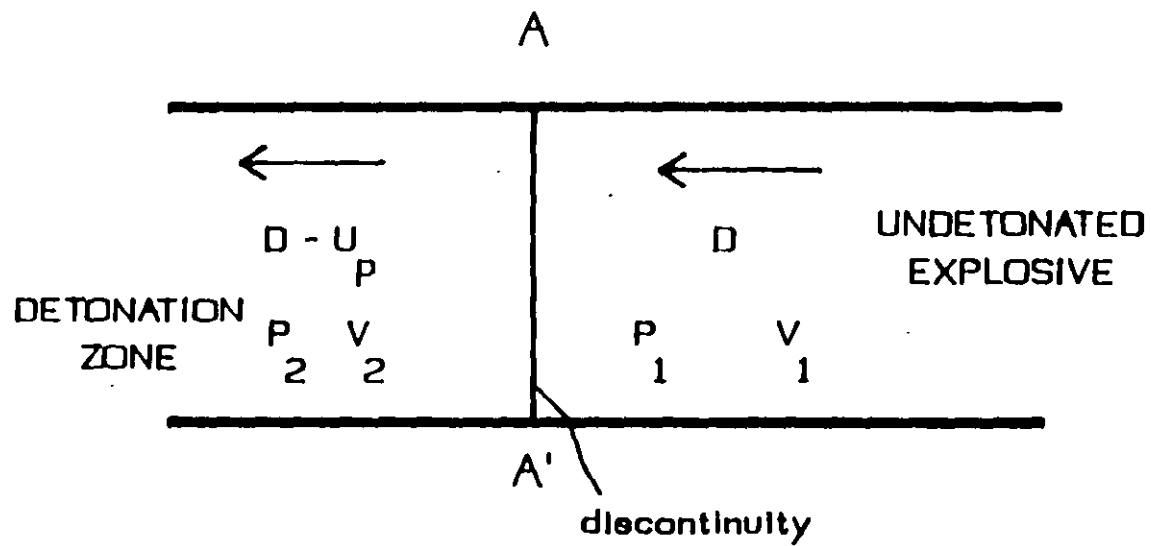


FIGURE 1: SECTIONAL DIAGRAM OF A DETONATION WAVE

Observer moves to right at wave velocity D .

The discontinuity is at rest

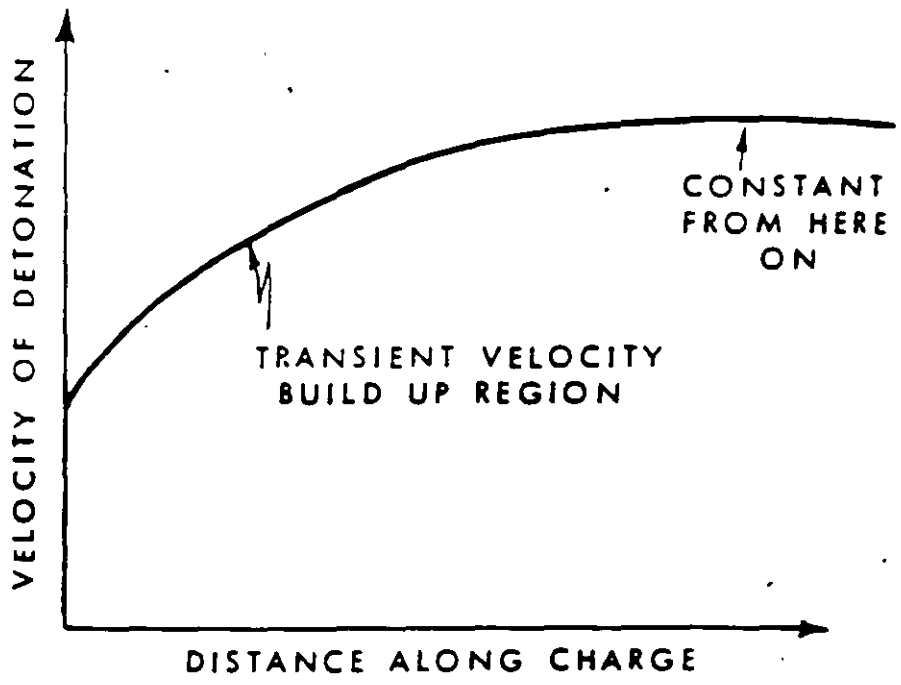
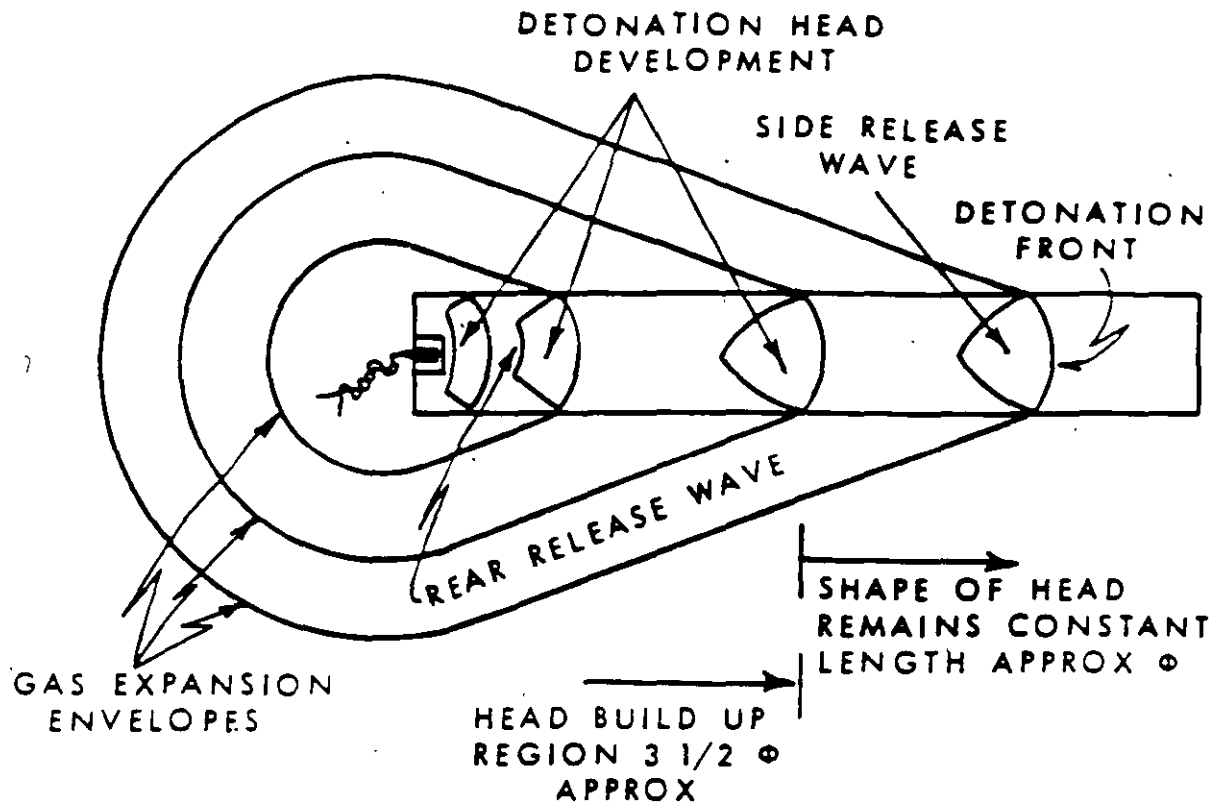


FIGURE 2: DETONATION HEAD FORMATION
(AFTER COOK AND BAUER)

detonation products without considering their chemical composition. He showed that the empirical values of the covolume fall in a common $\phi(V)$ curve.

2. The Becker - Kistiakowsky - Wilson Equation of State.

The most popular equation of state is the BKW equation. The equation has the following form:

$$\frac{PV}{RT} = 1 + xe^{\beta x}$$

where $x = \frac{K}{V(T+\theta)}$

and $K = \sum k_i x_i$

with $\phi, \beta, \theta,$ and k_i empirical constants. The constants k_i of each molecular species are the covolumes. For the mixture each k_i is multiplied by x_i , the mole fraction of species i , and summed to find the effective covolume.

According to a parameter study performed by the Los Alamos Laboratory, one may adjust the BKW parameters ϕ, β, θ and the covolumes of the detonation products. Cowan and Fickett² have shown that for a given ϕ and β one may adjust θ to obtain the experimental velocity of detonation. The slope of the curve relating detonation velocity and density can be changed by changing β .

By using one explosive as a standard it was possible to obtain a set of parameters which can be used for a variety of explosives. BKW has been calibrated for RDX and TNT. The most common parameters used today are shown in Table 1^(3,4). It has been found that the RDX parameters result in realistic values of the detonation parameters (pressure and velocity of detonation). The parameters which have been developed based on TNT as the standard produce reliable results for very oxygen deficient systems which produce large amounts of carbon in the detonation products.

The best fit for RDX parameters should not be used in predictions of the detonation state parameters. This set was developed in order to have $(dp/dT)_V > 0$ at pressures of the order of 0.5 Mbar. It has been found that this set of parameters results in poorer predictions than the RDX set.

3. Other Equations of State

Other equations of state have been developed by Fickett and by Jacobs, Cowperthwaite and Zwisler⁽⁴⁾.

These equations are similar and they are based on statistical mechanics. They use the Lennard-Jones potentials to describe the interactions between the molecules. The general form of the intermolecular potential energy is shown in Figure 2. When the molecules are squeezed together, the nuclear and electronic repulsions dominate the attractive forces. The repulsions increase steeply with decreasing separations. One approximation is the the hard sphere potential where it is assumed that the potential energy rises abruptly to infinity as soon as the

EQUATIONS OF STATE

An equation of state is normally a pressure - volume temperature relationship. Ideal gases have an equation of state expressed as:

$$PV = nRT$$

where P is the pressure
 T is the temperature
 n is the number of moles of gas
 R is the universal gas constant and
 V is the volume.

However real gases do not always behave according to the previous equation. It is obvious that a real gas cannot be cooled to zero volume. Under certain conditions gases turn into liquids or solids.

The origin of the deviations from ideality is the interaction between particles. Molecules exercise attractive forces when they are separated by some distance and repulsive forces when they are very close together.

Repulsive forces are short term interactions while attractive forces have a relatively long range. Figure 1 provides a plot of the compression factor $Z = PV/RT$ against pressure applied on the gas. One can obtain an indication of the imperfection at different pressures. For a perfect gas $Z = 1$ under all conditions. For a real gas the case is somewhat different. At very low pressures all gases behave almost ideally ($Z = 1$). At high pressures the repulsive forces dominate and $Z > 1$, while at moderate pressures $Z < 1$ due to the attractive forces. Obviously an equation of state for the detonation products has to reproduce this behaviour of real gases.

EQUATIONS OF STATE FOR DETONATION PRODUCTS.

The equations of state used for detonation calculations are of two types: those which do not treat chemistry explicitly and those which do. The latter contain individual equations of state for the component molecules and a mixture rule for combining them to give an equation of state for any composition. The composition of the detonation products is calculated by assuming chemical equilibrium.

At this point it is worth mentioning that much of the work involving the development of an equation of state has been employed in an inverted form. Experimental values are used to calibrate an assumed form of an equation of state. Attempts to develop a general, completely theoretical equation of state have failed to produce a good result.

The most common equations of state for detonation products are:

1. The Abel Equation of State.

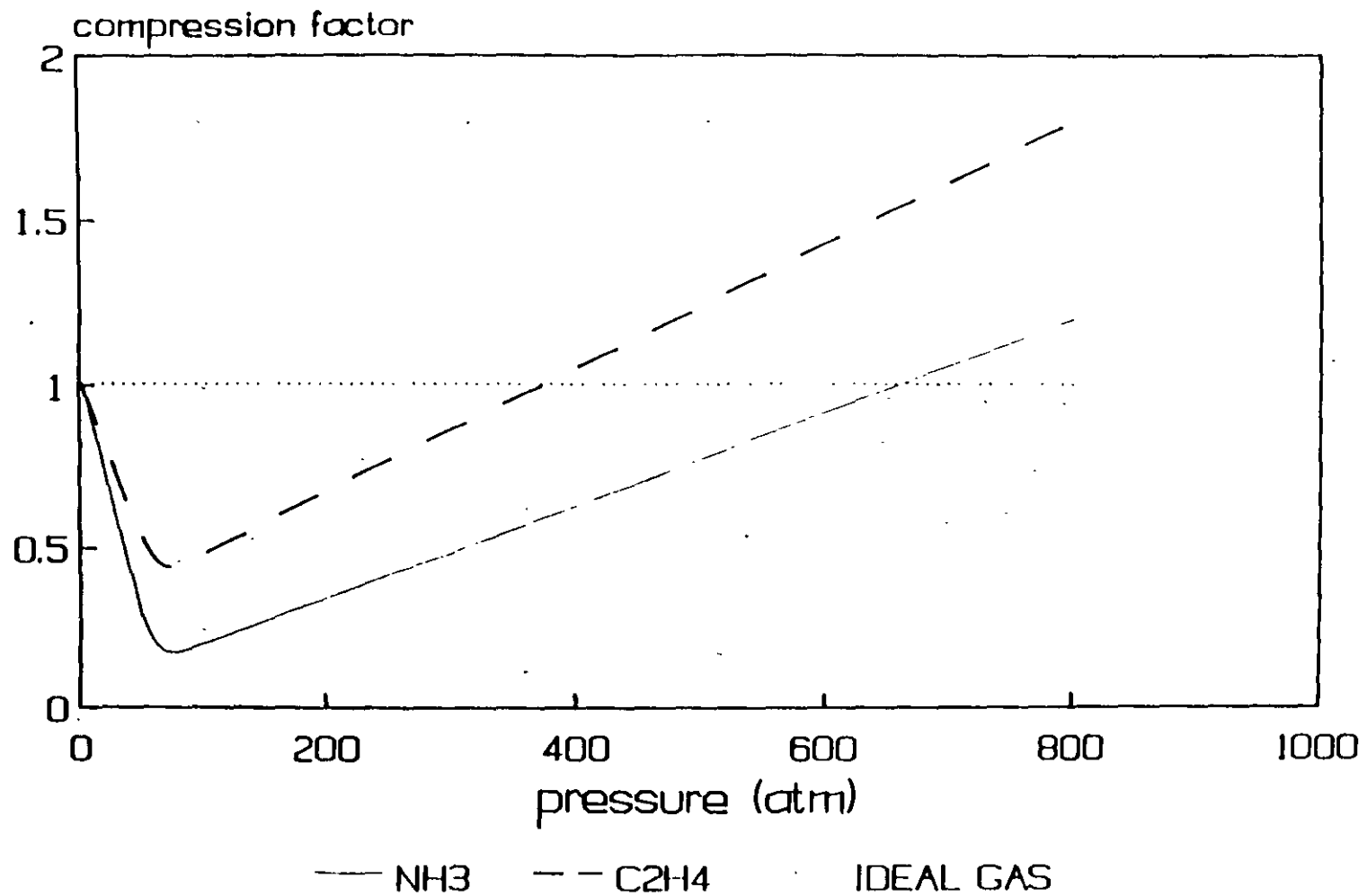
The Abel equation of state is a form of the Van der Waal's equation of state. It can be expressed as:

$$P(V-\phi) = nRT$$

where ϕ is a constant.

It was found that this form did not produce acceptable results for many cases of condensed explosives. Cook⁽¹⁾ provided a modification expressing ϕ as a function of the volume of the

FIGURE 1: COMPRESSION FACTOR VS PRESSURE



particles come within some separation distance σ (collision diameter).

Normally the intermolecular potential is written as:

$$V = C_n/R^n - C_6/R^6$$

This is the Lennard-Jones (n,6) potential. Often the (12,6) potential is written in the form:

$$V = 4\epsilon[(\sigma/R)^{12} - (\sigma/R)^6]$$

where ϵ is the depth of the potential well and

σ is the separation distance at which $V=0$.

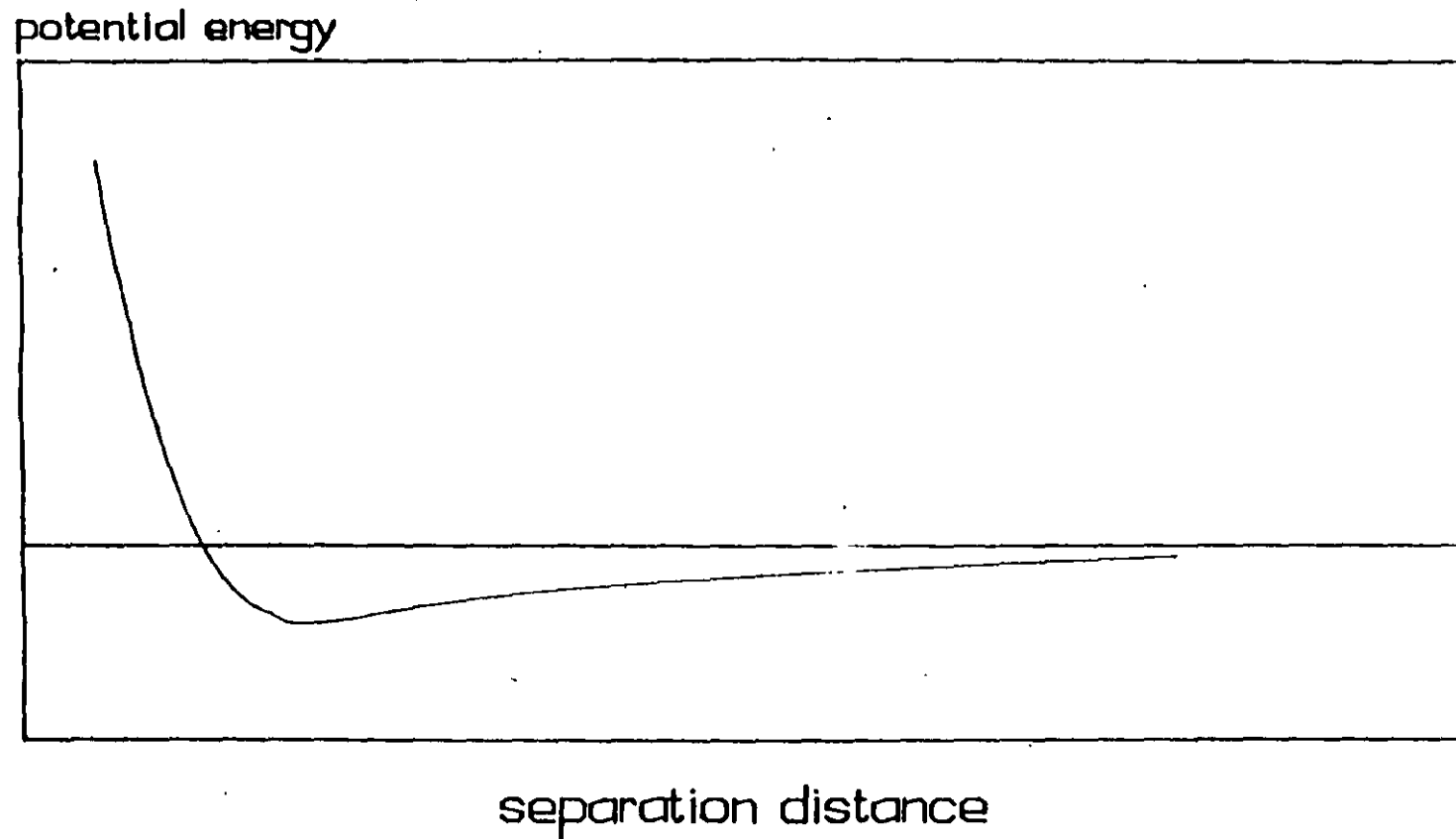
REFERENCES

1. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
2. Mader, C.: "Detonation Properties of Condensed Explosives Computed Using the Becker-Kistiakowsky-Wilson Equation of State", Los Alamos Scientific Laboratory, LA-2900, 1963.
3. Mader, C.: "Numerical Modelling of Detonation", University of California Press, 1981.
4. Cowperthwaite M. and Zwisler, W.H.: "Tiger Program Documentation", Stanford Research Institute, 1974.
5. Atkins, P.W.: "Physical Chemistry", W.H. Freeman and Company, 1986.

TABLE 1
COMMONLY USED BKW PARAMETERS FOR HIGH DENSITY
EXPLOSIVES

NO.	PARAMETER SET	β	κ	α	θ
1	Fitting RDX	0.181	14.15	0.54	400
2	Fitting TNT	0.09585	12.685	0.50	400
3	Best fit for RDX with $(\partial P/\partial T)_{\nu} > 0$	0.16	10.91	0.50	400
4	Default parameters	0.10	11.85	0.50	400

FIGURE 2: POTENTIAL ENERGY BETWEEN MOLECULES



is increased as well. However when a certain diameter is reached, further increase in diameter does not result in an increase of the detonation velocity. At this point a maximum detonation velocity of the explosive is reached. This velocity is called the ideal detonation velocity of the explosive and is the value predicted by thermohydrodynamic codes.

The detonation head model as developed by Cook⁽¹⁾ can be useful in explaining the shape of the observed detonation velocity - diameter curves. Figure 1 illustrates the length of the established detonation heads in charges of various diameters and indicates what happens when a solid particle of explosive enters the detonation head. For the small diameters, the degree of reaction is small and the energy liberated is not enough to support a detonation. As the diameter is increased the detonation head length is increased and for the same size of particle the degree of reaction increases. At the critical diameter the degree of reaction is sufficient to support stable detonation. If the diameter is increased further a larger amount of explosive reacts in the detonation head. When the ideal detonation occurs, the full amount of explosive reacts in the detonation head.

3.2.2 Effect of Confinement

The effect of confinement is to lower the rate of expansion of the gases off the side of the charge⁽²⁾. This in turn slows down the rate at which the lateral rarefaction travels into the reaction region. As a result it takes longer for the side release waves to meet on the charge axis. The length of the detonation head is thus increased. This is shown in Figure 2⁽¹⁾, where the development of the detonation head is outlined for both the

confined and the unconfined cases. Therefore, if the explosive was not reacting fully at a particular charge diameter, the effect of confinement would be to increase the degree of reaction and consequently the detonation velocity at this diameter. Similarly, confinement will reduce the critical charge diameter (Figure 3)⁽²⁾.

However confinement cannot be quantified. Steel, glass, various kinds of rock and soil will produce a different effect. For this reason most of the tests are done with the explosive charge unconfined.

3.2.3 Effect of Particle Size

If the size of the explosive particles is reduced at a given charge diameter in the non ideal velocity region, the degree of reaction is enhanced because of the increase of the surface area. Furthermore since the grains are smaller, they are consumed faster in the detonation head. As a result the critical diameter is decreased and the explosive reaches ideal detonation at a smaller diameter (Figure 4)⁽²⁾.

3.2.4 Effect of Density

If the density is increased, the specific energy is increased; as a result the ideal detonation velocity is increased. It has been found that the detonation velocity and the density are related linearly. Figure 5⁽³⁾ shows the detonation velocity density relationship for various explosives.

However if the density is increased beyond a critical point, steady state detonation is not possible. The phenomenon is called dead packing and a qualitative explanation can be given by the

fact that the volume of the entrapped air is insufficient to provide enough hot spots for the reaction to proceed⁽²⁾.

The relationship between critical diameter and density is shown in Figure 6⁽⁵⁾. It is obvious that apart from the density in which the material is dead packed there is a critical density below which the explosive will not shoot.

3.2.5 Effect of Temperature

The initial temperature of the explosive has a small influence on the velocity of detonation at diameters well above the critical. However the critical diameter is dependant on the initial temperature. Figure 7 shows the effect of the temperature on the critical diameter powdered TNT⁽⁴⁾.

In the case of commercial liquid explosives the effect is more pronounced. Figure 8 shows the effect of low temperatures on the critical diameter of typical slurry explosives⁽⁵⁾. The effect on solid explosives is almost negligible.

3.2.6 Effect of Water

Generally dynamites are not affected by the presence of water inside boreholes. Ammonium nitrate mixed with fuel oil has no water resistance. The product absorbs water and soon becomes desensitized. Generally performance drops drastically as the weight of water in the composition is increased.

3.3 Detonation Pressure

The detonation pressure is a very important parameter. It is an indicator of the ability of the explosive to produce the

desired fragmentation in the rock. However, due to its high magnitude the detonation pressure cannot be measured directly. For this reason the experimental determination is difficult.

The detonation pressure is related to the square of the detonation velocity. Parameters which influence the detonation velocity have a very significant effect on the detonation pressure.

3.4 Detonation Temperature

The detonation temperature is the parameter about which the least amount of information is available⁽⁶⁾. The detonation temperature is measured from the brightness of the detonation front as it is observed by a sensor. However it is not known how much radiation is absorbed from the partially decomposed material between the sensor and the front. Furthermore, any gas bubbles in the material will flash brightly when they are impacted by the detonation wave. This, obviously, will affect the measurement.

3.5 Fumes

It must be assumed that in all cases explosive fumes are to some degree toxic. Excess oxygen causes the formation of nitrogen oxides while oxygen deficiency causes the formation of carbon monoxide.

In the United States the fumes of any explosive are classified after detonating the explosive in a Bichel bomb and analyzing its fumes. The following classes exist⁽⁷⁾:

A. Permitted explosives (USBM)

Fume class	Toxic Gas ft ³ /lb	Toxic Gas l/kg
A	< 1.25	< 78
B	1.25 - 2.50	78 - 156
C	2.50 - 3.75	156 - 234

B. Rock blasting explosives

Fume class	Toxic Gas ft ³ /lb	Toxic Gas l/kg
1	< 0.16	10
2	0.16 - 0.33	10 - 21
3	0.33 - 0.67	21 - 42

Canada uses the same standards. However explosives of class 2 or 3 cannot be used in underground mines unless special application has been made to and permission is received from the authorities (EMR).

It is worth mentioning here that the relative toxicity of the fumes is important and this is not shown in the above tables. NO₂ is much more toxic than CO (about 6 times as much)⁽⁸⁾.

It has been found that the fumes depend on⁽²⁾:

1. The oxygen balance
2. Marginal priming
3. Water attack
4. Critical diameter
5. Gaps in loading
6. Deflagrations.

3.6 Energy of Explosives

Explosives are substances that rapidly liberate their chemical energy as heat to form gaseous and solid decomposition products at high temperature and pressure. The hot and dense detonation products produce shock waves in the surrounding medium and upon expansion impart kinetic energy to the surrounding medium. The energy released in the detonation process is given by the following formula:

$$Q = \Delta H_f(\text{products}) - \Delta H_f(\text{reactants})$$

where ΔH_f is the heat of formation.

The energy per unit weight is called the weight strength of the explosive.

The energy per unit volume is called the bulk strength of the explosive.

Sometimes it is useful to express the weight and the bulk strengths as relative values obtained by dividing the strength (weight or bulk) to the corresponding strength of a standard explosive. The commercial industry normally uses AN/FO as the standard explosive.

3.7 Shelf Life

The shelf life of an explosive determines the maximum time period the explosive can be in storage. Various explosives age and their use is unsafe or they cannot be detonated reliably.

3.8 Pressure Desensitization

Commercial explosives can be susceptible to hydrostatic

heads. Hydrostatic heads can compress the explosive to high densities and "dead packing" can result.

3.9 Measurement of the Detonation Properties

3.9.1 Detonation Velocity

There are various methods of measuring detonation velocities. These are outlined in the following:

1 The continuous probe method.

The system consists of the explosive charge, along the central axis of which a uniform resistance probe is inserted, a constant current source, a triggering source and an oscilloscope.

The resistance probe consists of a resistance wire inserted into a small diameter brass tube. The resistance wire is a nichrome wire having an accurately known linear resistance.

The oscilloscope is connected in parallel to both the current source and the probe (Figure 9)⁽⁵⁾. At detonation the wire resistance probe is consumed. However the circuit remains closed due to the fact that the detonation wave is sufficiently ionized. The circuit follows Ohm's law. Therefore, since current is constant, the voltage change with time shown on the oscilloscope, is proportional to the resistance. Knowing the full voltage drop across the probe and the length of the probe, the voltage drop can be converted to distance along the charge. Therefore the velocity of detonation can be calculated by interpreting the voltage drop - time record provided by the oscilloscope.

ii. Start-stop method

Two probes are placed at a known distance apart in the explosive. Each probe consists of two wires placed in close proximity. When the detonation wave contacts each probe it shortens the circuit by bringing the two wires in contact. By measuring the signals obtained by either a counter or an oscilloscope one can measure the detonation velocity.

iii. Streak camera method

The method is shown in Figure 10⁽⁹⁾. The streak camera uses a mirror which rotates at the centre of the drum. The film is placed on the drum. The field of view of the camera lens is masked except for a narrow slit. The charge is aligned so that its axis is parallel to the slit of the camera. The light generated by the detonation front enters through the slit and after being reflected on the rotating mirror, leaves a mark on the film. Thus the streak camera trace is essentially a time distance record. The slope of the trace made by the luminous wave provides the velocity of detonation. A typical streak camera record is shown in Figure 11⁽¹⁰⁾.

iv. D'Autriche Method

This is the least sophisticated method. It is outlined in Figure 12⁽⁹⁾. The method uses a detonating cord both ends of which are inserted in the explosive at a known distance apart. A metal witness plate is placed close to the middle of the detonating cord. The detonation wave in the charge initiates the detonating cord at both ends. When the detonation waves travelling in opposite directions in the detonating cord collide,

they leave a dent in the witness plate. This helps to find the position in the detonating cord at which the collision took place. Thus, the distance, and therefore the time, each wave travelled in the detonating cord can be found. The difference in the times the two waves travelled in the cord provides the time it took the detonation wave in the test charge to travel the distance l .

3.9.2 Detonation Pressure

The measurement of the detonation pressure is normally based on photographic techniques. These techniques require a streak camera and accurate experiments (aquarium technique). In the aquarium technique, a transparent liquid serves as a pressure gauge for measuring transient pressures. The transparent liquid has to be selected in such a way that the reflected wave at the gauge-liquid interface is either a weak shock or a very weak rarefaction. The technique, as described by Cook⁽⁸⁾ consists of the following two stages:

- i. Initially the Hugoniot of the liquid which serves as a gauge is determined. The experimental set up is shown in Figure 13. The method consists of the simultaneous measurement of the shock velocity at the free surface and the free surface velocity as the shock emerges from the transparent medium. Observations of the shock velocity and the free surface velocity are made by using a streak camera. By changing the height (h) of the liquid inside the container, one changes the shock velocity and the free surface velocity. By assuming that the particle velocity of the liquid at the interface is half of the free surface velocity the relationship between shock velocity and the particle velocity in the liquid (Hugoniot) is obtained.

ii. The experimental set up for the second part of the technique is shown in Figure 14. In this experiment, the velocity of detonation in the explosive charge and the initial transmitted shock velocity in the liquid are measured. From the transmitted shock velocity in the liquid and the known Hugoniot of the liquid, the initial pressure in the liquid can be calculated. The corresponding pressure in the detonation head is calculated by using the following relationship:

$$P_d = P_{il} [(\rho U_s)_{il} + \rho_{1e} U_{se}] / (2(\rho U_s)_{il})$$

where

P_d is the detonation velocity

ρ_{1e} is the initial density of the explosive

U_{se} is the detonation velocity

$(\rho U_s)_{il}$ is the initial impedance of the liquid and

P_{il} is the initial pressure in the liquid.

The initial pressure in the liquid is calculated by the well known relationship

$$P_{il} = \rho_1 U_{s1} U_{p1}$$

where P_{il} is the pressure in the liquid

U_{s1} is the shock velocity

U_{p1} is the particle velocity and

ρ_1 is the initial density of the liquid.

Because of the difficulty in measuring detonation pressures it is often necessary to calculate the detonation pressure from the detonation velocity by using the approximate formula:

$$P = \frac{\rho D^2}{4}$$

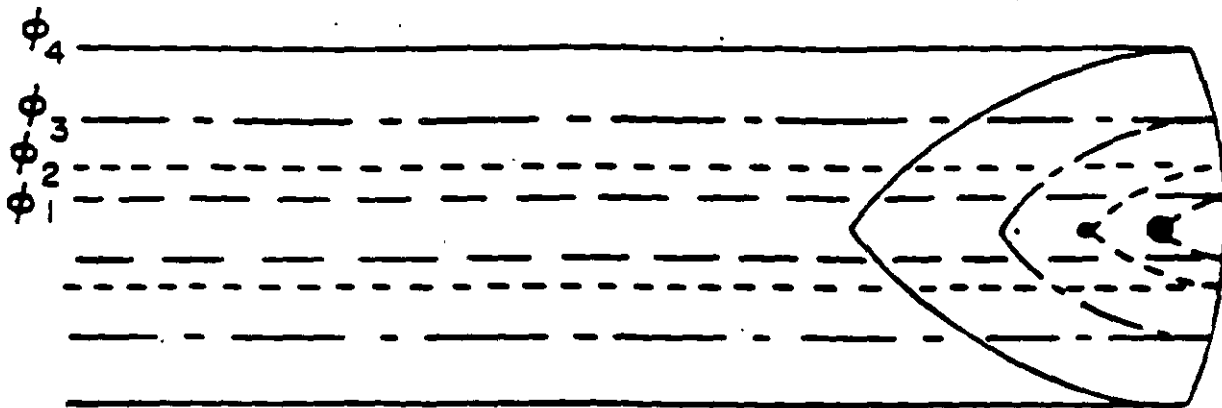
where P is the detonation pressure

ρ is the initial density of the explosive and

D is the measured detonation velocity.

3.10 References

1. Cook, M.A.: "The Science of High Explosives", Reinhold Book Corporation, New York, 1958.
2. Bauer, A.: "Explosives Technology Notes", Queen's University, Kingston, 1981.
3. Mader, C.: "LASL Explosives Property Data", Los Alamos Scientific Laboratory, University of California Press, 1981.
4. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
5. Katsabanis, P.D.: "A Comparative Study of Emulsion and Slurry Explosives", M.Sc. Thesis, Queen's University, 1983.
6. Mader, C.: "Numerical Modelling on Detonation", University of California Press, 1981.
7. Meyer, R.: "Explosives", Verlag Chemie, Weinheim, New York, 1977.
8. Cook, M.A.: "The Science of Industrial Explosives", IRECO Chemicals, Salt Lake City, Utah, 1974.
9. Engineering Design Handbook, Principles of Explosives Behaviour, Headquarters, US Army Materiel Command, AMCP 706-180, 1972
10. Katsabanis, P.D.: "Studies on the Numerical Modelling of Explosives Performance and Sensitivity", Ph.D. Thesis, Dept. of Mining Engineering, Queen's University, 1987.
11. Atlas Powder Company : "Explosives and Rock Blasting", 1987.



DETONATION HEAD IN UNCONFINED CHARGES OF INCREASING DIAMETER AND THE REACTION OF A SOLID PARTICLE OF EXPLOSIVE

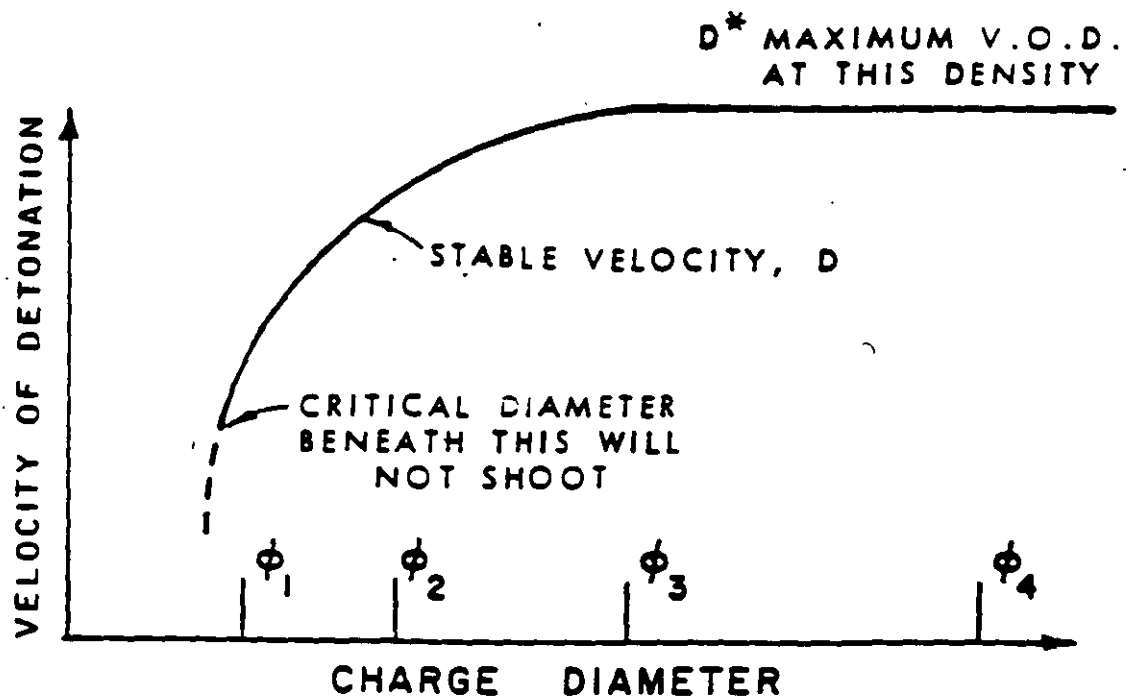


FIGURE 1: TYPICAL VELOCITY OF DETONATION CHARGE DIAMETER CURVE FOR A GRANULAR EXPLOSIVE (AFTER BAUER)

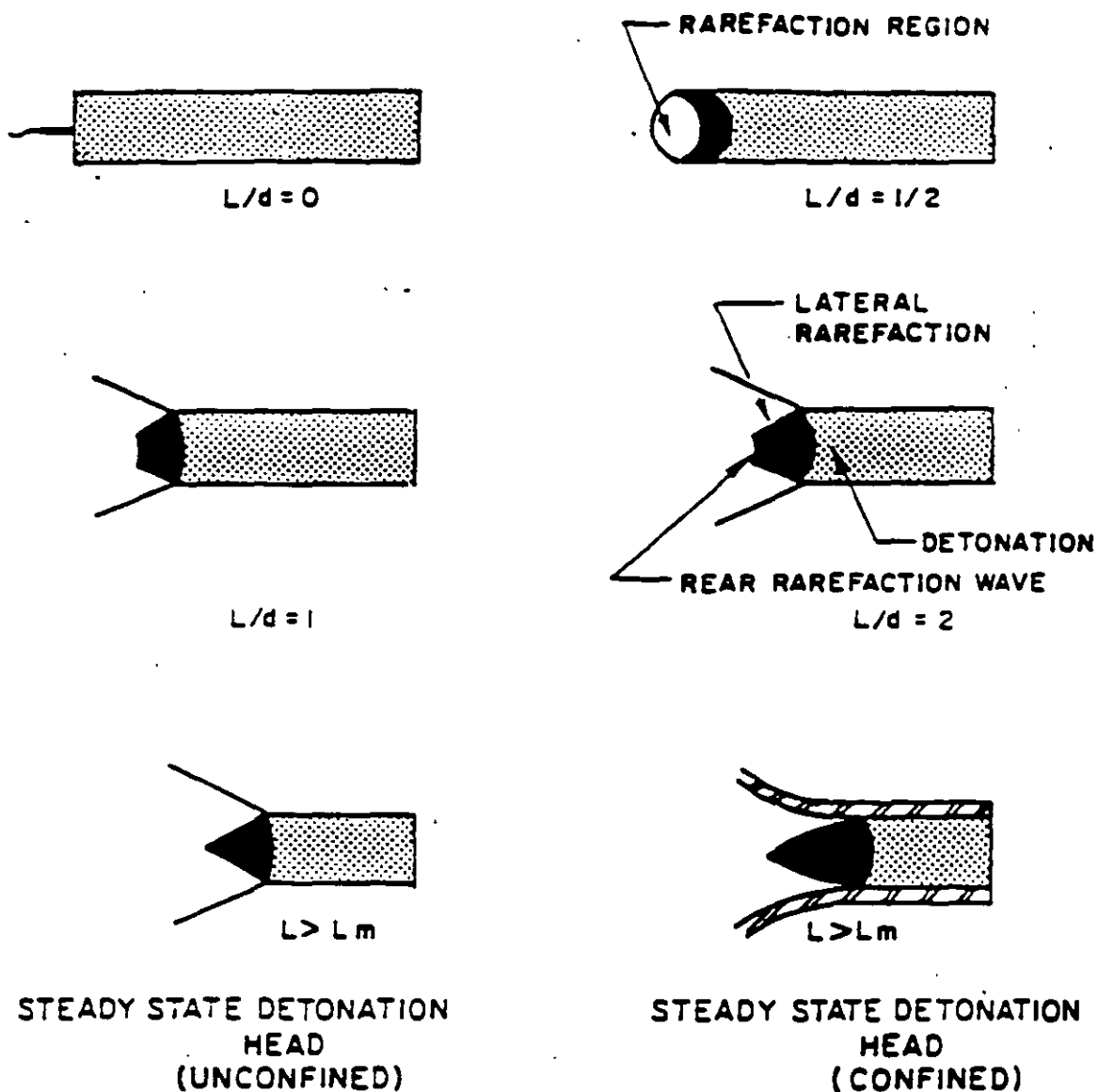
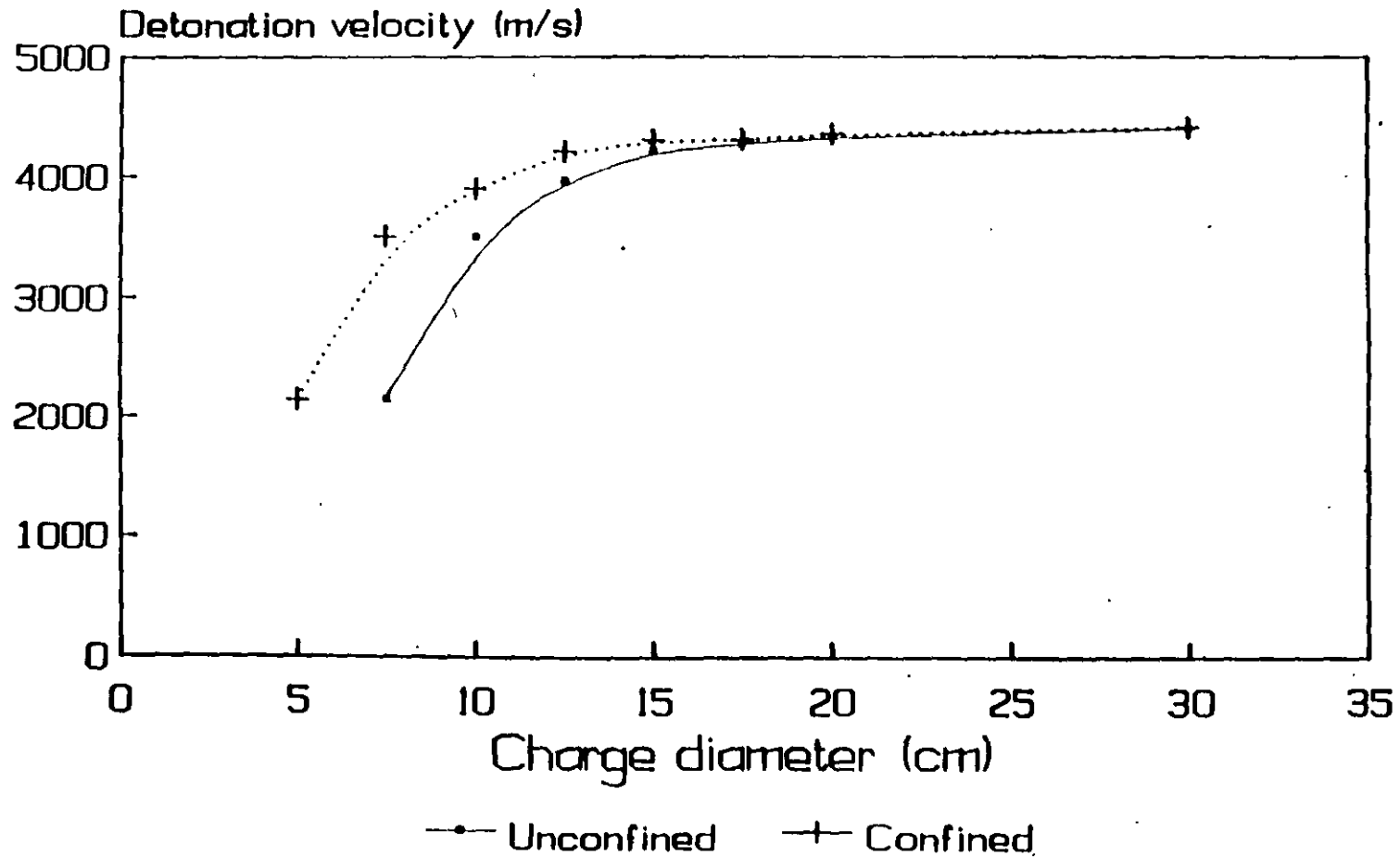


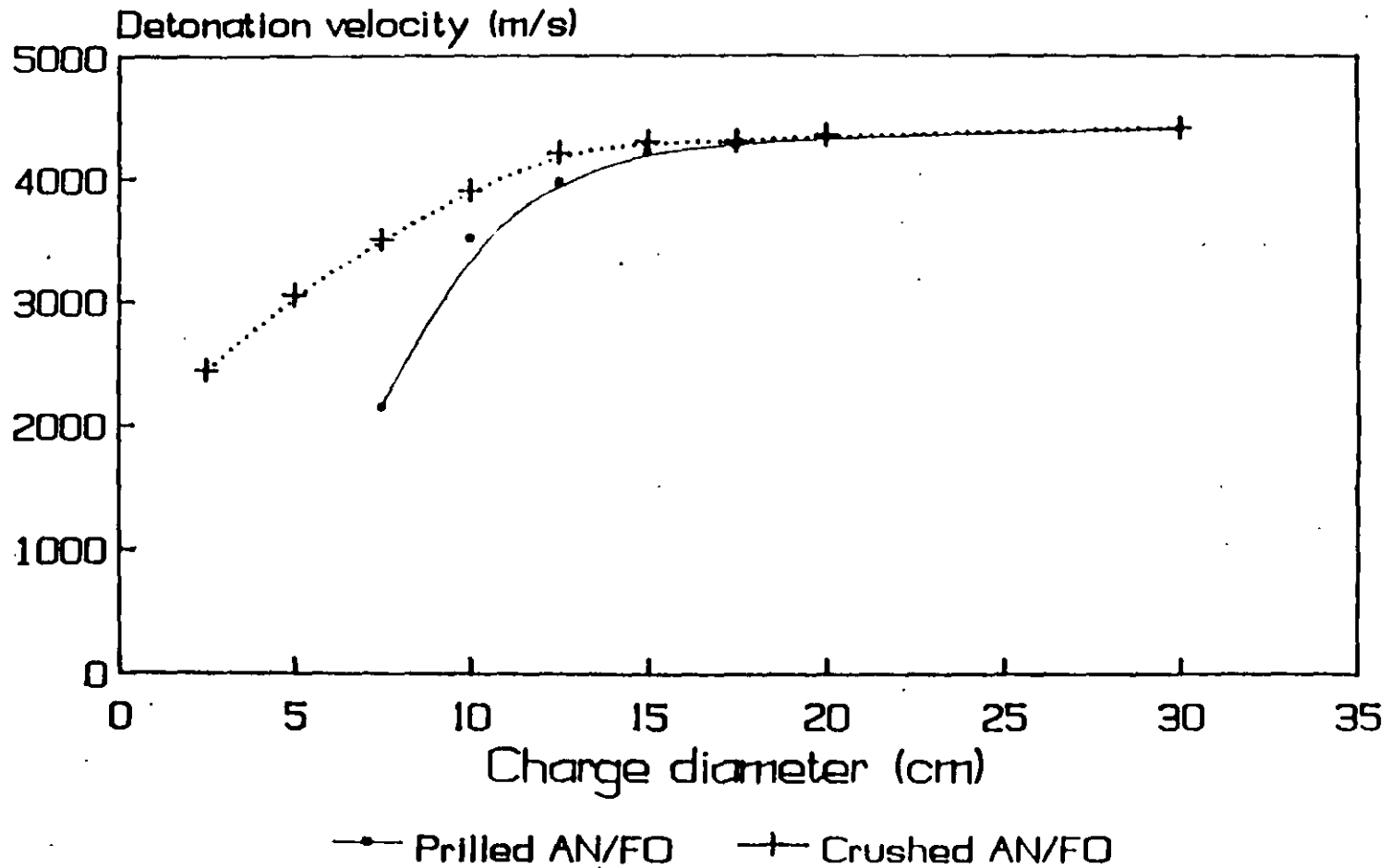
FIGURE 2: DEVELOPMENT OF THE DETONATION HEAD (AFTER COOK, 1958)

FIGURE 3: VOD - CHARGE DIAMETER CURVES FOR CONFINED AND UNCONFINED ANFO



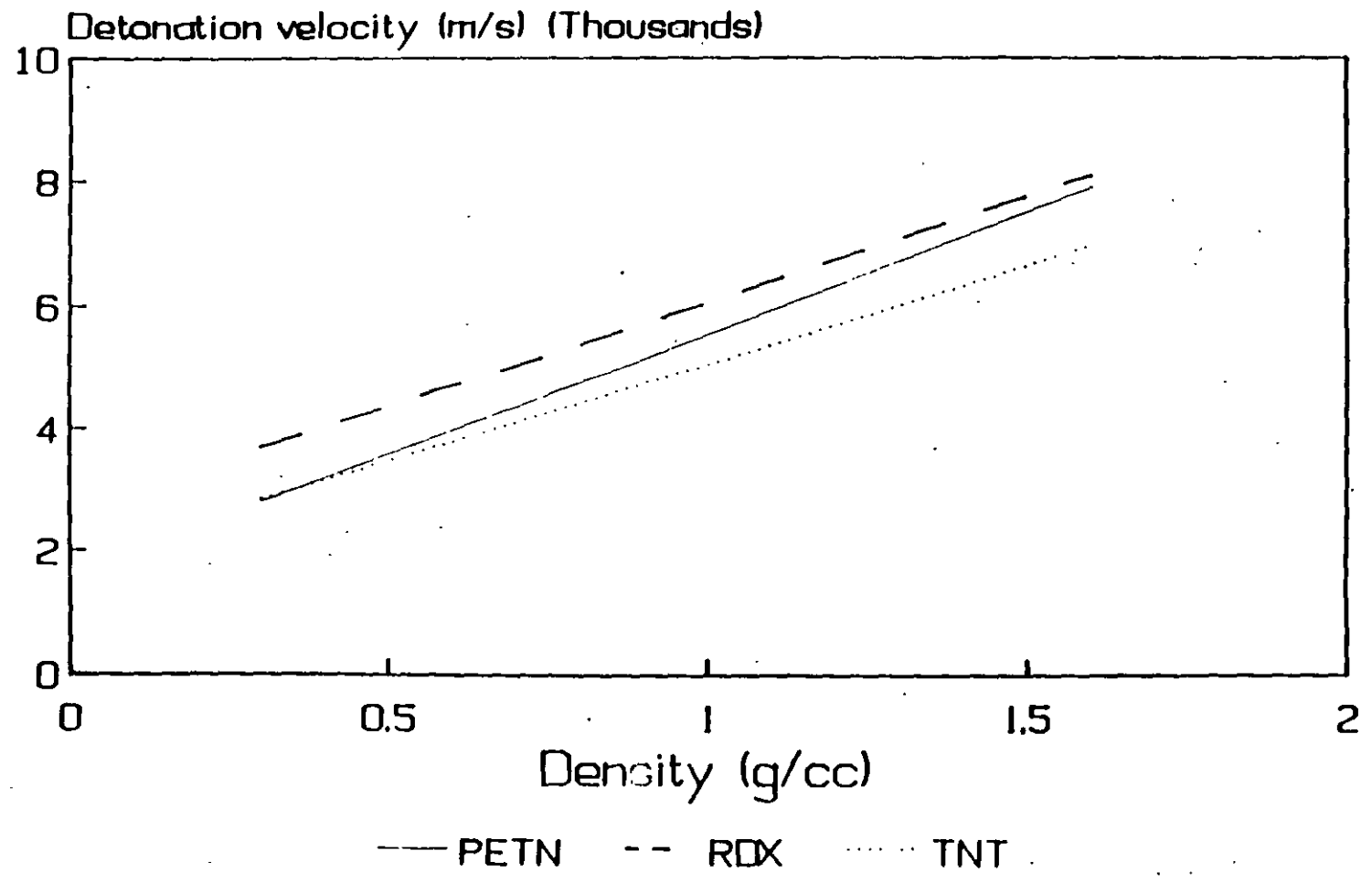
density = 0.85g/cc

FIGURE 4: EFFECT OF THE PARTICLE SIZE ON THE VELOCITY - DIAMETER CURVE OF AN/FO



density = 0.85g/cc

FIGURE 5: DETONATION VELOCITY - DENSITY RELATIONSHIPS



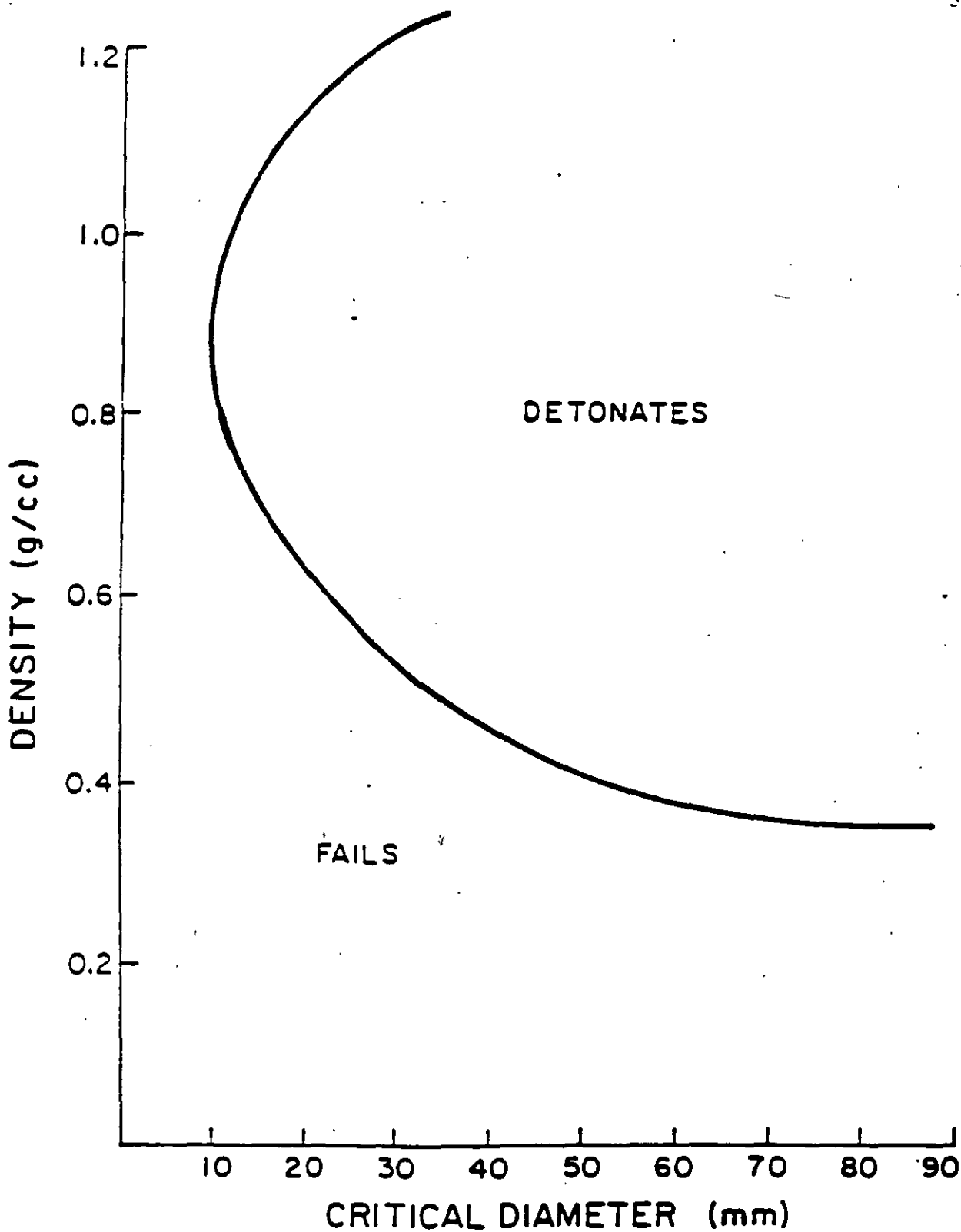


FIGURE 6. EFFECT OF THE DENSITY OF A TYPICAL EMULSION ON THE UNCONFINED CRITICAL DIAMETER

FIGURE 7: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL DIAMETER OF TNT

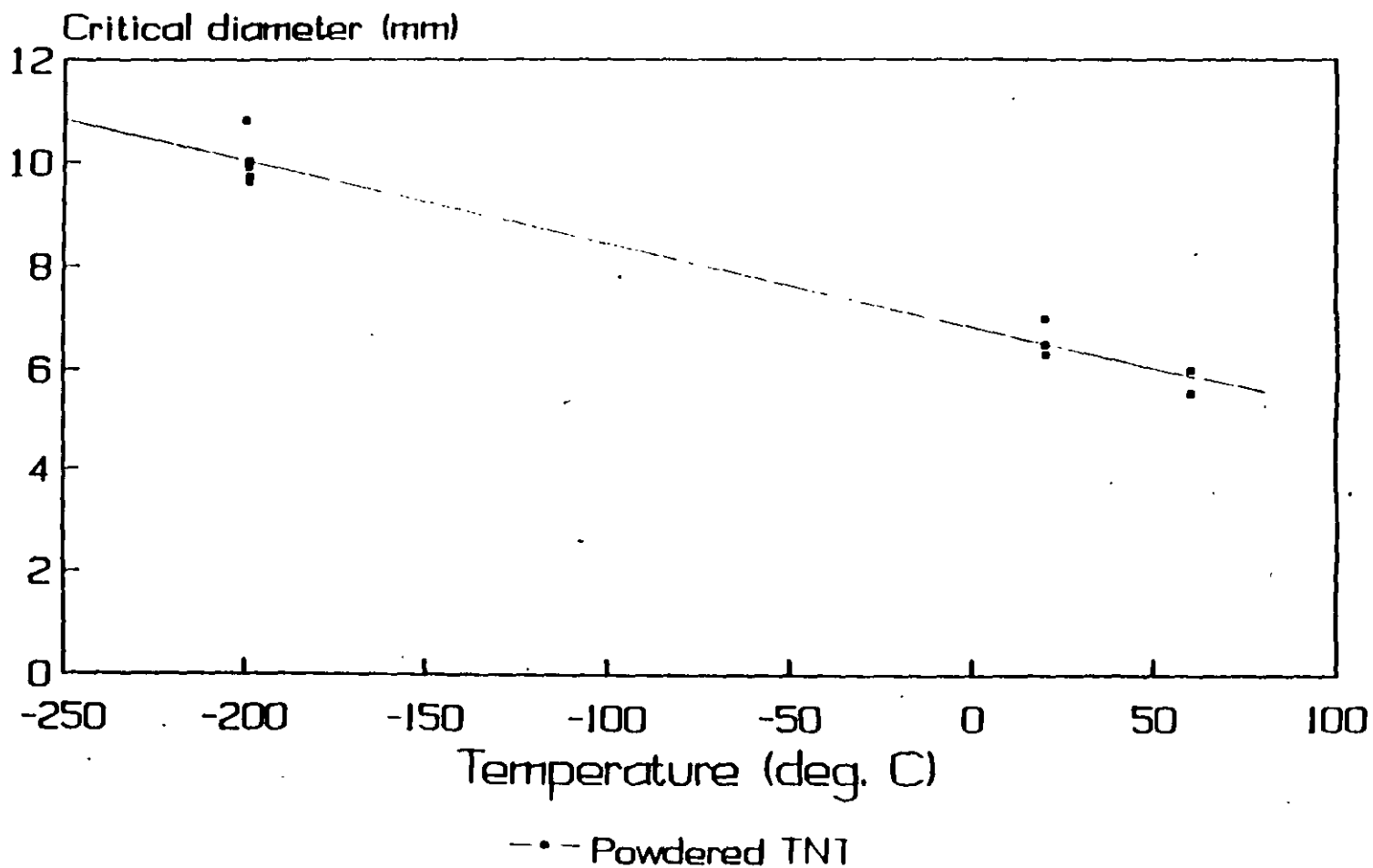
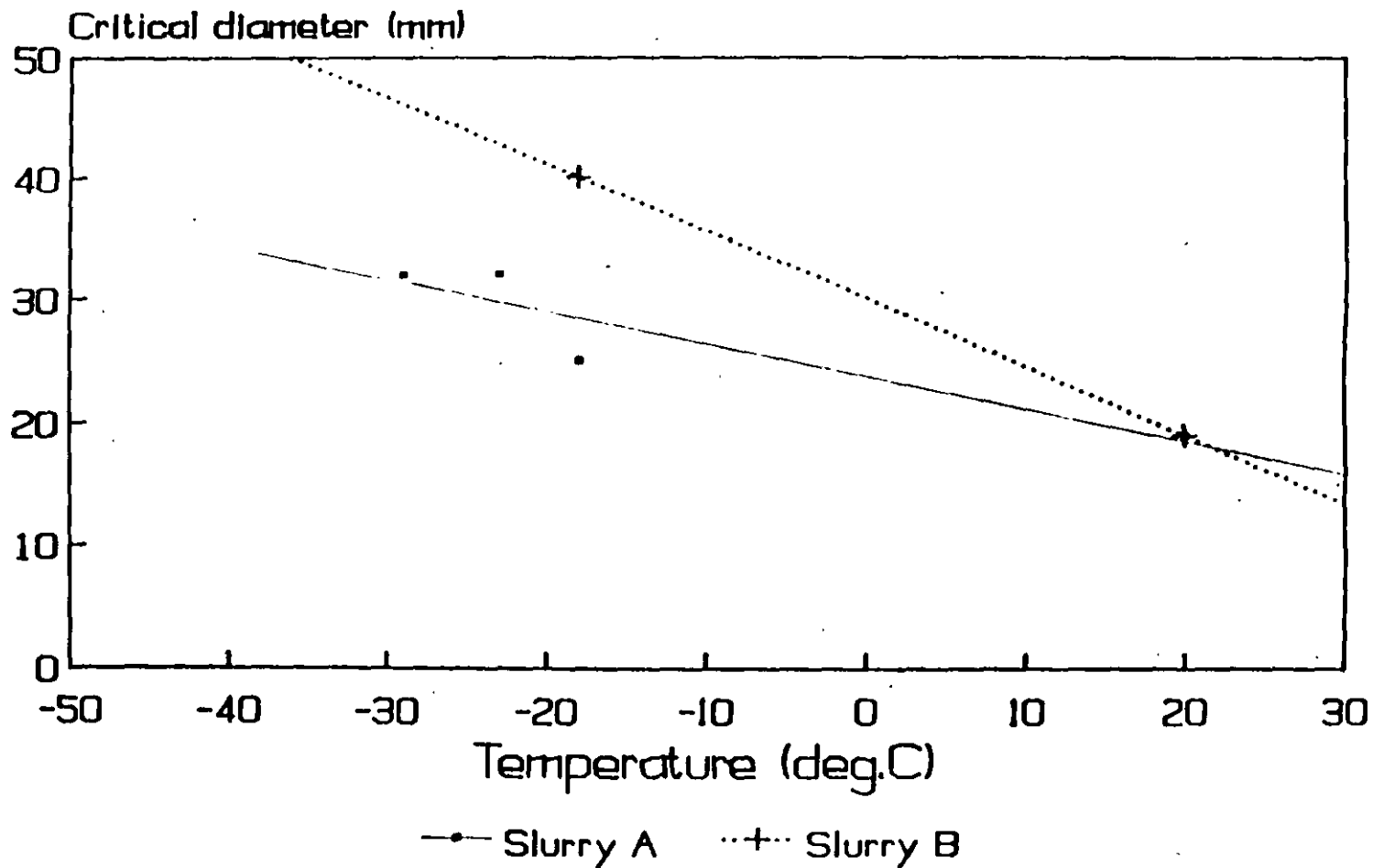


FIGURE 8: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL DIAMETER OF SLURRIES



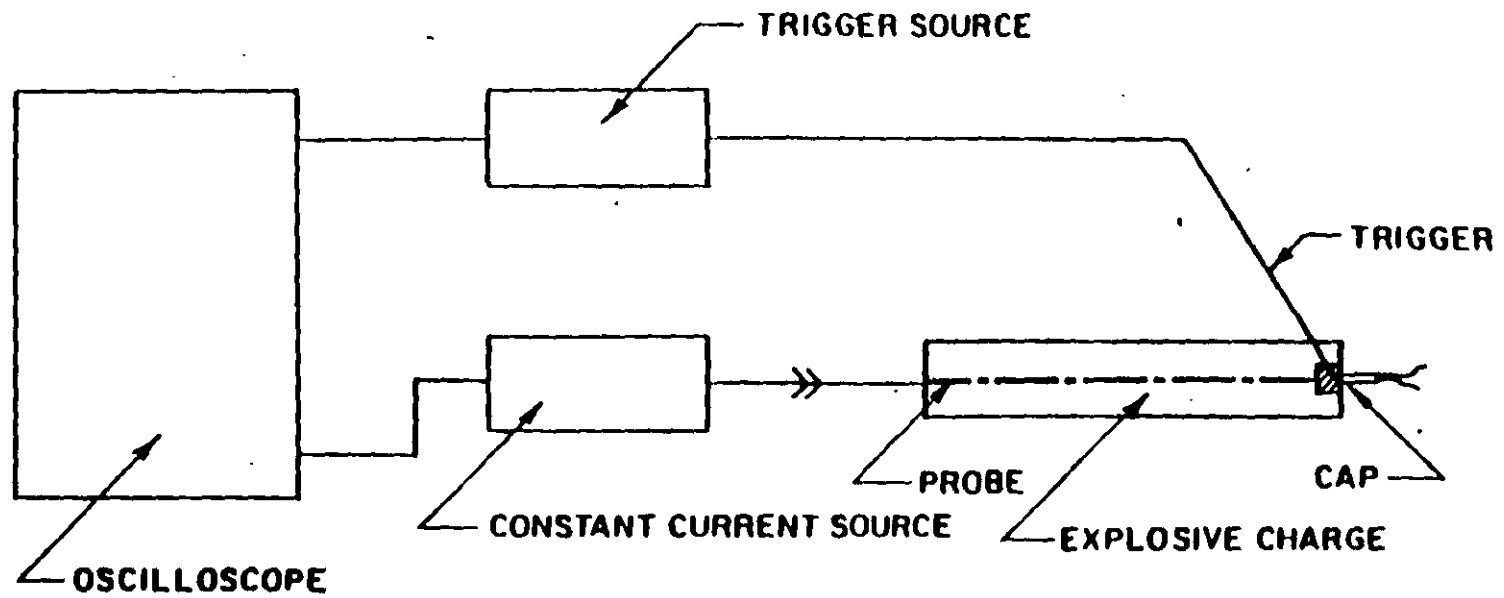


FIGURE 9. SCHEMATIC REPRESENTATION OF THE CONTINUOUS VELOCITY SYSTEM FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION

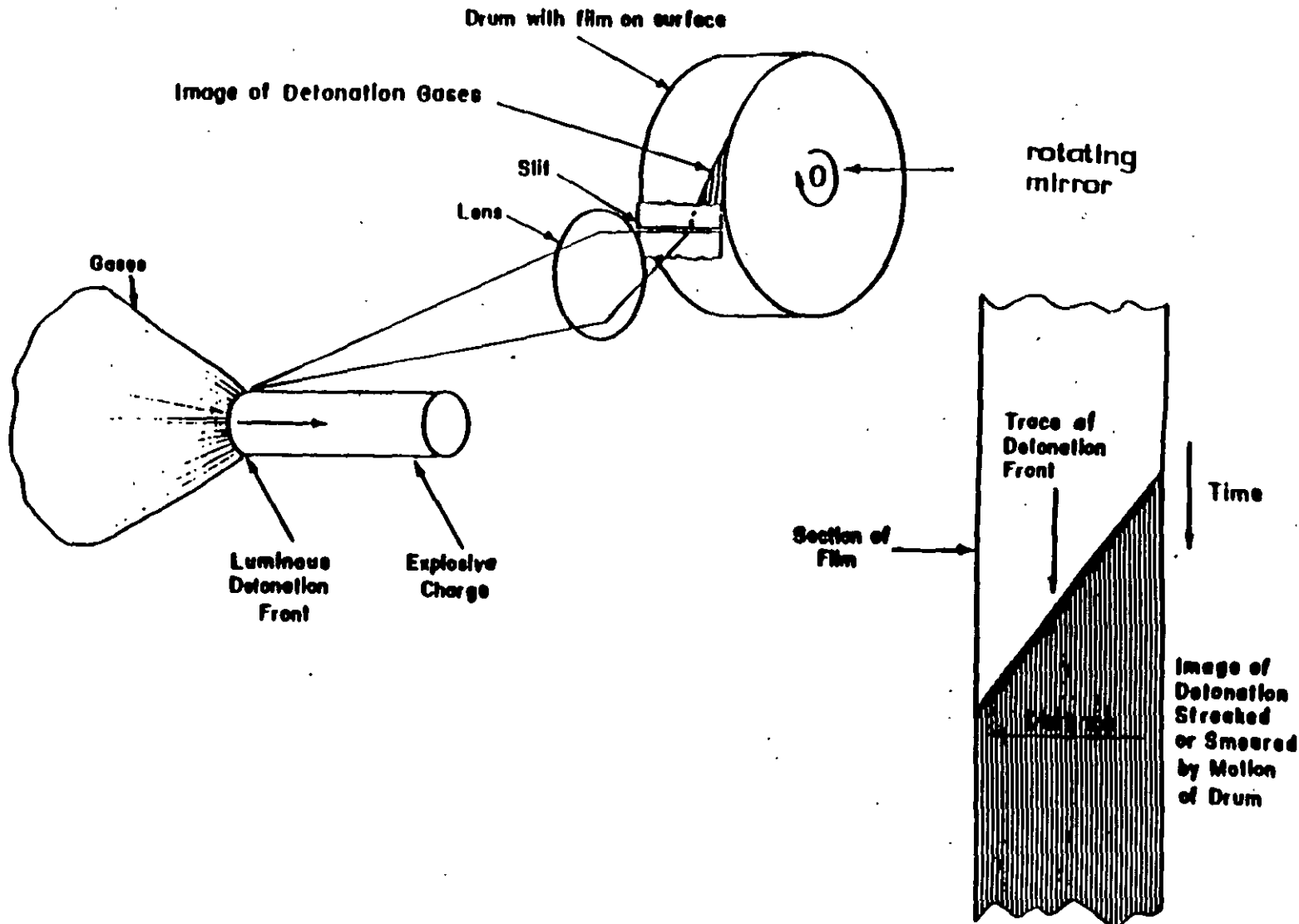


FIGURE 10: MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION BY USING A STREAK CAMERA (ref. 9)

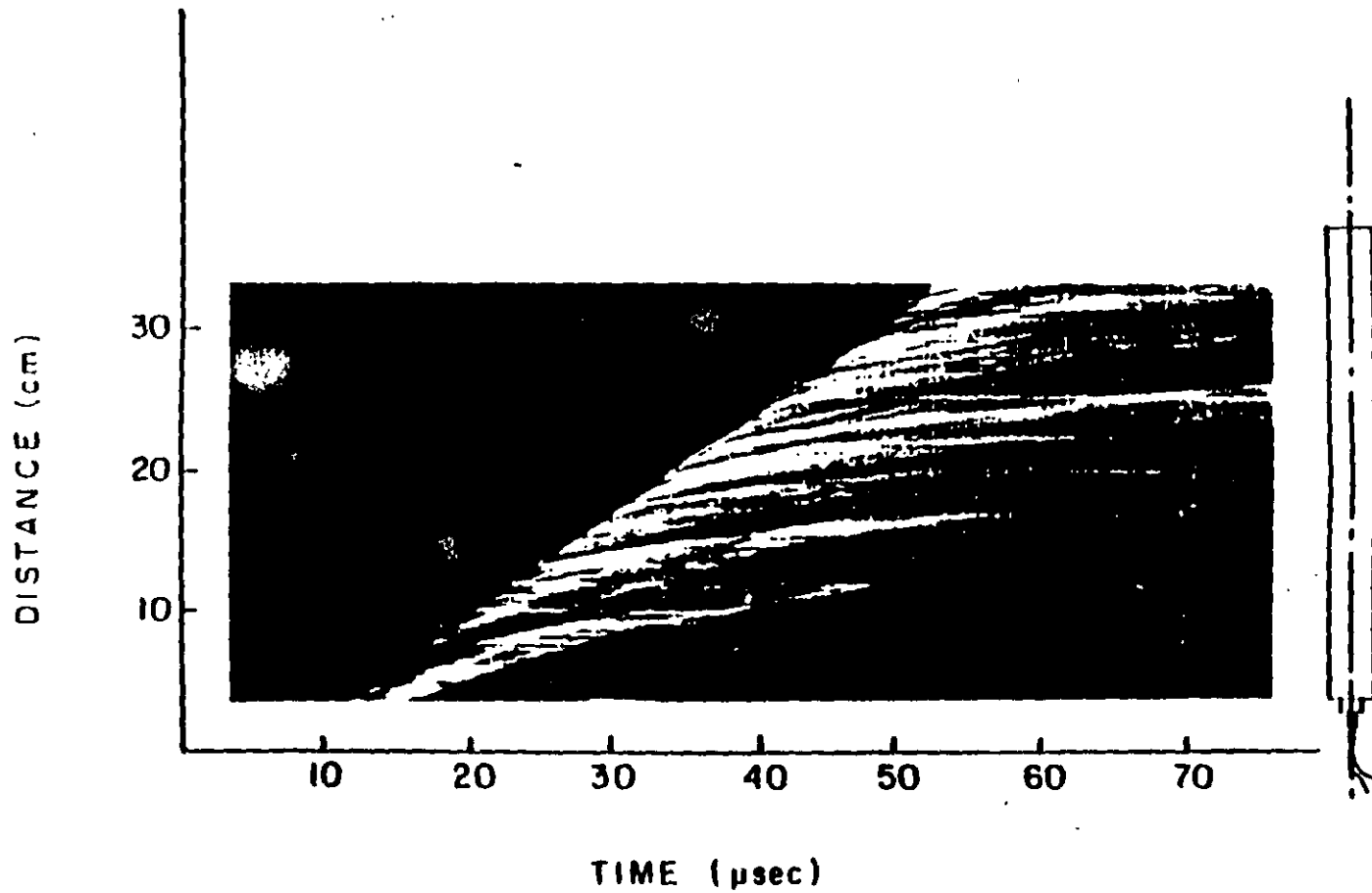


FIGURE 11: TYPICAL STREAK CAMERA RECORD FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION OF PENTOLITE

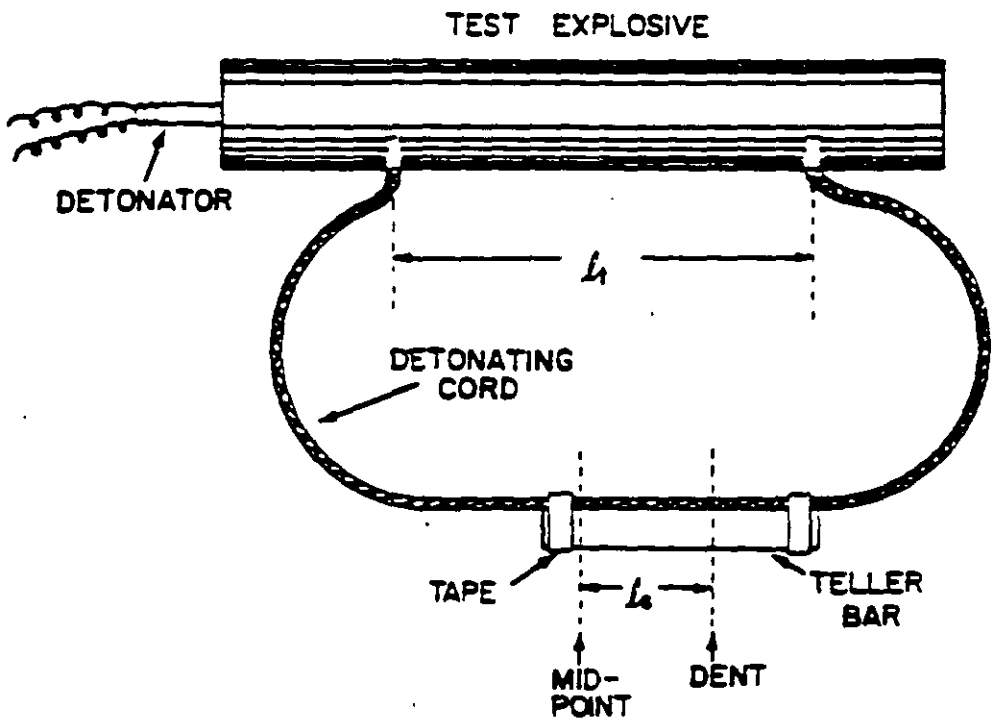


FIGURE 12: D'AUTRICHE METHOD FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION

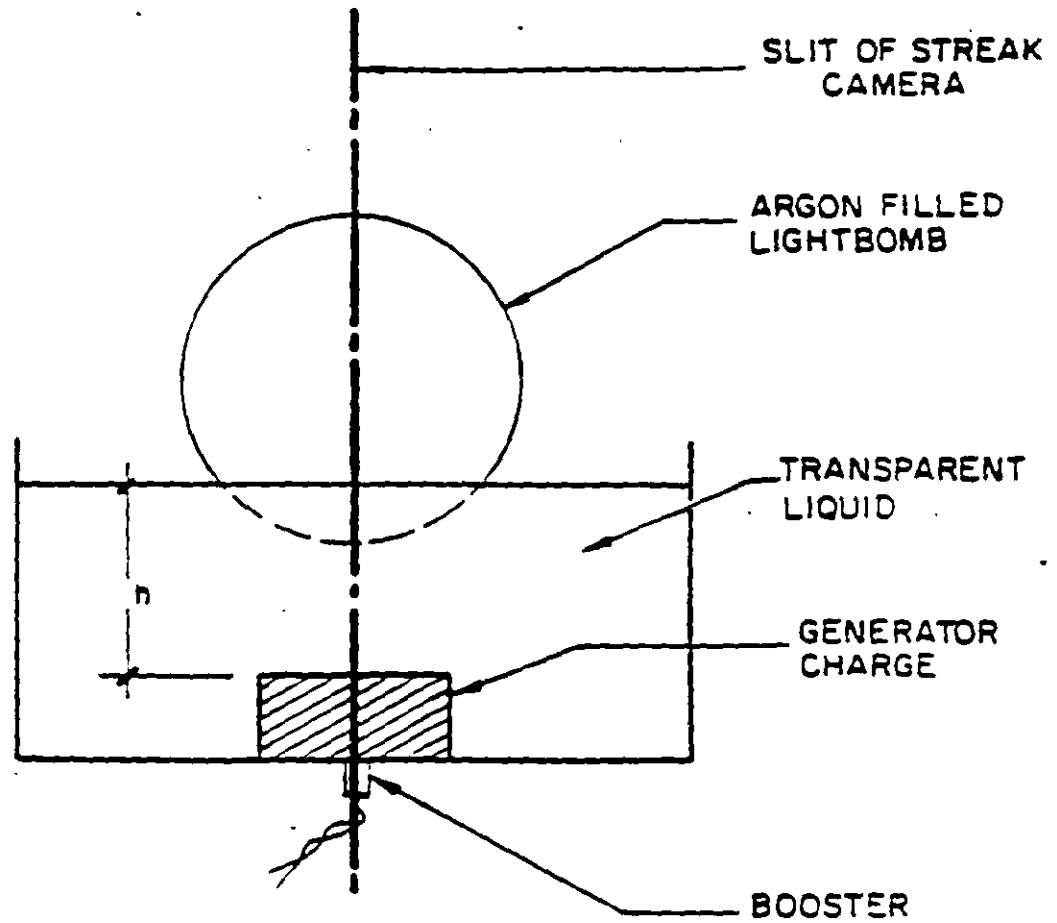


FIGURE 13: EXPERIMENTAL SET UP FOR DETERMINING THE HUGONIOT OF THE TRANSPARENT LIQUID

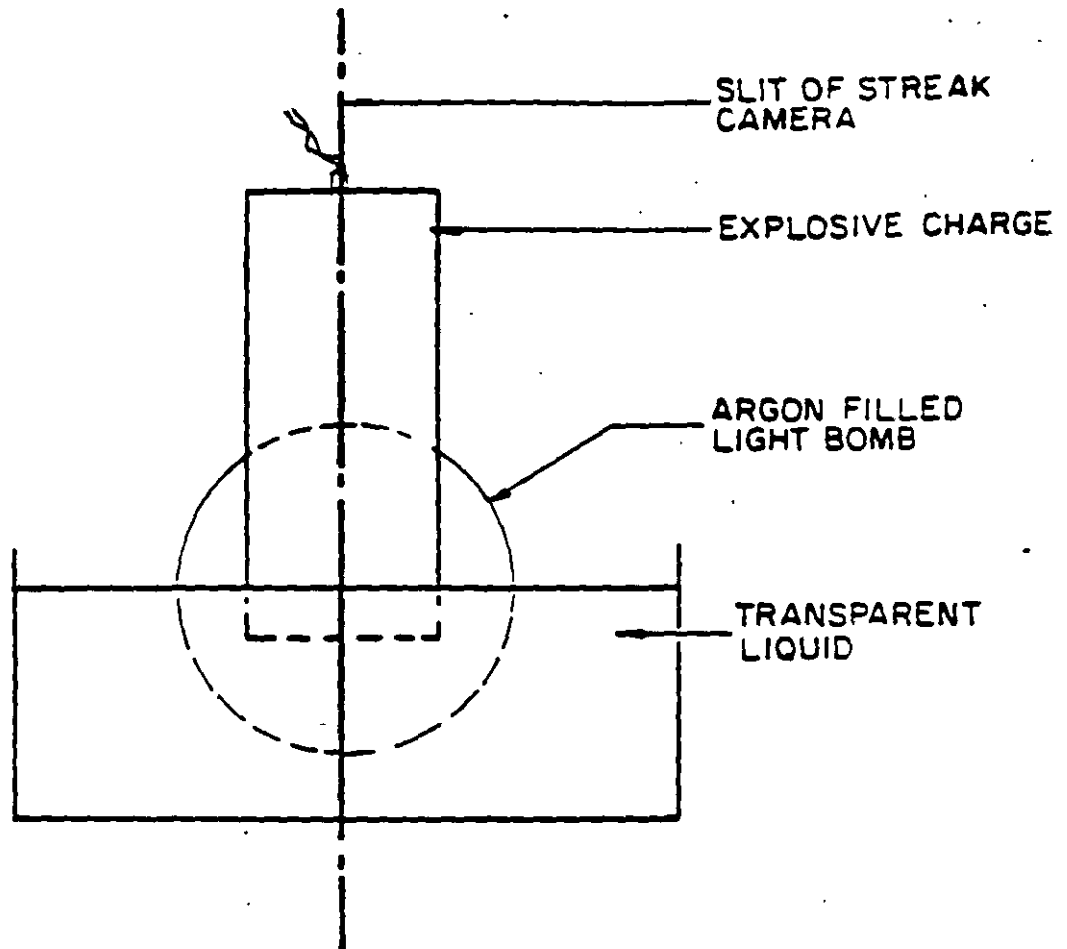


FIGURE 14: EXPERIMENTAL SET UP FOR THE MEASUREMENT OF THE DETONATION VELOCITY AND THE INITIAL SHOCK VELOCITY IN THE TRANSPARENT LIQUID

CHAPTER 4

GAP AND FRICTION SENSITIVITY OF EXPLOSIVES

4.1 Introduction

The gap sensitivity of explosive represents its ability to propagate through barriers. The gap sensitivity of an explosive is an important property to be considered in blasting operations. If the sensitivity is low, the detonation in the borehole can be interrupted because of obstacles (rocks) or air gaps. On the contrary, an explosive which is very sensitive can be dangerous to handle and can detonate sympathetically in the boreholes. Cross propagation of adjacent holes is very undesirable since this eliminates the effects of delays and results in excessive vibrations and poor fragmentation.

However one has to differentiate between solid gap and air gap sensitivity because the phenomena involved in each case are considerably different.

The friction sensitivity determines the safe handling of explosive charges. Charges can be subjected to friction forces when loaded in blastholes. These can be of a significant magnitude especially where pneumatic loaders are used.

4.2 Underdriven and Overdriven Detonations

The detonation state (C-J state) represents a dynamic stable condition. If the detonation wave encounters a small gap in the explosive charge, it will weaken temporarily and will come back to the original stable condition once the perturbation is passed.

The same will happen if the detonation wave encounters a part of the explosive which has greater energy. Temporarily it will strengthen but later it will reach the stable condition.

Consider the situation shown in Figure 1 a. A detonation is transmitted from a donor explosive to an acceptor explosive. In this case there are three possibilities; the shock wave transmitted in the acceptor can be stronger than the detonation wave in the acceptor, the shock wave can be of equal magnitude to the detonation wave in the acceptor or the shock wave can be of a smaller magnitude than the detonation wave in the acceptor. The first case is called overdriven and the last case underdriven detonation. It has been found that in the case of an overdriven wave the strength always decays until the C-J condition is reached. In the case of the underdriven wave the detonation builds up to the C-J value. However, there is a limiting strength below which the wave decays and detonation does not propagate. This limiting strength is of importance since it determines the conditions required for safe handling and reliable initiation of explosive materials.

4.3 The Gap Test

Experimentally a simple way to determine the sensitivity of an explosive to initiation is represented in the gap test. The gap test is shown in Figure 1 b. The experiment consists of a donor charge, an attenuator and an acceptor charge. By varying the attenuator thickness, different underdriven waves are transmitted to the acceptor. The thickness of the attenuator at which 50% of the times the acceptor detonates is called critical

gap thickness. At that thickness the shock wave in the acceptor has a limiting value above which the acceptor has a high probability of detonation. The gap material is normally a standard solid material. Air gaps are not desirable because hot decomposition products of the donor explosive will impinge directly on the acceptor.

The result of the gap test depends on the geometry of the donor and acceptor charges as well as the attenuator material and the donor explosive. For this purpose various laboratories standardize gap tests by using the same donor and the same attenuator material. Thus the results of the tests are indicative of the explosives shock sensitivity.

Typical gap tests are shown in Figures 2 and 3.

The following factors affect the result of a standard gap test:

1. Density. The effect of density is shown in Figure 4⁽²⁾ where the critical gap pressure is plotted against the percent of the theoretical maximum density. It is obvious that the explosive becomes less sensitive as the theoretical maximum density is approached. This is a general trend obtained in a variety of explosive compositions⁽²⁾.

2. Temperature. The effect of temperature is shown in Figure 5. This is a general trend for any material in which the reaction rate increases with temperature⁽²⁾.

3. Composition. It is obvious that the result of the gap test is composition dependant. It has been found that if wax is added to RDX or TNT, the shock sensitivity is decreased. However if wax is added to ammonium nitrate, the sensitivity is drastically increased. This happens because of the combination of an oxidizer

with a fuel and the dominant factor is the oxidation-reduction reaction. Figure 6 is typical of this phenomenon⁽²⁾.

4. Acceptor diameter. Initiation is controlled not only from the magnitude of the impacting shock wave but from its duration as well. The reduction of the diameter of the acceptor has changed the duration of the shock wave. It is recommended that the charges are tested at a diameter above the minimum diameter for ideal detonation, where this is possible. According to Price the critical initiating pressure - diameter relationship should follow a curve as in Figure 7⁽⁵⁾. Experimental results by Moulard indicate the same trend for Composition B⁽⁶⁾.

5. Confinement. Price has found that confinement of the acceptor in the test prevents the lateral rarefaction from producing a large disturbance. The confinement gives a result which is comparable to that which would be obtained for a very much larger diameter unconfined charge. The result may approach that which would be obtained in the one dimensional flow⁽²⁾. In Figure 8 the critical gap pressures for confined charges are compared to the critical cap pressures of unconfined charges. It is obvious that confinement increases the sensitivity of explosives.

4.4 Air Gap Sensitivity

This term denotes the initiation of an explosive charge without a priming device by the detonation of another charge in the neighbourhood. The transmission mechanism is complex. The important parameters are the shock wave, the hot reaction products of the donor and the flying parts from the casing of the donor charge. Various tests are conducted to determine the air gap

sensitivity of explosives. In Europe the smallest diameter of manufacture is used in the test charges which are tested unconfined⁽³⁾. This will provide the largest gap below which detonation will always be observed. Confinement however affects the result. For this purpose coal mining explosives are tested in pipes which simulate boreholes. It is recommended that gap tests simulating the conditions of application are performed to determine the gap sensitivity of a particular product.

4.5 Initiation by Friction

The mechanism of heating by friction has been investigated by Bowden and co-workers. When solid bodies are pressed against each other contact will occur only at the summits of the surface irregularities. The total area of contact is a small fraction of the total surface area⁽⁴⁾. When the bodies are sliding against each other heat is developed at the regions of contact. Hot spots are created at the points of contact and their temperature depends on the pressure, sliding velocity and heat conductivity of the sliding material. The contact material with the lowest melting point determines the hot spot temperature. When melting occurs its supporting capacity is taken over by other points⁽⁴⁾. According to Bowden if the melting point of the slider is below the critical hot spot temperature for the explosive, detonation does not occur.

Several friction tests have been developed. The Swedish⁽⁴⁾ developed a friction test in which the explosive is subjected to stresses similar to those when the explosive is charged in boreholes. The test consists of a block of granite which has a semi-cylindrical groove. A thin layer of explosive is placed in

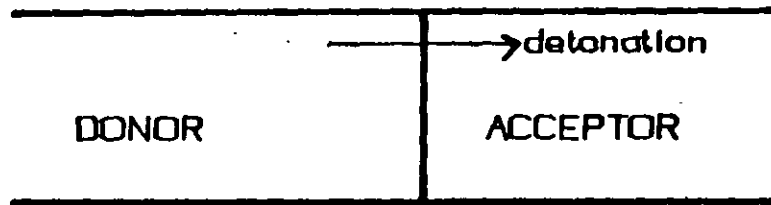
the groove and a slider moves on top. Various loads are put on the slider. The slider moves at a constant speed and the result is recorded as a function of the load.

In Germany a sample is placed on a roughened porcelain plate⁽³⁾. The sample is put on top of it and a porcelain cylinder is placed on top with various loads. The plate moves at a certain speed and the result is recorded as a function of the load.

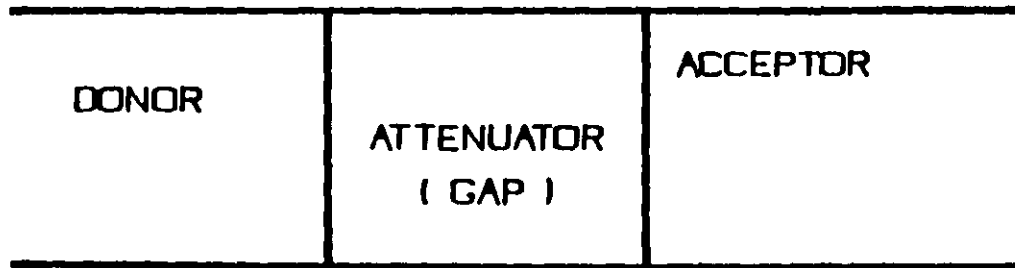
Similar tests have been developed in other countries.

4.6 References

1. U.S. Army: "Engineering Design Handbook. Principles of Explosives Behaviour", AMXP 706-180, 1972.
2. Zerilli, F.: "Notes from Lectures on Detonation Physics", Naval Surface Weapons Laboratory, 1981.
3. Meyer, R.: "Explosives", Verlag Chemie, Weinheim, New York, 1977.
4. Johansson, C.H. and Persson, P.A.: "Detonics of High Explosives", Academic Press, London, New York, 1970.
5. Price, D.: "Critical Parameters for Detonation Propagation and Initiation of Solid Explosives", Naval Surface Weapons Center, 1981.
6. Moulard, H.: "Critical Conditions for Shock Initiation of Detonation by Small Projectile Impact", Seventh International Symposium on Detonation, Maryland, 1981.

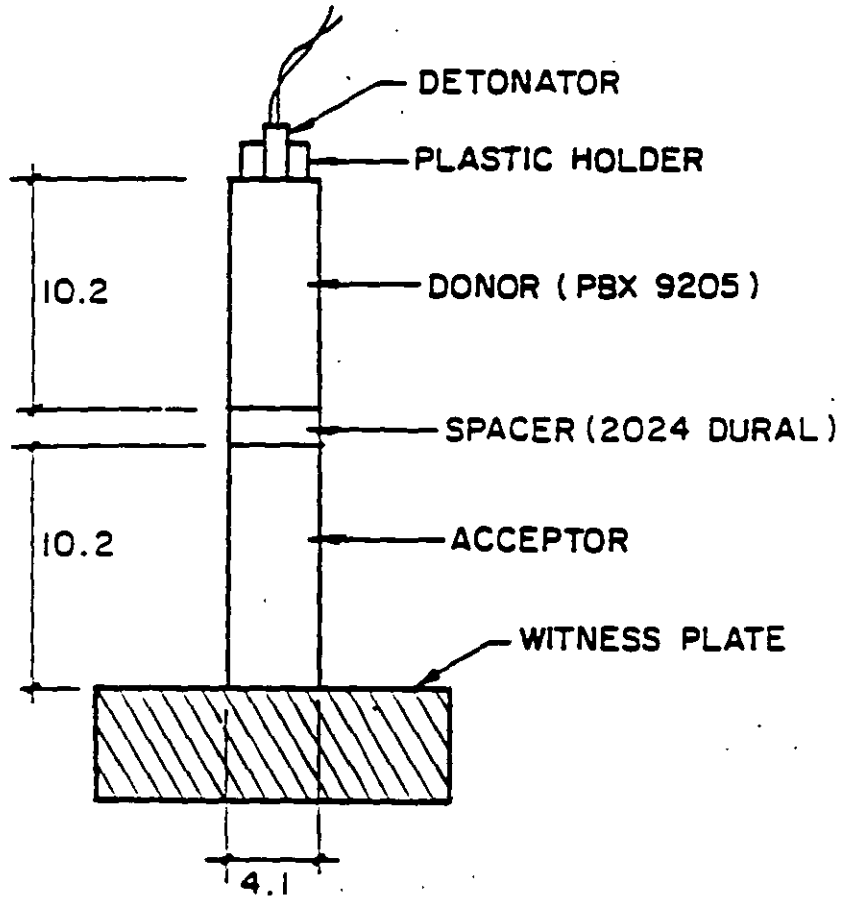


(a)



(b)

FIGURE 1. TYPICAL GAP TEST CONFIGURATION



DIMENSIONS IN CM

FIGURE 2: THE LOS ALAMOS LARGE GAP TEST

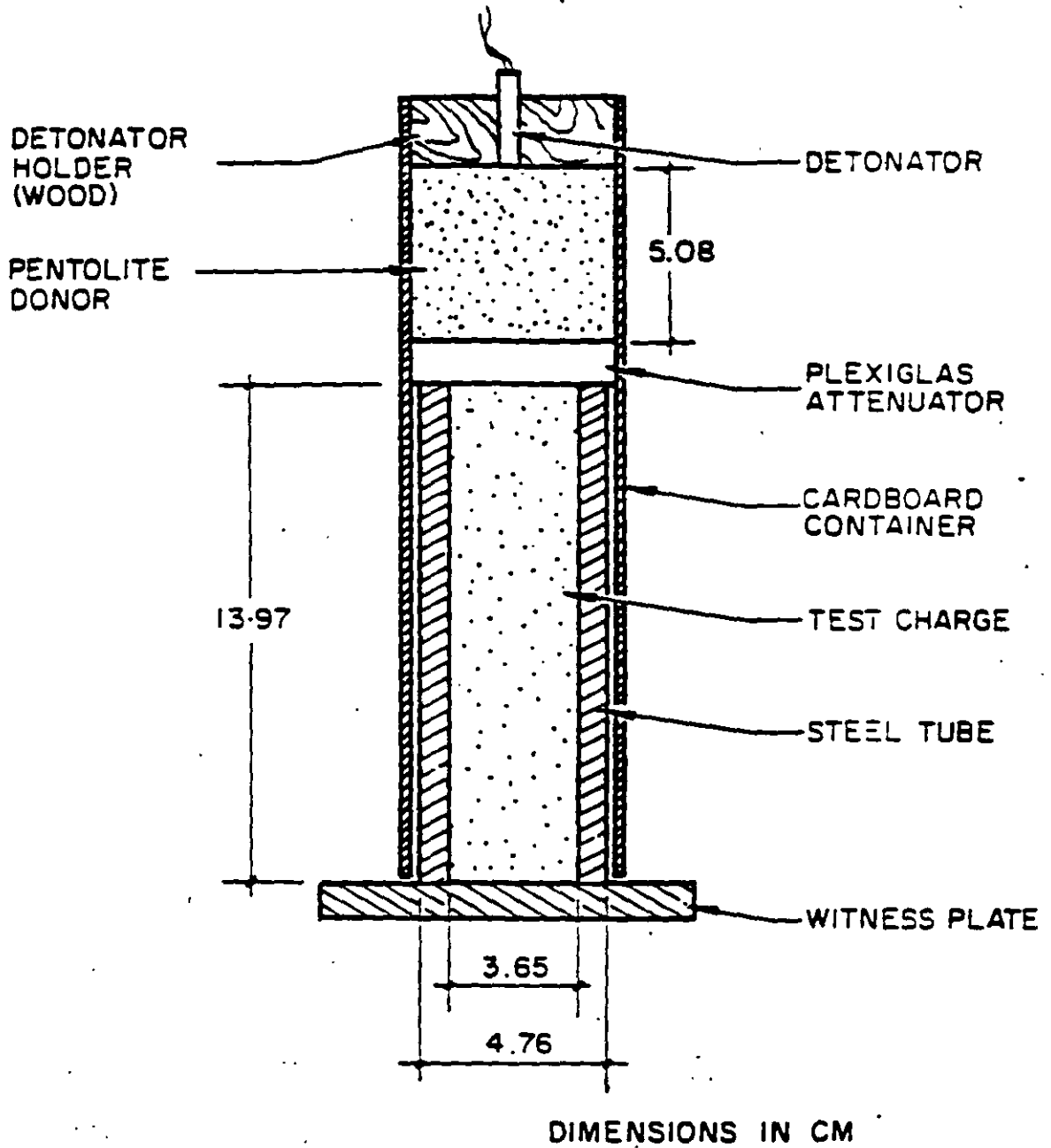


FIGURE 3: THE NOL GAP TEST

FIGURE 4: EFFECT OF DENSITY ON
CRITICAL GAP PRESSURE

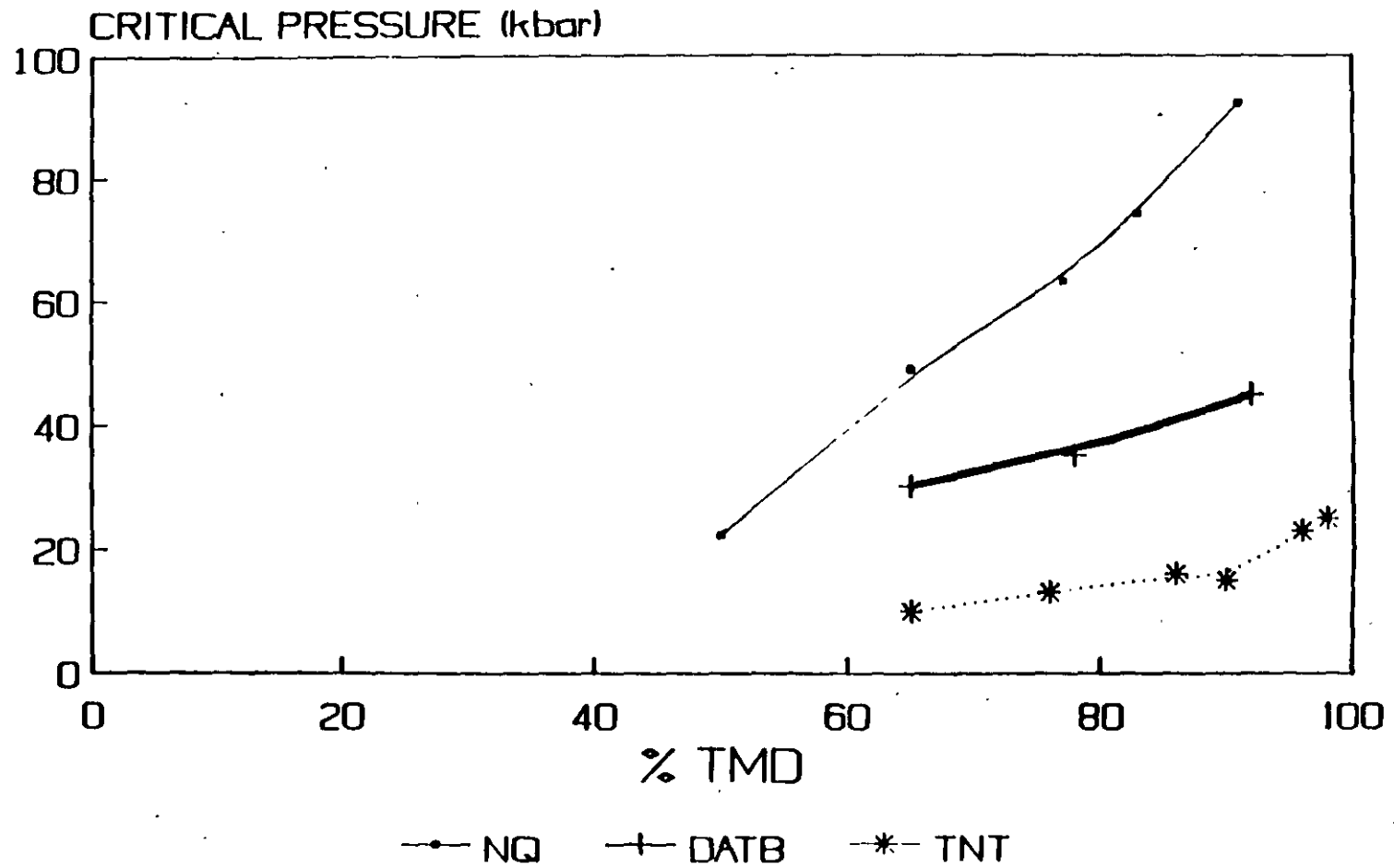


FIGURE 5: EFFECT OF THE COMPOSITION ON CRITICAL GAP PRESSURE

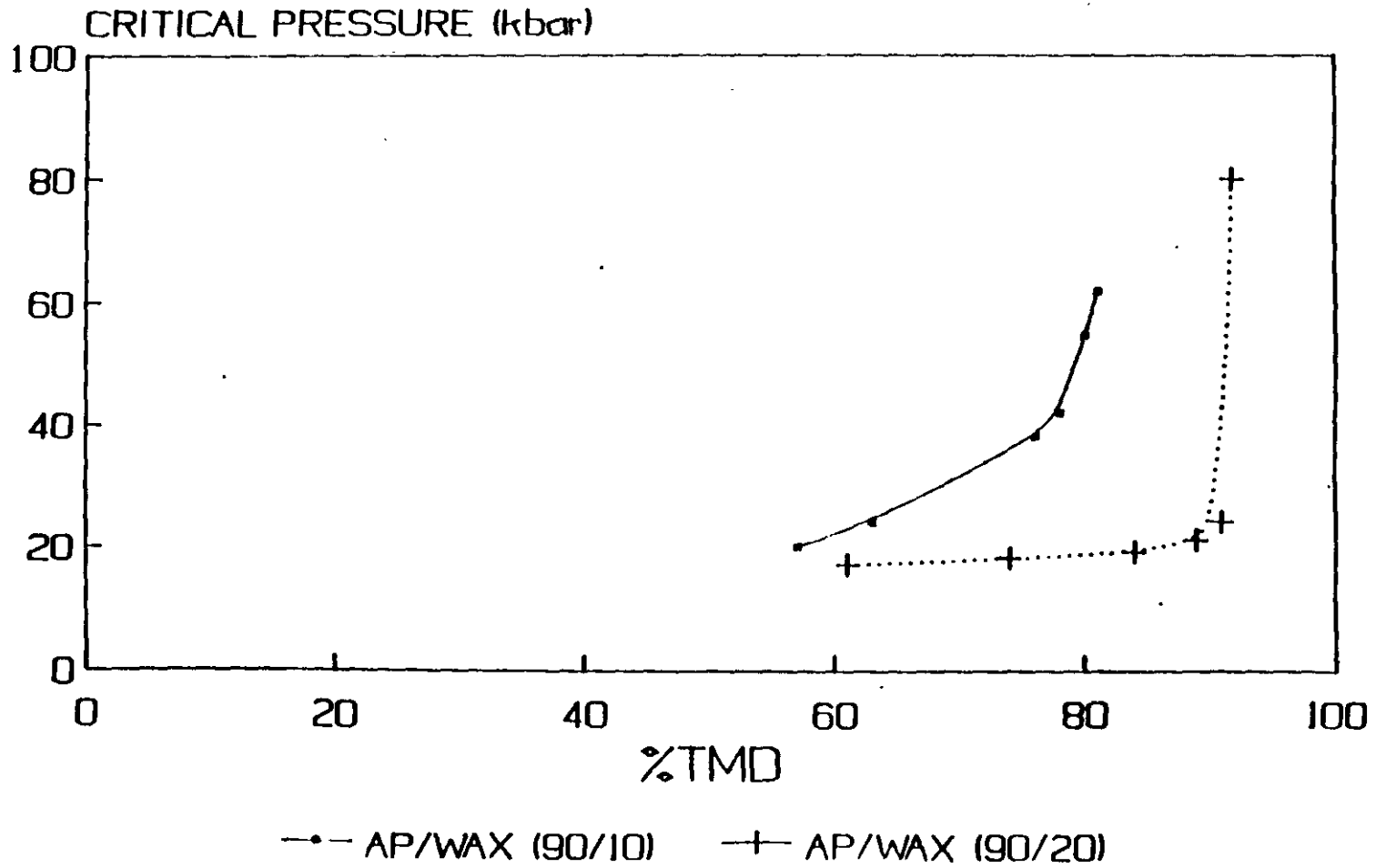
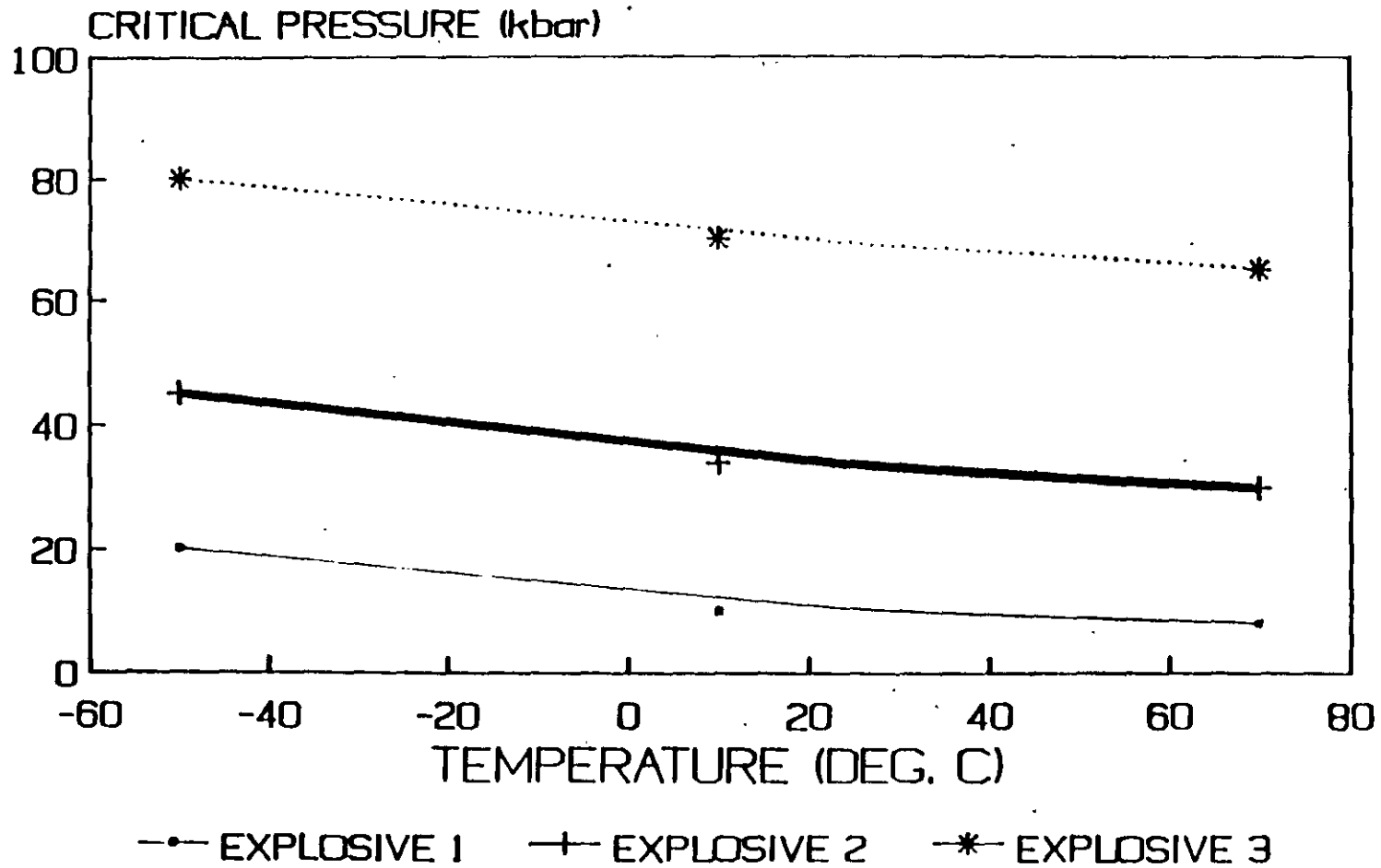


FIGURE 6: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL GAP PRESSURE



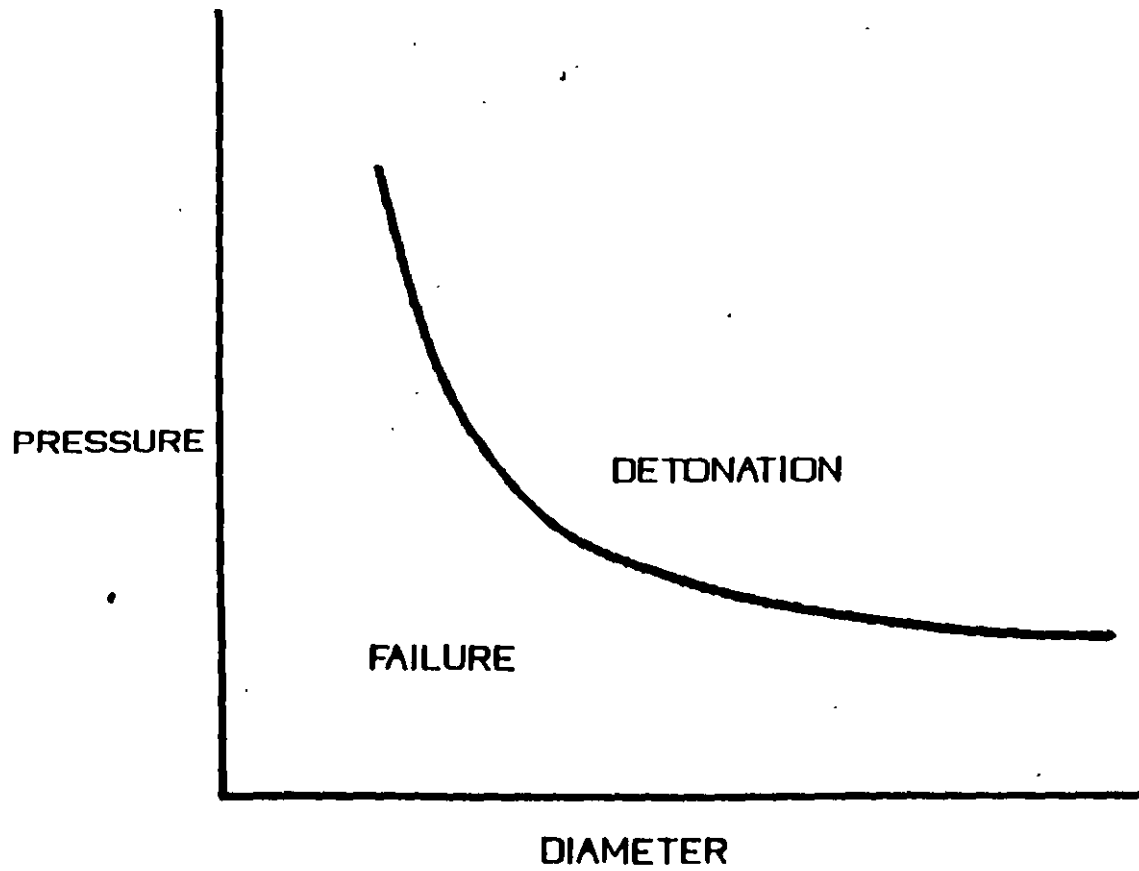
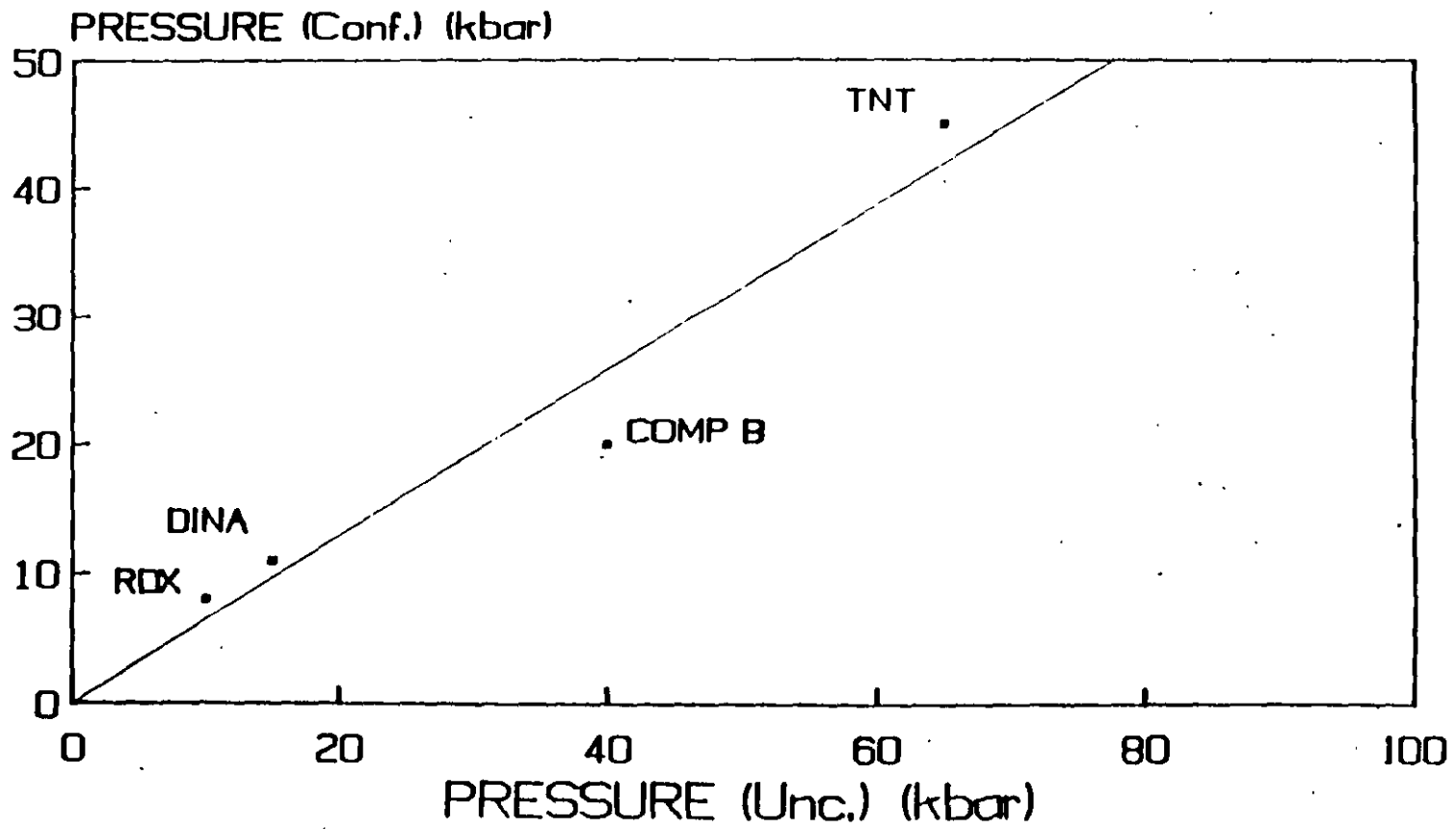


FIGURE 7: VARIATION OF CRITICAL PRESSURE WITH DIAMETER

FIGURE 8: EFFECT OF CONFINEMENT ON CRITICAL GAP PRESSURE



SURFACE BLAST DESIGN

This article is an excerpt from Bureau of Mines circular IC 8925,
"Surface Blast Design."

BLASTHOLE DIAMETER

The size of blasthole is the first consideration of any blast design. The blasthole diameter, along with the type of explosive being used and the type of rock being blasted, will determine the burden. All other blast dimensions are a function of the burden. This discussion assumes that the blaster has the freedom to select the borehole size. In many operations one is limited to a specific size borehole based on available drilling equipment.

Practical blasthole diameters for surface mining range from

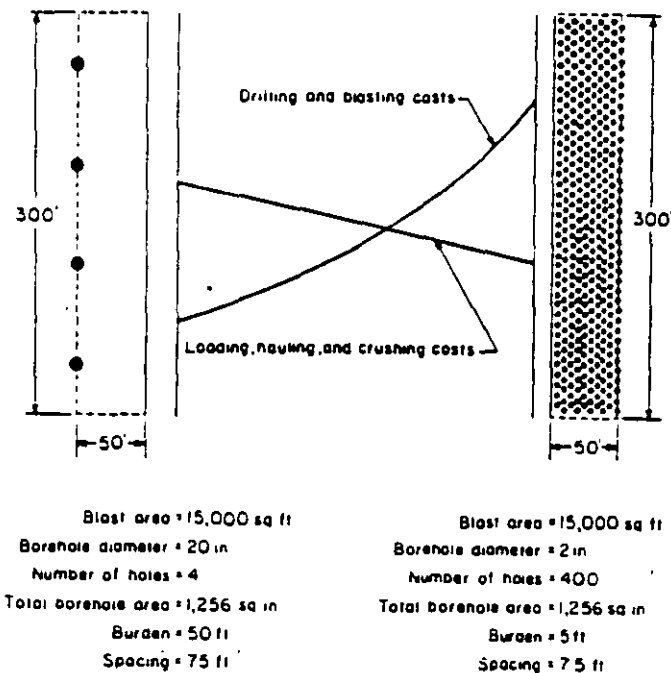


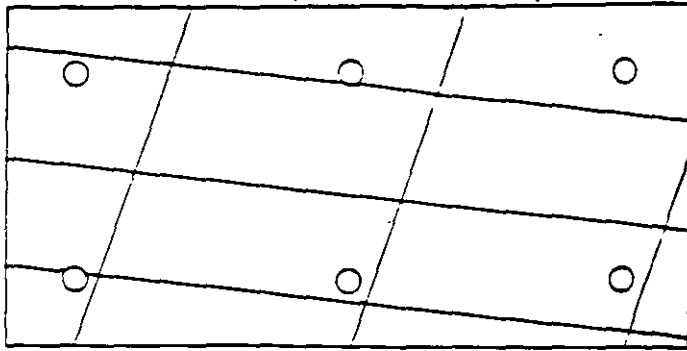
Figure 65.—Effect of large and small blastholes on unit costs.

2 to 17 in. As a general rule, large blasthole diameters yield low drilling and blasting costs because large holes are cheaper to drill per unit volume and less sensitive, cheaper blasting agents can be used in larger diameters. However, larger diameter blastholes also result in large burdens and spacings and collar distances and hence, they tend to give coarser fragmentation. Figure 65 illustrates this comparison using 2- and 20-in-diameter blastholes as an example. Pattern A contains four 20-in blastholes and pattern B contains 400 2-in blastholes. In all bench blasting operations some compromise between these two extremes is chosen. Each pattern represents the same area of excavation, 15,000 sq ft, each involves approximately the same volume of blastholes, and each can be loaded with about the same weight of explosive.

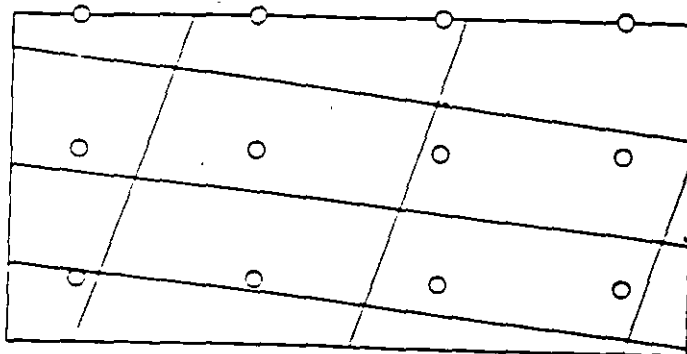
In a given rock formation, the four-hole pattern will give relatively low drilling and blasting costs. Drilling costs for the large blastholes will be low, a low-cost blasting agent will be used, and the cost of detonators will be minimal. However, in a difficult blasting situation, the broken material will be blocky and nonuniform in size, resulting in higher loading, hauling, and crushing costs as well as requiring more secondary breakage. Insufficient breakage at the toe may also result.

On the other hand, the 400-hole pattern will yield high drilling and blasting costs. Small holes cost more to drill per unit volume, powder for small-diameter blastholes is usually more expensive, and the cost of detonators will be higher. However, the fragmentation will be finer and more uniform, resulting in lower loading, hauling, and crushing costs. Secondary blasting and toe problems will be minimized. Size of equipment, subsequent processing required for the blasted material, and economics will dictate the type of fragmentation needed, and hence the size of blasthole to be used.

Geologic structure is a major factor in determining blasthole diameter. Planes of weakness such as joints and beds, or zones of soft, incompetent rock tend to isolate large blocks of rock in the burden. The larger the blast pattern, the more likely the blocks are to be thrown unbroken into the muck.



Larger holes



Smaller holes

Figure 66.—Effect of jointing on selection of blasthole size.

Note that in the top pattern in figure 66 some of the blocks are not penetrated by a blasthole, whereas in the smaller bottom pattern all of the blocks contain at least one blasthole. Owing to the better explosives distribution, the bottom pattern will give better fragmentation.

As more blasting operations are carried out near populated areas, environmental problems such as airblast and flyrock often occur because of an insufficient collar distance above the explosive charge. As the blasthole diameter increases, the collar distance required to prevent violence increases. The ratio of collar distance to blasthole diameter required to prevent violence varies from 14:1 to 28:1, depending on the relative densities and velocities of the explosive and rock, the physical condition of the rock, the type of stemming used, and the point of initiation. A larger collar distance is required where the sonic velocity of the rock exceeds the detonation velocity of the explosive or where the rock is heavily fractured or low in density. A top-initiated charge requires a larger collar distance than a bottom-initiated charge. As the collar distance increases, the powder distribution becomes poorer resulting in poorer fragmentation of the rock in the upper part of the bench.

Ground vibrations are controlled by reducing the weight of explosive fired per delay interval. This is more easily done with small blastholes than with large blastholes. In many situations where an operator uses large-diameter blastholes near populated areas, several delayed decks must be used within each hole to control vibrations.

Large holes with large blast patterns are ideally suited to an operation with the following characteristics: A large volume of material to be moved; large loading, hauling, and crushing equipment; no requirement for fine, uniform fragmentation; an

easily broken toe; few ground vibration or airblast problems (few nearby neighbors); and a relatively homogeneous, easily fragmented rock without excessive, widely spaced planes weakness or voids. Many blasting jobs, however, present straits that require smaller blastholes.

In the final analysis, the selection of blasthole size is based on economics. It is important to consider the economics of the overall excavation or mining system. Savings realized through indiscriminate cost cutting in the drilling and blasting program may well be lost through increased loading, hauling, and crushing costs and increased litigation costs owing to disgruntled neighbors.

TYPES OF BLAST PATTERNS

There are three commonly used drill patterns: square, rectangular, and staggered. The square drill pattern (fig. 67) has equal burdens and spacings, while the rectangular pattern has a larger spacing than burden. In both the square and rectangular patterns, the holes of each row are lined up directly behind the holes in the preceding row. In the staggered pattern (fig. 67), the holes in each row are positioned in the middle of the spacings of the holes in the preceding row. In the staggered pattern, the spacing should be larger than the burden.

The staggered drilling pattern is used for row-on-row firing; that is, where the holes of one row are fired before the holes in the row immediately behind them as shown in figure 68. The square or rectangular drilling patterns are used for firing V-cut (fig. 69) or echelon rounds. Either side of the blast round in figure 69 by itself would be called an echelon blast round. In V-cut or echelon blast rounds the burdens and subsequent rock placement are at an angle to the original free face. Looking at figure 69, with the burdens developed at a 45° angle to the original free face, you can see that the originally square drilling pattern has been transformed to a staggered blasting pattern with a spacing twice the burden. The simple patterns discussed here account for the vast majority of the surface blasts fired.

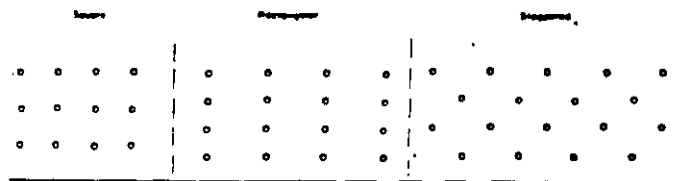
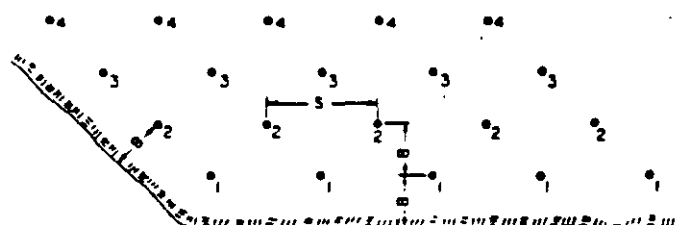


Figure 67.—Three basic types of drill pattern.



5 • 28

Figure 68.—Corner cut staggered blast pattern—Simultaneous initiation within rows (blasthole spacing, S, is twice the burden, B).

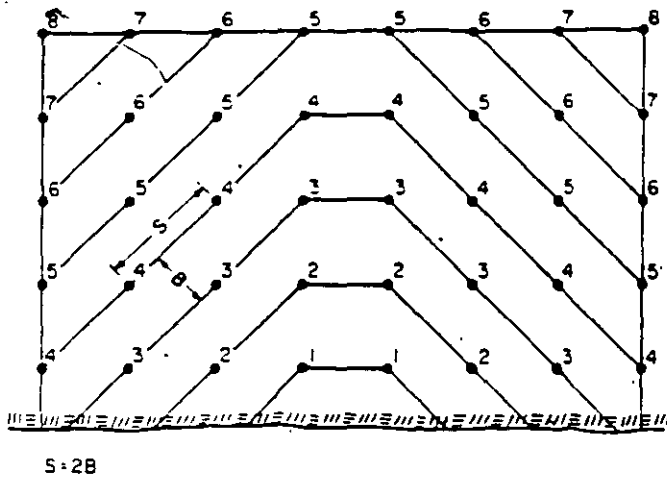


Figure 69.—V-echelon blast round (true spacing, S, is twice the true burden, B).

BURDEN

Figure 70 is an isometric view showing the relationship of the various dimensions of a bench blast. The burden is defined as the distance from a blasthole to the nearest free face at the instant of detonation. In multiple row blasts, the burden for a blasthole is not necessarily measured in the direction of the original free face. One must take into account the free faces developed by blastholes fired on lower delay periods. As an example, in figure 68, where one entire row is blasted before the next row begins, the burden is measured in a perpendicular direction between rows. However, in figure 69 the blast progresses in a V-shape. In this situation, the true burden on most of the holes is measured at an angle of 45° from the original free face, as shown in the figure.

It is very important that the proper burden be calculated, taking into account the blasthole diameter, the relative density of the rock and the explosive, and to some degree, the length of the blasthole. An insufficient burden will cause excessive airblast and flyrock. Too large a burden will give inadequate fragmentation, toe problems, and excessive ground vibrations. Where it will be necessary to drill a round before the previous round has been excavated, it is important to stake out the first

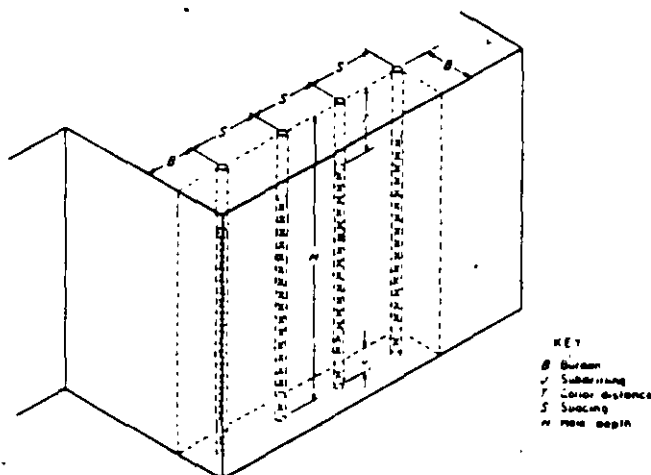


Figure 70.—Isometric view of a bench blast.

row of the second round before the first round is fired. This will assure a proper burden on the first row of blastholes in the second blast round.

The burden dimension is a function of the charge diameter. For bulk-loaded charges, the charge diameter is equal to the blasthole diameter. For tamped cartridges, the charge diameter will be between the cartridge diameter and the blasthole diameter, depending on the degree of tamping. For untamped cartridges the charge diameter is equal to the cartridge diameter. When blasting with AN-FO or other low density blasting agents with densities near 0.85 g/cu cm, in typical rock with a density near 2.7 g/cu cm, the normal burden is approximately 25 times the charge diameter. When using denser products such as slurries or dynamites, with densities near 1.2 g/cu cm, the normal burden is approximately 30 times the charge diameter. It should be stressed again that these are first approximations, and field testing often results in minor adjustments to these values. The burden-to-charge-diameter ratio is seldom less than 20 or seldom more than 40, even in extreme cases. For instance, when blasting with a low density blasting agent, such as AN-FO, in a dense formation such as iron ore, the desired burden may be about 20 times the charge diameter. When blasting with denser slurries or dynamites in low density formations such as some sandstones or marbles, the burden may approach 40 times the charge diameter. Table 4 summarizes these approximations.

Table 4.—Approximate B/D ratios for bench blasting

	Ratio
AN-FO (density—0.85 g/cu cm):	
Light rock (density—2.2 g/cu cm)	28
Average rock (density—2.7 g/cu cm)	25
Dense rock (density—3.2 g/cu cm)	23
Slurry, dynamite (density—1.2 g/cu cm):	
Light rock (density—2.2 g/cu cm)	33
Average rock (density—2.7 g/cu cm)	30
Dense rock (density—3.2 g/cu cm)	27

B Burden D Charge diameter

High-speed photographs of blasts have shown that flexing of the burden plays an important role in rock fragmentation. A relatively long, slender burden flexes, and thus breaks more easily than a short, stiffer burden. Figure 71 shows the difference between using a 6-in blasthole and a 12¼-in blasthole in a 40-ft bench, with a burden-to-charge-diameter ratio of 30 and appropriate subdrilling and stemming dimensions. Note the inherent stiffness of the burden with the 12¼-in blasthole as compared with the 6-in blasthole. Based on this consideration, lower burden-to-charge-diameter ratios should be used as a first approximation when the blasthole diameter is large in comparison to the bench height. Care must be taken that the burden ratio is not so small as to create violence. Once the burden has been determined, it becomes the basis for calculating subdrilling, collar distance (stemming), and spacing.

SUBDRILLING

Subdrilling is the distance drilled below the floor level to assure that the full face of rock is removed. Where there is a pronounced parting at floor level, to which the explosive charge can conveniently break, subdrilling may not be required. In coal stripping, it is common practice to drill down to the coal and then backfill a foot or two before loading explosives, resulting in a negative subdrill. In most surface blasting jobs, however, it is necessary to do some subdrilling to make sure the shot pulls to grade. A good first approximation for subdrilling under average conditions is 30 pct of the burden. Where the toe breaks very easily, the subdrill can sometimes be reduced to 10 to 20 pct of the burden. Even under the most difficult conditions, the subdrill should not exceed 50 pct of the burden. If the toe cannot be pulled with a subdrill-to-burden ratio of 0.5, the fault probably lies in too large a burden.

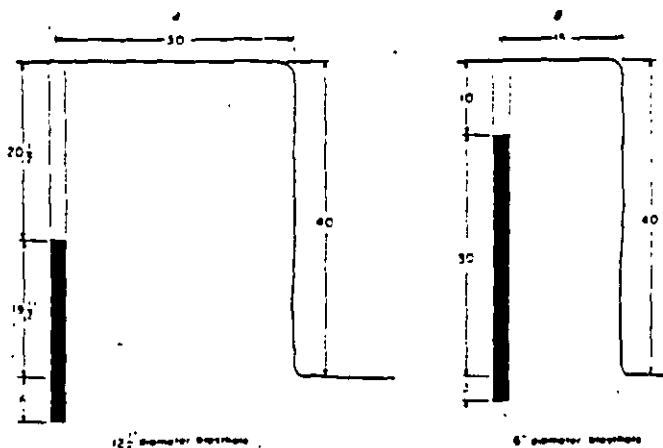


Figure 71.—Comparison of a 12¼-in-diameter (A) blasthole (stiff burden) with a 6-in-diameter (B) blasthole (flexible burden) in a 40-ft bench.

Priming the explosive column at the toe level gives maximum confinement and normally gives the best breakage. Other factors being equal, toe priming usually requires less subdrilling than collar priming.

Too much subdrilling is a waste of drilling and blasting expense and may also cause excessive ground vibrations owing to the high degree of confinement of the explosive in the bottom of blasthole, particularly when the primer is placed in the bottom of the hole. In multiple-bench operations, excessive subdrilling may cause undue fracturing in the upper portion of the bench below, creating difficulties in collaring holes in the lower bench. Insufficient subdrilling will cause high bottom, resulting in increased wear and tear on equipment and expensive secondary blasting. Table 5 summarizes the recommended subdrilling approximations.

Table 5.—Approximate J/B ratios for bench blasting

	Ratio
Open bedding plane at toe	0
Easy toe	0.1-0.2
Normal toe3
Difficult toe4-.5

B Burden J Subdrilling

COLLAR DISTANCE (STEMMING)

Collar distance is the distance from the top of the explosive charge to the collar of the blasthole. This zone is usually filled with an inert material called stemming to give some confinement to the explosive gases and to reduce airblast. Research has shown that crushed, sized rock works best as stemming but it is common practice to use drill cuttings because of economics. Too small a collar distance results in excessive violence in the form of airblast and flyrock and may cause back-break. Too large a collar distance creates boulders in the upper part of the bench. The selection of a collar distance is often a tradeoff between fragmentation and the amount of airblast and flyrock that can be tolerated. This is especially true where the upper part of the bench contains rock that is difficult to break. In this situation the difference between a violent shot and one that fails to fragment the upper zone properly may be a matter of only a few feet of stemming. Collar priming of blastholes normally causes more violence than center or toe priming, and requires the use of a longer collar distance.

Field experience has shown that a collar distance equal to 70 pct of the burden is a good first approximation except where collar priming is used. Careful observation of airblast, flyrock, and

ECONEX

Brings You . . .
State of The Art
Packaged Blasting Agents . . .



Featuring . . .

- Controlled Density
- Accurate Oil Content
- Multiple Energy Levels
- Optional Packaging
- Wide Selection of Sizes
- Consistent Performance

NORTHERN DIVISION

Saginaw, MI
 517/790-7477

WESTERN DIVISION

Pittsfield, IL
 217/285-5531

EASTERN DIVISION

Upper Sandusky, OH
 419/294-1946

SOUTHERN DIVISION

Evansville, IN
 271/285-5531

fragmentation will enable the blaster to further refine this dimension. Where adequate fragmentation in the collar zone cannot be attained while still controlling airblast and flyrock, deck charges or satellite holes may be required.

A deck charge is an explosive charge near the top of the blasthole, separated from the main charge by inert stemming. If boulders are being created in the collar zone but the operator fears that less stemming would cause violence, the main charge should be reduced slightly and a deck charge added. The deck charge is usually shot on the same delay as the main charge or one delay later. Care must be exercised not to place the deck charge too near the top of the blasthole, or excessive flyrock may result. As an alternative, short satellite holes between the main blastholes can be used. These satellite holes are usually smaller in diameter than the main blastholes and are loaded with a light charge of explosives.

From the standpoint of public relations, collar distance is a very important blast design variable. One violent blast can permanently alienate neighbors. In a delicate situation, it may be best to start with a collar distance equal to the burden and gradually reduce this if conditions permit. Collar distances greater than the burden are seldom necessary.

SPACING

Spacing is defined as the distance between adjacent blastholes, measured perpendicular to the burden. Where the rows are blasted one after the other as in figure 68, the spacing is measured between holes in a row. However, in figure 69, where the blast progresses on an angle to the original free face, the spacing is measured at an angle from the original free face.

Spacing is calculated as a function of the burden and also depends on the timing between holes. Too close a spacing causes crushing and cratering between holes, boulders in the burden, and toe problems. Too wide a spacing causes inadequate fracturing between holes, accompanied by humps on the face and toe problems between holes (fig. 72).

When the holes in a row are initiated on the same delay period, a spacing equal to twice the burden will usually pull the round satisfactorily. Actually, the V-cut round in figure 69 also illustrates simultaneous initiation within a row, with the rows being the angled lines of holes fired on the same delay. The true spacing is twice the true burden even though the holes were originally drilled on a square pattern.

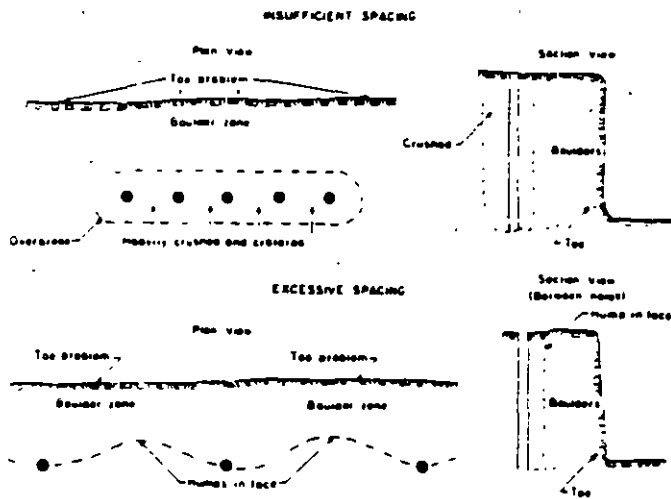


Figure 72.—Effects of insufficient and excessive spacing.

Field experience has shown that the use of millisecond delays between holes in a row results in better fragmentation and also reduces the ground vibrations produced by the blast. When

millisecond delays are used between holes in a row, the spacing-to-burden ratio must be reduced to somewhere between 1.2 and 1.8, with 1.5 being a good first approximation. Various delay patterns may be used within the rows, including alternate delays (fig. 73) and progressive delays (fig. 74). Generally, large-diameter blastholes require lower spacing-to-burden ratios (usually 1.2 to 1.5 with millisecond delays) than small-diameter blastholes (usually 1.5 to 1.8). Because of the complexities of geology, the interaction of delays, differences in explosive and rock strengths, and other variables, the proper

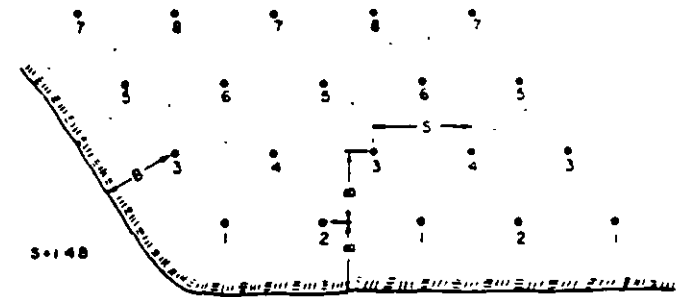


Figure 73.—Staggered blast pattern with alternate delays (spacing, S , is 1.4 times the burden, B).

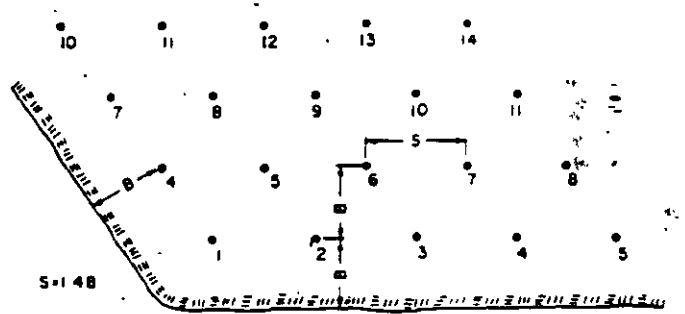


Figure 74.—Staggered blast pattern with progressive delays (spacing, S , is 1.4 times the burden, B).

spacing-to-burden ratio must be determined through onsite experimentation, using the preceding values as first approximations.

Except when using controlled blasting techniques such as smooth blasting and cushion blasting, the spacing should never be less than the burden.

HOLE DEPTH

In any blast design it is important that the burden and the blasthole depth (or bench height) be reasonably compatible. As a rule of thumb for bench blasting, the hole depth-to-burden ratio should be between 1.5 and 4.0. Hole depths less than 1.5 times the burden cause excessive airblast and flyrock and, because of the short, thick shape of the burden, give coarse, uneven fragmentation. Where operational conditions require a ratio of less than 1.5, the primer should be placed at the toe of the bench to assure maximum confinement. Keep in mind that placing the primer in the subdrill can cause increased ground vibrations. If an operator continually finds use of a hole depth-to-burden ratio of less than 1.5 necessary, consideration should be given to increasing the bench height or using a smaller drill.

Hole depths greater than four times the burden are also undesirable. The longer a hole is in respect to its diameter the more error there will be in its location at toe level, which is the most critical portion of the blast. A poorly controlled blast will result. Extremely long, slender holes have even been known to intersect.

High benches with short burdens also create hazards, such as a small drill having to put in the front row of holes near the edge of a high ledge or a small shovel having to dig at the toe of a precariously high face. The obvious solution to this problem is to use a lower bench height. There is no real advantage to a high bench height. Lower benches give more efficient blasting results, lower drilling cost and chances for cutoffs, and are safer from an equipment operation standpoint. If it is impractical to reduce the bench height, larger drilling and rock handling equipment should be used, which will effectively reduce the blasthole depth-to-burden ratio.

A major problem with long slender charges is the greater potential for cutoffs in the explosive column. Where it is necessary to use blast designs with large hole depth-to-burden ratios, multiple priming should be used as insurance against cutoffs.

DELAYS

Millisecond delays are used between charges in a blast round for three reasons:

1. To assure that a proper free face is developed to enable the explosive charge to efficiently fragment and displace its burden.
2. To enhance fragmentation between adjacent holes.
3. To reduce the ground vibrations created by the blast.

There are numerous possible delay patterns, several of which were covered in figures 68, 69, 73, and 74.

Andrews, of du Pont, conducted numerous field investigations to determine optimum delay intervals for bench blasting and reached the following conclusions.

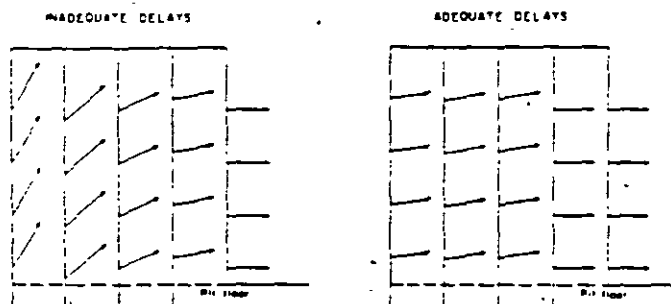
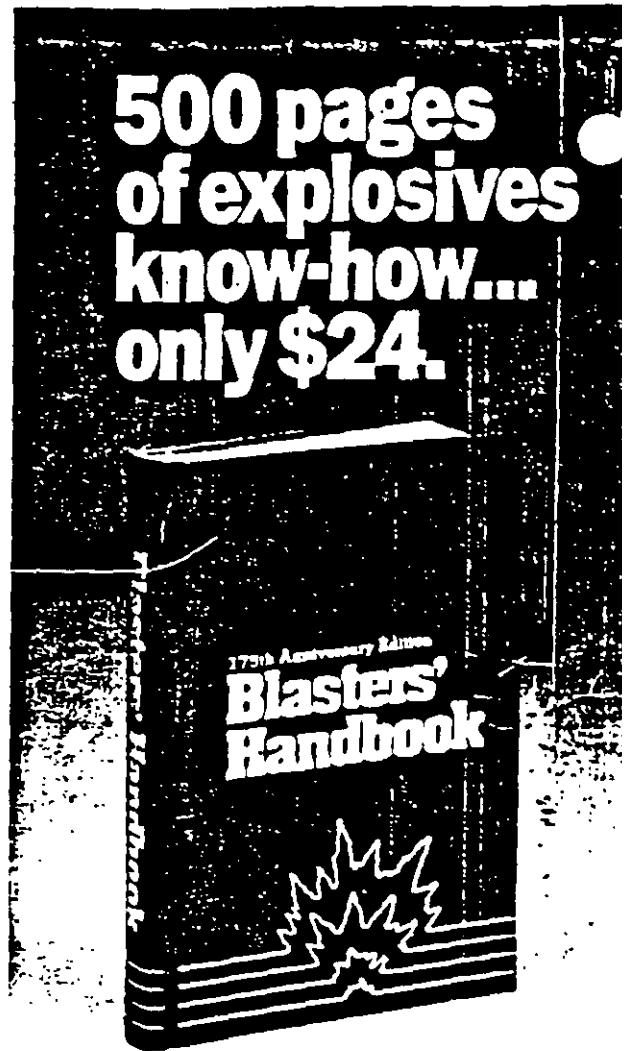


Figure 75.—The effect of inadequate delays between rows.

1. The delay time between holes in a row should be between 1 and 5 ms per foot of burden. Delay times less than 1 ms per foot of burden cause premature shearing between holes, resulting in coarse fragmentation. If an excessive delay time is used between holes, rock movement from the first hole prevents the adjacent hole from creating additional fractures between the two holes. A delay of 3 ms per foot of burden gives good results in many kinds of rock.

2. The delay time between rows should be two to three times the delay time between holes in a row. This is longer than most previous recommendations. However, in order to obtain good fragmentation and control flyrock, a sufficient delay is needed so that the burden from previously fired holes has enough time to move forward to accommodate broken rock from subsequent rows. If the delay between rows is too short, movement in the back rows will be upward rather than outward (fig. 75).

3. Where airblast is a problem, the delay between holes in a row should be at least 2 ms per foot of spacing. This will prevent airblast from one charge from adding to that of subsequent charges as the blast proceeds down the row.



Latest edition. A practical guide on the latest and safest techniques for using modern explosives, including: initiating systems and firing techniques, water gels,* ANFO and dynamite. **Special sections** on applications, equipment, accessories and practices. **Conveniently organized** in textbook style; handy thumb index.

Sums up 175 years of Du Pont explosives experience: the how-to guide for explosives users.

Available by mail only. Send your check for \$24 to:

BLASTERS' HANDBOOK
Du Pont Company
Room G40052
Wilmington, DE 19898

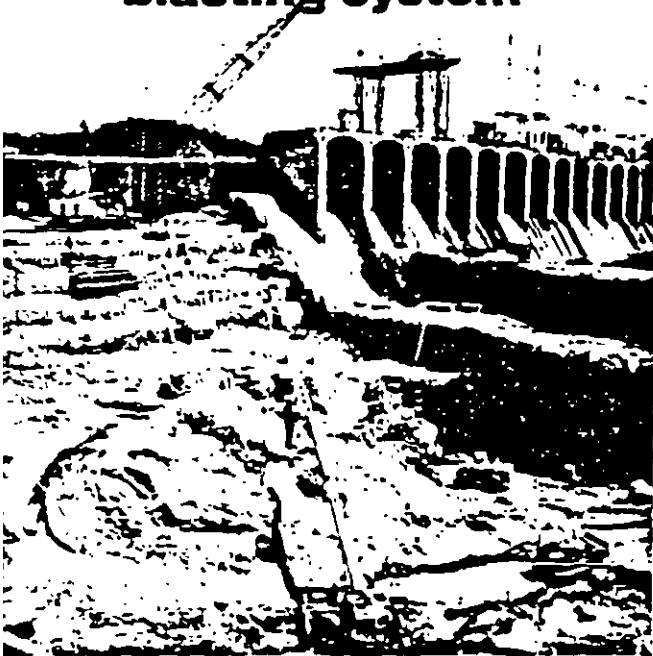
Only Du Pont and its licensees manufacture and sell TOVEX, the original water gel explosive

Order your copy now!



Here's Hercudet™

nonelectric delay blasting system

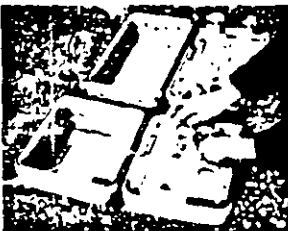


Mitcnell Dam Redevelopment Project, Coosa River, Alabama, where Hercudet provided safe, cost-effective blasting.

For construction blasting, you can't beat Hercudet.

Plastic tubing replaces wires. There's no worry about stray currents, static electricity or radio frequency energy. And Hercudet is the only nonelectric system with circuit test capability.

A combustible gas enters the tubing only *after* shot preparations are complete. Hookup is *inert* until then. At firing time, the gas is ignited and the ignition travels noiselessly at 8,000 ft./sec. to initiate the high-strength Hercudet™ caps. There's no airblast from the tubing.



Hercudet™ Blasting Machine

The use of Hercudet permits once-a-day firing. Hercudet eliminates the shot-size restrictions many users encounter with sequential timers. More holes can be fired in a single shot while vibrations are still held down.

Hercudet provides vibration control with tubing and fuse element delays and is totally sequential. It is more economical than detonating cord and other nonelectric systems.

For details contact your Hercules representative or Hercules Incorporated, Hercules Plaza, Wilmington, DE 19899, Attn: H. Citino, (302) 575-6500 and ask for Extension 3941.



XC 82-4

4. For the purpose of controlling ground vibrations, most regulatory authorities consider two charges to be separate events if they are separated by a delay of 9 ms or more.

Following these recommendations should yield good blasting results. However, when using surface delay systems such as detonating cord connectors and sequential timing blasting machines, the chances for cutoffs will be increased. To solve this problem, in-hole delays should be used in addition to the surface delays. For instance, when using surface detonating cord connectors, one might use a 100-ms delay in each hole. This causes ignition of the in-hole delays well in advance of rock movement, thus minimizing cutoffs. With a sequential timer, the same effect can be accomplished by avoiding the use of electric caps with delays shorter than 75 to 100 ms.

From the standpoint of simplicity in blast design it is best if all the explosive in a blasthole is fired as a single column charge. However, it is sometimes necessary, where firing large blastholes in populated areas, to use two or more delayed decks within a blasthole to reduce ground vibrations. Blast rounds of this type can become quite complex, and should be designed under the guidance of a competent person.

All currently used delay detonators employ pyrotechnic delay elements. That is, they depend on a burning powder train for their delay. Although these delays are reasonably accurate, overlaps have been known to occur. Therefore, when it is essential that one charge fires before an adjacent charge, such as in a tight corner of a blast, it is a good idea to skip a delay period. Development of blasting caps with electronic delays is a good future possibility.

POWDER FACTOR

Powder factor, in the opinion of the authors, is not the best tool for designing blasts.

Blast designs should be based on the dimensions discussed earlier in this chapter. However, powder factor is a necessary calculation for cost accounting purposes. In blasting operations such as coal stripping or construction work where the excavated material has little or no inherent value, powder factor is usually expressed in terms of pounds of explosive per cubic yard of material broken. Powder factors for surface blasting can vary from 0.25 to 2.5 lb/cu yd, with 0.5 to 1.0 lb/cu yd being most typical.

Powder factor for a single blasthole is calculated by the following formula:

$$P.F. = \frac{L(0.3405d)(D^2)}{(B)(S)(H)/(27)}$$

where P.F. = powder factor, pounds of explosive per cubic yard of rock.

L = length of the explosive charge, feet.

d = density of the explosive, grams per cubic centimeter.

D = charge diameter, inches.

B = burden dimension, feet.

S = spacing dimension, feet.

and H = bench height, feet.

Many explosives companies publish tables that give loading densities in pounds per foot of blasthole for different combinations of d and D. Powder factor is a function of type of explosive, rock density, and geology. Table 6 gives typical powder factors for surface blasting.

Higher energy explosives, such as those containing large amounts of aluminum, can break more rock per pound than lower energy explosives. However, most of the commonly used explosive products have fairly similar energy values and thus have similar rock breaking capabilities. Soft, light rock requires less explosive per yard than hard, dense rock. Large-hole

PK

patterns require less explosive per yard of rock blasted because a larger proportion of stemming is used. Of course, larger blastholes frequently result in coarser fragmentation because of poorer powder distribution. Massive rock with few existing cracks or planes of weakness requires a higher powder factor than a formation that has numerous, closely spaced geologic flaws. Finally, the more free faces a blast has to break to, the lower will be the powder factor. For instance a corner cut, with two vertical free faces, will require less powder than a box cut with only one vertical free face; and a box cut will require less powder than a sinking cut, which has only the ground surface as a free face. In a sinking cut it is desirable, where possible, to open a second free face by using a V-cut somewhere near the center of the round.

Table 6.-Typical powder factors for surface blasting

<u>Degree of difficulty in rock breakage</u>	<u>Powder factor, lb/cu yd</u>
Low	0.25-0.40
Medium40-.75
High75-1.25
Very high	1.25-2.50

When blasting materials that have an inherent value per ton, such as limestone or metallic ores, powder factors are sometimes expressed as pounds of explosive per ton of rock or tons of rock per pound of explosive.

SECONDARY BLASTING

Some primary blasts, no matter how well designed, will leave boulders that are too large to be handled efficiently by the loading equipment or large enough to cause plugups in crushers or preparation plants. Secondary fragmentation techniques must be used to break these boulders.

In the case of boulders too large to be handled, the loader operator will set the boulders aside for treatment. Identifying material large enough to cause plugups is not always quite so apparent. The operator must be instructed to watch for material that is small enough for convenient loading but which is large enough to cause a bottleneck later in the processing cycle.

Secondary fragmentation can be accomplished in four ways:

1. A heavy ball suspended from a crane may be dropped repeatedly on the boulder until the boulder breaks. This is a relatively inefficient method, and breaking a large or tough (nonbrittle) rock may take a considerable period of time. This method is adequate where the number of boulders produced is not excessive.

2. A hole may be drilled into the boulder and a wedging device inserted to split the boulder. This is also a slow method but may be satisfactory where only a limited amount of secondary fragmentation is necessary. An advantage of this method is that it does not create the flyrock associated with explosive techniques or, to some degree with drop balls.

3. Loose explosive may be packed into a crack or depression in the boulder, covered with damp earthen material, and fired. This type of charge is called a mudcap, plaster, or adobe charge. This method is inefficient because of a lack of explosive confinement, and relatively large amounts of explosives are required. The result is considerable noise and flyrock, and often, an inadequately broken boulder. The system is hazardous because the primed charge, lying on the surface, is prone to accidental initiation by external impacts from falling rocks or equipment. External charges should be used to break boulders only where drilling a hole is impractical, and when used, extreme

caution concerning noise, flyrock, and accidental initiation through impact must be exercised. If it is found necessary to shoot a multiple mudcap blast, long delays or cap and tust not recommended.

4. The most efficient method of secondary fragmentation is through the use of small (1- to 3-in) boreholes loaded with explosives. The borehole is normally collared at the most convenient location such as a crack or a depression in the rock, and is directed toward the center of mass of the rock. The hole is drilled two-thirds to three-fourths of the way through the rock. Because the powder charge is surrounded by free faces, less explosive is required to break a given amount of rock than in primary blasting. One-quarter pound per cubic yard will usually do the job. Careful location of the charge is more important than its precise size. When in doubt it is best to estimate on the low side and underload the boulder. With larger boulders it is best to drill several holes to distribute the explosive charge, rather than placing the entire charge in a single hole. All secondary blastholes should be stemmed. As a cautionary note, secondary blasts are usually more violent than primary blasts.

Any type of initiation system may be used to initiate a secondary blast. For connecting large numbers of boulders, where noise is not a problem, detonating cord is often used. Electric blasting is also frequently used.

Although secondary blasting employs relatively small charges, its potential hazards must not be underestimated. Flyrock is often more severe and more difficult to predict than with primary blasting. Secondary blasts require at least as much care in guarding as do primary blasts. Secondary blasting can truly be called an art, with experience being an important key to success.

LAS TROJES, COL.

PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL VERTEADOR

860831

Raúl Cuellar Borja

1. TIPO DE ROCA

Origen: Ignea, piroclástica.

Estructura: Pseudo estratificada, formada por estratos cuyo espesor varía entre 2 m y 10 m en actitud sensiblemente horizontal.

Clasificación: Brecha volcánica con fragmentos angulosos de andesitas de color gris y rosa cuyos tamaños varían desde 3 cm hasta 1 m, empacados en matriz vítrea andesítica de color gris, de bajo grado de cementación.

De esta manera se tiene una secuencia rítmica de estratos compuestos por brechas con matriz tobácea y tobas brechoides dependiendo del porcentaje relativo de matriz, apreciándose variaciones desde 50% matriz 50% fragmentos hasta 80 a 90% matriz y 10 a 20% fragmentos.

Resistencia: Los fragmentos o clastos andesíticos deben tener más o menos los siguientes valores:

Compresión simple: 300 a 700 kg/cm²

Dureza Mohs: 6.5

Índice de abrasión: 0.30

Índice de perforabilidad: 1.0

La matriz tobácea es blanda con grado de cementación variables desde deleznable a compacta.

Debe tener más o menos los siguientes valores de resistencia:

Compresión simple: 15 a 300 kg/cm²

Dureza Mohs: 6

Índice de abrasión: 0.6

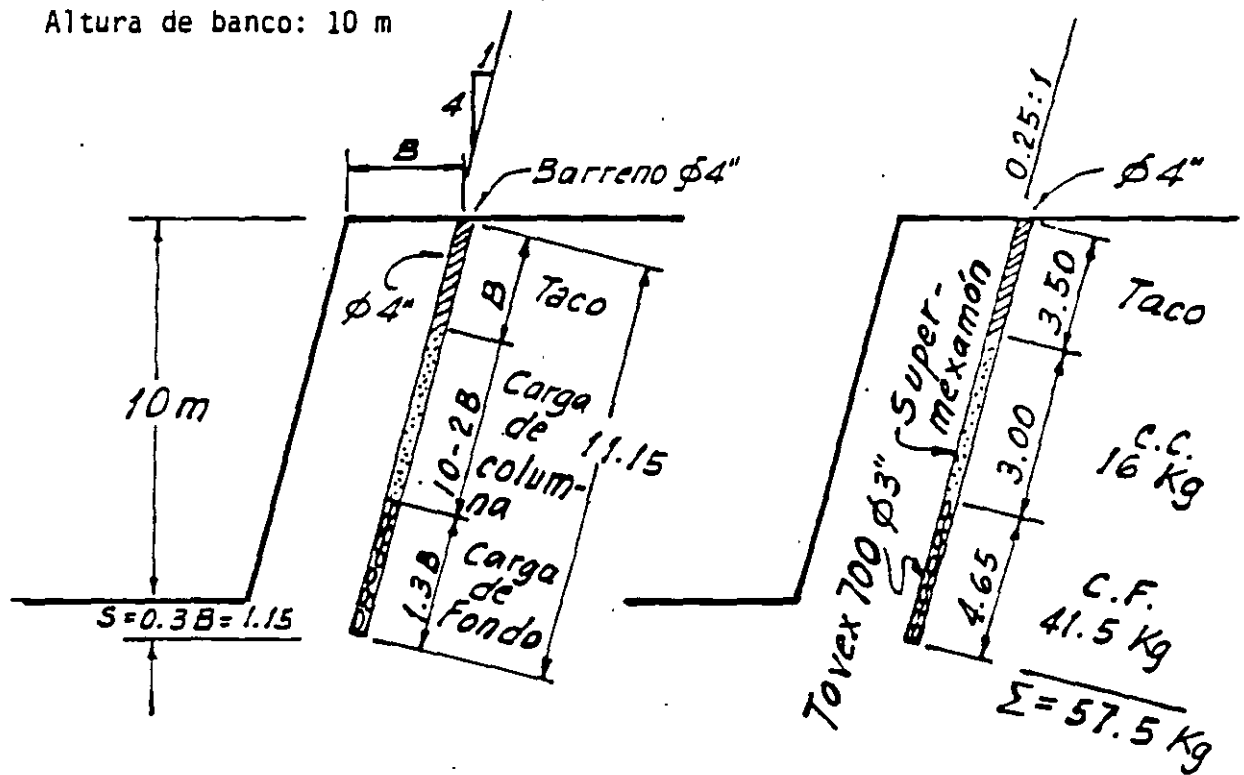
Índice de perforabilidad: 2.0

2. USO DE EXPLOSIVOS EN EL CANAL VERTEDOR

DATOS:

Constante de roca: 0.280 kg/m^3 Explosivo: Tovex 700; Densidad 1.2 g/cm^3 (teórica)Densidad 1.1 g/cm^3 (práctica)Anfomex: Densidad: 0.75 g/cm^3 , en saco; = 0.65 g/cm^3 , práct.

Altura de banco: 10 m

El bordo máximo en función de la potencia del Tovex 700 es 40ϕ Bordo_{máx} = 40ϕ ; Utilizando $\phi = 4''$ Bordo práctico = $B_1 = B_{máx} - \text{Falla de barrenación}$ Falla de barrenación = $F = (\text{error en emboquillado} + \% \text{ desviac.})$

$$\therefore B_{máx} = 40 \times 10.16 = \underline{406.4 \text{ cm}}$$

$$F = (0.10 + 0.05 \times 10) = 0.6 \text{ m}$$

$$\therefore B_1 = 406.4 - 60 = \underline{346.4 \text{ cm}}$$

Consideraciones sobre el bordo máximo

1) El bordo máximo teórico para el Tovex 700 es:

$$B = d \times 30 \sqrt{\frac{q \times S}{\bar{c} \times f \left(\frac{E}{F}\right)}} \quad \text{Fórmula actual}$$

en donde:

d = diámetro del barreno

q = densidad del explosivo, práctica

S = Potencia del explosivo en relación a la de un explosivo con NG = 40% y densidad $\rho = 1.4 \text{ g/cm}^3$: Para Tovex 700 $S = 0.9$

f = Factor de confinamiento = 1.02

$E/B = 1.25$

c = Constante de roca + 0.05 kg/m^3
(Factor de seguridad).

$$\therefore B_{\text{máx Tovex 700}} = 10.16 \times 30 \sqrt{\frac{1.1 \times 0.9}{0.33 \times 1.02 \times 1.25}}$$

$$\therefore B_{\text{máx}} = 10.16 \times 30 \times 1.5339 = \underline{467.5 \text{ cm}}$$

e) Considerando el bordo máximo $B_{\text{máx}} = 45 \phi$

$$B_{\text{máx Tovex 700}} = B_{\text{máx}} \sqrt{\frac{\text{Pot. Tovex 700} \times \text{Densidad}}{\text{Pot. NG 40\%} \times \text{Densidad}}}$$

$$B_{\text{máx Tovex 700}} = B'_{\text{máx}} \sqrt{\frac{\text{Factor de roca } 0.4}{\text{Factor de roca } 0.28}}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{máx Tovex 700}} &= 45 \times 10.16 \sqrt{\frac{0.75 \times 1.1}{1.00 \times 1.4}} = 457.2 \times 0.77 \\ &= \underline{350.96} \end{aligned}$$

$$\therefore B_{\text{máx}} = 350.96 \sqrt{\frac{0.4}{0.28}} = \underline{\underline{419.47 \text{ cm}}}$$

Utilizando el valor menor del bordo máximo se tiene:

$$B_{\text{máx}} = 406.4 \text{ cm}$$

$$\text{Fallas en la barrenación } F = (0.10 + 0.05 \times 10) = 0.6 \text{ m}$$

en donde 0.10 = falla de emboquillado y 0.05 es el % de desviación de la barrenación.

$$\therefore B_{\text{práctico}} = B_1 = B_{\text{máx}} - \text{Fallas}$$

$$B_1 = 406.4 - 60 = \underline{346.4 \text{ cm}}$$

$$\text{Para un espaciamento } E_1 = 1.25 B_1$$

$$\text{resulta: } E_1 = 1.25 \times 346.4 = \underline{433 \text{ cm}}$$

$$\therefore E_1 B_1 = 3.464 \times 4.33 = 15 \text{ m}^2$$

$$\text{Utilizando } \underline{B_1 = 3.5 \text{ m}}$$

$$\text{Resulta } \underline{E_1 = 4.5 \text{ m}}$$

$$\text{Altura de carga de fondo} = 1.3 B$$

$$\text{Sub-barrenación} = \frac{1}{3} B = \frac{350}{3} \approx 115 \text{ cm}$$

$$\text{Altura de carga de fondo} = 1.3 B$$

$$\therefore \text{Altura de carga de fondo} = 1.3 \times 3.5 = 4.55 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 4.55 \times 8.107 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 1.1 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} = 40.58 \text{ kg}$$

Altura carga de columna = Altura banco - 2B

Altura carga columna = $10 - 2 \times 3.5 = 3 \text{ m}$

Carga de columna = $3 \text{ m} \times 8.107 \text{ l/m} \times 0.65 \text{ kg/l} = 16 \text{ kg}$

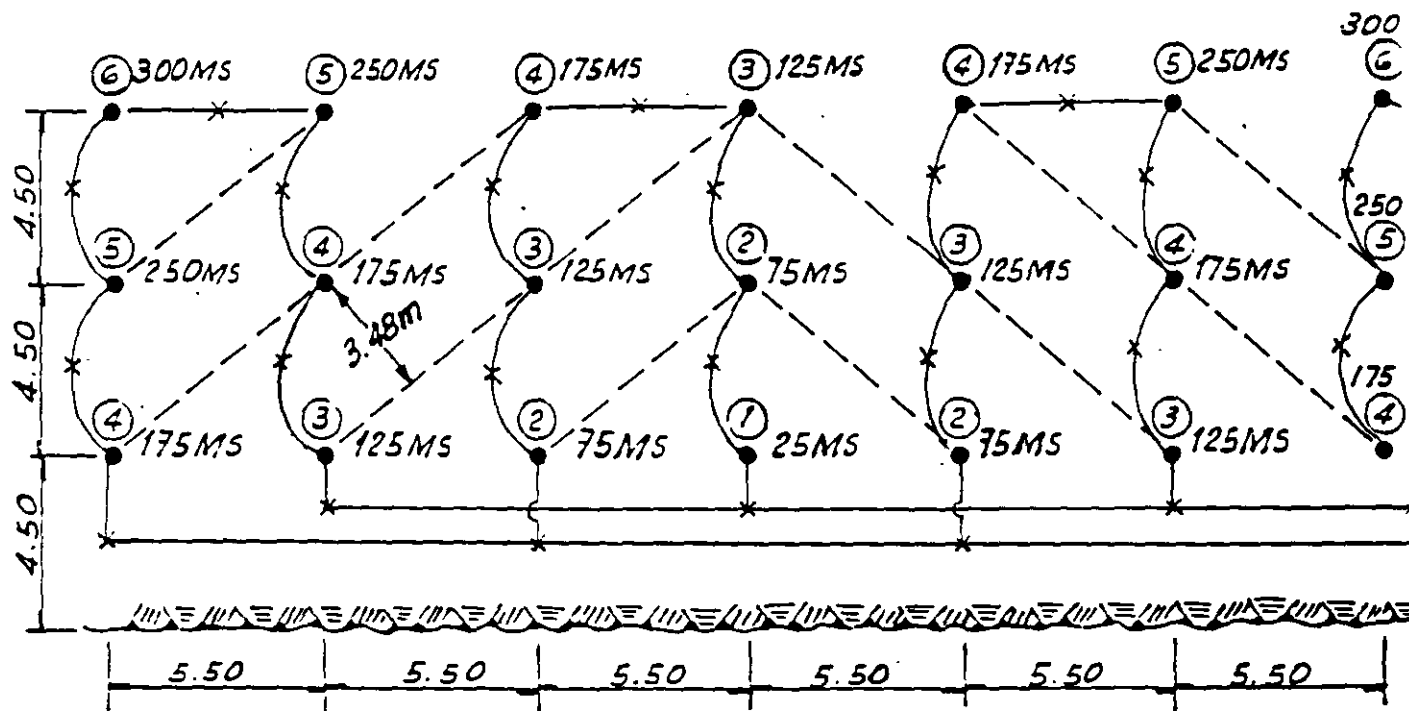
Carga total = $40.6 \text{ kg} + 16 \text{ kg} = 56.6 \text{ kg}$

$$\therefore \text{Factor de carga F.C.} = \frac{56.6}{10 \times 3 \times 3.5 \times 4.5} = 0.360 \text{ kg/m}^3$$

Realizando voladuras con sistema de ignición en V, se tiene:

$$B = 3.5 \times 1.414 = 4.95 \text{ m} \rightarrow 4.5$$

$$\text{Factor de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.0451 \text{ m/m}^3$$



PLANTA

$$\text{Factor de carga F.C.} = \frac{56.6}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.229 \text{ kg/m}^3$$

Factor de perforabilidad:

Velocidad de perforación:

De los datos Ingersoll-Rand

Para una roca: Granito Barre

con Trackdrill CM 350 y perforadora VL-140

con Compresor DXL-750; $v = 44$ pies/hora

con Trackdrill ECM 350 y perforadora VL-140

con Compresor DXL-750; $v = 48$ pies/hora

Factor de perforabilidad de la brecha

Para matriz 50% y fragmentos 50% $(2 \times 0.5) = 1$

Para matriz 80% y fragmentos 20% $(2 \times 0.8) = 1.6$

Factor de perforabilidad promedio = 1.3

\therefore Velocidad de perforación = $44 \times 1.3 = 57.2$ pies/h

$$\therefore \underline{v = 17 \text{ m/h}}$$

Duración de brocas

Indice de abrasión = 0.6

Para el granito Barre la duración de brocas $\phi 3''$ varía entre 400 a 900 ft;
promedio = 650

$$\therefore \frac{650}{0.6} = 1083 \text{ pies} = 330 \text{ m} \approx 350 \text{ m}$$

Duración de brocas = 350 m

3. PROPIEDADES DE LA ROCA

Resistencia en compresión simple; $R_c = 40$ a 80 kg/cm^2

Módulo elástico: $E = 20\,000 \text{ kg/cm}^2$; Toba

$E = 112,000 \text{ kg/cm}^2$; Andesita

Relación de Poisson: $\nu = 0.3$ supuesta; $\rho = 2.2 \text{ ton/m}^3$

Velocidad de transmisión de ondas de compresión V_L

$$V_L^2 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \times g$$

Para la Toba:

$$V_L^2 = \frac{200\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} (1-0.3)}{2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} (1+0.3)(1-0.6)} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2} = \frac{200\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}} \times 1.3462 \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}$$

$$V_L^2 = 1\,200\,565 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2} \quad \therefore \underline{V_L = 1100 \text{ m/seg} = 3600 \text{ pies/seg}}$$

Para $E = 112\,000 \text{ kg/cm}^2 = 1\,120\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

$$\text{resulta: } V_L^2 = \frac{1\,120\,000}{2.2} \times 1.3642 \times 9.81 = 6\,723\,167 \text{ m}^2/\text{seg}^2$$

$$\therefore V_L = 2600 \text{ m/seg} = 8500 \text{ pies/seg}$$

DISENO DE UN SOLO BARRENO

DATOS:

Roca masiva

Altura de banco = 10 m = 32.8 pies

Densidad de roca $SG_r = 2.2$

Velocidad ondas P: $V_p = 3600$ pies/seg; Rel. Poisson $\nu = 0.3$

Compresión simple = $80 \text{ kg/cm}^2 = 1140 \text{ lb/pulg}^2$

D_e = Diámetro del explosivo

D_n = Diámetro del barreno

Densidad encartuchada del explosivo $SC = 117$

Diámetro crítico $D_c = 1"$

Velocidad confinada del explosivo:

$$V_e = 12\,500 \text{ pies/seg para } D_e = 3"$$

$$V_e = 15\,000 \text{ pies/seg para } D_e = 5"$$

SOLUCION

La relación entre V_e y D_e en el intervalo 1" a 5" puede determinarse por la expresión:

$$y = \frac{C_x}{a + bx} \quad \text{en donde } y = V_e; x = D_e - D_c$$

De donde:

$$V_e = \frac{C(D_e - D_c)}{a + b(D_e - D_c)}$$

Sabemos que $D_c = 1"$ y que: $V_e = 15000$ pies/seg para $D_e = 5"$

$$V_e = 12500 \text{ pies/seg para } D_e = 3"$$

$$\text{Para } D_e = 3''; \quad 12\,500 = \frac{C(3 - 1)}{a + b(3 - 1)} = \frac{2C}{a + 2b}$$

Suponiendo $C = 5000$ como valor de constante

$$\text{Se tiene: } a + 2b = \frac{2 \times 5000}{12\,500} = \frac{4}{5} = 0.8 \quad (1)$$

$$\text{y para } D_e = 5'' \quad 15\,000 = \frac{C(5 - 1)}{a + b(5 - 1)} = \frac{4C}{a + 4b}$$

$$a + 4b = \frac{4 \times 5000}{15\,000} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad (2)$$

$$\text{Agrupando: } a + 2b = 0.8 \quad (1)$$

$$\underline{a + 4b = 1.33} \quad (2)$$

$$\text{Restando (1) de (2)} \quad 2b = 0.53 \quad \therefore b \cong 0.27$$

$$\text{Sustituyendo en I} \quad a + 2(0.27) = 0.8$$

$$\therefore a = 0.26$$

Por lo tanto: $a = 0.26$, $b = 0.27$ y $C = 5000$

$$\text{Empleando la expresión: } V_e = \frac{5000(D_c - 1)}{0.26 + 0.27(D_c - 1)}$$

con D_e variando desde 1" a 5"

Comprobación:

$$\text{Para } D_e = 3'': \quad V_e = \frac{5000(3 - 1)}{0.26 + 0.27(3 - 1)} = \frac{10\,000}{0.26 + 0.54}$$

$$\therefore V_e = \underline{12\,500 \text{ pies/seg}} - \text{O.K.}$$

$$\text{y para } D_e = 5''; \quad V_e = \frac{5000(5 - 1)}{0.26 + 0.27(5 - 1)} = \frac{20\,000}{0.26 + 1.08}$$

$$V_e = \underline{14\,900 \text{ pies/seg}} - \text{O.K.}$$

$$\text{Para } D_e = 2''; V_e = \frac{5000(2 - 1)}{0.26 + 0.27(2 - 1)} = \frac{5000}{0.26 + 0.27} = 9450 \text{ pies/seg}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; V_e = \frac{5000(4 - 1)}{0.26 + 0.27(4 - 1)} = \frac{15\,000}{0.26 + 0.81} = 14\,000 \text{ pies/seg}$$

Presión de detonación:

$$P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} V_e^2 (SG_e)}{1 + 0.8(SG_e)}$$

$$\text{Densidad del explosivo: } SG_e = \frac{141}{SC} = \frac{141}{117} = \underline{1.2 \text{ g/cm}^3}$$

La densidad práctica del Tovex 700 es $SG_e = 1.1 \text{ g/cm}^3$

$$\text{De donde: } P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 15\,000^2 \times 1.1}{1 + 0.8 \times 1.1} = \frac{6.06 \times 2.25 \times 10^5 \times 1.1}{1.88}$$

$$\therefore P_d \text{ máx} = 796\,790 \text{ lb/pulg} = 56\,182 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 2''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{9450}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.397)}$$

$$\therefore P_d = 316\,723 \text{ lb/pulg}^2 = 22\,304 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 4''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{14000}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.87)}$$

$$\therefore P_d = 694\,077 \text{ lb/pulg}^2 = 48\,878 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 3''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{12500}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.69)}$$

$$\therefore P_d = 554\,021 \text{ lb/pulg}^2 = 39\,016 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del bordo óptimo

Utilizando la expresión: $K_B = 30 \left(\frac{160}{d_r} \right)^{1/3} \left(\frac{SG_e}{1.3} \right)^{1/3} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}$

en donde:

$$d_r = 62.4 (SG_r) = 62.4 (2.2) = 137 \text{ lb/pie}^3$$

siendo:

d_r = peso volumétrico de la roca

SG_e = Densidad práctica del Tovex 700 = 1.1 g/cm³

V_e = Velocidad del explosivo Tovex 700 \approx 15 000 pies/seg

12 000 = Velocidad de un explosivo base

30 = Relación de bordo promedio = 30

1.3 = Densidad del explosivo base

$$\begin{aligned} \therefore K_B &= 30 \left(\frac{160}{137.3} \right)^{1/3} \left(\frac{1.1}{1.3} \right)^{1/3} \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} \\ &= 30(1.05)(0.95) \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} = \underline{29.8} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} \end{aligned}$$

Para tener el bordo en pies:

$$B = \frac{K_B D_e}{12} = \frac{29.8}{12} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} D_e$$

$$\therefore \underline{B = 2.48 D_e \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}}$$

Cálculo del bordo:

En forma general tenemos $B = 2.48 D_e \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}$, pies

$$\text{Para } D_e = 2'' \quad B = 2.48 (2) \left(\frac{9450}{12000} \right)^{2/3} = 4.96 (0.85) = \underline{4.23 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{25.4 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 4'' \quad B = 2.48 (4) \left(\frac{14000}{12000} \right)^{2/3} = 0.92 (1.11) = \underline{11 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{33 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 5'' \quad B = 2.48 (5) \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} = 12.4 (1.16) = \underline{14.39 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{34.5 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 6'' \quad B = 2.48 (6) \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} = 14.88 (1.16) = \underline{17.27 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{34.5 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 3'' \quad B = 2.48 (3) \left(\frac{12500}{12000} \right)^{2/3} = 7.44 (1.03) = \underline{7.65 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{30.6 \phi}$$

Velocidad de propagación de fracturas:

$$V_f = \frac{V_p}{3}; \quad V_f = \frac{3600}{3} = 1200 \text{ pies/seg}$$

Tiempo de arribo de fracturas al frente libre:

$$\text{Si } t = \frac{B}{V_f}; \quad \text{Para } D_e = 2''; \quad t_f = \frac{4.23}{1200} = 3.5 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; \quad t_f = \frac{11}{1200} = 9.2 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 3''; \quad t_f = \frac{7.65}{1200} = 6.4 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 5''; \quad t_f = \frac{14.39}{1200} = 12 \text{ ms}$$

Tiempo de arranque de la roca:

La velocidad de desprendimiento de la roca es $\pm \frac{1}{6}$ de la velocidad de propagación de las fracturas.

$$t = \frac{B}{V_d} \qquad V_d = \frac{V_f}{6} = \frac{1200}{6} = \underline{200 \text{ pies/seg}}$$

Para: $D_e = 2''$; $t = \frac{4.23 \text{ pies}}{200 \frac{\text{pies}}{\text{seg}}} = 0.212 \text{ seg} \times 1000 = \underline{21.2 \text{ ms}}$

$D_e = 4''$; $t = \frac{11 \text{ pies}}{200} = 0.055 \text{ seg} \times 1000 = \underline{55 \text{ ms}}$

$D_e = 3''$; $t = \frac{7.65}{200} = 0.383 \text{ seg} \times 1000 = \underline{38.3 \text{ ms}}$

$D_e = 5''$; $t = \frac{14.39}{200} = 0.072 \text{ seg} \times 1000 = \underline{72 \text{ ms}}$

$D_e = 6''$; $t = \frac{17.27}{200} = 0.0864 \text{ seg} \times 1000 = \underline{86 \text{ ms}}$

Bordo Mínimo

Utilizando la relación de bordo en función de las velocidades de la roca y del explosivo se tiene:

$$K_v = \frac{V_e}{V_p}$$

donde:

V_e = Velocidad explosivo

V_p = Velocidad roca

V_p = 3600 pies/seg

Tabulando valores:

D_e "	B, pies	V_e , pies/seg	K_v
1	0	0	0
2	4.23	9 450	2.63
3	7.65	12 500	3.47
4	11	14 000	3.89
5	14.39	14 900	4.14
6	17.27	15 000	4.17

Bordo mínimo para el primer o cebo a nivel del piso

$$B_1 = \frac{3L}{9K_v + 2} ; \quad L = 32.8 \text{ pies (altura banco)}$$

Para $D_e = 5''$; $B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.14 + 2} = \frac{98.4}{39.26} = \underline{2.51 \text{ pies}}$

De la tabla $B = 14.39 > 2.51$ Se puede reducir el diámetro

Para $D_e = 6''$; $B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.17 + 2} = \frac{98.4}{39.53} = \underline{2.49 \text{ pies.}}$ Se puede redu. el diámetro.

$$\text{Para } D_e = 4"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 3.89 + 2} = \frac{98.4}{37.01} = 2.66 \text{ pies}$$

De la tabla $B = 11 \text{ pies} > 2.96$ Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 3"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 3.47 + 2} = \frac{98.4}{32.23} = 2.96 \text{ pies}$$

De la tabla $B = \underline{7.65 \text{ pies}} > 2.96$ Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 2"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 2.63 + 2} = \frac{98.4}{25.67} = 3.83 \text{ pies}$$

De la tabla $B = \underline{4.23} > 3.83 \text{ pies}$

El valor de Bordo óptimo B de la tabla y el bordo mínimo son aproximadamente iguales para $D_e = 2"$. Por tanto, deberíamos utilizar $D_e = 2"$.

Bordo mínimo para el primer o cebo al centro de la carga de columna.

$$B' = \frac{3L}{18K_v + 1}$$

$$\text{Para } D_e = 5"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 4.14 + 1} = \frac{98.4}{75.52} = 1.30 \text{ pies}$$

De la tabla B = 14.39 >> 1.30 El diámetro puede ser mucho más pequeño

$$\text{Para } D_e = 3"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 3.47 + 1} = \frac{98.4}{63.46} = 1.55 \text{ pies}$$

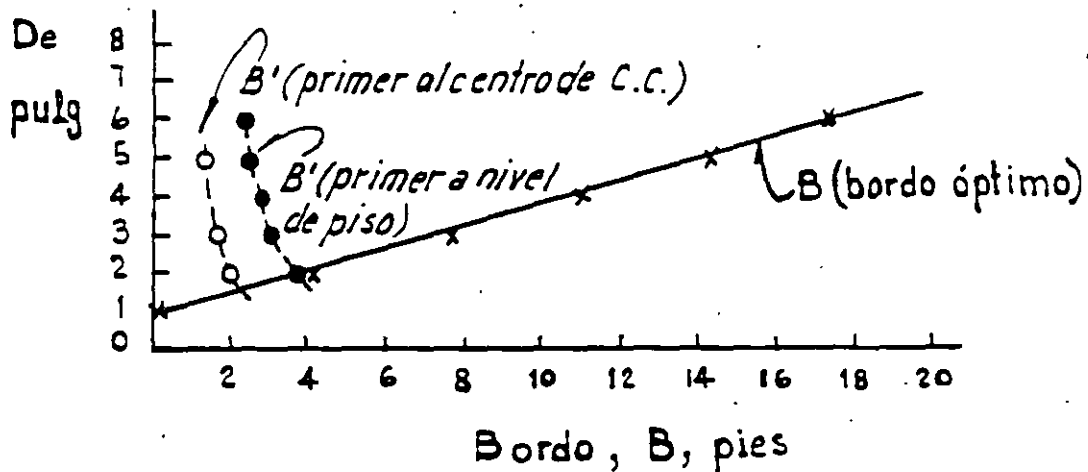
De la tabla B = 7.65 >> 1.55 El diámetro puede ser mucho menor

$$\text{Para } D_e = 2"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 2.63 + 1} = \frac{9.84}{48.34} = 2.04 \text{ pies}$$

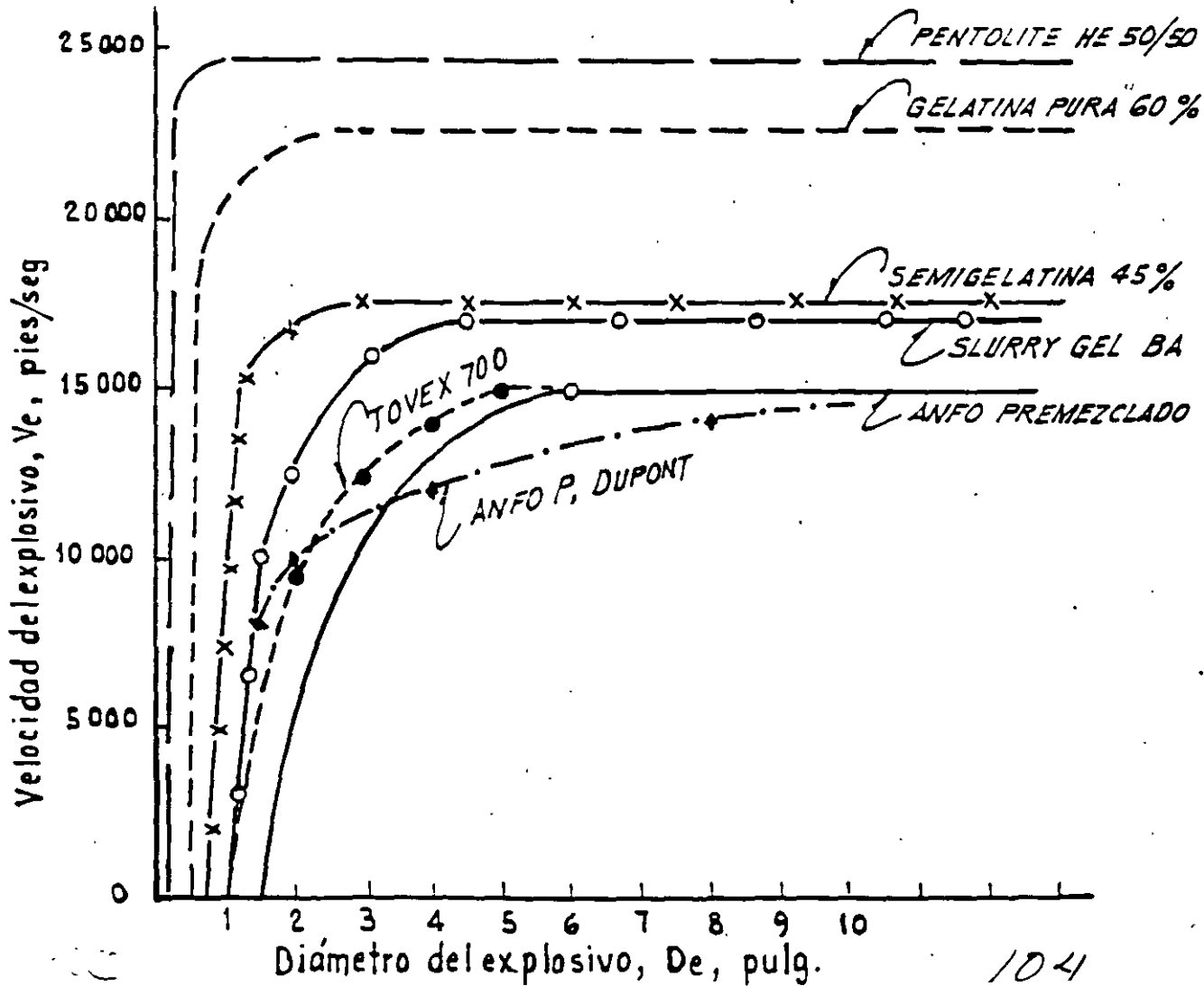
De la tabla B = 4.23 > 2.04 pies

Se observa que el diámetro que más se aproxima es $D_e = 2$; Deberíamos usar $D_e = 2$ "

Graficando la relación entre los bordos y los diámetros se tiene:



Graficando el diámetro contra la velocidad del explosivo



RESULTADOS:METODO SUECO

Diámetro de barreno $\phi = 4''$ (10.16 cm)

Bordo máximo = 346 cm = 34 ϕ

Bordo práctico = 350 cm

Espaciamiento = 350 x 1.25 = 437.5 \approx 450

Patrón de Barrenación

B = 3.5 m

E = 4.5 m

METODO AMERICANO

Diámetro barreno $\phi 4''$ (10.16 cm)

Bordo óptimo = 335 cm = 33 ϕ

Bordo práctico = 350

Espaciamiento = 335 x 1.25 = 418.75

Area = E x B = 3.35 x 4.1875 = 14.028 m²

Espaciamiento = 14.028/3.5 = 4.0 m

Patrón de Barrenación

B = 3.5 m

E = 4.0 m

RECOMENDACION

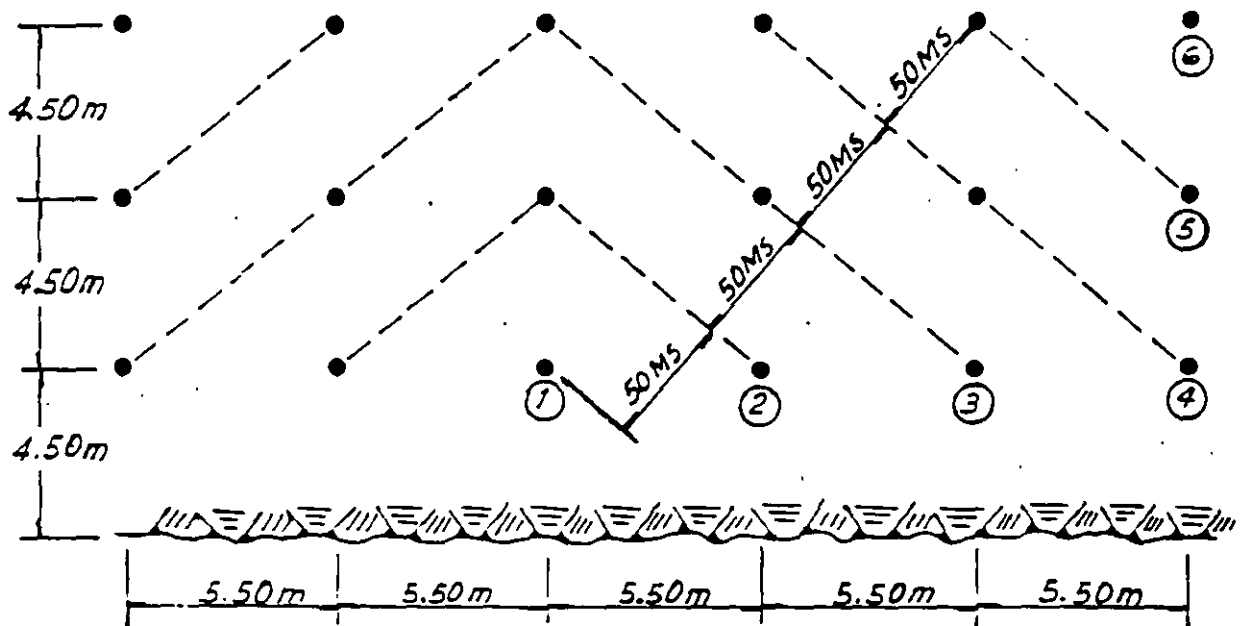
Utilizar el patrón resultante del Método Sueco realizando la voladura con secuencia de ignición en V, de manera que el bordo máximo se presente en forma diagonal resultando entonces un patrón rectangular de 4.5 x 5.5 que tiene un bordo diagonal de 3.48 m.

Resultando:

$$B = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro barreno } \phi = 4''$$

$$E = 5.5 \text{ m}$$

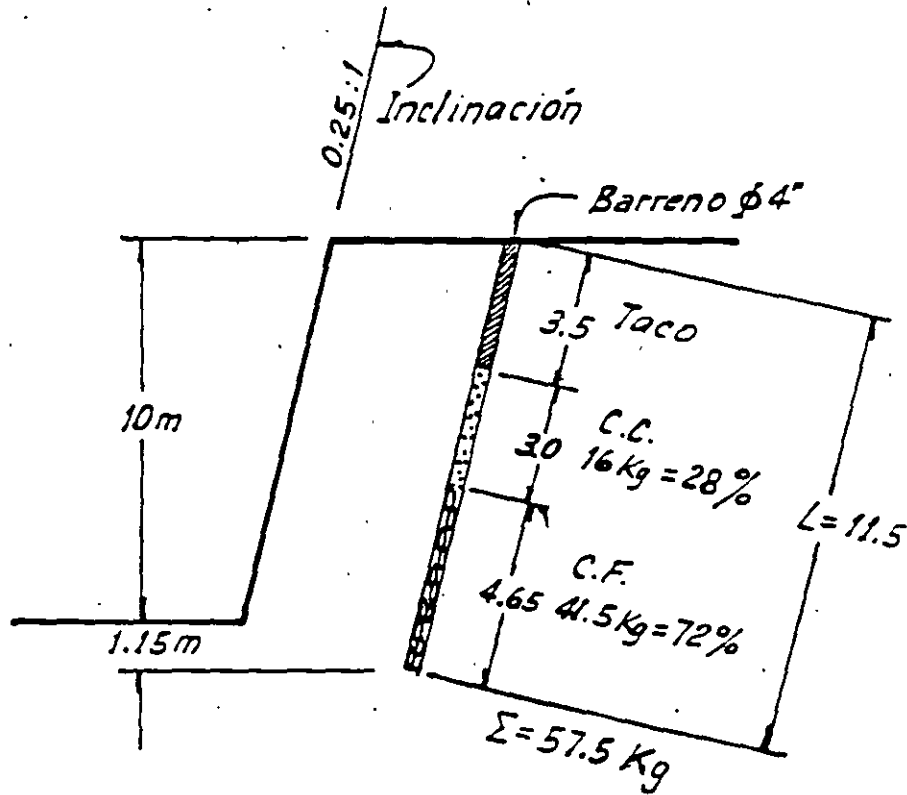


Explosivo: Tovex 700, 3" + Supermexamón

Carga de Fondo = 41.5 kg = 72%

Carga de columna = 16 kg = 28%

Total 57.5 kg



Factor de carga

$$F.C. = \frac{57.5 \text{ kg}}{10 \times 4.5 \times 5.5 \text{ m}^3} = 0.232 \text{ kg/m}^3$$

Factor de barrenación

$$F.B. = \frac{11.15}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.045 \text{ m/m}^3 = 4.5 \text{ cm/m}^3$$

Velocidad de barrenación en $\phi 4'' \rightarrow 17 \text{ m/h}$

Duración de brocas: 350 m

NOTA: De la pág. 13 se observa que el tiempo de arranque de la roca para $\phi = 4''$ es de 55 ms por lo que se recomienda que la separación entre líneas sea de 50 ms.

COMENTARIOS

Las voladuras de Peñitas, Chis. tuvieron las siguientes características:

Diámetro de barreno: ϕ 2 1/2"

Patrón de barrenación:

2.5 x 3.0 m

2.75 x 2.75 m

3.0 x 3.0 m

Factor de carga: 0.180 a 0.36 kg/m³

Factor de barrenación: 0.12 a 0.14 m/m³

$$\text{Suponiendo un banco de 10 m} = \frac{10.8}{10 \times 2.5 \times 3} = 0.14 \text{ m/m}^3$$

$$= \frac{10.8}{10 \times 3 \times 3} = 0.12 \text{ m/m}^3$$

Ejemplo: Patrón 3 x 3 m

$$F.C. = 0.256 \text{ Kg/m}^3$$

Barreno ϕ 2 1/2"

Relación de cargas:

$$C.F. = 29\%$$

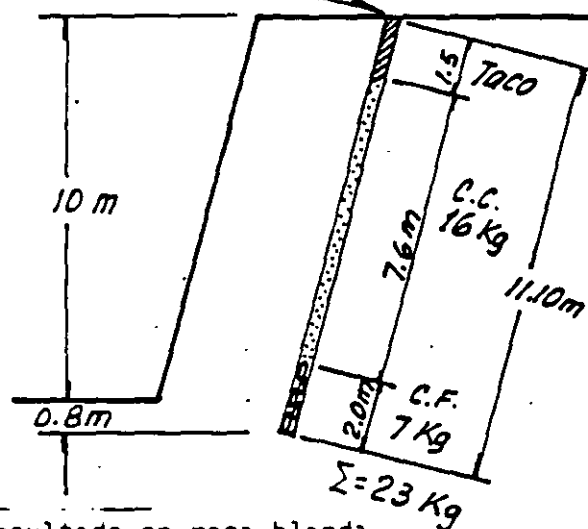
$$C.C. = 71\%$$

Relación diámetro a bordo:

$$\text{Para } B = 2.5 \text{ m; } \phi 6.35 \text{ cm; } K_v = 39 \phi$$

$$B = 2.75 \text{ m; } \phi 6.35 \text{ cm; } K_v = 43 \phi$$

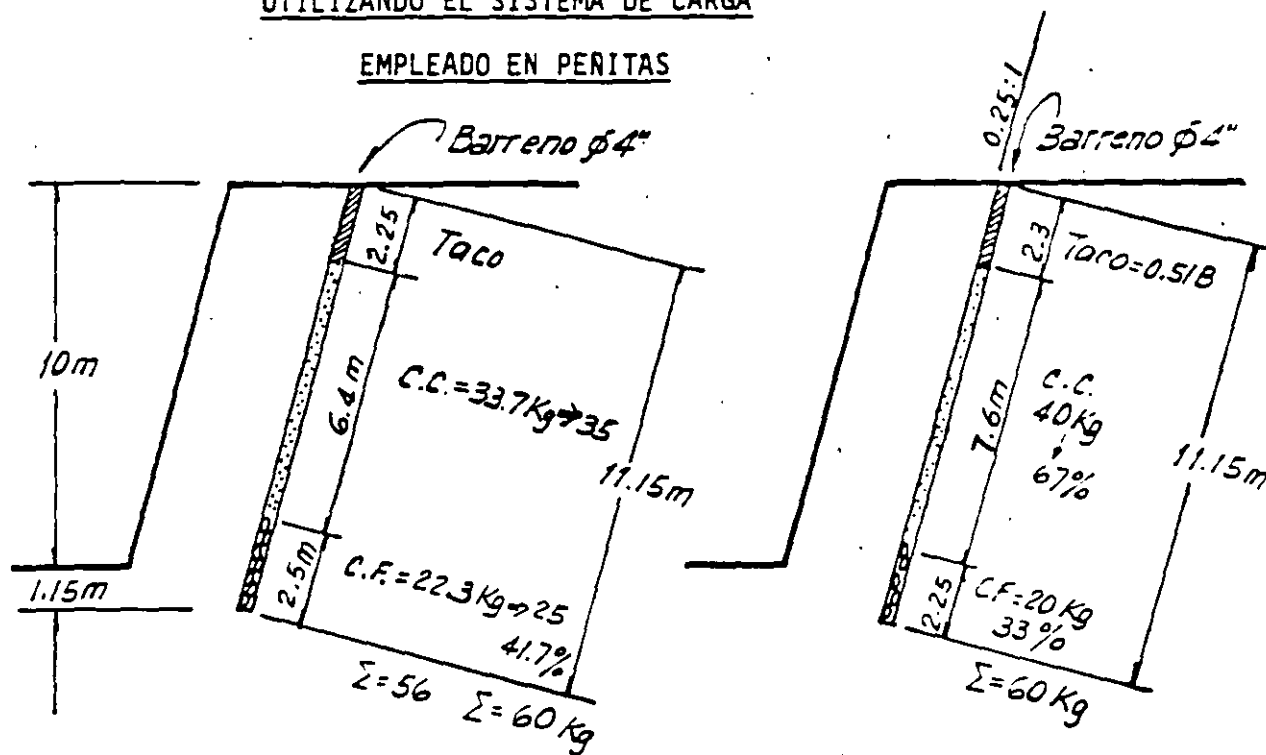
$$B = 3.00 \text{ m; } \phi 6.35 \text{ cm; } K_v = 47 \phi$$



NOTA: Se tiene la experiencia que dió buen resultado en roca blanda.

UTILIZANDO EL SISTEMA DE CARGA

EMPLEADO EN PERITAS



ALTERNATIVA 1

ALTERNATIVA 2

$$\text{Factor de carga} = \frac{60}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.242 \text{ kg/m}^3$$

$$= \underline{242 \text{ g/m}^3}$$

$$\text{Factor de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.045 \text{ m/m}^3$$

$$= \underline{4.5 \text{ cm/m}^3}$$

NOTA: Esta carga es más económica que la indicada en la pág. 20 y debe dar buen resultado ya que no se requiere explosivo muy potente, pues la roca es blanda y por tanto se debe usar la mayor cantidad posible de ANFO, recordando que conviene utilizar velocidad de explosivo igual a velocidad de roca. Es mejor la Alternativa 2.

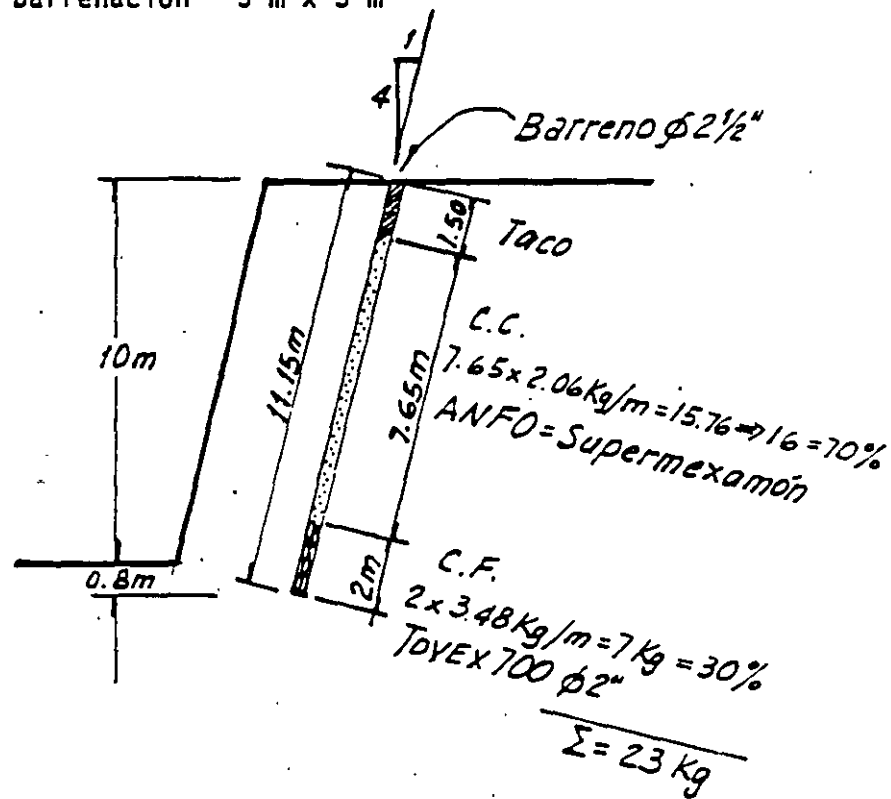
PROPUESTA:

VERTEDOR TROJES

Sept. 2, 1986

Diámetro de barreno ϕ 2 1/2" (6.35 cm)A = 31.67 cm²

Plantilla de barrenación 3 m x 3 m



$$\text{Factor de carga} = \frac{23 \text{ kg}}{10 \times 3 \times 3} = 0.256 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 3 \times 3} = 0.0124 \text{ m/m}^3 = 12.4 \text{ cm/m}^3$$

Rendimiento de barrenación = 17 m/h

Utilizar 6 tiempos: 25 ms, 50, 75, 100, 125 y 150 ms.

CANTERA TROJES
(CORTINA)

Sep. 2, 1986

Diámetro barreno $\phi = 3''$ (7.6 cm)

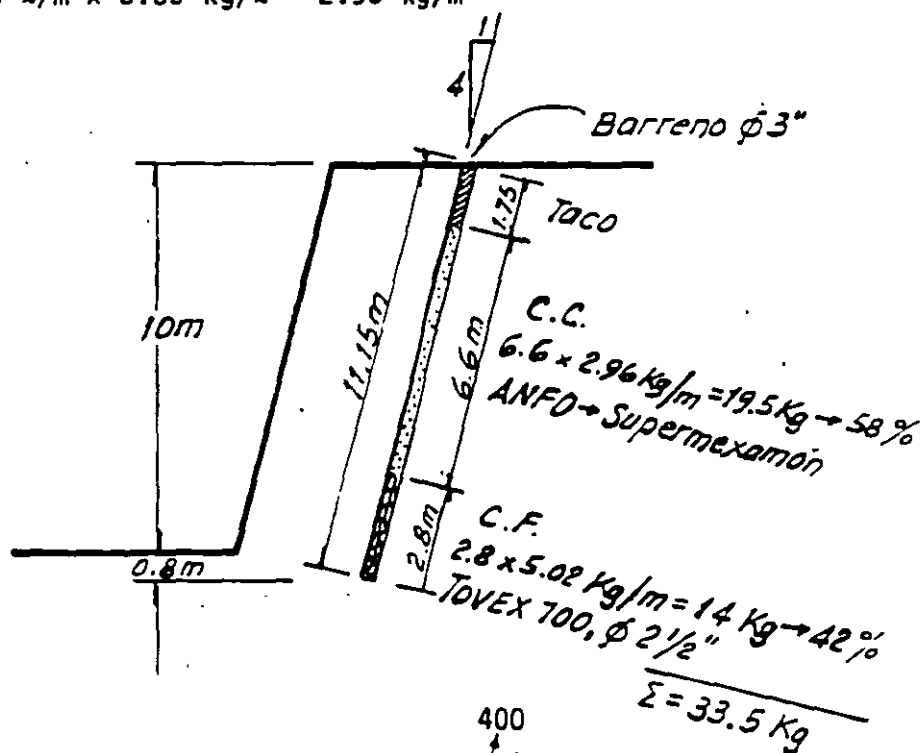
$A = 45.6 \text{ cm}^2$

Cambia a

Plantilla de barrenación $2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \rightarrow 2.75 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$

Tovex $4.56 \text{ l/m} \times 1.1 \text{ kg/l} = 5.02 \text{ kg/m}$

ANFO $4.56 \text{ l/m} \times 0.65 \text{ kg/l} = 2.96 \text{ kg/m}$



$$\text{Factor de carga} = \frac{33.5}{10 \times \underbrace{2.5 \times 2.5}_{2.75 \times 3}} = 0.536 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Factor de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times \underbrace{2.5 \times 2.5}_{2.75 \times 3}} = 0.18 \text{ m/m}^3$$

$$= 18 \text{ cm/m}^3$$

$$= 13.5 \text{ cm/m}^3$$

Rendimiento de barrenación: 12 m/h

Utilizar 6 tiempos: 25, 50, 75, 100, 125, 150 ms.

SOLUTION (CONT.)

(J) From Eq. 23,
$$c = \frac{\sigma_c}{2} [\cos \phi - (1 - \sin \phi) \tan \phi]$$

$$= \frac{24,000}{2} [0.530 - (1 - 0.848)(1.60)]$$

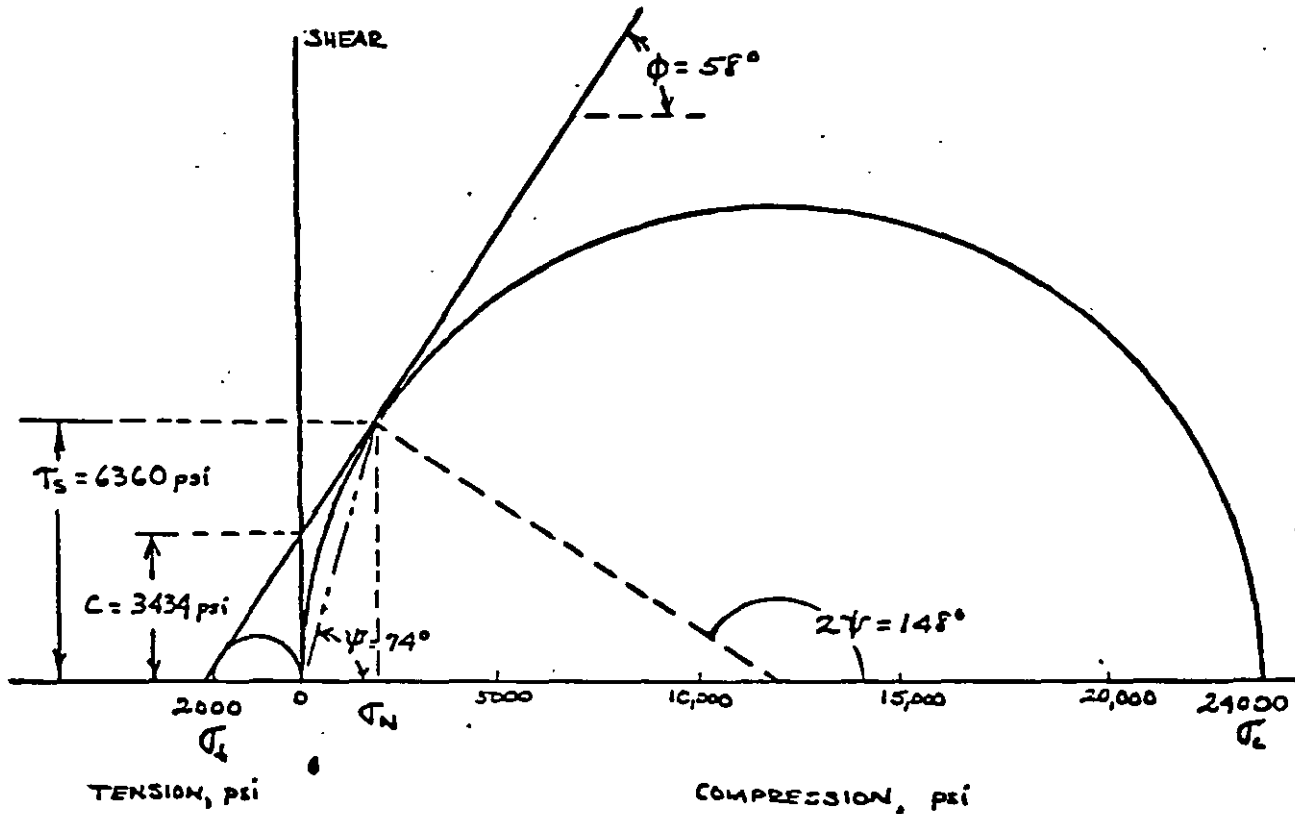
$$= 12,000 (0.530 - 0.243)$$

or
$$c = 3434 \text{ psi} \quad \leftarrow$$

(K) From 22(b),
$$\tau_s = \frac{\sigma_c}{2} (\cos \phi) = 12,000(0.530) = 6360 \text{ psi} \quad \leftarrow$$

(L) From Eq. 28,
$$\psi = (\phi + 90^\circ)/2 = \frac{58 + 90}{2} = 74 \text{ deg} \quad \leftarrow$$

(m) Mohr's Failure Envelope:



SOLUTION (CONT.)

(17)

If the rock were completely saturated, there would be an increase of weight equal to $0.03(3) = 0.09 SGr$, or new $SGr = 3.09$. Also, if μ for water is 0.50, then μ for rock should increase slightly because of increased rigidity. Similarly, a slight increase in E_r should be anticipated as an increased pore pressure development when rock is loaded. Because of the latter there is less ability to deform with an accompanying reduction in effective stress, causing the material to have a lower shear strength. From these arguments one can conclude the following changes:

- (1) μ increases slightly.
- (2) E_r increases slightly
- (3) G_r remains nearly constant
- (4) K_m increases
- (5) K_i increases e.g. if $\mu = 0.27$, $C_i = 1.78$
- (6) S_f remains constant
- (7) v_p increases
- (8) v_s decreases slightly
- (9) ϕ decreases
- (10) c remains constant
- (11) τ_s decreases
- (12) γ decreases

SINGLE BLASTHOLE DESIGN PROBLEM

A deposit is quarried in 30-ft high benches for crushed stone. The rock is quite massive and has the following properties:

$$SG_r = 2.9, \quad v_p = 17,000 \text{ fps}, \quad \mu = 0.25, \quad S_f = 0.7,$$

$$\gamma = 45 \text{ deg}, \quad \sigma_c = 25,000 \text{ psi}, \quad \text{and} \quad \sigma_t = 1750 \text{ psi}.$$

Blasted rock is loaded by a 5 cy front-end loader. The blastholes are drilled vertically and bulk loaded ($D_e = D_h$) with an explosive having an $SO = 117$, $D_c = 1$ in., and confined velocities of 12,500 fps at 3 in. and 15,000 fps at 5 in. and larger charge diameters. The relationship between v_e and D_e in the 1 to 5 in. range can be assumed to be in the form of

$$y = \frac{ax}{a + bx}.$$

Drainage at the operation is such that blastholes generally are always dry, and there is no free parting in the rock available that can serve as a floor. For estimating purposes the average blast area A of material cratered by a single blasthole would be equal to $1.4B^2$.

A.. Considering the foregoing information, find the following properties for the intact rock:

(1) \bar{T}_3 , and (2) E_r .

B.. For charge diameters D_e of (a) 2 in., and (b) 4 in., determine each of the following estimates:

(1) v_e , (2) P_d , (3) P_e , (4) B , (5) T , (6) J ,
 (7) E , (8) W , (9) t_f , and (10) t_1 .

C. At the given bench height L determine the respective D_e values that define each of the following conditions:

(1) The B' that insures all of the explosive column will react before any cracks will have propagated to any open face when using a single primer located at (a) Floor level, and at (b) The Center of the charge column.

(2) The B'' at which overbreak quite likely may begin to occur when the primer is placed at floor level.

SOLUTION TO SINGLE BLASTHOLE DESIGN PROBLEM

A (1) From Eq. 21,

$$\sigma_z = \sigma_c \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

Then

$$\frac{1750}{25,000} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

or

$$0.07(1 + \sin \phi) = 1 - \sin \phi$$

$$0.07 + 0.07 \sin \phi = 1 - \sin \phi$$

$$1.07 \sin \phi = 0.93$$

or

$$\sin \phi = 0.87$$

Thus,

$$\phi = 60 \text{ deg}$$

From Eq. 22(b),

$$\tau_s = \frac{\sigma_c}{2} (\cos \phi)$$

$$= \frac{25,000}{2} (0.5)$$

or

$$\tau_s = 6250 \text{ psi}$$



A (2)

From Eq. 14(b)

$$V_p = \left[\frac{E_r (1 - \mu)}{P_r (1 + \mu)(1 - 2\mu)} \right]^{1/2}$$

From Eq. 8(b)

$$P_r = 1.941 S_{Gr}$$

Thus, substituting given values of V_p , μ , and S_{Gr} and squaring both sides of Eq. 14(b),

$$(17,000)^2 = \frac{E_r (1 - 0.25)}{1.941 (2.9) (1 + 0.25) (1 - 2 \cdot 0.25)}$$

Rearranging

$$E_r = \frac{1.7^2 \times 10^8 (1.941)(2.9)(1.25)(0.5)}{0.75}$$

or

$$E_r = 13.5 \times 10^8 \text{ psf} = 9.4 \times 10^4 \text{ psi} \leftarrow$$

SOLUTION (cont.)

B(1) First determine relationship of v_c with D_c
from $y = \frac{cx}{a+bx}$ where $y = v_c$ and $x = D_c - D_c$

$$\text{Then } v_c = \frac{c(D_c - D_c)}{a + b(D_c - D_c)}$$

It is given that $D_c = 1$ in., $v_c = 12,500$ fps @ $D_c = 3$ in.,
and $v_c = 15,000$ fps @ $D_c = 5$ in.

$$\text{Then @ } D_c = 3 \text{ in., } 12,500 = \frac{c(3-1)}{a + b(3-1)} = \frac{2c}{a + 2b}$$

Assume $c = 5000$,

$$\text{Then } a + 2b = \frac{2(5000)}{12,500} = \frac{2}{5} = 0.80 \quad (\text{I})$$

$$\text{For } D_c = 5 \text{ in., } 15,000 = \frac{c(5-1)}{a + b(5-1)} = \frac{4c}{a + 4b}$$

$$\text{or } a + 4b = \frac{4(5000)}{15,000} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad (\text{II})$$

$$\begin{array}{l} \text{Regrouping} \\ a + 2b = 0.80 \quad (\text{I}) \\ a + 4b = 1.33 \quad (\text{II}) \end{array}$$

Subtracting I from II,

$$2b = 0.53$$

$$\text{or } b \approx 0.27$$

Substituting value of b in I and II,

$$a + 2(0.27) = 0.80 \quad (\text{I})$$

$$\text{or } a = 0.26$$

$$\text{and } a + 4(0.27) = 1.33 \quad (\text{II})$$

$$\text{or } a = 0.25$$

For all practical purposes, then, $a = 0.26$ and $b = 0.27$
when $c = 5000$.

SOLUTION (cont.)

B (1) (cont.)

Therefore, basic velocity equation for the explosive is

$$V_e = \frac{5000 (D_c - 1)}{0.26 + 0.27 (D_c - 1)}$$

with the D_c range of values from 1 to 5 inches.

Check: @ $D_c = 3$ in.

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{5000 (3-1)}{0.26 + 0.27 (3-1)} = \frac{10,000}{0.26 + 0.54} \\ &= 12,500 \text{ fps} \quad \underline{OK} \end{aligned}$$

@ $D_c = 5$ in.

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{5000 (5-1)}{0.26 + 0.27 (5-1)} = \frac{20,000}{0.26 + 1.08} \\ &= 14,900 \text{ fps} \quad \underline{OK} \end{aligned}$$

(a) $D_c = 2$ in.

$$V_e = \frac{5000 (2-1)}{0.26 + 0.27 (2-1)} = \frac{5000}{0.26 + 0.27} = 9450 \text{ fps} \quad \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.

$$V_e = \frac{5000 (4-1)}{0.26 + 0.27 (4-1)} = \frac{15,000}{0.26 + 0.81} = 14,000 \text{ fps} \quad \leftarrow$$

B (2) From Eq. 4 (a)

$$P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} V_e^2 (S_{Lc})}{1 + 0.80 (S_{Lc})}$$

From Eq. 1

$$S_{Lc} = \frac{141}{5C} = \frac{141}{117} = 1.2$$

Then

$$P_{d_{max}} = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 15^2 \times 10^8 \times 1.2}{1 + 0.80 (1.2)} = \frac{6.06 \times 2.25 \times 10^5 \times 1.2}{1.96}$$

or $P_{d_{max}} = 835,000 \text{ psi}$

SOLUTION (CONT.)

B(2) (CONT.)

(a) $D_c = 2 \text{ in.}$

$$P_d = P_{d_{\max}} \left(\frac{9450}{15,000} \right)^2 = 835,000 (0.397)$$

or $P_d = 331,000 \text{ psi}$ \leftarrow

(b) $D_c = 4 \text{ in.}$

$$P_d = P_{d_{\max}} \left(\frac{14,000}{15,000} \right)^2 = 835,000 (0.87)$$

or $P_d = 730,000 \text{ psi}$ \leftarrow

B(3) From Eq. 4(b),

$$P_c = P_{d_{\max}} / 2$$

Thus, (a) $D_c = 2 \text{ in.}$, and (b) $D_c = 4 \text{ in.}$

$$P_c = 835,000 / 2 = 417,500 \text{ psi} \quad \leftarrow$$

B(4) From Eq. 35,

$$K_B = 30 \left(\frac{160}{d_r} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{S_{6c}}{1.3} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}}$$

From Eq. 7,

$$d_r = 62.4 (S_{6r}) = 62.4 (2.9) = 181 \text{ pcf}$$

Substituting for values of d_r and S_{6c} , then

$$\begin{aligned} K_B &= 30 \left(\frac{160}{181} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{1.2}{1.3} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} \\ &= 30 (0.96) (0.97) \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} \end{aligned}$$

or $K_B = 28 \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}}$

But from Eq. 34,

$$B = \frac{K_B D_c}{12} = \frac{28}{12} \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} D_c$$

SOLUTION (CONT.)

B(4) (CONT.)

In general form, therefore, $B = 2.33 D_c \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}}$, ft.

(a) $D_c = 2$ in.

$$B = 2.33(2) \left(\frac{9,450}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 4.66 (0.86) = 4.0 \text{ ft} \ll$$

(b) $D_c = 4$ in.

$$B = 2.33(4) \left(\frac{14,000}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 9.32 (1.11) = 10.3 \text{ ft} \ll$$

Also, for $D_c = 3$ in.

$$B = 2.33(3) \left(\frac{12,500}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 7 (1.02) \approx 7 \text{ ft}$$

And for $D_c = 5$ in. and larger,

$$B = 2.33 D_c \left(\frac{15,000}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.33 D_c (1.16) = 2.7 D_c$$

Thus, at $D_c = 5$ in.,

$$B = 2.7(5) = 13.5 \text{ ft.}$$

At $D_c = 6$ in.,

$$B = 2.7(6) = 16.2 \text{ ft}$$

B(5) From Eq. 33, $T \approx 2B/3$

Thus, (a) $D_c = 2$ in.,

$$T \approx 2(4)/3 = 2.7 \text{ ft} \ll$$

(b) $D_c = 4$ in.,

$$T \approx 2(10.3)/3 = 6.9 \text{ ft} \ll$$

B(6) From Eq. 32, $J \approx B/3$

Thus, (a) $D_c = 2$ in.,

$$J \approx 4/3 = 1.33 \text{ ft} \ll$$

(b) $D_c = 4$ in.,

$$J \approx 10.3/3 = 3.43 \text{ ft} \ll$$

SOLUTION (cont.)

B (7) From Eq. 3 where $d_c = 0.34 D_o^2 (SG_c)$ and combining Eqs. 29 through 33, we obtain when $L = 30$ ft,

$$E = d_c (PC) = 0.34 D_o^2 (SG_c) (LTJ - T) \\ = 0.34 D_o^2 (1.2) (30 - B/3) = 0.41 D_o^2 (30 - B/3), \text{ lb.}$$

(a) $D_o = 2$ in.

$$E = 0.41 (2)^2 (30 - 1.33) = (1.64)(28.7) = 47 \text{ lb} \quad \leftarrow$$

(b) $D_o = 4$ in.

$$E = 0.41 (4)^2 (30 - 3.43) = (6.56)(26.6) = 174 \text{ lb} \quad \leftarrow$$

B (8) If $A = 1.4 B^2$ and $W = \frac{ALdr}{2000} = \frac{1.4 B^2 (30)(.61)}{2000}$,

then $W = 3.8 B^2$

(a) $D_o = 2$ in., $W = 3.8 (4)^2 = 61 \text{ tons} \quad \leftarrow$

(b) $D_o = 4$ in., $W = 3.8 (10.3)^2 = 402 \text{ tons} \quad \leftarrow$

B (9) From Eq. 19, $V_f = V_p/3 = 17,000/3 = 5670 \text{ fps}$

If $t_f = B/V_f$, sec, (a) $D_o = 2$ in., $t_f = 4/5670 = 0.6 \text{ ms} \quad \leftarrow$

(b) $D_o = 4$ in., $t_f = 10.3/5670 = 1.5 \text{ ms} \quad \leftarrow$

B (10) If $t_i = 0.001 B$, sec.

(a) $D_o = 2$ in., $t_i = 0.001 (4) = 4.0 \text{ ms} \quad \leftarrow$

(b) $D_o = 4$ in., $t_i = 0.001 (10.3) = 10.3 \text{ ms} \quad \leftarrow$

SOLUTION (CONT.)

C.(1) From Eq. 36, $K_v = \frac{V_c}{V_p}$. Thus, from part E and determining K_v for the respective V_c values for each D_c from 1 to 6 inches, inclusive, the following summary table can be prepared:

D_c , in.	B , ft.	V_c , fps	K_v
1	0	0	0
2	4	9450	0.56
3	7	12,500	0.74
4	10.3	14,000	0.82
5	13.5	14,900	0.88
6	16.2	15,000	0.88

(a) Floor Priming

$$\text{From Eq. 38(a), } B' = \frac{3L}{9K_v + 2}$$

1. At $D_c = 5$ in.,

$$B' = 3(30) / (9 \times 0.88 + 2) = 90 / 9.9 = 9.1 \text{ ft.}$$

From above Table, $B = 13.5$ ft.

Thus, $B > B'$ or $13.5 > 9.1$. Diameter can be reduced.

2. At $D_c = 4$ in.,

$$B' = 3(30) / (9 \times 0.82 + 2) = 90 / 9.4 = 9.6 \text{ ft.}$$

From Table, $B = 10.3$ ft.

Thus, $B > B'$ or $10.3 > 9.6$. Diameter can be reduced.

3. At $D_c = 3$ in.,

$$B' = 3(30) / (9 \times 0.74 + 2) = 90 / 8.66 = 10.4 \text{ ft.}$$

From Table, $B = 7$ ft.

Thus, $B < B'$ or $7 < 10.4$. Diameter too small.

Note that at $D_c = 4$ in., optimum burden B and the minimum burden B' at which misfire might occur are approximately equal. Therefore, use $D_c = 4$ in. \leftarrow

SOLUTION (CONT.)

2(i) (CONT.)

(b) Primer at center of charge column.

$$\text{From Eq. 38(b), } B' = \frac{3L}{15K_v + 1}$$

1. At $D_c = 5 \text{ in.}$

$$B' = 3(30) / (15 \cdot 0.88 + 1) = 90 / 16.8 = 5.4 \text{ ft.}$$

From Table $B = 13.5 \text{ ft.}$

B is much greater than B' indicating diameter can be much smaller, i.e., $B > B'$ or $13.5 > 5.4$.

2. At $D_c = 3 \text{ in.}$

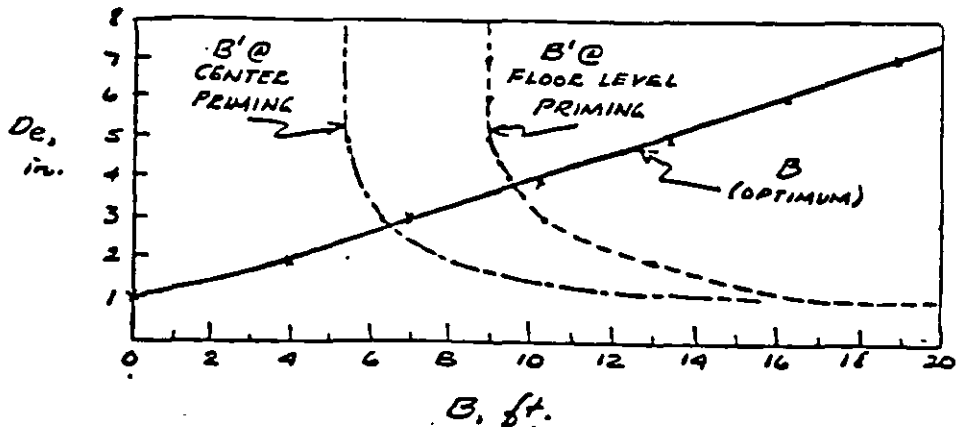
$$B' = 3(30) / (15 \cdot 0.74 + 1) = 90 / 14.3 = 6.3 \text{ ft.}$$

From Table $B = 7 \text{ ft.}$

Values of B and B' are approximately equal with $B > B'$ a small amount, which is desirable.

Therefore, use $D_c = 3 \text{ in.}$ ⇐

NOTE The previous solutions can be solved quite simply by plotting values as shown below:



2(2)

$$\text{From Eq. 39, } B'' = 0.62L = 0.62(30) = 18.6 \text{ ft} \quad \leftarrow$$

$$\text{This burden would be for } D_c = \frac{B''}{2.7} = \frac{18.6}{2.7} = 6.9 \text{ in.}$$

CHAPTER 11 BLASTING THEORY

by R. Frank Chiappetta

1. INTRODUCTION

Blasting theory is perhaps one of the most interesting, thought provoking, challenging and controversial areas of our industry. It encompasses many areas in the science of chemistry, physics, thermodynamics, shock wave interactions, and rock mechanics. In broad terms, rock breakage by explosives involves the action of an explosive and the response of the surrounding rock mass within the realms of energy, time and mass. Past, current and new blasting theories are presented along with the factors affecting fragmentation and general blast design criteria. The chapter content has been carefully selected to emphasize the concepts associated with each blasting theory rather than a rigorous mathematical, physical, or chemical treatment through formulae. Where formulae are introduced, they are merely to enhance the concepts presented.

In spite of the tremendous amount of research conducted in the last few decades, no single blasting theory has been developed and accepted that adequately explains the mechanisms of rock breakage in all blasting conditions and material types. Given specific test environments, conditions and assumptions, individual researchers have contributed valuable information and insight as inputs into blasting theories, although a simple "plug-in" formula for predicting "optimum fragmentation" is still largely unresolved. There is as yet no consistent and widely applicable theory of blasting, but only a number of limited and disconnected theories, many of which are empirical in nature and based on ideal blasting conditions. Blasting theories have been formulated and based on pure speculation, years of blasting experience on a trial and error approach, laboratory testing, field investigations, and mathematical and physical models adapted from other disciplines of science.

Primary breakage mechanisms have been based upon:

- Compressional and tensile strain wave energy
- Shock wave reflections at a free face
- Gas pressurization on the surrounding rock mass
- Flexural rupture
- Shear waves
- Release-of-load
- Nucleation of cracks at flaws and discontinuities
- In-flight collisions

Since so many schools of thought surround blasting theory, one must be prepared to investigate not only the theories, but the overall field input

Often more than one theory is needed to clarify or explain certain results. Parallel this approach to the physicist trying to explain light with only one theory, that is, the wave theory. With the passage of time it became apparent that everything associated with light could not always be adequately explained with this theory alone and hence, another theory, the particle or "packets of energy" theory was developed to explain the phenomena of light in which the first theory failed. With both theories the physicist could now explain many of the mysteries surrounding light which eventually led to new developments such as the laser. Similarly, in trying to define the mechanisms of rock breakage by explosives, more than one theory or explanation is often needed. In any case, a blasting theory should not only attempt to explain and predict the breaking process, but more importantly, it should suggest and allow new methods and techniques to improve on current blasting practices.

2. TIME EVENTS FOR THE BREAKING PROCESS

There are basically four time frames designated as T1 to T4 in which breakage and displacement of material occur during and after complete detonation of a confined charge.

The time frames are defined as follows:

- T1 — Detonation
- T2 — Shock or Stress Wave Propagation
- T3 — Gas Pressure Expansion
- T4 — Mass Movement

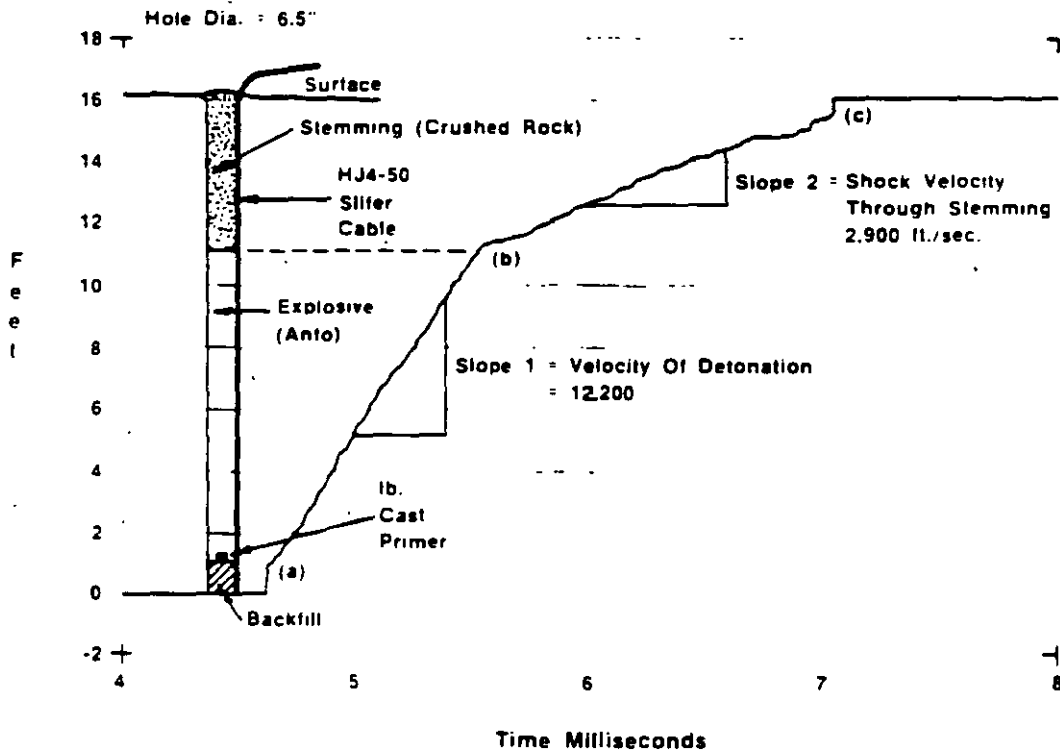
Each time frame is first discussed separately, and then discussed in conjunction with blasting theories for an overall, more detailed explanation and meshing of events. Although these are treated as discrete events, it should be emphasized that in a typical shot hole or production blast, one event phase can occur simultaneously with another at specific time intervals.

a. T1 — DETONATION

Detonation is the beginning phase of the fragmentation process. The ingredients of an explosive consisting of a fuel and oxidizer combination; upon detonation, are immediately converted to high pressure, high temperature gases. Pressures just behind the detonation front are in the order of 9 Kbars to 275 Kbars, while temperatures range from approximately 3000° to 7000°F.⁽²⁾

detonation head is totally unaffected until the detonation head passes through it. In a typical 30 foot explosive column loaded with an explosive having a characteristic velocity of detonation of 10,000 ft/sec, complete detonation and energy release within the entire column would occur in about 3 milliseconds. For an explosive with a velocity of detonation of 20,000 ft/sec, detonation and energy release would be complete in 1.5 milliseconds. Detonations of this kind are self-sustaining due to the inertia of the explosive itself that provides confinement necessary to maintain conditions for fast chemical reaction rates.

Figure 11-2 and 11-3 illustrate two typical hole load configurations. Velocity of detonation within the explosive column was measured with the SLIFER System developed at SANDIA NATIONAL LABORATORIES. For a continuous 11 foot column of cartridge ANFO, the velocity of detonation was measured to be 12,200 ft/sec as indicated by the slope of the straight line segment between point (a) and (b) in Figure 11-2. The straight line is indicative of a consistent explosive composition, constant density and a stable velocity of detonation. As detonation progresses along the column, not only is a



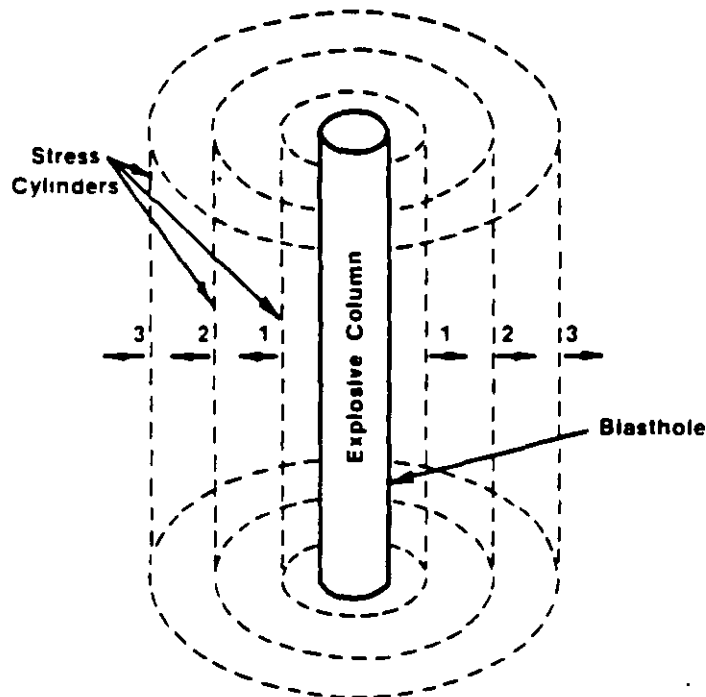
VELOCITY OF DETONATION MEASUREMENT USING THE SLIFER SYSTEM DEVELOPED AT SANDIA NATIONAL LABORATORIES
FIGURE 11.2



low order ANFO detonation can act as a very effective primer for the emulsion cartridge. The decrease in velocity between points (b) and (c) is attributed to water trickling into the bottom part of the hole from the surrounding rock mass. Although ANFO can tolerate up to a 10% water saturation level, it does so at the cost of blasting efficiency. If the center emulsion cartridge was not present, one of two things would have occurred. It may have sustained a low order ANFO detonation with a velocity of 2,045 ft/sec throughout the remaining explosive column, or it would have soon failed. It has been demonstrated in field trials that where an explosive of higher velocity of detonation is embedded sparingly within the column of a main explosive with a lower velocity of detonation, that better results are generally achieved. The greater the difference in detonation velocities and the harder the material to be blasted, the more pronounced are the results.

b. T2 – SHOCK AND STRAIN WAVE PROPAGATION

The second phase, immediately following detonation or in conjunction with the detonation phase of T1, is the shock and strain wave propagations throughout the rock mass. This disturbance or emitted



1.2.3 Successive Positions Of Stress Wave

THEORETICAL POSITIONS OF THE OUTBOUND DISTURBANCE FROM A COLUMN CHARGE

FIGURE 11.4

The pressure next to the borehole wall will rise instantaneously to its peak and then rapidly decay exponentially. The quick decay is due to cavity expansion of the borehole and increased gas cooling. Cavity expansion around the borehole can occur through crushing, pulverization, and/or displacement of material and can range anywhere from about one to three hole diameters depending on the medium and explosive used. Generally, extensive compressive, shear and tensile failure occur as a region of pulverized material since the wave energy is at its maximum near the borehole wall.

As the strain wave front proceeds outward, it has a tendency to compress the material at the wave front through a volume change. At right angles to this compressive front, there exists another component referred to as the tangential or "hoop" stress. The tangential stress, if large enough, can cause tensile failures at right angles to the direction of propagation. The largest tensile failures are expected to occur close to the borehole where the tangential stress is high enough for failure to occur. Both the compressive and tensile components of the wave front decay with distance from the borehole.

When the compressive wave front encounters a discontinuity or interface, some of the energy is transferred across the discontinuity and some reflected back to its point of origin.⁽⁴⁾ For the most part, the partitioning of energy depends on the ratio of the acoustic impedance of the materials on either side of the interface, as illustrated in Figure 11.6. Acoustic impedance, Z , for any material is defined as

$$Z = \rho \times V_p$$

where: Z = acoustic impedance
 ρ = density of material
 V_p = sonic velocity of material

In reference to Figure 11-6, where the ratio of the acoustic impedance of material 1 to material 2 is less than one, some of the wave energy is transferred into material 2 and some reflected back, but both waves remain compressional. When the acoustic impedance ratio is 1, all of the energy is transferred into material 2 and no reflected wave occurs. When the impedance ratio is greater than 1, then some of the energy gets transferred into material 2 as a compressive wave and the remaining energy gets reflected at the interface as a tensile wave. When a compressive wave travelling through rock encounters an interface such as a free face, nearly all of the energy will be reflected back as a tensile wave. If the burden distance between the free face and explosive column is relatively small in

c. **T3 – GAS PRESSURE**

During and/or after strain wave propagation, the high pressure high temperature gases impart a stress field around the blasthole that can expand the original borehole, extend radial cracks and jet into any discontinuity. It is during this phase where some controversy exists as to the main mechanism of fragmentation. Some believe that the fracture network throughout the rock mass is completed while others believe that the major fracturing process is just beginning. In any case, it is the gases that have jetted into discontinuities and the fracture network that is either fully developed or being developed, which are responsible for the displacement of broken material.

It is not clear as to the exact travel paths that gases take within the rock mass, although it is agreed that they will always take the path of least resistance. This means that gases will first migrate into existing cracks, joints, faults, and discontinuities, in addition to seams of material which exhibit low cohesion or bonding at interfaces. If a discontinuity or seam between the borehole and free face is sufficiently large, the high pressure gases will immediately vent to the atmosphere, rapidly reducing the total confinement pressures, and results in reduced displacement of broken and fragmented material.

The confinement time of gas pressures within a rock mass vary significantly depending on the amount and type of explosive, material type and structure, fracture network, amount and type of stemming, and burden. ATLAS studies, with the use of high-speed photography in full scale bench blasts, have shown that gas confinement times before the onset of movement can vary from a few milliseconds to tens of milliseconds.⁽³⁾ To date, confinement times have been measured to range from 5 to 110 milliseconds for a variety of materials, explosives and burdens. Generally, but not always, confinement times can be decreased by employing higher energy explosives, decreasing the burden, or a combination of both. This applies equally to material at the bench face or at the bench top, as in the case of stemming blowouts or cratering. Refer to Figures 12.35 and 12.36 Vibration/Airblast for specific examples of gas confinement times for stemming blowouts. It is evident that only suitably burdened and well stemmed charges can deliver their full potential of additional gas extension fracturing and mass movement.

d. **T4 – MASS MOVEMENT**

Mass movement of material is the last stage in the breaking process. The majority of fragmentation has already been completed

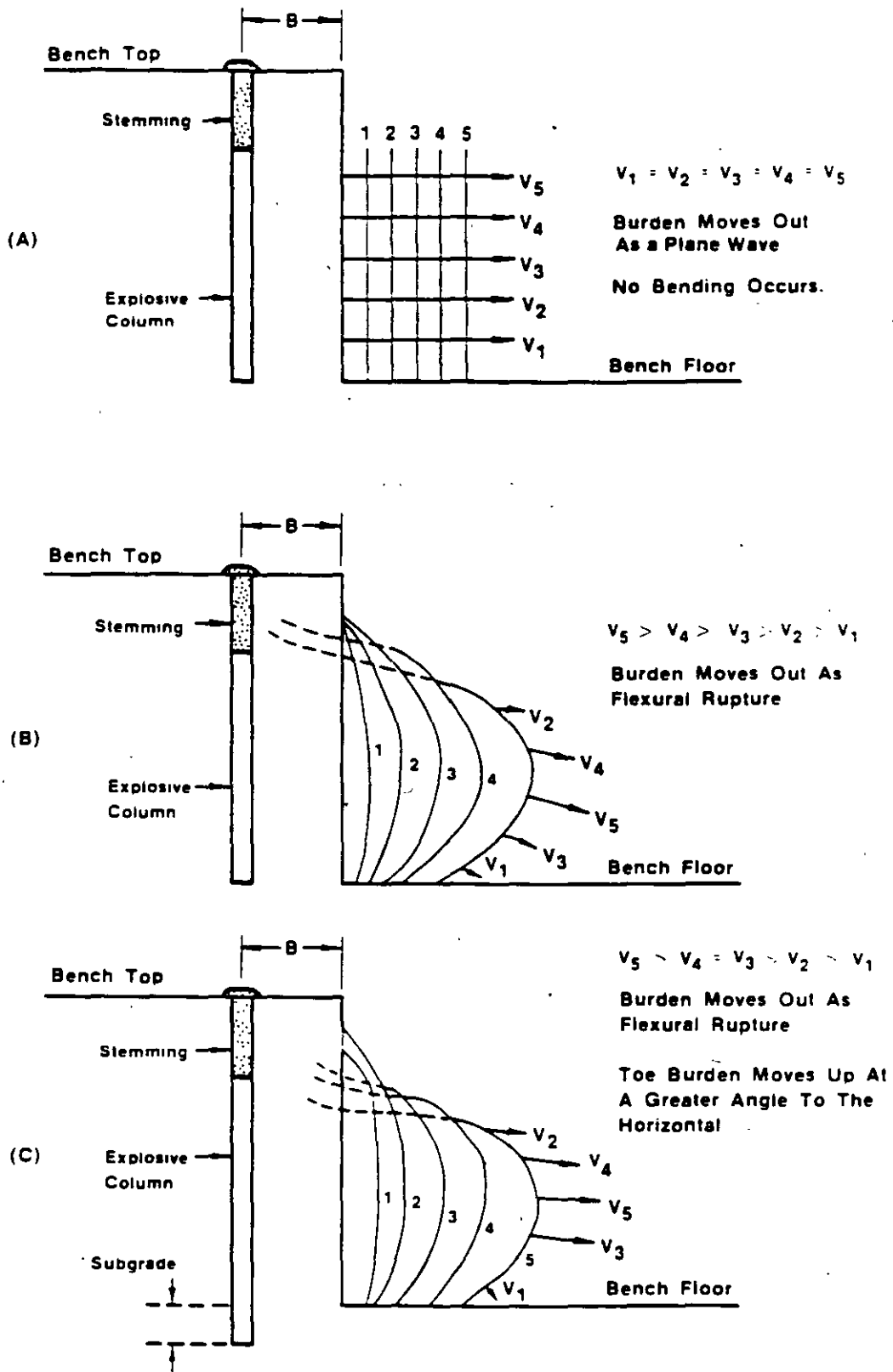


FIGURE 11.7

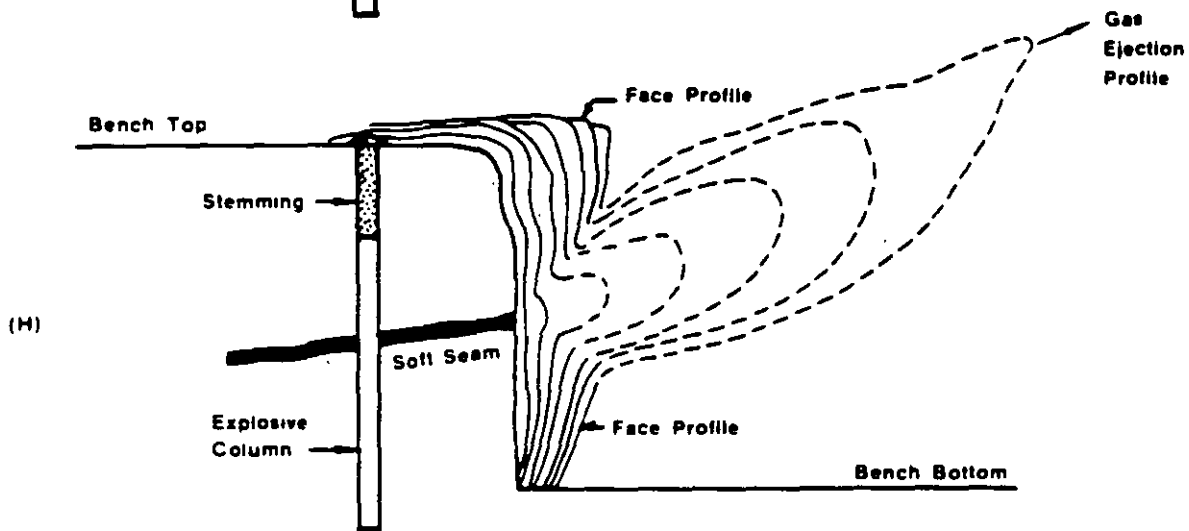
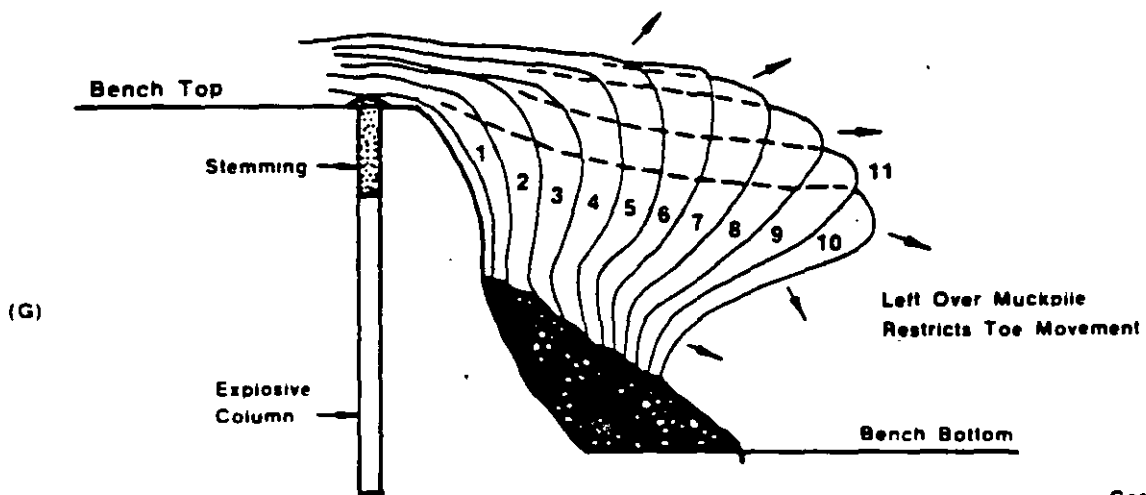
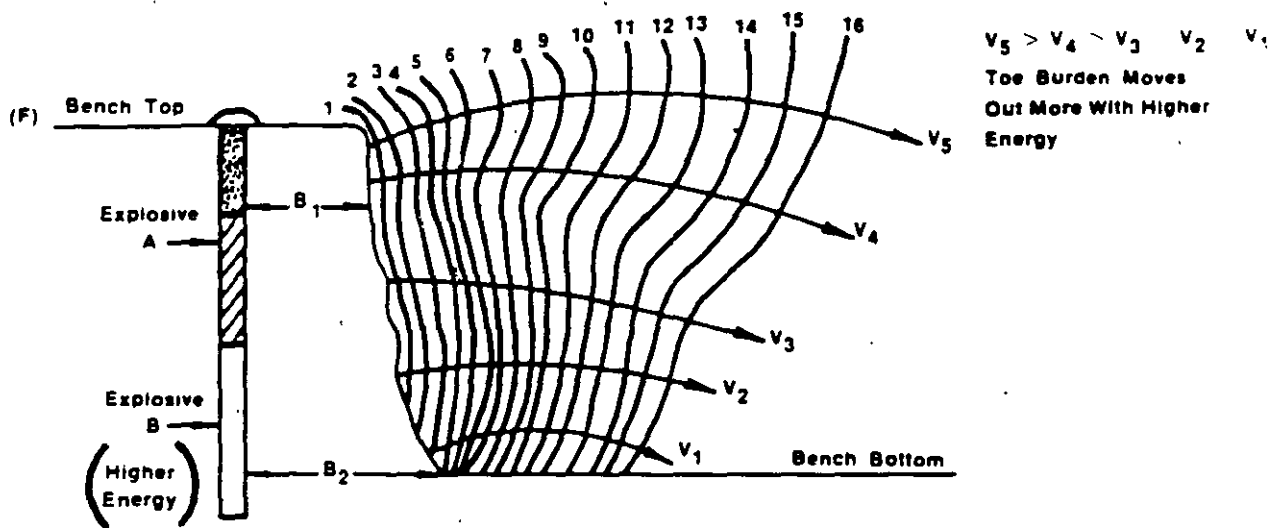
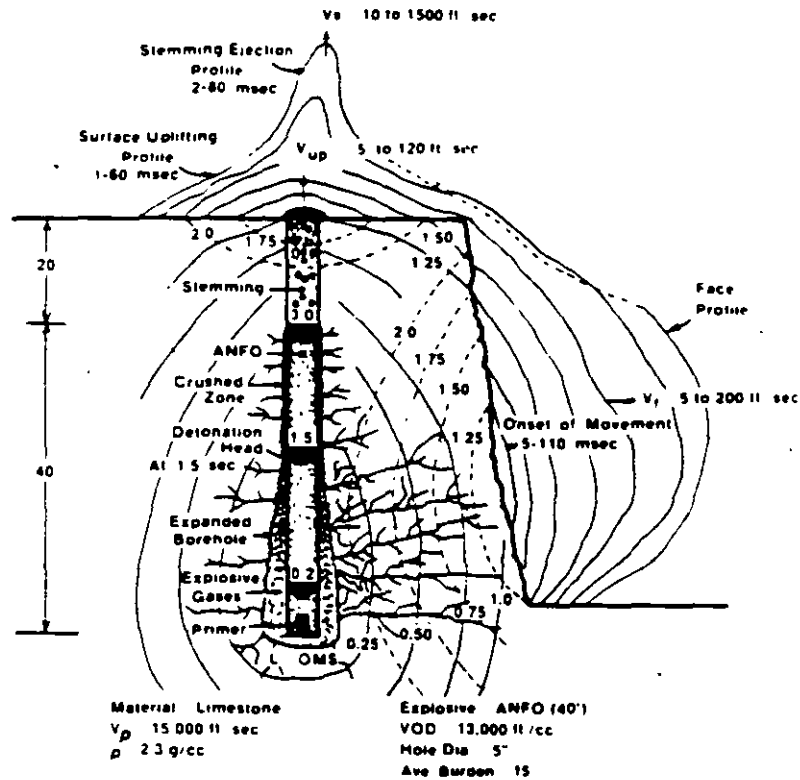


FIGURE 11.7 (Cont'd)



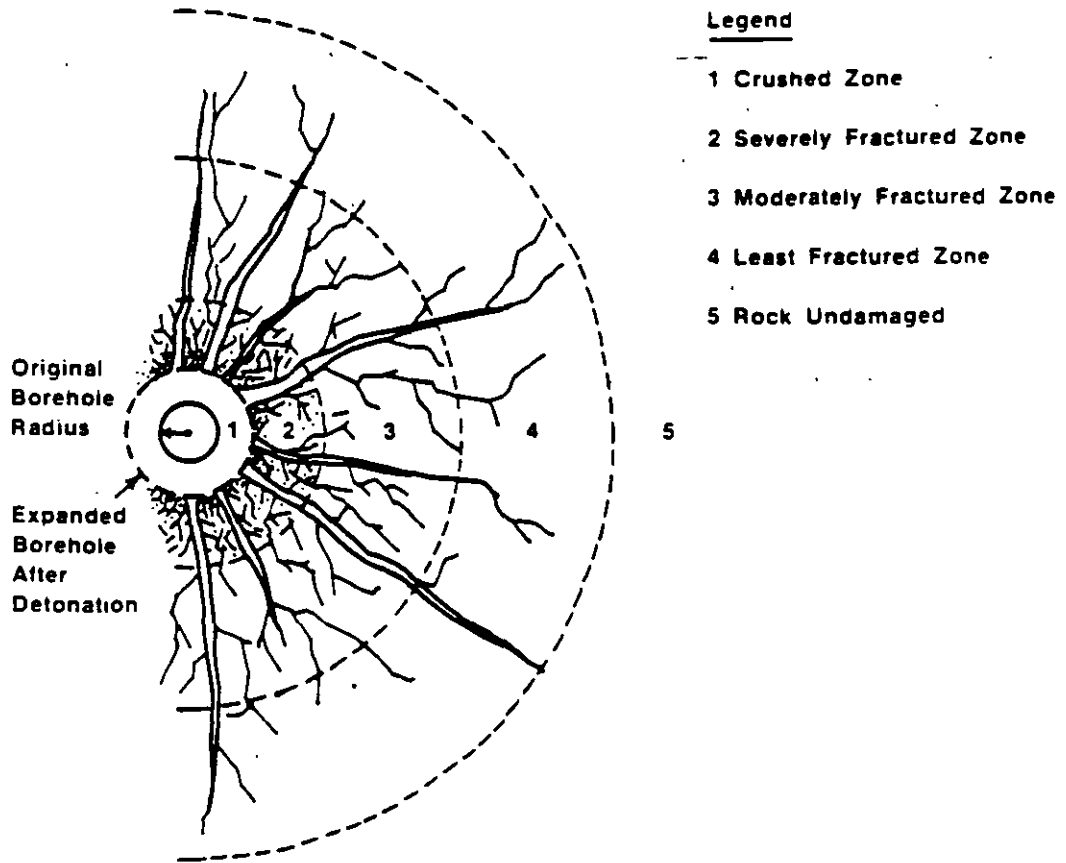
**ILLUSTRATION SHOWING THE INTERACTION OF
TIME EVENTS T1 TO T4 IN A
TYPICAL QUARRY BENCH
FIGURE 11.8**

expansion through crushing of the borehole walls has taken place. This produces compressive stress waves with tangential components emanating from the borehole walls and progressing outward in every direction with a velocity characteristic of the sonic wave velocity of limestone. It takes approximately 1.0 msec for the compressive strain wave to transverse 15 feet of burden to the free face. Behind the strain wave propagation some radial cracks start to develop in the crushed zone region of the borehole with a velocity ranging from 25 to 50% of the P-wave velocity for limestone. If the intensity of the compressive strain pulse is high enough new cracks and/or extensions of pre-existing cracks and flaws can be initiated anywhere between the crushed zone next to the borehole and the free face. The greatest number of cracks are generally found closest to the borehole.

When the compressive wave strikes a free face, it is immediately converted to a tensile strain wave which starts at the free face and travels back through the rock mass towards the borehole. Owing to

intense damage. This zone is also referred to as the hydrodynamic zone in which the elastic rigidity of the rock becomes insignificant. (6)

Next to the crushed zone is a region defined by a severely fractured zone referred to as the non-linear zone. Here fracturing can range from severe crushing through partial fracturing, to plastic deformation. Extension



ZONES OF RUPTURE RADIUS
FIGURE 11.9

of cracks can occur from previously formed cracks by the tangential component (hoop stress) of the shock wave, infiltration of gas pressure and at flaw sites.

In zones 3 and 4 (elastic zones) tensile failures and crack extensions occur in a less intense mode because the stress wave amplitude has attenuated significantly. Much of the original energy from the detonation has been consumed in the form of heat, friction, and fracturing in zones 1 and 2. The peak amplitude of the compressive stress is now much smaller than the compressive strength of the rock so no new fractures are likely in this wave type. However, the tangential stress component of the wave is still substan

4. **BLASTING THEORIES (Past & Present)**

In this section, blasting theories of the past and present are discussed in concept form. Table 11-3 is a list of some of the more common thoughts regarding breakage mechanisms and the researchers responsible for their introduction. This list is by no means complete, but it does illustrate how certain thoughts on blasting theory started with the simple reflection theory after World War II and progressed to the more complex nuclei or stress-wave flaw theory of the present.

Since each theory has inherent strengths and weaknesses, the main concepts of each theory are best explained with a brief description. Blasting theories discussed are:

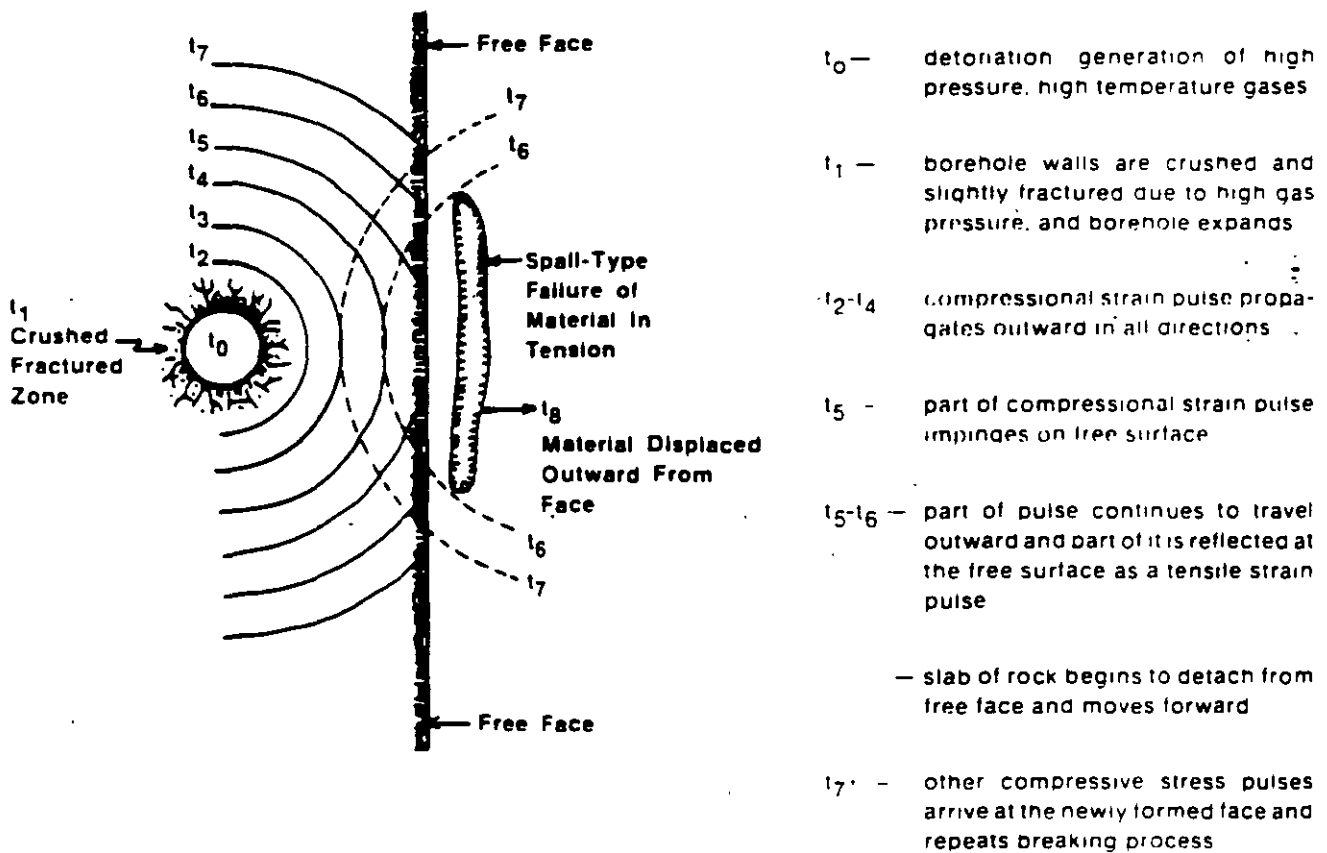
- a) Reflection Theory (Reflected Stress Waves)
- b) Gas Expansion Theory
- c) Flexural Rupture
- d) Stress Waves & Gas Expansion Theory
- e) Stress Waves, Gas Expansion & Stress-Wave/Flaw Theory
- f) Nuclei or Stress-Wave/Flaw Theory
- g) Torque Theory
- h) Cratering Theory
- i) Cratering Mechanisms

a. **REFLECTION THEORY (Reflected Stress Waves) (17, 18, 19, 20)**

One of the first attempts to explain, analytically, how rock breaks when a concentrated explosive charge is detonated in a borehole near a free surface was with the reflection theory. The concept was simple, straightforward, and based strictly on the well known fact that rock is always less resistant in tension than in compression. A compressive strain pulse is generated by the detonation of an explosive charge, moves through the rock in all directions with a decaying amplitude, and is reflected only at a free surface. At the free surface, the compressive strain pulse is converted into a tensile strain pulse that progresses back to its point of origin. (See Figure 11-10). Since rock is weakest in tension, it is easily pulled apart by the reflected tensile strain pulse and damage at the face appears in the form of spalling. The high pressure, expanding gases, are not deemed directly responsible for the major degree of fracturing that occurs.

A more detailed explanation follows: Detonation of an explosive charge in rock generates a large quantity of high temperature, high pressure gas in a very short time. Typically, this occurs in a few microseconds for small cylindrical charges and in a few milliseconds

The effective transfer of detonation pressure to stress in the rock depends on the impedance match of the explosive to rock. A smaller explosive to rock impedance ratio was shown to provide a more effective transfer of this pressure to stress. The concept of reflection breakage is illustrated in Figure 11-10. The time order of key events are:



**REFLECTION THEORY
TENSILE FRACTURE BY REFLECTION
OF A COMPRESSIVE STRAIN
PULSE AT A FREE SURFACE**

FIGURE 11.10

Slabs broken off closer to the hole are displaced with lower velocities

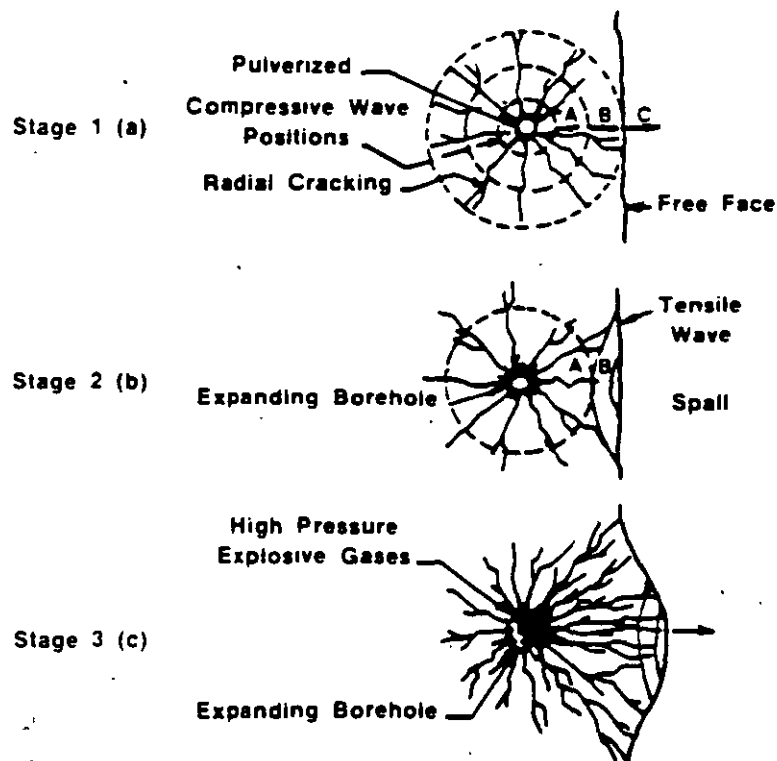
this theory, ninety percent of the total energy to break rock is in the latter. Detonation pressure acts only momentarily against any or part of the borehole's internal surface area, while gas pressure is sustained considerably longer until some form of cavity volume change occurs. Gas pressure, then, is the major component responsible for fragmentation and flexural rupture.

Radial cracks form only in planes parallel with the borehole axis. No cracks develop where the explosive is not in immediate contact, thus most cracks form adjacent to the borehole wall where tangential stresses are produced within the borehole's wall as the cavity is pressurized. Providing strain energies at crack tips are adequate, extension of fractures continue. Breakage by reflection of strain energy at a free face is considered negligible. Gas pressure drives the radially produced cracks through the burden to the free face and displaces rock through bending and in the direction of least resistance generally following naturally occurring planes of weakness. It is during this final stage where the major breakup of intact material takes place.

Breaking of rock by flexural rupture is analogous to bending and breaking a beam as illustrated in Figures 11-11 and 11-12. A rectangular beam is used to represent the field configuration of bench height, H, and burden, B, in the form of a modified cantilever beam model. The fixed end of the beam represents toe conditions while a roller, placed directly opposite the center of the stemming column, represents the stemming function. The roller allows the collar region to rotate and move longitudinally but does not allow deflection normal to the borehole axis. Although not shown for clarity of concept, the beam thickness in Figures 11-11 and 11-12 is actually equal to the burden. Borehole pressure is represented as a load distributed along the length of blasthole containing the explosive. Rock weight of the bench segment is considered negligible relative to the load resulting from the borehole gas pressure. Maximum contribution of total rock load acting at floor level is only at a ratio of about 1:100,000 or more compared to gas pressure.

The degree of fragmentation is controlled by the stiffness property of the burden-rock mass. This stiffness depends on existing restraints to movement, rock (Young's modulus), radially-cracked block's geometric shape as defined by its average thickness, width, and length. In terms of blast configuration, burden, spacing, and bench height are the controlling factors for any given rock.





**FRACTURES OPENED UP AND PROPAGATED BY GAS EXPANSION
PRODUCING AN ISOLATED FRAGMENTED ROCK MASS OR CRATER
FIGURE 11.13**

Stage 2—The pressure associated with the outgoing shock wave of the first stage is positive. If the shock wave reaches a free face it will reflect, but in so doing the pressure falls rapidly to negative values and a tension wave is created. This tension wave travels back into the rock and since this material is less resistant to tension than to compression, primary failure cracks will develop due to the tensile strength of this reflected wave. If these tensile stresses are sufficiently intense they may cause scabbing or spalling at the free face. (Figure 11-13b)

In rock breaking this spalling effect appears to be of secondary importance. It has been calculated that the explosive load must be in the order of 8 times the normal load to cause failure of the rock by reflected shock wave alone.

In the first and second stages, the function of the shock wave energy is to condition the rock by inducing numerous small fractures. In most explosives the shock wave energy theoretically amounts to only 5 to 15% of the total energy of the explosive. This strongly suggests that the shock wave is not directly responsible for any signifi-

PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS DE LAS ROCAS

Raúl Cuéllar E.

1.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

1.1.- INTRODUCCION

En este capítulo se describen algunos de los sistemas usuales que se utilizan para describir y a ser en forma gráfica o escrita las características geométricas de la estructura de los macizos rocosos.

1.2.- Mapas geológicos

Estos mapas contienen la delimitación geográfica de las formaciones de roca existentes en el lugar y se utilizan para señalar mediante una simbología las características de la estructura de los macizos rocosos como son: plegamientos, cabalgaduras, hundimientos, etc. así como los rasgos más significativos de las discontinuidades como son: fracturas o juntas, fallas, planos de estratificación, planos de foliación, oquedades, etc.

Es importante anotar la orientación (rumbo y sentido) y espaciamiento de las discontinuidades, así como una descripción de las características de las rocas o planos de discontinuidad. Por ejemplo: Los términos 'cerradas' o 'abiertas' se aplican para describir el tipo

de estas quejas de las discontinuidades, esta información debe acompañarse de una descripción del material de relleno. También deben anotarse las características de los flancos en los que están contenidas las caras de las juntas, por ejemplo: si el flanco es recto o alabeado y si las caras son lisas, rugosas o escalonadas. A estas características de los flancos de las juntas se les puede asignar un número en función de su resistencia al corte.

Existen dos formas básicas para representar las estructuras y los rasgos estructurales.

1) Mapas con la localización geográfica de estructuras y rasgos estructurales, anotando sus características físicas de orientación y posición y 2) Gráficas en las que se muestra la frecuencia relativa de las discontinuidades, mostrando el intervalo de variación de las orientaciones que ocurren en el sitio.

Ambos sistemas tienen sus ventajas y limitaciones.

El primer sistema es preferido para usos generales. Permite la construcción de secciones transversales en cualquier área crítica particular del proyecto, ya sea una ladera o la pared de una excavación subterránea. De esta manera se puede identificar la presencia de alguna discontinuidad cuya orientación sea adversa a alguna excavación.

152

13D 215

En este sistema se incluyen también los mapas de socavones y lumbreras de exploración geológica.

La simbología de banderas de Mueller es muy adecuada en este sistema de representación. En las Figs. 1 y 2 se presentan ejemplos de estas simbologías.

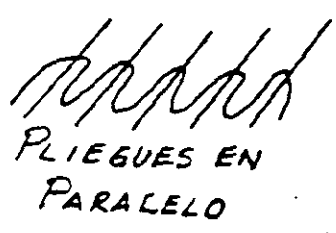
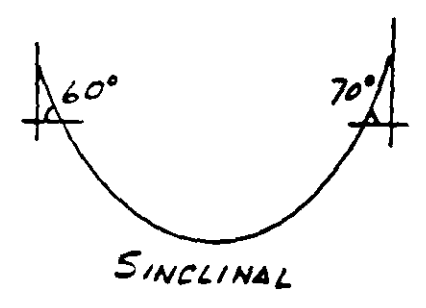
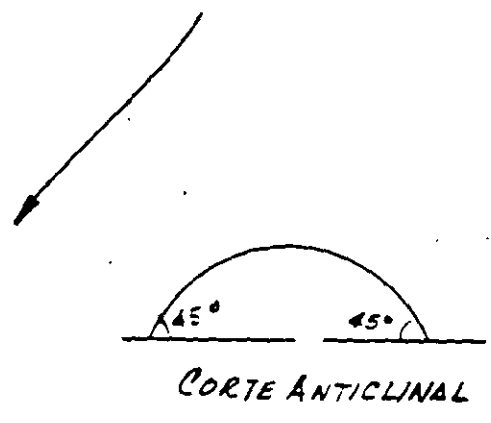
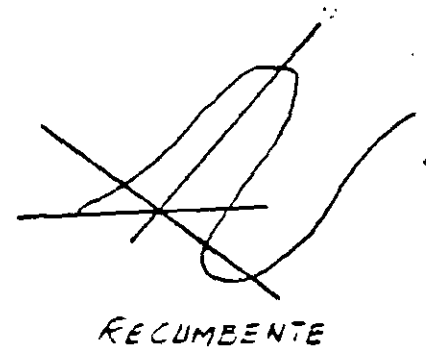
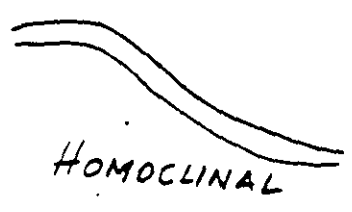
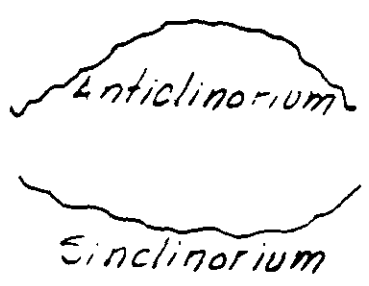
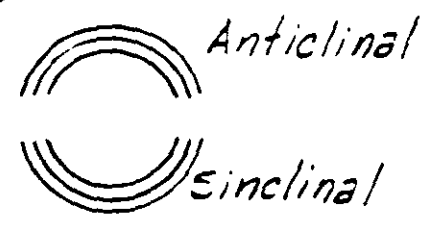
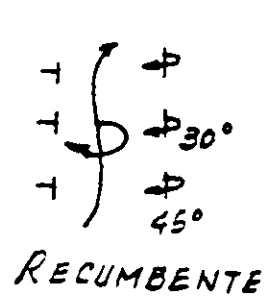
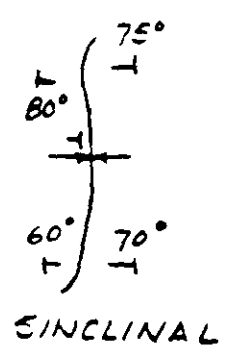
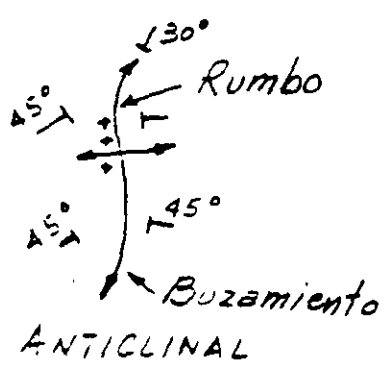
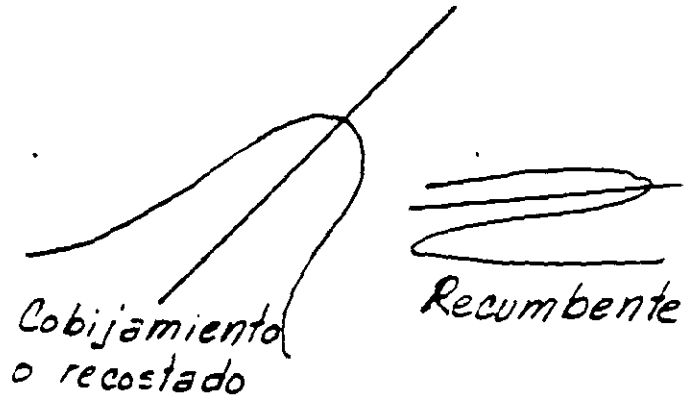
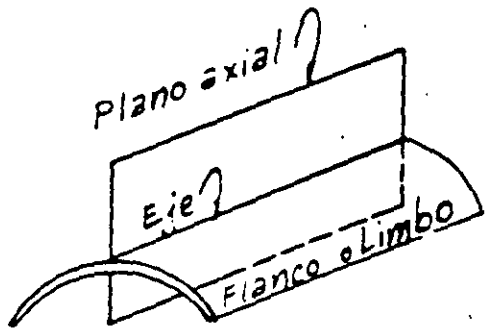
Las gráficas estadísticas más usuales son: a) La roseta de fallas y fracturas y b) Las proyecciones estereográficas.

Las ventajas de estos sistemas es que permiten ubicar un gran número de observaciones y pueden sacarse valores "promedio". Hay que tener cuidado con esto pues el pit puede venir de una sola discontinuidad mayor y que no necesariamente se encuentre en el promedio.

En la Fig. 3 se presenta una roseta de fracturas y fallas y en las Figs. 4 y 5 un sistema de representación estereográfica con base en el hemisferio inferior.

1.3... Clasificación de la roca "in situ" para propósitos ingenieriles.

Además de los mapas y las gráficas estadísticas de las discontinuidades geológicas, es deseable tener alguna forma de clasificación que permita la caracterización de los macizos rocosos. El propósito de esta clasificación es para facilitar la comunicación entre ingenieros.

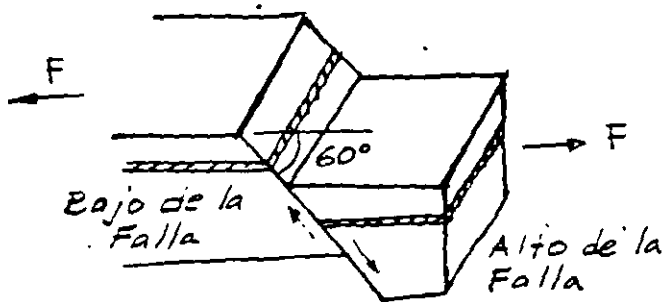


139

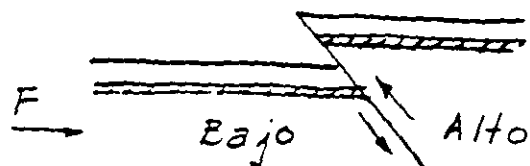
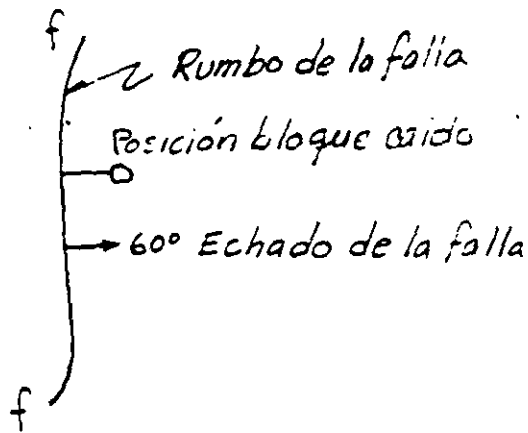
140

242

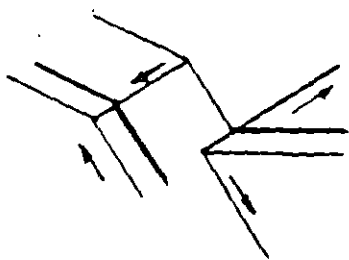
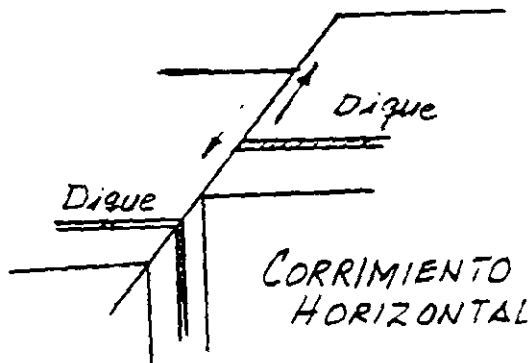
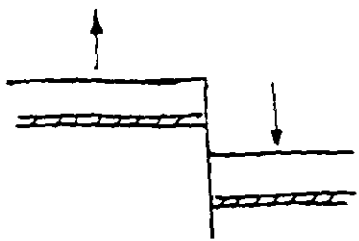
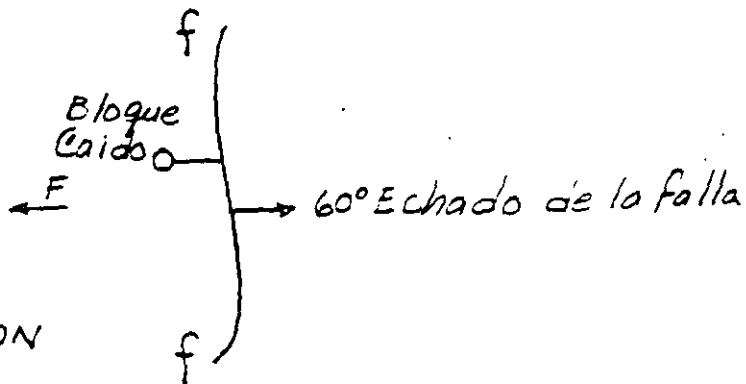
FALLAS



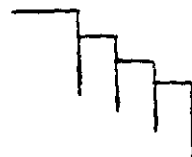
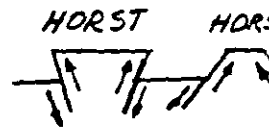
NORMAL O TENSION



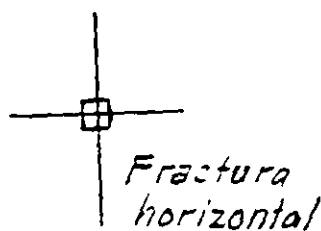
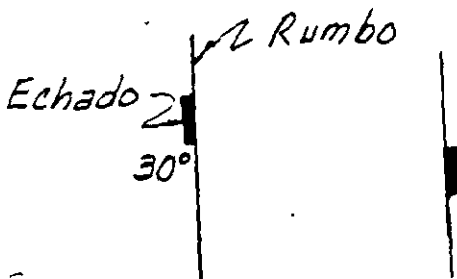
INVERSA O COMPRESION



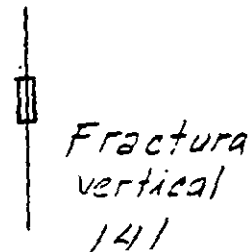
OBLICUA



ESCALERA ECHELON

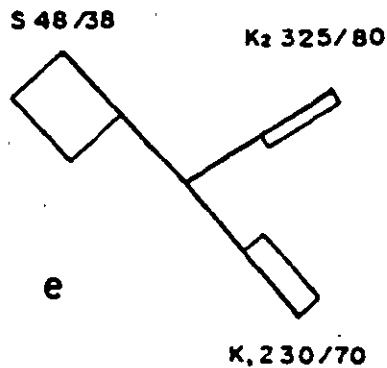
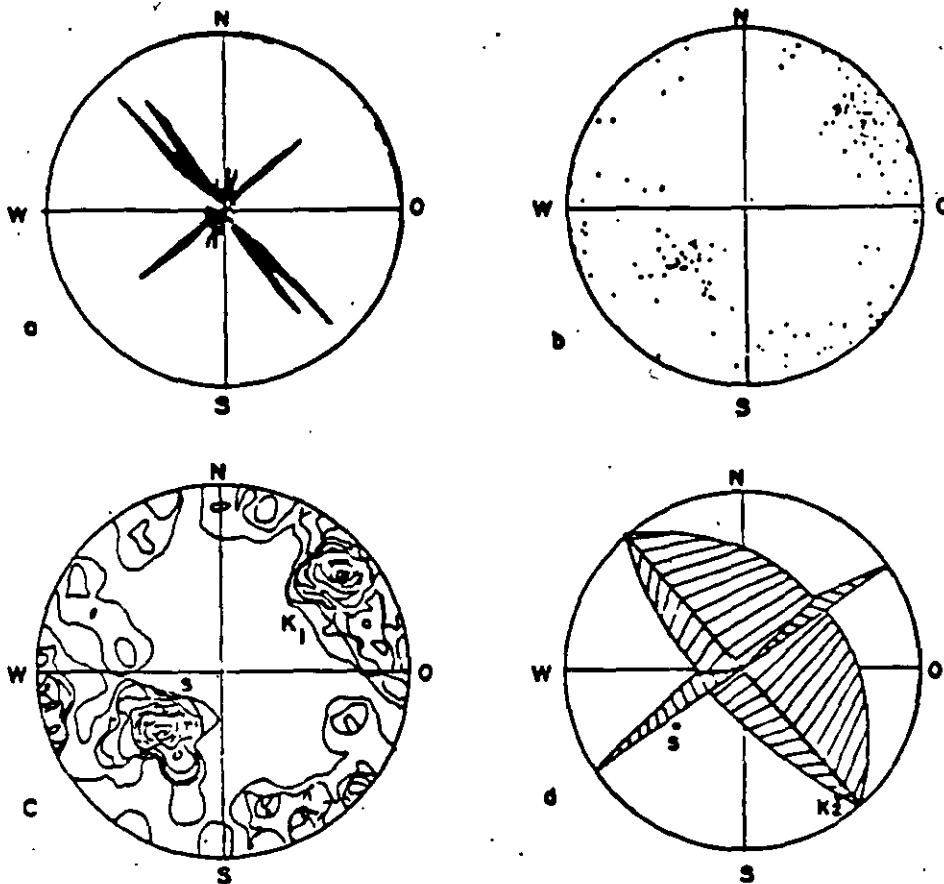


Fractura horizontal



Fractura vertical
141

Representación de planos estructurales -



- a) Rosa de vientos b) Diagrama de puntos (polos)
- c) Diagrama de frecuencias d) Circulos grandes y polos
- e) Cuadrados unitarios segun MULLER

161

PREPARACION DE DIAGRAMAS

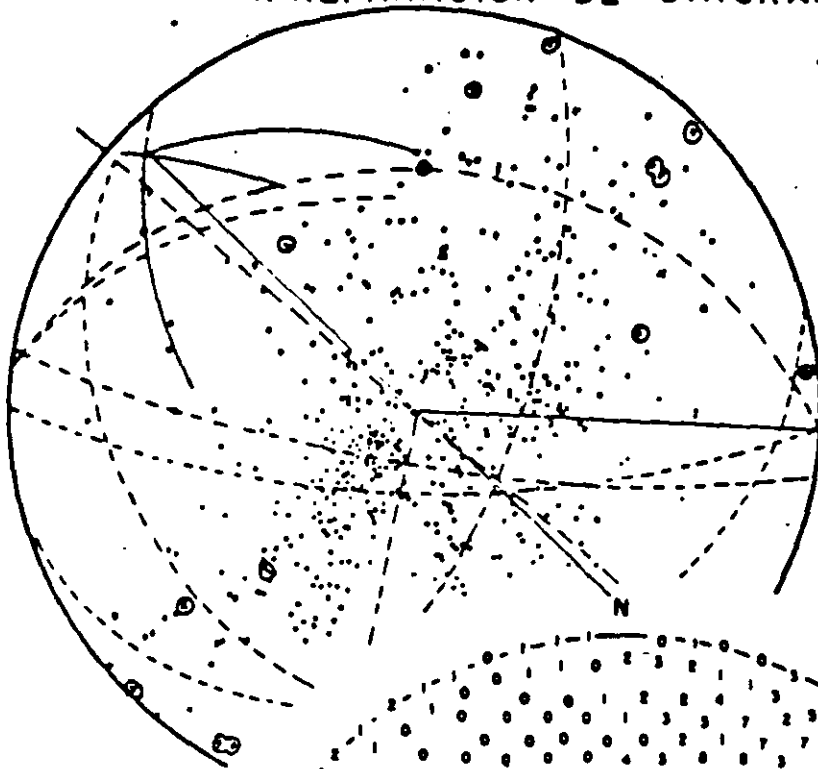
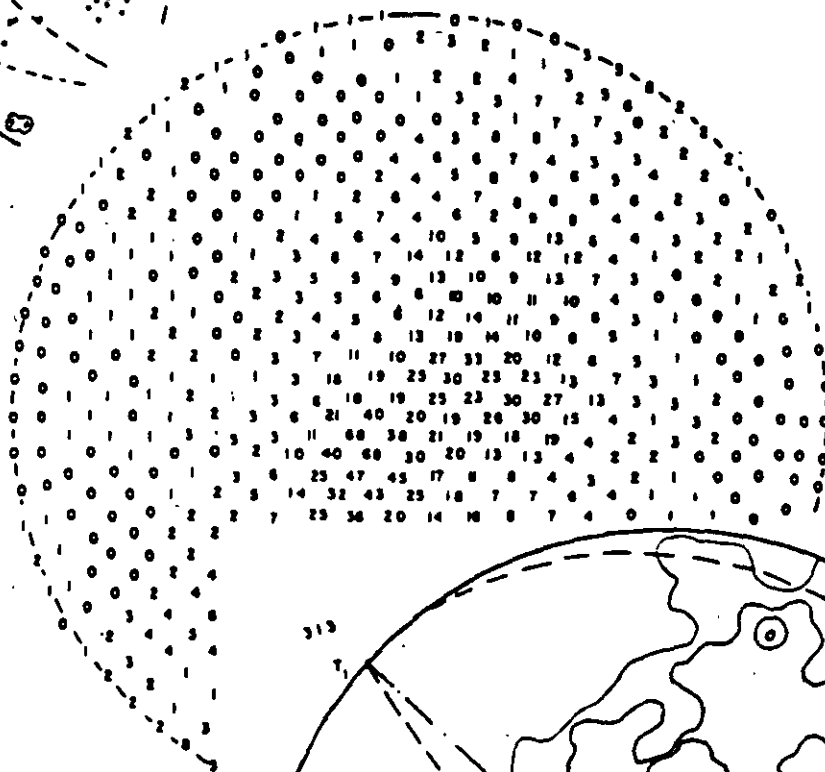


Diagrama de puntos



Conteo

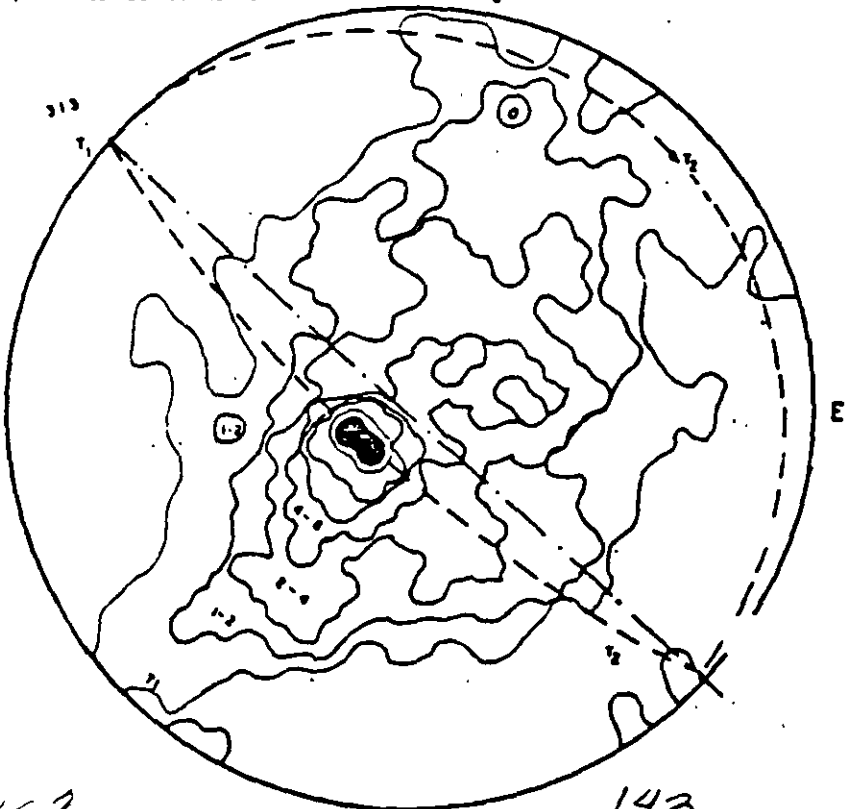
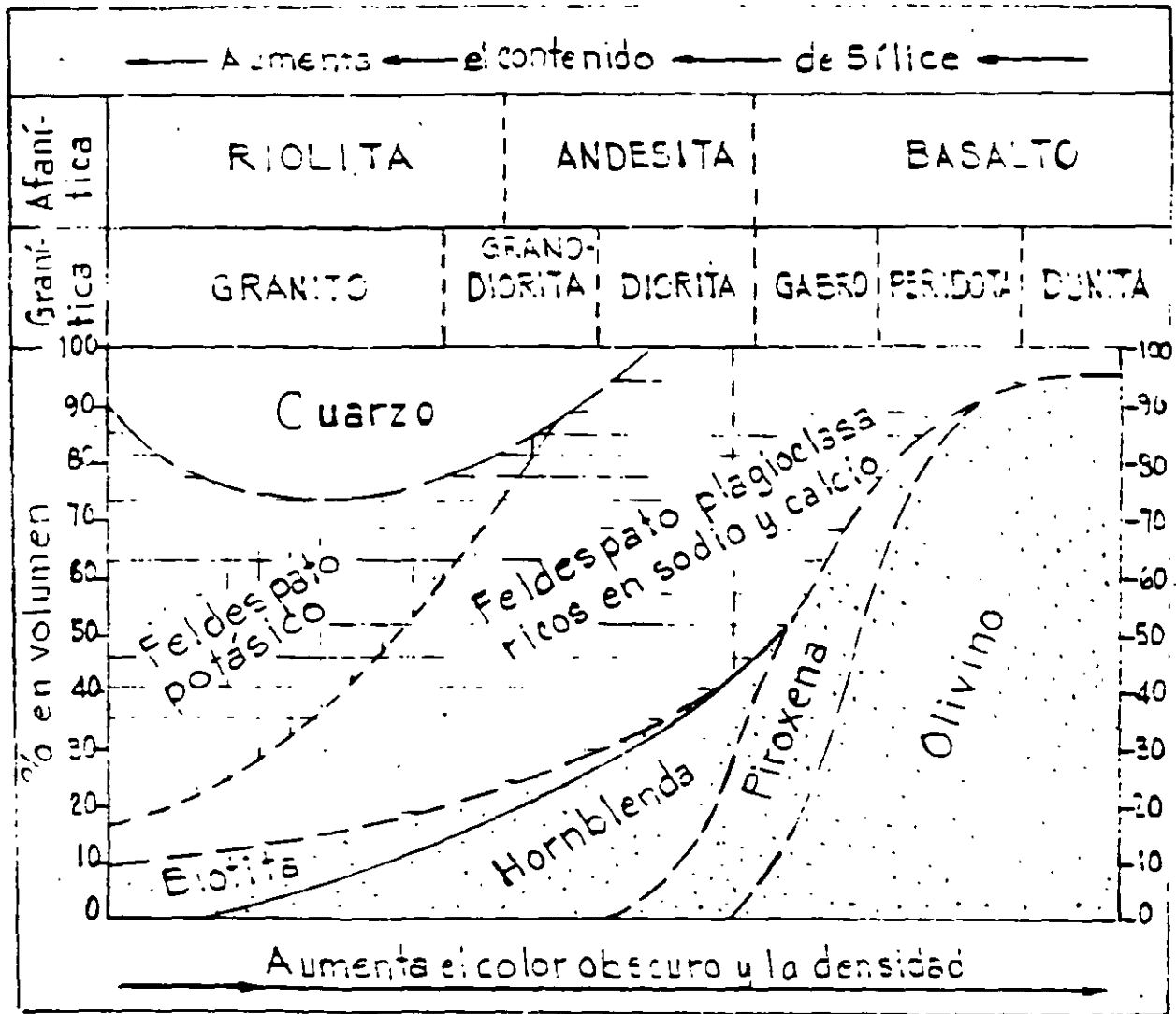


Diagrama de frecuencia



COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ROCAS

103

144

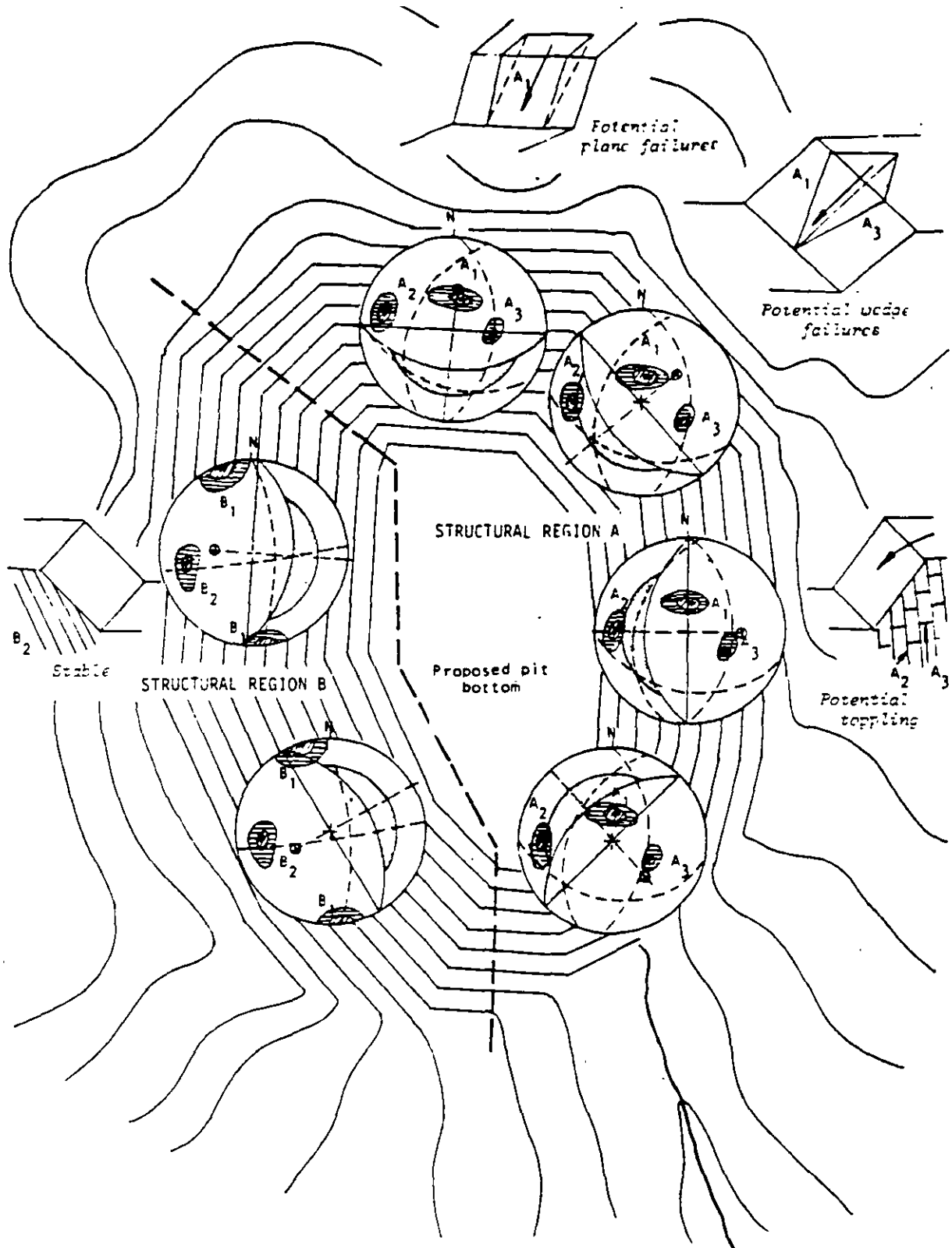
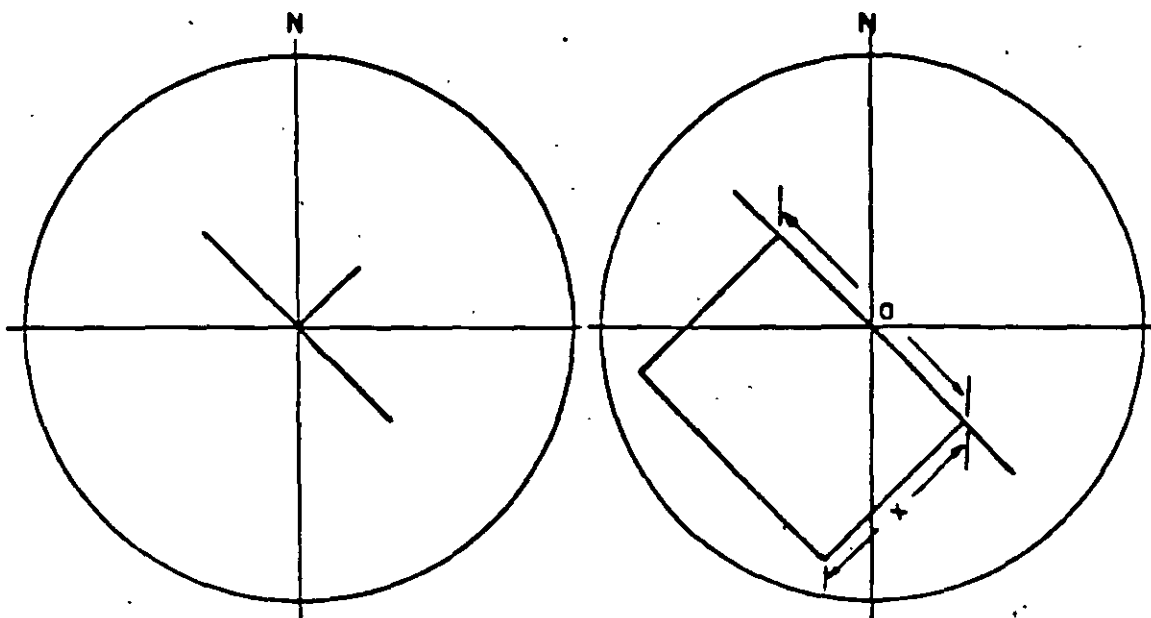


Figure 21 Presentation of structural geology information and preliminary evaluation of slope stability of a proposed open pit mine.

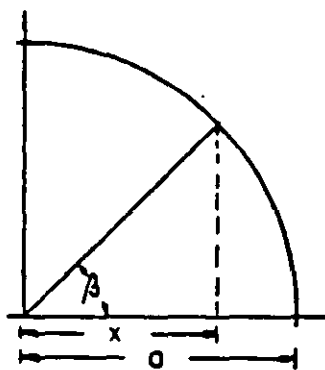
La banderola de MÖLLER

La representación de un plano geológico por medio del escorzo de un cuadrado unitario



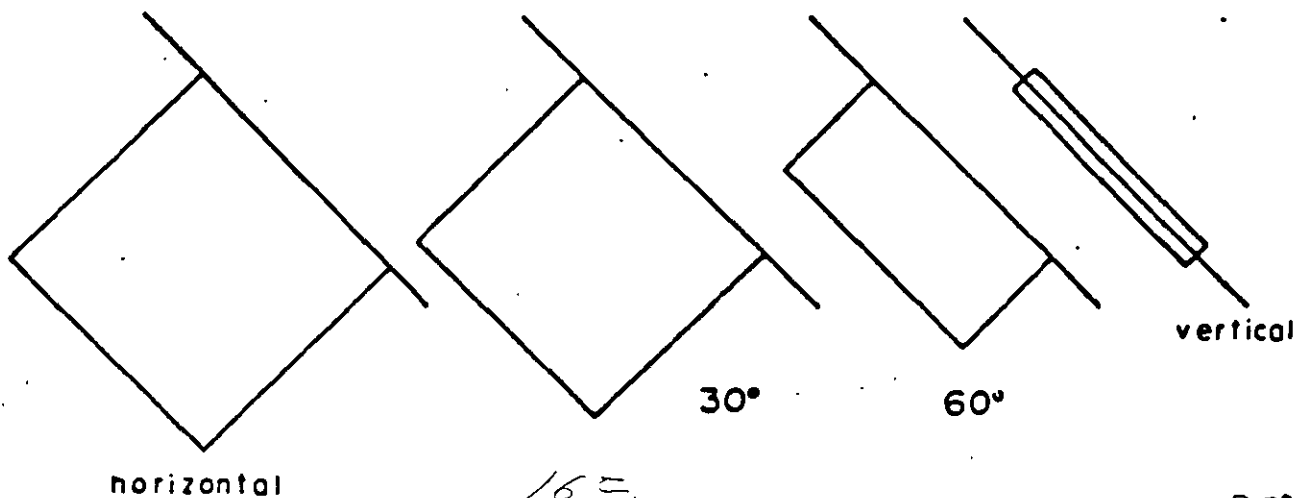
Símbolo convencional

"Banderola de MÖLLER"



Determinación gráfica del escorzo x

$$x = o \cdot \cos \beta$$



horizontal

30°

60°

vertical

163

253

176

geotecnistas, proyectistas y contratistas.

Una propuesta de Don U. Deere que proporciona una terminología uniforme para la descripción de juntas es la siguiente:

DESCRIPCION	Espaciamiento de juntas	
	Sist. Inglés	Sist. Métrico
Muy cercanas	Menos de 2"	Menos de 5 cm.
Cercanas	2" - 1'	5 cm - 30 cm
Medianamente cercanas	1' - 3'	30 cm - 1 m
Espaciadas	3' - 10'	1 m - 3 m
Muy espaciadas	Más de 10'	Más de 3 m

TERMINOLOGIA DESCRIPTIVA PARA EL ESPACIAMIENTO DE JUNTAS

En los siguientes apartados se describirán dos métodos generales para calificar la calidad de la roca "in situ" basadas sobre la cantidad relativa de fracturamiento y alteración.

En uno de los métodos se utiliza una recuperación de núcleos modificada como base de la clasificación, en el otro, se utiliza la velocidad sísmica.

1.3.1.- Índice de Calidad de la Roca, R.Q.D.

(Rock quality designation)

El índice de calidad de la roca (RQD) está basado sobre un procedimiento de recuperación de núcleos modificados, el cual está apoyado indirectamente sobre el número de fracturas y la cantidad de alteración o suavidad de la roca como se observa en los núcleos recuperados en un barrenamiento.

En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta mediante la suma de todos los fragmentos duros sanos con longitud ≥ 10 cm.

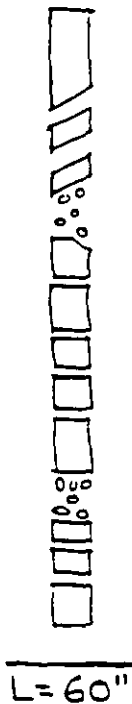
Ejemplo:

Recuperación (pulg)

10
2
2
3
4
5
3
4
6
4
2

5

50"



L=60"

Recuperación modificada (pulg)

10

4
5
4
6

5

34"

167

$$\% \text{ Recuperación} = \frac{50}{60} = 83\%$$

$$\text{RQD} = \frac{34}{60} = 57\%$$

En este caso la recuperación total es de 83% mientras que el índice de calidad de la roca es 57%.

Se ha visto que el RQD es un indicador más sensible de la calidad general de la roca que el porcentaje de recuperación total.

Si el núcleo se rompe por manejo o por efectos de la perforación p.ej. si la superficie de la fractura se observa libre de berán unir los dos fragmentos y considerarse como una sola pieza.

Este criterio puede cambiarse cuando se trate de rocas sedimentarias con estratificación delgada y rocas metamórficas foliadas. Sin embargo este sistema ha sido aplicado exitosamente aún para lutitas, siendo necesario realizar inmediatamente el registro después de sacar los núcleos del muestreador y antes del efecto de fracturamiento por secado al a .

Este método penaliza la roca con pobre recuperación. Esto es apropiado porque una recuperación pobre generalmente coincide con una calidad pobre. Esto no siempre es cierto pues el equipo de perforación y la técnica empleada pueden ocasionar pobre recuperación. Por esta razón se recomienda el uso del doble barril giratorio con diámetro mínimo NX (2 1/8")

Tan simple como parece este método, se ha encontrado que existe una buena correlación entre los valores numéricos del RQD y la calidad ingenieril de las rocas.

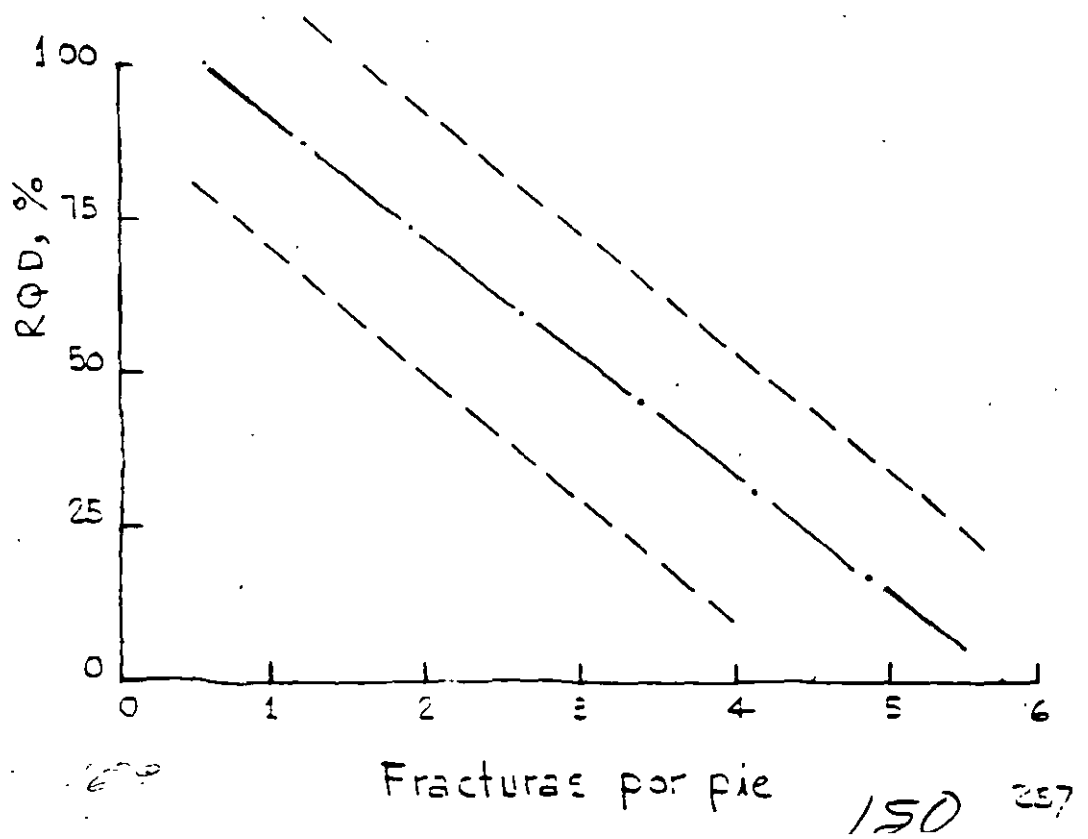
El RQD usualmente ha sido utilizado por algunas compañías: Americanas, Consultores en Geotecnia y Contratistas para la evaluación de la calidad de la roca.

Indice de Calidad de roca . Descripción de la Calidad
 RQD, %

0 - 25	Muy pobre
25 - 50	Pobre
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

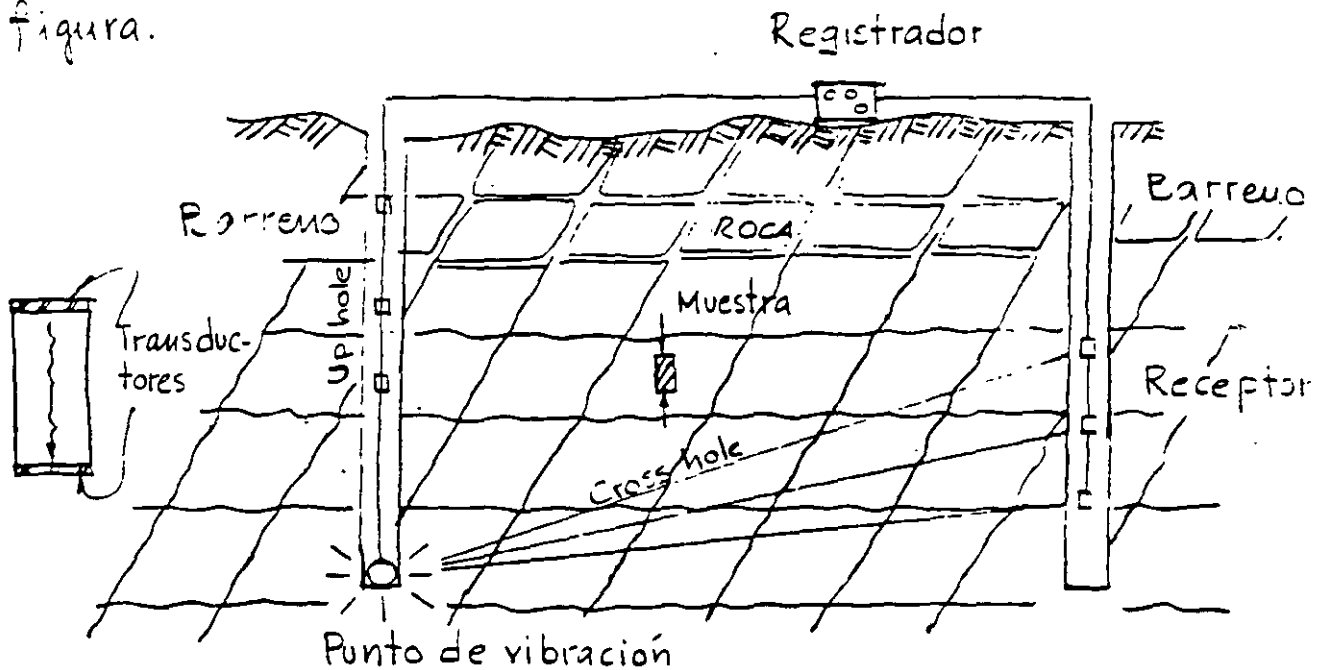
RELACION ENTRE EL RQD Y LA CALIDAD DE LA ROCA

A continuación se presenta la correlación entre la frecuencia de fracturas y la calidad RQD, observándose una correlación lineal con límites aceptables.



1.3.2. Relación de velocidades sísmicas

El efecto de las discontinuidades en la masa de roca puede ser estimado por comparación de la velocidad de la onda compresional "in situ" con la velocidad sónica de laboratorio obtenida en núcleos intactos de la misma roca como se observa en la siguiente figura.



RELACION DE VELOCIDADES COMO INDICE DE CALIDAD DE ROCA ;

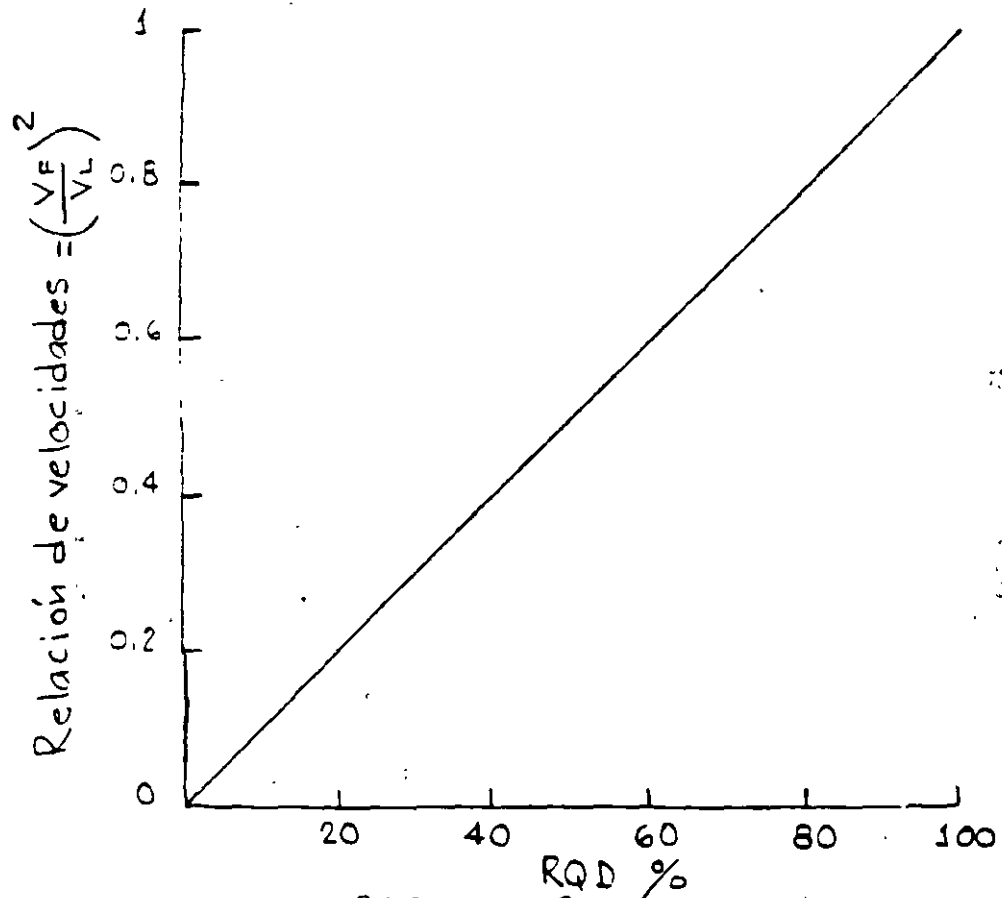
$$\text{Relación de velocidad} = \frac{V_F}{V_L} ; \begin{array}{l} \text{Velocidad de campo} \\ \text{Velocidad de lab.} \end{array}$$

La diferencia entre estas dos velocidades dilatantes es ocasionada por las discontinuidades estructurales existentes en el campo.

La relación entre estas ondas compresionales: V_F/V_L , donde V_F y V_L son las velocidades de ondas compresionales de la masa de roca "in situ" y de un espécimen intacto fue propuesta

por Onofre, 1963.

Para una roca masiva de alta calidad con pocos juntas.
La relación de velocidades se aproxima a la unidad.



CORRELACION ENTRE EL RQD Y LA RELACION DE VELOCIDADES $\left(\frac{V_F}{V_L}\right)^2$

La velocidad sísmica debe determinarse en núcleos sujetos a un esfuerzo axial igual al que produce la cobertura de roca a la misma profundidad a la que fue tomada la muestra y con un contenido de agua equivalente al de la roca "in situ". La velocidad sísmica es mejor obtenerla entre barrenos con el sistema "Up-hole" o "Cross-hole" que que mediante refracción superficial.

2.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA

2.1.- Introducción

En muchos problemas de la mecánica de rocas las propiedades mecánicas de la roca intacta son de importancia primordial. En otros casos resulta más importante el comportamiento de la roca "in situ" con sus inherentes discontinuidades geológicas.

2.2.- Propiedades ingenieriles de la roca intacta.

2.2.1.- Resistencia en tensión

La determinación de la resistencia a la tensión por extensión directa de un espécimen cilíndrico ha sido difícil de realizar, pues los dispositivos de sujeción introducen flexiones.

A causa de la dificultad arriba mencionada es más rápido obtener la resistencia en tensión en forma indirecta mediante la prueba "Brasileña". En esta prueba la probeta cilíndrica se ensaya acostada aplicándose una carga lineal diametralmente opuesta.

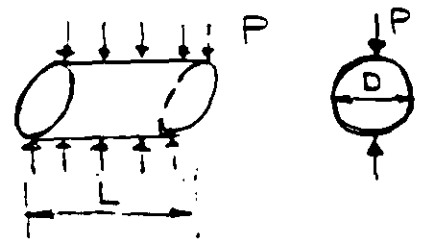
La resistencia a la tensión σ_t se calcula mediante la expresión:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL}$$

en donde:

P = carga a la falla ; D = diámetro

L = longitud del espécimen



Otra prueba indirecta para determinar la resistencia en tensión de la roca es la "Carga puntual" que se realiza aplicando una carga puntual de compresión sobre la superficie curva de un espécimen cilíndrico con un eje horizontal. Esta carga produce esfuerzos de tensión perpendiculares al eje de carga. La resistencia a la tensión σ_t está dada por una expresión empírica:

$$\sigma_t = \frac{0.96 P}{D^2}$$

en donde:

P = carga de falla en lb y D = diámetro en pulgadas.

Miller relacionó esta resistencia en tensión de punta con la resistencia uniaxial de compresión mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_a(\text{ult}) = 21 \sigma_t + 4000 \text{ lb/pulg}^2$$

en donde $\sigma_a(\text{ult})$ = resistencia en compresión y

σ_t = resistencia en tensión bajo carga puntual.

Para propósitos ingenieriles se tiene suficiente aproximación suponer una resistencia a la tensión compresión entre 5 y 10% de la resistencia en compresión.

No se requiere mayor aproximación en la determinación en vista del amplio intervalo de variación en la resistencia, sino todo en rocas metamórficas u sedimentarias con estabilización de

2.3.2.- Resistencia en compresión simple

El comportamiento de la roca intacta bajo compresión uniaxial está influenciada por las características intrínsecas de la prueba como son la relación de esbeltez, la velocidad de carga y las condiciones de fricción de los apoyos.

En especímenes con relación de esbeltez pequeña no pueden desarrollarse los planos de cizalla por el efecto de fricción de los apoyos, resultando un valor mayor de la resistencia a compresión. Obert y Duvall han encontrado una relación empírica entre la resistencia a la compresión y la relación de esbeltez como sigue:

$$\sigma_{a(L/D)} = \sigma_{a1} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

en donde: $\sigma_{a(L/D)}$ = resistencia en compresión para $L/D \neq 1$
y σ_{a1} es la resistencia en compresión para $L/D = 1$
Se recomienda una relación de esbeltez entre 2 y 2.5 para asegurar una distribución de esfuerzos más o menos uniforme en la muestra alejándose también del efecto de fricción de los cabezales. En la Fig. se presenta en forma gráfica la relación entre la resistencia en compresión simple y la esbeltez del espécimen.

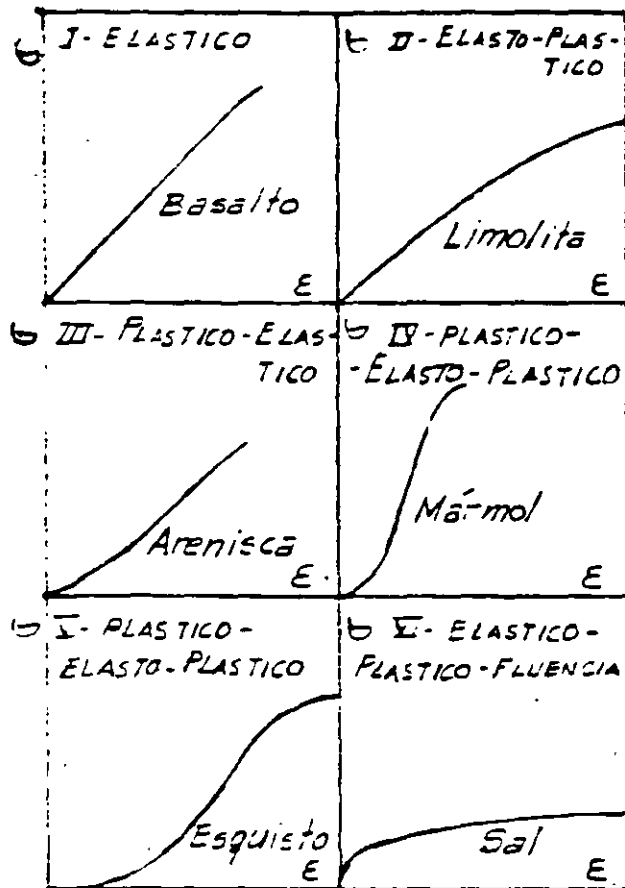
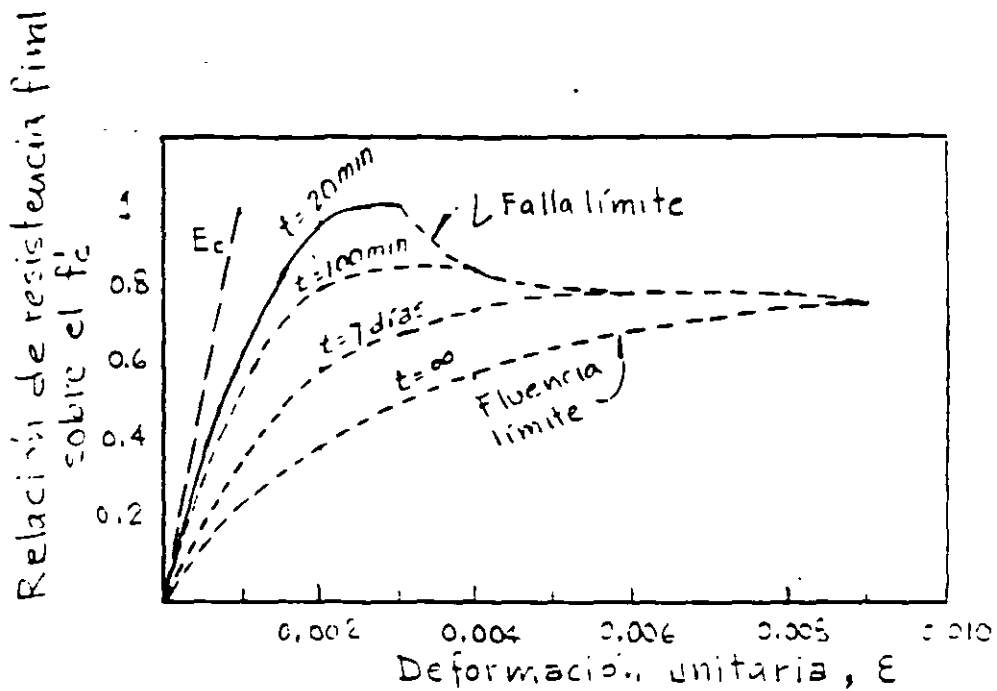


Fig. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS PARA ROCAS A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE



INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LA RESISTENCIA Y MOD EN ESPECIMENES DE CONCRETO

En la Fig. se presenta varias gráficos esfuerzo-deformación en ensayos de compresión simple para varios tipos de roca.

A continuación se presentan algunos valores de resistencia obtenidos en varios tipos de roca

TIPO DE ROCA	σ_c (WH) (lb/pulg ² × 10 ³)	c, Cohesión (lb/pulg ² × 10 ²)	ϕ (grados)	$N_p =$
Granito	Intervalo	10-40	1.4-5.8	51-58
	Promedio	25	3.6	55
Calizas	Intervalo	3-30	0.5-5	27-58
	Promedio	15-20	2.5-3.3	50
Areniscas	Intervalo	3-30	0.6-6	48-50
	Promedio	8-20	3.6-4.1	48

La velocidad de carga afecta tanto la resistencia en compresión como al módulo elástico. En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos para las velocidades de carga con la arenisca Eerea y un Gabbro

Roca	Resistencia en compresión simple (lb./pulg. ²)		
	Tiempo a la falla = 30 seg	Tiempo a la falla = 0.02 seg	Incremento a resistencia (%)
Arenisca Eerea	8 000	12 000	50
Gabbro	31 000	40 000	30

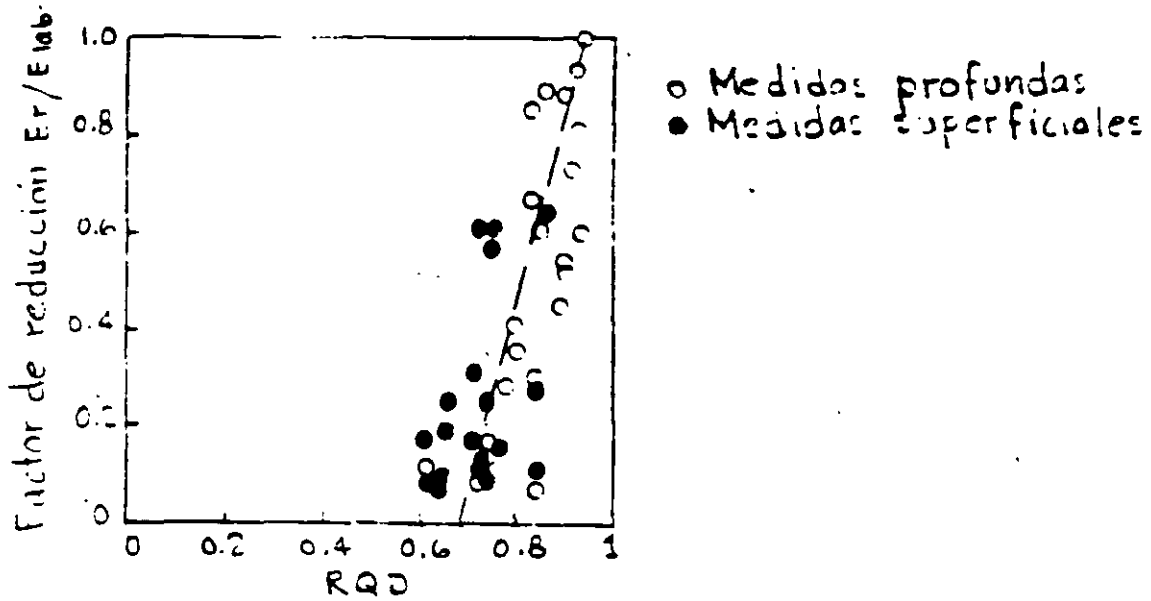
En el concreto simple sucede lo mismo, al incrementar la velocidad de carga, la resistencia y el módulo elástico aumentan y la deformación unitaria disminuye. Resultados similares se han obtenido en rocas carbonatadas de manera que pueden esperarse este mismo efecto en otros tipos de rocas. Werker y Watstein encuentran diferencias despreciables en resistencia variando la velocidad de carga entre 10 y 105 lb./pulg.²/seg, por lo que se ha considerado que este tipo de pruebas se realiza con velocidades de carga comprendidas entre esos límites.

2.3 Propiedades ingenieriles de la roca "in situ"

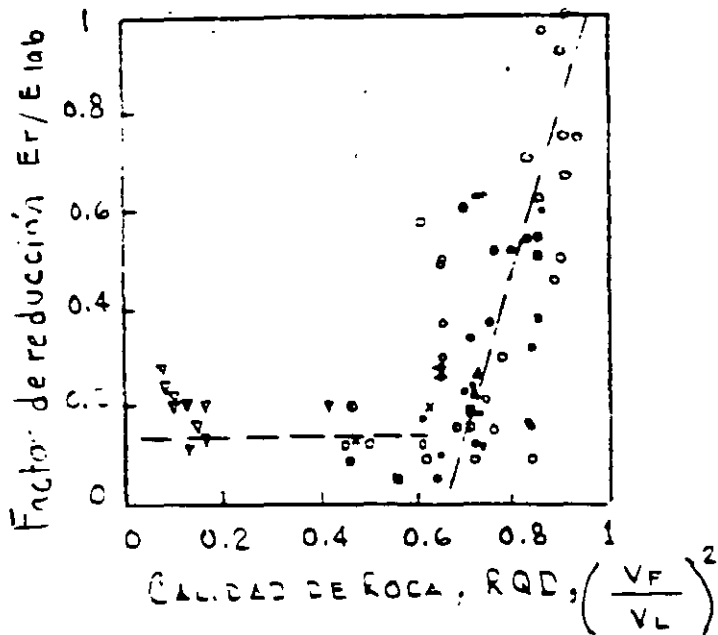
En la Fig. se presenta la variación del factor de reducción contra calidad de la roca (RQD) a partir de pruebas de placa flexible de 34" de diámetro en granitos de la Presa Dworsnak, considerando al factor de reducción como la relación entre módulos elásticos de campo y laboratorio.

Se observa que los módulos de deformación son consistentemente más altos con la profundidad que los más superficiales, y que a mayor calidad de roca el factor de reducción va aproximándose a la unidad.

En la Fig. se presenta la variación entre la calidad de roca, RQD, $(V_f/V_L)^2$ contra el factor de reducción observándose que para valores de RQD menores de 65% el factor de reducción varía más o menos entre 0.1 y 0.2 y que para valores de RQD mayores de 65% se tiene una relación lineal con el factor de reducción. Para valores de RQD entre 90 y 100% el factor de reducción varía entre 0.8 y 1.



VARIACION DEL FACTOR DE REDUCCION CONTRA CALIDAD DE LA
ROCA (RQD) EN PRUEBAS DE PLACA Ø 34" EN GRANITOS DE
LA PRESA DWORSKA



REF: ROCK MECHANICS
Stagg u Zienkiewicz
Ed. John Wiley & Sons 1968

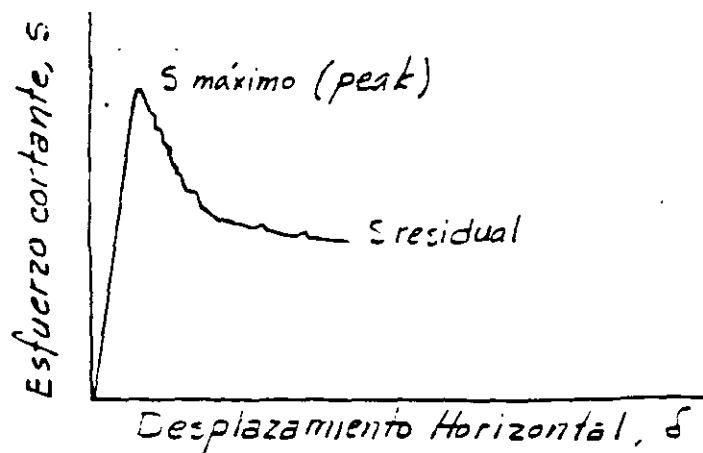
179

160

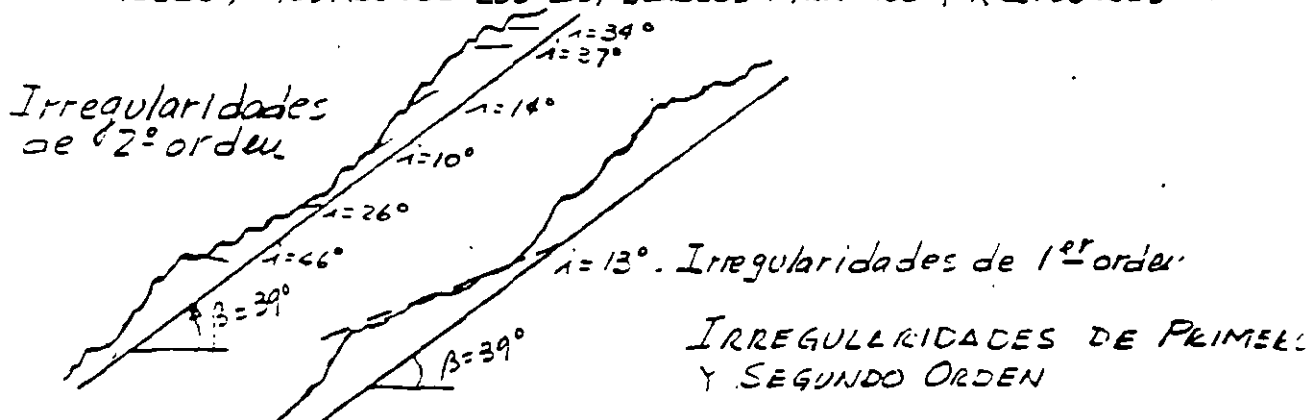
2.3.1. Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante "in situ" depende de los siguientes factores: a) del material de relleno b) del espesor de la fractura c) de la irregularidad del plano de falla y d) de las irregularidades secundarias del plano de falla.

A continuación se presenta una gráfica típica de esfuerzo cortante - desplazamiento, obtenida en ensayos de campo

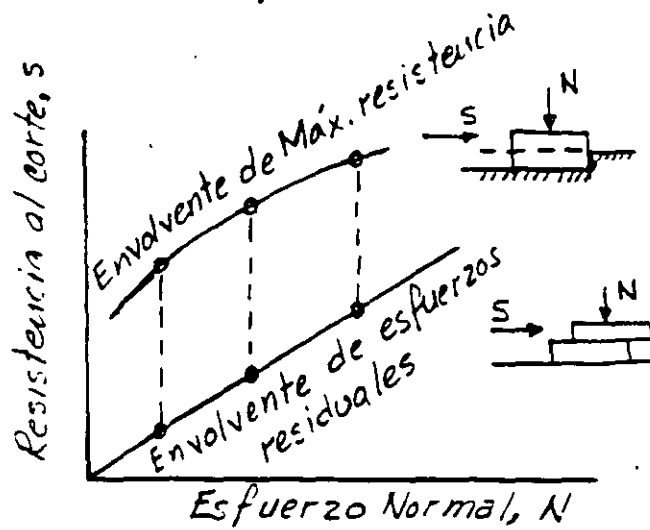


RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, MOSTRANDO LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Y RESIDUALES

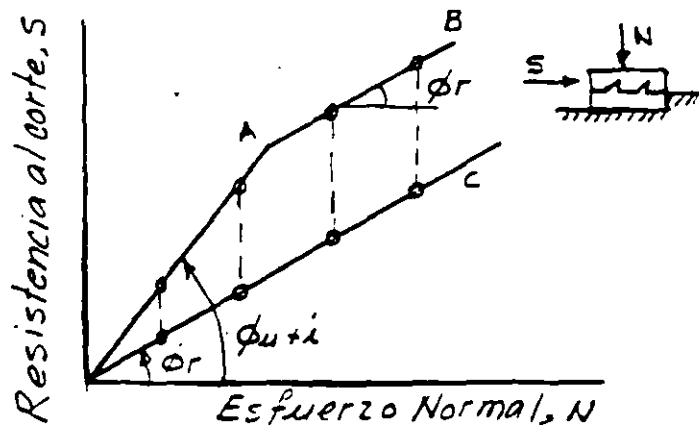


Se ha obtenido por F.D. Patton, que $\alpha = \pm 10$ a 15° como compo-

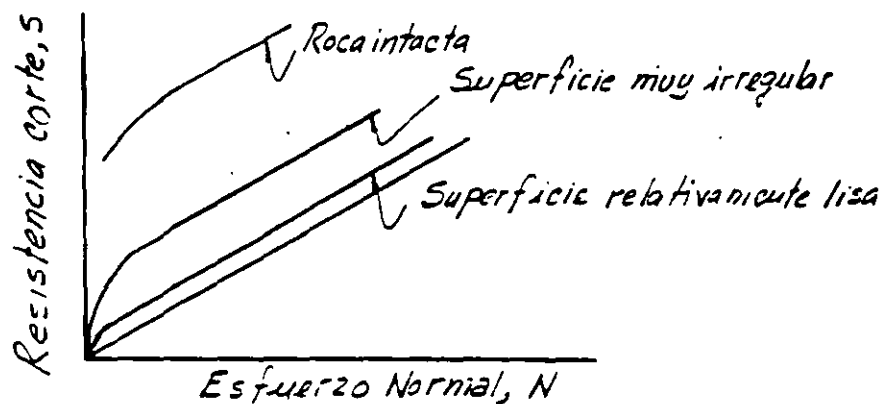
Efecto de las irregularidades del plano de falla.



ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS Y RESIDUALES PELA Roca INTACTA



ENVOLVENTES DE FALLA PARA SUPERFICIES IRREGULARES



ENVOLVENTES DE FALLA COMUNES PARA MACIZOS ROCOSOS

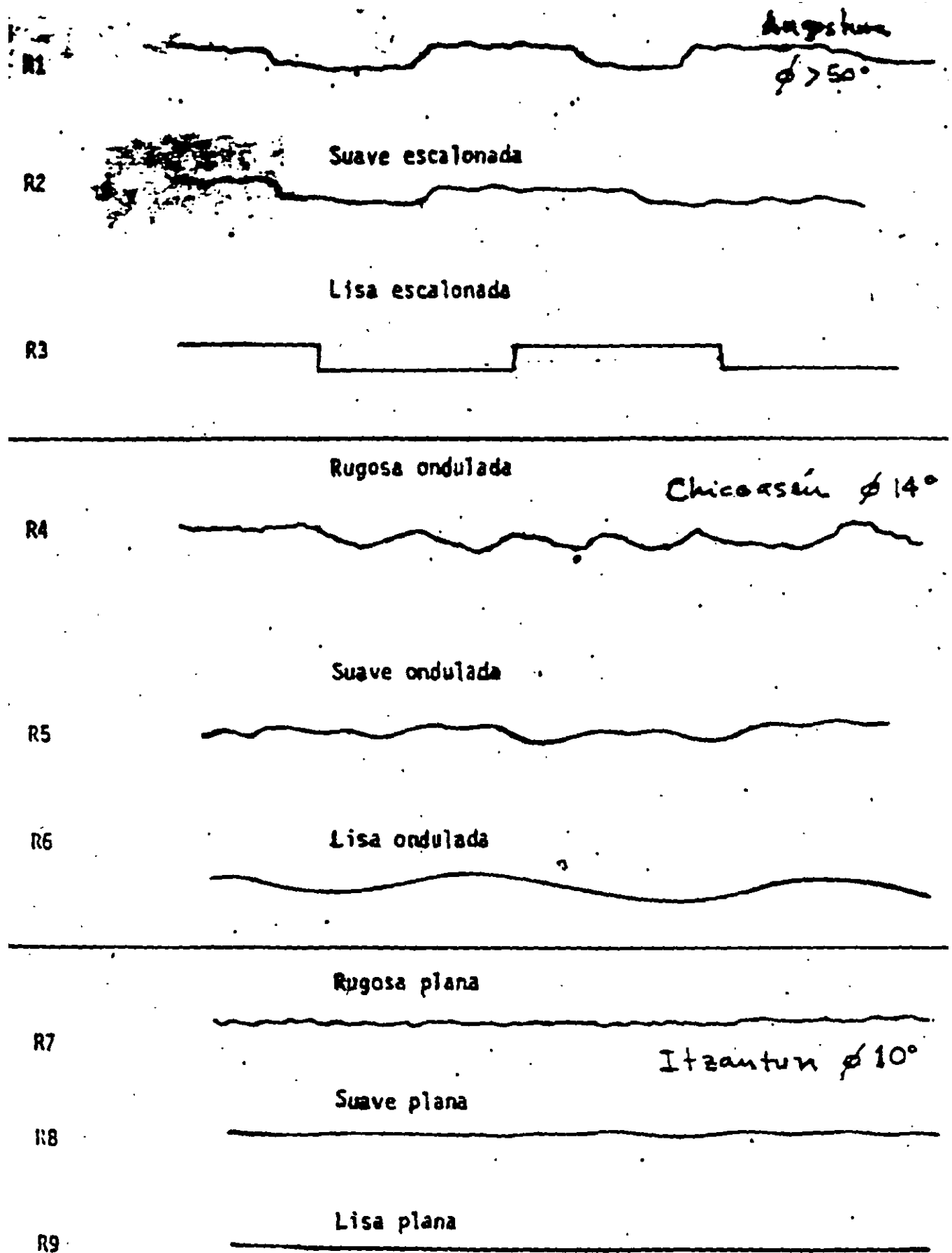


FIGURA N° .- JUNTAS RUGOSAS CERRADAS.

USO DE EXPLOSIVOS EN ROCA

ANTECEDENTES

El uso de los explosivos es más una técnica que una ciencia. Hasta ahora el método más económico para fragmentar la roca es mediante el uso de explosivos.

La teoría está soportada por la práctica de tal manera que el diseño de voladuras se realiza más por la relación entre parámetros que mediante fórmulas teóricas por ejemplo: la relación entre el diámetro y el bordo. Es necesario comprender como trabaja el explosivo en la roca, para lo cual se requiere del conocimiento de las propiedades de los dos elementos, la roca y los explosivos.

En relación a la roca se puede decir lo siguiente:

- Calidad. - Tenemos una gran variedad en la calidad de los macizos rocosos en función de su estructura, y resistencia (caracterización del macizo rocoso). Este término de calidad involucra muchas propiedades del macizo rocoso p. ej. - velocidad de transmisión de ondas de compresión P, resistencia en compresión simple, densidad, dureza, anisotropía, homogeneidad, flujo de agua, temperatura y estado de esfuerzos interno son algunas de las propiedades más importantes de las rocas para su utilización en el diseño de voladuras.

Mecanismo de fragmentación :

En todos los tipos de roca tenemos que la resistencia en compresión simple es mucho mayor que la resistencia en tensión, cortante o flexión. (Del orden de 10 veces para tensión y cortante y 4.5 veces para flexión)

De acuerdo con lo anterior los mecanismos de fragmentación están diseñados para romper la roca por tensión, corte y flexión más que por compresión.

Cuando existe una cara libre se produce el fenómeno de reflexión y refracción de las ondas de choque de compresión o primarias P creándose vibraciones de alta frecuencia (150 a 200 c.p.s.) que dan lugar a impactos de tensión intermitentes por razón de la fuerza centrífuga hasta que estas fuerzas de inercia vencen la resistencia a la tensión de la roca y entonces se produce el desprendimiento de fragmentos de roca a partir de la periferie hacia el centro.

Por otro lado, las fracturas de tensión en el cilindro de pared gruesa avanzan y los gases penetran en ellas produciendo el desplazamiento de los fragmentos de roca. También se produce un efecto combinado, semejante a una viga con un apoyo empotrado y otro libre bajo la carga de presión producida por el explosivo.

En relación al explosivo se tiene que la generación de la explosión o voladura ocurre por oxidación o reducción de combustible a alta presión.

Durante esta reacción se producen temperaturas de 5000°C y gases a presiones muy altas que varían entre 15 000 y 150 000 kg/cm^2 .

Esta presión se produce súbitamente en forma de impacto, propagándose las ondas de choque a velocidades entre 2000 y 7000 m/seg .

El trabajo realizado por 1 kg de TOVEX es de 580 $\text{ton}\cdot\text{m}/\text{seg}$ o sea que puede levantar 1 ton a una altura de 580m en un segundo, equivalente a 5800 KW. y 100 kg a 580000 KW.

INGREDIENTES Y COMPOSICION DE LOS EXPLOSIVOS

La mayor parte de los explosivos comerciales son mezclas de compuestos que contienen 4 elementos básicos: Carbono, Hidrógeno, Nitrógeno y oxígeno.

Otros compuestos con elementos tales como: sodio, aluminio y calcio se incluyen para producir ciertos efectos deseados.

Como regla general estos componentes deben dar un balance de oxígeno correcto.

Esto significa que durante la reacción todo el oxígeno disponible en la mezcla reacciona solamente para formar vapor de agua (H_2O) y que con el carbón reaccione para formar únicamente bióxido de carbono (CO_2) en forma de gas y el nitrógeno quede libre formando solo gas nitrógeno (N_2).

Cuando hay otros elementos además de los cuatro básicos p.ej. sodio, deberá incluirse suficiente oxígeno adicional para lograr una combinación balanceada.

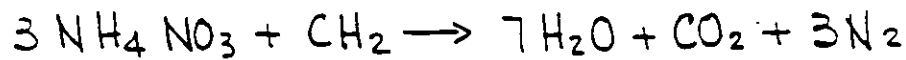
Cuando hay exceso de oxígeno disponible se producen gases altamente venenosos como los gases nitrosos NO ó NO_2 . (óxidos de nitrógeno). Estos gases son fácilmente detectables por su olor y color café-rojizo.

Por otro lado, si estamos en defecto de oxígeno se forma el mortal gas monóxido de carbono (CO) el cual desafortunadamente no es detectado por olor ni color.

Además de la formación de gases venenosos por exceso o deficiencia de oxígeno se produce una disminución de temperatura con una consecuente reducción en la presión de los gases producidos.

Para ilustrar los efectos del balance de oxígeno en el AN-FO (nitrato de amonio - aceite combustible) como agente explosivo tenemos:

1. Oxígeno balanceado:

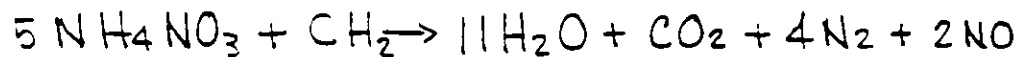


$$3(80) \quad + \quad 14$$

$$\frac{240}{254} = 94.5\% \quad ; \quad \frac{14}{254} = 5.5\% \Rightarrow 0.94 \text{ K cal/gr}$$

Nitrato de amonio + Aceite combustible (diesel)

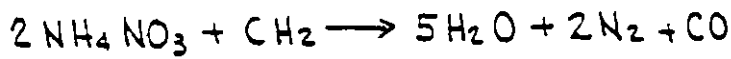
2. Oxígeno en exceso : (positivo)



$$96.6\% + 3.4\% \rightarrow 0.61 \text{ K cal/gr}$$

Además de que se produce menor temperatura y presión se produce gas nitroso (NO) que es un gas venenoso.

3.- Oxígeno deficiente: (negativo)

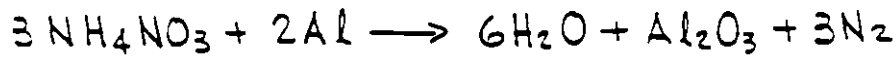


$$92\% \quad 8\% \longrightarrow 0.82 \text{ Kcal/gr}$$

Se tiene menor temperatura y presión y se produce monóxido de carbono (CO) que es mortal.

La reacción química más eficiente para el ANFO es 94% de nitrato de amonio y 6% de aceite combustible diesel.

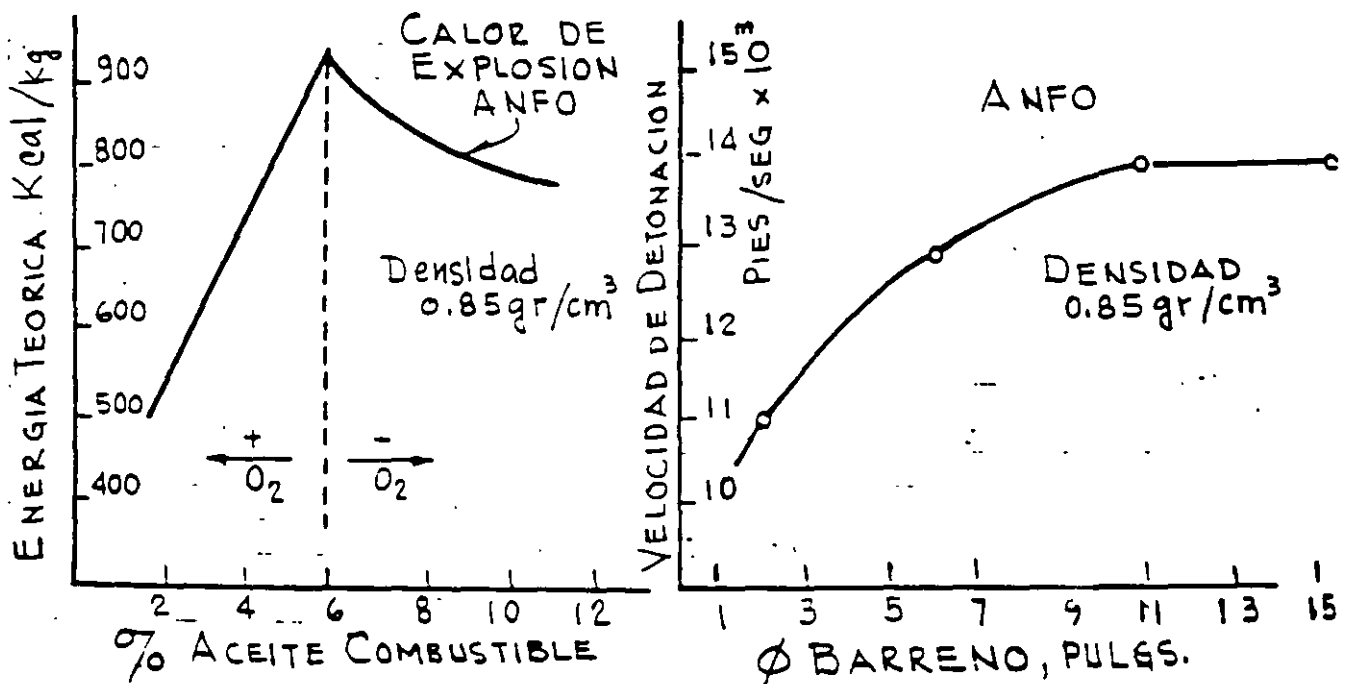
Se pueden producir otros agentes explosivos más potentes p.ej. utilizando aluminio:



$$240 \quad 2(27)$$

$$81.5\% \quad 18.5\% \longrightarrow 1.55 \text{ Kcal/gr}$$

La desventaja de este compuesto para uso comercial es su alto costo. Se usa solo para explosivos militares.



CLASIFICACION DE LOS EXPLOSIVOS.

Los ingredientes usados en la fabricación de explosivos se definen como: explosivos bases, oxidantes, antiácidos y absorbentes.

Un explosivo base es un sólido o líquido que bajo la acción de suficiente calor o impacto se transforma en un producto gaseoso con acompañamiento de energía calorífica.

Los combustibles y oxidantes se agregan para lograr el balance del oxígeno.

Un antiácido se agrega para incrementar la estabilidad en almacenaje y un absorbente se agrega para absorber o proteger los explosivos bases.

Un agente explosivo es cualquier material o mezcla compuesto por un combustible y un oxidante de tal modo que ninguno de sus ingredientes sea explosivo base.

En este caso la mezcla ANFO no puede ser detonado por un estopín N°8 que contiene 2 gr de una mezcla de 80% de fulminato de mercurio y 20% de clorato de ^{grante} potasio. El ANFO tiene baja resistencia al agua y es defla-

La adición de un ingrediente explosivo como el TNT cambia la clasificación de la mezcla de agente explosivo a explosivo.

Los agentes explosivos pueden ser clasificados como = agentes explosivos secos - o - agentes explosivos "slurry". El ANFO (agente explosivo seco) se inició en 1950.

Hidrogeles..

Los hidrogeles son los explosivos más recientemente desarrollados y actualmente son los más utilizados. Se fabrican en formulaciones tanto de agentes explosivos como de explosivos.

Contienen alta proporción de nitrato de amonio parte del cual está en solución acuosa y dependiendo del resto de los ingredientes puede ser clasificado como agente explosivo o explosivo.

Los agentes explosivos contienen ingredientes no sensibilizadores como aceite combustible, carbón, azufre o aluminio. y no constituyen cápsulas-sensitivas, mientras que los explosivos hidrogeles si contienen ingredientes como TNT que los transforma en cápsulas-sensitivas, el TNT solo es una cápsula-sensitiva.

Las mezclas del nitrato de amonio y los aceites o los sensibilizadores se espesan o gelatifican con gomas para proporcionar resistencia al agua.

Los hidrogeles son más seguros y no detonan al barrerlos sobre ellos, lo cual no sucede con las gelatinas.

Dinamita pura

La dinamita pura esta compuesta por: Nitroglicerina (NG) y Silice (SiO_2) en proporción 50% (NG) y 50% (SiO_2) hasta 25% (NG) y 75% (SiO_2). Normalmente se fabrica en 20 a 60% (NG) y 40 a 80% (NS) + C donde NS = Nitrostarch. (Kieselgur o tierra de diatomeas o infusorios).

TABLA I.- INGREDIENTES USADOS EN LOS EXPLOSIVOS

INGREDIENTE	FORMULA	FUNCION
Nitroglicerina (NG)	$C_3H_5(NO_3)_3$	Explosivo base
Trinitrotolueno (TNT)	$C_6H_2CH_3(NO_2)_3$	Idem
Dinitrotolueno (DNT)	$C_7H_7N_2O_4$	Idem
Glicol de etileno dinitrato (EGDN)	$C_2H_4(NO_3)_2$	Idem, anticongelante
Nitrocelulosa	$C_6H_7(NO_3)_3O_2$	Idem, gelatilizante
Nitrato de amonio (NA)	NH_4NO_3	Idem + oxidante
Clorato de potasio	$KClO_3$	Idem + oxidante
Perclorato de potasio	$KClO_4$	Idem + oxidante
Nitrato de sodio (SN)	$NaNO_3$	Oxidante, reduce congelación
Nitrato de potasio	KNO_3	Oxidante
Pulpa de madera	$C_6H_{10}O_5$	Absorbente, combustible
Aceite combustible	CH_2	Combustible
Parafina	CH_2	Idem
Aceite para lámpara	C	Idem
Gis	$CaCO_3$	Antiacido-estabilizador
Oxido de zinc	ZnO	Idem
Aluminio (metal)	Al	Catalizador
Magnesio (metal)	Mg	Catalizador
Kieselgur	SiO_2	Absorbente anti-cake diatomeas o infusorios
Oxígeno líquido	O_2	Oxidante
Azufre	S	Combustible
Sal	$NaCl$	Antiinflamante
Compuestos orgánicos nitrosos.		Explosivo base, sensibilizadores, anticake.

TABLA 2.- ENERGIA CALORIFICA (Q) PARA ALGUNOS EXPLOSIVOS

EXPLOSIVO	DENSIDAD	Q (cal/gr)
Nitroglicerina (NG)	1.6	1420
PETN	1.6	1400
Pentaeritritetetrinitrato		
RDX	1.6	1320
Compuesto B	1.6	1140
Tetrit	1.6	1010
NG, Gelatina 40%	1.5	820
Slurry (TNT-AN-H ₂ O) 20-65-15	1.5	770
NG, Gelatina 100%	1.4	1400
NG, Gelatina 75%	1.4	1150
AN, Gelatina 75%	1.4	990
NG, dinamita 40%	1.4	930 ←
AN, gelatina 40%	1.4	800
NG, dinamita 60%	1.3	990
PETN	1.2	1200
Semigelatina	1.2	940
Dinamita extra 60%	1.2	980
Amatol, 50/50	1.1	890
RDX	1.0	1280
DNT	1.0	960
TNT-AN (50-50)	1.0	900
TNT	1.0	870
ANFO (94-6)	0.9	890
AN	0.8	250

Pólvora negra.. Es el explosivo comercial más antiguo. Originalmente era una mezcla de nitrato de potasio, carbón vegetal y azufre, ahora se usa nitrato de sodio en lugar del nitrato de potasio.

Composición:

Nitrato de potasio	75 %
Carbón vegetal	15 %
Azufre	10 %

Cuando se usa nitrato de sodio se disminuye un poco su porcentaje aumentando el carbón y el azufre

Tiene propiedades indeseables para su uso razón por la que ha sido sustituida.

Es extremadamente sensible al deflagarse o quemarse explotando a baja velocidad (1300 pies/seg)

Se usa en forma limitada en rocas blandas en canteras -

VELOCIDAD DE DETONACION

La propiedad sola más importante a considerar al evaluar la potencia de un explosivo es su velocidad sónica y puede ser confinada o no confinada.

La velocidad de detonación confinada es una medida de la velocidad con que viaja las ondas de compresión a través de una columna de explosivo dentro de un barrido u otro espacio confinado mientras que la velocidad no confinada se obtiene cuando se detona el explosivo a cielo abierto.

Como los explosivos se usan con cierto grado de confinamiento es más significativa la velocidad confinada.

La velocidad de detonación confinada en los explosivos comerciales varía entre 5000 y 25000 pies/seg.

Las velocidades no confinadas son del orden de 70 a 80% de la velocidad confinada.

PRESION DE DETONACION

La presión de detonación es una función de la velocidad de detonación y de la densidad del explosivo.

Usualmente no se menciona como una propiedad pero es muy importante en la selección del explosivo. Cuando se tiene una cara libre se producen esfuerzos por impulso que son reflejados en la roca y son parte importante del mecanismo de rotura y de fragmentación.

La detonación ideal de los explosivos comerciales deben producir vapor de agua, bióxido de carbono y nitrógeno. Sin embargo gases venenosos como el monóxido de carbono y óxidos de nitrógeno (gases nitrosos) se forman muchas veces. En excavaciones a cielo abierto los gases venenosos no son importantes, por lo contrario en excavaciones subterráneas hay que tener cuidado con ellos.

CRITERIOS PARA SELECCION DE UN EXPLOSIVO

Para cada sitio habrá un explosivo que proporcione los mejores resultados.

La selección del tipo más adecuado está en función de las propiedades geomecánicas de la roca como son: estructura, dureza, densidad, resistencia, humedad, ventilación, etc. y de la fragmentación obtenida, altura y proyección del banco.

En rocas duras y densas como la Tacanita y los Grauitos un explosivo de alta velocidad tendrá buenos resultados sin embargo posiblemente el ANFO también diera buen resultado y es más económico.

En rocas blandas deben usarse explosivos de bajas velocidades. ejemplo: Caliches y basaltos vesiculares.

En general la velocidad de detonación debe ser igual a la velocidad sísmica del macizo rocoso. (velocidad de las ondas P de compresión o primarias)

La relación entre la velocidad de detonación, la densidad y la presión de detonación es compleja.

La siguiente expresión es una de las aproximaciones obtenidas:

$$P = \frac{4.18 \times 10^{-7} DC^2}{1 + 0.8D}$$

en donde: P = presión de detonación en, kbar

$$1 \text{ kbar} = 14\,504 \text{ lb/pulg}^2$$

D = densidad

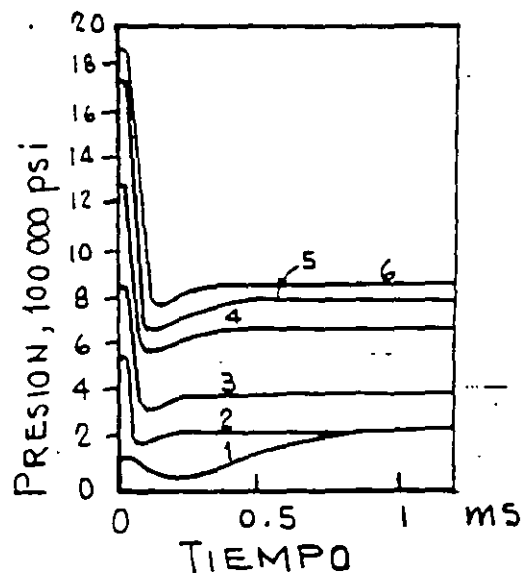
C = Velocidad de detonación en pies/seg

Hay que distinguir entre presión de detonación y presión de ignición o de explosión.

La presión de ignición o explosión es la que produce el choque o impacto y tiene un valor del doble de la presión de detonación. Esta presión de choque o ignición se caracteriza por una onda muy puntiaguda frente a la cual toda la materia es ionizada y pulverizada

- 1.. ANFO-94/6 Granulado
- 2.. ANFO-94/6 Fino
- 3.. AN-Dinamita 60%
- 4.. NG-Dinamita 60%
- 5.. TNT-AN-H₂O-20/65/15
- 6.. AN-GELATINA, 75%

CURVAS DE PRESION CALCULADA
BAJO CONFINAMIENTO PERFECTO



PROPIEDADES DE DINAMITAS PURAS
DE NITROGLICERINA

PORCIENTO EN PESO	DENSIDAD	VELOCIDAD CONFINADA pies/seg	RESISTENCIA DEL AGUA	CALIDAD DE GASES
60	1.3	19,000	Buena	Pobre
50	1.4	17,000	Regular	Pobre
→ 40	1.4	14,000	Regular	Pobre
30	1.4	11,000	Pobre	Pobre
20	1.4	9,000	Pobre	Pobre

COMPOSICION DE LAS DINAMITAS PURAS
DE NITROGLICERINA

COMPONENTES	PORCENTAJE EN PESO				
	20	30	40	50	60
NITROGLICERINA	20.2	29.0	39.0	49.0	56.8
NITRATO DE SODIO	59.3	53.3	45.5	34.4	22.6
ACEITE VEGETAL	15.4	13.7	13.8	14.6	18.2
AZUFRE	2.9	2.0	-	-	-
ANTIACIDO	1.3	1.0	.8	1.1	1.2
HUMEDAD	.9	1.0	.9	.9	1.2

177



NUMERO DE CARTUCHOS POR CAJA DE 25 KGS.

DIAMETRO	LONGITUD DE CARTUCHO		
	203 mm (8")	305 mm (12")*	406 mm (16")*
25 mm. (1")	209	139	105
29 mm (1 1/8")	165	110	83
32 mm (1 1/4")	137	90	68

*Longitud máxima

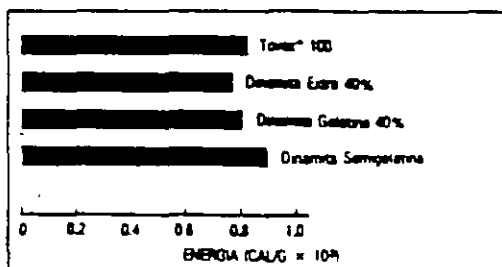
Gases tóxicos. Mínimos, clase 1

Requisitos de cebado:

Un fulminante ordinario No. 6. Por las características de ruptura del material de la envoltura, para introducir el detonador dentro del cartucho, se recomienda hacer la perforación en un extremo frontal junto al cierre metálico. No se recomienda perforar lateralmente el cartucho. Es indispensable asegurar que en el manejo del cartucho cebado, el detonador no se saiga del cartucho.

Densidad: 1.10 gms/cc.

Energía



Velocidad

DIAMETRO	M/SEG	PIES/SEG
32 mm (1 1/4")	4050	13300

Resistencia al agua: Excelente. Sin envoltura, sumergido en agua, mantiene sus óptimas velocidad y energía

ventajas:

1. Cargado: TOVEX 100 es sensible a la cápsula. Se ceba y se carga de manera similar a las dinamitas. Su habilidad de compactación proporciona el máximo acoplamiento al barreno y la máxima densidad de carga. Basta un leve empuje del atacador para llenar el barreno.
2. Plasteo y Moneo: Superiormente efectivo para ambas operaciones. Excelentes plasticidad y adherencia.
3. Gases Tóxicos y Humos: Mínimos, clase 1.
4. Propagación Entre Barrenos: Los hidrogeles TOVEX están diseñados para minimizar la propagación entre barrenos. Todo sistema de retardo para aumentar la fragmentación y para reducir la vibración funcionará apropiadamente.

Esta información y sugerencia están basadas en el experimento de Du Pont, S.A. de C.V. y no representan una garantía del servicio a sus consumidores. Se advierte que los productos explosivos serán usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para evitar, sobre todo, el riesgo que acompaña su uso. La compañía Du Pont no garantiza resultados favorables ni asume responsabilidad alguna por cuanto a la interpretación de sus sugerencias. Esta información no se ofrece como autorización para usar o valorar cualquier sistema existente.

DU PONT, S.A. DE C.V. DEPARTAMENTO DE EXPLOSIVOS
HOMERO No. 206 MEXICO S. D.F. TEL. 250-90-33

128

16

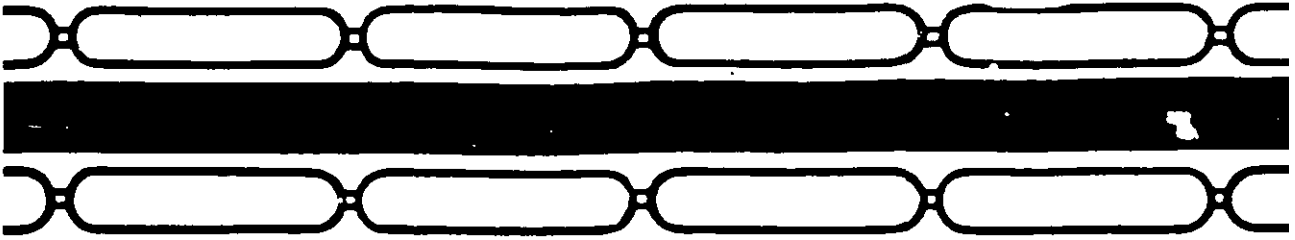
PROPIEDADES DE DINAMITAS DE AMONIO
DE ALTA DENSIDAD

PORCIENTO EN PESO	DENSIDAD	VELOCIDAD CONFINADA pies/seg	RESISTENCIA DEL AGUA	CALIDAD DE GASES
60	1.3	12,500	Regular	Buena
50	1.3	11,500	Regular	Buena
40	1.3	10,500	Regular	Buena
30	1.3	9,000	Regular	Buena
20	1.3	8,000	Regular	Buena

COMPOSICION DE LAS DINAMITAS DE AMONIO
DE ALTA DENSIDAD

COMPONENTES	PORCENTAJE EN PESO				
	20	30	40	50	60
NITROGLICERINA	12.0	12.6	16.5	16.7	22.5
NITRATO DE SODIO	57.3	46.2	37.5	25.1	15.2
NITRATO DE AMONIO	11.8	25.1	31.4	43.1	50.3
ACEITE VEGETAL	10.2	8.8	9.2	10.0	8.6
AZUFRE	6.7	5.4	3.6	3.4	1.6
ANTIACIDO	1.2	1.1	1.1	.8	1.1
HUMEDAD	.8	.8	.7	.9	.7

179



ventajas:

1. **Sensible al fulminante.** No requiere cebo suplementario.
2. **Versatilidad.** Adecuado para uso en barrenaciones de diámetro intermedia (desde 50 mm hasta 150 mm) en operaciones subterráneas y de superficie. Excelente para piasteo.
3. **Carga.** La variedad de diámetro en que es obtenible permite gran flexibilidad al diseño de voladuras y al cargado de barrenos.
4. **Gases tóxicos.** - Mínima producción de gases tóxicos y humo.
5. **Seguridad incrementada.** Menos sensibilidad al impacto, al golpe y al fuego.
6. **Resistencia al Agua.** Excelente. Superior a la de los explosivos tradicionales.
7. **Propagación entre Barrenos.** Está diseñado para minimizar la propagación entre barrenos en plantillas normales; por lo tanto, todo diseño de retardos con el fin de mejorar la fragmentación y de reducir la vibración, funcionará más apropiadamente.

Estas informaciones y sugerencias están basadas en la experiencia de Du Pont, S.A. de C.V. y se ofrecen como parte del servicio a sus consumidores. Se presupone que los productos explosivos serán usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompaña su uso. La compañía Du Pont no garantiza resultados favorables ni asume responsabilidad alguna por cuanto a la interpretación de sus sugerencias. Esta información no se ofrece como autorización para usar o votar cualquier patente existente.

DU PONT, S.A. DE C.V. DEPARTAMENTO DE EXPLOSIVOS
HOMERO 206 MEXICO 5, D.F. TEL: 250-90-33

INICIACION

El iniciador o cebo recomendado para detonar el Super Mexamon* D debe ser un explosivo potente y vivo, tal como: 1) Tovex 100 y 2) Tovex 700. El cebo de iniciación debe constituir un 15%.

Aproximadamente, en peso, del total de la carga explosiva en el barrenado. En barrenos largos es recomendable usar más de 1 cebo de iniciación y cordón detonante "Primacord" o "E-Card" a lo largo del barrenado, distribuyendo los cebos a intervalos máximos de 5 metros; es decir, debe distribuirse el cebo total a intervalos a lo largo del barrenado dejando siempre en el fondo la mayor cantidad del cebo iniciador.

CARGA

En operaciones a cielo abierto, Super Mexamon* D puede cargarse por gravedad, vaciado. La tabla a continuación muestra aproximadamente las libras por metro lineal de barrenos de varios diámetros.

Diámetro Barreno cms. (pulg.)	Kg. por Metro Lineal de Barreno
2.54 (1)	0.329
5.08 (2)	1.318
7.62 (3)	2.964
10.16 (4)	5.270
12.70 (5)	8.234
15.24 (6)	11.857

ALMACENAMIENTO

Super Mexamon* D debe almacenarse considerándolo para el caso, como cualquier otro explosivo. Es aconsejable dar rotación a las existencias almacenadas, usando siempre primero el material más antiguo.

EMPAQUE

Super Mexamon* D se envasa en bolsas de papel multicapas con forro interior de polietileno. Cada saco contiene 25 Kgs. netos.

Estas informaciones y sugerencias están basadas en la experiencia de Dupont S.A. de C.V. y se ofrecen como parte del servicio a sus consumidores. Se presupone que los productos explosivos serán usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompaña su uso. La compañía Du Pont no garantiza resultados favorables ni asume responsabilidad alguna por culpa o la interpretación de sus sugerencias. Esta información no se ofrece como autorización para usar o violar cualquier patente existente.

DU PONT, S.A. DE C.V. DEPARTAMENTO DE EXPLOSIVOS
HOMERO 206 MEXICO 5, D.F. TEL: 250-90-33

121

ACCESORIOS

Cápsulas de detonación o estopines.

Los estopines eléctricos son los accesorios más utilizados para iniciar o detonar los explosivos potentes. La cápsula puede insertarse directamente en el cartucho o sujetarse fuertemente al cordón detonante.

Una cápsula eléctrica consiste de dos alambres aislados insertados en una cápsula de metal que están conectados por un delgado filamento de alambre que forma un puente. Este alambre de puente a veces se pinta con una mezcla de fósforo que produce flama como los cerillos.

Cuando se le aplica la corriente eléctrica a los alambres el filamento de puente se calienta e inicia una carga instantáneamente de un explosivo altamente sensible al calor. La explosión del alambre detona una primera carga la cual a su vez detona una carga de un explosivo potente en el fondo de la cápsula tal como PETN ó RDX.

Esta carga de fondo tiene potencia suficiente para detonar una cápsula - explosiva sensitiva o cebo (primer) o bien un cordón detonante

En las cápsulas eléctricas de retardos, un elemento retardante de explosivo en polvo se deposita entre filamento de puente y la carga potente del fondo. Este elemento de retardo está finamente calibrado para dar un intervalo de tiempo específico entre la aplicación de la corriente eléctrica y la detonación de la carga de fondo.

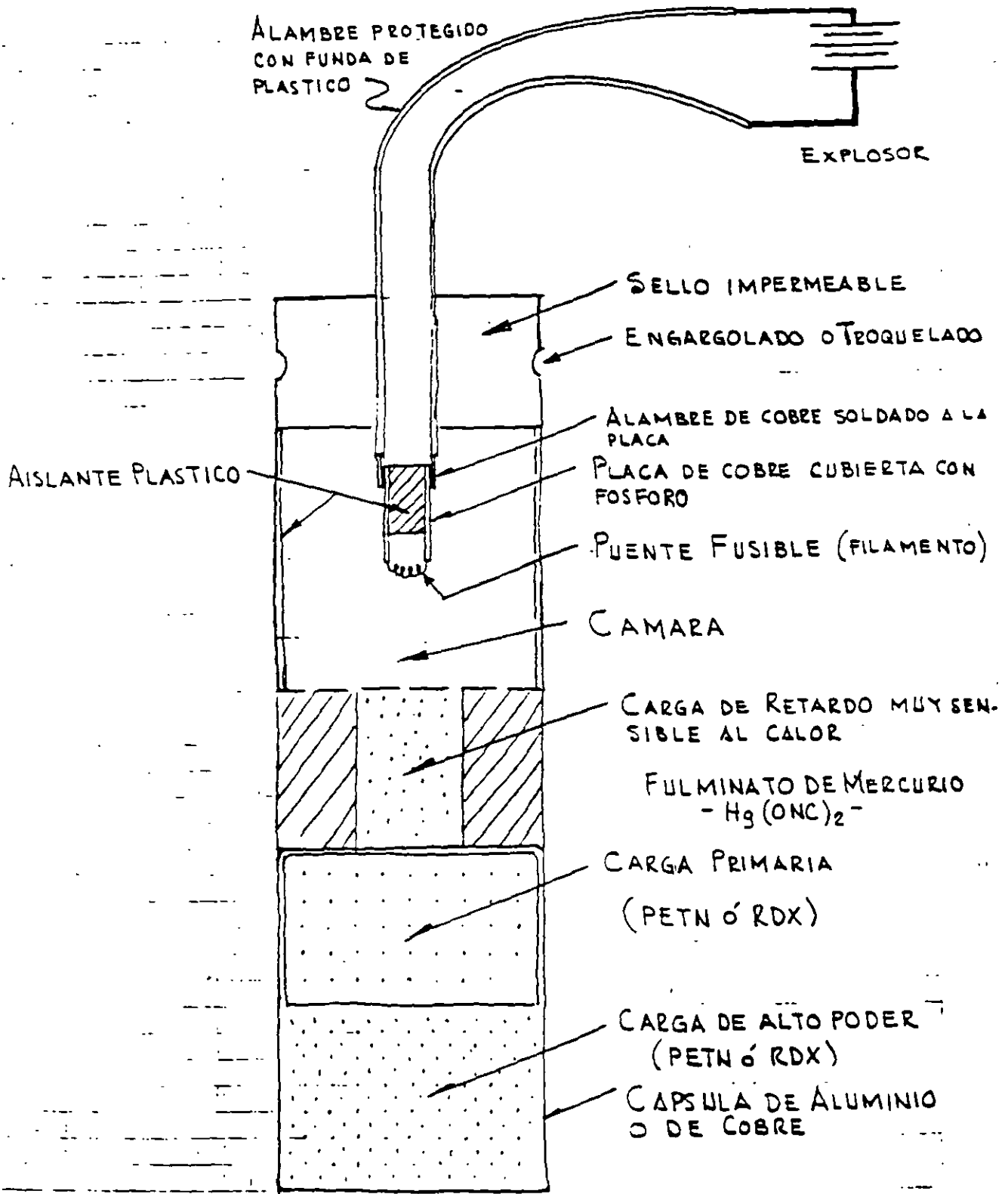
Hay dos series básicas de retardos disponibles: de retardos cortos o milisegundos con incrementos de retardo de 25 ms en el intervalo inferior y 50ms en el intervalo superior; y retardos largos a menudo llamados retardos lentos o simplemente retardos, con incrementos de retardo de 0.5 seg y 1 seg. Con los estopines de milisegundos se produce mejor fragmentación y se reduce la presión de aire y las vibraciones del terreno.

Los estopines de retardo se usan en lumbreras o túneles para dar tiempo suficiente al movimiento de la roca. Probablemente se produce fragmentación más gruesa que la obtenida con milisegundos.

153

CAPSULA ELECTRICA O ESTOPIN

129



Cordón detonante

El cordón detonante consiste de un tubo de plástico resistente al agua que se protege con una cubierta o forro fabricado con una combinación de textiles, plástico y alambre a prueba de agua. Las cubiertas tienen diferentes grados de resistencia a la tensión, abrasión y flexibilidad.

Dentro del tubo de plástico está el núcleo o corazón constituido por un alto explosivo, usualmente PETN.

La cantidad de PETN varía entre 1 gramo/pie a 400 gramos/pie y se produce en diferentes potencias.

Todas las potencias de PETN pueden detonarse con una cápsula eléctrica y su velocidad de detonación es de 21000 pies/seg.

Su notable insensibilidad contra impacto y fricción es ideal para su uso en la línea de encendido y líneas troncales.

Como los estopines eléctricos se sujetan al cordón detonante hasta el final justamente antes de la voladura, la mayor parte de una falla aleatoria por detonación se elimina.

Usualmente se usa el cordón de 25 gramos/pie y el de 50 gr/pie se usa en trabajos especiales.

183

Cordón detonante... continuación

El cordón detonante es un explosivo de alta potencia que explota con una gran producción de aire. Hay que tener cuidado con este efecto.

Un cordón detonante de 25 a 50 gramos/pie detona cualquier cápsula-sensitiva (primer o cabo y cápsulas de alta potencia como son los boosters).

En barrenos profundos y de gran diámetro se usa mucho el cordón detonante combinado con las cápsulas de alta potencia (boosters).

Un cordón detonante de 50 gramos/pie no detona un agente explosivo como el ANFO.

El cordón detonante tiene amplias aplicaciones bajo el agua. Cuando se usa en ambiente húmedo sus extremos deberán protegerse. PETN absorbe lentamente la humedad y puede detonar si se inicia por el extremo seco.

El cordón detonante se acopla mediante "conectores MS" o de milisegundos. Estos conectores contienen un elemento de retardo constituido por un pedazo de cordón detonante. Los conectores más usuales son de 5, 9 y 17 ms.

Los conectores se acoplan con los extremos del cordón detonante a las líneas troncales y permite el uso ilimitado de periodos de retardo.

Es muy útil para disminuir vibraciones detonando un solo barrenos ó en cada retardo, conectados en serie.

Cordón detonante Non-electric. (NONEL)

Este es un cordón detonante muy útil para voladoras subterráneas pues se eliminan las fallas por electricidad estática. También se usa en voladoras a cielo abierto para evitar vibraciones detonando barrenos por barrenos al igual que el cordón detonante y en zonas altas donde se quieren tormentas eléctricas.

El NONEL detona en una sola dirección por lo que hay que tener cuidado en su acoplamiento.

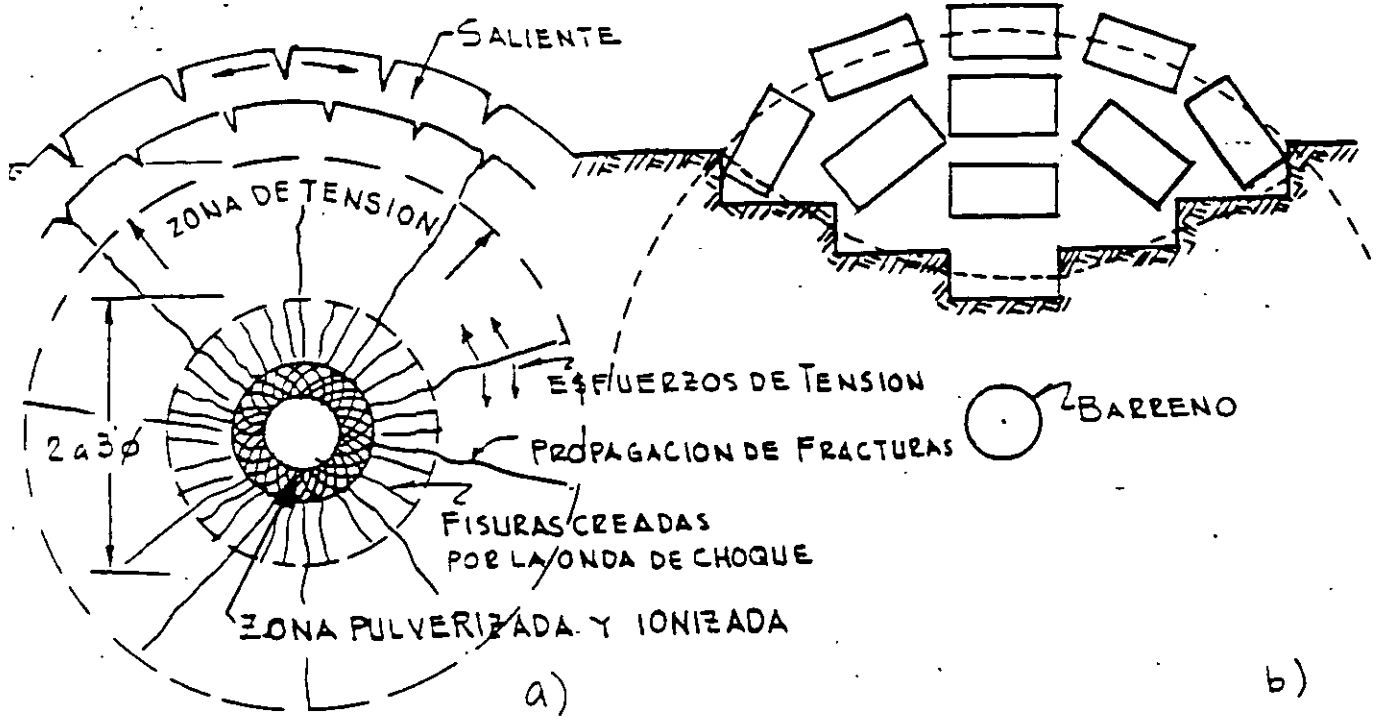
También existen conectores especiales de retardo constituidos por el mismo tubo de NONEL en longitudes de 2 pies con terminales de plástico.

El NONEL tiene una gran resistencia al agua ya que un extremo está sellado contra la cápsula de detonación y el otro está sellado contra una terminal de plástico.

El NONEL no explota, pudiendo sostenerse perfectamente con las manos.

Tiene una velocidad de 9000 pies/seg.

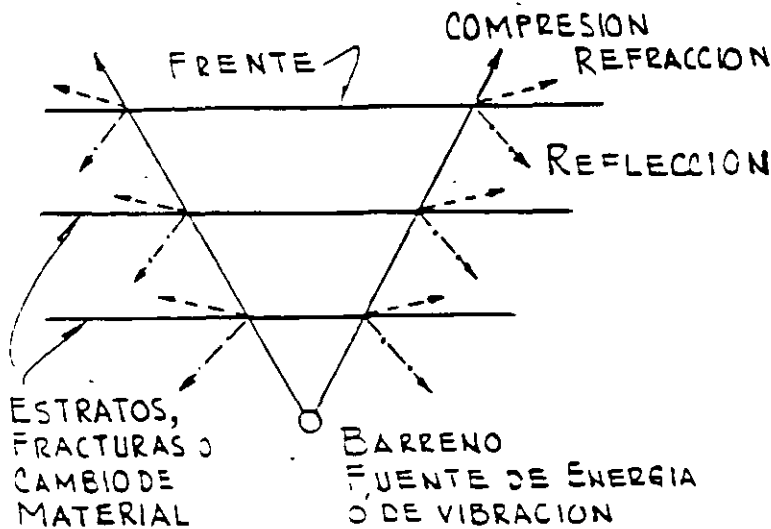
Su composición química es:



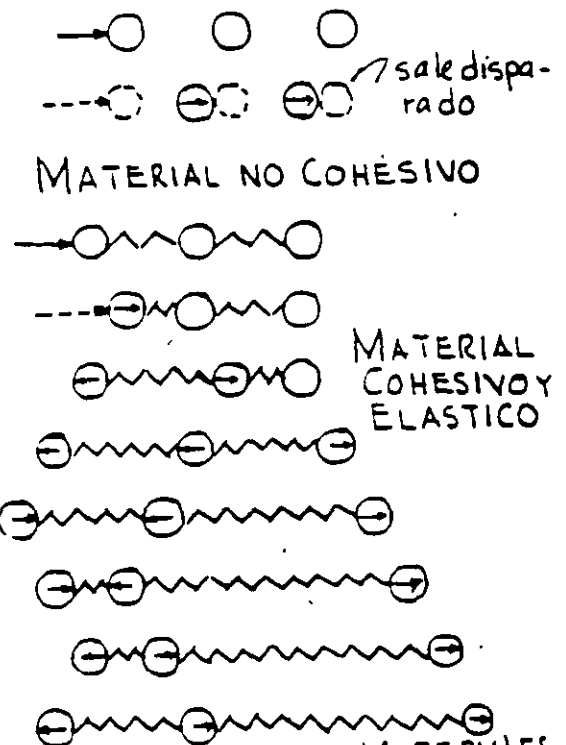
FRAGMENTAS RADIALES

SECUENCIA EN LA FORMACION DEL CRATER

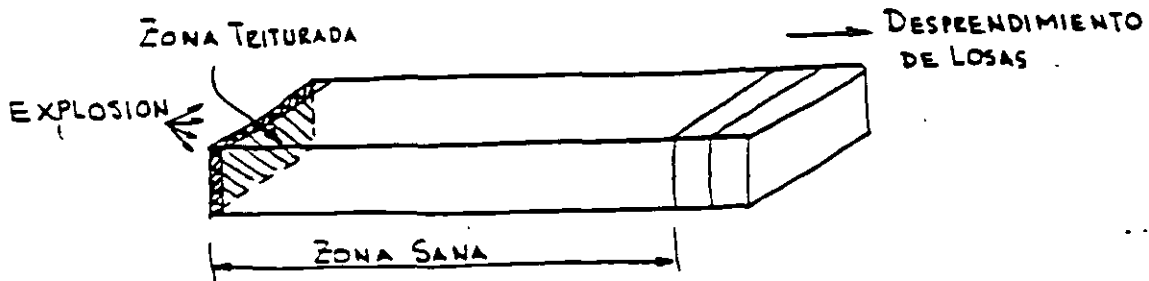
FRAGMENTACION Y DESPLAZAMIENTO = FUERZA - DISTANCIA = TRABAJO



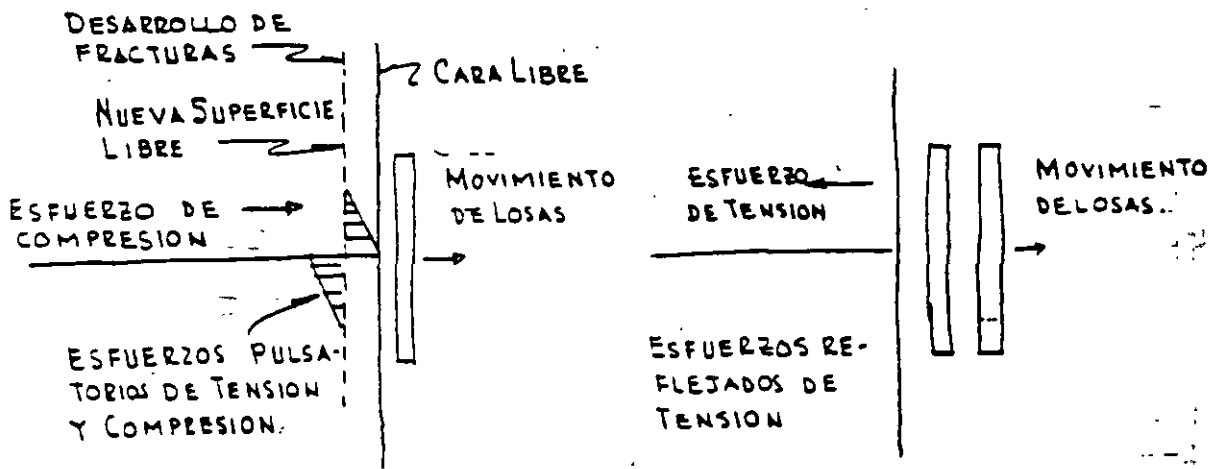
COMPONENTES DE LA ENERGIA POR IMPACTO DEL EXPLOSIVO



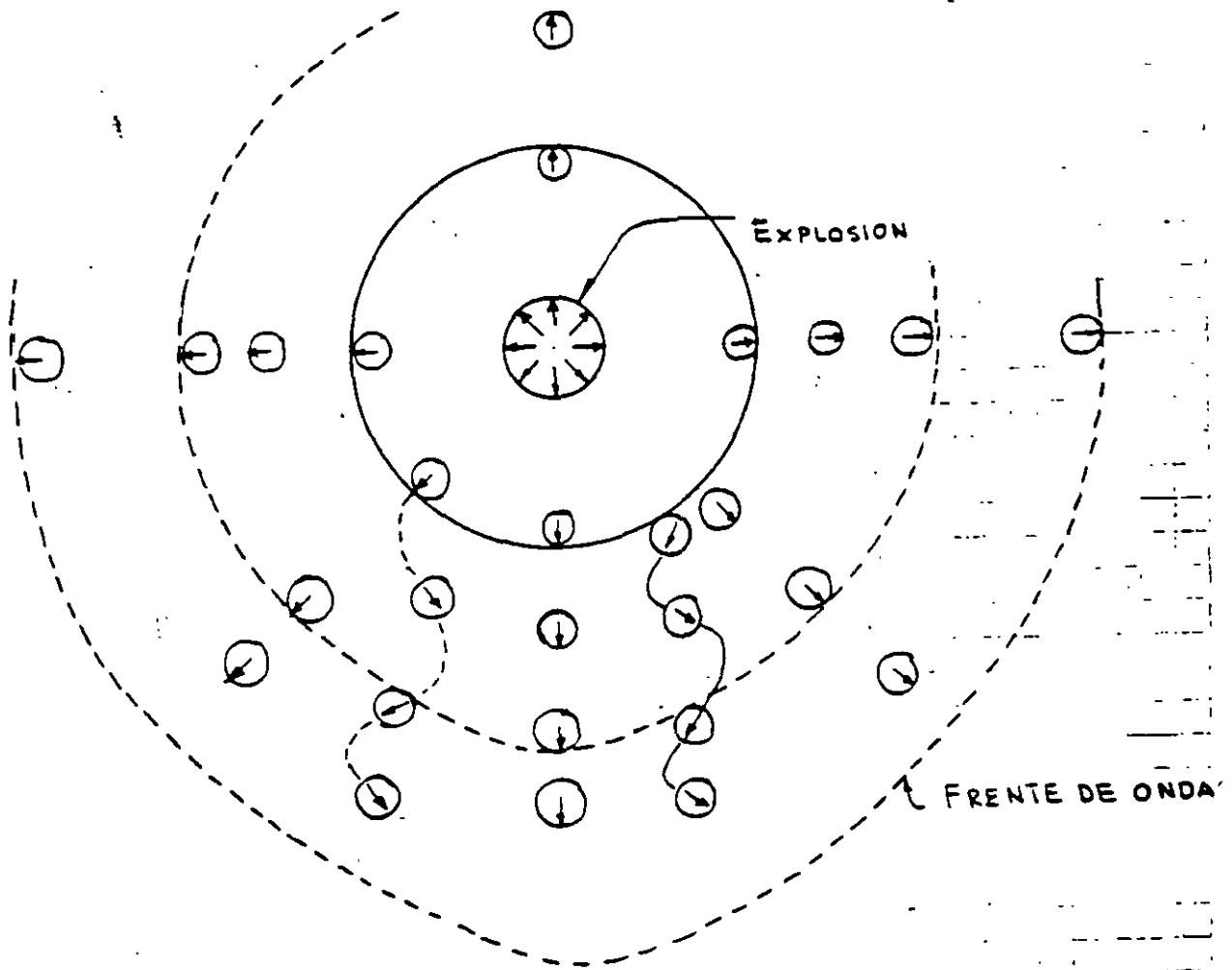
TRANSMISION DE ENERGIA EN MATERIALES CON CARGAS DE PULVERIZACION



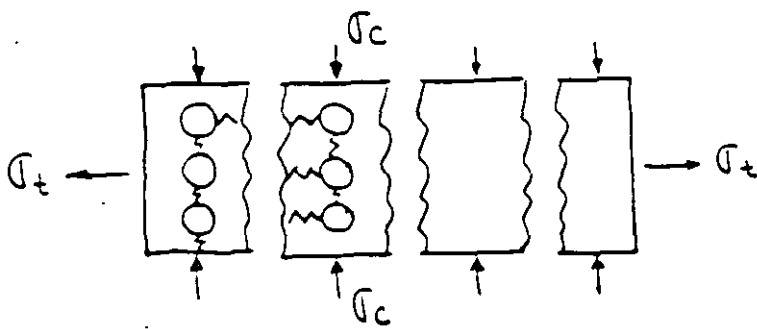
BARRA EXPERIMENTAL DE CONCRETO



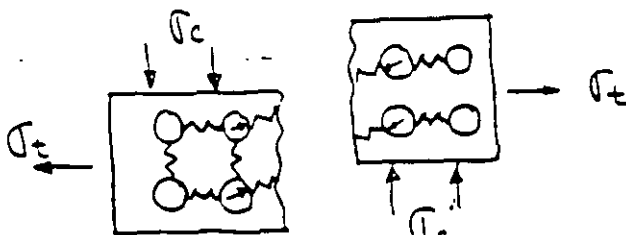
FRAGMENTAMIENTO DE TENSION POR REFLEXION DE IMPULSOS.



INFLUENCIA DEL PATRON ESTRUCTURAL DE LAS PARTICULAS

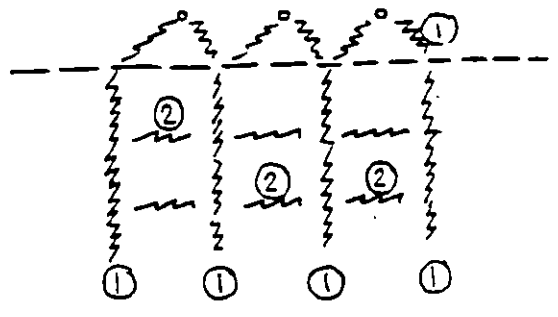
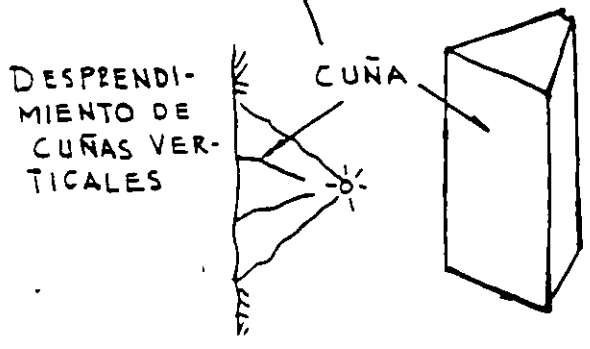
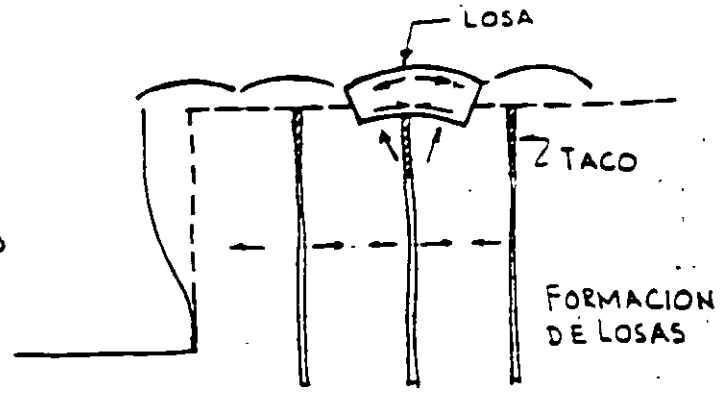
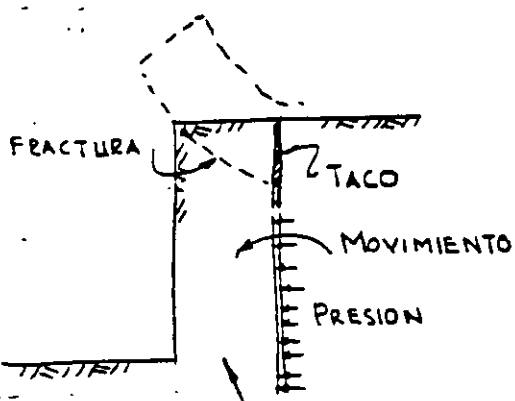


FRACTURAMIENTO POR COMPRESION O TENSION

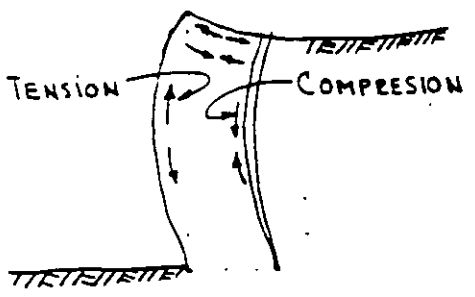


FRACTURAMIENTO POR CORTANTE

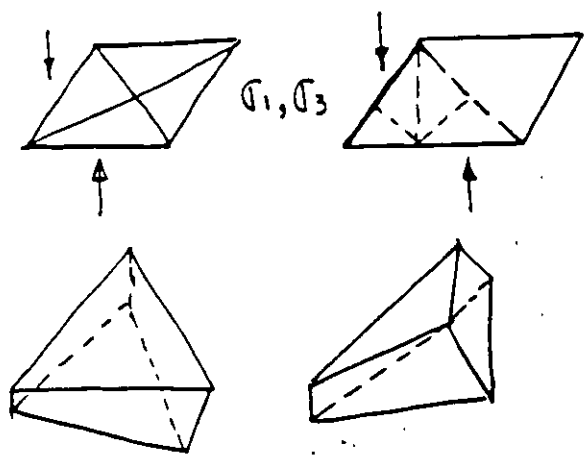
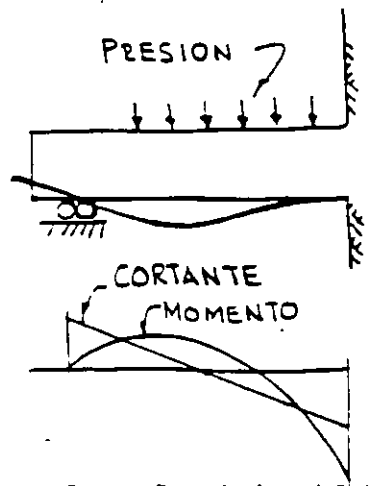
MECANISMO DE FRAGMENTACION Continúa



- ① FRACTURAS VERTICALES COMO CUÑAS
- ② FRACTURAS HORIZONTALES
- ③ SALIDA DE GASES



EFFECTO DE VIGA



FRAGMENTOS EN FORMA DE TRIANGULOS
POR EFECTO DE CORTANTE (TORSION)
Y FLEXION

Mecanismos de fragmentación

Las rocas normalmente son más resistentes en compresión y trituración que por tensión. P.ej. algunas calizas tienen resistencias a compresión entre 250 y 1500 Kg/cm² y resistencias en tensión tan bajas como 35 a 150 Kg/cm².

Por otro lado los explosivos y agentes explosivos utilizados producen presiones muy altas que reaccionan con velocidades entre 2500 a 8000 m/seg. (5300 a 17000 mph)

La presión desarrollada súbitamente dentro del barreno alcanza valores desde 18000 hasta 150000 Kg/cm² dependiendo del tipo de explosivo y de las condiciones de confinamiento.

El efecto del explosivo que reacciona contra la roca produce un impacto, o impulso, desde un golpe aplicado rápidamente de extremadamente alta intensidad.

Cuando el explosivo está dentro de un barreno circular se ejerce igual presión en todas direcciones a lo largo de todo el perímetro del agujero. La roca en toda esa región es comprimida y pulverizada hasta una distancia limitada del orden de $\phi/4$.

La aplicación súbita del impacto es seguida por la producción de alta presión que introduce ondas de esfuerzos compresionales que rápidamente penetran

en forma de abanico a través del macizo rocoso como ondas elásticas. Esta acción se produce aún cuando las rocas son más bien frágiles, pero son algo elásticas. La velocidad con que viajan las ondas de choque a través de la roca es función de la densidad del medio. Las rocas densas dan lugar a altas velocidades y las rocas blandas porosas, o ligeras a bajas velocidades.

Parte de la energía transmitida a través de las ondas compresionales es reflejada y refractada (flexionada) por cambios de densidad o discontinuidades de la estructura. Cualquier frente libre o cambio en el tipo de roca produce este efecto.

El resto de la energía tiende a mantener su dirección original de viaje.

Los ángulos de reflexión son iguales a los que van hacia las fronteras. Los ángulos de refracción dependen de las características de los dos materiales. Esto es que en cada cambio de densidad se produce reflexión y refracción de los impulsos de la energía, al equilibrarse la energía sigue viajando en su dirección original.

Si un golpe es ejercido a una partícula la energía es transmitida en la dirección de aplicación del golpe hacia las partículas adyacentes hasta que la energía

es consumida como resultado del trabajo realizado y por efectos como fricción, amortiguamiento, fragmentación^{etc}. Los suelos granulares no tienen cohesión de modo que tienen poca o ninguna atracción entre partículas, aún cuando cada partícula pueda tener un poco de elasticidad por si mismas.

La mayor parte de las rocas son cohesivas y algo elásticas teniendo diferentes efectos que los producidos en fragmentos sueltos.

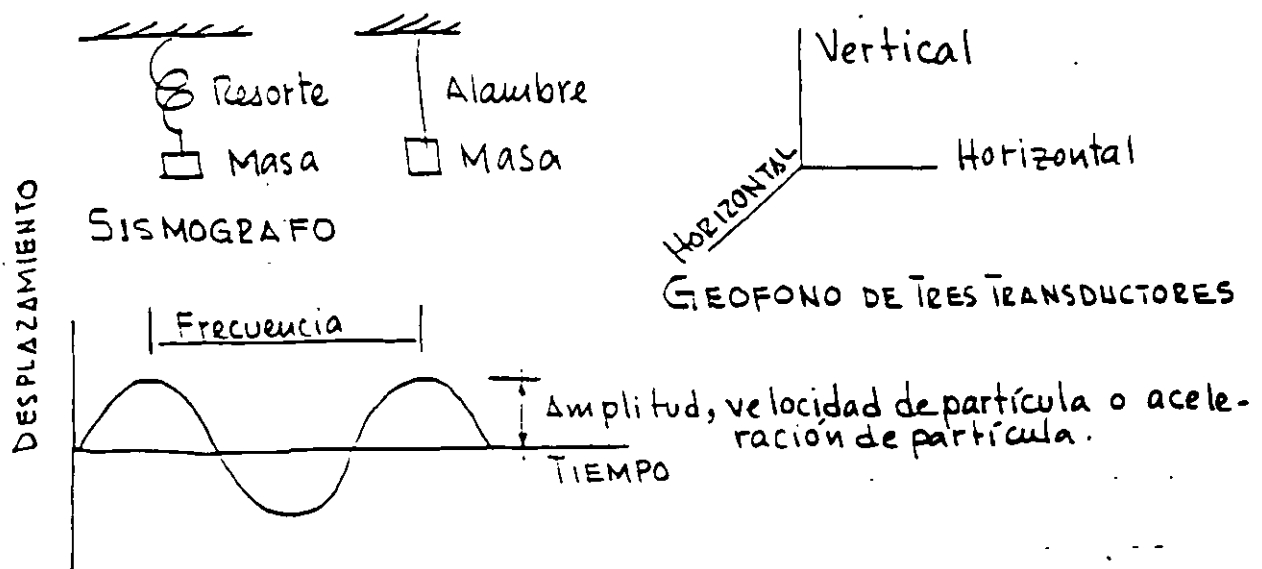
VIBRACIONES

Las vibraciones del terreno pueden medirse mediante los desplazamientos que se produzcan a una masa sujeta a un resorte o a un alambre. Los impulsos pueden ser proyectados en una pantalla de un osciloscopio en el cual puede determinarse la velocidad de la partícula, su aceleración y la amplitud de su desplazamiento.

Generalmente la masa viene a ser el núcleo de un pequeño transformador lineal en el cual al desplazarse

el núcleo se producen cambios de voltaje y amperaje en el transformador pequeño que significan los desplazamientos de la masa

Estos transformadores (LVDT) constituyen los geófonos y pueden instalarse en tres direcciones dentro de un geófono



ONDAS SISMICAS

ONDAS DE CUERPO:

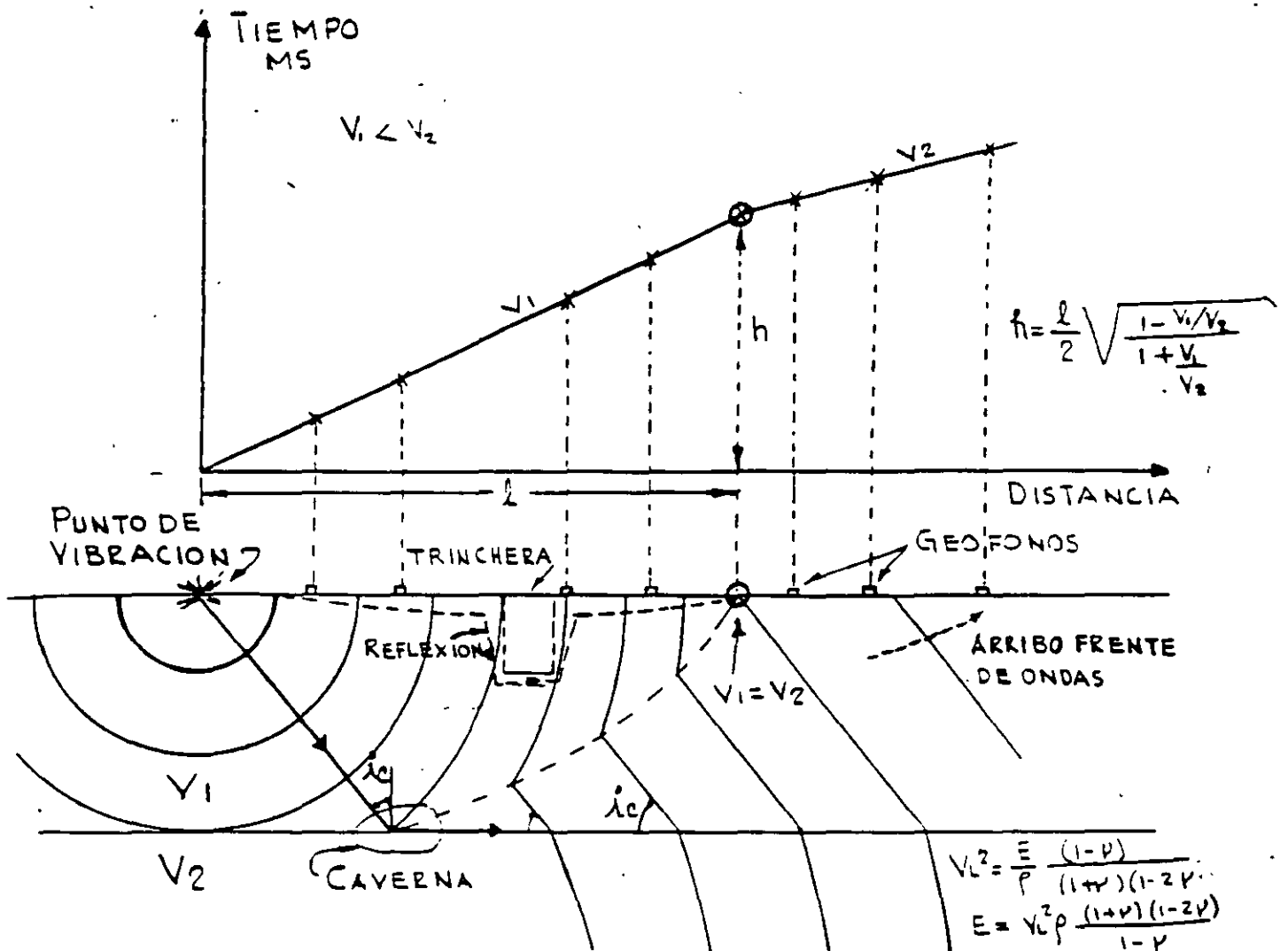
1.- Compresional
Longitudinal
Primaria - P.
De empuje

2.- Corte
Onda transversal
Onda secundaria - S

ONDAS DE SUPERFICIE

3.- Love } Igual de peligrosas que
Rayleigh } las P y S.

En la Fig 1 se presenta la transmisión de ondas de compresión por reflexión y refracción sísmica.

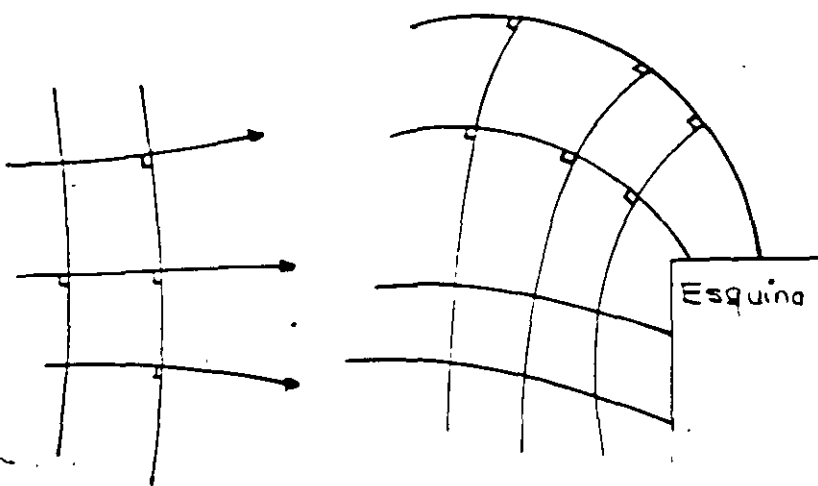


REFLEXION Y REFRACCION DE ONDAS

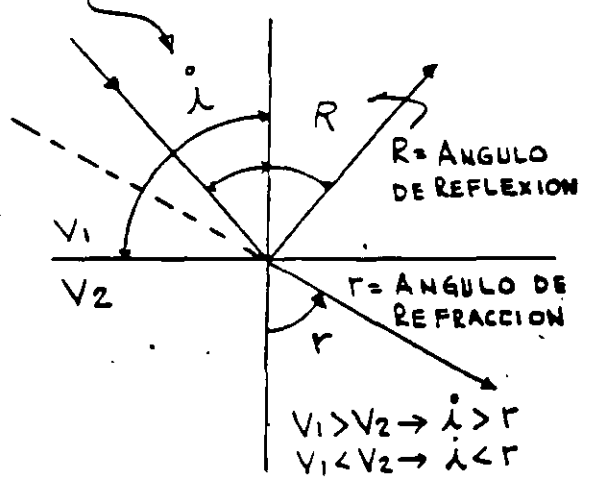
$v_T^2 = \frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}$

$E = v_T^2 \rho \cdot 2(1+\nu)$

$i =$ ANGULO DE INCIDENCIA



PRINCIPIOS DE REFLEXION



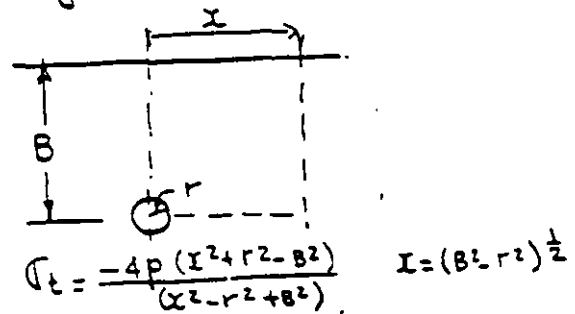
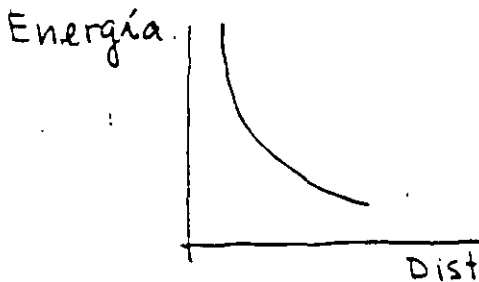
PROPAGACION DE ENERGIA

La energía se propaga disminuyendo con la distancia. es directamente proporcional con la presión de detonación e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia el Bordo :

$$B = k \left(\frac{P_e}{\sigma_t} \right)^{1/2}$$

donde B = bordo ; k = constante

P = presión de detonación y σ_t = resistencia a tensión.



El valor más significativo de la energía es la velocidad de la partícula. El Bureau of Mines usa la siguiente expresión

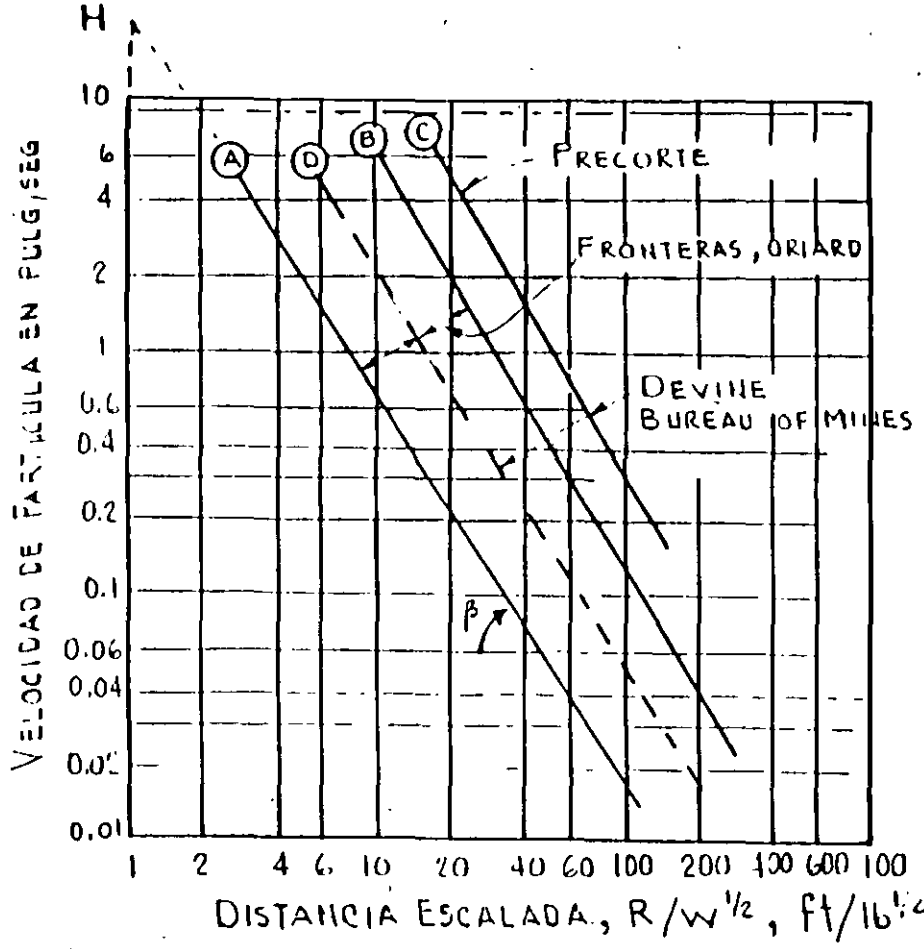
$$v = H \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-\beta} \dots$$

Esta expresión puede graficarse en escala logarítmica como se presenta en la Fig. 2. en la cual la distancia escalada es $SD = \frac{D}{W^{1/2}}$ o sea $W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$ en donde

- W = máxima carga por retardo
- La velocidad de partícula máxima permisible es de 2"/seg.
- En la tabla I se presentan las cargas de explosivo máximas permisibles por retardo en Suecia.

En la Fig. 3 se presentan los efectos de la velocidad de la partícula en la resistencia humana.

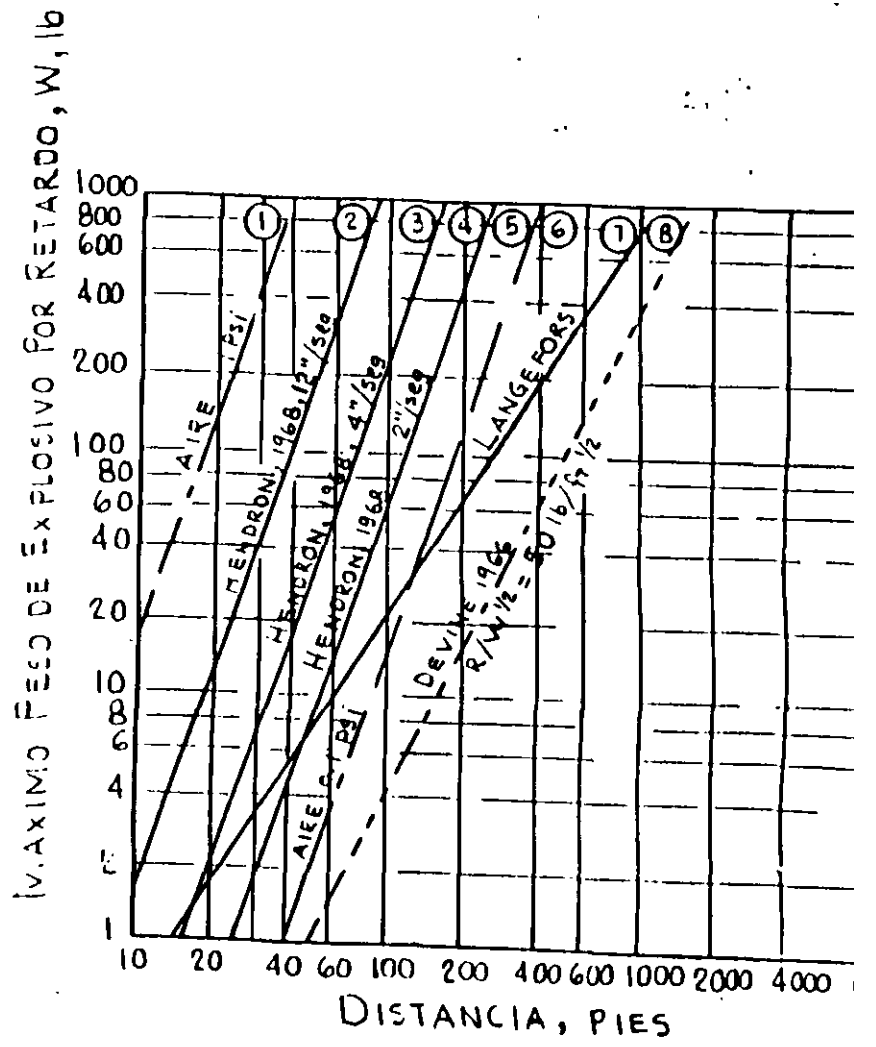
661



$$V = 11 \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

$$SD = \frac{K}{W^{1/2}} ; W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$$

FIG 2



3 =

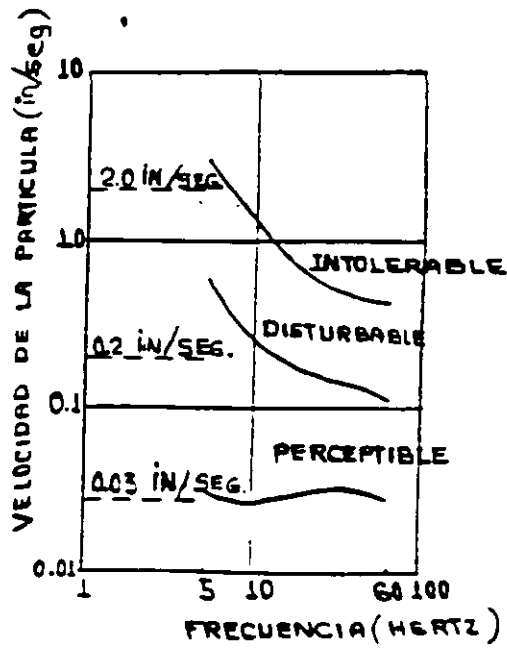
194

TABLA I

DISTANCIA m	CARGA EN KG. POR METRADO						
	GRUPO A	B	C	D	E	F	G
1				0,02	0,04	0,08	0,16
0.5				0,06	0,12	0,25	0,50
1	0,008	0,015	0,03	0,06	0,4	0,7	1,4
2	0,025	0,05	0,09	0,2	0,65	1,3	2,6
3	0,40	0,07	0,16	0,33	1,0	2,0	4,0
4	0,06	0,12	0,25	0,5	1,4	2,8	5,6
5	0,09	0,18	0,36	0,73			
6	0,12	0,23	0,47	0,95	1,9	3,8	7,2
7	0,14	0,27	0,57	1,15	2,3	4,6	9,2
8	0,16	0,36	0,72	1,45	2,9	5,8	11,6
9	0,2	0,42	0,85	1,70	3,4	6,8	13,6
10	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0
12	0,3	0,6	1,3	2,5	5,2	10,5	21
14	0,4	0,8	1,6	3,2	6,4	13,0	26
16	0,5	1,0	2,0	3,8	7,6	15,5	31
18	0,6	1,2	2,4	4,7	9,4	19	38
20	0,7	1,4	2,8	5,6	11	22	44
25	1,0	2,0	4,0	8,0	16,0	32,0	64
30	1,3	2,6	5,2	10,4	21	42	84
35	1,6	3,2	<u>6,5</u>	13	26	52	104
40	2,0	4,0	8,0	16	32	64	128
45	2,4	4,8	9,5	19	38	76	152
50	2,8	5,5	11	22	44	88	176
55	3,3	6,5	13	26	52	104	208
60	3,8	7,5	15	30	60	120	240
65	4,3	8,5	17	34	68	136	272
70	4,8	9,5	19	38	76	152	304
75	5,3	10,5	21	42	84	168	336

TABLA I... (continuación)

DISTANCIA m.	CARGA EN KG. POR RETARDO						
	GRUPO A	B	C	D	E	F	G
80	5,8	11,5	23	46	92	184	368
85	6,4	12,7	25,5	51	102	204	408
90	7,0	14,0	28	56	112	224	448
95	7,6	15,2	30	61	122	244	488
100	8,5	16,5	33	66	132	264	528
110	9,3	18,5	37	74	148	296	592
120	10,5	21,0	42	84	168	336	672
130	11,7	23,5	47	94	188	376	752
140	13,2	26,6	52,5	105	210	420	840
150	14,5	29,0	58	116	232	464	928
160	16,0	32,0	64	128	256	512	1024
170	17,5	35,0	70	140	280	560	1120
180	19,0	38,0	76,5	153	306	612	1224
190	20,7	41,5	83	166	332	664	1328
200	22,5	45,0	90	180	360	720	1440



RESPUESTA HUMANA A LA VIBRACION (SEGUN RATHBONE)

Para reducir los efectos de las vibraciones las siguientes acciones deberán tomarse:

- 1.- Seccionar la voladura (dividir el banco)
- 2.- Reducir la carga por retardo
- 3.- Cerrar el patrón de barrenación.
- 4.- Utilizar dos cargas por barreno.
- 5.- $P_B = 1.69 \times 10^3 E D^2 \left(\frac{R_C}{R_H} \right)^{2.4}$

R_C = Radio explosivo

R_H = Radio barreno

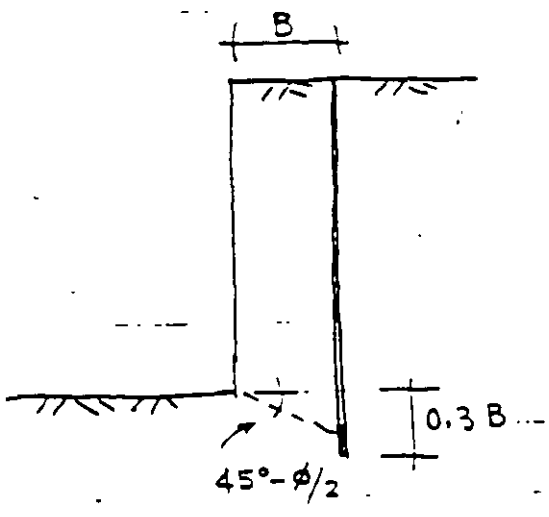
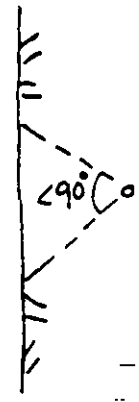
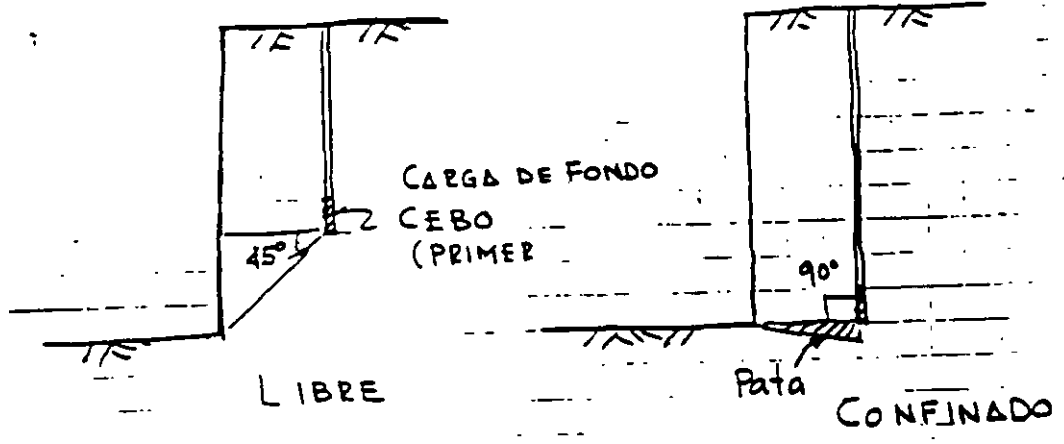
$$P_B = 1.69 \times 10^3 E D^2$$

E = Densidad explosivo

D = Vel. de detrucción explosivo pies/seg

P_B = Presión en el barreno en li/pulg^2

ROTURA DE LA ROCA

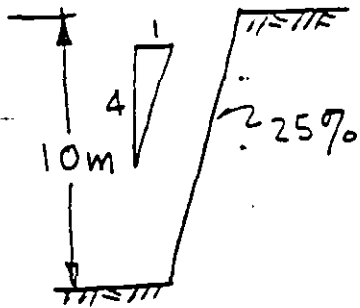


CONFINADO

EJEMPLO DE CALCULO VOLADURA DE BANQUETE

Banco de 10 m de alto

Constante de roca $r = 0.33 \text{ Kg/m}^3$



Barrenación $\phi 3"$

Desviación = $0.05 + 0.03 \text{ m/m}$.

Estopines MS

EXPLOSIVO: TOVEX 700 +

SUPERMEXAMON

Fórmulas : $B_{\text{máx}} = 45 \times d$

$$F.C. = \frac{d^2}{1000}$$

Bordo máximo = $45 \times 76 = 3420 \text{ mm} = 3.42 \text{ m}$.

Corrección del explosivo:

G.E. 40% $p = 1.00$ Densidad = 1.25 Kg/l

TOVEX 700 $p = 0.75$ Densidad = 1.10 "

$$B_{\text{máx, TOVEX 700}} = B_{\text{máx}} \sqrt{\frac{0.75 \times 1.10}{1.00 \times 1.25}} = 3.42 \times 0.81 = 2.78$$

Ajuste por constante de roca:

$$B_{\text{máx } r=0.33} = 2.78 \sqrt{\frac{0.4}{0.33}} = 3.06 \text{ m}$$

Bordo práctico = $3.06 - 0.05 - 10 \times 0.03 = 2.71 \text{ m}$.

Espaciamiento práctico = $2.71 \times 1.25 = 3.39 \text{ m}$.

$B = 2.70 \text{ m}$; $E = 3.40 \text{ m}$.

$$\text{Carga de fondo} = 1.3 B_{\text{práct.}} = 1.3 \times 3.06 = 4.0 \text{ m}$$

Considerando que se trata de una caliza de resistencia intermedia se puede hacer una reducción de la carga de fondo:

$$1.3 \times 3.06 \times 0.70 = 2.80 \text{ m.}$$

reducción arbitraria

$$\text{Subbarrenación} = 0.3 \times 3.06 = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad barrenos} = 1.03 \times (10.00 + 0.90) = 11.2 \text{ m.}$$

$$\text{Taco} = 3 \text{ m.}$$

$$\text{Altura carga de columna} = 11.20 - 2.80 - 3.0 = 5.40 \text{ m}$$

Usando Supermexamón con $d = 65\%$ se ajusta al Torex 700

$$\text{Carga de columna C.C.} = 5.40 \times \underbrace{4.54}_{\text{lt/m } \phi=3''} \times \underbrace{0.65}_{\text{densidad}} = 16 \text{ Kg}$$

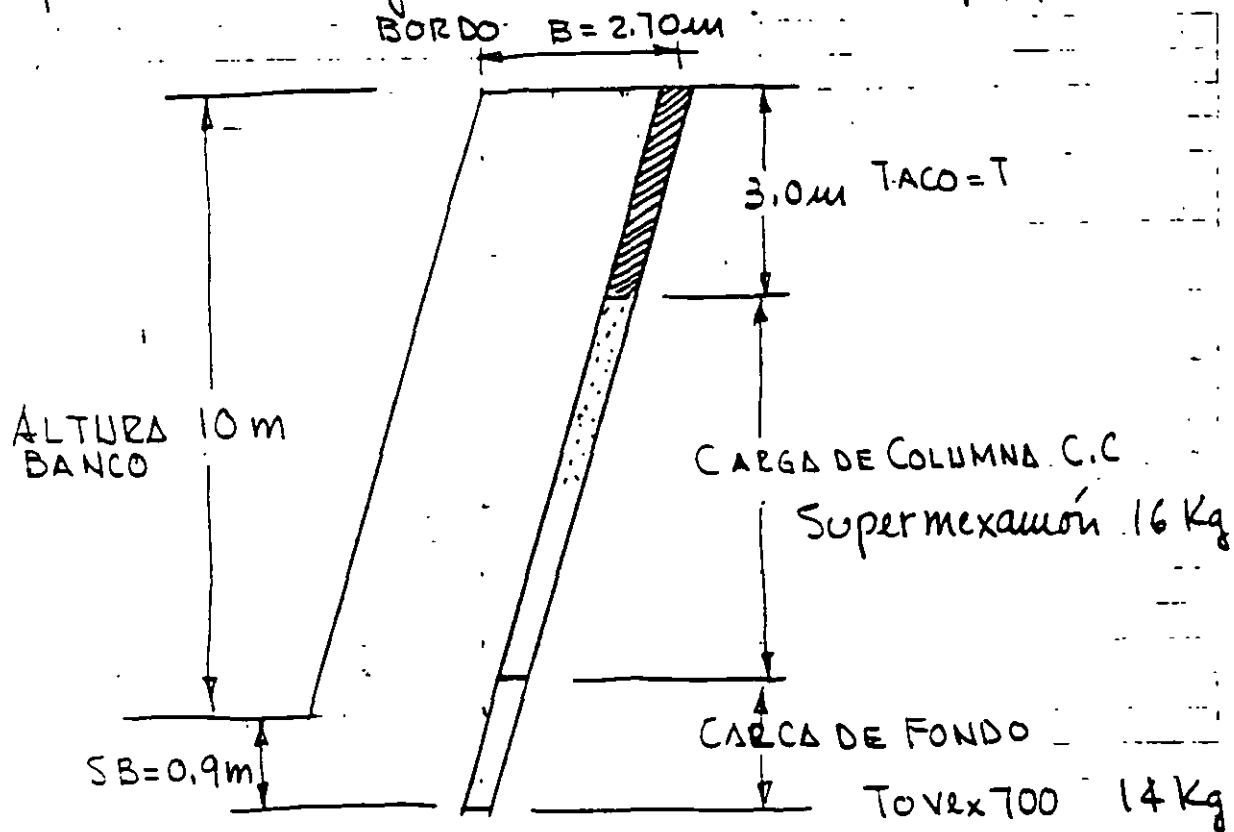
$$\text{Carga de fondo C.F.} = 2.80 \times \underbrace{4.54}_{\text{lt/m } \rightarrow \phi 3''} \times 1.10 = 14 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga total} = 30 \text{ Kg}$$

205

$$\text{Factor de carga} = \frac{30}{10 \times 2.70 \times 3.40} = 0.325 \text{ Kg/m}^3$$

Haciendo intervenir la potencia del explosivo el factor de carga se reduce a $\hat{=} 290 \text{ gr/m}^3$



102

TIPO DE ROCA

CONSTANTE DE ROCA

DIAMANTE	0.86
CUARZO	0.62
BASALTO	0.62
HORSTENO	0.59
• FELDESPATO	0.57
GNEISS	0.54
ESQUISTOS	0.53
MAGNETITA	0.50
• GRANITO	0.48
AARENISCA	0.46
DOLOMITA	0.44
• ROCA CALIZA	0.40
PIZARRA	0.38
LUTITA	0.38
CALCITA	0.36
ANTRACITA	0.36
MARMOL	0.36
CARBON BITUMINOSO	0.30
• MICA	0.28
• YESO	0.24

=====

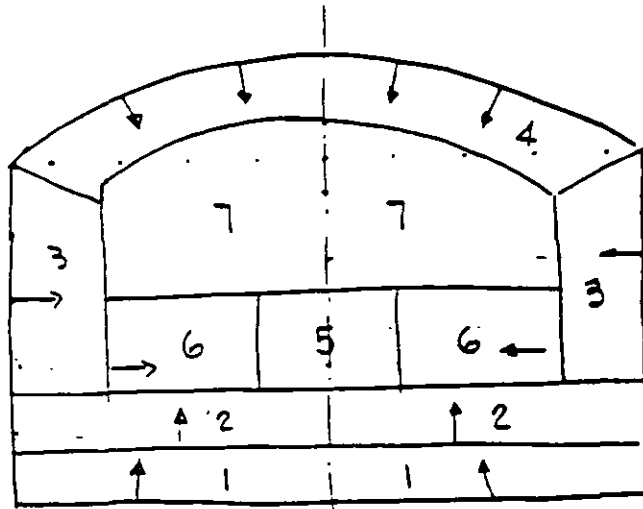
CONSTANTE DE VOLADURA; (EXPLOSIVIDAD)

ESTA CONSTANTE TOMA EN CUENTA LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO.

+ ROCA MUY SOLIDA Y FISURADA	0.60	KG/m ³
+ ROCA MUY SOLIDA	0.55	KG/m ³
+ ROCA NORMAL CON GRIETAS	0.50	KG/m ³
+ ROCA RELATIVAMENTE HOMOGENEA	0.45	KG/m ³
+ ROCA HOMOGENEA	0.40	KG/m ³

- Constante de roca -
 - Factor de Explosibilidad (vel. traves. onda) ≥ 3000

DIAGRAMA DE BARRENACION Y CARGA DE UN TUNEL

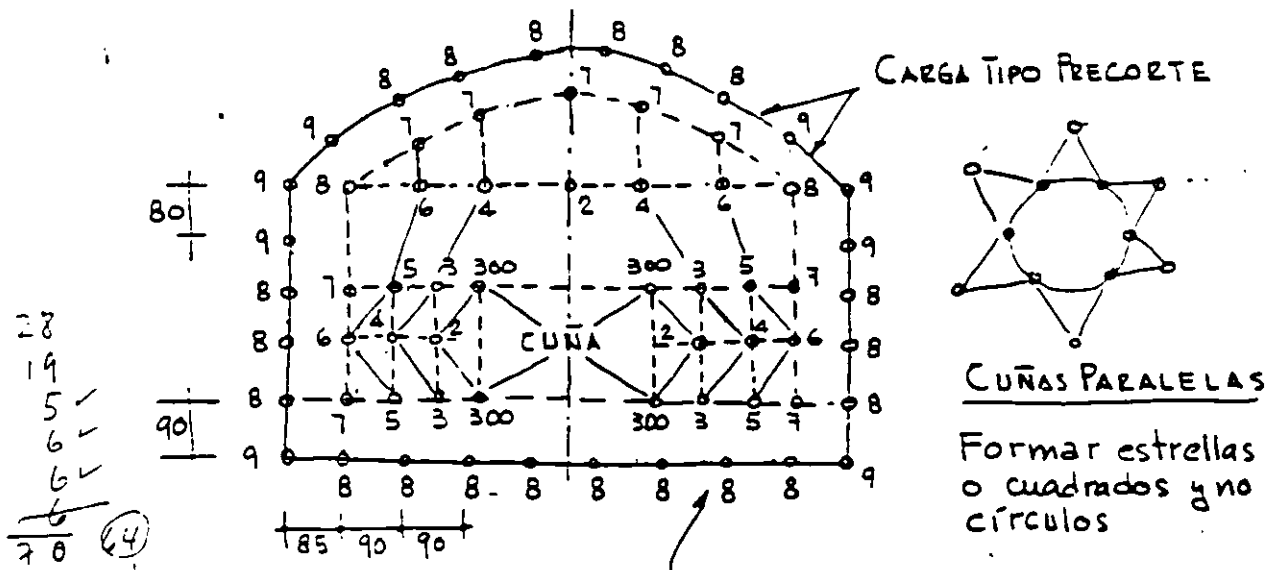


GEOMETRIA PARA EL CALCULO
(No es diagrama de barrenación)

- 1.- Piso
- 2.. Salida hacia arriba
- 3.- De pared
- 4.- De techo
- 5.- Cuña con ayudantes
- 6... Salida horizontal
- 7.- Salida hacia abajo

DIRECCION DE SALIDA DE
LA ROCA

208

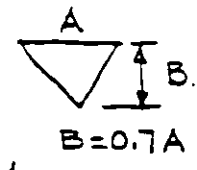


28
19
5 ✓
6 ✓
6 ✓
6 ✓
70 (4)

CALCULO

Ancho = 8 m
 Altura = 5.65 m
 Pared = 4.0 m
 Area = 40 m²
 Ø 31mm = Serie II

Barreos de Piso: Bordo = 90 cm.
 $B = \frac{Prof - 0.4m}{2}$
 $B_{bord} = \frac{2.9 - 0.4}{2} = 1.25$



Los barreos de piso se cargan completos
 C.C = 0.5 a 0.7 c.f.

Bordo real = $90 - 0.10 = 0.8$
Picado
 Espaciamento $E = 1.1B$
 $E = 1.1 \times 0.8 = 0.88 \rightarrow 0.90$
 Hay 9 espacios = 7 x 0.9 y 2 x 0.85

Barreación = 3.20 m

Avance = 0.9 x 3.20 = 2.90 m

Explosivo: Gelatina extra 40%

Cuña: Paralela de 2 barreos vacíos grandes

Barreación por picado = 10 cm.

Volumen por tronada = 40 x 2.9 = 116 m³

Factor de barreación = $\frac{275}{116} = 2.37 \text{ m/m}^3$

Factor de carga = $\frac{121}{116} = 1.13 \text{ kg/m}^3$

Long. barreación:
 86 barreos x 3.2
 L = 275.2

Barreos de pared $B = 0.80 - 0.10 = 0.70 \text{ m}$

Espaciamiento = $\frac{2.9 - 0.4}{2} = 1.25 \text{ mmata}$ $E = 0.95 \text{ m}$.

Carga de fondo = 0.5 kg

Carga de columna = 0.9 kg

Barreos con salida horizontal

Carga de fondo = 1 kg

Carga de columna = 0.85 kg

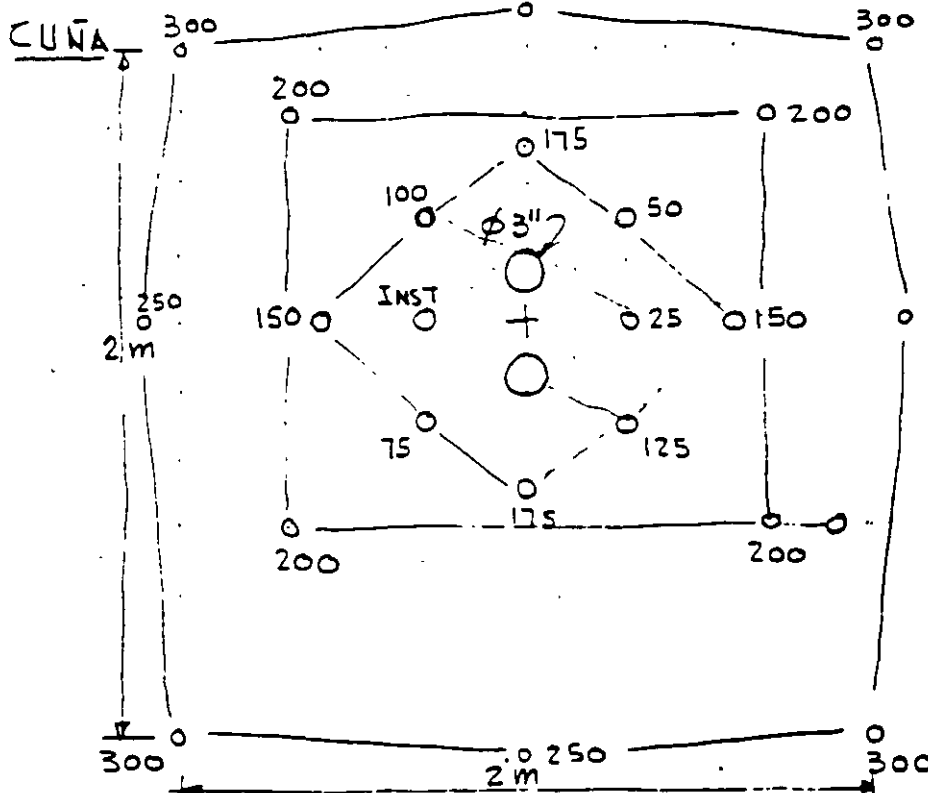
Barreos con salida hacia abajo

Bordo = 0.9 m c.f. = 0.90 kg

Espac = 1.1 m c.c. = 0.90 kg

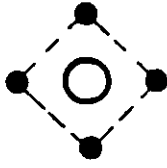
Según Gustaffson:

Para una sección de 40 m^2 la carga específica = 1.2 kg/m^3

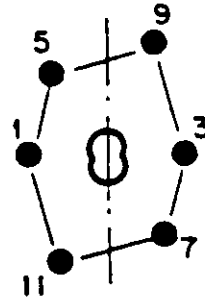


Los primeros 6 barr.
concentración
C.C. = 250 gr/m
 125 gr/canucha

Los extremos se
acercan al resto
de barreos
C.F. = 0.5 kg
C.C. = 0.9 kg .

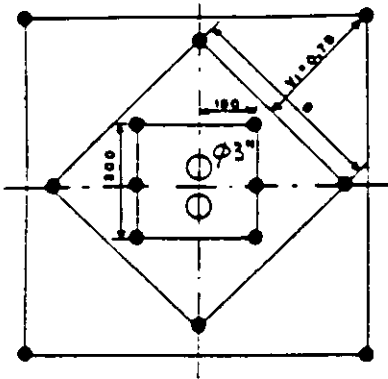


CUÑA "CINCO DE OROS"
CON UN BARRENO DE GRAN DIAMETRO

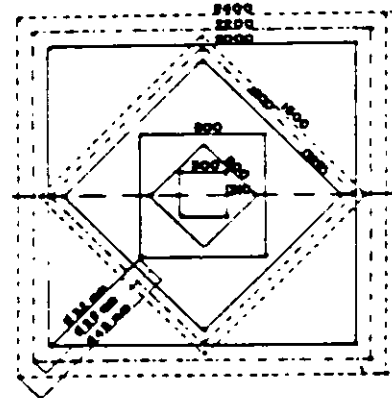


CUÑA COROMANT
(ADECUADA PARA GALERIA PEQUEÑA)

El dispositivo guía se fija a la roca mediante un expansor.



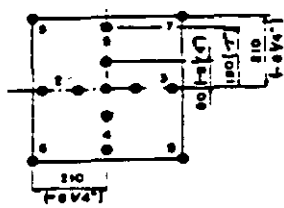
CUÑA DE EXPANSION CON DOS
BARRENOS QUEMADOS DE
GRAN DIAMETRO



CUÑA DE EXPANSION PARA UNO
O DOS BARRENOS QUEMADOS

Avance de 3.9 a 4m

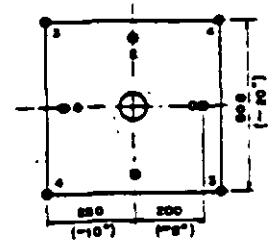
No se debe trabajar con diámetros grandes en todo el frente del túnel.



CUÑA QUEMADA CON
CUATRO BARRENOS
HUECOS Ø 35 mm
(CUÑA GRONLUND)

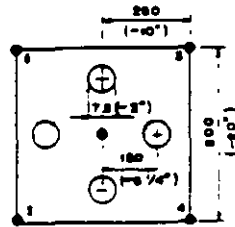
Buena hasta 3.2 m de
profundidad.

- En el barreno central el estopín
esta en la boca del barreno
- En los ayudantes el estopín
esta al fondo.



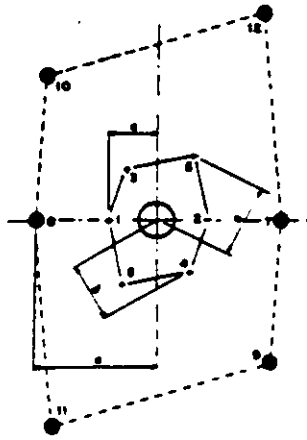
CUÑA QUEMADA MICHIGAN

Avance 3.9 m

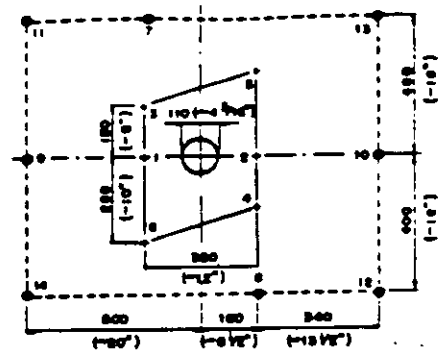


CUÑA TIPO GATO CON
CUATRO BARRENOS
VACIOS DE DIAMETRO
GRANDE

1.13



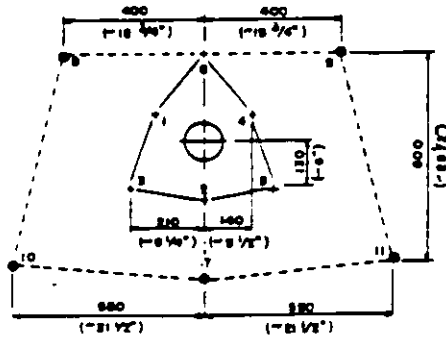
CUÑA EN DOBLE ESPIRAL CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE



CUÑA EN DOBLE ESPIRAL MODIFICADO (CUÑA TABY) CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE

Más eficiente que la Fagersta

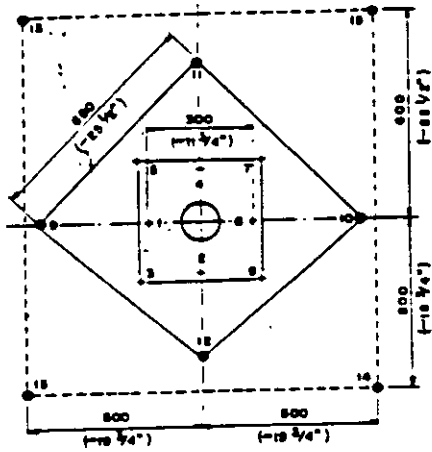
E



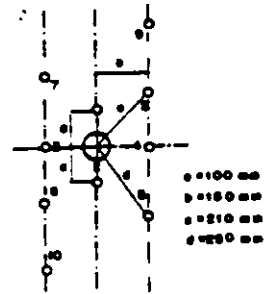
CUÑA DE TRES SECCIONES 25 % MAS EFICIENTE QUE LA TABY

R/3

52



CUÑA EN CUATRO SECCIONES CON UN BARRENO DE GRAN DIAMETRO (ES LA CUÑA CILINDRINCA MAS UTILIZADA)



CUÑA FAGERSTA (ADECUADA PARA GALERIA PEQUEÑA)

PATRONES DE BARRENACION USUALES PROMEDIOS

Todos los valores en pies excepto el diámetro del explosivo

Patrones equivalentes

D (pulg)	B	J	T	L _{max}	Rectangular	Cuadrado
1	2 1/2	1	2	10	2 1/2 x 4	3 x 3
2	5	2	4	20	5 x 9	7 x 7
3	7 1/2	2 1/2	5	30	7 1/2 x 13	10 x 10
4	10	3	6	40	10 x 18	13 x 19
5	12 1/2	4	8	50	12 1/2 x 22	16 x 16
6	15	5	10	60	15 x 27	20 x 20
7	17 1/2	5 1/2	12	70	17 1/2 x 31	23 x 23
8	20	6	14	80	20 x 36	26 x 27
9	22	7	15	88	22 x 40	29 x 30
10	24	7 1/2	16	96	24 x 43	32 x 32
11	26 1/2	8	18	106	26 1/2 x 48	35 x 36
12	29	9	20	116	29 x 59	38 x 39

B = Bordo

J = Sub-barrenación

T = Taco

L = Altura banco

PROMEDIOS : B = 30 ϕ ; E = 1.25 B

J = 0.3 B

T = 0.7 B

L = 2.6 B

VOLADURAS DE POST-CORTE Y PRECORTE

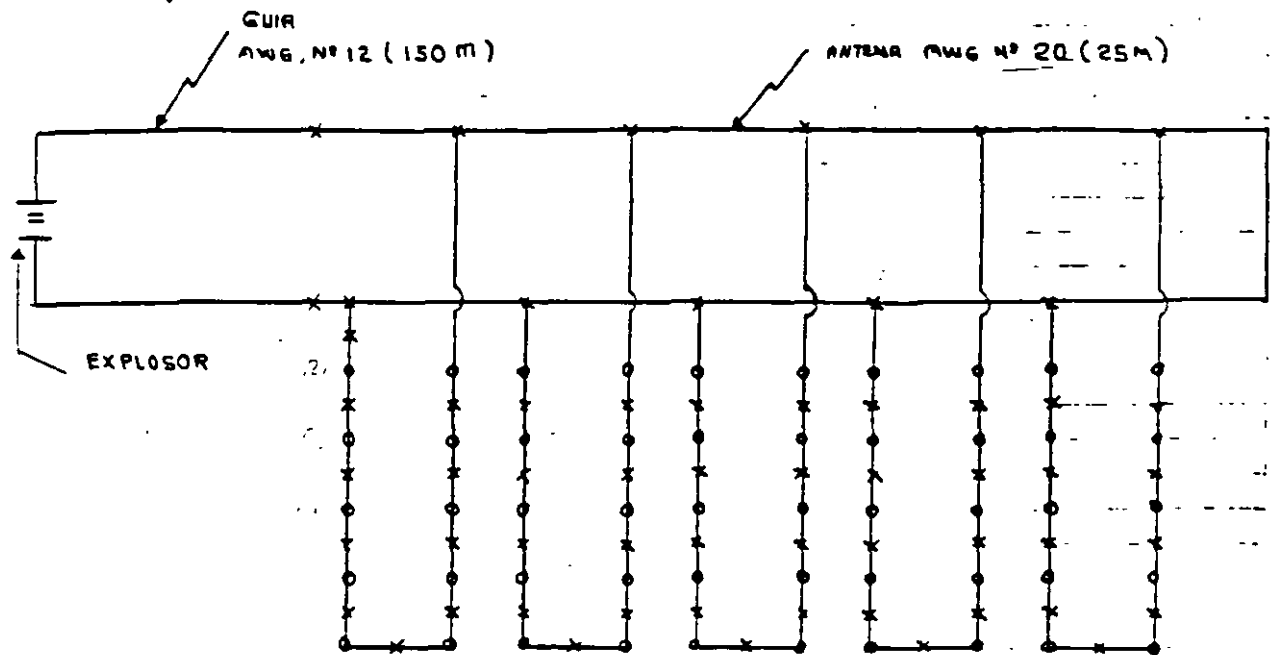
Diámetro del barreno d (mm)	Concentración de carga kg/m	Post-corte		Precorte
		E _i m	V _i	E _i m
30		0.5	0.7	0.25-0
37	0.12	0.6	0.9	0.30-0.5
44	0.17	0.6	0.9	0.30-0.5
50	0.25	0.8	1.1	0.45-0.70
62	0.35	1.0	1.3	0.55-0.80
75	0.5	1.2	1.6	0.6-0.9
87	0.7	1.4	1.9	0.7-1.0
100	0.9	1.6	2.1	0.8-1.2
125	1.4	2.0	2.7	1.0-1.5
150	2.0	2.4	3.2	1.2-1.8
200	3.0	3.0	4.0	1.5-2.1

POTENCIA DE UNA RED ELÉCTRICA

- VOLADURA DE CANTERA EN CHICOASEN, CHIS.

1).- CARACTERÍSTICAS ELÉCTRICAS DEL CIRCUITO UTILIZADO

CIRCUITO: PARALELO CON 5 CIRCUITOS DE 12 ESTOPINES DE RETARDO



No. series = 5

ESTOPINES DE RETARDO DE: 16 pies, alambre de cobre

ANTENA: Alambre de cobre AWG No 20- 25 M C/U

GUIA: Alambre de cobre AWG Nº 12- 150 M c/u

a).- CORRIENTE NECESARIA

$$I = 5 \text{ series} \times 1.5 \text{ A por serie} = 7.5 \text{ A}$$

b).- RESISTENCIA DE CADA SERIE

$$R_1 = 12 \text{ estopines} \times 1.65 \Omega = 19.8 \Omega$$

c).- RESISTENCIA EN PARALELO DE TODAS LAS SERIES.

$$R_2 = \frac{19.8 \Omega}{5 \text{ series}} = 4 \Omega$$

d).- RESISTENCIA DE LA ANTENA.

$$R_3 = 25 \text{ M} \times 2 \times \frac{10.15 \Omega}{0.304 \text{ M} (1000 \text{ pies})} = 1.67$$

e).- RESISTENCIA DE LA GUIA

$$R_1 = 150 \text{ m} \times 2 \times \frac{1.588 \Omega}{0.304 (1000 \text{ ft})} = 1.567 \Omega$$

f).- RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO

$$R_T = 4 \Omega \times 1.67 \Omega \times 1.57 \Omega = 7.24 \Omega$$

g).- VOLTAJE REQUERIDO

$$E = 7.5 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 54.3 \text{ V}$$

h).- POTENCIA REQUERIDA

$$P = I^2 R = (7.5)^2 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 407 \text{ Watts}$$

$$P = IE = 7.5 \text{ A} \times 54.3 \text{ V} = 407 \text{ Watts}$$

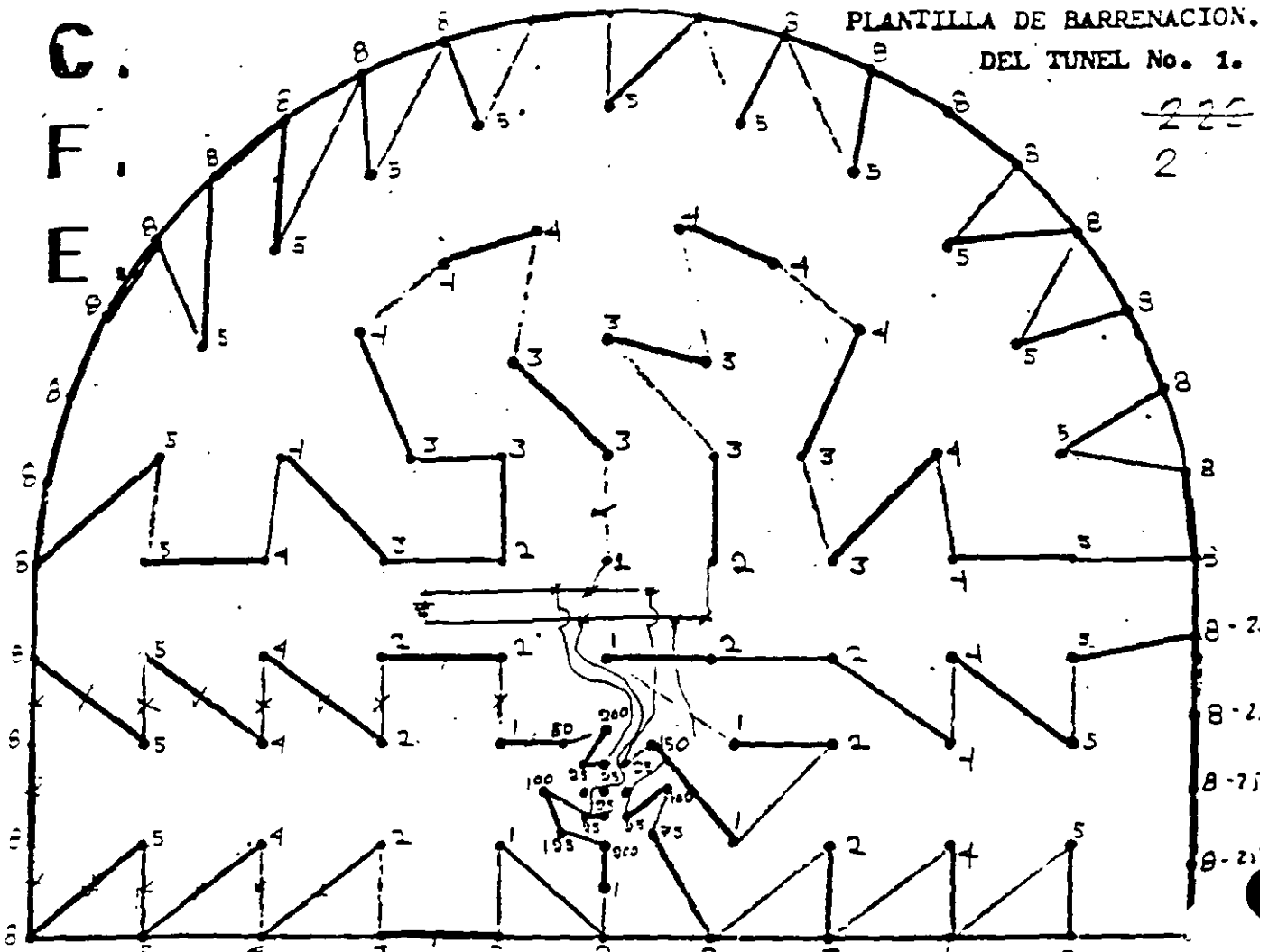
119

C.
F.
E.

PLANTILLA DE BARRENACION.

DEL TUNEL No. 1.

225
2



BARRENACION INICIO 12⁰⁰ h. 12' TERMINO 23⁰⁰ h. 5'

BARRENACION CON 3 cables - brozas -

PROFUNDIDAD Y Ø DEL BARRENO 2.60 mts 2" Dula.

TOTAL DE BARRENOS HECHOS. 119 P.m.

TOTAL DE BARRENOS CARGADOS 115 P.v.

TOTAL BOMBILLOS "TOVEX" 225 Kg.

TOTAL KGS. "ANFOSEI" SUPER 100 Kg.

TOTAL MTS. "PRIMACORD" 34 mts.

HORA DE LA TRONADA 0.10 h.

NUMERO DE LA TRONADA 55

AVANCE 2.50 mts.

FC = 1.73 Kg/m³

BARRENACION LADO: Secc. Completa -

TURNO: 1º u 2º turno

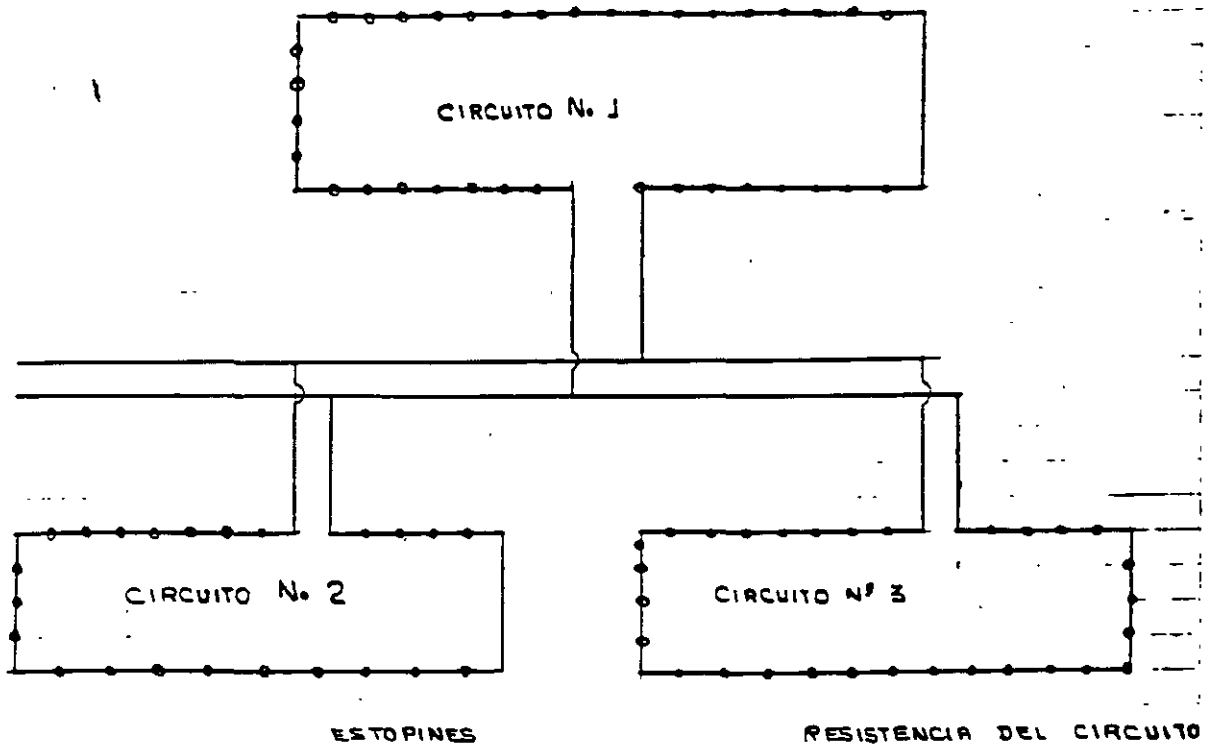
FECHA: 82-09-17

Guía → 43 m de alambre calibre 20
+ 66 m de alambre calibre 12
+ 50 m - - - 20

ESTOPIN Nº	CANTIDAD	Explos
1	30	
5	21	
1	15	
7	12	
7	12	
1	6	
25	5	
30	1	
75	1	
100	2	
125	1	
150	1	
200	1	

INSPECTOR C.F.E. Edilberto Domínguez

JEFE DE FRENTE. _____



CIRCUITO No.	DE RETARDO	INSTANTANEOS	RESISTENCIA DEL CIRCUITO
1	57	—	$57 \times 1.32 = 75.24 \Omega$
2	22	9	$22 \times 1.32 + 9 \times 1.42 = 41.82 \Omega$
3	22	5	$22 \times 1.32 + 5 \times 1.42 = 36.14 \Omega$

Se consideró que la longitud de los alambres de los estopines fue de 8 ft.

a) - RESISTENCIA DEL ALAMBRE GUIA:

Calib. 20: $\frac{93 \text{ m} \times 3.28 \times 10.15}{1000} = 3.10 \Omega$

Calib. 14: $\frac{66 \text{ m} \times 3.28 \times 2.5.25}{1000} = 0.55 \Omega$

b) - RESISTENCIA DE LOS TRES CIRCUITOS EN PARALELO

$$R_c = \frac{1}{\frac{1}{75.24} + \frac{1}{41.82} + \frac{1}{36.14}} = 15.91 \Omega$$

c) - RESISTENCIA TOTAL.

$$R_T = 15.91 + 3.10 + 0.55 = 19.06 \Omega$$

d) ⁺ INTENSIDAD REQUERIDA.

$$I = 3 \text{ Series} \times 1.5 \text{ Amp. por serie} = 4.5 \text{ Amp.}$$

e) VOLTAJE NECESARIO

$$V = IR = 4.5 \text{ A} \times 19.06 \Omega = 85.77 \text{ Volts}$$

f) POTENCIA:

$$P = IV = 4.5 \times 85.77 \text{ volts} = 385.97 \text{ Watts.}$$

TABLE 1

CHARACTERISTICS OF SOME INGREDIENTS USED IN EXPLOSIVE MIXTURES

Compound	Short Name	Freezing Temp., °F	Explosion Temp., °F	Ideal Reaction Products	Avg. O.
4KClO_3	Chlorate	695	752 (Decompose)	$+ 6\text{O}_2 + 4\text{KCl}$	
4NaNO_3	SII	585	712 (Decompose)	$4\text{H}_2\text{O} + 3\text{O}_2 + 2\text{Na}_2\text{O}$	
$4\text{H}_2\text{H}_4\text{O}_3$	AN	340	460	$8\text{H}_2\text{O} + 3\text{H}_2 + 2\text{H}_2\text{O}_2$	
$4\text{C}_3\text{H}_3\text{N}_5\text{O}_9$	NG	55	420	$10\text{H}_2\text{O} + 5\text{N}_2 + 12\text{CO}_2 + 2\text{H}_2\text{O}$	
$4\text{C}_2\text{N}_2\text{H}_4\text{O}_6$	EGDN	- 4	239 (Boils)	$8\text{H}_2\text{O} + 4\text{H}_2 + 8\text{CO}_2$	
4CaCO_3	Limestone	--	--	4CO_2	$+ 4\text{CaO}$
$4\text{C}_5\text{H}_4\text{H}_8\text{O}_{12}^*$	PETH	282	420	$16\text{H}_2\text{O} + 8\text{H}_2 + 12\text{CO}_2$	$+ 8\text{CO}$
$4\text{C}_3\text{H}_6\text{H}_6\text{O}_6^*$	RDX	252	500	$12\text{H}_2\text{O} + 12\text{N}_2$	$+ 12\text{CO}$
$4\text{C}_6\text{H}_3\text{H}_7\text{O}_{11}$	Nitrocellulose, 212 (Decomp.)		345	$14\text{H}_2\text{O} + 6\text{H}_2 + 6\text{CO}_2$	$+ 18\text{CO}$
	11* Nitrostarch		250		
$4\text{C}_6\text{H}_3\text{H}_3\text{O}_7$	Picric Acid	255	610	$6\text{H}_2\text{O} + 6\text{H}_2$	$+ 22\text{CO} + 2\text{C}$
$4\text{C}_7\text{H}_5\text{H}_5\text{O}_8$	Tetryl	265	495	$10\text{H}_2\text{O} + 10\text{H}_2$	$+ 22\text{CO} + 6\text{C}$
$4\text{C}_7\text{H}_3\text{H}_5\text{O}_6$	TNT	180	888	$10\text{H}_2\text{O} + 6\text{H}_2$	$+ 14\text{CO} + 14\text{C}$
$4\text{C}_6\text{H}_{10}\text{O}_5$	Cellulose, Wood Pulp, or Starch			$20\text{H}_2\text{O}$	$+ 24\text{C}$
$4\text{C}_7\text{H}_2\text{H}_6\text{O}_4$	DNT	158	752 (Decompose)	$12\text{H}_2\text{O} + 4\text{N}_2$	$+ 4\text{CO} + 24\text{C}$
4PbN_6	Lead Azide	480 (Decomp.)	660	12H_2	$+ 4\text{Pb}$

NOTE: * - These compounds are used in the water-wet condition. PETH can be initiated by a single #6 blasting cap with up to 35 per cent water content. Nitro-cellulose and nitrostarch are very sensitive to initiation when dry.

TABLE 2

HEATS OF FORMATION FOR SELECTED
CHEMICAL COMPOUNDS

(Rf: Handbook of Chemistry and Physics, 48th Ed., 1967-68)

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol.Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
	AlO	g	43.0	+ 10.7
	Al ₂ O	g	70.0	- 31.7
Corundum	Al ₂ O ₃	s	102.0	-399.1
	CaCl ₂	s	111.1	-190.0
Calcite	CaCO ₃	s	100.0	-288.5
Lime	CaO	s	56.1	-151.9
	CaO ₂	s	72.1	-158.3
Paraffin	CH ₂	s	14.0	- 7.0
Formaldehyde	CH ₂ O	g	30.0	- 27.7
Formic acid	CH ₂ O ₂	g	46.0	- 86.7
Methyl alcohol	CH ₃ Oh	l	32.0	- 57.0
Nitromethane	CH ₃ O ₂ N	l	61.0	- 21.3
Methane	CH ₄	g	16.0	- 17.9
Urea	CH ₄ ON ₂	s	60.0	- 79.9
Acetylene	C ₂ H ₂	g	26.0	+ 54.2
Oxalic acid	C ₂ H ₂ O ₄	s	90.0	-197.6
Ethylene	C ₂ H ₄	g	28.0	+ 12.5
Acetic acid	C ₂ H ₄ O ₂	l	60.0	-116.4
Ethylene glycol dinitrate	C ₂ H ₄ O ₆ N ₂	l	153.0	- 58.0
Ethyl alcohol	C ₂ H ₅ OH	l	46.0	-66.4
Ethane	C ₂ H ₆	g	30.0	- 20.2
RDX	C ₃ H ₆ O ₆ N ₆	s	222.1	+ 18.3
Propane	C ₃ H ₈	g	44.1	- 24.8
Glycerine	C ₃ H ₈ O ₃	l	92.1	+159.7
Nitroglycerine	C ₃ H ₅ O ₉ N ₃	l	227.1	- 82.7
Butane	C ₄ H ₁₀	g	58.0	- 29.8
PETN	C ₅ H ₈ O ₁₂ N ₄	s	316.1	-123.0
Pentane	C ₅ H ₁₂	g	72.1	- 35.0
Picric acid	C ₆ H ₃ O ₇ N ₃	s	229.0	- 53.5

TABLE 2 (cont.)

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol. Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
Phenol	C_6H_5OH	s	94.1	+ 39.2
Benzene	C_6H_6	g	84.1	+ 19.8
Nitrocellulose and Nitrostarch	$C_6H_7O_{11}N_3$	s	297.1	- 45.7
Cellulose	$C_6H_{10}O_5$	s	162.2	-170.5
Starch	$C_6H_{10}O_5$	s	162.2	-205.2
Dextrose & Glucose	$C_6H_{12}O_6$	s	180.2	+303.6
Hexane	C_6H_{14}	g	86.2	- 40.0
Mannitol	$C_6H_{14}O_6$	s	182.2	+317.3
→ Trinitrotoluene	$C_7H_5O_6N_3$	s	227.1	- 13.0
→ Tetryl	$C_7H_5O_8N_5$	s	287.2	+ 9.3
→ Dinitrotoluene	$C_7H_6O_4N_2$	s	182.1	- 6.9
Toluene	C_7H_8	l	92.2	+ 12.0
Heptane	C_7H_{16}	g	100.2	- 44.5
Octane	C_8H_{18}	g	114.3	- 49.8
Nonane	C_9H_{20}	g	128.3	- 54.7
→ Nicotine	$C_{10}H_{14}N_2$	l	162.2	- 5.2
Camphor	$C_{10}H_{16}O$	s	152.3	+ 79.8
→ Castor Oil	$C_{11}H_{10}O_{10}$	l	302.2	-
Sucrose	$C_{12}H_{22}O_{11}$	s	342.4	+535.1
	ClO	g	51.5	+ 33.0
	ClO_3	g	83.5	+ 37.7
	CO	g	28.0	- 25.4
	CO_2	g	44.0	- 94.1
	H^+	ion	1.0	+ 52.1
	OH^-	ion	17.0	+ 10.4
→ Water	H_2O	g	18.0	- 57.8
Peroxide	H_2O_2	l	34.0	- 47.1
Hydrochloric acid	HCl	l	36.5	- 40.0
Carbonic acid	H_2CO_3	l	62.0	-167.0
	HN_3	g	58.0	+ 70.3
Nitric acid	HNO_3	l	63.0	- 49.4
→ Mercury fulminate	$HgC_2O_2N_2$	s	284.7	+ 64.0

TABLE 2 (cont.)

10.

<u>Compound</u>	<u>Formula</u>	<u>Form</u>	<u>Mol.Wgt.</u>	<u>Qp or Qr Kcal/mole</u>
Sylvite	KCl	s	75.6	-104.2
Potassium chlorate	KClO ₃	s	122.5	- 93.5
Potassium perchlorate	KClO ₄	s	138.6	-103.6
Salt peter	KNO ₃	s	101.1	-117.8
Caustic potash	KOH	s	56.1	-111.8
	K ₂ O	s	94.2	- 85.4
Arcanite	K ₂ SO ₄	s	135.2	-342.7
Periclase	MgO	s	40.3	-143.8
Halite	NaCl	s	58.5	- 98.2
Sodium chlorate	NaClO ₃	s	106.5	- 85.7
Sodium perchlorate	NaClO ₄	s	122.5	- 92.2
	Na ₂ CO ₃	s	106.0	-270.3
Soda niter	NaNO ₃	s	85.0	-101.5
Caustic soda	NaOH	s	40.0	-102.0
	Na ₂ O	s	62.0	- 99.4
	N ⁺	ion	14.0	+ 85.1
Ammonia	NH ₃	g	17.0	- 11.0
Sal ammoniac	NH ₄ Cl	s	53.4	- 75.4
Ammonium hydroxide	NH ₅ O	l	35.1	- 87.6
	NO	g	30.0	+ 21.6
	NO ₂	g	46.0	+ 8.1
Ammonium nitrate	N ₂ H ₄ O ₃	s	80.1	- 87.3
	N ₂ O	g	44.0	+ 19.5
	N ₂ O ₃	g	76.0	+ 17.4
	N ₂ O ₄	g	92.0	+ 2.3
	N ₂ O ₅	g	108.0	+ 3.6
	O ⁺	ion	16.0	+ 59.2
Lead azide	PbN ₆	s	291.3	+110.0
	SO ₂	g	64.1	- 71.0
	SO ₃	g	80.1	- 95.1
Quartz	SiO ₂	s	60.1	-205.0
Zincite	ZnO	s	81.4	- 83.2

TABLE 2 (cont.)

ATOMIC WEIGHTS

Al = 127.00, C = 12.01, Ca = 40.08, Cl = 35.46, H = 1.01,
Hg = 200.61, K = 39.09, Mg = 24.31, N = 14.00, Na = 23.00,
O = 16.00, Pb = 207.21, S = 32.07, Si = 28.09, Zn = 65.37

CONVERSION FACTORS

1 lb = 454 gm,

1 cal/gm = 1403 ft-lb/lb,

1 BTU = 252 cal

217

TABLE 3.

HEATS OF EXPLOSION (Q_e) FOR SELECTED
EXPLOSIVE COMPOUNDS AND MIXTURES

400°
3000 1,383,400
Potential Energy $\int P dV$

A. COMPOUNDS:

<u>Formula</u>	<u>Products</u>	Q_e , cal/cm	Q_e , ft-lb/lb
(Salt peter) KNO_3	K_2O, NO, O_2	+956	+1,334,950
(SN) $NaNO_3$	Na_2O, NO, O_2	+860	+1,206,580
(AN) $N_2H_4O_3$	H_2O, N_2, NO_2	-663	- 828,520
(NG) $C_3N_3H_5O_9$	H_2O, N_2, CO_2, NO	-1,468	-2,060,170
(EGDN) $C_2N_2H_4O_6$	H_2O, N_2, CO_2	-1,629	-2,285,770
$CaCO_3$	CaO, CO_2	+422	+ 422,775
(PETN) $C_5N_4H_8O_{12}$	H_2O, N_2, CO_2, CO	-1,402	-1,967,570
(RDX) $C_3N_6H_6O_6$	H_2O, N_2, CO	-1,220	-1,711,240
(NCENS) $C_6N_3H_7O_{11}$	H_2O, N_2, CO_2, CO	-1,402	-1,966,870
(Tetryl) $C_7H_5H_5O_8$	H_2O, N_2, CO, C	-1,009	-1,415,210
(Picric Acid) $C_6N_3H_3O_7$	H_2O, N_2, CO, C	-779	+1,092,940
(TNT) $C_7N_3H_5O_6$	H_2O, N_2, CO, C	-986	-1,383,220
(DNT) $C_7N_2H_6O_4$	H_2O, N_2, CO, C	-1,054	-1,478,480
(Cellulose) $C_6H_{10}O_5$	H_2O, C	-777	-1,089,7
(Starch) $C_6H_{10}O_5$	H_2O, C	-517	-725,770
(Lead oxide) PbN_2	N_2, Pb	-370	-519,110
(FO) CH_2	H_2, C	-500	-701,500
$KClO_3$	KCl, O_2	-87	-122,480

B. MIXTURES

$2CH_2 + 3O_2$ (23/77)	H_2O, CO_2	-2,337	-3,278,950
$C + O_2$ (27/73)	CO_2	-2,139	-3,000,600
$C + 2AN$ (7/93)	H_2O, N_2, CO_2	-868	-1,217,800
$CH_2 + 2AN$ (8/92)	H_2O, N_2, CO	-761	-1,067,560
$CH_2 + 3AN$ (6/94)	H_2O, N_2, CO_2	-897	-1,257,790
$CH_2 + 5AN$ (3/97)	H_2O, H_2, CO_2, NO	-580	-813,040
Cellulose + 12AN (15/85)	H_2O, H_2, CO_2	-911	-1,277,570
$2CH_2 + 9AN + 2Al$ (3/90/7)	H_2O, N_2, CO_2, Al_2O_3	-1,160	-1,626,920
$2CH_2 + 9AN + 4Al$ (2/85/13)	H_2O, N_2, CO_2, Al_2O_3	-1,398	-1,961,113
$2CH_2 + AN + 2SN$ (10/29/61)	H_2O, H_2, CO_2, Na_2O	-693	-971,580

66

218

TABLE 3 (Cont.)

Formula	Products	Q_c , cal/cm	Q_c , ft-lb/lb
(Amatol 53AN + 10TNT (65/35)	H_2O, N_2, CO, C	-500	-701,500
(AMATOL) 21AN + 2TNT (79/21)	H_2O, N_2, CO_2	-1,310	-1,840,000
(TRITONAL) 10TNT + 21A1 (80/20)	$H_2O, N_2, Al_2O_3, CO, C$	-3,938	-5,525,300
(PENTOLITE) 14TNT + 10PETN (50/50)	H_2O, N_2, CO, C	-998	-1,400,330
(COMP. B) 70TNT + 10ORDX + 103 Wax + 8 Polyisobutylene	H_2O, N_2, CO, C	-1,157	-1,623,270
(COMP. C-4) 10ORDX + 28 Wax + 9 Polyisobutylene + 3 Sebacate	H_2O, N_2, CO, C	-1,293	-1,814,080
C + 4NG (1/99)	H_2O, N_2, CO_2	-1,598	-2,242,130
Cellulose + 24NG (3/97)	H_2O, N_2, CO_2	-1,595	-2,237,080
Cellulose + 12NG + 6AN (5/81/14)	H_2O, N_2, CO_2	-1,481	-2,077,420
Cellulose + 2NG + 11AN (11/30/59)	H_2O, N_2, CO_2	-1,124	-1,577,390
Cellulose + 4NG + 4SN (12/64/24)	H_2O, N_2, CO_2, Na_2O	-1,289	-1,807,770
Nitrocellulose + 9NG (13/87)	H_2O, N_2, CO_2	-1,632	-2,290,000
Cellulose + 2NG + 6AN + 2SN (13/36/38/13)	H_2O, N_2, CO_2, Na_2O	-1,121	-1,572,623
$CH_4 + 2O_2$ (20/80)	H_2O, CO_2	-2,375	-3,332,130

3,332,130

Charges → Initial pressure

No charges → Thermal chemical equilibrium pressure =
 = Explosion pressure
 = Berthole pressure

> Small comparative - with Thermo Chemia
 ≠ Ignition pressure.
 ≠

129

The Mechanics of
ROCK BREAKAGE

By RICHARD L. ASH, P.E.



REPRINTED FROM

PIT and QUARRY

Vol. 56, Nos. 2, 3, 4, and 5

University of Missouri - Rolla
Rolla, Missouri 65401

231



IN quarrying, the profitability of an operation is directly controlled by the blasting, because it is at the face that the production

cycle begins. Poor blast results invariably will lead to economic difficulties. In addition, the frequent changes and complexity of operating conditions force operators to struggle continually with their problems, often without reaching satisfactory solutions. The usual trial-and-error approach as such is expensive and often hazardous, and it rarely leads to complete success because of a lack in flexibility of application. Also, information that is generally available on blasting is not usually applicable from the practical viewpoint.

For these reasons certain basic standards have been developed to assist producers in the design and evaluation of their blasting. It is the purpose of this discussion, therefore, to describe those guidelines and show how they can be applied, in order that normal blasting difficulties might be reasonably avoided.

There are two fundamental effects from blasting that must be controlled: fragmentation and displacement. For the first effect, uniformity of particle-size distribution and the limits of actual sizing are the two important qualities. Usually reasonably uniform sizing is preferred, too many fines or too many slabs being undesirable. Similarly, for the second effect, rock movement, too little or too much displacement is not wanted for economic and safety considerations. The two effects always become problems if overbreak occurs. Air blast and objectionable ground vibration are also problems that can lead to serious difficulties if uncontrolled. Thus, to direct these effects properly and apply the basic standards successfully, one should first have a working knowledge of the blasting process itself.

THE MECHANICS OF ROCK BREAKAGE

Rocks are normally more resistant to failure by compression, or crushing, than they are to being separated by tension. For example, limestones as a group may have compressive strengths of 3,500 to 25,000 psi,

The Mechanics of

Part I

but they may have tensile strengths as low as 500 to 2,500 psi. In addition, the ordinary high explosives and blasting agents normally used in blasting produce very high pressures at extremely rapid reaction velocities, which may be from 8,000 to

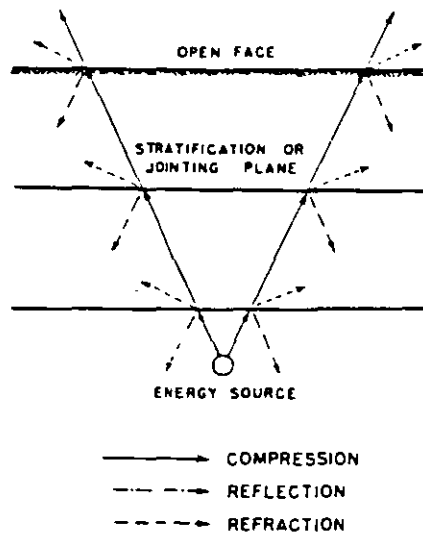


Figure 1—Energy reflection and refraction force components at density interfaces.

26,000 fps (5,300 to 17,000 mph). The rapidly developed pressures in blastholes may be as low as 250,000 psi or in excess of 2,000,000 psi, depending on the particular type of explosive and the conditions under which it is used. The effect of explosives reacting on rocks, then, is one of impact, or impulse, from a quickly applied blow of extremely high intensity.

When explosive charges are used in circular blastholes, the sudden application of high pressures into the surrounding rock is exerted equally in all directions along the blasthole perimeter. The rock in that region is quickly compressed, usually crushing the rock for a limited distance.

The sudden application and following quick release of high pressure introduces a compressive stress-wave that quickly spreads throughout the rock mass as an elastic wave. This action results because most rocks are characterized by some brittleness and are therefore somewhat elastic. The particular speed at which the energy travels through the rock is a function of the rock's density, denser materials transmitting compressive-wave energy at high rates and the porous or lighter rocks at relatively low speeds.

For simplicity, one might visualize the wave effect as being similar to that achieved by dropping a stone into a pond of water. As with the waves in water when they encounter a shoreline, some of the compressive-wave energy from the explosive transmitted through the rock is reflected and refracted (bent) at all changes of density or structural discontinuities (Figure 1). Any open face, change of rock type, etc., will produce this effect. The remainder of the energy, however, tries to continue along its original travel direction. The angle of travel

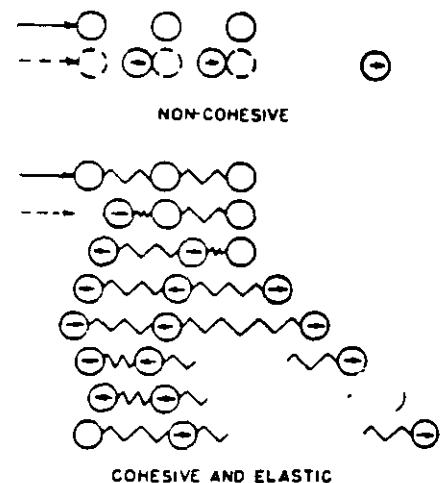


Figure 2—Energy transmission in materials from impulsive loads.

ROCK BREAKAGE

By RICHARD L. ASH, P.E.
School of Mines and Metallurgy
University of Missouri

direction of the reflected energy is the same in value but opposite to the direction of the energy imparted at the boundary, the direction of energy refracted into the next material being a function of the characteristics of both materials. Thus, at every change of density some of the impulsive energy is reflected and refracted, the balance continuing to travel in its initial direction through the second material.

The action of energy transmission is more easily understood if one first considers the material being blasted as being made of many small particles (Figure 2). If a blow is exerted on one particle, we could expect the energy to be transmitted in the direction of the applied blow to adjacent particles, until the energy is eventually consumed as a result of work-performing effects such as friction, dampening, fragmentation, etc. Particles in a pile of sand are noncohesive; so there is little or no attraction between the particles, even though each may have a certain amount of elasticity within itself. Most rocks, however, are cohesive as well as somewhat elastic, thus promoting a different effect from that occurring in loose materials.

For the noncohesive particles, the one on the outside of the pile, on receiving a blow from an adjacent one inside, would endeavor to keep traveling outward, since there are no particles remaining to impede its movement. The cohesive material, on the other hand, would have the outer particles held to adjacent ones, as if by springs. If the blow is sufficiently strong, the inertia of the outer particles will tend to keep them moving outward, once the energy has been applied to them, the springs then being placed in tension. If the tensile strength of the springs is exceeded, they will break. The sudden release of tension will in turn cause the adjacent particles toward the inside of the mass to rebound. As each particle is acted upon in this fashion, beginning at the open face,

the springs will be broken in subsequent order back to the source of the initial blow, provided that there is enough energy remaining to exceed the tensile strength of all of the springs.

Thus, the stressing action of breaking rock begins at a free surface, or change in density, and moves back in toward the explosive charge. The problem for proper fragmentation, then, is to be certain there is sufficient applied energy to permit travel outward from the explosive charge and return, with sufficient strength to exceed the tensile strengths of the rocks along the entire path of travel.

Since blastholes are circular, the energy propagation will spread out in distance from the source, or as a fan. This action causes the energy travel in particles to move in different directions. In addition, stresses developed in the walls of blastholes will decrease rapidly as the energy pulses travel away from the charges. There will be only one direction, that perpendicular to a free face and usually called the burden, where energy will be the strongest and first

to reach the boundary surface. Energy from the explosive charge will continually weaken and will reach outer particles along the face at later intervals in progressive order.

Fly rock velocity will be greatest at the center point, where the energy travel distance is least; on either side, particles will have less energy imparted to them and will have a progressively greater lateral action as distance is increased from the center. The appearance of the face assumes the shape of a large bubble opposite the charge, with the outermost edge stretched in lateral tension (Figure 3). As a result of this action a crater forms, caused by the combination of tensile effects *along* the energy travel paths from the charge outward *and* those between particles *laterally* because of the diverging action imposed by the differences in energy travel directions.

The outline of the excavation and fracture pattern within the cratered portion are influenced strongly by the structural planes of weakness in the rock mass, such as slips and joints. Whether or not there is enough energy to travel outward *and*

About the Author



Richard L. Ash

The author of this article is a third-generation mining engineer, who received his formal education in this field at the Pennsylvania State University and his extensive experience in working for Atlas Chemical Industries, Inc. (Explosives Division) and later with firms in the construction, mining, quarrying, and seismic prospecting industries. He served as a naval engineering officer in the Pacific theatre from 1942 to 1946.

Since 1960 he has been a member of the faculty of the University of Missouri School of Mines and Metallurgy. He is also working on research for the department of mining engineering. In addition, he is a consultant on industry problems and is engaged in sponsored research projects and special field assignments. Specialties include excavation techniques, rock mechanics and explosives technology, and blasting problems, with relation to cost and legal aspects.

Mr. Ash is a reserve officer with the United States Civil Engineers Corps and a member of the following: AGI, AIME, ASEE, MSPE, NSPE, SAME, SGE, and SME. He has published articles and presented addresses on equipment performance, explosives, and blasting applications.

return must be determined for each blasting situation. If the amount of initial explosive energy is inadequate for the total travel distance, so that the tensile strengths are not exceeded both outward and on return, one can expect to find the unbroken rock, or very coarse breakage, inside the broken rock pile, nearest the location of the blasthole.

Where excess energy is used, the broken rock will be thrown farther out from the face, and there may be some overbreak in back of holes and on the edges. On the other hand, if slabs or boulders are found on the outside of the pile after blasting, it is most likely because the ledge was cracked before the blast was made, from earlier overbreak, or because mud seams or similar density changes existed in the rock mass. Cracks, or density changes, serve to reflect and refract energy before it reaches the outer free face, with a subsequent reduction in energy levels passing through, the outside portions therefore being merely pushed out from the face.

For most field blasting, more than one free face will exist, i.e., a bench or ledge is present. The addition of a third free face, such as a corner, will alter the crater effect (Figure 4). Since the relative distances to open faces from a charge determines which face is stressed first, too large a difference in distances often gives humps, toes, or very coarse fragmentation in the area with the longest distance. Full cratering with overbreak will occur on the other side, where energy travel is the least, even though a corner may be present.

In that blastholes are much greater in length than they are in width, the effects from the explosive reaction along the blasthole must also be considered, cylindrical rather than spherical effects being the usual condition. Figure 5 illustrates blastholes in a ledge with pertinent terminology described, while Figure 6 gives wave forms in rock resulting from the cylindrical effect.

It is apparent from the sketches that the time when the compressive-energy wave in rock first arrives at an open face will be different for each blasting situation. The shape of the wave will vary from that of a sphere to a cone, the actual shape of which is a function of the explosive's reaction velocity (v_r) to that of en-

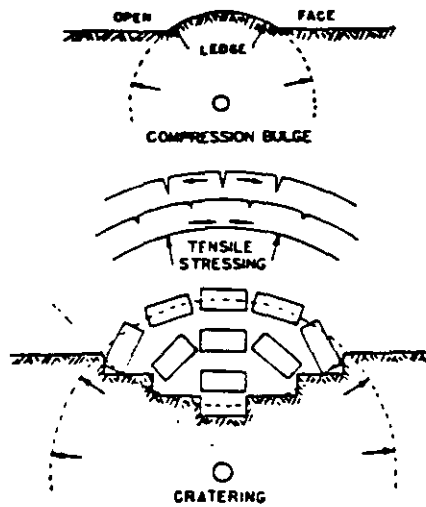


Figure 3—Sequence of actions in crater formation.

ergy travel in the rock (v_r), usually expressed as the K_v or velocity ratio.

The primer location will determine that portion of the ledge which will be stressed and displaced first. As hole depths increase, the difference in blast effects will become greater. Collar priming usually pro-

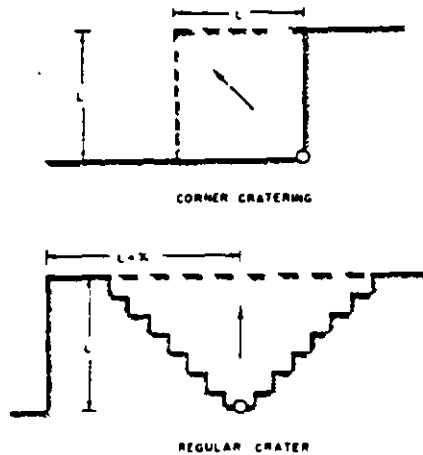


Figure 4—Influence of free-face locations on crater position.

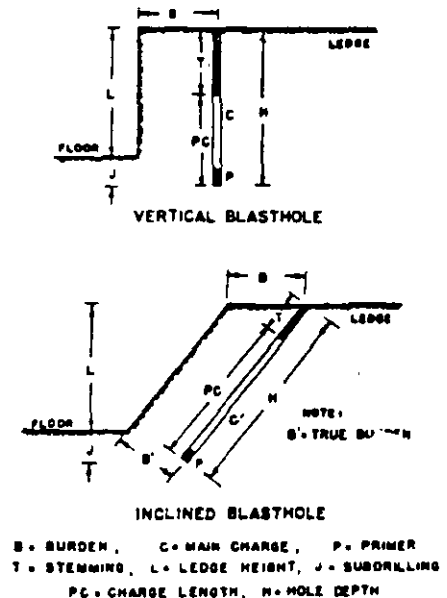
notes a waterfall effect, with the broken rock left in high piles directly against the vertical face. Bottom priming tends to scatter, or spread out, the broken rock over a larger floor area. Center priming, on the other hand, produces a compromise effect. Collar and bottom priming, when used together in the same blasthole, will tend to increase the stressing in the ledge center, thereby intensifying the fragmentation and displacement actions.

The influence of gravity, or static loading, has little or no practical

effect on fragmentation under most blasting conditions. However, for vertically drilled blastholes the higher the ledge, the proportionately greater the resistance to displacement of rock at ledge bottom the pressure waves produced in the rock from every point along an explosive column cannot reach the vertical and horizontal free faces at the same time, it is most often preferred that stressing begin at the base of the vertical free face. This is usually because of the need for adequate displacement to insure easy and safe digging.

Blastholes that are inclined (Figure 5) help to compensate for weight effects as well as to extend the effective area for stressing in the vicinities of hole collars and bottoms. Boulders most often come from those areas. It has been shown that the greater the angle of inclination the better geometrically proportioned becomes the stemming zone for cratering, thus reducing back-break effects. But air blast and possible violence are more likely to occur since the volume of rock is appreciably reduced in the stemming region. Thus, less dense explosive would be preferred in collar area. It should be noted, however, that stressing in portions of the ledge other than at the collar and floor level will be no different, regardless of the hole inclination, provided that the bench face parallels the charge column.

Figure 5—Blasthole terminology.



The Mechanics of ROCK BREAKAGE

STANDARDS FOR BLASTING DESIGN

Part II of a Series

It is not enough just to understand what happens during blasting. Probably the most important thing to the average person is to know how blast effects can be controlled to suit the requirements of his operation. In this respect there are available five basic standards upon which to evaluate blasts, all of which are unitless (dimensionless) ratios. They can be applied to both underground and surface blasting with equal success. For simplicity, however, their use will be discussed as applied to surface (open-pit) blasting conditions. The standards are defined as follows:

1. **Burden Ratio (K_B)**—the ratio of the burden distance in feet to the diameter of the explosive in inches, equal to $12 B/D$.

2. **Hole-Depth Ratio (K_H)**—the ratio of the hole depth to the burden, both measured in feet, or H/B

3. **Subdrilling Ratio (K_J)**—the ratio of the subdrilling used to that of the burden, both expressed in feet, or J/B

4. **Stemming Ratio (K_T)**—the ratio of the stemming, or collar distance to that of the burden, both being in feet, or T/B

5. **Spacing Ratio (K_S)**—the ratio of the spacing dimension to that of the burden, both measured in feet, or S/B .

Burden Ratio The most critical and important dimension in blasting is that of the burden. There are two requirements necessary to define it properly. To cover all conditions, the burden should be considered as the distance from a charge measured perpendicular to the nearest free face and in the direction in which displacement will most likely occur. Its actual value will depend on a combination of variables, including the rock characteristics, the explosive used, etc. But when rock is completely fragmented but displaced little or not at all, one can assume the critical value has been approached. Usually, an amount slightly less than the critical value is preferred by most blasters.

There are many formulas that

provide approximate burden values, but most require calculations that are bothersome or complex to the average man in the field. Many also require knowledge of various qualities of the rock and explosives, such as tensile strengths and detonation pressures, etc. As a rule, the necessary information is not readily available, nor is it understood.

A convenient guide that can be used for estimating the burden, however, is the K_B ratio. Experience shows that when $K_B=30$, the blaster can usually expect satisfactory results for average field conditions (Table 1). Thus, for a 3-in. diameter explosive, a 7½-ft. burden ($30 \times 3/12$) would be a reasonable approximation. To provide greater throw, the K_B value could be reduced below 30, and subsequent finer sizing is also expected to result.

Light density explosives, such as field-mixed AN/FO mixtures, necessarily require the use of lower K_B ratios (20 to 25), while dense explosives, such as the slurries and gelatins, permit the use of a K_B near 40. The final value selected should be the result of adjustments made to suit not only the rock and explosive types and densities but also the degree of fragmentation and displacement desired.

To estimate the desired K_B value, one should know that densities for explosives are rarely greater than 1.6 or less than 0.8 gm/cc. Also, for most rocks requiring blasting, the density in gm/cc rarely exceeds 3.2, nor is it less than 2.2, with 2.7 (165 lb. per cu. ft. in the solid) by far the most common value. Thus, by first approximating the burden make simple estimations toward 20 at a K_B of 30, the blaster can then

Table 1—Standard Blasting Ratios for Vertical Blastholes
(All Types of Surface Blasting, 20 Different Rock Types, Hole Depths From 5 to 260 ft., and Hole Diameters From 1½ to 10½ in. for All Grades of Explosives)

All Operations				All Operations but Coal Strippings			
K_B Group	Frequency	K_H Group	Frequency	K_J^* Group	Frequency	K_T^* Group	Frequency
		0.0-0.9	0			0.10-0.19	0
10-13	0	1.0-1.9	43			0.20-0.29	6
14-17	5	2.0-2.9	70	0.00-0.09	15	0.30-0.39	12
18-21	13	3.0-3.9	56	0.10-0.19	18	0.40-0.49	18
22-25	51	4.0-4.9	45	0.20-0.29	27	0.50-0.59	18
26-29	74	5.0-5.9	22	0.30-0.39	26	0.60-0.69	25
30-33	66	6.0-6.9	22	0.40-0.49	25	0.70-0.79	19
34-37	44	7.0-7.9	11	0.50-0.59	2	0.80-0.89	13
38-41	20	8.0-8.9	4	0.60-0.69	6	0.90-0.99	6
42-45	7	9.0-9.9	2	0.70-0.79	2	1.00-1.09	14
46-49	4	10.0-10.9	8	0.80-0.89	0	1.10-1.19	7
50-53	0	11.0-11.9	0			1.20-1.29	7
		12.0-12.9	1			1.30-1.39	3
						1.40-1.49	2
						1.50-1.59	2
Total	284	Total	284	Total	125	Total	152
Mean	30	Mean	4.0	Mean	0.28	Mean	0.74
Mode	38	Mode	2.6	Mode	0.24	Mode	0.65
Median	29	Median	3.4	Median	0.27	Median	0.67

*Note—Rf: Ash, R. L., and Pearse, T. E.—"Velocity Hole Depth Related to Blasting Results," *Mining Engineering*—September, 1962, p. 75.

By **RICHARD L. ASH, P.E.**

School of Mines and Metallurgy
University of Missouri

(or 40) to suit the rock and explosive characteristics, densities for the latter exerting the greater influence.

Thus, for light explosives in dense rock, use $K_B=20$; for heavy explosives in light rock, use $K_B=40$; for light explosives in average rock, $K_B=25$; for heavy explosives in average rock, $K_B=35$, etc. Figure 7 illustrates the relationships between burdens and explosive diameters and can be used to approximate values for quick estimations. It should be noted, however, that the burden must be more carefully selected for small-diameter blastholes than for the larger charges, a fact well confirmed by field experience.

Hole-Depth Ratio As a rule, a blasthole should never be drilled to a depth less than the burden dimension, if overbreak and cratering are to be avoided. The primer location and the K_v ratio (Figure 6) have an important influence on the minimum required depth, in that the shape and direction of the wave form de-

termines where and which face is stressed first. In practice, blastholes are generally drilled from $1\frac{1}{2}$ to 4 times the burden dimension; and blasting is done most frequently with a K_H value of 2.6 (Table 1).

One could then presume that when using a 3-in. explosive of average density in normal rock with a $7\frac{1}{2}$ -ft. B, a hole depth from 10 to 30 ft. would normally give satisfactory results. As the depth increased beyond 30 ft., displacement problems could result, leaving toes or bootlegs (part of the hole left intact) because of the failure to pull the full ledge height. Inclined drilling will help to eliminate some of the difficulty. But a hole depth less than the burden, 8 ft., for example, could always be expected to be violent and to produce overbreak in back of holes.

Subdrilling Ratio The primary reason for drilling blastholes below floor level (or grade) is to insure that a full face will be removed. Uneven floors

caused by humps and toes generally create problems for later blasting, as well as in loading and haulage operations. For most conditions required subdrilling (J) should be less than 0.2 the burden dimension, a K_v of at least 0.3 being preferred for quite massive ledges (Table 1).

The amount of necessary overdrilling logically depends upon the structural and density characteristics of the ledge, but also on the direction of the blastholes, in that inclined holes require less subdrilling and horizontal holes no subdrilling whatsoever. Under certain conditions no subdrilling is required also for vertical holes, as would be the case for many coal strippings or rock quarries having a pronounced parting at floor level. However, for relatively massive rock drilling, at least

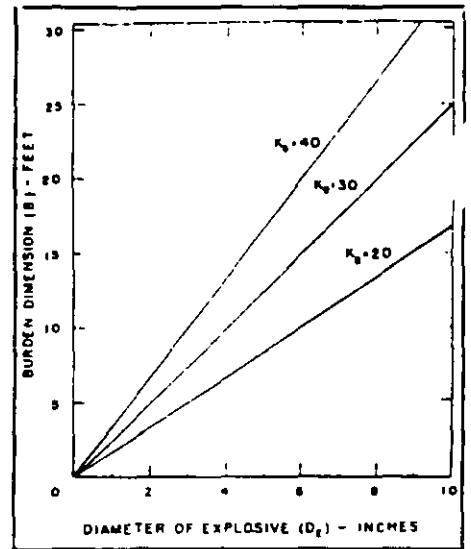


Figure 7—Relationships between burden dimension and explosive diameter.

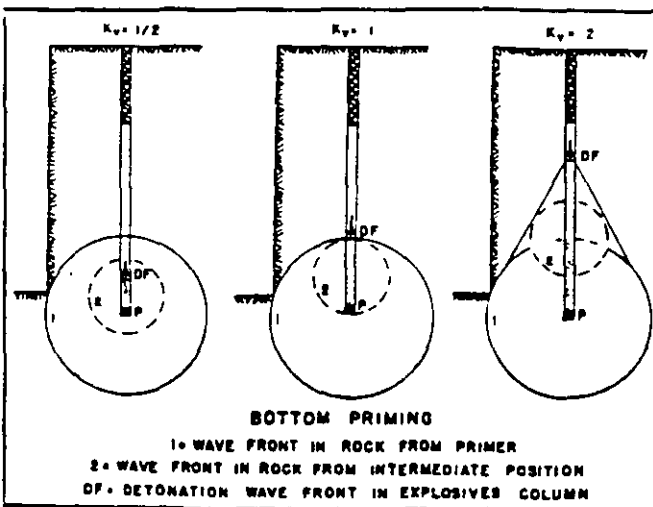
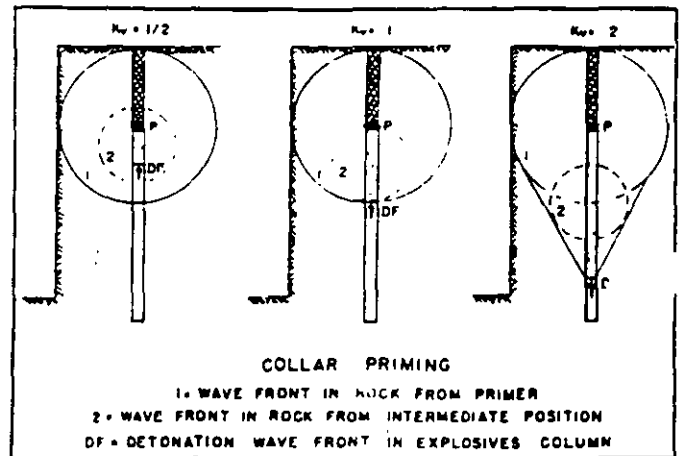


Figure 6—Compressive stress wave-forms in massive uniform rock.



228

0.3 the burden below the floor will insure that full ledge heights are obtained, provided, of course, that a proper K_{10} value is also used. Thus, for the 3-in. explosive and 7½-ft. burden, the blasthole should be drilled at least 2½ ft. below floor level.

Stemming Ratio Collar and stemming are sometimes used to express the same thing. However, stemming refers to the filling of blastholes in the collar region with materials such as drill cuttings to confine the explosive gases. But stemming and amount of collar, the latter being the unloaded portion of a blasthole, perform other functions in addition to confining gases. Since an energy wave will travel much faster in solid rock than in the less dense unconsolidated stemming material, stressing will occur much earlier in the solid material than compaction of the stemming material could be accomplished. Thus, the amount of collar that is left (T), whether or not stemming is used, determines the degree of stress balance in that region. The use of stemming material then assists in confining the gases by a delayed action that should be long enough in time duration to permit their performing the necessary work before rock movement and stemming ejection can occur. For stress balance in bench-blasting of massive material, the value of T should equal the B dimension (Figures 5 and 6).

Usually a K_T value of less than 1 in solid rock will cause some cratering, with back break and possible

violence, particularly for collar priming of charges. However, if there are structural discontinuities in the collar region, reflection and retraction of the energy waves reduce the effects in the direction of the charge length. Thus, the K_T value can be reduced under such circumstances, the amount depending upon the degree of energy reduction at the density or structural interfaces. Field experience shows that a K_T value of 0.7 is a reasonable approximation for the control of an blast and stress balance in the collar region (Table 1). Thus, for the 3-in. explosive using a 7½-ft. burden, 5 to 6 ft. of collar with suitable stemming is generally satisfactory.

Spacing Ratio Commercial blasting usually requires the use of multiple blastholes, making it necessary for blasters to know whether or not there are any mutual effects between charges. If adjacent charges are initiated separately (in sequence), with a time-delay interval of sufficient length to permit each charge to complete its entire blasting action, there will be no interaction between their energy waves (Figure 8).

However, if the time interval for initiating adjacent charges is reduced, complex effects will result. There might be reinforcement or cancellation of forces, depending upon the force magnitudes and directions at their point of interference. For charges initiated simultaneously, or

at extremely short-delay intervals, the reinforcement action increases with larger angles of force collision. This action promotes greater ground vibration force-effects. However, as described earlier, the energy levels of stresses in the rock are reduced by the fan effect as distance from the source of energy increases. The mutual reinforcement action then tends partially to minimize the energy reduction because of fan effect reductions, thus permitting greater spacings to be used between blastholes initiated simultaneously than when delayed.

The manner in which the zone of rock between holes is broken depends then not only on the particular initiation-timing system used but also on the spacing dimension. Ideal energy balancing between charges is usually accomplished when the spacing dimension is nearly equal to double that of the burden ($K_s=2$) when charges are initiated simultaneously. For long-interval delays, the spacing should approximate the burden, or $K_s=1$. For short-period delays, the K_s value will vary from 1 to 2, depending upon the interval used. However, since structural planes of weakness such as joining, etc., are not actually perpendicular to one another, the exact value for K_s normally will vary from 1.2 to 1.8, the preferred value of which must be tailored to local conditions.

Most difficulties resulting from blasting can be attributed to the use of an unsuitable K_s relationship.

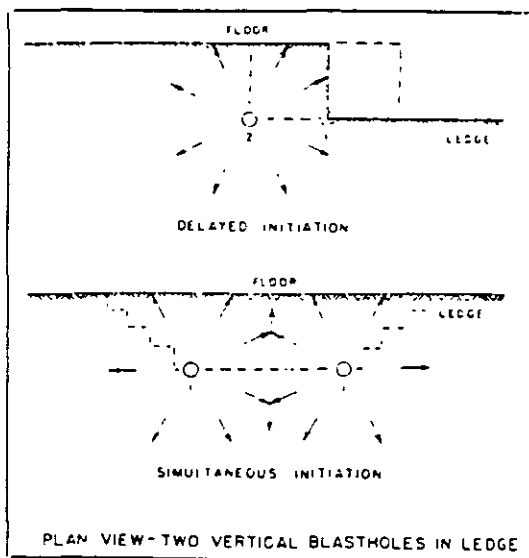
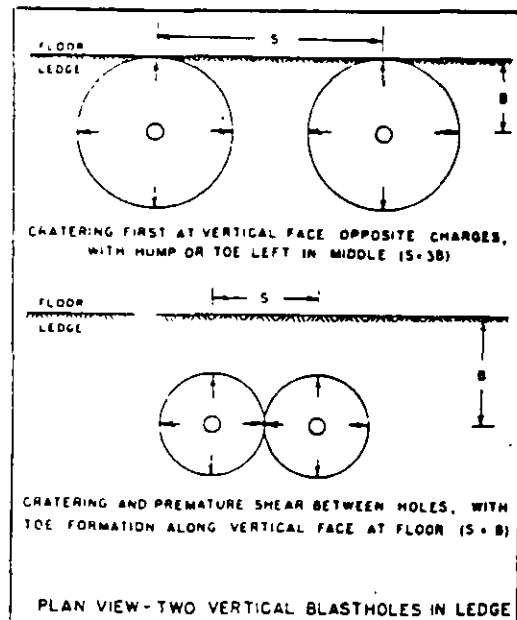


Figure 8—Compressive pulse force interactions for multiple-charge initiation (balanced K_s ratios.)

Figure 9—Compressive-pulse wave-positions at instant cratering begins. (Simultaneous initiation of multiple charges with unbalanced K_s ratios.)



For example, from Figure 9, illustrating compressive-pulse wave positions, one can see that when fracturing begins for simultaneous initiation, extended spacing (K_s greater than 2) always lead to horizontal cratering. The action always leaves humps at floor level between the blastholes. Too close a spacing, on the other hand, causes premature shearing between holes. This condition produces finely broken rock between holes, providing all the explosive reacts, but with boulders or slabs formed in the burden zone.

Premature shear and related loss of confinement further promotes volume changes, with subsequent pressure drops in the blasthole region, which for the relatively insensitive blasting agents may kill the reaction completely and result in a misfire. The action also usually loosens stemming too early and permits the release of gases out through the collar regions. Unless deliberate shearing is desired, as for pre-splitting when charge loads should be reduced and fairly sensitive explosives are used, normal blasts exhibit vertical cratering, overbreak, violent fly rock, nonuniform breakage, and toes at floor level.

It can be generally assumed that uniformity of sizing is a direct result of the K_s ratio. If on firing a single hole the rock is satisfactorily broken and cleanly removed without excessive displacement, it may be assumed the burden is satisfactory. Too often blasters reduce the burden rather than extend the spacing in their desire to eliminate boulders

or to make rock sizing more uniform.

The basic principles for spacing selection apply to all multiple-charge blasts, as long as all holes are drilled parallel and in the same direction relative to one another. Figure 10 illustrates the basic drill patterns for most field conditions and may be summarized as follows: (1) for sequence delays in the same row, the K_s should be near 1; (2) for simultaneous initiation of holes in the same row, the preferred K_s is near 2; (3) for sequence timing in the same row and simultaneous initiation laterally between holes in adjacent rows, the entire blast should be drilled in a square arrangement in order to avoid stress unbalance; and (4) staggered drill patterns are preferred between rows within which all charges are initiated simultaneously.

It should be noted that the actual (or true) burden may be different from that normally considered for each separate blasting condition, if we take into account the fact it should be measured in the direction in which displacement occurs. For example, in Figure 5 the true burden for an inclined hole is not actually the horizontal distance, since stressing from wave travel will occur earliest at a point on a line perpendicular to the free face (B'). Thus, the normally considered horizontal burden can be extended by inclining the blasthole even though the true burden would be the same as that discussed previously ($K_s=20$ to 40).

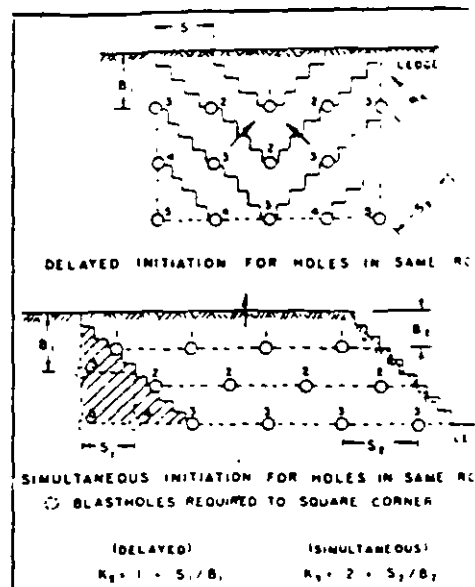


Figure 10—Basic drill-pattern relationships. (Ideal blasting conditions.)

From Figure 10 one can see that the preferred K_s never changes, regardless of conditions, with a K_s near 1 for sequence and near 2 for simultaneous initiation patterns. Because movement is about 45 degrees with the open face for sequence timing, when holes in adjacent rows measured laterally are initiated at the same time, their true actual burden must be considered as measured laterally since movement is perpendicular to that direction. Thus, for different drill patterns but using the same K_s value, the actual area (or volume) of rock blasted should not change.

This can be explained by the example of the 7½-ft. burden for a 3-in. explosive, where a 10 x 10-ft square pattern is desirable for sequence timing in the same row; but a 7½ x 13-ft. staggered pattern would work equally well when all holes in the same row are fired together. A typical 8 x 12-ft. pattern often followed in the field is merely a compromise between the two more desirable arrangements. However, the pattern invariably gives non-uniform breakage, particularly in massive rock, no matter what timing system is used because of stress unbalance, and resulting overbreak in corners.

Under certain conditions K_s ratio controls displacement to an advantage. If the timing system is properly selected to give a desired blast effect, slight adjustments can

Table 2—Normal Drill-Pattern Dimensions for Average Blasting Conditions
(All Values in Feet Except for Explosive Diameter)

D _i Inches	B	J	T	L (Max.)	Equivalent Patterns	
					Staggered (Simultaneous Timing)	Square (Sequence Timing)
1	2½	1	2	10	2½ x 4	3 x 3
2	5	2	4	20	5 x 9	7 x 7
3	7½	2½	5	30	7½ x 13	10 x 10
4	10	3	6	40	10 x 18	13 x 14
5	12½	4	8	50	12½ x 22	16 x 16
6	15	5	10	60	15 x 27	20 x 20
7	17½	5½	12	70	17½ x 31	23 x 23
8	20	6	14	80	20 x 36	26 x 27
9	22	7	15	88	22 x 40	29 x 30
10	24	7½	16	96	24 x 43	32 x 32
11	26½	8	18	106	26½ x 48	35 x 36
12	29	9	20	116	29 x 52	38 x 39

*Note—Minimum L=B

be made to the K_s ratio so as to place the broken rock in an other-than-normal position, but with some sacrifice in uniformity of rock sizing. For example, for a K_s of 0.7 to 0.9 (whereby the spacing actually becomes the burden) the use of sequence timing causes broken rock to move parallel or along the ledge face and not out onto the floor, as is the effect often desired in coal stripping. On the other hand, a K_s of 1.2 to 1.4 for delayed charges moves the broken rock farther away from the ledge.

SUMMARY

Most blasting difficulties occur because of a lack in understanding of how rock is broken and the use of improper charge-placement and initiation-timing practices. The clues as to what could be wrong are often revealed by observing how a blast performs: whether or not nonuniform breakage results, toes are left, overbreak and violence occur, and similar undesirable effects exist. Provided that the proper explosives are employed for the operating conditions, certain standards can be applied, to help in the evaluation of blasts. These standards can also assist in providing guidelines as to which direction adjustments should be made for correcting any difficulties. The standards are practical and simple to apply, being based on two fundamental, usually known quantities, explosive diameters and ledge height. The standards are as follows:

$$K_H = 20 \text{ to } 40 \text{ (30 avg.)}$$

$$K_H = 1\frac{1}{2} \text{ to } 4 \text{ (2.6 avg.)}$$

$$K_s = 0.3 \text{ minimum}$$

$$K_r = 0.5 \text{ to } 1 \text{ (0.7 avg.)}$$

$$K_c = 1 \text{ to } 2$$

As a rule, the K_s relationship is the first standard to apply, since it provides the burden dimension. An exception to this is for blasting extremely low or very high ledges. In such cases the ratio must be adjusted to suit the ledge height. For normal conditions and using a 2-in. explosive, for example, the burden will average near 5 ft. for hole depths not less than 7½ ft. nor more than 20 ft., with subdrilling of at least 1½ ft. and stemming near 3½ ft. The ledge height (L) could then be from 5 to 6 ft. up to about 18½ ft. Table 2 lists data for normal operating conditions. However, the spacing value for adjacent charges will depend entirely on the timing system used and on the rock structural features; but it will vary from 5 to 10 ft. for the example given.

For ledge heights less than the minimum, smaller-diameter explosives should be used; otherwise, overloading and possible violence will occur. For very high faces, the burdens must be reduced or the explosive diameters increased. The latter can be accomplished by drilling larger vertical holes, springing or enlarging holes at their bottoms, using additional snake, or horizontally drilled, holes in the toe region, inclining the drill holes, etc.

An additional problem often present in blasting is that of cap rock, or hard massive layers at the top of a ledge. Using less than normal stemming does nothing but promote violence, since this solution only aggravates vertical cratering, with subsequent overbreak. Instead, an additional short hole should be drilled in the block center, with part of the normal explosive charge

for the deeper holes divided equally between a small deck charge, loaded near the collar of the deep hole but separated from the main charge by stemming, and a small charge placed in the extra short hole. In this manner the ledge height limitations are satisfied, with the cap rock and remainder of the ledge then being considered as two separate benches, even though they are blasted at the same time.

The standards will be found to be quite convenient and useful, after very little practice, not only for the initial design of blasts but also in providing guidelines upon which to correct normal blasting difficulties which invariably occur from time to time. However, one must realize that the standards in themselves are not cure-alls, since blasting as such depends heavily on cost and safety considerations as well as on the explosive grades used, the material's characteristics, and blasting techniques employed.

The Mechanics of

CHARACTERISTICS OF EXPLOSIVES

Part III of a Series

IN selecting an explosive upon which to base a particular set of blasting standards, the choice will depend largely on the cost and properties of the explosive and its adaptability to the materials to be blasted. Since blasting effectiveness from any explosive is controlled by its chemical composition and the effects produced by the field conditions under which it is used, the user should have a working knowledge of the various explosives products available and their particular properties. In this manner he is then better able to make a practical choice to suit his own operating conditions.

An explosive can be considered simply as a tool for performing work, designed to accomplish a specific job. The work performed is made possible by the gas pressures produced when the explosive reacts. The ideal explosive would be one in which only gases are formed from the original ingredients. However, if some solids are also produced by the reaction, the gas pressures would be correspondingly reduced, with the explosive then being capable of producing less work. Since there are many different field conditions with which to contend, manufacturers offer many different types and grades, many of which are nonideal and designed to have their own qualities that make them differ from one another. Part of the differences are chemical, part are physical. However, since explosives are chemical compounds, it is from their original composition that all basic qualities are first determined.

Ingredients and Composition Most commercial explosives are mixtures of compounds containing four basic elements: carbon, hydrogen, nitrogen, and oxygen. Other compounds with additional elements such as sodium, aluminum, calcium, etc., may also be included to produce certain desired effects. As a rule, manufacturers design their products to be nearly oxygen-balanced. This means that there is the correct amount of oxygen available in the mixture so that during the reaction all of the hydrogen reacts to form only steam (H₂O), the carbon reacts to form only carbon dioxide gas (CO₂), and the nitrogen released

forms only free nitrogen gas (N₂).

If there are other than the basic four elements, e.g., sodium, solids would be expected to be produced, and for these there must be included sufficient additional oxygen to combine with them. When there is an excess of available oxygen, however, certain other compounds are produced, among which are the highly poisonous nitrous-oxide fumes (NO/NO₂). These particular fumes are easily detectable by their obnoxious odor and red-brown color. On the other hand, if there is an oxygen shortage, the deadly carbon-monoxide fume (CO) will be formed, as well as certain other compounds, depending on the ingredients. Unfortunately, carbon monoxide cannot be detected by odor or sight. In addition to the formation of poisonous fumes, an excess or deficiency of oxygen will yield a lower heat of explosion, with a subsequent reduction in pressures produced.

It should therefore be recognized

that if one is to expect safe and efficient results from explosives, there should be a suitable initial chemical balance, with thorough mixing of ingredients to ensure that all materials are in intimate contact, maintenance of the desired mixture while in storage, and then proper use on the job. The following chemical equations may help to illustrate the effects from oxygen balancing, using an AN-FO blasting agent for an example:

- (1) *Balanced for oxygen:*

$$3\text{NH}_4\text{NO}_3 + \text{CH}_2 \rightarrow 7\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2 + 3\text{N}_2$$
- (2) *Excess oxygen:*

$$5\text{NH}_4\text{NO}_3 + \text{CH}_2 \rightarrow 11\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2 + 4\text{N}_2 + 2\text{NO}$$
- (3) *Deficient oxygen:*

$$2\text{NH}_4\text{NO}_3 + \text{CH}_2 \rightarrow 5\text{H}_2\text{O} + 2\text{N}_2 + \text{CO}$$

It is not necessary for an explosive to contain nitroglycerin (NG), nitrostarch (NS), TNT, and similar explosive compounds. The individ-

Table 3—Some Ingredients of Explosives

Name	Chemical Symbol	Function
Nitroglycerin (NG)	C ₃ H ₅ (NO ₃) ₃	Explosive base
Trinitrotoluene (TNT)	C ₇ H ₅ CH ₂ (NO ₂) ₃	Explosive base
Dinitrotoluene (DNT)	C ₇ H ₅ O ₂ N ₂	Explosive base
Ethylene glycol dinitrate (EGDN)	C ₂ H ₄ (NO ₂) ₂	Explosive base, antifreeze
Nitrocellulose	C ₆ H ₇ (NO ₂) ₃ O ₂	Explosive base, gelatinizing agent
Ammonium nitrate (AN)	NH ₄ NO ₃	Explosive base and oxygen carrier
Potassium chlorate	KClO ₃	Explosive base, oxygen carrier
Potassium perchlorate	KClO ₄	Explosive base, oxygen carrier
Sodium nitrate (SN)	NaNO ₃	Oxygen carrier, reduce freezing point
Potassium nitrate	KNO ₃	Oxygen carrier
Wood pulp	C ₆ H ₁₀ O ₅	Absorbent, combustible
Fuel oil	CH ₂	Fuel
Paraffin	CH ₂	Fuel
Lampblack	C	Fuel
Chalk	CaCO ₃	Antiacid
Zinc oxide	ZnO	Antiacid
Aluminum metal	Al	Catalyzer
Magnesium metal	Mg	Catalyzer
Kieselguhr	SiO ₂	Absorbent, anti-caking material
Liquid oxygen	O ₂	Oxygen carrier
Sulphur	S	Fuel
Salt	NaCl	Flame depressant
Organic nitro compounds		Explosive base, but used primarily to sensitize, reduce freezing point, and as anti-caking material

ROCK BREAKAGE

By **RICHARD L. ASH, P.E.**
School of Mines and Metallurgy
University of Missouri

ual characteristics of each ingredient determine whether it may be desirable for use in a mixture. Table 3 gives a partial listing of the many ingredients that might be included in an explosive. It can be recognized that certain compounds may be highly explosive by themselves or may be normally inert; but when combined, the entire mix may form an explosive. For this reason the compounding of explosives should not be attempted by the average person.

Explosive Reactions To be an explosive, the reactions change in form from liquid or solid, or a combination of both, to that of a gas, or gas and solid, must be an exothermic reaction, or one from which heat is released. For most explosives, the quantity of heat released is quite large (Table 4). The gases formed, in turn, quickly produce very high pressures, with the reaction being called either deflagration or detonation

The distinction between the two

types of reaction is that deflagration consists of a burning action at a high rate of speed, the chemical reaction of which causes gaseous formation and pressure expansion along with the burning. Thus, a heaving action from the pressures produced is experienced at nearly the same rate as that of the burning. This type of reaction is characteristic of low explosives, of which black powder is one particular type.

Detonation, on the other hand, consists of the propagation of a shock wave through the explosive, accompanied by a chemical reaction that furnishes energy to sustain the shock-wave propagation in a stable manner, with gaseous formation following shortly thereafter. The shock wave is characterized by a very sharp rise in pressure (Figure 11), in front of which there is a zone in which all immediate matter is ionized. The pressures developed by detonation (shock) are nearly double those produced by the gaseous expansion that follows. All high explosives are designed to detonate,

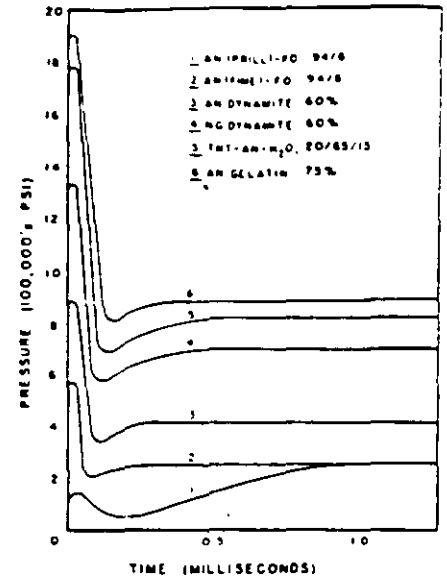


Figure 11—Curves of calculated pressure developed by some selected explosives under perfect confinement.

all low explosives will deflagrate; and blasting agents may exhibit one or the other type of reaction, according to their specifications and conditions of use. The important thing to remember about the reactions is that the effects of one type are very much different from those of the other, detonation producing higher energy and much higher velocities.

To accomplish a desired reaction, certain temperature and pressure conditions must be met, most explosives being designed for use under confinement, e.g., in blastholes. If the temperature required for a proper reaction is not present, no detonation may occur, with only burning or possible deflagration resulting. In practical terms, this means that even though the designed chemical composition calls for detonation, inadequate initial heat from an initiator or primer or a loss in confinement conditions can result in lower blast energy being developed from the explosive charge, or even in complete failure, causing a misfire.

For this reason, control over the confinement and the selection of primers with adequate heat energy and initiating power are particularly important. One should recognize then, which of the explosives need strong priming and which need very little heat for initiating their reactions, not only for reasons of blasting efficiency but for safety considerations as well. (Turn page)

Table 4—Available Heat Energies (Q) for Certain Selected Explosives

Explosive	SG	SC	Q (Cal gm)
Nitroglycerin (NG)	1.6	88	1420
PETN	1.6	88	1400
RDX	1.6	88	1320
Composition B	1.6	88	1140
Tetryl	1.6	88	1010
NG gelatin 40%	1.5	94	820
Slurry (TNT-AN-H ₂ O, 20/65/15)	1.5	94	770
NG gelatin 100%	1.4	101	1400
NG gelatin 75%	1.4	101	1150
AN gelatin 75%	1.4	101	990
→ NG dynamite 40%	1.4	101	930
AN gelatin 40%	1.4	101	800
NG dynamite 60%	1.3	109	990
PETN	1.2	118	1200
Semigelatin	1.2	118	940
Extra dynamite 60%	1.2	118	880
Amatol, 50/50	1.1	128	890
RDX	1.0	141	1280
DNT	1.0	141	960
→ TNT-AN, 50/50	1.0	141	900
TNT	1.0	141	870
AN-FO, 94/6	0.9	157	890
AN low-density dynamite	0.8	176	880
AN	0.8	176	350

To better understand the requirements just described, Table 5 illustrates the approximate temperature characteristics of two basic ingredients used in many commercial explosives. It should be noted that at a very low temperature NG begins to decompose, boiling occurring shortly thereafter. Flame from a fuse, heat released by blasting caps, a relatively warm blasthole (such as one just recently drilled), friction from metal objects, and similar effects can all provide quite easily the relatively low temperature needed to provide dangerous conditions. If the NG is confined, e.g., in a blasthole, the initial decomposition will be accelerated to result in detonation.

On the other hand, AN requires a fairly high temperature before it will begin to decompose and fume, necessitating a large amount of initial heat. However, once decomposition begins, detonation or deflagration will follow with a very small temperature rise. By combining the two ingredients, as is done in the ammonia dynamites, a compromise effect is achieved, the grades having the most NG being the easier to initiate.

Important Properties Of Explosives Most manufacturers supply catalogs and other information concerning the specifications of their products. However, certain properties are particularly important to quarry blasting. A review and explanation of their practical aspects should therefore be of special interest to the operator.

Water Resistance For all explosives, the presence of water in blastholes tends to promote chemical unbalance, as well as retard the heating reaction. Water supplies additional hydrogen and oxygen and requires additional heat to be vaporized into steam. If water is flowing through the ground, a leaching action can occur, whereby certain salts that may be easily dissolved could be removed from the explosive mixture. Explosives may be protected internally from water action by gelatinizing the mix or externally by cartridgeing. The ingredients added for gelatinizing are usually included in the chemical bal-

Table 5—Comparison of Approximate Reaction Temperatures (°F) of NG and AN

	NG	AN
Detonate	420	460
Boil	290	—
Decompose	140	410
Freeze	50	340

ance, as with the use of nitrocellulose in the gelatin grades.

Similarly, the paper, wood fiber, paraffin, or polyethylene used for external cartridgeing are generally included in the chemical balance. For this reason explosives that are made for use in cartridges should not be removed if preservation of the oxygen balance is to be maintained.

If an explosive is properly compounded initially, but detrimental effects occur from water, the action will be noticeable by the formation of brown nitrous-oxide fumes and a low blasting action. If these effects are observed, the explosive grade should be changed or other appropriate action taken. Primers must of necessity possess unlimited water resistance.

Fumes Most explosives are given a fume rating, the classification of which is based on the amounts of poisonous gases produced by the explosive reaction. Limits are set by many of the states, the U. S. Bureau of Mines, and certain other agencies. Where inadequate ventilation and exposure of personnel to toxic gases may exist, care must be taken to ensure that the explosives used give amounts below the established limits.

This property is particularly important for underground blasting; but for open-cut operations the problem could also be quite serious. Fumes may lie inside piles of broken rock. Such material, when stirred up by loading equipment, will release the fumes, to contaminate the air in which men are working. The problem may be aggravated by atmospheric conditions, deep cuts, and similar factors that hinder air circulation. Men will become ill and nauseated if this situation is present.

A person should understand the distinction between fumes and smoke, the latter of which is composed of liquid or solid particles

suspended in the air. Usually when white smoke is observed from blasts, it is quite likely composed primarily of the steam from the reaction.

Sensitivity This property refers to two related characteristics. It defines the relative ease with which an explosive reaction can be initiated and the relative ease with which the reaction is propagated through an entire charge. Several tests are used to rate sensitivity, the most common of which is the minimum booster required for initiation. Usually the total number of No. 6 strength blasting caps required for initiation is used to classify sensitivity.

However, an explosive may initiate easily but in small diameters the reaction may not propagate and dies out. For this reason explosives may not be manufactured below specific diameters. A critical diameter, or that below which propagation of a reaction will not continue, exists for practically all commercial products. Some blasting agents have a large critical diameter; most high explosives have a small one. definition, blasting agents are sensitive to initiation by a single No. 6 blasting cap, while high explosives all are one-cap sensitive.

On the other hand, an explosive may be quite insensitive to initiation but propagate easily when above the critical diameter. For safety reasons this situation is the more desirable; it is a definite advantage offered by many of the blasting agents. However, adequate priming is mandatory for their use. If propagation is difficult or impossible through a column of explosives, boosters may be used to sustain the reaction. But it should be recognized that both boosters and primers must be sensitive to initiation.

The sensitivity of an explosive is a function of the ingredients, their particle sizing, the charge diameter, the degree of confinement, and certain other factors. For example, ammonium-nitrate explosives may become quite sensitive in time by particle degradation due to the process of cycling. AN has the characteristic whereby it will change its crystalline form with changes in temperature; two of the changes often encountered in normal field blasting are at 0 and 90 deg. F. Constant

changes through those temperatures causes the particles to break into smaller sizes. The smaller particles offer more contact surfaces between ingredients, making it easier for particles to be consumed by the explosive reaction. The result is to permit easier initiation and subsequent more rapid propagation through a charge. Blasting agents that would normally be insensitive become quite sensitive to initiation by a single No. 6 blasting cap, similar to that expected of high explosives.

Larger charge diameters also propagate reactions more easily because of the greater surface area available. Confinement tends to concentrate the reaction's force along the charge length rather than permit the action to spread.

Certain hydrocarbons have an adverse effect on some types of explosives, principally those with free NG, as do the straight and extra grades of dynamites (Table 6). Since some of the blasting agents have liquid hydrocarbons as one of their ingredients, e.g., FO, one should be particularly cautious in his choice of primer explosive. Under certain conditions, there could be an accumulation of the hydrocarbon in the blastholes, particularly at the bottoms, which in turn may lead to misfires when charges are bottom-primed. This situation can be avoided by using gelatins or simigelatins or high explosives containing no NG for priming. Furthermore, it is simply good practice to avoid the use of excessive FO in any blasting agent, to avoid upsetting the oxygen balance.

Density Explosives are manufactured and sold on a weight basis, the densest explosives usually being the strongest. The density, or weight per unit volume, of an explosive is therefore one of its most important properties. In industry this property may be specified in three ways: (a) by specific gravity (SG) expressed as a unitless number or in gm./cc; (b) by stick count (SC) or the number of 1¼ x 8-in. cartridges per 50-lb. box; and (c) by loading density (d_c) or the pounds of explosive per foot of charge length. The value for the loading density, however, is a function of the explosive's charge diameter

Table 6—Percent by Weight of Diesel FO Additive Where Detonation Fails

Explosive	Pct. Add.	Qt. FO/lb. of Expl.
Extra dynamite 40%	1.5	0.008
Extra dynamite 60%	2.5	0.014
Low-density dynamite (SC 120)	4.0	0.022
AN gelatin 60%	8.0*	0.05*
NG gelatin 60%	39.0*	0.21*

*Amounts applied, but detonation successful, no failures.

(D_c), which should then also be specified easily for clarity.

The various measures for density can be calculated easily for rapid use in the field, provided that the charge diameter (D_c), expressed in inches, and one of the density values are known. The relationships are as follows:

$$d_c = 48D_c^2 \text{ SC} \quad (1)$$

$$d_c = 0.34D_c^2 (\text{SG}) \quad (2)$$

$$\text{SG} = 141 \text{ SC} \quad (3)$$

These formulas provide a very convenient means for estimating explosive quantities, in that most explosive manufacturers supply the SC or SG for their products. For example, if a free-flow AN-FO mixture with an SC of 176 were to be used in a 10-in. diameter blasthole, one would expect slightly in excess of 27 lb. per foot of hole (or $d_c = 48 \times 10^2$ divided by 176 = 27 lb./ft.). (The relationships are illustrated graphically by Figure 12.)

It will be noted that an SC of 176 corresponds to an SG of 0.8, which could also be determined from

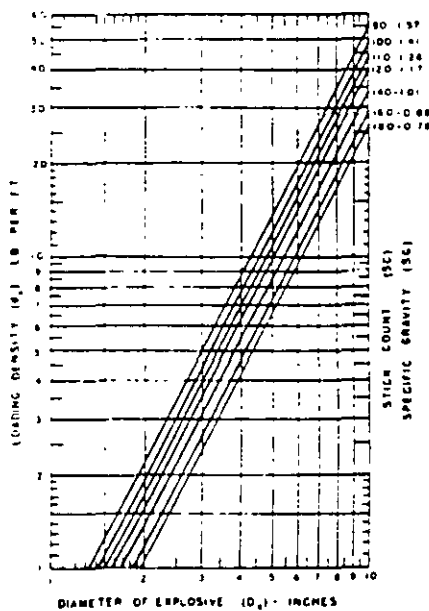


Figure 12—Relationships between densities of explosives.

Expression (3), above. Since the SG of water is 1 and its equivalent SC value is 141, any explosive with an SG greater than 1 or an SC less than 141 could be expected to sink in wet blastholes. It should be pointed out, however, that D_c is the diameter of the explosive, not that of the blasthole. These diameters are equal only in the case of free-flowing explosives or charges composed of cartridges that are thoroughly tamped.

Because certain ingredients may be included in explosives that do not contribute to the energy produced, there is no distinct relationship between density and pressures developed. In fact, some manufacturers make a 40 percent Extra type dynamite, for example, that is denser than the 60 percent of the same type of explosive. Similarly, a 90 percent gelatin is lighter than a 30 percent gelatin. But as a general rule it is reasonably approximate to relate the energy developed by explosives to their relative densities. This is because explosives are characterized by general density groups that correspond to their various types, e.g., gelatins, dynamites, etc. The denser types as a group produce more energy than the lighter ones, even though there may be exceptions to the rule between grades within the same type.

Velocity The rate, usually expressed in feet per second (fps), at which a reaction propagates through an explosive is considered by many as the most important quality of an explosive. It is often called the detonation velocity, but this is not always technically correct. Its importance can be better appreciated when it is understood that the energy produced by any explosive is a function of the product of its density and velocity characteristics. Since the initial reaction for most explosives used in commercial blasting is detonation with subsequent gaseous expansion, the action would be considered dynamic.

Thus, impulsive and momentive forces are produced as a result of the kinetic energy of the reaction, which can be expressed by the relationship $KE = \frac{1}{2} Mv^2$, where M is the mass and v is the velocity of the explosive's reaction. The rela-

273

13 350

relationship is given to illustrate that the value of the velocity is squared. Thus, energy releases are affected much more by changes in velocity than by changes in density. For example, if one of two different explosives has *double the density* of the other but both have the *same velocity*, the denser one could be expected normally to produce twice the work. However, if both explosives have the *same density*, but one has *double the velocity* of the other, the faster explosive would produce *four times* the work possible from the other.

Contrary to common belief, all high explosives do *not* react with high velocities, which may vary from about 24,000 fps to as low as 5,000 fps. The velocity of an explosive is related to the sensitivity in some respects, being dependent on the particular ingredients used, their particle sizing, the density, the charge diameter, and the degree of confinement under which it is used. As explained earlier, the smaller the particles the greater the density, which in turn usually increases the amount of energy-producing material per unit of volume and the number of contact surfaces between particles, thereby increasing the over-all rate of reaction. The combined effect is to increase the energy potential of the explosive.

Explosives are given two velocity ratings, one for use in the open or unconfined, the other if it is confined. For many grades and types, the unconfined velocities are 20 to 30

percent lower than those achieved under confinement. In a practical sense one could then assume that an explosive would produce only 60 to 70 percent of the total work possible if used unconfined. It is, therefore, particularly important to know which velocity value is specified for a product.

The technique known as cushion blasting utilizes the principle of reduced velocities resulting from less confinement. It can be used to prevent shattering. In this method an annular air space is left around the explosive, if used in cartridges, or air pockets are left at prescribed intervals between deck charges placed along the length of a blast-hole.

Strength The least understood and often the most improperly specified property for describing an explosive is its strength. It is usually expressed as a percentage, and it was originated when all commercial high explosives contained NG as the primary energy-producing ingredient. In the beginning, the percentage meant the actual amount of NG in the total weight of explosive, which would be applicable for most of the straight dynamites. However, for all other types of explosives other ingredients may be used to supply a part or all of the energy. In addition, there are two strength ratings given to explosives; and unless this is clearly understood by users, it can lead to very serious difficulties.

The first method for rating—*weight strength*—means that a pound of a particular explosive can do the same work as a pound of straight NG dynamite of equivalent strength when used under certain specified conditions. Since densities of explosives vary considerably although the explosive or blasthole diameter may not be changed, a method for rating strength on an equal volume basis would be necessary.

The bulk, cartridge, or *volume strength* rating provides the necessary comparison, but its value is determined by calculation. The two strength ratings, by weight and by volume, are considered equal when the stick count (SC) is near 100, as it would be for most straight dynamites. To assist in the correla-

tion between the two ratings, the nomograph in Figure 13 can be used.

If the weight strength of an explosive having an SC of 15 is 60 percent, a pound of it will provide energy equivalent to that of a pound of 60 percent straight dynamite. However, from Figure 13, the cartridge strength is indicated as only 30 percent, which means that if the explosive was used on an equal volume basis, it would have the energy of only a 30 percent straight dynamite. Unfortunately, some explosives are sold and designated by weight strength, and others by bulk or volume strength; and still others are specified by letter or number, with a weight strength given for the general class or type of explosive in which it is but one of the grades.

The operator can understand that he could be badly mistaken if he were not careful to distinguish between the two strengths in using this property as a primary basis for selecting an explosive. To avoid confusion and possible serious difficulties, it is generally much simpler to judge an explosive's relative strength according to its density and velocity characteristics. The quantities of both are usually available from the manufacturer's information.

Correlating Explosive's Properties to Blasting Standards Since the burden is the most important single dimension for successful blasting, and that upon which the design standards are based, its determination must take into account the individual characteristics of the particular explosive selected for use on a job. A convenient method for estimating its value is to employ the relative-energy comparison technique. Because all properties may be considered relative for comparison purposes, an explosive with an SG of 1.2 and a v. of 12,000 fps could be considered the standard, or one with characteristics near that, for 40 percent to 60 percent Extra dynamites, which long have been considered appropriate explosives for quarry blasting. However, it should be understood that any standard might be used for making a comparison.

To estimate the relative energy potential of an explosive, the diameter (D_c), density (SG), and velocity

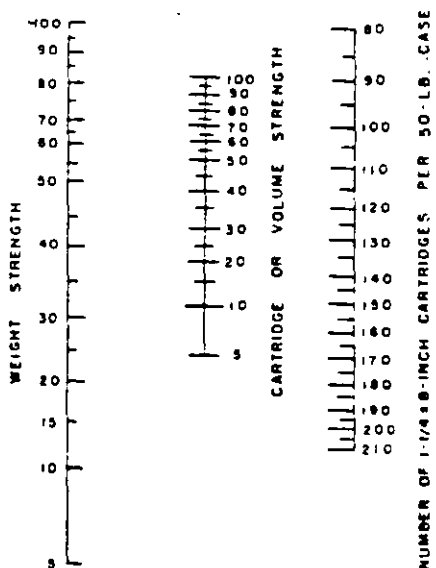


Figure 13—Chart for correlating explosive strengths.

(v_e) must be known, or approximated. Furthermore, to simplify calculations, one can assume blast-holes would be filled across their entire diameter, or $D_e = D_{11}$. This condition ensures little or no energy losses, or dampening, for a complete energy transfer from the explosive's reaction into the surrounding rock to be blasted.

The relative energy (RE) and that exerted to the rock could then be expressed by a simplified kinetic-energy relationship, or $RE = a(SG)v_e^2$. The "a" is a conversion factor to permit the use of specific gravity instead of mass, and it assumes that the explosives will be used in the same diameter. For any set of similar field conditions the "a" will be a particular constant number, making it then possible to omit it from the relationship when explosives are compared under identical field conditions. Thus, the following expression can be used for comparing two or more explosives, based on their energies:

$$RE_2/RE_1 = (SG_2)(v_{e2})^2 / (SG_1)(v_{e1})^2$$

If Explosive No. 1 represented the average explosive ($SG_1 = 1.2$ and $v_{e1} = 12,000$ fps) and Explosive No. 2 had $SG_2 = 1.5$ and $v_{e2} = 18,000$ fps, the relative energy of the second compared to the first according to Expression (4) would be as follows:

$$RE_2/1 = (1.5)(18,000)^2 / (1.2)(12,000)^2 = 2.8$$

The RE value shows then that the second explosive has 2.8 times the energy potential of the standard explosive. Since the comparison is made between explosives used for blasting the same material, the comparative blast results in the rock would vary as the cube root of their relative energy value. The cube root is used rather than the direct ratio because of the spherical fan effect for energy propagation through homogenous materials. This relationship then tells us that the K_B ratios and therefore the burdens will vary in proportion to the cube root of the explosives' relative energies. To provide a simple formula for illustrating the relationship, the following may be used:

$$K_{B2} = K_{B1}(RE_2/RE_1)^{1/3}$$

If one assumes that average rock will be blasted, a K_B value of 30 would represent the average explosive (Figure 7). The burden used

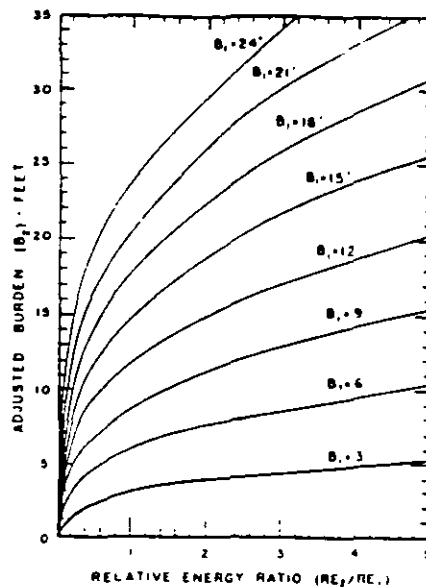


Figure 14—Relationships between burden dimensions for explosives according to their relative energy and when used under field conditions.

would be $7\frac{1}{2}$ ft. for a 3-in. diameter explosive, since $K_{B1} = 30 = 12B_1/D_e$, which gives $B_1 = 30D_e/12 = 30 \times \frac{3}{12}$ or $7\frac{1}{2}$ ft.

For Explosive No. 2, then, using Expression (5), one can approximate that $K_{B2} = 42$, or $K_{B2} = 30(2.8)^{1/3}$. The burden for the second explosive would then be $10\frac{1}{2}$ ft., since $B_2 = 42D_e/12 = 3\frac{1}{2} \times 3$. For direct calculation of the burdens for explosives used in the same diameters and under identical field conditions the following may be used.

$$B_2 = B_1(RE_2/RE_1)^{1/3}$$

The relationships given by Expressions (5) and (6) are shown on Figure 14, which permits one to determine the approximate new burden for any explosive as compared to the average explosive when used under identical field conditions.

Although the example given illustrates ideal conditions and one should recognize that many variables enter into making the final selection of a K_B ratio and its related subsequent burden dimension, the relative-energy comparison technique gives a realistic approximation. As a matter of interest, for most explosives used in blasting the maximum density variation is from 0.7 to 1.6, with a velocity variation from 8,000 to 20,000 fps, the heavier densities having the higher reaction rates. Therefore, the weakest explosives possess only 26 percent of the energy available, while the strongest have 370 percent of the energy available,

as compared to that available from the average explosive. Converted to K_B values and using a $K_{B1} = 30$ for the average explosive in average rock, the lower and upper limits for K_B values would be 19 and 46, respectively. From Table 1 it can be seen that these values satisfy results from actual field experiences

The Mechanics of

ROCK BREAKAGE

MATERIAL PROPERTIES, POWDER FACTOR, BLASTING COST

Part IV of a Series

MATERIALS PROPERTIES AND INFLUENCE

MOST materials requiring blasting are not homogeneous nor are their properties the same throughout. Of all the physical properties, there are essentially five that predominantly influence blasting results. These include in order of their importance the following characteristics: (1) structure, (2) resilience, (3) strength, (4) density, and (5) velocity of energy propagation. Blastability, elasticity, hardness, toughness, and other terms may also be used to describe a material, but often such expressions are too indefinite and difficult for the ordinary quarry man to understand. Drillability, or ease of drilling, should in no way be confused with the manner in which a material can be blasted.

Structure The structural features of a material usually have the greatest influence on blast effects. To better understand their importance one should recognize that rock, as we think of it, is essentially an accumulation of small particles bonded together. The constituents are oriented in definite structural patterns, established during the formation and alteration processes. Of primary importance to blasting is compression jointing, existing within all rocks (igneous, sedimentary, and metamorphic) and composed of planes along which there is no resistance to separation. Igneous rock may also have tension jointing, formed during the cooling process.

Sedimentary rocks are unique in that they have stratification planes (in addition to joints), which were originally horizontal and formed by

interruptions in the initial deposition of sediments. Stratification and jointing are not the same thing. For metamorphic rocks, the relationship of their jointing to schistosity is similar to that between jointing in sedimentary rocks and their stratification, both in angular position and mechanical development.

Jointing is usually easily detected, the planes being generally smooth and often short distances apart. One set of planes is parallel with the dip and strike of the rock formation, with two or more sets being nearly perpendicular to the first set. Rocks when broken will separate into blocks of a shape characteristic of their particular jointing pattern, and the new faces produced from blasting tend to follow the jointing directions. (See Figures 3, 4, 8, 10, and 15.)

For the sedimentary rocks there is one particular direction along which jointing is the most pronounced, the other planes being less dominant. The horizontal angles between the vertical jointing planes are usually near 75 and 105 degrees, which form rhombohedrons when the rock is broken. Igneous rocks, however, have jointing planes of uniform strength, the angles between planes being most often near 60 degrees. The fragments produced from blasting are generally hexagons or pyramids in shape.

Jointing directions can be found quite easily if it is recognized that most faults, cliffs, mud seams, caves, etc., produced by weathering and the other geologic actions tend to

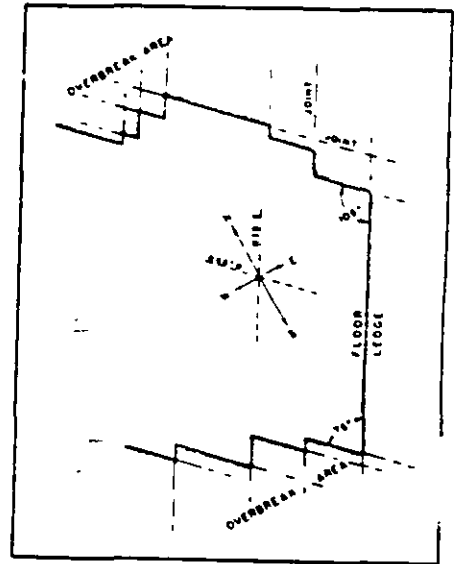


Figure 15—A representative plan sketch of a quarry in a sedimentary rock formation, showing tight (75-degree) and open (105-degree) corners.

follow the jointing planes. It is particularly important that the blaster endeavor to locate the planes before laying out a drill pattern. Blast-holes located in tight corners will generally overbreak, opening large cracks in the ledge. Subsequent blasts will usually do no more in those areas than give large boulders, and possibly be quite violent. It can be seen from Figure 15, which illustrates a representative quarry in a sedimentary rock formation, that there are tight (75-degree) and open (105-degree) corners. This means that normal blasts under those conditions should be directed out of the open angles in so far as possible, or toward the east or west. If blasting is done in the other directions, or to the north or south, cracking of the solid ledge will occur along the planes forming the tight angles.

Another structural feature that is

By **RICHARD L. ASH, P.E.**
School of Mines and Metallurgy
University of Missouri

very important, particularly to rock fracturing, is the type and strength of the bonding between individual grains. For example, rock may have pronounced jointing at widely separated distances, but the material between joint planes may be strongly bonded, or massive in character. Large boulders invariably result when blasting is carelessly done under this condition. On the other hand, rocks may be highly laminated or stratified, or the bond between grains may be very weak, so that fragmentation is always easily accomplished by merely moving the material from its original place.

Resilience This property, sometimes called sponginess or toughness, refers to the elasticity of a material. It is used to express the capability of a rock to resist shock and recover its original position and shape without being ruptured. If a rock on being dropped, for example, makes a dull thud and does not rebound, it would be very difficult to break by impact. Brittle rocks, however, shatter easily, particularly those types having a high silica (quartz) content. A blaster can generally determine quite easily whether or not a material will break into small sizes or large coarse fragments by conducting a simple drop test. Furthermore, the test provides a clue as to the energy absorption power of the material, which is important for estimating the amount of additional charge, or energy, that would be necessary to overcome expected energy losses.

Strength Of the characteristic strengths of materials, blasting is normally concerned only with that of tension. Most rocks are very weak in tension, more resistant to shear, and strongest in compression, having approximately only one-tenth the resistance to tensile rupture that they have to failure by compression (Table 7). However, shear is not actually a force by itself but rather the result of two forces, either two tensile or two compressive forces, or a combination of one of each, which act along different lines and directions.

To know the actual strengths of a material, samples must be tested in a laboratory. (Regular tensile-

Table 7—Properties of Various Selected Materials

Name and Location	Compressive Strength (psi)	Modulus of Rupture (psi)	Specific Gravity (SG)	Density (d.) (ton/cu. ft.)	Longitudinal Velocity (v _L) (fps)
Amphibolite (fine grain, India)	61,400	7,400	3.12	0.097	19,000
Basalt (New York)	46,600	8,000	2.94	0.092	18,700
Basalt (Michigan)	33,400	3,800	2.85	0.089	15,200
Basalt glass	—	—	2.81	0.088	21,000
Diabase (fine grain, Michigan)	44,200	5,300	2.94	0.092	16,700
Dolomite (Missouri)	8,800	1,000	2.80	0.087	—
Dolomite (Tennessee)	46,700	3,800	2.84	0.089	17,900
Gabbro (altered, New York)	40,200	5,400	2.93	0.091	17,600
Granite (Georgia)	28,000	2,000	2.64	0.082	8,900
Granite (Vermont)	33,200	2,900	2.66	0.083	11,100
Granite (Nevada)	39,500	3,900	2.63	0.082	14,500
Granite (North Carolina)	30,400	1,600	2.60	0.081	8,000
Greenstone (Michigan)	45,500	3,300	3.30	0.103	16,600
Gypsum (Indiana)	3,200	1,200	2.32	0.072	—
Limestone (Ohio)	28,500	2,900	2.69	0.084	15,400
Limestone (Utah)	28,000	2,200	2.78	0.087	15,900
Limestone (fossiliferous, Indiana)	10,900	1,600	2.31	0.072	12,400
Limestone (West Virginia)	23,000	1,900	2.68	0.084	16,400
Marble (Maryland)	30,800	2,800	2.37	0.074	13,700
Marble (New York)	18,400	1,700	2.72	0.085	14,500
Obsidian	—	—	2.35	0.073	16,100
Quartzite (taconite, Minnesota)	91,200	3,400	2.75	0.086	18,200
Rock salt (Louisiana)	5,000	Negligible	2.50	0.078	—
Sandstone (Ohio)	10,400	500	2.06	0.064	5,600
Sandstone (West Virginia)	19,400	3,400	2.50	0.078	12,900
Sandstone (Utah)	11,500	620	2.17	0.068	8,400
Sandstone (Alabama)	26,800	2,200	2.76	0.086	12,500
Shale (Utah)	31,300	2,500	2.81	0.088	14,900
Shale (West Virginia)	11,600	4,200	2.40	0.075	13,600
Syenite (New York)	34,300	2,800	2.72	0.085	14,500
Alluvium, broken rock, loess	—	—	1.3-1.5	0.044	2,300
Clay	—	—	2.58	0.081	5,900
Air	—	—	0.0012	—	1,080
Water	—	—	1.00	0.031	4,750

strength tests are usually difficult to conduct.) However, tests for what is known as the modulus of rupture are much easier to perform; yet they provide information that is just as useful in providing tensile-strength data of equal practical value. In fact, the laboratory test for the modulus breaks samples in tension by bending test slabs until they fracture, much in the same manner that rock is stretched and broken at an open face during blasting (Figure 3).

Quite often it is impossible or quite impracticable for quarry operators to have tests conducted. Also, test results on samples may not necessarily provide information on the over-all strength of a rock deposit, except when the material is homogeneous and very massive. Nevertheless, if tests could be made, the data would aid greatly in determining the stress levels (psi) required for fracture. It is the resistance to tensile rupture that must be exceeded by the energy pulses at

the free faces, and thus, if known, could also give an approximation of the required burden dimension and the explosive pressures needed for proper breakage. In the event specific test data cannot be obtained, the operator may find the information in Table 7 quite useful. From the various moduli listed for many of the representative rock-types, a practical estimate can be made that will approximate the characteristics of his particular deposit.

Density Denser materials require greater amounts of work energy to be satisfactorily broken and displaced, and heavier explosives or large charges will therefore be needed. However, from Table 7 it can be concluded that for most rocks there is a very narrow range of density differences, with SG values varying from 2.3 to 3.3 in most instances. The materials generally requiring blasting have densities confined to the 2.5-2.9 SG range. This can be interpreted to mean that the

276

influence of rock density alone has a limited effect on blasting, the extreme conditions being within 15 percent of the average 2.7 SG. One may then reasonably assume that rock density by itself is of little importance to blasting and would not appreciably affect a K_0 value or burden dimension.

Its importance, however, lies in the fact that it does influence costs and the other physical properties. Although densities are most often given by specific gravity, for calculations in costing and powder factor determinations it is more convenient to use the density ratio, d_r , expressed in units of tons/cu. ft. of solid material. If the d_r value is not known, one can utilize the following expression for converting any SG that may be given:

$$d_r = SG(62.4/2000) = 0.0312(SG), \text{ tons/cu. ft. (7)}$$

Velocity The velocity of energy transmission in rock, v_r , is like the reaction velocity for explosives, v_e , in that it increases as rock density becomes greater. The denser rocks are often the least porous and are generally composed of small grains, which permit easier propagation of energy through the material. For this reason most dense rocks have smaller energy losses due to dampening, and they often have a tendency to shatter rather than break into slabs. Most brittle rocks also transmit energy at very high rates, except in the unique case of certain sandstones. The characteristic low velocities of many of the sandstones are due to a peculiarity in their composition: the matrix bonding the sand grains may be clay, lime, or other energy-absorbing substances. However, if the matrix is silica, the velocity is quite high.

Velocities for materials are usually specified as longitudinal velocities, v_1 , as are also those given in Table 7. But these values are normally slightly lower than the velocity of energy propagation, v_e . The two velocities are related by the following expression:

$$v_r = v_1 \left[\frac{(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right]^{1/2} \quad (8)$$

Because μ , or Poisson's Ratio, is usually considered as 0.25 for estimations, it is more convenient to

convert velocities by using $v_r = 1.095v_1$, for approximations. However, it is more practical and will not introduce any great error if the two velocities are considered equal.

The importance of velocity in rocks on blasting is that it has a strong influence on the amount and manner in which a material will be stressed. In order that the momentive forces be conserved, there should be nearly perfect coupling of the energy from an explosive's reaction with the surrounding material. The matching of the momentive energies is considered necessary theoretically for the most efficient blasting results. This condition is known as acoustical coupling. Since the energy required for stressing strong and dense rocks would be relatively large compared to that needed for lighter materials, the use of denser, fast-reacting explosives is generally advisable.

The velocity of a rock will determine the time it takes the stress energy to reach free faces and return. The velocity of an explosive, on the other hand, will determine the total time it takes for an entire charge to complete its reaction. The relationship of the two velocities, called the velocity ratio or $K = v_e/v_r$, has a very important influence on the manner in which an entire blast will function. This is because the K_r ratio defines the shape of the composite wave produced by all the individual stresses introduced into the rock from each point along a charge column (see Figure 6, PIT AND QUARRY, September, 1963, page 119) the primer positions thus controlling which faces are fractured first and the direction in which the composite wave will travel in the rock.

The K_r ratio, primer location, and general design features of a blast must follow certain definite relationships, if results are to be satisfactory. In particular, the influence of rock velocity is such that there will be a certain optimum of critical hole depth for each blasting situation. For example, when a charge is bottom-primed, there will be a specific minimum hole depth. If the depth is less than the minimum value, blast effects will begin near the collar region, which quite likely may promote violence and air blast. In some instances, toe will be left

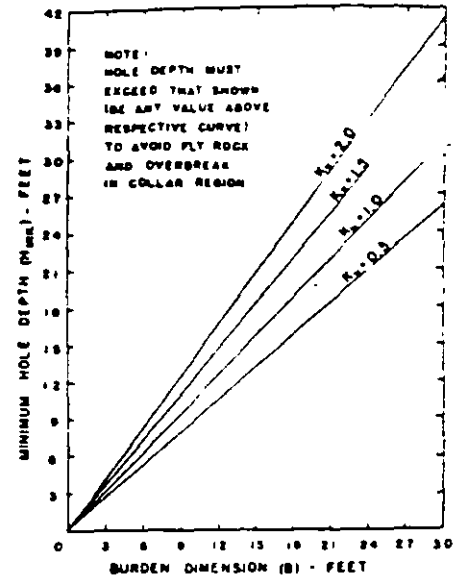


Figure 16—A graphic presentation of the relationship between minimum hole depth and burden dimension.

at the floor. However, when holes are deeper than the minimum value, stressing and rock movement will always begin at the ledge bottom before action occurs in the collar region. The particular minimum required depth of hole can be determined from the following relation:

$$H_{min} = K_r [(B^2 + J^2)^{1/2} - T] + T \quad (9)$$

The relationship is illustrated graphically in Figure 16, in which $K_r = 0.7$ and $K_j = 0.3$ are considered average conditions. The values for the H_{min} represent balanced stressing at both the toe and collar regions.

If charges are collar-primed, stressing will always begin in the collar region, unless the amount of stemming used exceeds the burden dimension. Even under that condition, collar overbreak and air blast may occur, with possible toes resulting, if a particular maximum hole depth is exceeded. This limiting condition can be determined from the following relationship:

$$H_{max} = K_r (T - B) + T \quad (10)$$

From a practical viewpoint, the expression shows that under no circumstances should the stemming dimension be less than that for the burden in blasting massive rock. Otherwise, collar cratering or a blast can be expected. The condition becomes particularly critical when detonating fuse is used and initiation is done on the surface, since the fuse on detonating has the

tendency to loosen the stemming. For deep holes, collar priming would definitely be undesirable under conditions where massive cap rock occurs in the collar region and where column loading is practiced; i.e., the charges are continuous from just below the stemming to the hole bottoms.

An unusual situation exists when the K_c is less than 1, or when the rate of travel of the compressive stress-wave in the rock exceeds the speed of the detonation wave in the charge column (Figure 6). Stress waves will reach free faces before the explosive has completed its reaction, with rock at the faces being repeatedly stressed by the pressures produced by the still reacting explosive column. The action reinforces the stresses and reduces the resistance of the rock to fracture, giving the impression that the explosive is stronger than it actually is. Under certain conditions, blasts are extremely efficient, but they are usually difficult to control, producing greater heave or throwing action.

Since there are critical hole depths for each blasting condition, the best results can often be insured by first estimating the particular K_c value for the conditions present, and then placing primers accordingly. Control for very deep holes, for example, is achieved by using primers both near the collars and in the hole bottoms; or primers may be placed at strategic intervals throughout the columns, with or without the use of deck charges. Either detonating fuse or close-interval delay blasting caps can be

used for initiating the primers, those near the collar being preferably of a longer delay. The composite effect of using primers at both the collar and hole bottom is that it extends the optimum hole depth and better distributes the stresses in the ledge, notably in the toe and collar regions.

POWDER FACTOR AND ITS SIGNIFICANCE

A guideline used by many for estimating and evaluating blasting is the Powder Factor, Pf, an expression which relates the yield of material blasted to the quantity of explosives used. For quarry work and mining, the Pf is most often stated in tons/lb., or vice versa, while for most construction excavation it is customarily expressed in lb./cu. yd. or cu. yd./lb. The latter ratio is also commonly used for much of the work in overburden removal for coal and metal-ore operations. Of all the different ratios in common use, only those utilizing weights, e.g., tons/lb., take into account any of the properties of the materials being blasted.

Because of its extremely variable character Pf is not normally a sound index upon which to judge blasting efficiency or design blasts, as many believe. Different values will be obtained by merely changing the blast-hole pattern or configuration, and values will also change for other reasons, such as variable hole depths

and deck loading. Also, the many different standards employed tend to confuse rather than assist persons in evaluating results. The most practical value of Pf is in cost analysis, because explosives are sold by weight, and payment for materials mined or removed is generally made on a weight or volume basis.

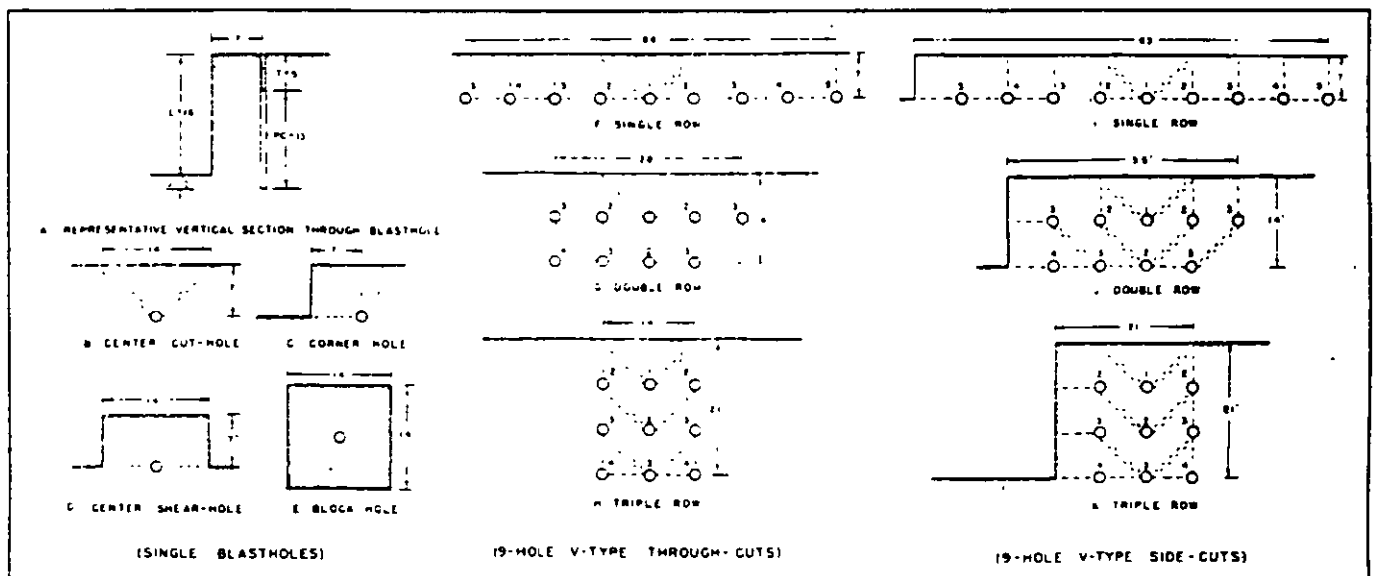
One of the ways in which the powder factor can vary is shown by the examples given in Figure 17. These sketches illustrate four possible ways of blasting with a single charge and six different patterns utilizing a V-cut arrangement for multiple charges. All the blasts are conducted under identical conditions except for the relative positions of open faces. Pertinent data for Figure 17 are given in Table 8. The information there given is merely representative and used for comparative purposes. It may or may not fit actual blasting situations.

In determining the possible yields given in Table 8 for the various blasts shown in Figure 17, the surface blast areas, A , were approximated based on the locations of open faces, assumed rock structural features, and the particular mechanics of how each specific blast would be expected to function. The excavation volume would then be the product of the blast area and the ledge height, L , not the hole depth, H , as some might assume. Simple conversion to tonnage yield, W , was accomplished by multiplying the volume by the material density, d_r , using the following relationship:

$$W = AL(d_r), \text{ tons} \quad (11)$$

The quantity of explosives used, E ,

Figure 17—These sketches show four possible ways of blasting with a single charge and six patterns utilizing a V-cut arrangement for multiple charges.



219

Table 8—Change in Powder Factor (Pf) With Variation In Drill-Pattern Configuration (a)

(For blasting limestone with $d_c = 0.084$ ton/cu. ft. (b) by Extra 60% dynamite, $D_c = 2$ inches (c), and blastholes located according to average K_{Rn} ratio of 30 (d).)

	Total No. Blastholes	Total Yield (tons)	Total Expl. Used (lb.)	Powder Factor (tons/lb.)
Single charges:				
(B) Center cut-hole (2 free faces)...	1	66	22.7	2.91
(C) Corner hole (3 free faces).....	1	66	22.7	2.91
(D) Center shear-hole (4 free faces)...	1	132	22.7	5.82
(E) Block hole (5 free faces).....	1	264	22.7	11.64
Multiple charges: V-type through-cut:				
(F) Single row	9	528	205	2.58
(G) Double row	9	462	205	2.25
(H) Triple row	9	396	205	1.93
Multiple charges: V-type side-cut				
(I) Single row	9	594	205	2.90
(J) Double row	9	627	205	3.06
(K) Triple row	9	594	205	2.90

Notes. (a)—See Figure 17 for design specifications.
 (b)—Rf. Table 7.
 (c)—Rf. Figure 12.
 (d)—Rf. Table 2.

would be the product of the explosive's loading density, d_c , the total average length of one charge, PC , and the total number of blastholes, N , calculated as follows:

$$E = (d_c)(PC)N, \text{ lb.} \quad (12)$$

The powder factor, Pf , would then be the ratio of the above two expressions, or

$$Pf = W/E, \text{ tons/lb.} \quad (13)$$

In studying Figure 17 and Table 8, it will be noticed that the number of free faces has a very pronounced influence on the value of the Pf . For multiple-hole blasts, when there is a free face added on one side, the over-all Pf 's for all blasts will usually be the same as that for a single corner or cut hole. However, the Pf may be affected by the initiation-timing pattern employed, which may change the blast area outline, as shown in Figure 17J and line J of Table 8. For the particular blast in point, the additional tonnage results from overbreak in the tight corner of the second row of holes. If a later-interval initiation delay were used in the corner hole, the blast would then be expected to cut squarely without any overbreak, to give the same yield as for the other two examples (Figures 17I and 17K).

Estimating or evaluating an entire blast on a single-hole Pf basis can be very misleading, but unfortunately it is a practice often followed. For the design and evaluation of underground face-blasting,

the errors produced would be even more serious and costly when based on a single-hole Pf . This is because there is an automatic elimination of potential tonnage for one complete row of holes. The row may be considered as serving merely to shear the cut out of the solid without achieving any effective production. It is also very important to recognize that in all blasting, when rows are added into the solid, with a subsequent reduction in the number of open faces, the Pf value will continue to change toward lower yields even though all other fundamental blasting relationships and the resulting rock fragmentation may remain substantially the same.

In surface or open-pit blasting the hole depths may vary within a particular cut or excavation, with no other changes being made in any

of the other design dimensions. If column loading is practiced, the Pf will change with the hole-depth variations. The trend is illustrated by data given in Table 9, in which the values represent conditions 9-hole blast shown in Figure 17F. The cause for the Pf variations is the result of changes in the ratio of the amount of hole used for stemming relative to the total hole depth. To counteract the lowering of yields, deck loading could be used, a practice commonly followed for deep holes particularly. This practice produces no detrimental effects on fragmentation when the decking is done properly.

Blasters should be cautioned regarding difficulties that may result from reducing the explosive loading density as a means for improving their Pf , or use of lighter grades or smaller diameter explosives. Attempts to extend drill-pattern dimensions by increasing burdens, etc., will produce similar difficulties for the same reason. Rather than sacrifice good fragmentation and displacement effects by decreasing the explosive energy, adjusting the blasthole arrangement is generally preferred. This can be done in design, so that more free faces are made available and charges are located more advantageously.

COST OF BLASTING

The primary concern of the quarry operator is to make a profit. To do this, costs must be kept to the minimum. Some costs, however, are interdependent, so that no single cost reduction may necessarily guarantee an over-all decrease in production expenses. It is the composite effect with which one must be

Table 9—Change in Powder Factor (Pf) With Variation of Hole Depth (H)

(9-hole single-row V-type through-cut, using Extra 60% dynamite with 2-in. D_c column loaded and drill pattern dimensions* constant for blasting limestone with SG of 2.69)

Avg. H (ft.)	Avg. PC (ft.)	Avg. L (ft.)	Total Expl. Used (lb.)	Yield (tons) Total	Pf (tons/lb.)
10	5	8	79	264	3.34
12	7	10	110	330	3.00
14	9	12	142	396	2.79
16	11	14	173	462	2.67
18	13	16	205	528	2.58
20	15	18	236	594	2.52
22	17	20	268	660	2.47
24	19	22	300	726	2.42

Note. *See Figure 17 for drill pattern specifications.

concerned. In this respect many different costs and their effects on one another must be considered, some of which include the following: drilling, primary blasting, secondary breakage, loading, haulage, crushing, screening, stockpiling and reclaiming, loading and weighing for delivery to customers, supervision and engineering, maintenance, equipment and materials purchases and replacements, insurance, depletion and depreciation allowances, sales and other administrative services, royalties, stripping expenses (including ground breaking and removal), and taxes. Of all costs or expenses, the first seven (and in some instances those for stripping) generally constitute the major portion of costs for quarry production.

The percentage of total production costs attributed to drilling and blasting may be as low as 10 percent or as high as 40 percent. The relative importance of primary and secondary breakage costs to loading, haulage, crushing, etc., will depend largely on the properties of the deposit, equipment and plant operating characteristics, and results achieved from the primary blasting. Studies on quarry efficiency show that in most cases hourly production rates for well-blasted material are nearly double that achieved for poorly blasted rock. Similar results are obtained in the other types of mining and in heavy construction work. Crushing and screening costs are likewise appreciably reduced if the material is well blasted at the very beginning. Because of these effects the trend today is to spend more for primary blasting, because the savings realized from all the other production phases more than compensate for the initial added cost for blasting. This fact is evidenced by the lower powder factor yields obtained in a great many operations.

Primary blasting expense is normally considered to be composed of costs for both drilling and explosives, including all charges for labor and material used. Before the advent of the new high-speed highly mobile drills, the respective costs for drilling and blasting were about equal. But with the new types of drilling equipment, drilling costs of many operations are only half as much as the explosive with conventional high explosives.

Table 10—Blasting Cost Analysis showing Effects from Changing the Type of Explosive (V-type side-cut^(a)) for vertical holes in a limestone ledge with constant PF

A Assumed Conditions:		B Unit Costs ^(a)			
(1) Kept constant are $K_r = 0.7$, $K_s = 0.3$, $K_b = 1.0$, $D_r =$ $D_{11} = 3$ in., $L = 20$ ft., and $d_r = 0.084$ ton/cu ft. ^(b)		(1) Drilling at \$0.363/ft. ^(c)			
(2) $E_1 =$ Extra 60% dynamite with $SG = 1.28$ and $v = 12,200$ fps ^(e)		(2) Extra 60% at \$0.22/lb			
(3) $E_2 =$ field-mixed AN-FO, 94/6, with $SG = 0.85$ and $v = 11,100$ fps ^(e)		(3) AN-FO, 94/6 at \$0.05/lb			
(4) All holes drilled with 4½-in. hammer track-mounted air-drill with 500 cfm compressor at av- erage drilling rate of 400 ft. per 8-hour shift ^(e)		(4) 30-ft. MS delay EBC at \$0.62			
		(5) 6-ft. instant EBC at \$0.17			
		(6) Regular Primacord at \$0.32/ft.			
		(7) MS delay Primacord connector at \$0.50			
		(8) Cast booster (½-lb. primer) at \$0.50			
C Blasting Data Calculations:		E ₁ (Extra 60% dynamite)		E ₂ (Field-mixed AN-FO, 94/6)	
RE = (1.28)(12,200) ² = 191 x 10 ⁶		RE ₂ = (0.85)(11,100) ² = 105 x 10 ⁶		RE ₂ /RE ₁ = 105/191 = 0.55 ^(g) or	
If $K_b = 30$, then $B = 7½$ ft. for equivalent drill pattern of 10 x 10 ft. ^(d)		If $K_b = 24½$, ^(h)		Thus, $B_2 = 6$ ft. ^(d) for equivalent square drill pattern of 8 x 8½- ft. ^(d)	
$T_1 = K_r B_1 = (0.7)(7.5) = 5$ ft.		$T_2 = K_r B_2 = (0.7)(6) = 4$ ft.		$T_2 = K_r B_2 = (0.7)(6) = 4$ ft.	
$J_1 = K_s B_1 = (0.3)(7.5) = 2½$ ft.		$J_2 = K_s B_2 = (0.3)(6) = 2$ ft.		$J_2 = K_s B_2 = (0.3)(6) = 2$ ft.	
$H_1 = L - J_1 = 20 - 2½ = 17½$ ft.		$H_2 = L - J_2 = 20 - 2 = 18$ ft.		$H_2 = L - J_2 = 20 - 2 = 18$ ft.	
$PC_1 = H_1 - T_1 = 17½ - 5 = 12½$ ft.		$PC_2 = H_2 - T_2 = 18 - 4 = 14$ ft.		$PC_2 = H_2 - T_2 = 18 - 4 = 14$ ft.	
Since the blast consists of 3 rows of 3 holes each, or $N_1 = 9$ holes then		To drill a complete pattern there should be 4 rows of 4 holes each, or $N_2 = 16$ holes.		To drill a complete pattern there should be 4 rows of 4 holes each, or $N_2 = 16$ holes.	
$W_1 = A L(d_r) = 10(10)(9)(20)$ (0.084) ^(b)		$W_2 = A L(d_r) = 8(8½)(16)$ (0.084) ^(b)		$W_2 = A L(d_r) = 8(8½)(16)$ (0.084) ^(b)	
or $W_1 = 1510$ tons		or $W_2 = 1830$ tons		or $W_2 = 1830$ tons	
If $d_r = 3.9$ lb./ft. ^(k) and		If $d_r = 2.6$ lb./ft. ^(k) and		If $d_r = 2.6$ lb./ft. ^(k) and	
$E = d_r(PC_1)N_1$ ⁽ⁱ⁾ , then		$E = d_r(PC_2)N_2$ ⁽ⁱ⁾ , then		$E = d_r(PC_2)N_2$ ⁽ⁱ⁾ , then	
$E = (3.9)(17½)(9) = 615$ lb.		$E = (2.6)(18)(16) = 750$ lb.		$E = (2.6)(18)(16) = 750$ lb.	
Thus, if $Pf_1 = W_1/E_1$ ^(m) , then		Thus, if $Pf_2 = W_2/E_2$ ^(m) , then		Thus, if $Pf_2 = W_2/E_2$ ^(m) , then	
$Pf_1 = 1510/615 = 2.46$ tons/lb.		$Pf_2 = 1830/750 = 2.44$ tons/lb.		$Pf_2 = 1830/750 = 2.44$ tons/lb.	
The total required drill footage, or $H N = (22½)(9) = 203$ ft.		The total required drill footage, or $H N_2 = (22)(16) = 352$ ft.		The total required drill footage, or $H N_2 = (22)(16) = 352$ ft.	
D Blasting Cost Comparison: (Calculated from B and C. above):					
Method of	E ₁ (Extra 60% dynamite)		E ₂ (Field-mixed AN-FO, 94/6)		
	Electric	Nonelectric	Electric	Nonelectric	
Initiation:					
Drilling:	(203') \$ 73.69	(203') \$ 73.69	(352') \$127.78	(352') \$127.78	
Explosives:					
Dynamite	(615#) 135.30	(615#) 135.30	—	—	
AN-FO	—	—	(750#) 37.50	(750#) 37.50	
Primers	—	—	(16) 8.00	(16) 8.00	
Initiators:					
30' MS EBC	(9) 5.58	—	(16) 8.12	—	
6' Inst EBC	—	(2) 0.34	—	(2) 0.34	
Primacord	—	(300') 9.60	—	(505') 16.16	
Primacord MS connectors	—	(9) 4.50	—	(16) 8.00	
Misc:					
Connecting wire	1.25	—	1.25	—	
Labor for loading and firing blast	2.00	1.80	3.50	3.00	
Total blasting cost	\$217.82	\$225.23	\$166.15	\$200.78	
Cost per ton:	0.144	0.149	0.102	0.109	
E Percentage Distribution of Blasting Costs:					
Drilling	33.6	32.8	68.6	63.7	
Explosives (Excl. primers)	62.2	60.1	20.1	18.7	
Primers	—	—	4.3	4.0	
Initiators	2.6	6.3	4.4	12.1	
Misc	1.4	0.8	2.6	1.5	
Total	100.0	100.0	100.0	100.0	

Special Notes—Table 10

- (a)—See Figure 17K for general drill pattern and initiation-timing system
- (b)—Rf. Table 7.
- (c)—Rf. Table 1, p. 63, *Blasters' Handbook*, 14th edition, E. I. duPont de Nemours & Co.
- (d)—Rf. Figure 6, p. 8, Technical Bulletin AG-2, Nov., 1960, Monsanto Chemical Co.
- (e)—Rf. *A Field Man's Guide to Drilling Costs*, A. W. Foster, Atlas Chemical Industries, Inc.
- (f)—Rf. Table 2
- (g)—Rf. Formula (4)
- (h)—Rf. Formula (5)
- (i)—Rf. Formula (6) and Figure 14
- (j)—Rf. Formula (11)
- (k)—Rf. Formula (2) and Figure 12
- (l)—Rf. Formula (12)
- (m)—Rf. Formula (13)
- (n)—Explosive unit costs based on schedule 1960 prices

With the introduction of inexpensive AN blasting agents, however, the drilling-explosive cost ratio has been reversed. Even though the less dense blasting agents appreciably increase the cost of drilling because of the increased number of blast-holes required, the over-all drilling and blasting cost in most instances has been materially reduced. This is because of the tremendous savings in costs of explosives. Such blasting agents often cost only 20 to 30 percent as much as the conventional high explosives.

To illustrate the effects of the various components that determine primary drilling and blasting cost, Table 10 presents representative data for a typical quarry blast. Only the type of explosive has been changed, with the powder factor, drill-pattern general arrangement, and initiation-timing system kept the same. It should be noted from the data, however, that for conventional dynamite, i.e., Extra 60 percent, a typical 10- by 10-ft. pattern is used. In order to use a regular AN-FO 94/6 blasting agent (field-mixed), the pattern dimensions are changed to an 8- by 8½-ft. arrangement. This is done according to the principles outlined earlier in the discussion on correlating the properties of explosives to the blasting standards. In this instance, the net result is that 16 blastholes are required for the AN-FO blast, compared to only nine holes for when Extra 60 percent is used. Because of the difference in the required true-burden dimension, other design dimensions necessarily must be adjusted to give a properly balanced blast. However, the basic K_T , K_B , K_S , and K_H ratios are kept closely to the same values for both blasts, only the K_B

ratios being adjusted to suit the various characteristics of the explosives.

From the costs indicated in Table 10, one would logically conclude that everyone should change to AN-FO blasting agents. However, it must be kept in mind that individual circumstances may greatly change the over-all cost relationships. The factors that have the greatest influence on the final values would be the unit costs for drilling and explosives materials used and the par-

ticular properties of the explosives themselves, since the latter include the final required drill pattern dimensions, i.e., the K_B . Further, for some explosives simply would not be suitable for use under certain quarry operating conditions. One should, therefore, recognize that for making a cost analysis, the actual values for expenses and quantities of materials peculiar to the local circumstances should be used, not general estimates, as was done for Table 10 data.

The influence of the properties of explosives on final costs cannot be overemphasized; this is true, particularly of the velocity of the explosive, since it has a very prominent effect on the most desirable drill pattern. As described earlier, the manufacturer's specifications may clearly define whether the velocity is for unconfined or confined blast, and which charge diameter applies. As one can see from Table 11, specifications vary considerably, a fact which in turn greatly affects estimates for designing blast holes on energy potential (RE) of the explosive.

**Table 11—A Comparison of Published Explosives Specifications
(For competitive grades equivalent to 60% ammonia dynamite when used with D=3 in. and based on published data)**

	American Ammonia Dynamite	Anache Standard Dynamite	Atlas Extra Dynamite	Du Pont Red Cross Extra	Hercules Extra Dynamite	Olin Special Dynamite	Trojan Standard Explosive
Velocity (fps)	10,800	12,800	10,000	12,200	12,450	13,600	1,600
Open (O) or confined (C)	Not given	(O)	(O)	Not given	(O)	Not given	(O)
Charge diameter (inches)	Not given	1¼	1¼	1¼	1¼	Not given	1
Stick count	110	110	110	110	110	10	116
Specific gravity	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.3	1.22
RE factor (X100)	149	210	128	191	198	24	193
Relative energy Ratio (RE ₂ /RE ₁) ^(a)	0.78	1.10	0.67	1.00	1.04	1.2	1.01
Adjusted burden (B ₂ in feet) ^(b)	6.5	8.0	6.2	7.5	7.7	8.2	7.5
Equivalent drill Pattern (square)	8x9	10x11	8x8	10x10	10x11	11x	8x10

References

- (a)—p. 2, Ammonia Dynamites specification sheet, A-2141-300-4/6, American Cyanamid Co.
- (b)—p. 16, Apache Explosives catalog, third revision, Apache Powder Co.
- (c)—p. 21, Atlas Explosives Products, Catalog No. 13, 1957, Atlas Chemical Industries, Inc.
- (d)—p. 63, Table 1, *Blasters' Handbook*, 14th edition, 1958, E. I. duPont de Nemours & Co.
- (e)—p. 4, Hercules Explosives Blasting Agents and Blasting Supplies, 1959, Hercules Powder Co.
- (f)—p. 9, Olin Explosives Products catalog, fourth edition, 1955, Olin Mathieson Chemical Co.
- (g)—p. 4, Trojan Explosives and Blasting Supplies, Catalog No. 101, Trojan Powder Co.
- (h)—Relative energy ratios calculated on basis of Du Pont Red Cross Extra 60% as unity.
- (i)—Figures 7 and 14, with $K_B=30$ for Du Pont Red Cross Extra 60%

ucc. The suggested drill-pattern arrangements will not give the same powder factor yields but should produce comparable blast results, if the published specifications are not in error.

The expenses for primers and initiators may have a greater influence on final costs than one might expect, from the data indicated in Table 10. For blastholes with deck charges and those having extremely short depths, the costs for primers and initiators may constitute a considerable share of the over-all cost. Nevertheless, under such conditions the inherent savings resulting from higher powder factor yields usually compensate for the added costs. As experience has clearly shown, it is simply good practice always to use the best primers available. As a rule, the total required quantity of powerful high-energy primers is much smaller than that needed when cheaper low-energy explosives are used for priming. Initiator costs are also normally relatively low; so if improved blasting results can be insured by using additional initiators,

the added expense could be considered insignificant, as compared to the benefits received.

As powder factor yields are reduced, costs will be increased proportionately. But irrespective of the actual powder factor value, blasts should always be designed to give the yield most suitable for maximum production at the least expense. In this respect, the percentage of usable material from a blast must also be given consideration. Well-blasted rock does not mean it must necessarily be pulverized. On the contrary, the required particle sizing and its uniformity must be such that maximum recovery is achieved. If, for example, 10 percent of the production is lost due to spoiling or waste, which in quarrying is quite common, the loss must be included in the final cost analysis. If recovery is reduced in order to increase rates of production, the value of the wasted material should logically be less than the savings accomplished from the lower operating costs for the material salvaged.

CONCLUSIONS

Effective blasting depends largely on a knowledge of how materials fracture, the particular characteristics of those materials, qualities of the various explosives that may be used, and recognition that the secret of efficient, economical, and safe results lies essentially in the suitable placement of charges where they will do the most good. Since explosives are merely very powerful tools for performing work, they should always be used accordingly.

As has been shown by these discussions, there are no easy, simple methods for solving blasting problems. The mechanisms and factors involved are too complex and numerous to permit clear-cut solutions. Each situation must be handled according to its own requirements, with the prudent use of one's best judgment. However, with a reasonable amount of study and understanding of operating conditions, blasters can evaluate results and make adjustments toward improvements by using certain basic standards. It has been the purpose of this article, therefore, to outline those standards and explain how they can be adjusted to apply to on-the-job conditions. But it must be realized that there can be no substitute for initial tests to ascertain what may be expected.

The burden dimension is the most critical of the important factors in blasting. Its value must suit the characteristics of the material being blasted and the properties of the explosives, and it must produce the desired degree of fragmentation and displacement. All other blasting standards are controlled by the burden value, and they should be designed on that basis. It should be, therefore, of primary concern to all blasters first to establish the best burden for their particular needs.

It has been shown that the powder factor as such has little meaning except as a relative basis for cost comparisons. For many years it has been used all too frequently, and unfortunately, as a means of judging blast efficiency. But under no circumstances can it be used as a reliable index for judging what one can expect in rock breakage or control of throw. Its value in costing is even questionable under many conditions.

253

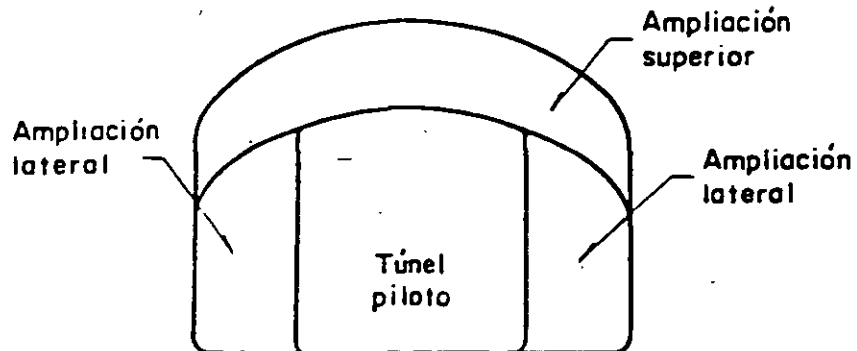


FIG I.27 Túnel piloto y ampliaciones laterales y superior

7.2.1.3 Cuñas iniciales

En los socavones y túneles el frente de avance es la única cara de liberación de la voladura. Es por este confinamiento de los barrenos cargados, que la carga específica es mayor en los túneles de pequeña sección y túneles pilotos que en los banqueos o en las excavaciones a cielo abierto. A fin de dar mayor eficiencia a la voladura se produce una abertura a todo lo largo del avance previsto, creando así un espacio vacío que permite la expansión y fragmentación de la roca removida por las sucesivas etapas de la voladura. Es obvio que este espacio inicial no es suficiente para acomodar la expansión y movimiento de toda la roca de la voladura completa. Por tanto, la mayor parte de la roca se proyecta hacia la zona previamente excavada. El espacio producido inicialmente se ha denominado "cuña".

Los principales tipos de cuña son dos: la cuña de barrenos paralelos y la cuña en "V". Cada tipo de cuña tiene una variedad de diseños para ajustarse a cada formación particular.

La cuña inicial es la parte más crítica en el diseño de voladuras en túneles.

Es muy difícil determinar un tipo de cuña inicial que resulte el adecuado

para el terreno por excavar sin haber efectuado algunas voladuras previas.

a) Cuña de barrenos paralelos o cuña quemada

La cuña de barrenos paralelos consiste de uno o más barrenos vacíos y uno o más barrenos cargados, paralelos unos a otros, que son perforados en el centro del frente, y con la profundidad del tramo de avance fijado. Las perforaciones que rodean la cuña están dispuestas en tal forma que se disparan después de abierta la cuña. Es muy importante para lograr una fragmentación eficiente, que se mantenga el paralelismo de los barrenos de la cuña. Una barrenación inapropiada puede dar lugar a la propagación entre los barrenos cercanos, destruyendo así la secuencia de detonación prevista y provocando zonas de fragmentación deficiente por exceso de confinamiento.

La cuña quemada es empleada casi exclusivamente en túneles de sección transversal menor de 10 m² y permite voladuras más profundas. En túneles reducidos el espacio resulta pequeño para acomodar las máquinas para perforar con cualquier ángulo, lo cual limita la longitud del tramo excavado empleando cuñas en "V".

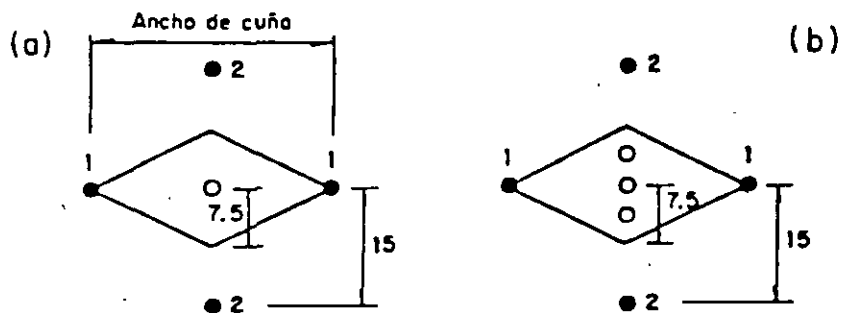
La cuña quemada queda emplazada en la zona central del frente, pero no exactamente al centro sino que se va cambiando su posición en voladuras sucesivas para evitar que la perforación de la cuña se ejecute en la parte más fracturada del frente. Además, la rotación del sitio de la cuña resulta una medida de seguridad, ya que, la zona de la cuña es el sitio donde con más alta probabilidad pueden quedar explosivos sin disparar. El diseño de la cuña quemada depende de las características de la roca, del tipo de los explosivos empleados y del diámetro de los barrenos. Toda roca tiene un determinado porcentaje de expansión que varía con el tamaño de los fragmentos producidos por la voladura. Por tanto, el diseño de la cuña quemada debe tomar en cuenta un espacio vacío para permitir esta expansión. Un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos que disparan en primer término es el espacio mínimo que ha resultado adecuado para una fragmentación y desalojo apropiados. Este porcentaje varía de acuerdo con la

B.I

formación rocosa. Sin embargo, a medida que el espacio vacío proporcionado es mayor, mayor es también la probabilidad de que la voladura actúe eficientemente en la longitud total de las perforaciones.

En una cuña con barrenos de 41.3 mm (1 5/8 pulg) de diámetro con un área de influencia de 225 cm² (fig I.28) si el espacio vacío está constituido por un barreno central (fig I.28a) proporcionará únicamente el 5.9 por ciento para la expansión. Si con la misma área de influencia se dejan vacíos tres barrenos (fig I.28b) el porcentaje para expansión será, entonces, de 17.8 por ciento. La mayor longitud de los tramos de avance que se logran cuando se deja un espacio de expansión suficiente compensa con amplitud el tiempo invertido en la perforación de los barrenos adicionales.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de la perforación se recomienda cargar el tercio interior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, la columna de explosivos debe alcanzar casi hasta la boca del barreno con menor densidad en la carga.



Acotaciones, en cm
1,2 Secuencia de disparo

FIG I.28 Cuña quemada cuadrada: a) con un barreno vacío central; b) con tres barrenos vacíos

Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance só lo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

B.I

formación rocosa. Sin embargo, a medida que el espacio vacío proporcionado es mayor, mayor es también la probabilidad de que la voladura actúe eficientemente en la longitud total de las perforaciones.

En una cuña con barrenos de 41.3 mm ($1\frac{5}{8}$ pulg) de diámetro con un área de influencia de 225 cm² (fig I.28) si el espacio vacío está constituido por un barreno central (fig I.28a) proporcionará únicamente el 5.9 por ciento para la expansión. Si con la misma área de influencia se dejan vacíos tres barrenos (fig I.28b) el porcentaje para expansión será, entonces, de 17.8 por ciento. La mayor longitud de los tramos de avance que se logran cuando se deja un espacio de expansión suficiente compensa con amplitud el tiempo invertido en la perforación de los barrenos adicionales.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de la perforación se recomienda cargar el tercio interior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, la columna de explosivos debe alcanzar casi hasta la boca del barreno con menor densidad en la carga.

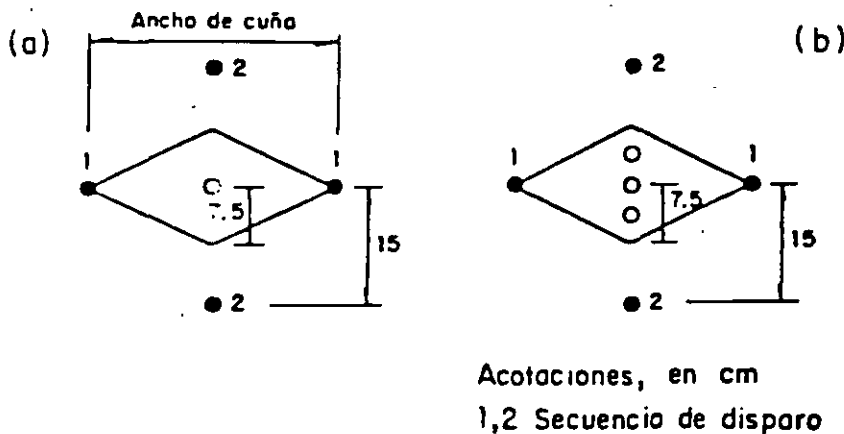


FIG I.28 Cuña quemada cuadrada: a) con un barreno vacío central; b) con tres barrenos vacíos

Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance sólo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

B.1

El tipo de cuña quemada se determina a partir de la experiencia y de acuerdo al tipo de terreno. Las cuñas quemadas de 15 a 25 cm de ancho son, por lo general, las usadas en rocas sanas y rígidas y las de 25 a 35 cm en rocas blandas y laminadas.

A fin de reducir la densidad de explosivos en la zona de la cuña es frecuente emplear espaciadores de madera de 20 cm de longitud. Es también conveniente utilizar un explosivo de densidad baja y un sistema de retardos.

Para establecer cuál es el mejor tipo de cuña quemada para las condiciones de un sitio particular deben probarse varias de las distribuciones usuales.

En la fig I.29 se muestran algunos de los tipos de cuñas usadas actualmente en minas subterráneas. Cuando estos tipos de cuñas quemadas se acompañan con barrenos de alivio (que son los que disparan inmediatamente después de la cuña) emplazados en sitios apropiados, actúan eficientemente en cualquier tipo de roca. Si alguno de estos arreglos no expulsara convenientemente la cuña son recomendables los barrenos de alivio inclinados o barrenos diagonales (fig I.30). Los barrenos diagonales se perforan con un cierto ángulo y con una ubicación tal que el extremo interior quede de 20 a 30 cm de distancia de los barrenos de la cuña.

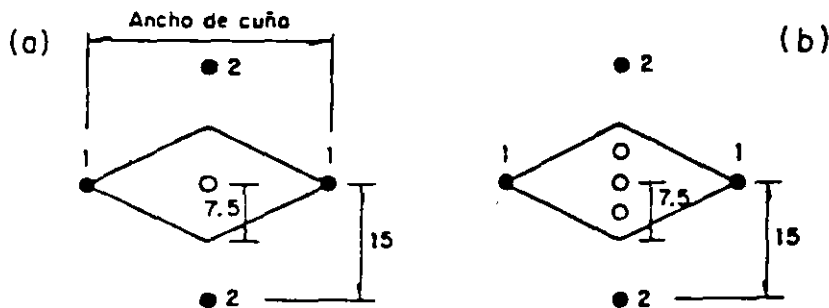
La perforación de uno o más barrenos vacíos de mayor diámetro (fig I.31) es cada vez más frecuente. Este procedimiento permite tramos de avance más largos y menor riesgo de expulsión deficiente de la cuña.

En el método de la cuña quemada se incluye la iniciación con periodos de retardo. Los primeros periodos corresponden a los barrenos de la cuña. Es importante dejar el tiempo suficiente entre el disparo de los barrenos de la cuña y los barrenos de alivio. En la fig I.32 se muestra un arreglo típico para un túnel de 3 por 3 m, utilizando la serie de retardos denominada "Acudet". Cada distribución de barrenos para una voladura debe diseñarse de manera que cada secuencia de barrenos dispare hacia el espacio previamente vaciado en las secuencias anteriores.

formación rocosa. Sin embargo, a medida que el espacio vacío proporcionado es mayor, mayor es también la probabilidad de que la voladura actúe eficientemente en la longitud total de las perforaciones.

En una cuña con barrenos de 41.3 mm (1 5/8 pulg) de diámetro con un área de influencia de 225 cm² (fig I.28) si el espacio vacío está constituido por un barreno central (fig I.28a) proporcionará únicamente el 5.9 por ciento para la expansión. Si con la misma área de influencia se dejan vacíos tres barrenos (fig I.28b) el porcentaje para expansión será, entonces, de 17.8 por ciento. La mayor longitud de los tramos de avance que se logran cuando se deja un espacio de expansión suficiente compensa con amplitud el tiempo invertido en la perforación de los barrenos adicionales.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de la perforación se recomienda cargar el tercio interior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, la columna de explosivos debe alcanzar casi hasta la boca del barreno con menor densidad en la carga.



Acotaciones, en cm
1,2 Secuencia de disparo

FIG I.28 Cuña quemada cuadrada: a) con un barreno vacío central; b) con tres barrenos vacíos

Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance só lo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

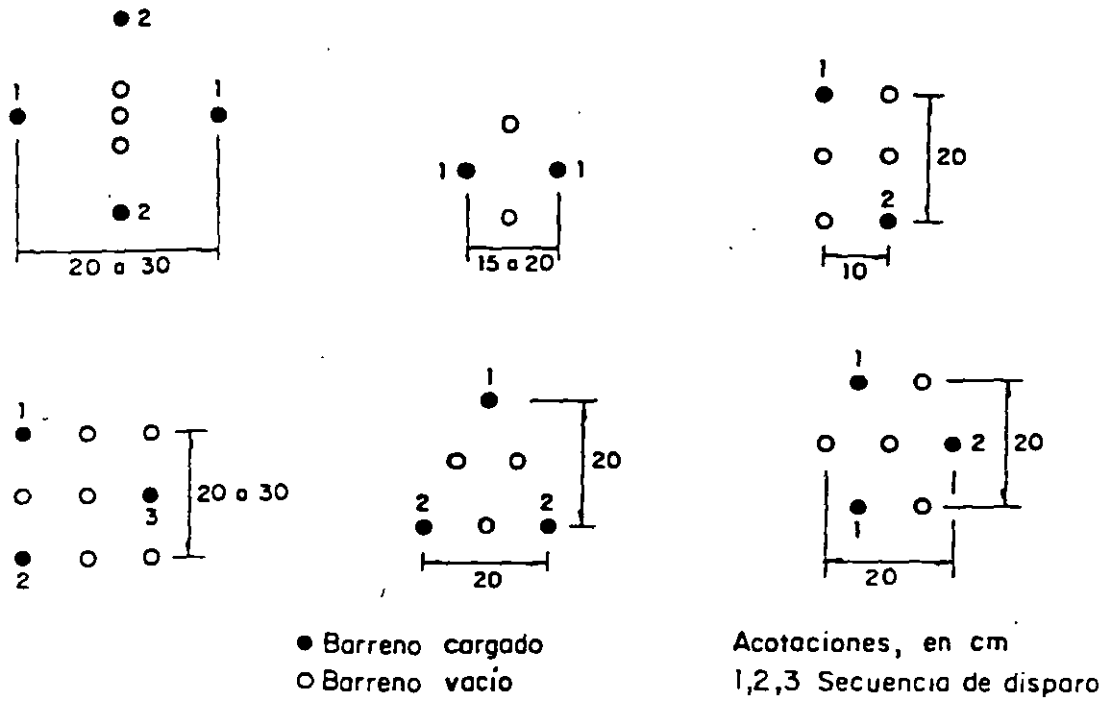


FIG I.29 Algunos diagramas típicos de cuñas quemadas

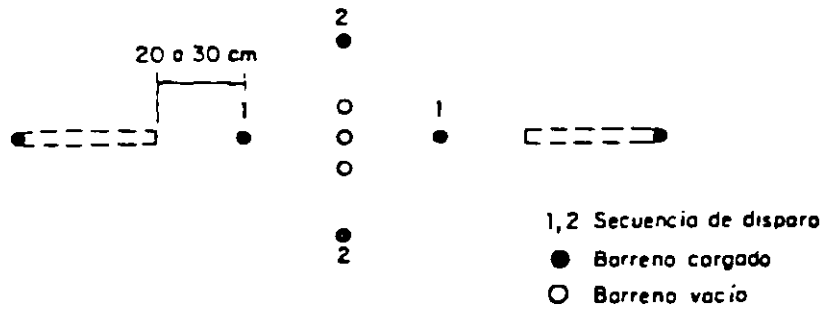


FIG I.30 Barrenos de alivio inclinados o diagonales

Los barrenos de la cuña y los de alivio se cargan dejando, en general, 30 cm para el retacado. Los barrenos restantes se retacan en un tramo de longitud igual al espaciamiento entre los mismos.

260

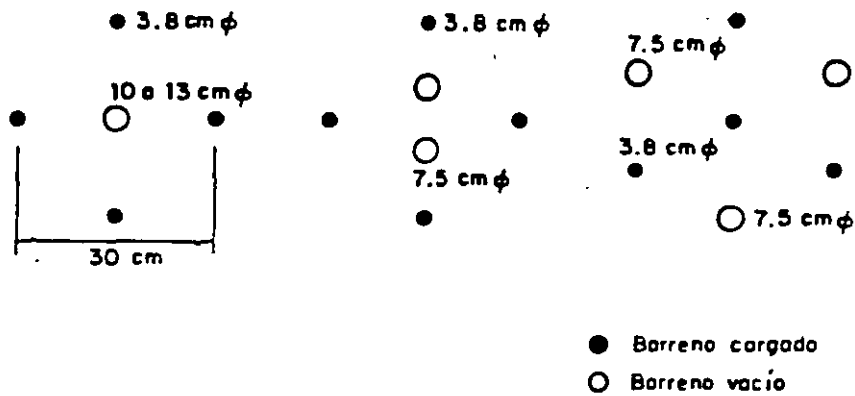


FIG I.31 Cuñas quemadas con barrenos vacíos de mayor diámetro

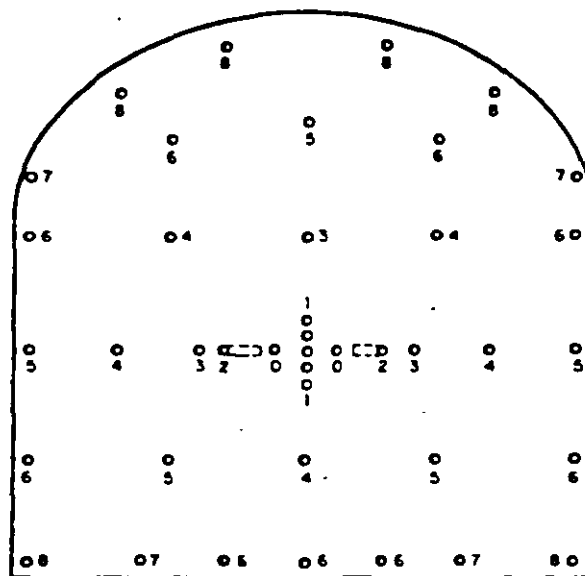


FIG I 32 Distribución típica de retardos en un frente de 3 por 3 m

b) Cuña en V

Este tipo de cuña es el más utilizado en túneles mayores de 20 m², aunque recientemente ha podido notarse una tendencia hacia la cuña paralela.

La cuña en V es simétrica. Esto permite una mejor organización del trabajo en el frente respecto a los tipos de cuñas no simétricas. La cuña en V,

por otra parte, no exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela para lograr un avance razonable. El ángulo mínimo recomendable para la cuña es de 60° . Este requisito limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel (fig I.33).

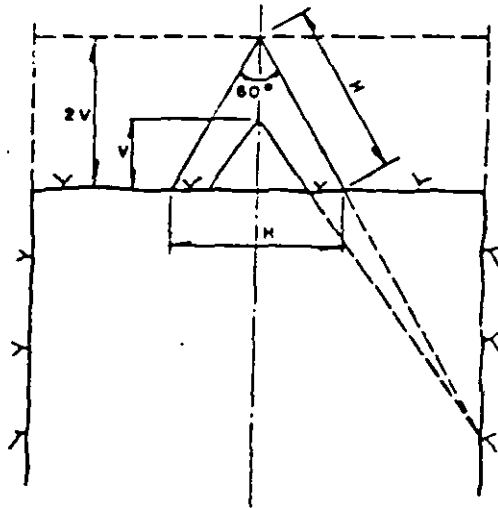


FIG I.33 Barrenos inclinados de la cuña en V

La cuña puede estar formada por uno o más pares de barrenos en V perforados en planos paralelos. El número de estos pares de barrenos depende de la estructura o estratificación de la roca. Cuando el avance por tronada es muy grande o en roca muy resistente cada V de barrenos se integra con uno o dos pares de barrenos de menor longitud.

Todos los barrenos de la cuña en V deben dispararse simultáneamente para obtener mejores resultados, particularmente en roca muy resistente.

En frentes muy grandes deben emplearse retardos mayores para lograr el desplazamiento y la fragmentación adecuados.

7.2.1.4 Cálculo de la carga

El cálculo de cargas en túneles es menos sistemático que el de las voladuras de bancos a cielo abierto. Se emplea la información teórica y experimental

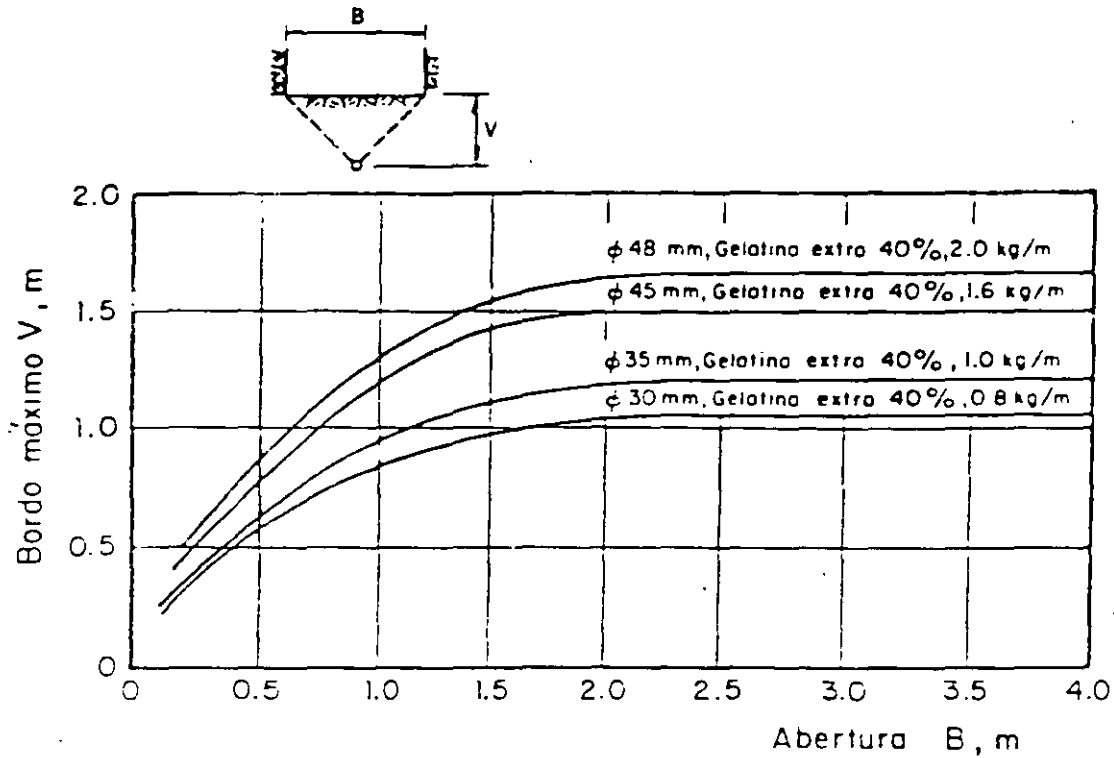


FIG I.34 Relación entre abertura, B , concentración de carga y bordo máximo, V

ciamientos de los barrenos de cada una de las zonas del túnel que se señalan en la fig 1.38.

-Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

El bordo o distancia entre los barrenos y la cavidad central no debe ser mayor que la mitad de la profundidad del barreno menos veinte centímetros. No deberá tomarse esta condición como base para el cálculo.

El espaciamiento de los barrenos debe ser igual a 1.1 veces el bordo.

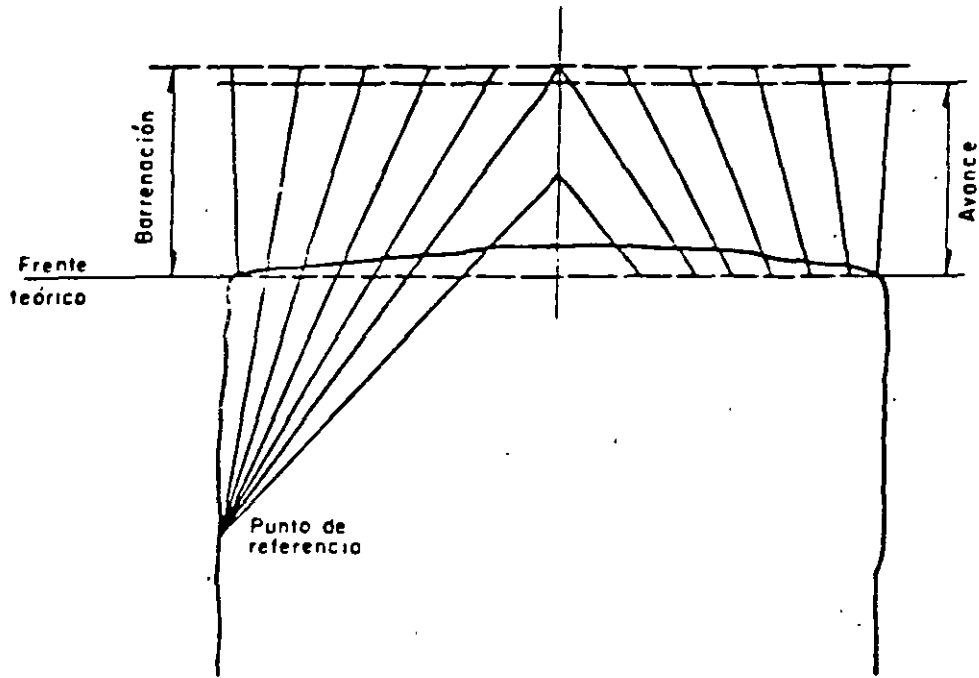


FIG I.35 Distribución en planta de los barrenos de la cuña y los de fuera de la cuña

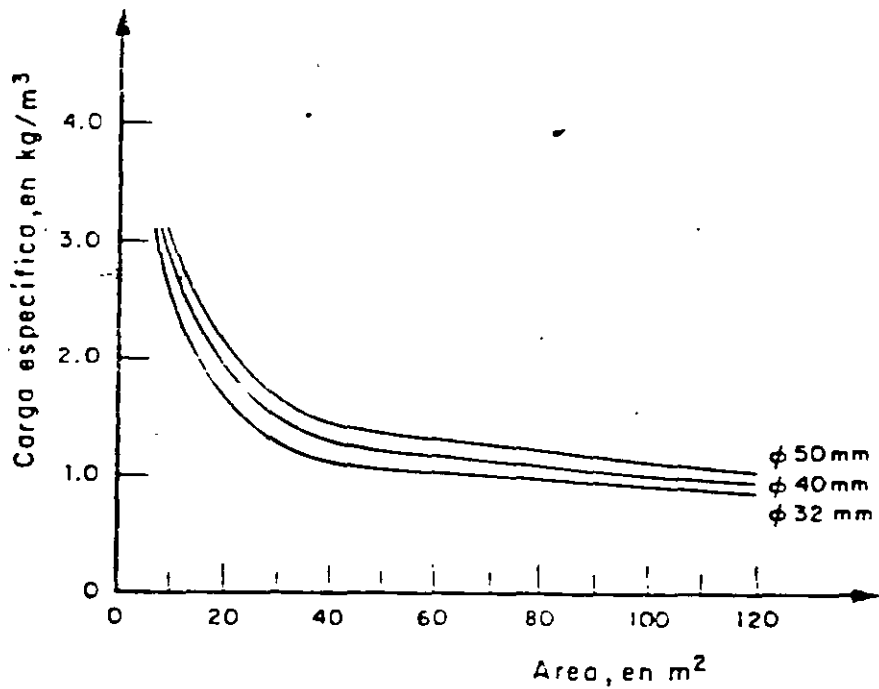


FIG I.36 Cargas específicas utilizadas normalmente en túneles

265

3.7.66

11

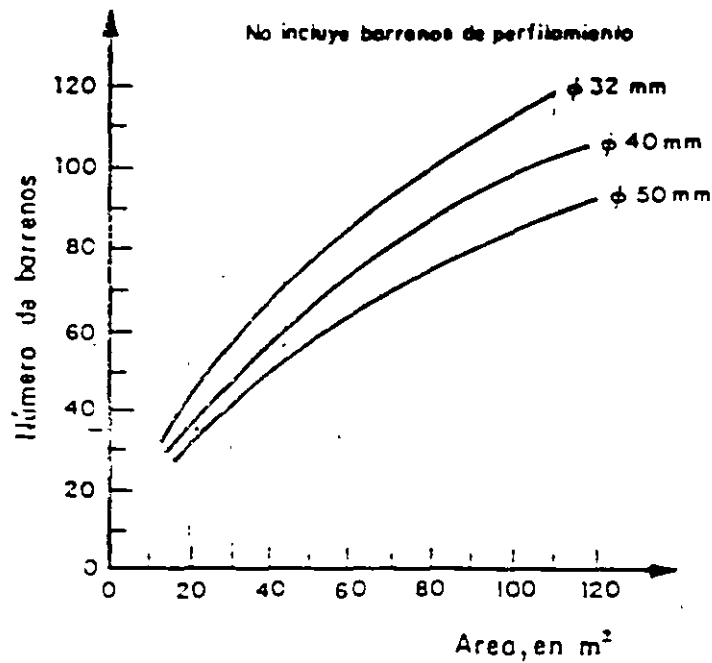


FIG I.37 Número de barrenos en función del área del frente

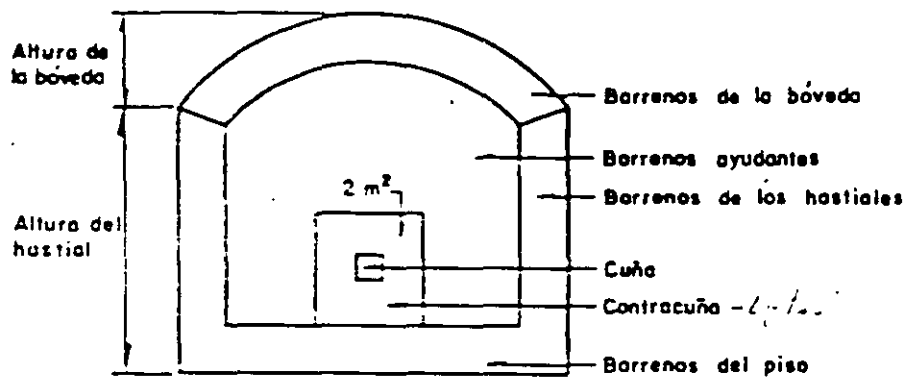


FIG I.38 Zonas de distribución de los barrenos

La carga de fondo ocupa el tercio inferior del barreno con la carga específica de la tabla I.12.

La concentración de la carga de columna en kg/m puede tomarse igual a la mi

tad de la concentración de la carga de fondo. La zona de retaque debe ser igual a la mitad del bordo.

TABLA I.12 Carga específica de fondo

Diámetro de los barrenos, en mm	Carga específica, en kg/m ³
30	1.1
40	1.3
50	1.5

*A ytas Horiz
o arriba*

En la tabla I.13 se muestran los espaciamientos calculados de acuerdo con las cargas específicas de fondo necesarias, considerando explosivos de peso volumétrico de 1.3 g/cm³ y el diámetro de barrenos de la tabla I.12.

TABLA I.13 Espaciamientos y bordos en función de los diámetros de los barrenos

Diámetro de barreno, en mm	Area por barreno, en m ²	Bordo, en m	Espaciamiento, en 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*
51	1.71	1.25	1.35*

*Luts
Horiz*

*Arriba
AB12.21*

* Estos espaciamientos son sólo para túneles de gran diámetro; en el caso de áreas menores su magnitud es menor como se muestra en las gráficas de la fig I.34.

Las concentraciones y cargas de fondo y de columna de la tabla I.14 han sido calculadas a partir de las recomendaciones anteriores, en función del diámetro de los barrenos. Estos datos han sido obtenidos de la práctica e incluyen los errores normales de perforación.

TABLA I.14 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

Taco

Diámetro barreno. mm	Profundi- dad ba- rreno, m	Bordo m	Espacia- miento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				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

-Barrenos de piso

El bordo y el espaciamiento de estos barrenos debe calcularse del mismo modo que los barrenos ayudantes. Sin embargo, debe considerarse en el bordo una corrección debido al emboquille de preparación para la voladura siguiente. Por ejemplo, con un bordo de 1.00 m y un margen para emboquille de 0.20 m, la segunda fila de barrenos del piso debe estar 0.80 m arriba de la entrada de los barrenos de la primera fila. La zona de retaque debe ser de 0.20 veces el bordo, es decir, mucho menor que en los barrenos ayudantes y la concentración de la carga de columna se fija hasta de un 70 por ciento de la concentración de la carga de fondo.

En la tabla I.15 se presentan las concentraciones de carga de fondo y de columna, el espaciamiento, el bordo y la zona de retaque para distintos diámetros de barrenos.

-Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Debido a la ayuda de la gravedad, estos barrenos requieren una menor carga específica que los anteriores. La carga específica de fondo puede ser la de la tabla I.16.

B.I

TABLA I.15 Cargas, espaciamentos y bordos en barrenos de piso.

Diámetro barreno mm	Profundi- dad barre- no, m	Bordo m	Espacia- mient m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				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

TABLA I.16 Carga específica de fondo

Diámetro de los barrenos, en mm.	Carga específica, en kg/m ²
30	1.0
40	1.2
50	1.4

El espaciamento de estos barrenos puede ser de 1.2 veces el bordo. Las de más características son las señaladas para los otros barrenos ayudantes.

En túneles de sección transversal pequeña las cargas deberán aumentarse y el bordo y el espaciamento disminuirse de acuerdo con las funciones de las gráficas que se presentan en las figs I.34, I.36 y I.37.

En la tabla I.17 se presentan las cargas, bordos y espaciamentos de estos barrenos. Los espaciamentos indicados son aplicables siempre que la con-

centración de carga en el fondo alcance, asimismo, el valor señalado. Si la concentración de carga resulta menor, el espaciamiento deberá reducirse para obtener la carga específica requerida.

Los valores de espaciamientos y bordos indicados en la tabla I.17 pueden aumentarse, particularmente cuando la roca es fácil de excavar y cuando los túneles tienen un área de más de 70 m². También es frecuente en estos casos utilizar los espaciamientos señalados pero con menores concentraciones de carga.

TABLA I.17 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos ayudantes con proyección hacia abajo.

Diámetro barreno, mm	Profundi- dad barre- no, m	Bordo, m	Espacia- miento, m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque, m
				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	2.70	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

-Barrenos de los hastiales

Las voladuras de los hastiales y de la bóveda corresponden por lo común al tipo de voladuras denominado recorte o poscorte perimetral (inciso 7.2.1.5). En esta sección se tratan los casos que no son voladuras de recorte.

El bordo, considerando el emboquille de preparación para la voladura siguiente, se toma igual a 0.90 veces el bordo de los barrenos ayudantes.

El espaciamiento que mejores resultados ha aportado en la práctica es 1.2 veces el bordo; la longitud de la carga de fondo un sexto de la profundidad del barreno; la zona de retaque la mitad del bordo; y la concentración de la carga de columna de 0.40 veces la carga de fondo. La tabla I.18 está elaborada con las especificaciones anteriores.

TABLA I.18 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos de los hastiales

Diámetro barreno mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamiento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/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

-Barrenos de la bóveda (tabla I.19)

En estos barrenos la carga de columna se reduce a 0.30 veces la concentración de la carga de fondo. Las demás características son iguales a las de los barrenos de los hastiales.

b) Resumen de las características de los barrenos que no pertenecen a la cuña

Nomenclatura:

V bordo o separación de la cavidad previamente abierta, en m

V₁ bordo práctico, en m

B.I

- H profundidad del barreno, en m
- q carga específica, en kg/m³
- d diámetro del barreno, en mm
- Q_{bk} concentración de la carga de fondo, en kg/m
- Q_{pk} concentración de la carga de columna, en kg/m
- h_b altura de la carga de fondo, en m
- h_o longitud del retaque, en m
- E Distancia entre barrenos, en m

TABLA 1.19 Cargas, espaciamentos y bordos en barrenos de la bóveda

Diámetro barreno mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				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	0.80	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

-Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

d(mm)	q(kg/m ³)
30	1.1
40	1.3
50	1.5
h _b	H/3

$$V_1 < \frac{H - 0.40 \text{ m}}{2} \quad (\text{ésta es una condición y no es una base de cálculo}) \quad (1.4)$$

B.I

$$E = 1.1 \text{ V} \quad (\text{I.5})$$

$$Q_{pk} = 0.50 Q_{bk} \quad (\text{I.6})$$

$$h_o = 0.5 \text{ V} \quad (\text{I.7})$$

-Barrenos de pisc

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$h_c = 0.2 \text{ V} \quad (\text{I.8})$$

$$Q_{pk} = 0.70 Q_{bk} \quad (\text{I.9})$$

-Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Las mismas características de los ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba, excepto

$$E = 1.2 \text{ V} \quad (\text{I.10})$$

-Barrenos de los hastiales

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$V = 0.90 \times (\text{bordo de los barrenos anteriores}) \quad (\text{I.11})$$

$$Q_{pk} = 0.40 Q_{bk} \quad (\text{I.12})$$

$$h_t = H/6 \quad (\text{I.13})$$

-Barrenos de la bóveda

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$Q_{pk} = 0.30 Q_{bk} \quad (\text{I.14})$$

27/

3.7.74

129 19

c) Cuñas de barrenos paralelos

Debe calcularse la separación entre el barreno vacío central y los barrenos cargados de la cuña de manera que el área del barreno vacío sea de cuando menos un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos de la cuña, que disparan en primer término (inciso 7.2.1.3a, fig I.31). La separación así calculada no debe rebasar la que se muestra en la tabla I.20.

TABLA I.20 Separación entre los barrenos vacíos y cargados de la cuña de barrenos paralelos

Diámetro del barreno central, mm	Diámetro de los barrenos cargados, mm	Bordo o separación entre barrenos, mm	Distancia entre centros, mm
57	32	40	85
76	32	53	107
76	45	53	113
2 x 57*	32	80	125
2 x 57*	45	80	131
2 x 76*	32	106	160
2 x 76*	45	106	167
100	45	70	143
100	51	70	146
125	51	88	176

* Dos barrenos centrales.

Las cargas que se presentan en la tabla I.21 son, en general, adecuadas para los barrenos más próximos al barreno central.

Los barrenos denominados de contracuña, situados fuera de ésta, son adaptados al área de la sección transversal del túnel.

La carga de los barrenos de la contracuña es muy elevada debido a su gran confinamiento. La fig I.39 muestra la disposición de la contracuña para una cuña de dos barrenos centrales.

TABLA I.21 Cargas asignadas a los barrenos más próximos al central

Diámetro de los barrenos cargados, mm	Carga asignada (kg/m)	Diámetro del barreno central, mm
32	0.25	de 57 a 2 x 76
35	0.30	de 76 a 2 x 76
38	0.36	de 76 a 2 x 76
45	0.45	de 2 x 76 a 125
48	0.55	de 2 x 76 a 125
51	0.55	de 2 x 76 a 125

En la tabla I.22 se presentan valores de cargas que han dado buenos resultados en barrenos de contracuña.

TABLA I.22 Valores empíricos de carga en barrenos de contracuña (Ayudant

Borde o separación entre barrenos m	Carga de fondo kg	Carga de columna en kg/m para diámetros de los barrenos cargados de:			
		32 mm	38 mm	45 mm	48 mm
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

Longitud sin carga (taco) = 0.5 m

d) Cuña en V

En esta sección se proporcionan reglas generales para el cálculo de cargas considerando una cuña de vértice interior de 60°. Si este ángulo es menor la carga debe incrementarse.

La dimensión V de la cuña (fig 1.40) es función de la cantidad de explosivos que pueden cargarse en los barrenos con arreglo a su diámetro. En la

B.I

Anotaciones, en mm

○ Barreno vacío

● Barreno cargado

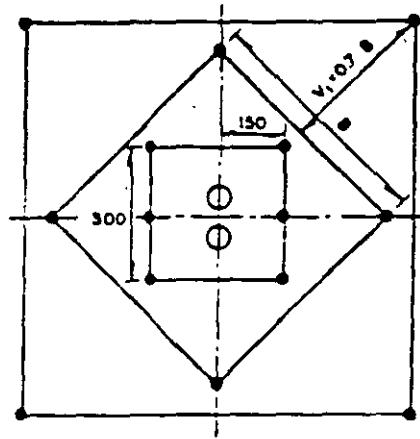


FIG I.39 Cuña de dos barrenos centrales y contracuña

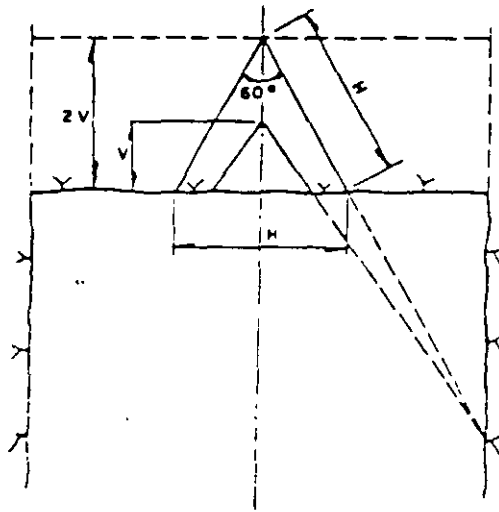


FIG I.40 Cuña en V

tabla I.23 se proporcionan valores que pueden servir de orientación en la determinación de la dimensión y carga de la cuña en V.

En cuñas en V la longitud de la carga de fondo debe ser de cuando menos un tercio de la profundidad del barreno. La carga de columna debe ser igual a la mitad de la carga de fondo. La zona de retaque debe ser un tercio de la dimensión V de la cuña, pero debe ser adaptada al espaciamiento de los barrenos de manera que no haya exceso de carga en la parte de la columna.

TABLA I.23 Dimensiones y cargas de la cuña en V

Diámetro de los barrenos mm	Altura de la cuña m	Bordo V (fig I.34) m	Concentración de la carga de fondo kg/m	Número de filas horizontales
30	1.5	1.0	0.9	3
38	1.6	1.2	1.4	3
45	1.8	1.5	2.0	3
51	2.8	2.0	2.6	3

La concentración de la carga de columna es igual al 40% de la concentración de la carga de fondo.

El bordo o separación de barrenos no debe ser superior a $(Prof. \text{barreno} - 0.40m) / 2$, lo que implica que en voladuras de poca profundidad la separación de barrenos es menor.

Los barrenos de la contracuña se perforan inclinados (fig I.35) para facilitar la remoción total hasta la profundidad de barrenación.

Los barrenos de la cuña y de la contracuña deben iniciarse con estopines de milisegundos a fin de mejorar la interacción entre los barrenos.

7.2.1.5 Poscorte perimetral

El poscorte perimetral también llamado recorte convencional tiene por objeto proteger la superficie de roca alrededor de la voladura.

Este método consiste en la aplicación de concentraciones de carga reducidas y de mayor densidad de perforación para producir un agrietamiento menor en la superficie perimetral del túnel. Al disparar instantáneamente o con un retardo mínimo entre barrenos se obtiene una acción cortante perimetral que desprende el bordo final con un daño reducido de las paredes (fig I.41).

Estos barrenos se disparan después de los barrenos de piso para asegurar

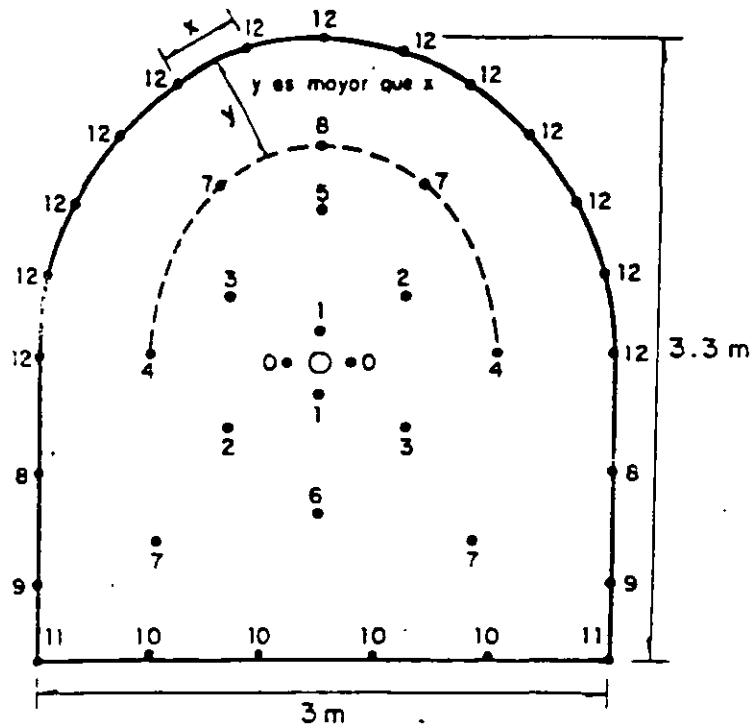


FIG I.41 Distribución típica de retardos en un túnel

que la roca fragmentada ya ha sido desplazada, ofreciéndoles un espacio de alivio suficiente. Este alivio permite una voladura del bordo final con un sacudimiento mínimo.

En la tabla I.24 se proporcionan valores prácticos recomendados de espaciamientos, bordos y concentraciones de carga promedio para dos diámetros de barreno, utilizando explosivos de 1.2 a 1.3 g/cm³ de peso volumétrico.

TABLA I.24 Foscorte perimetral

Diámetro barreno mm	Espaciamiento m	Bordo m	Concentración total de carga en el barreno kg/m
38 - 45	0.60	0.90	0.18 - 0.38
51	0.75	1.05	0.18 - 0.38

B.I

Los cartuchos largos de diámetro pequeño de explosivos de baja densidad, permiten una distribución adecuada de la carga a lo largo del barreno. Los cartuchos de 20 cm de longitud se han empleado con éxito en voladuras de poscorte perimetral utilizando espaciadores entre cartuchos para reducir la carga total en kg/m; sin embargo, este procedimiento da como resultado concentraciones de carga relativamente altas en distintos puntos.

7.2.1.6 Precorte

En el precorte los barrenos de contorno se disparan antes de efectuar la voladura propiamente dicha. El precorte produce una grieta entre los barrenos de contorno. Esta grieta evita que las ondas de choque de la voladura principal se transmitan en toda su intensidad hacia la pared terminada y minimiza la profundidad de la fragmentación en la roca. Como los barrenos están muy próximos entre sí, las grietas se forman siguiendo las líneas de barrenos, y los mismos barrenos constituyen el inicio del agrietamiento. Esto significa que la inclusión de barrenos vacíos entre los cargados, puede mejorar los resultados.

En la tabla 1.25 se indican algunas cargas y espaciamientos en función del diámetro de los barrenos.

Si no existen limitaciones en las vibraciones del terreno se utiliza el encendido instantáneo; por lo contrario, si es necesario limitar la magnitud de las vibraciones del terreno se utilizan microretardos. La formación de grietas resulta menos eficiente que con la iniciación instantánea, a menos que se reduzca el espacio entre barrenos. Si el tiempo de retardo es muy grande no se logra el precorte.

TABLA 1.25 Precorte

Diámetro del barreno mm	Espaciamento m	Concentración de carga kg/m
25 - 32	0.20 - 0.30	0.08
25 - 32	0.35 - 0.60	0.18
40	0.35 - 0.50	0.18
51	0.40 - 0.50	0.36
64	0.60 - 0.80	0.38

MCCSA

P. H. ZIMAPAN, HGO.

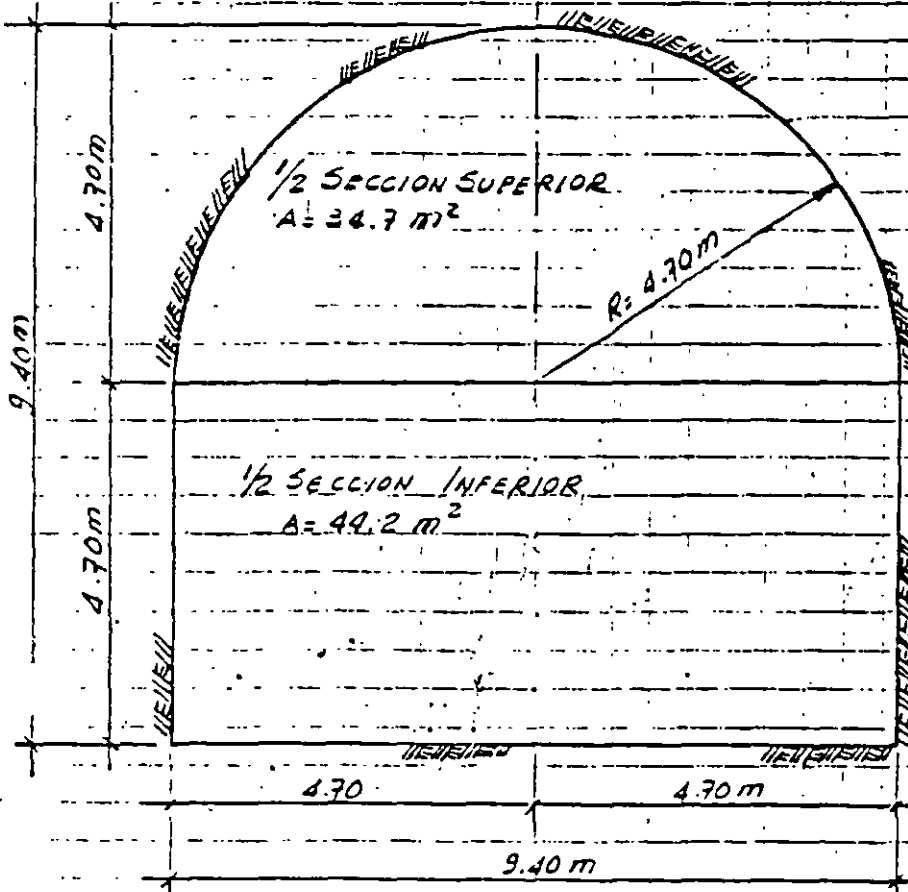
TUNEL DE DESVIO

PLANTILLAS DE BARRENACION

LONG. = 522 m.

J.R.T.

DIC. 12 - 1989



SECCION TRANSVERSAL

MCCSA.

P.H. ZIMAPAN, HGO.

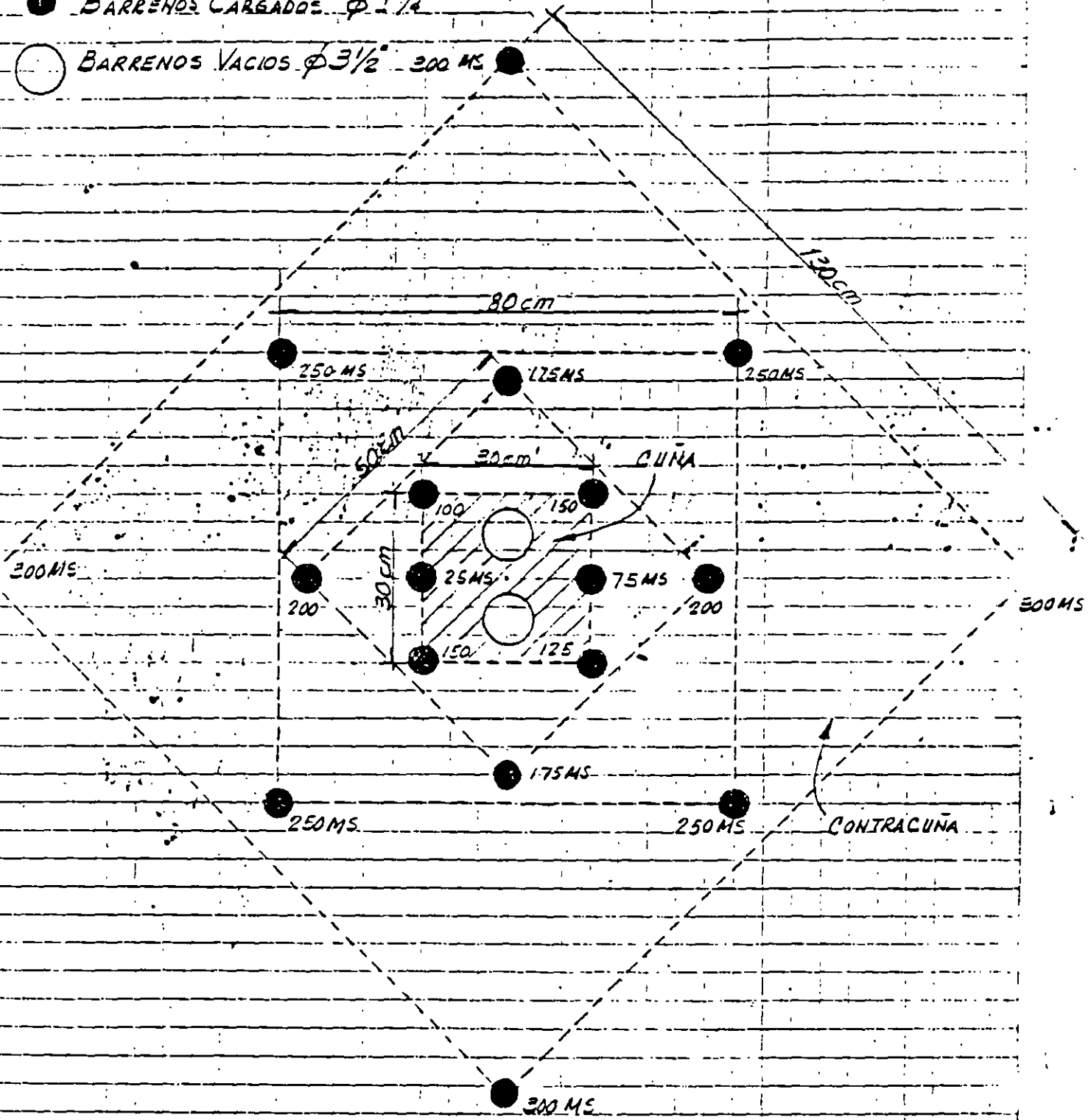
TUNEL DE DESVIO : CUÑA DE BARRENOS PARALELOS

J.R.

12 DIC. 1989.

● BARRENOS CARGADOS $\phi 1\frac{3}{4}$ "

○ BARRENOS VACIOS $\phi 3\frac{1}{2}$ " 300 MS



VISTA FRONTAL

279

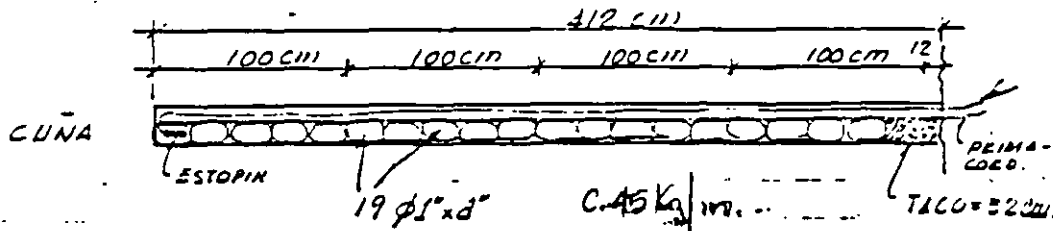
2

279

MCCSA
 P. H. Z. INIAPLEN
 TUNEL DE DESVIO

DISTRIBUCION DE CARGAS EXPLOSIVAS

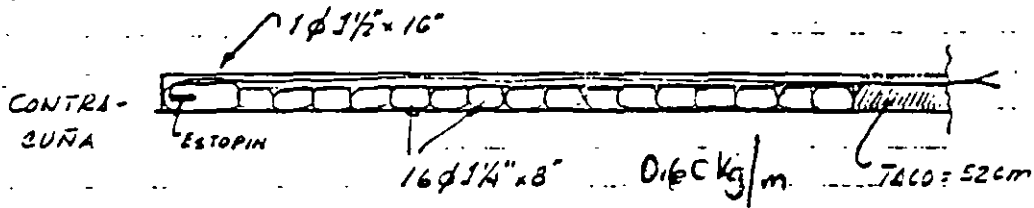
C.R.T.
 Dic 12-1987



ϕ BARRENO = $1\frac{1}{2}$ " = 4.15 cm
 AREA = 15.52 cm²; = 1.55 cm²/m

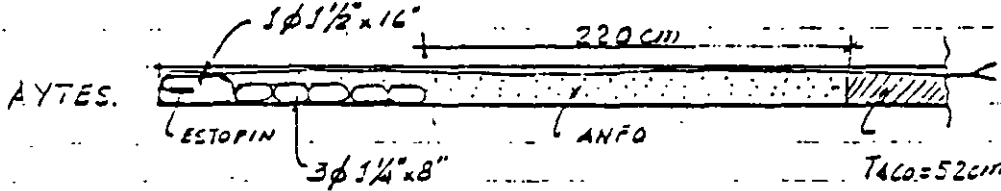
{ ϕ 1" x 8" } Estopin +
 19 pz. } Carga de dinamite

Peso = 2.356 Kg



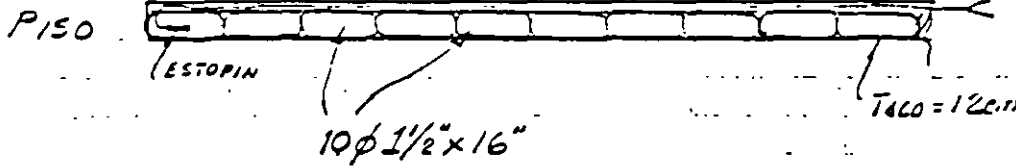
{ 1ϕ 1 1/2" x 16" } Estopin
 16 ϕ 1 1/4" x 8"

Peso = 0.555 + 3.088 = 3.643 Kg



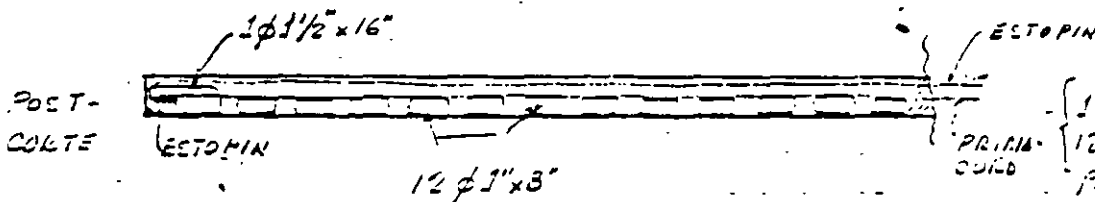
1ϕ 1 1/2" x 16" } 0.555
 5 ϕ 1 1/4" x 8" } 0.965 } 1.521 Kg
 ANFO 71 = 0.7 Kg/m

Peso = 1.55 Kg/m x 0.7 Kg/m x 2.2 m
 = 2.387 Kg



{ 10 pz. ϕ 1 1/2" x 16" }
 Peso = 5.56 Kg

$\Sigma = 3.91 Kg$



{ 1ϕ 1 1/2" x 16" }
 12 ϕ 1" x 8" }
 Peso = 0.555 + 1.422 = 1.977 Kg

MCCSA

P.H. ZIMARAN. H60

J.R.T.

TUNEL DE DESVIO

DIC.

CALCULO DE CARGAS EXPLOSIVAS

PESO CARTUCHOS:

$\phi 1" \times 8" = 124gr$; $\gamma = 1.29g/cm^3$

$\phi 1\frac{1}{4}" \times 8" = 193gr$

$\phi 1\frac{1}{2}" \times 16" = 556gr$

SECCION	Nº BARR.	C. FONDO	C. COLUMNA	TACO	CARGA/BARR.	CARGA TOTAL
CUNA	6		$Teor. = 0.45 Kg/m$ $19Pz \times \phi 1\frac{1}{2}" \times 16" @ 20-2$ $= 0.612 Kg/m \times 4.111$ $L = 412 - 25 = 387 cm.$	38cm	2.356 Kg	16.14 Kg.
CONTRACUNA	12	$Teor. = 0.64 Kg$ $1Pz \phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ $= 0.556 Kg$	$Teor. = 0.85 Kg/m$ $16Pz \times \phi 1\frac{1}{4}" \times 8" @ 20$ $= 0.95 Kg/m$ $L = 412 - 55 = 357 cm.$	52cm	3.64 Kg	43.725 Kg
AYUDANTE	12	$Teor. = 2.25 Kg$ $1 \phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ $= 0.556 Kg$	$Teor. = 1 Kg/m$ $16 Pz \times \phi 1\frac{1}{4}" \times 8" @ 20$ $= 0.95 Kg/m.$ $L = 412 - 55 = 357 cm.$	52cm	3.64 Kg	43.728 Kg
PISO	11	$Teor. = 2.25 Kg$ $1 \phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ $= 0.556$	$Teor. = 1.4 Kg/m$ $L = 412 - 25 = 387 cm$ $9Pz \phi 1\frac{1}{2}" \times 16" @ 40$	12 cm	5.56 Kg	61.16 Kg.
POSTCORTE	23	$1 \phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ $= 0.556 Kg$	$Teor. = 0.38 Kg/m.$ $L = 412 - 25 = 387 cm.$ $12Pz \phi 1" \times 8" @ 30$ $1Pz \phi 1\frac{1}{2}" \times 16" @ 40$		3.08 Kg	47.02 Kg

$\Sigma = 212.94 Kg$

AREA = 34.7 m²

FACTOR DE CARGA

AVANCE = 3.91/m = 95%

F.C. = $\frac{212.94 Kg}{135.7 m^3} = 1.57 Kg/m^3$

VOL = 135.7 m³

BARRENACION ESPECIFICA

B.E. = $\frac{69 \times 4.12 m}{125.7 m^2} = 2.09 m/m^2$

LONG. BARRS = 14' = 427 cm.

TOTLES EXPLOSIVO:

LONG. UTIL = 427 - 15 = 412 cm.

ALTO EXPLOSIVO = 184.20 Kg

ANFO = 28.64 Kg \Rightarrow 13.45%

EFIC. VOL & DUREZ = 95% \Rightarrow LONG. BARR = 391 cm.

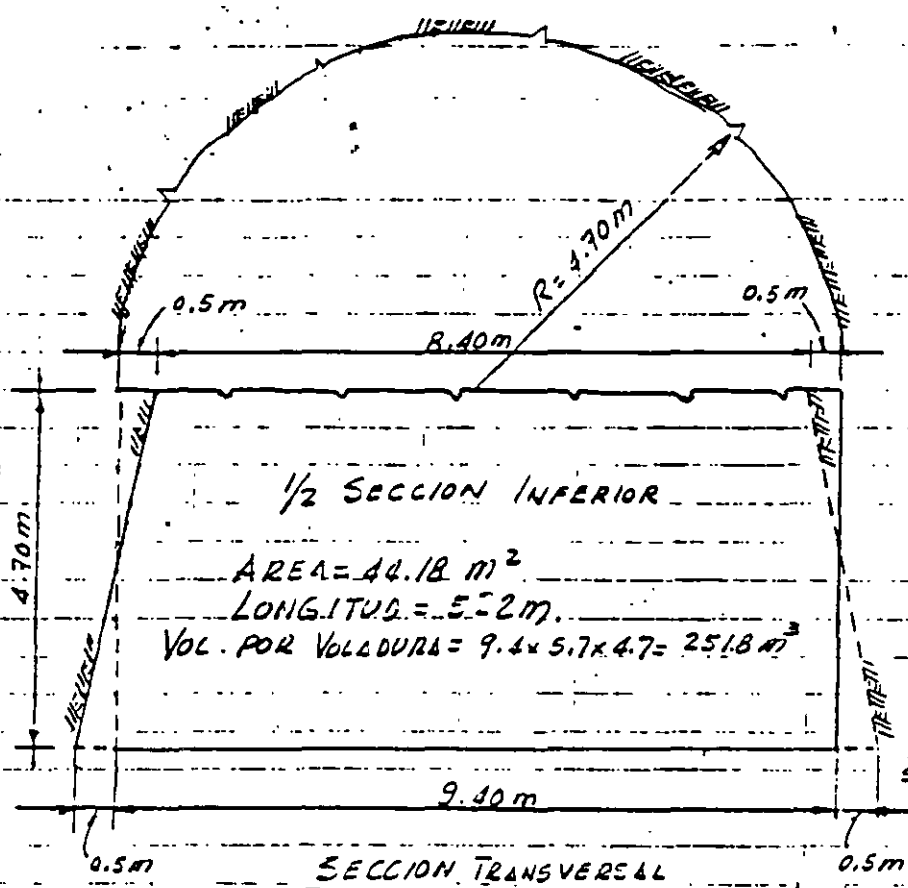
$\Sigma = 212.94 Kg$

2.81

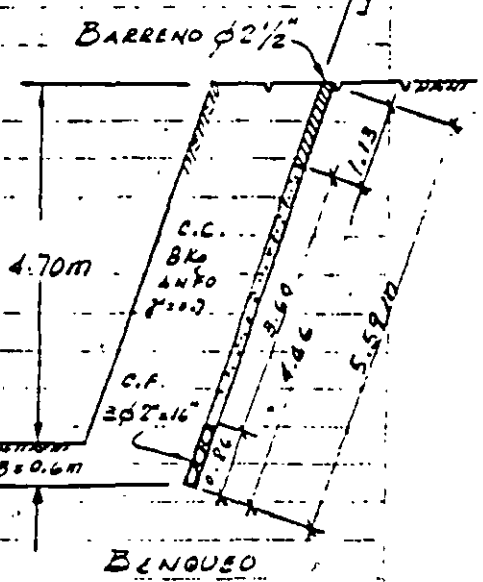
11

2.3

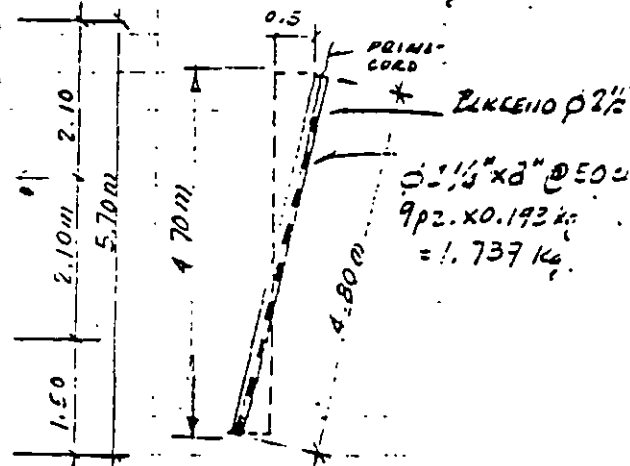
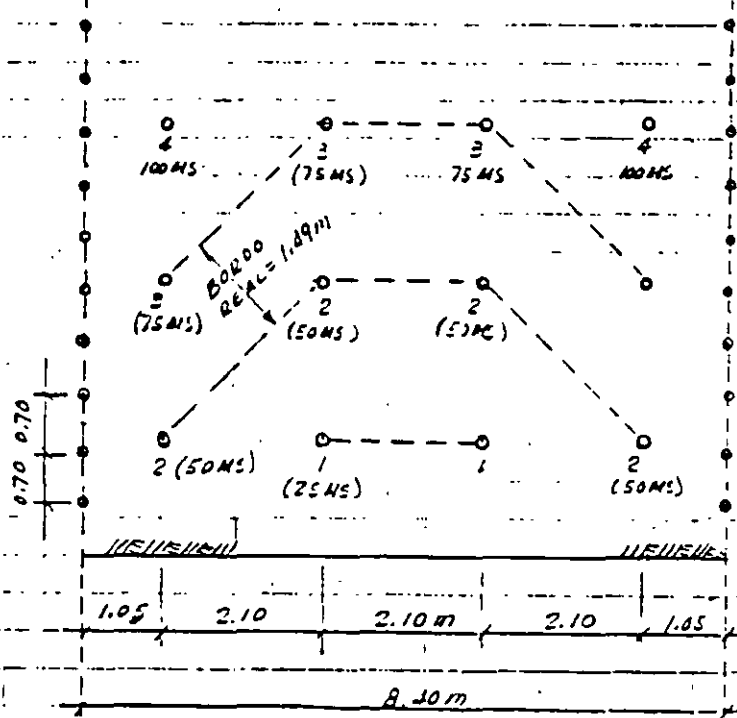
J.R.T.
DIC. 12. 1977



1/2 SECCION INFERIOR
 AREA = 44.18 m²
 LONGITUD = 5.52 m
 VOL. POR VOLADURA = 9.4 x 5.7 x 4.7 = 251.8 m³



BUNQUEO
 CARGA FONDO = 3 kg = 27%
 CARGA COL. = 8 kg = 75%
 Σ = 11 kg



PRECORTE
 Nº DE BARRIDOS: BUNQUEO = 12
 PRECORTE = 16

VOL. VOLADURA = 251.8 m³

BARRENO ϕ 2 1/2" (6.25 cm)
 AREA = 31.67 cm²
 VOL = 3.17 Lt/m.
 ALTO EXPLOSIVO ϕ 2" x 16" $\gamma = 1.29$ g/cm³; $P_{40} = 1$ Kg.

BARR. ESPECIFICA = $\frac{12 \times 5.59 \text{ m}}{251.8 \text{ m}^2} = 0.2668 \text{ m}^2/\text{m}^3$
 (sin precorte)

BARRENACION ESPECIFICA (Incluye Precorte)
 B.E. = $\frac{12 \times 5.59 + 16 \times 4.80 \text{ m}}{251.6 \text{ m}^2} = 0.5714 \text{ m}^2/\text{m}^3$

282 FACTOR DE CARGA - Bunqueo sin precorte
 F.C. = $\frac{12 \text{ Barr} \times 11 \text{ Kg}}{251.8 \text{ m}^3} = 0.5222 \text{ Kg}/\text{m}^3$ 5

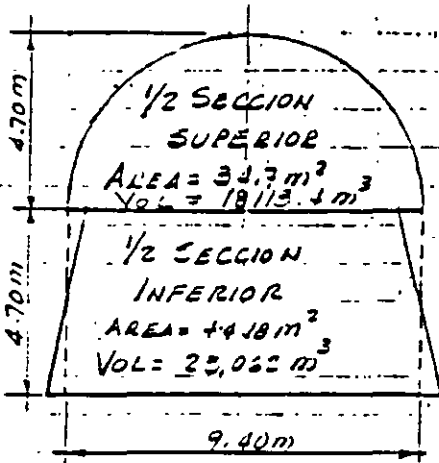
FACTOR DE CARGA - (Incluye Precorte)
 F.C. = $\frac{12 \times 11 + 16 \times 1.737}{251.6 \text{ m}^3} = 0.1226 \text{ Kg}/\text{m}^3$ 222

MCCSA
 TUNEL DE DESVIO
 LONGITUD = 522 m.

C.R.T.
 DIC 12.

RESUMEN:

MEDIA SECCION SUPERIOR EN TUNEL



1/2 SECCION SUPERIOR
 AREA = 34.7 m²
 VOL = 18113.4 m³

1/2 SECCION INFERIOR
 AREA = 4418 m²
 VOL = 23,062 m³

9.40m

a) BARRENACION

Diámetro ϕ 1 3/4"

Barrenación específica B.E. = 2.09 m/m³

b) EXPLOSIVOS

Factor de carga F.C. = 1.57 Kg/m³

Alto Explosivo = 86.55%

ANFO = 13.45%

c) Volumen de roca = 34.7 m² x 522 = 18113.4 m³

d) Cantidad de explosivos

Alto explosivo = 1.57 x 18113.4 x 0.8655 = 24,613.2 Kg.

ANFO : 1.57 x 18113.4 x 0.1345 = 3,824.92 Kg.

ACCESORIOS: PLACA TOLDA LL LONG. DEL TUNEL

ESTOPINES MS = 18 x $\frac{522}{3.91}$ = 2402 pz

ESTOPINES RET = 51 x $\frac{522}{3.91}$ = 6809 pz

PRIMACORD = 31 BARR x (4.15 + 0.5) x $\frac{522}{3.91}$ = 19120 m.

RESUMEN... CONTINUACION

MEDIA SECCION INFERIOR - BANQUEROa) BARRENACION → Diámetro barrenos: $\phi 2\frac{1}{2}"$

$$\text{Barrenación específica (incluyendo precorte)} = 0.5714 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Volumen de roca} = 44.18 \text{ m}^2 \times 522 \text{ m} = 23,062 \text{ m}^3$$

b) EXPLOSIVOS

$$\text{Factor de carga (incluyendo Precorte)}: F.C. = 0.6246 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$\text{Banquero: Alto Explosivo} = 12 \text{ Barr} \times 3 \text{ Kg} = 36 \text{ Kg}$$

$$\text{ANFO} = 12 \text{ Barr} \times 3 \text{ Kg} = 36 \text{ Kg}$$

$$\text{Precorte: Lito Explosivo} = 16 \text{ Barr} \times 1.737 \text{ Kg} = 27.79 \text{ Kg}$$

$$\Sigma = 159.79 \text{ Kg}$$

$$\text{Alto Explosivo} = 39.92 \%$$

$$\text{ANFO} = 60.08 \%$$

c) CANTIDAD DE EXPLOSIVOS

$$\text{Alto Explosivo} = 0.6246 \times 23,062 \text{ m}^3 \times 0.3992 = 5842.25 \text{ Kg}$$

$$\text{ANFO} = 0.6246 \times 23,062 \text{ m}^3 \times 0.6008 = 8,792 \text{ Kg}$$

1) ACCESORIOS: PLAS TOLL LL LONG. DEL TUNEL

$$\text{Estopines MS para Banquero} = \frac{F.C. \times \text{Vol}}{\text{Long. Barr.}} = \frac{0.2664 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 23,062 \text{ m}^3}{5.59 \text{ m}/\text{Barr.}} = 1079 \text{ Barr.} = 1079 \text{ Pzcs}$$

$$\text{Estopines MS para Precorte} = \frac{2 \times \text{Long. tunel}}{2.70 \text{ m} \times 20} = \frac{2 \times 522}{0.70 \times 20} = 75 \text{ pz.}$$

RESUMEN . . . CONTINUACION . . . MEDIA SECCION INFERIOR . . . 2 INGRESOS

d) ACCESORIOS

Primacord = N° Barr de primacord x long. Barr. = $\frac{2 \times 522}{0.17} \times (4.8 + 0.5) = 7905 \text{ m.}$

TUNEL DE DESVIO LONG = 522 m

RESUMEN DE BARRENACION Y MATERIALES PARA TODA LA LONGITUD DEL TUNEL (522m)

SECCION	BARR. $\phi 1\frac{3}{4}$ " c/Jumbo	BARR. $\phi 2\frac{1}{2}$ " c/Treckarill	ALTO EXPLOS. Kg	ANFO Kg	ESTOPIN Ms Pz	ESTOPIN Bst. Pz	P. CORD. m
1/2 SEC. SUP.	209.10/m ² (27,857m)		24,613	9,825	2,402	6,309	18
1/2 SEC. INF.		0.5714 m/m ² (13,178 m)	5,842	8,792	1,174		7,905

SUMA 27,857m 13,178m 30,455 Kg 12,618 Kg 2,577 Pz 6,309 Pz 26,198 m

P.U. x() x() x() x() x() x() x()
COSTO DTO. →

COSTO DIRECTO = $\frac{\Sigma()}{522m} = \frac{\$ ()}{m}$

15th Canadian Rock Mechanics Symposium

Rock Engineering for Underground Excavations

October 3 - 4, 1988
University of Toronto

Edited by John H. Curran

Sponsored by

Department of Civil Engineering, University of Toronto
Canadian Rock Mechanics Association (CARMA)
Rock Mechanics Division of the Canadian Geotechnical Society

Finite Element Modelling of Crack Propagation in Presplit Blasting

D. FRANTZOS

Acres International Ltd, Niagara Falls, Ontario, Canada

A. BAUER (deceased).

Queen's University, Kingston, Ontario, Canada

Abstract

Pressure-time histories were recorded for low density ammonium nitrate/fuel oil, detonated in long heavy walled steel cannons of various bores. These were then used in a finite-element model of a horizontally layered limestone rock mass to predict the crack propagation limits in presplit blasting for a range of borehole diameters. Apart from showing very good agreement with field results, the model clearly demonstrated the strong dependence of the results on the pressure-time curve. The important elements were the peak pressure, the rise time to it and its duration. Control of these characteristics offers the possibility for optimization of crack propagation distances and borehole spacings for various ground conditions. Also, the results to date provide the basis for investigating the characteristics of the explosives presently used in presplit blasting, and finding ways to modify them with the purpose of optimizing the field results.

Introduction

Some years ago in a comprehensive review article Mellor (1975) summarized the state of the art on presplitting in the form of graphs

relating blasthole spacing to hole diameter. As pointed out in the review, the published data suffered from a lack of physical rock properties and structural detail. Later a static model was developed, CANMET (1977), Bauer (1982), which yielded the following expression for presplit hole spacing when multiple holes were fired simultaneously.

$$S \leq 2r (P_b + \sigma_t) / \sigma_c$$

where

r - borehole radius

P_b - pressure at the borehole wall

σ_t - rock tensile strength

If the pressure at the borehole wall is matched to or is less than the compressive strength of rock (σ_c) then localized crushing can be avoided. Figure 1 is a plot of the data presented in Mellor (1975) along with the static model predictions for various values of the ratio of the compressive to tensile rock strengths, σ_c/σ_t .

Whilst the use of this static model or the empirical rules of thumb often give good results they are nonetheless deficient when new

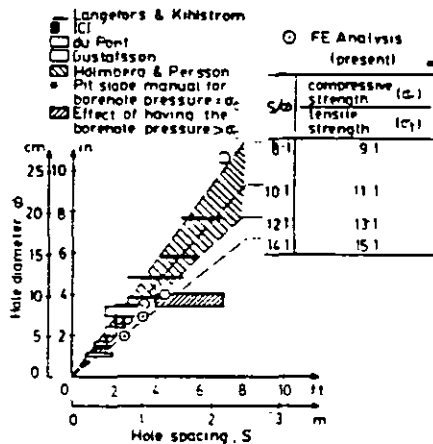


FIGURE 1 - RELATIONSHIP BETWEEN HOLE DIAMETER AND SPACING FOR PRESPLITTING

situations arise. More realistic models should be able to predict accurately the influence of changes in the pressure-time curve within the borehole, on ground response and cracking limits. In addition, it should be possible to quantify the effect of joint frequency, orientation, and properties on the presplit hole spacing.

The research described in this paper consisted of the measurement of pressure-time curves for low density AN/FOs detonating in long heavy walled small bore steel cannons. These curves had to be modified to represent the larger charge and borehole diameters employed in field. Then they were used in a two-dimensional finite element model to predict the changes in stress distribution with distance and time in a limestone rock mass. This allowed the crack limits radiating from a single borehole to be determined as a function of borehole diameter and driving force. Those factors which contributed strongly towards maximizing this distance were identified.

Model Definition

The dynamic behavior of rock under the action of time-dependent pressures was simulated by means of a versatile computer finite element code, Hibbitt et al (1982). The code had incorporated one of the modern incremental theories of plasticity, Chen and Chen (1975), which are based on a close relationship between the plastic strain increment, the current state of stress, and the stress increment. In the particular theory adopted, all stress distributions that can cause yielding are described by a single function which represents a surface in stress space (yield surface). In the same fashion, it is possible to determine a failure surface. The shapes of the above two surfaces are determined through experiments on specimens under different loading combinations. A succession of surfaces between the yield and failure surface represents the different stages of loading after yielding and before failure (loading surfaces). Such surfaces depend on the plastic strain history. The form of these loading surfaces, which is an evolution of the yield surface, is determined by the hardening rule best fitting the material behavior.

How the plastic strain increment is connected to the state of stress and stress increment is decided by the flow rule; its choice plays a very important role in the generation of reliable results and it is guided by experimental procedures.

The incremental theory of plasticity can be easily adopted in order to predict the response of materials with high compressive and low tensile strength such as plain concrete, rock, soils, etc, under the action of loads.

The model geometry, boundary conditions, stress distribution and characteristics of the analysis in the present study were dictated by the physical and technical aspects of presplit blasting and also by the physical rock properties.

The limestone considered was free of joints, isotropic, linear-elastic, strain-hardening, plastic-fracturing with high compressive and low tensile strength (Figure 2).

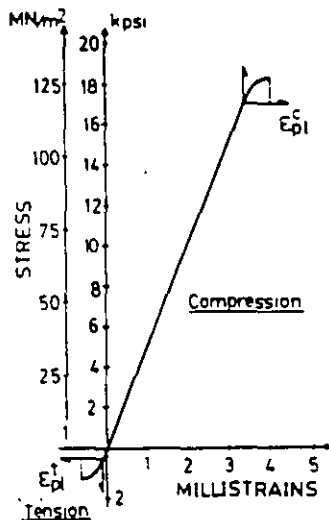


FIGURE 2 - STRESS-STRAIN CURVE FOR LIMESTONE

In the model, only one hole was considered. This is because in the field, between holes fired together, there is always delay time long enough to allow complete crack formation before any of the adjacent holes is initiated.

Because of the existing symmetry with respect to hole center and to every straight line passing through it, only a 10° wedge of the area surrounding the borehole was analyzed.

Borehole radii considered were equal to 1.0 in. (25.4 mm), 1.5 in. (38.1 mm) and 2 in. (50.8 mm). On the other hand the external radius considered depended on the expected crack propagation distance.

The area was divided into a number of elements. The number of these elements depended on limestone properties, Valliappan et al (1983), White et al (1979), on how fast the pressure changed, and how long the crack was expected to be. The elements were 0.10-in. (2.5 mm) thick and had 8 nodes. The stress distribution corresponded to plane strain. Up to 700 elements were used.

In compliance with the existing symmetry only displacements in the radial direction were allowed. The outer boundaries were restricted in both directions. The time-dependent pressure acted internally as a uniformly distributed load.

The results which were given in the form of stresses, displacements, velocities and elements cracked were computed every 0.25 - 10 μ sec.

Comparison between plane strain and plane stress distribution in the wedge model yielded the same conclusions. The relative insensitivity to the type of stress distribution is attributed to the self-containing nature of the material - small Poisson's ratio 0.1.

Input Data Requirements

Apart from the model geometry, node location and division into elements the other required data were the limestone, mechanical and physical properties, and the pressure-time profile of low density AN/FO.

The limestone properties were determined in the laboratory from 5 in. (127 mm) long, 2-1/14 in. (57 mm) diameter rock cores, taken from rock blocks in three mutually perpendicular directions relative to the bench face from which the blocks

were selected from regions uninfluenced by blasting. Uniaxial compression tests determined the yield stress and ultimate failure stress, while Brazilian tests gave the tensile strength. The measured physical properties were:

Density: 0.00025 lb-sec²/ft³
(2.7 g/cm³)

Young's Modulus: 5 x 10⁶ psi
(34.5 x 10⁶ kN/m²)

Maximum uniaxial compressive stress at zero plastic strain: 18,000 psi
(124,110 kN/m²)

Uniaxial compressive strength: 18,300 psi (126,180 kN/m²)

Maximum plastic strain at peak compressive strength: 0.5 x 10⁻³

Uniaxial tensile strength: 1500 psi
(10,343 kN/m²)

Poisson's Ratio: 0.1

Since the finite element code determines failure when a certain material dependent surface is reached, additional parameters defining this failure surface were required. Some of them were assumed on the basis of similarly behaving materials, Chen et al (1975), Chen (1982), and some were measured as stated below.

These additional parameters were:

- Ratio of each biaxial compressive strength/uniaxial component: 1.16 (assumed).
- Ratio of uniaxial tensile/compressive strength: 0.082 (measured).
- Ratio of a plastic strain component at failure under biaxial compression to the plastic strain at failure under uniaxial

compression: 1.28 (assumed).

- Ratio of plastic strain at failure under uniaxial tension to plastic strain at failure under uniaxial compression: 0.01 (assumed). This ratio was varied in one part of the analysis in order to study the effect of plasticity in tension on the final results.

The next step was the determination of the pressure-time profile of the explosive. This step involved the development of a new experimental technique and new instrumentation. Both these are described in the next section.

Experimental Pressure-Time History Determination

After determining the limestone properties in the laboratory, to determine the pressure time curves for AN/FO at densities of 0.16, 0.20 and 0.24 g/cm³ a series of fully coupled, cylindrical charges was detonated. The charges were placed in 4-ft (1.22-m) long, thick walled, steel cylinders having internal diameters of 3/8 in. (9.5 mm), 5/8 in. (15.9 mm), and 1 in. (25.4 mm) with corresponding external diameters of 2-1/2 in. (63.5 mm), 3-1/2 in. (88.9 mm) and 4-1/2 in. (114.3 mm).

The explosive was ground to -100 mesh, for adequate sensitivity at these diameters and was blended with microbubbles to yield the required densities.

Four high-pressure quartz transducers, capable of measuring pressures up to 150 000 psi (862 000 kN/m²) were placed in small diameter cylindrical holes drilled perpendicular to the cannon bore. The gauge tips were in contact with the explosive for direct pressure measurement (Figure 3).

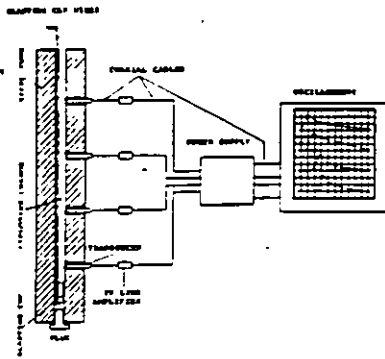


FIGURE 3 - SKETCH OF EXPERIMENTAL SETUP FOR PRESSURE-TIME RECORDING

The end of the cannon where the charge is initiated was closed airtight by means of a plug, while the other one was left open. The explosive was placed in the cannon and initiated from the closed end, with a No. 8 electric blasting cap.

Special mountings were developed for the transducer to eliminate self-induced vibrations caused by precursor waves in the cannon walls. The gauge fittings also included insulators to stop heat reaching the transducers and rubber and brass plugs to prevent gas leakage.

Results

A typical pressure-time profile is shown in Figure 4. The first 16 μ sec of the profile is shown in Figure 5 to demonstrate its characteristics more clearly. Notwithstanding the many precautions that had been taken, mechanical vibrations set up in the transducer assembly itself generated output that was superimposed on that due to the explosive.

To determine the input pressure-time profile of the explosive, the transducer structure was modeled with three-dimensional finite elements, 171 in total (Figure 6). It was then subjected to a number of

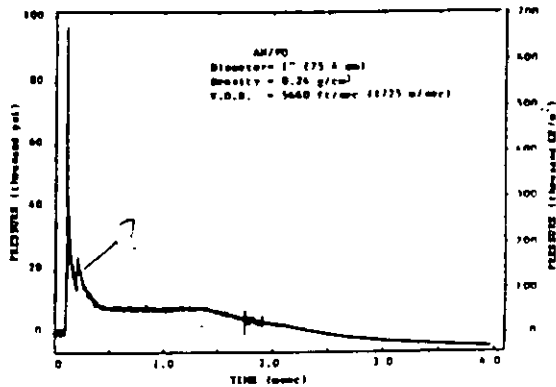


FIGURE 4 - PRESSURE-TIME PROFILE

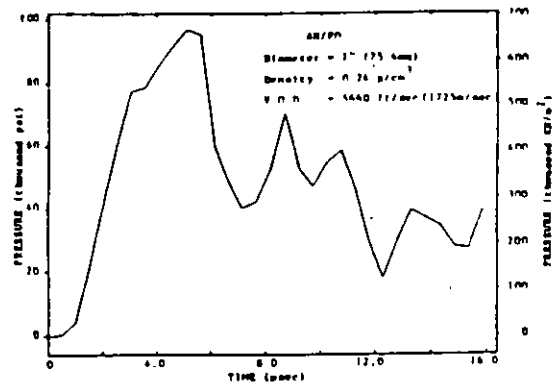


FIGURE 5 - PRESSURE-TIME PROFILE (FIRST 16 μ SEC)

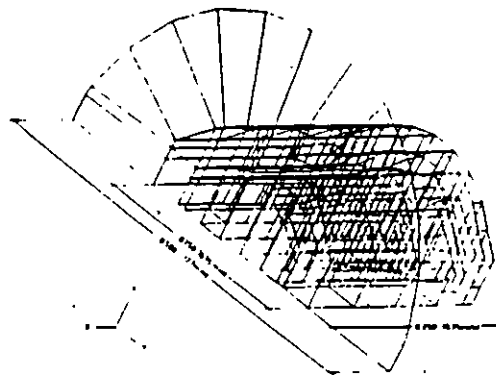


FIGURE 6 - 3-D FINITE ELEMENT MODEL OF THE TRANSDUCER STRUCTURE

different pressure-time profiles. The pressure was applied against the external surfaces of the transducer tip elements in a sequential fashion to simulate closely the true continuous application. Through trial and error it was possible to determine the pressure-time profile (Figure 7) which, when applied to

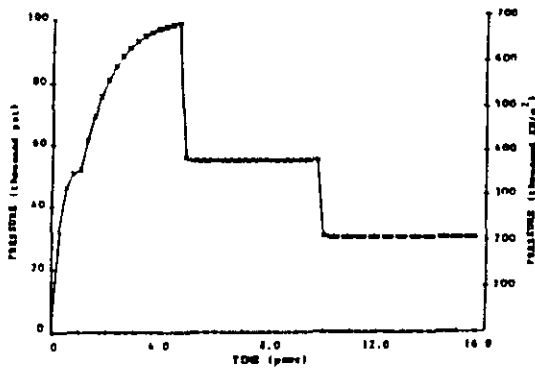


FIGURE 7 - INPUT PRESSURE-TIME PROFILE

the transducer tip, produced a pressure-time history very close to the recorded one (Figure 8). This is the input pressure-time profile of the explosive.

Through these experiments, it became possible to determine that the ideal or theoretical velocity of detonation for a density of 0.20 g/cm^3 is 4813 ft/sec (1467 m/sec) and this was obtained in diameters of $5/8 \text{ in.}$ (15.9 mm) or greater; for 0.24 g/cm^3 it is 5660 ft/sec (1725 m/sec) and was given at diameters of $3/8 \text{ in.}$ (9.5 mm) or greater.

The corresponding true pressure-time curves for ideal detonations were the ones used in the analysis after certain modifications.

Application of the Determined Input p-t Profile in the Finite Element Analysis

Before proceeding with the analysis, certain assumptions and modifications had to be made concerning the explosive and its pressure-time profile. These assumptions were:

First, the charges were assumed to have a density of 0.24 g/cm^3 .

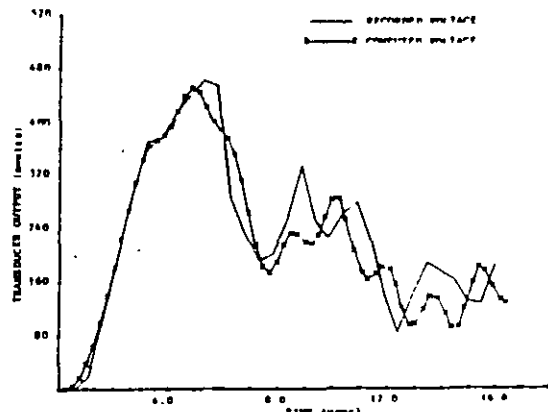


FIGURE 8 - COMPARISON BETWEEN COMPUTED AND RECORDED TRANSDUCER OUTPUT

Second, because crushing around the borehole walls is of primary concern in presplitting, the peak pressure had to be reduced to a level ($17\,600 \text{ psi}$ or $121\,352 \text{ kN/m}^2$) not exceeding the compressive rock strength ($18\,300 \text{ psi}$ or $126\,180 \text{ kN/m}^2$). In the field, this is accomplished by decoupling the charge to various degrees. A constant coupling ratio of 0.92 was kept in all cases.

In addition to lowering the peak pressure, decoupling changes the characteristics of p-t profiles. Consequently, certain modifications had to be made in the determined input profile of the explosive to accommodate these changes.

These modifications were:

- 1 - The first peak was eliminated because it is associated with the detonation head and it does not exist even within the explosive behind it. With more reason it is not transmitted through the gap between the charge and the borehole walls. In support of that come recordings of decoupled charges (upper right corner Figure 9) having 0.340 in. (8.6 mm) diameter in 0.375 in. (9.5 mm) diameter cannon bores.

- 2 - The rise time (t_r) to peak was increased to 150 μ sec (upper right corner Figure 9) and it is expected to increase with larger hole diameters, and
- 3 - Also, the stay at peak pressure (t_{df}) increased - in the neighborhood of 50 μ sec (upper right corner Figure 9).

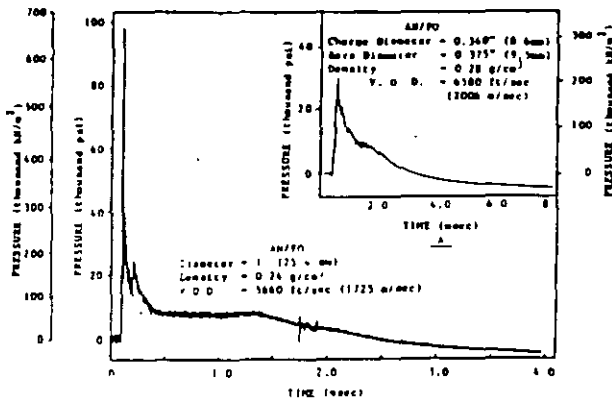


FIGURE 9 - PRESSURE-TIME CURVES FOR COUPLED AND DECOUPLED CHARGES

The modified input profile with already lowered peak pressure consisted the first part of the forcing function acting against the borehole walls during the numerical simulation. The rest of the forcing function was made of the recorded profile (Figure 4), after the part corresponding to the unmodified input profile was removed and the remaining part was translated to the right by $t_r + t_{df} = 200 \mu$ sec.

The beginning of the descending part of the profile was also shifted to the right as a result of the borehole length. This shift location is dependent and equal to the time that the detonation needs to travel the distance between the point in question and the end of the charge, plus the time it takes the pressure drop to reach the same point. This shift is much longer than the time within which the crack is completed ($\approx 750 \mu$ sec) and consequently does not affect the final results.

Drop in borehole pressure due to expansion of the walls was not considered at all because the failure is associated with an insignificant 0.035 in. (0.9 mm) increase in a 4-in. (102-mm) borehole diameter.

Larger hole diameters are expected to have a more pronounced effect on the p-t profiles of decoupled charges, demonstrated mainly through changes in rise time and stay at peak, even for the same coupling ratio. Consequently, the crack propagation distance is affected by these changes and their influence on it was demonstrated in this study.

Results - Predictions

The analysis was carried out in two parts. These dealt with the effect of rock and explosive properties on crack propagation distance (L_{CR}).

During the first part of the analysis, the rise time, stay at peak and hole diameter were kept constant ($t_r = 150 \mu$ sec, $t_{df} = 50 \mu$ sec, $\phi = 4$ in. or 102 mm). The rock tensile strength, the rock compressive strength, the modulus of elasticity and the degree of plasticity were varied. The findings are presented below.

- (a) The effect of material tensile strength on crack length is illustrated in Figure 10. For tensile strength of 1500 psi (10 343 kN/m²) the crack length is 22.6 in (57.7 cm). Reduction of the tensile strength by 10% ($\sigma_t = 1350$ psi or 9300 kN/m²) resulted in a crack length increase to 24.5 in. (62.2 cm), (an 8% increase), while reduction by 33% ($\sigma_t = 1000$ psi or 6895 kN/m²) yielded a 37% increase to 31.3 in. (79 cm).

2.2

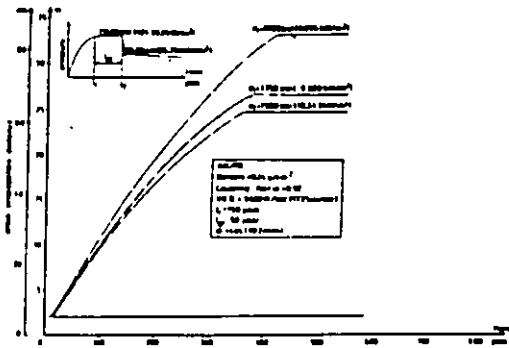


FIGURE 10 - EFFECT OF TENSILE STRENGTH ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

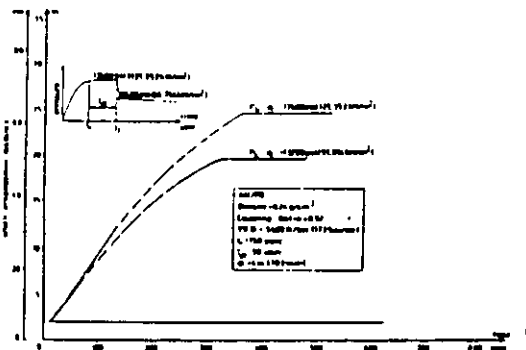


FIGURE 11 - EFFECT OF COMPRESSIVE STRENGTH ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

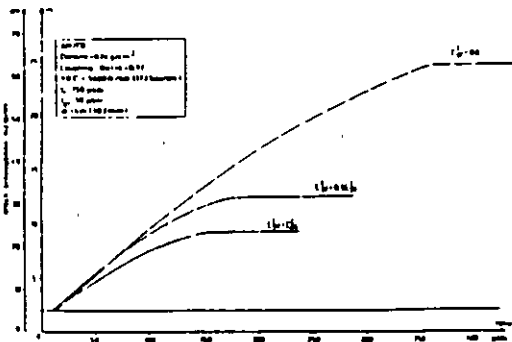


FIGURE 12 - EFFECT OF PLASTICITY ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

- (b) The magnitude of internal pressure or rock compressive strength affects the crack propagation limits in a similar fashion (Figure 11). A 25% decrease in the magnitude of the above quantities reduced the crack length by 22%.

- (c) The final distance of crack propagation is rather insensitive to changes in modulus of elasticity (E) for stiff materials. A 10% decrease in E resulted only in a 2% decrease in L_{cr} .
- (d) Departure from the linear elastic behavior in tension with the same Young's modulus as in compression and introduction of plasticity reduces L_{cr} (Figure 12). The relations between crack length, time and amount of tensile plastic strain at failure expressed as a percentage of compressive plastic strain at failure (Figure 2) are shown in Figure 12. A 50% tensile plastic strain at failure produced a 54% decrease in crack length, while a 100% produced a 66% decrease.

In the second part of the analysis the effects of rise time and pressure stay at peak on crack length were studied.

The importance of rise-time from zero to peak is demonstrated in Figure 13. The stay at peak was 50 μsec . The rise time changed from 10 μsec to 50, 150, 250, 350 and 450 μsec . The distance of crack propagation increased at a decreasing rate and when plotted as a function of rise time (Figure 13) it demonstrated an upper limit which is approached asymptotically. This limit states that for each material there is an optimum rise time that can maximize the crack length, all other explosive characteristics being constant.

Finally, the effect of pressure stay at peak is shown in Figure 14. The rise time was 150 μsec in all three cases, ($t_{df} = 50$, $t_{df} = 150$ and $t_{df} = 250$ μsec). A total increase

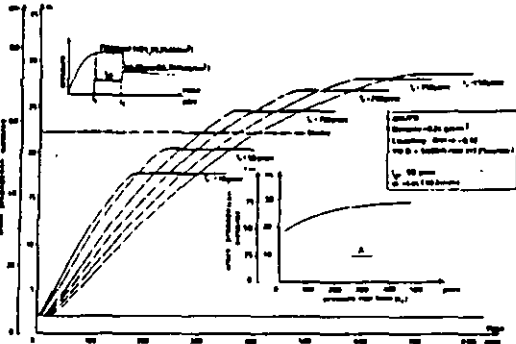


FIGURE 13 - EFFECT OF RISE TIME ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

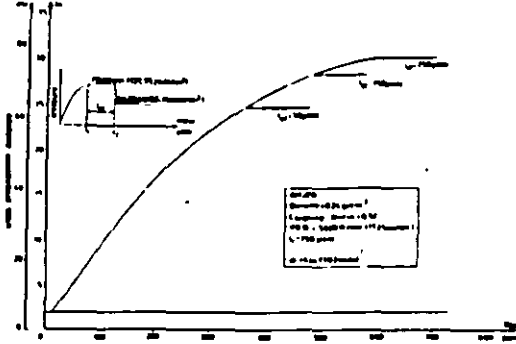


FIGURE 14 - EFFECT OF PRESSURE DURATION ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

of 200 μ sec can cause a 20% increase in crack length from 25 in. (63.5 cm) to 30 in. (76.2 cm). The crack length will increase at a decreasing rate up to a certain point beyond which further increase in stay at peak will not have any effect due to the barrier imposed by geometric damping.

Comparison to Field Results

The most common diameters in presplitting are 2, 3 and 4 in., or 51, 76 and 102 mm. In addition to these a 10-5/8-in. (270 mm) diameter was considered in the analysis to disclose the spacing-diameter relationship. The crack lengths associated with these diameters are plotted in Figure 1.

The following table shows the ultimate crack propagation distance from the borehole center versus hole diameter.

Hole Diameter	2	3	4	10-5/8
(in.)	2	3	4	10-5/8
(mm)	51	76	102	270
Crack Propagation Distance				
(in.)	15	20.5	26	42.4
(cm)	38.1	52.1	66.0	107.7

The results are plotted in Figure 1, comprising field data where hole spacing is correlated to hole diameter for various ratios of compressive to tensile strength. The agreement is very good and it becomes evident that the crack length per inch diameter is longer for smaller hole diameters. It is worth mentioning that the crack length or hole spacing does not depend only on the ratio between compressive and tensile strength as it is implied by the correlation of field data in the above figure, but also on the absolute magnitude of each of them.

Conclusions

The input p-t profile reveals the true behavior and the characteristics of an explosive charge in the same way the stress-strain curve does for a certain material.

This analysis shows clearly that the crack propagation distance depends firstly on the characteristics of the explosive and secondly on the material properties. Control of these characteristics through decoupling or change in sensitivity would make it possible to create the most suitable pressure-time profile for a given ground, in terms of optimum field results.

The explosives studied in this research had low density. However, the explosives generated pressures that were sufficient and of such profile that, when used in the finite element analysis, predicted crack propagation distances of the same magnitude as the ones achieved in the field. In the future, other explosives with similar low densities could be produced and used in presplitting.

The field practice employs explosives of higher density and unknown characteristics. Evaluation of these characteristics on the basis of the present findings will be instrumental in developing ways to modify them and optimize the results further. Increases in hole spacing and reductions in borehole diameter and amount of explosive used should yield considerable savings.

On the other hand the application of advanced rock failure theories and their implementation in finite element codes will make the behavior of rock more predictable and the design of slopes or underground openings safer.

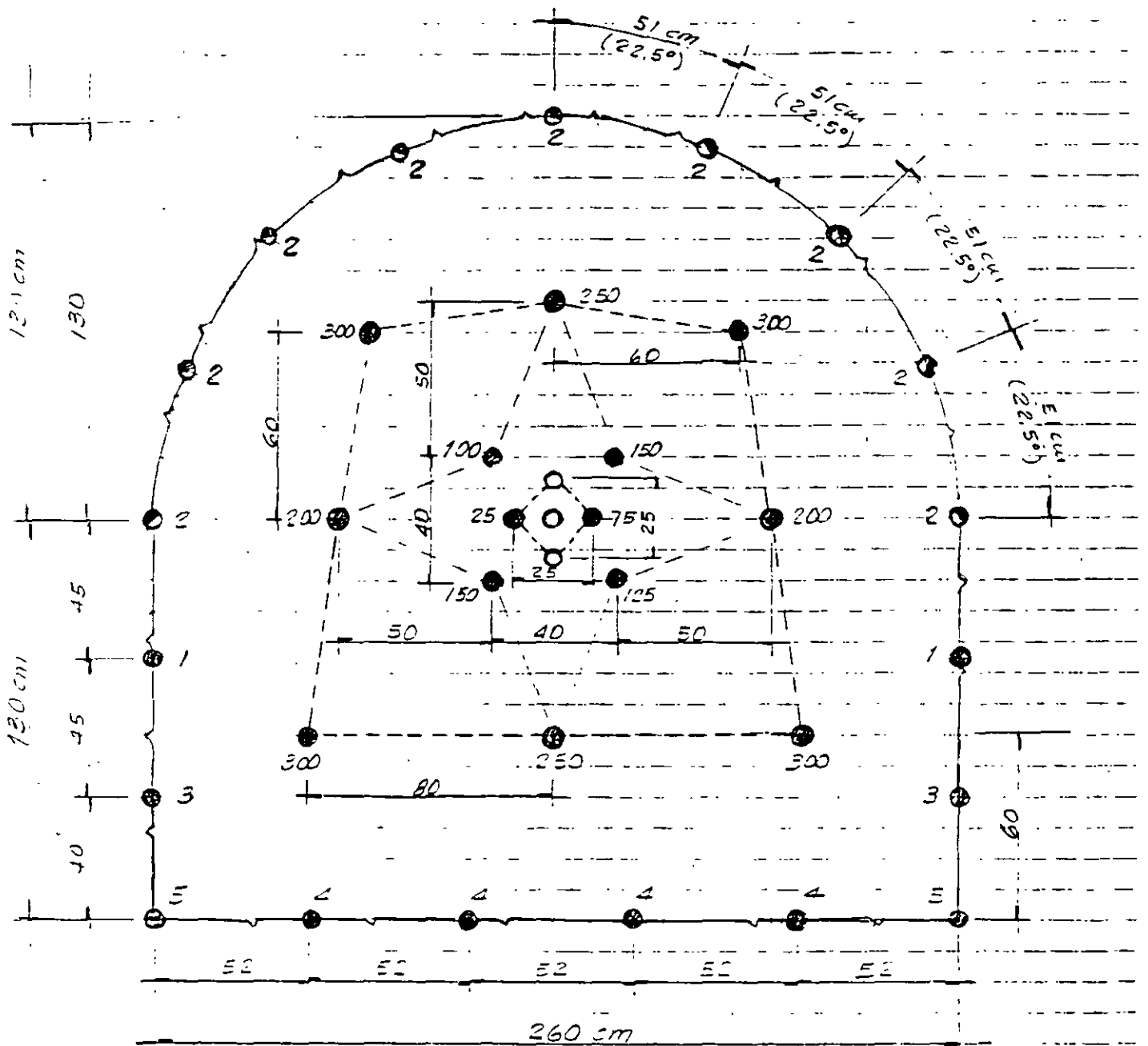
Acknowledgments

We wish to acknowledge the support of the National Research Council under Grant Number A3405.

References

- 1 - Bauer, A., "Wall Control Blasting in Open Pits", 14th Canadian Rock Mechanics Symposium, Vancouver, British Columbia, May 13 - 14, 1982, pp 3 - 10.
- 2 - Chen, A.C.T. and Chen, W.F., "Constitutive Relations for Concrete", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, August 1975, pp 465 - 481.
- 3 - Chen, W.F., "Plasticity in Reinforced Concrete", McGraw-Hill, 1982.
- 4 - Du Pont, "Blaster's Handbook", 15th Edition, E.I. Du Pont De Nemours and Company, 1969.
- 5 - Gustafsson, "Swedish Blasting Technique", Swedish Petroleum Institute, 1973.
- 6 - Hibbitt, Karlsson and Sorensen, ABAQUS Finite Element Code Manual, Volumes I - IV, Rhode Island, 1982.
- 7 - Holmberg, R., and Persson, R.A., "Swedish Approach to Contour Blasting", Proceedings of the Fourth Conference on Explosives and Blasting Techniques, Society of Explosives Engineers, New Orleans, 1978.
- 8 - ICI, Excavating with Explosives.
- 9 - Langefors, U., and Kihlstrom, B., "The Modern Techniques of Rock Blasting", J. Wiley & Sons Incorporated, 1963.
- 10 - Mellor, M., "Controlled Perimeter Blasting in Cold Regions", Technical Report 267, Corps of Engineers, US Army, October, 1975.
- 11 - Pit Slope Manual, "Perimeter Blasting". CANMET, May 1977.
- 12 - Valliappan, S., Lee, I.K., Murti, V., Ang, K.K. and Ross, A.H., "Numerical Modelling of Rock Fragmentation", First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, August 1983.
- 13 - White, W., Valliappan, S. and Lee, I.K., "Finite Element Mesh Constraints for Wave Propagation Problems", Proceedings of the Third International Conference in Australia on Finite Element Methods, the University of New South Wales, Sydney, Australia, July 1979, pp 531 - 539.

Raúl Cuellar Escobedo
19 marzo 1974



36 LIRRENOS ϕ 1 1/2" ; PROFUNDIDAD DE CUELE = 1.60 m. Eficiencia = 95% ; Cuelo =

AREA = 2.65 x 1.60 = 4.24 = 6.037 m²

VOLUMEN = 9.1727 m³

Nº de Lirreños: Cuelo = 9 Totales = 36

Luzidantes = 4

Frontales = 2

Peros = 6

Alfileres = 1

298 /

Eficiencia = $\frac{36 \times 1.60}{9.1727} = 6.28$

Costo = $\frac{50.354}{9.1727} = 5.48$

DISTRIBUCION DE CARGAS TEORICAS

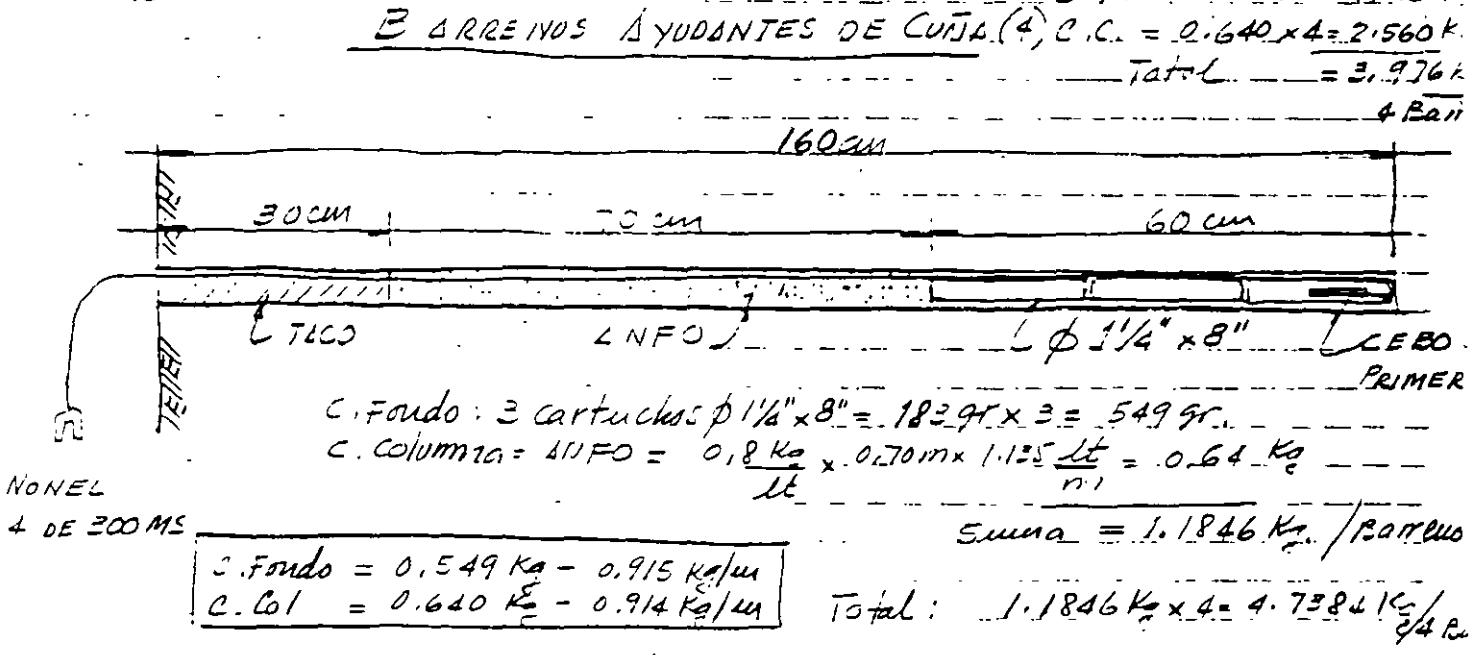
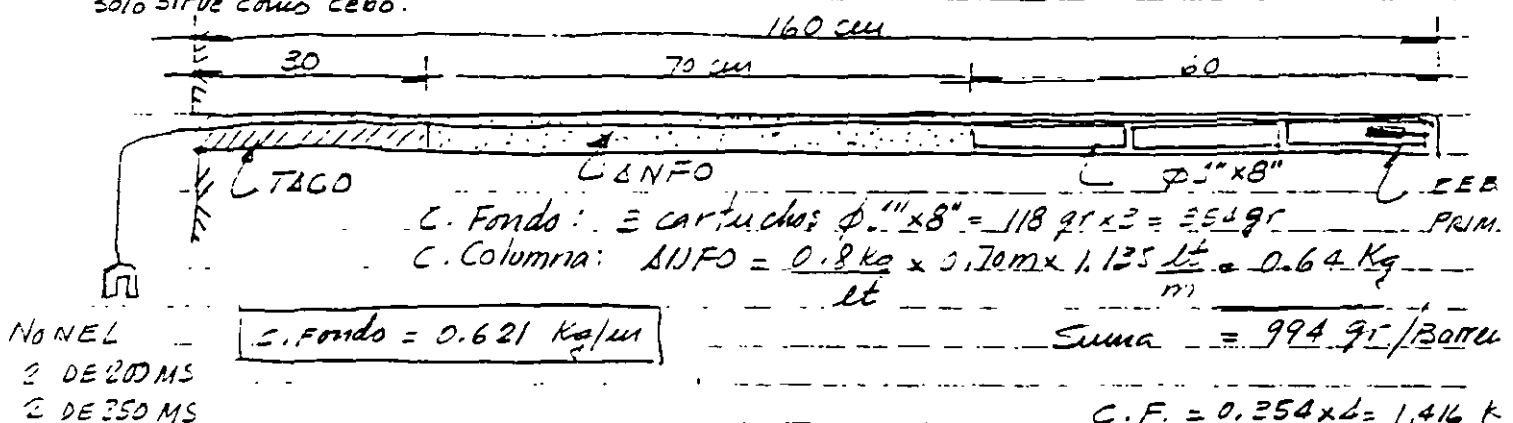
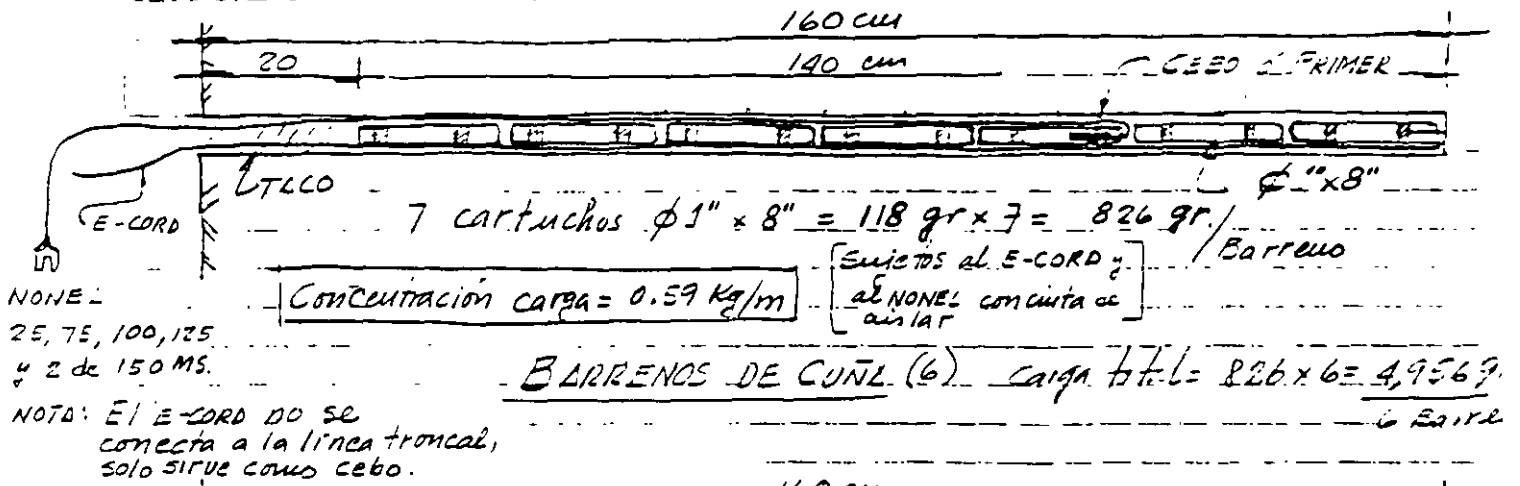
Barrenos $\phi 1\frac{1}{2}$ " ; Profundidad de cueco 1.60 m.

	Carga de Fondo	Carga Columna	Tacos
Barrenos de cueca (6)	0.45 Kg/m	0.45 Kg/m.	0.30 m.
Barrenos auxiliares (4)	0.60 Kg/m	0.60 Kg/m.	0.30 m.
Frente abierta (4)	0.60 Kg - 1.1 Kg/m	0.30 Kg - 0.40 Kg/m	0.30 m.
Piso (6)	0.60 Kg - 1.1 Kg/m	0.75 Kg - 0.75 Kg/m	0.10 m.
Pared (4)	0.30 Kg - 1.1 Kg/m	0.45 Kg - 0.45 Kg/m	0.10 m.
Precorte (9)	0.18 Kg/m	0.18 Kg/m	0.00

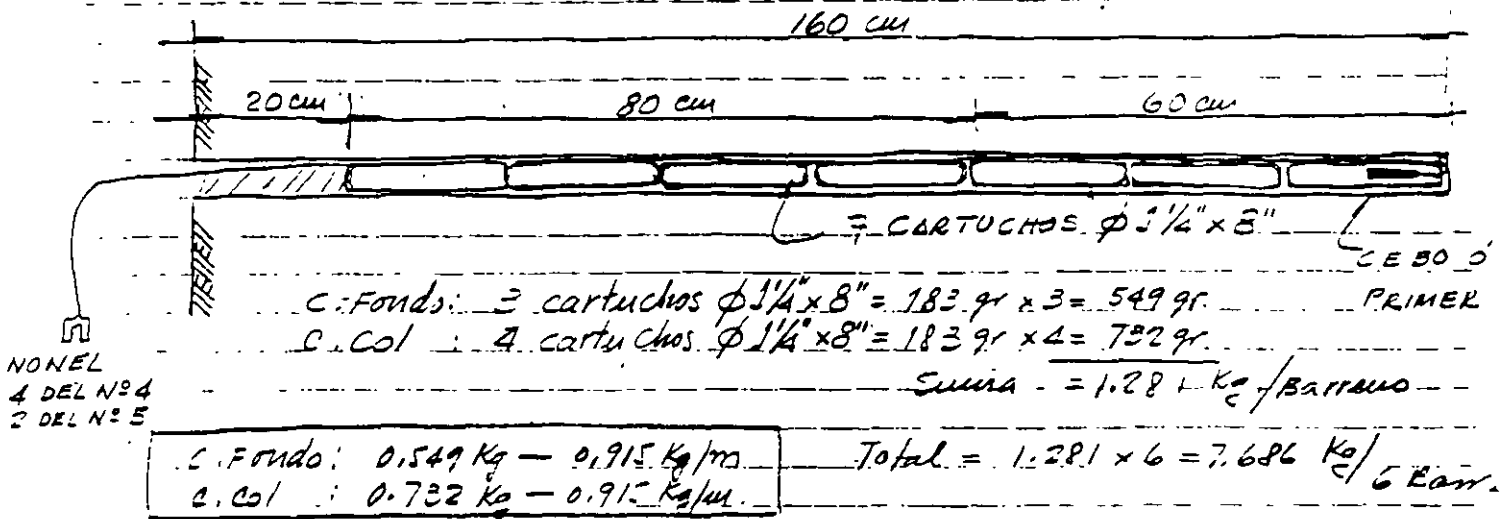
DISTRIBUCION DE CARGAS RELLES.

BARRENOS $\phi 1\frac{1}{2}$ " ; Area = 11.35 cm²; Vol. = 1.135 lt/m.

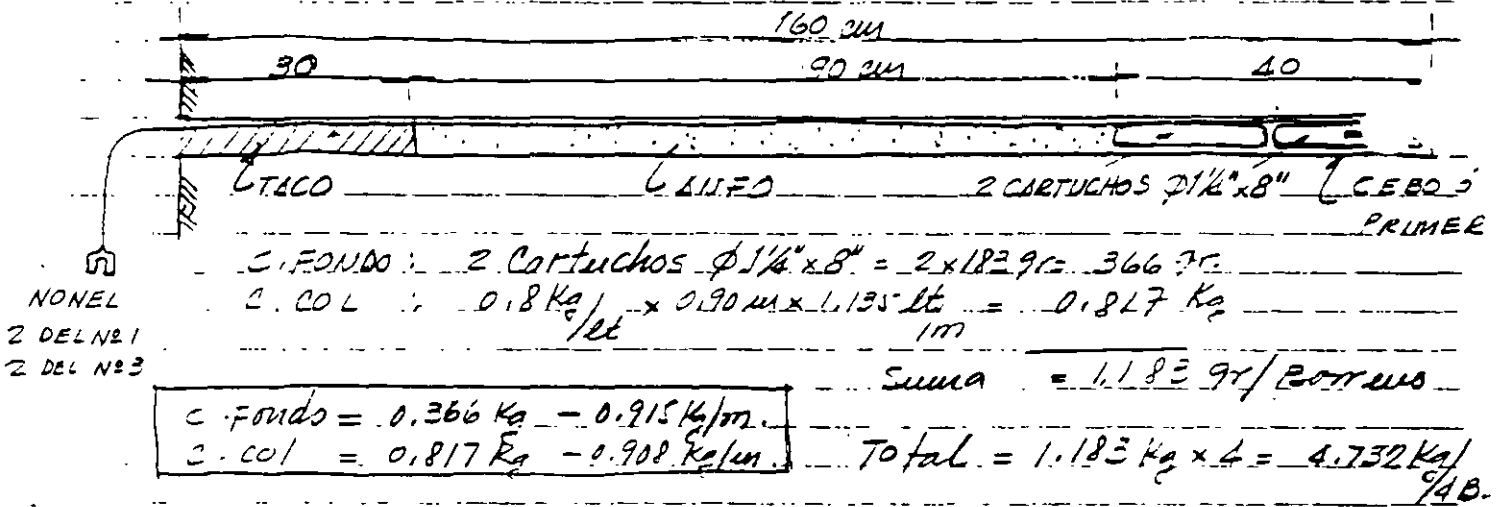
CUELE : 1.60 m ; ANFO = 0.8 Kg/lt



BARRENOS DE FRENTE LIBERTY (4)



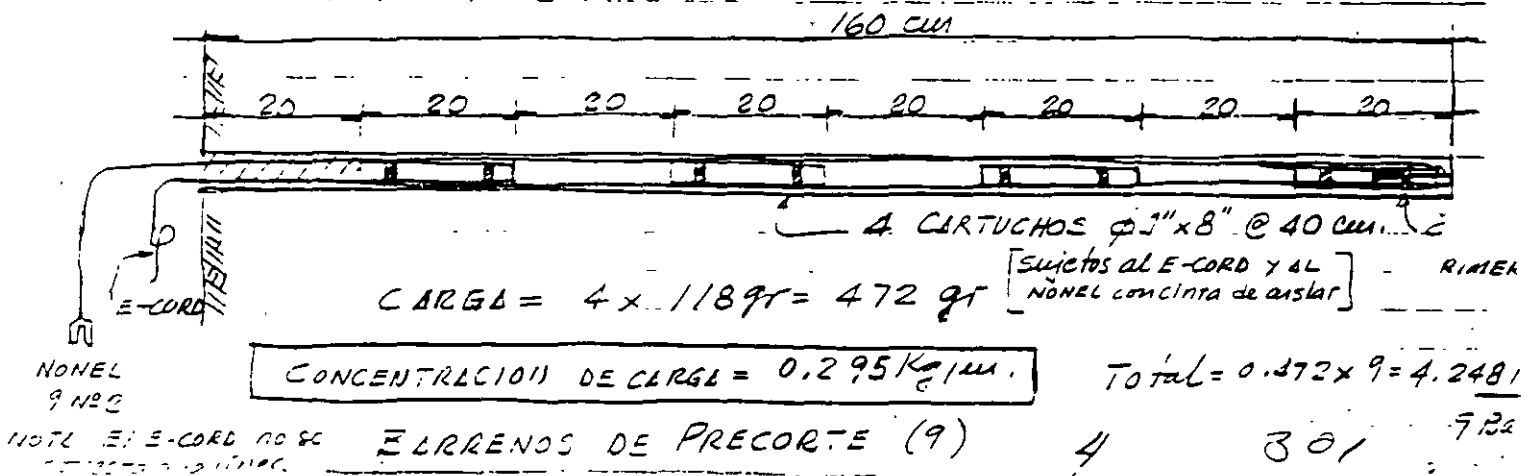
BARRENOS DE PISO



C.F. = 0.366 x 4 = 1.464 Kg

C.C. = 0.817 x 4 = 3.268 Kg

BARRENOS DE PARED



CANTIDADES DE EXPLOSIVOS Y ACCESORIOS

	ALTO EXPLOSIVO	ANFO	NONEL	E-CORD
BARRENOS DE CUÑA (6)	1" x 8" = 4.956 Kg 42 cartuchos	0	25, 75, 100, 125 y 2 de 150 MS Total 6 pz	2 m x 6 = 12 m
BARRENOS AYTES DE CUÑA (4)	1" x 8" = 1.416 Kg 12 cartuchos	2.560 Kg	2 de 200 MS + 2 de 250 MS Total 4 pz	0
BARRENOS FRENTE ABIERTA (4)	1 1/4" x 8" = 2.196 Kg 12 cartuchos	2.560 Kg	4 de 200 MS Total 4 pz	0
BARRENOS DE PISO	(6) 1 1/4" x 8" = 7.686 Kg 42 cartuchos	0	1 de N° 4 2 de N° 5 Total 6 pz	0
BARRENOS DE PARED	(4) 1 1/4" x 8" = 1.464 Kg 8 cartuchos	3.268 Kg	2 de N° 1 2 de N° 3 Total 4 pz	0
BARRENOS DE FRECORTE	(9) 1" x 8" = 4.248 Kg 36 cartuchos	0	9 de N° 2 Total 9 pz	2.50 m x 9 = 22.5 m

TOTALES: 21.966 Kg 8.388 Kg 33 pz. 34.50 m.

Cartuchos ϕ 1" x 8" 90 pz. = 10.62 Kg FACTOR DE CARG.

Cartuchos ϕ 1 1/2" x 8" 62 pz. = 11.346 Kg F.C. = $\frac{20,354 \text{ Kg}}{9.1727 \text{ m}^3}$

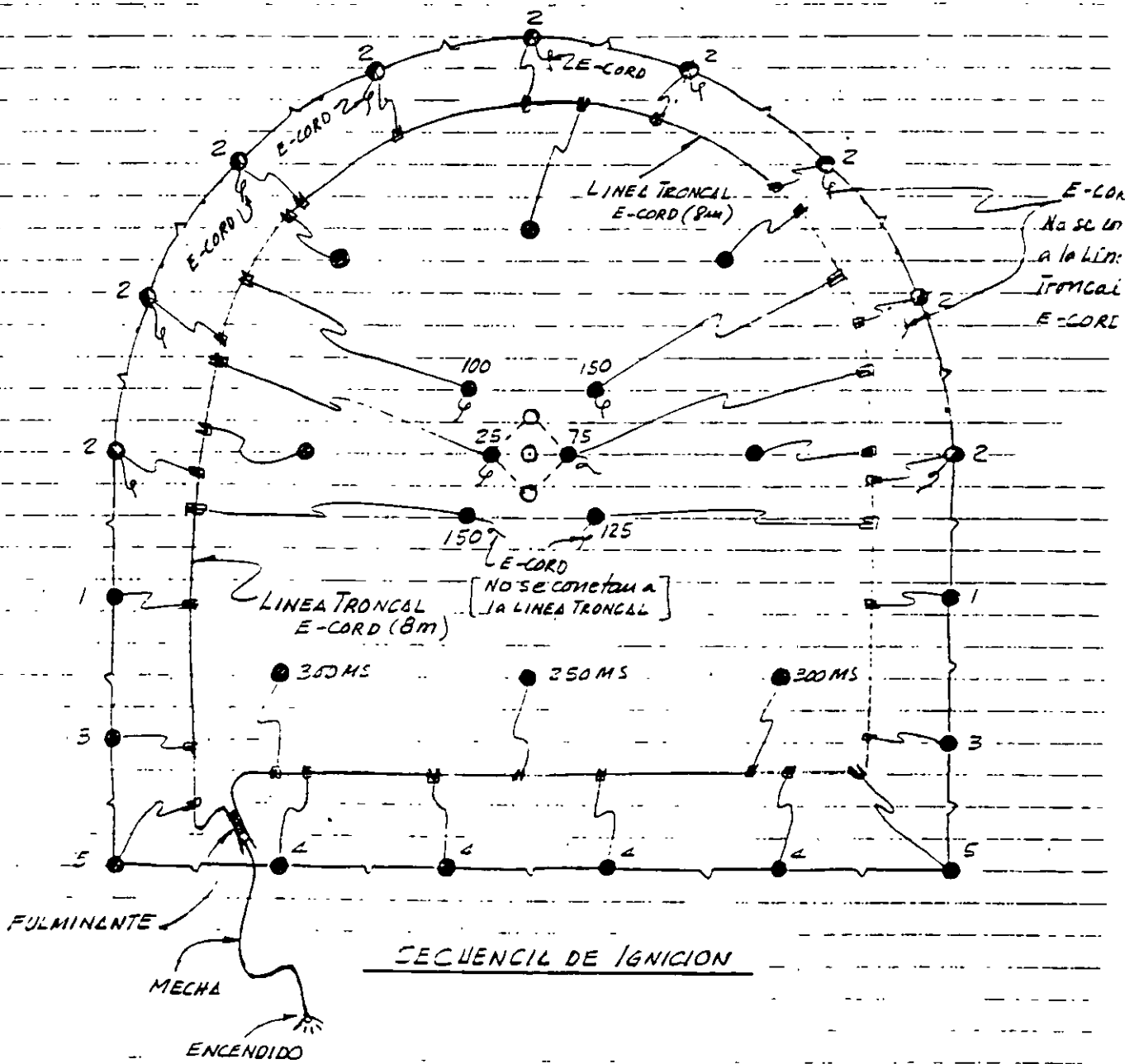
LNFO = 8.400 Kg \therefore F.C. = 3.31 Kg/m³

E-CORD = 34.50 m + 8.00 m = 42.50 m.

NONEL 1 de 25 MS 4 de 300 MS
1 de 75 MS 2 de N° 1
1 de 100 MS 2 de N° 3
1 de 125 MS 1 de N° 4
2 de 150 MS 2 de N° 5
2 de 200 MS 9 de 112 1/2

RELACION EXPLOSI
ALTO EXPLOS = 72 %
ANFO = 28 %

302



NONEL = 33 p2. 1 de 25, 1 de 75, 1 de 100, 1 de 125, 2 de 150, 2 de 200, 2 de 250
 y 4 de 300MS. - 2 N°1, 9 N°2, 2 N°3, 4 N°4 ; 2 N°5.

E-CORD = 34.50 m en barrocos + 8.00 m en LINEA TRONCAL

NOTAS: El E-CORD de los barrocos de junta no se conectará a la línea troncal, solo sirve para asegurar la detonación de los barrocos.

COSTO APROXIMADO VOLADURA

ALTO EXPLOSIVO 2.2 Kg x \$ 10,000 = \$ 220,000

ANFO 8.5 Kg x \$ 1000 = 8500

ACCESORIOS: - NONEL 33 pz x \$ 6000 = 198,000

E-CORD 42.50m x \$ 1000 = 42,500

FULMINANTE 1pz x 4000 = 4000

HECHA 1m x 500 = 500

$\Sigma = 473,500$

$VOL = 9.1727 m^3;$

$COSTO DE EXPLOSIVO / m^3 = \frac{473500}{9.1727} = 51,621 / m^3$

COSTO DE BARRERACION = 75% M.L. QUE EL COSTO DE EXPLOSIVO

$\therefore COSTO DE BARRERACION = 90,337$

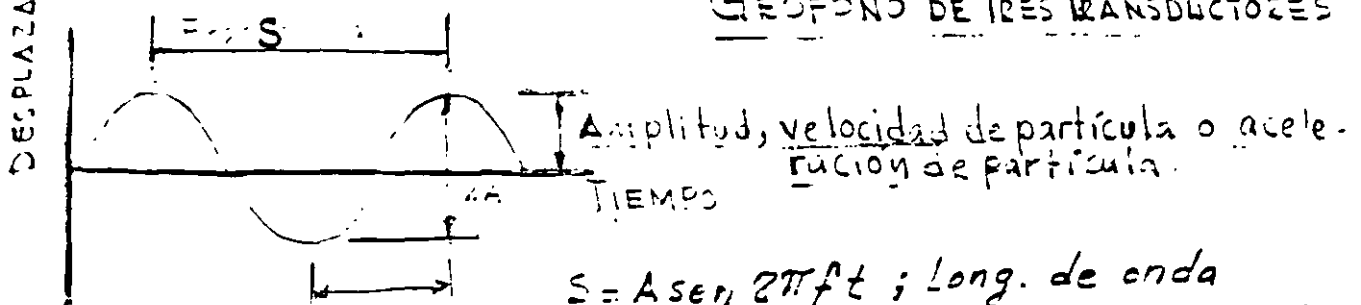
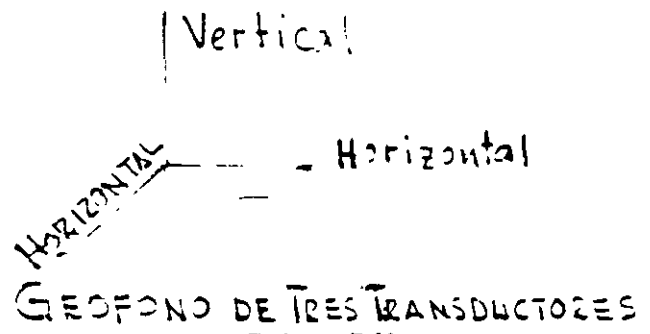
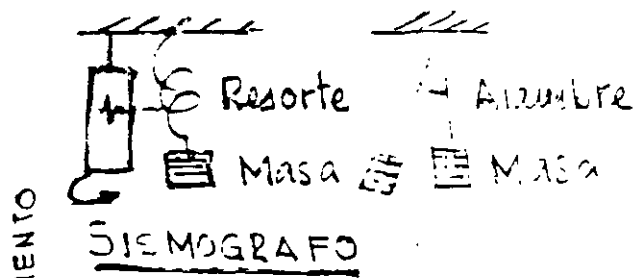
$COSTO DIRECTO = \$ 141,958 / m^3$

$\pm 5\% \text{ INDIRECTO} + \text{UTILIDAD} = 49,635$

$PRECIO UNITARIO = 191,593 / m^3$

VIBRACIONES

- Las vibraciones del terreno pueden medirse mediante los desplazamientos que se produzcan a una masa sujeta a un resorte o a un alambre. Los impulsos pueden ser proyectados en una pantalla de un osciloscopio en el cual puede determinarse la velocidad de la partícula, su aceleración y la amplitud de su desplazamiento.
- Generalmente la masa viene a ser el núcleo de un pequeño transformador lineal en el cual al desplazarse el núcleo se producen cambios de voltaje y amperaje en el transformador pequeño que significan los desplazamientos de la masa.
- Estos transformadores (LVDT) constituyen los geófonos y pueden instalarse en tres direcciones dentro de un geófono:



Período Vibr = $2t_2$

306

$S = A \sin 2\pi f t$; Long. de onda

$v = 2\pi f A$; Velocidad de partícula

$a = \frac{4\pi^2}{T^2} A$; Aceleración de partícula

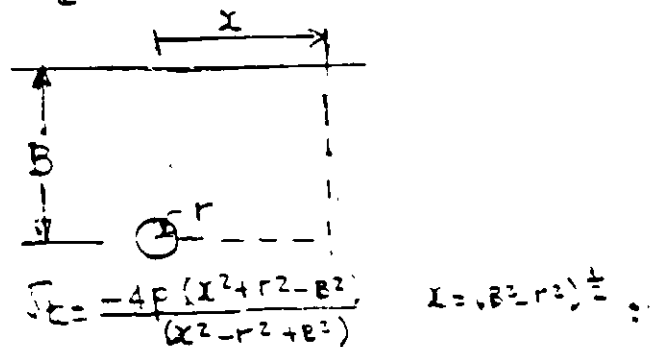
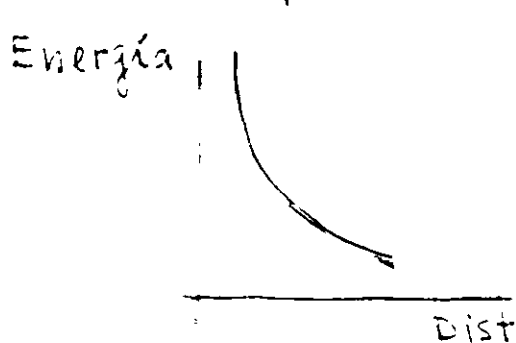
PROPAGACION DE ENERGIA

La energía se propaga disminuyendo con la distancia.
 es directamente proporcional con la presión de detonación e
 inversamente proporcional al cuadrado de la distancia
 al Bordo.

$$E = K \left(\frac{P_e}{\sigma_t} \right)^{1/2} \Rightarrow \sigma_t = \frac{t_e}{E} k^2 \quad \therefore C_1 = \frac{t_e}{E} k^2$$

donde $E =$ bordo ; $k =$ constante \cong radio del borde

$P_e =$ presión de detonación y $\sigma_t =$ resistencia a tensión



El valor más significativo de la energía es la velocidad de la partícula. El Bureau of Mines usa la siguiente expresión:

$$V = H \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

Esta expresión puede graficarse en escala logarítmica como se presenta en la fig. 2 en la cual la distancia escalada $SD = \frac{R}{W^{1/2}}$ o sea $W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$ en donde

$W =$ máxima carga por retardo

La velocidad de partícula máxima permisible es de 2"/seg.

- En la tabla I se presentan las cargas de explosivo máximas permisibles por retardo en Suecia.

En la Fig 3 se presentan los efectos de la velocidad de la parti-

ONDAS SISMICAS

ONDAS DE CUERPO:

- 1.- Compresional
 - Longitudinal (α)
 - Primaria - P
 - De empuje

- 2.- Corte
 - Onda transversal (β)
 - Onda secundaria - S

ONDAS DE SUPERFICIE

- 3.- Love } Igual de peligrosas que
Rayleigh } las P y S.

En la Fig 1 se presenta la transmisión de ondas de compresión por reflexión y refracción sísmica.

REDUCCION DE EFECTOS DE VIBRACIONES

Para reducir los efectos de las vibraciones las siguientes acciones deberán tomarse :

- 1.- Seccionar la voladura (dividir el banco)
- 2.- Reducir la carga por retardo
- 3.- Cerrar el patrón de barrenación
- 4.- Utilizar dos cargas por barreno.
- 5.- Dejar un espacio entre el barreno y el explosivo (carga desacoplada)

$$\textcircled{\otimes} P_B = 1.69 \times 10^{-3} E D^2 \left(\frac{R_c}{R_H} \right)^{2.4}$$

E = Densidad explosivo

D = Velocidad de detonación del explosivo pies/seg

R_c = Radio explosivo

R_H = Radio barreno

$$P_B = 1.69 \times 10^3 E D^2$$

Ejemplo: ANFO

$$\phi_E = 9''; P_B = 224,488 \text{ psi}$$

$$\phi_E = 7'' \text{ y } \phi_T = 4''; P_B = 32,630 \text{ psi}$$

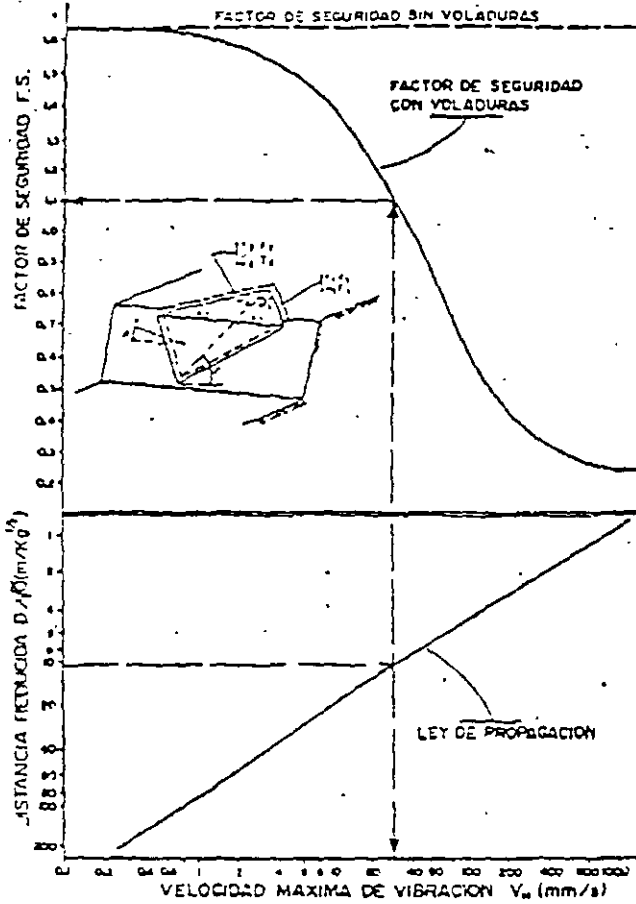


Figura 33.44. Variación del Factor de Seguridad para un bloque de una rotura en cuña en función de la Distancia Frecués.

Hormigón en masa o de relleno

$$Q = 35,20 \times 10^{-3} \times DS^{1,85} \times K \quad (DS \text{ en m y } Q \text{ en kg})$$

siendo:

- $K = 1,0$ para $t = 0 - 4$ horas
- $K = 0,16$ para $t = 4 - 24$ horas
- $K = 0,3$ para $t = 1 - 3$ días
- $K = 0,7$ para $t = 3 - 7$ días
- $K = 2,3$ para $t = 7 - 10$ días
- $K = 5,5$ para $t = + 10$ días

Hormigón armado o estructural

$$Q = 14,55 \times 10^{-3} \times DS^{1,85} \times K \quad (DS \text{ en m y } Q \text{ en kg})$$

Otros factores a tener en cuenta son las frecuencias características de las vibraciones, condiciones externas de fraguado, superficies de contacto roca-hormigón, etc.

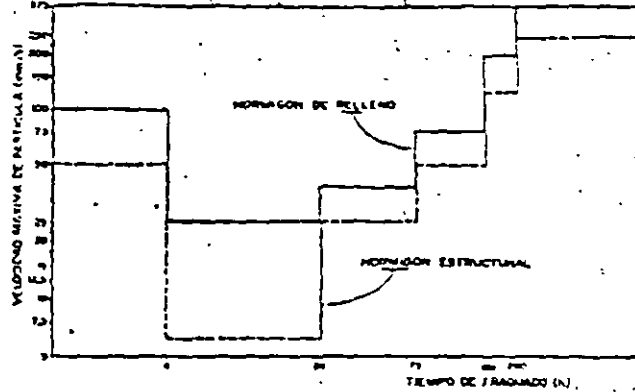
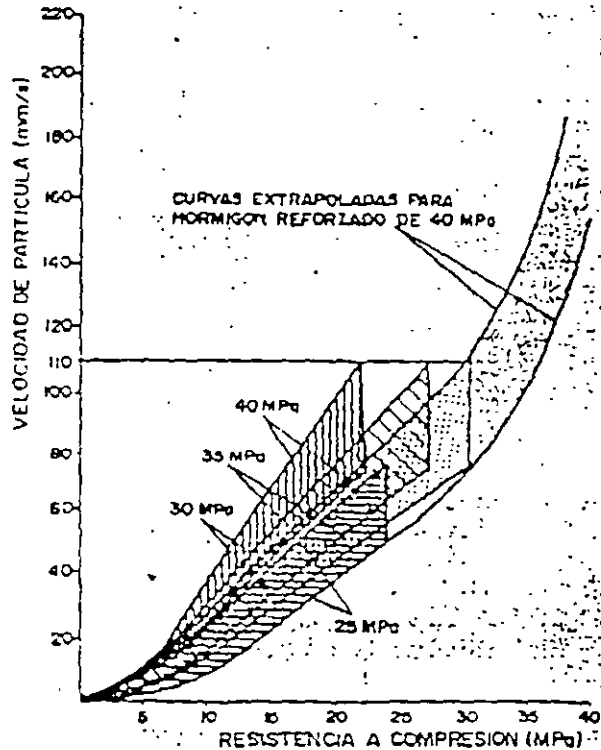


Figura 33.45. Velocidades máximas de partícula en función del tiempo de fraguado.

Por otro lado, Isaac y Bubb (1981) resumen todas sus experiencias y las de investigadores escandinavos en un gráfico donde según la resistencia adquirida por el hormigón se determina el nivel máximo de vibración.



INTERRUPT

310

51

Table 7—Properties of Various Selected Materials

Name and Location	Compressive Strength (psi)	Modulus of Rupture (psi)	Specific Gravity (SG)	Density (lb./cu. ft.)	Longitudinal Velocity (ft./sec.)
Amphibolite (fine grain, Indiana)	61,400	7,400	3.12	0.097	19,000
Basalt (New York)	46,600	8,000	2.94	0.092	18,700
Basalt (Michigan)	33,400	3,800	2.85	0.089	15,200
Basalt glass	—	—	2.81	0.088	21,000
Diorite (fine grain, Michigan)	44,200	5,300	2.94	0.092	16,700
Diorite (Missouri)	8,800	1,000	2.80	0.087	—
Diorite (Tennessee)	46,700	3,800	2.84	0.089	17,900
Gabbro (altered, New York)	40,200	5,400	2.93	0.091	17,600
Granite (Georgia)	28,000	2,000	2.64	0.082	8,900
Granite (Vermont)	33,200	2,900	2.66	0.083	11,100
Granite (Nevada)	39,500	3,900	2.65	0.082	14,500
Granite (North Carolina)	30,400	1,600	2.60	0.081	8,900
Greenstone (Michigan)	45,500	3,500	2.70	0.103	16,000
Gypsum (Indiana)	3,200	1,200	2.32	0.072	—
Limestone (Ohio)	28,500	2,900	2.69	0.084	12,400
Limestone (Utah)	28,000	2,200	2.76	0.087	15,600
Limestone (fossiliferous, Indiana)	10,900	1,600	2.31	0.072	12,400
Limestone (West Virginia)	23,000	1,900	2.68	0.084	16,900
Marble (Maryland)	50,800	2,800	2.77	0.074	17,700
Marble (New York)	18,800	1,700	2.72	0.085	14,500
Obsidian	—	—	2.35	0.073	10,100
Quartzite (Maconite, Minnesota)	91,200	3,400	2.75	0.086	18,200
Rock salt (Louisiana)	5,000	Negligible	2.16	0.078	—
Sandstone (Ohio)	10,400	500	2.06	0.064	5,600
Sandstone (West Virginia)	19,400	3,400	2.50	0.078	12,900
Sandstone (Utah)	11,500	620	2.17	0.068	3,400
Sandstone (Alabama)	26,800	2,200	2.76	0.086	—
Shale (Utah)	37,700	1,500	2.81	0.082	—
Shale (West Virginia)	11,600	4,200	2.46	0.075	12,700
Syenite (New York)	34,500	2,800	2.72	0.085	14,200
Alluvium: broken rock, loess	—	—	1.5-1.5	0.042	2,300
Clay	—	—	2.58	0.081	5,900
Air	—	—	0.0012	—	1,080
Water	—	—	1.00	0.031	4,750

Their observed velocity-frequency data are given in Table II-1.

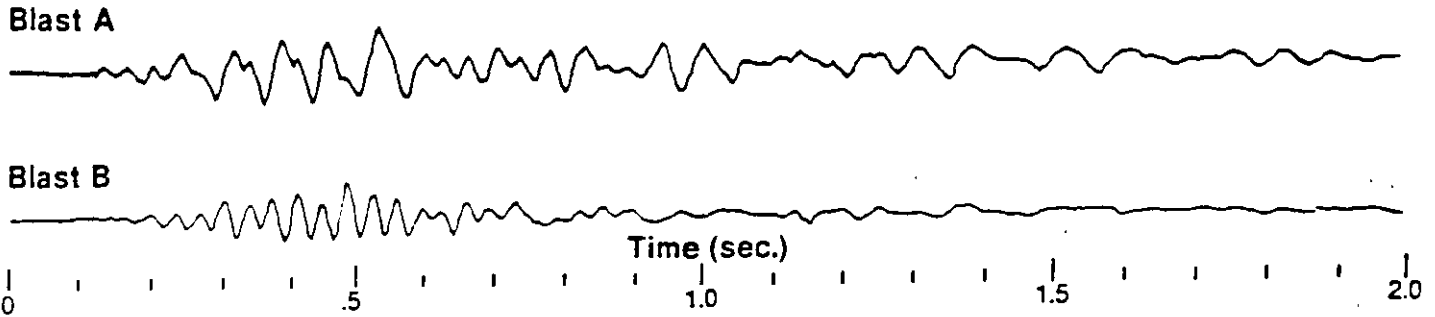
Table II-1*

SEISMIC EVENT	MEDIUM					
	CLAY		SANDSTONE		LIMESTONE	
	Velocity fps	Freq. Hz	Velocity fps	Freq. Hz	Velocity fps	Freq. Hz
Direct P	1000	<u>25</u>	3900	<u>30</u>	14,000	<u>50</u>
Refracted P	--	--	8200	40	--	--
Direct S	--	--	2600	40	7900	80-100
Refracted S	--	50	5600	--	--	--
Rayleigh	590-690	6-10	3000- 4300	12-20	6900	25
Prograde Rayleigh	1150	10-12	4600	20	--	--
Love	670-850	5-10	3600- 5300	15±	--	--

*From Kisslinger, Mateker, and McEvilly (1963).

312 7

These Blast Vibration Records Have The Same Peak Particle Velocity . . .

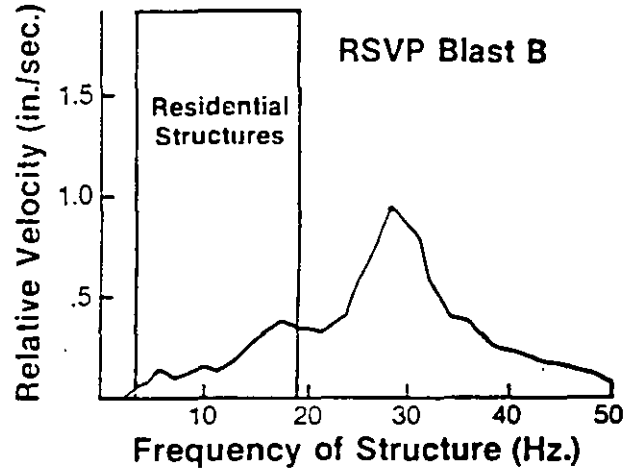
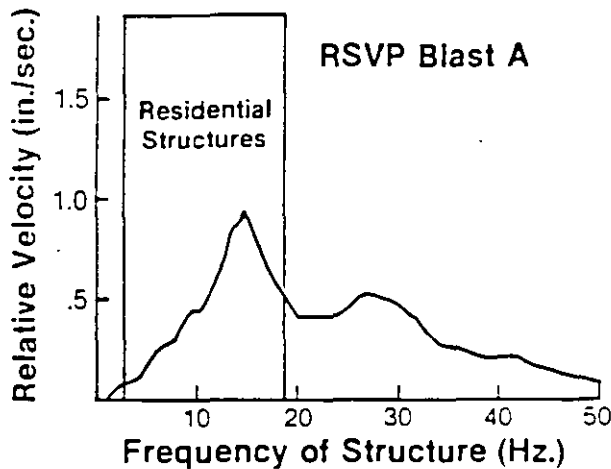


But result in entirely different effects on structures and homeowners.

Although these two blasts have produced the same particle velocity, they tell a different story to VIBRA-TECH. Blasting which produces vibrations like blast A will quickly produce complaints from your neighbors:



The RSVP analysis of these two recordings shows that blast A contains significant energy at those frequencies which match the natural frequency of residential structures. Maximum transfer of vibrations into the structures has occurred.



Vibrations like those produced by blast A will create a public relations problem. Now with VIBRA-MAP the explosive user is able to get his blasts to look like blast B rather than blast A.

VIBRA-MAP

When you have the right tools, analyzing and controlling blast vibrations is easy . . .

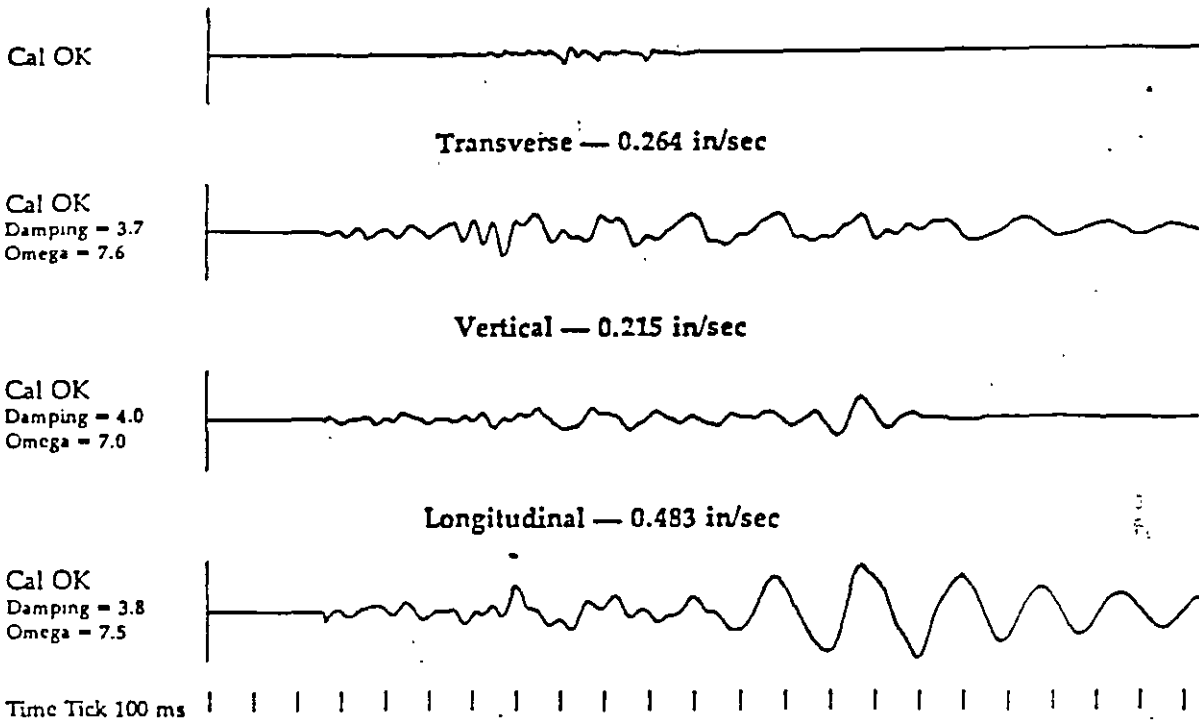
TOLL FREE USA 800-233-6181 TOLL FREE PA 800-582-6374
CONSULTANTS TO THE MINING, QUARRYING, CONSTRUCTION AND EXPLOSIVE USING INDUSTRIES

vibra-tech engineers, inc.

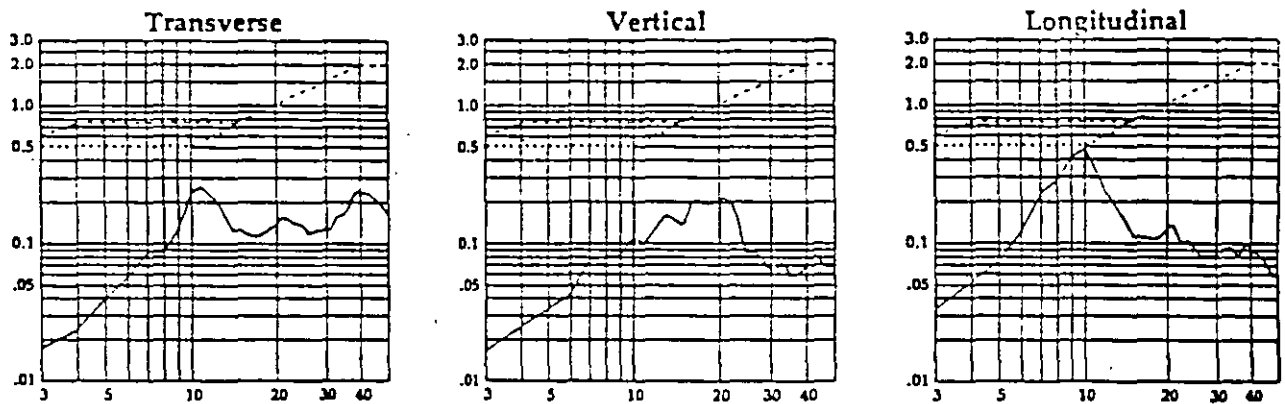
Hazleton, PA	(717) 455-5861	Frederick, MD	(301) 696-0596	Chicago, IL	(312) 437-0380
Pittsburgh, PA	(412) 366-2773	Peekskill, NY	(914) 297-6305	Budd Lake, NJ	(201) 691-4858
Philadelphia, PA	(215) 370-1112	San Marcos, TX	(512) 353-8069	Oceanside, CA	(619) 431-1707
Abington, PA	(215) 572-8072	Denver, CO	(303) 429-1996	Birmingham, AL	(205) 942-8531
Atlanta, GA	(404) 972-8775	Charlotte, NC	(704) 568-5561	South Windsor, CT	(203) 644-8753
Delran, NJ	(609) 461-5166	Charleston, WV	(304) 757-7659	Haverhill, MA	(508) 373-2231
St. Louis, MO	(314) 837-7182	Longueuil, Quebec	(514) 679-2400		
Ft. Lauderdale, FL	(305) 437-0300	Louisville, KY	(502) 491-7201		

RSVP Showing Bad Vibration

Airblast — 120.7 dB = 0.003249 psi



Response Spectra



Particle Velocity (in/sec) vs Frequency (Hertz)

The nondamage probabilities are: 1 story = 99.5, 1-1/2 story = 99.1, 2 story = 97.5

vibra-tech engineers, inc.

035003280506 0990999098 005001017051 6019+259606



3/4

RSVP Showing Good Vibration

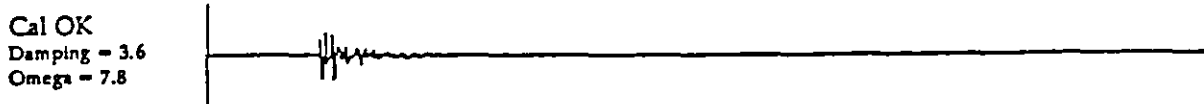
Airblast — 136.6 dB = 0.019637 psi



Transverse — 0.234 in/sec



Vertical — 0.254 in/sec



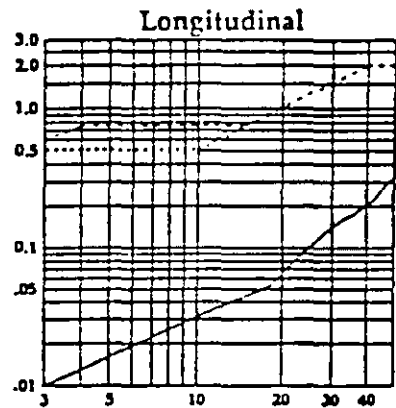
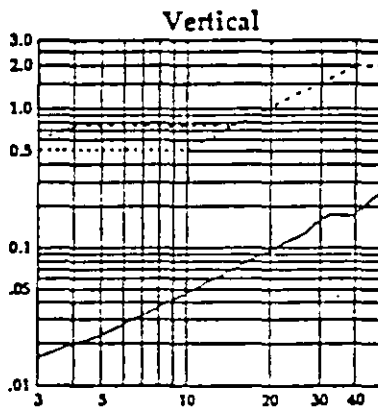
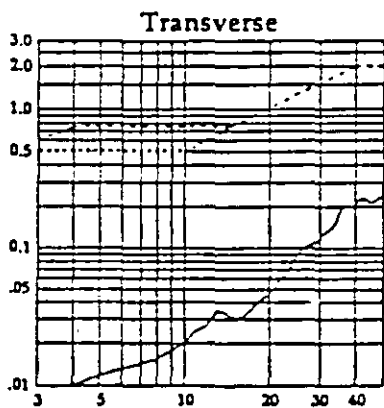
Longitudinal — 0.317 in/sec



Time Tick 100 ms

Peak Vector Sum = 0.337

Response Spectra



Particle Velocity (in/sec) vs Frequency (Hertz)

These values satisfy variable particle velocity vs. frequency limits recommended by USDM RI 8507.

vibra-tech engineers, inc.



017601080735 100100100 006002032034 6099c125A07

ing rock. These factors are not controlled by any single property of the explosive, but the total energy content is a very useful characteristic by which to rate explosives relative to one another. Table I shows this figure for some explosives. This table also has a column showing characteristic impedance. This is density times velocity of detonation, and its use is discussed later when we discuss the impedance of rocks.

Table I
MEASURED ENERGIES

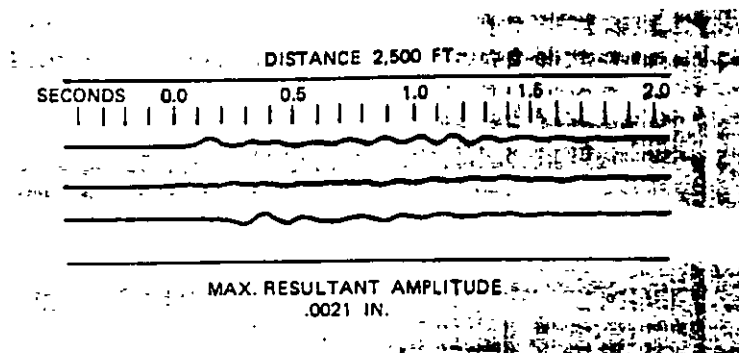
Explosive	Specific Gravity	Shock Energy	Bubble Energy	Total Energy Weight Basis	Total Energy Volume Basis	Detonation Velocity	Characteristic Impedance
	g./cc.	Ft.-lb. x 10 ³ Lb.	Ft.-lb. x 10 ³ Lb.	Ft.-lb. x 10 ³ Lb.	Ft.-lb. Ft. ³	Ft. Per Sec. 5-in. Diameter	Lb.-sec. In. ²
Ammonium-Nitrate Fuel Oil (AN/FO)	0.80	0.55	0.53	1.08	54	12,500	11
Gelamide ¹ I	1.23	0.16	0.15	0.91	75	17,700	17
50% NG Dynamite	1.3	0.62	0.61	1.23	103	18,000	26
40% Extra Dynamite	1.3	0.44	0.48	0.92	75	15,800	23
60% Extra Dynamite	1.24	0.48	0.51	0.99	77	17,350	24
Pentolite	1.55	0.56	0.55	1.11	107	24,000	42

When the density of an explosive is relatively high, its grains are closely packed in contact with one another and the shock front of detonation is communicated from grain to grain more efficiently than if the grains are loosely packed to give lower density. The effect of this is shown in Table I, where velocity of detonation is directly related to density (expressed as specific gravity). High velocity of detonation is important in breaking many rocks.

In the blasting of rock, breakage is directly related to the amount of energy transferred from the explosive to the rock. U. S. Bureau of Mines investigators¹⁷ found that within the range of their experiments the amount of energy transferred to a given rock was a linear function of the characteristic impedance of the explosive (see Table I). They concluded that "explosives that had the larger characteristic impedance, or impedance more

3.5

Figure 9 Record, with delays



Rock Characteristics

When explosives are used to break rock, joints often control the pattern of rupture. There have been places where, in spite of hole layout and explosive distribution, breakage has been poor due to its following the pre-blast joint planes. Also, if the dominant joints in a blasting face are steeply inclined, there is a hazard of slides of rock masses bounded by joints and loosened by blasting.

There are two other characteristics of rocks that are important in determining their response to an explosive. These are *elasticity* and *characteristic impedance*.

Elasticity is qualitatively indicated by hardness — the harder, the more elastic. It is measured by the speed, v ,

Table II
 COMPRESSIONAL WAVE SPEEDS AND
 CHARACTERISTIC IMPEDANCE
 FOR CERTAIN ROCKS

Rock	Velocity of Compressional Waves ft./sec.	Characteristic Impedance lb.-sec./in. ²
Granite	18,200	54
Marlstone*	11,500	27
Sandstone	10,600	26
Chalk†	9,100	22
Slate	6,400	15

* A hardened mixture of clay material, and calcium carbonate normally containing 25 to 75% clay. † A type of limestone.
 ‡ A very soft limestone.

312

nearly matching the characteristic impedance of the rock, transferred more energy to the rock.”

In this connection, the method of packing explosives into boreholes becomes a factor, since the impedance of both rock and explosive is of the order of 10,000 times that of air and 1,000 times that of water. This very large contrast in impedance causes serious energy losses if there is air or water between the explosive and the rock surrounding the hole.

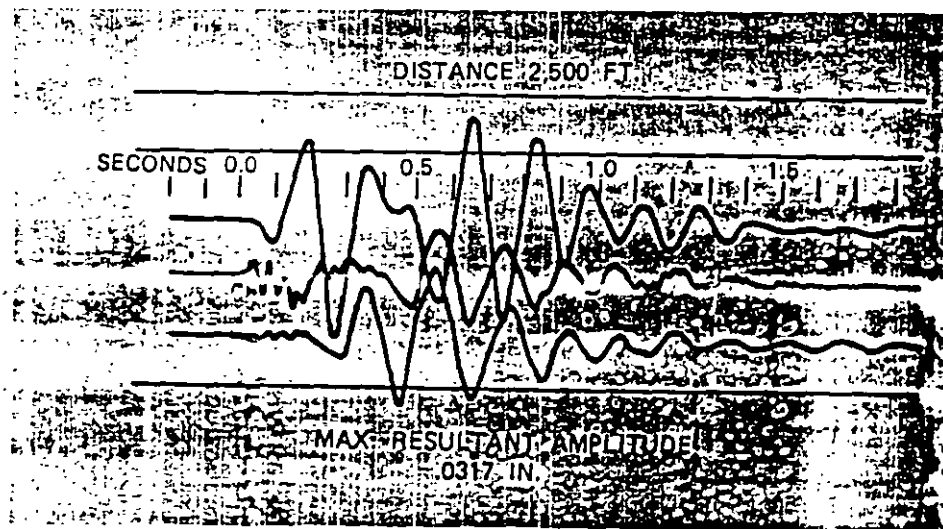
Delay Caps

Short-period delay caps have been used successfully to reduce vibrations from blasting. Delay detonation separates the pressure fronts and the bundles of energy which they deliver to the rock, so that breaking the rock is done as a series of events that are closely spaced but independent.

Practical result of this technique has been to improve fragmentation and to reduce appreciably the amount of leftover energy that is carried by vibrations to surrounding territory. The greatest amount of energy that reaches surrounding ground and buildings from a delay blast is related to that released by the most explosive on any one of the delay intervals.

Figures 8 and 9 show the effect of millisecond delay firing in reducing elastic waves recorded at a distance of 2,500 ft. from blasts of approximately the same size at one quarry.

Figure 8 Record, no delays



V I O CONSULT AD

Distance m	Charge in kg (instantaneous detonation)						
	Group: A	B	C	D	E	F	G
0.5	Level: (0.008)	(0.015)	(0.03)	(0.06)	(0.12)	(0.25)	(0.50)
1	0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
2	0.025	0.05	0.09	0.2	0.4	0.7	1.4
3	0.040	0.08	0.16	0.33	0.65	1.3	2.6
4	0.06	0.12	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0
5	0.09	0.18	0.36	0.73	1.4	2.8	5.6
6	0.12	0.23	0.47	0.95	1.9	3.8	7.2
7	0.14	0.27	0.57	1.15	2.3	4.6	9.2
8	0.18	0.36	0.72	1.45	2.9	5.8	11.6
9	0.2	0.42	0.85	1.70	3.4	6.8	13.6
10	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0	16.0
12	0.3	0.6	1.3	2.5	5.2	10.5	21
14	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	13.0	26
16	0.5	1.0	2.0	3.9	7.8	15.5	31
18	0.6	1.2	2.4	4.7	9.4	19	38
20	0.7	1.4	2.8	5.6	11	22	44
30	1.0	2.0	4.0	8.0	16	32	64
35	1.3	2.6	5.2	10.4	21	42	84
40	1.6	3.2	6.5	13	26	52	104
45	2.0	4.0	8.0	16	32	64	128
50	2.4	4.8	9.5	19	38	76	152
55	2.8	5.5	11	22	44	88	176
55	3.3	6.5	13	26	52	104	208
60	3.8	7.5	15	30	60	120	240
65	4.3	8.5	17	34	68	136	272
70	4.8	9.5	19	38	76	152	304
75	5.3	10.5	21	42	84	168	336
80	5.8	11.5	23	46	92	184	368
85	6.4	12.8	25.5	51	102	204	408
90	7.0	14.0	28	56	112	224	448
95	7.6	15.2	30	61	122	244	488
100	8.5	16.5	33	66	132	264	528
110	9.3	18.5	37	74	148	296	592
120	10.5	21.0	42	84	168	336	672
130	11.7	23.5	47	94	188	376	752
140	13.2	26.3	52.5	105	210	420	840
150	14.5	29.0	58	116	232	464	928
180	18.0	32.0	64	128	256	512	1024
170	17.5	35.0	70	140	280	560	1120
180	18.0	38.3	78.5	153	306	612	1224
190	20.7	41.5	83	166	332	664	1328
200	22.5	45.0	90	180	360	720	1440

The groups A - G depend on the permissible ground vibration for the building, installation etc.

C is the normal group.

Distance	A	B	C	D	E	F	G
	Charge in kg (instantaneous detonation)						
m	Level: 0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
50	2.8	5.5	11	22	44	88	176
55	3.3	6.5	13	26	52	104	205
60	3.8	7.5	15	30	60	120	240
65	4.3	8.5	17	34	68	136	272
70	4.8	9.5	19	38	76	152	304
75	5.3	10.5	21	42	84	168	336
80	5.8	11.5	23	46	92	184	368
85	6.4	12.8	25.5	51	102	204	408
90	7.0	14.0	28	56	112	224	448
95	7.6	15.2	30	61	122	244	488
100	8.5	16.5	33	66	132	264	528
110	9.3	18.5	37	74	148	296	592
120	10.5	21.0	42	84	168	336	672
130	11.7	23.5	47	94	188	376	752
140	13.2	26.3	52.5	105	210	420	840
150	14.5	29.0	58	116	232	464	928
160	16.0	32.0	64	128	256	512	1024
170	17.5	35.0	70	140	280	560	1120
180	19.0	38.3	76.5	153	306	612	1224
190	20.7	41.5	83	166	332	664	1328
200	22.5	45.0	90	180	360	720	1440

The levels in the following table are calculated to give the following ground vibrations

Level	Vibration velocity
Q R	mm sec.
0.008	35
0.015	50
0.03	70
0.06	100
0.12	150
<u>0.24</u>	<u>225</u>
0.50	300

In the case of cautious blasting the firing pattern must be made up so that the instantaneously detonating charge is as small as possible

If milli-second initiation is used ground vibrations can be spread throughout the rock. The distribution of firing within the same delay number is very important.

When planning blasting where ground vibration problems occur, it is important to be aware of the relationship between distance charging and ground vibrations. Langefors relationship for various charging levels has been used

$$\text{Level} = \frac{Q}{R^{3.2}}$$

Q = instantaneously detonating charge in kg

R = distance in m

The vibration velocity can be calculated from the relationship

$$v = k \sqrt{\frac{Q}{R^{3.2}}}$$

where v = vibration velocity in mm/sec

k = constant: (approx 400 for hard rock)

The above-mentioned relationship can be used to set up simple tables which can serve as basic material when planning blasting

Distance m	Charge in kg (instantaneous detonation)						
	Level: 0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
0.5				0.02	0.04	0.08	0.16
1	0.008	0.015	0.03	0.06	0.12	0.25	0.50
2	0.025	0.05	0.09	0.2	0.4	0.7	1.4
3	0.040	0.08	0.16	0.33	0.65	1.3	2.6
4	0.06	0.12	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0
5	0.09	0.18	0.36	0.73	1.4	2.8	5.6
6	0.12	0.23	0.47	0.95	1.9	3.8	7.2
7	0.14	0.27	0.57	1.15	2.3	4.6	9.2
<u>8</u>	0.18	0.36	0.72	1.45	2.9	<u>5.8</u>	11.6
9	0.2	0.42	0.85	1.70	3.4	6.8	13.6
10	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0	16.0
12	0.3	0.6	1.3	2.5	5.2	10.5	21
14	0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	13.0	26
16	0.5	1.0	2.0	3.9	7.8	15.5	31
18	0.6	1.2	2.4	4.7	9.4	19	38
20	0.7	1.4	2.8	5.6	11	22	44
25	1.0	2.0	4.0	8.0	16	32	64
30	1.3	2.6	5.2	10.4	21	42	84
35	1.6	3.2	6.5	13	26	52	104
4	2.0	4.0	8.0	16	32	64	128
45	2.4	4.8	9.5	19	38	76	152

32/

acceleration decays at a rate proportional to $1/R^{1/2}$. Thus the peak accelerations decay most rapidly with scaled distance and the peak displacements decay the most slowly.

PREDICTION OF PRINCIPAL FREQUENCIES

A plot of the estimated peak ground motions, \ddot{u}_{max} , \dot{u}_{max} , and u_{max} , on tripartite paper defines the expected dominant frequency, ω . Such a construction for two typical blasting situations is shown in Figure 6-2.

As described in Chapter 2, tripartite paper is constructed such that

$$\ddot{u}_{max} = \ddot{u}_{max} (\Delta \pi \omega) \quad \text{and} \quad \dot{u}_{max} = \dot{u}_{max} (\Delta \pi \omega) \quad \text{or} \quad u_{max} = u_{max} (\Delta \pi \omega)^2$$

and sinusoidal motion will plot as an upside-down V at the dominant input frequency ω . This special graph paper is especially useful with response spectra and is included as Figure 2-d.

Ground motion curve A in Figure 6-2 is that expected 7.6 m (25 ft) away from a 1.4-kg delay (25-lb delay) blast in rock ($c = 3020 \text{ m/s} = 10,000 \text{ ft/sec}$). Curve B is that expected for peak ground motions 125 m (200 ft) from a 80-kg delay (150-lb delay) blast in a slightly more dense rock ($c = 3600 \text{ m/s} = 12,000 \text{ ft/sec}$).

The peak ground motions represented by curve A are likely to be dominated by high-frequency motions typical of construction situations. Motion represented by curve B are dominated by lower frequencies typical of surface

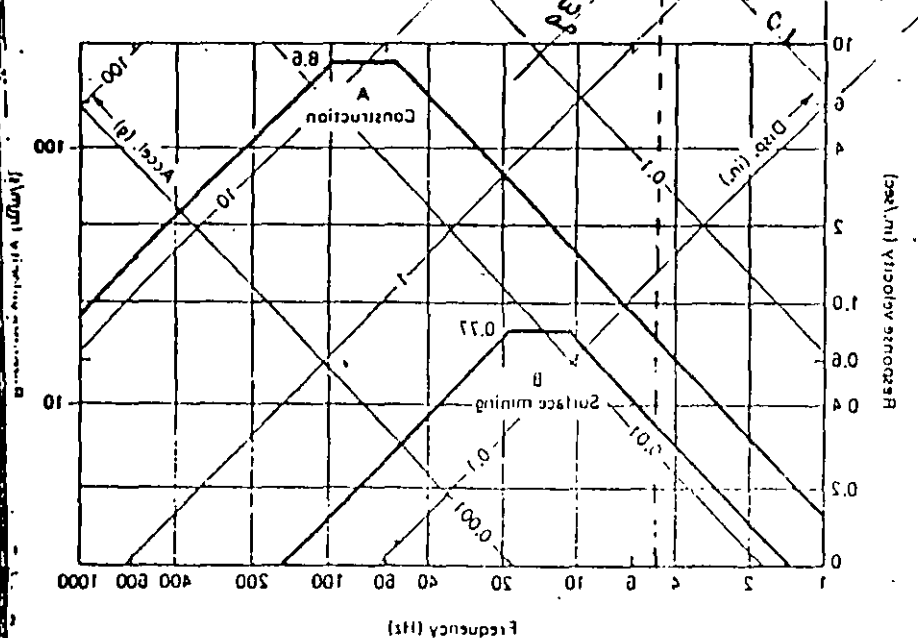
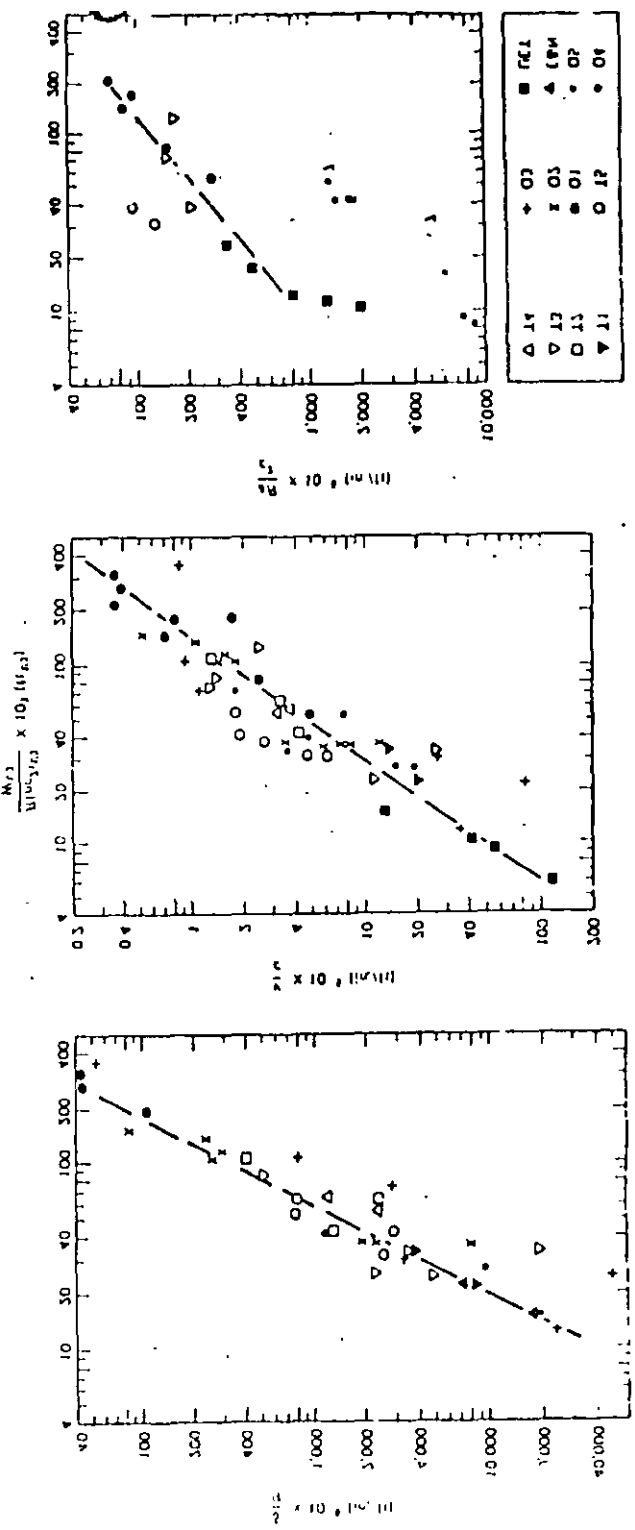


Figure 6-2. Plots of predicted ground motions to predict dominant frequencies.

Figure 6-1. Scaled measurements of scaling ground displacement velocity acceleration



222

acceleration decays at a rate proportional to $1/R^{1.84}$. Thus the peak accelerations decay most rapidly with scaled distance and the peak displacements decay the most slowly.

PREDICTION OF PRINCIPAL FREQUENCIES

A plot of the estimated peak ground motions, u_{max} , \dot{u}_{max} , and \ddot{u}_{max} , on tripartite paper defines the expected dominant frequency, w . Such a construction for two typical blasting situations is shown in Figure 6-2.

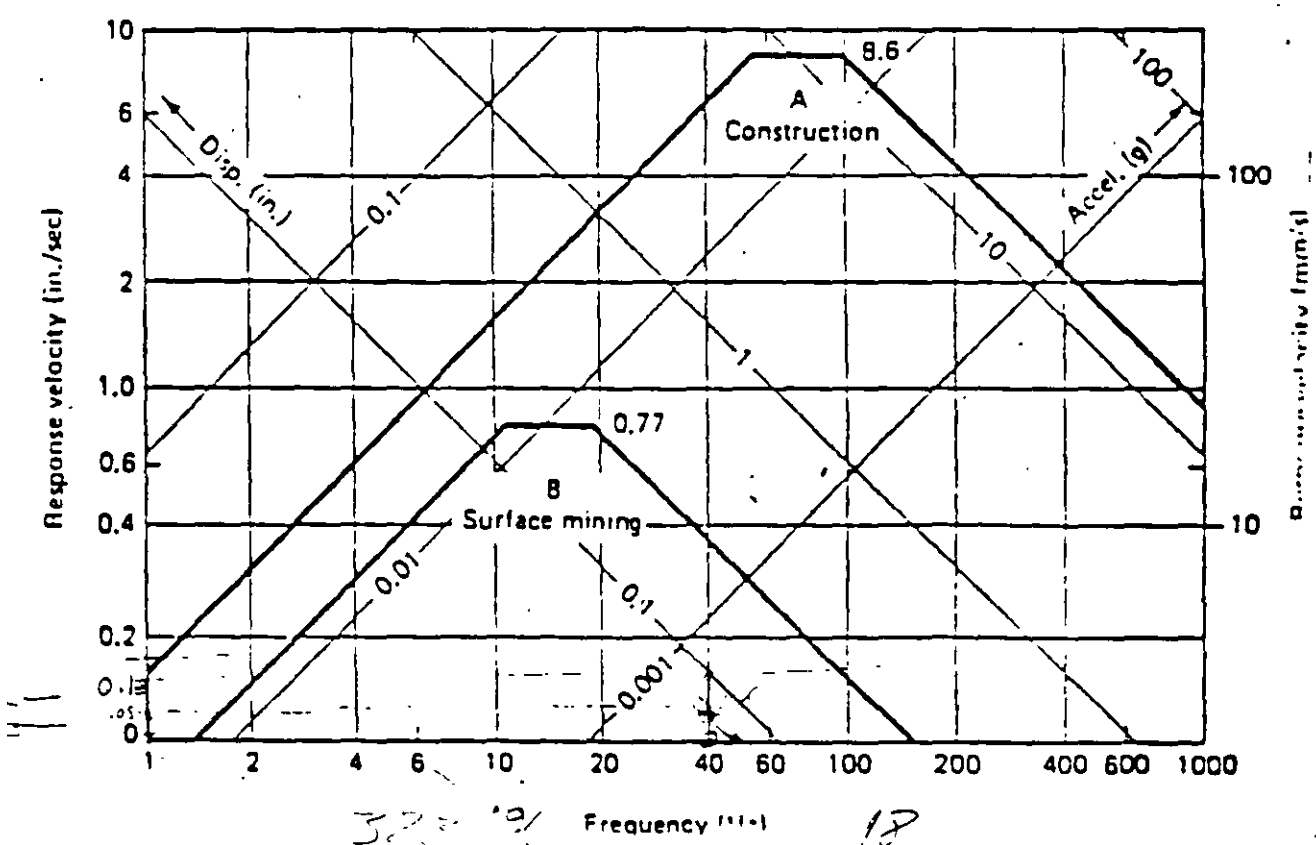
As described in Chapter 5, tripartite paper is constructed such that

$$\dot{u}_{max} = u_{max} (2\pi w) \quad \text{and} \quad \ddot{u}_{max} = \dot{u}_{max} (2\pi w) \quad \text{or} \quad u_{max} (2\pi w)^2$$

and sinusoidal motion will plot as an upside-down V at the dominant input frequency w . This special graph paper is especially useful with response spectra and is included as Figure 5-6.

Ground motion curve A in Figure 6-2 is that expected 7.6 m (25 ft) away from a 11.4-kg/delay (25-lb/delay) blast in rock ($c = 3050$ m/s = 10,000 ft/sec). Curve B is that expected for peak ground motions 152 m (500 ft) from a 680-kg/delay (1500-lb/delay) blast in a slightly more dense rock ($c = 3660$ m/s = 12,000 ft/sec).

The peak ground motions represented by curve A are likely to be dominated by high-frequency motions typical of construction situations. Motions represented by curve B are dominated by lower frequencies typical of surface



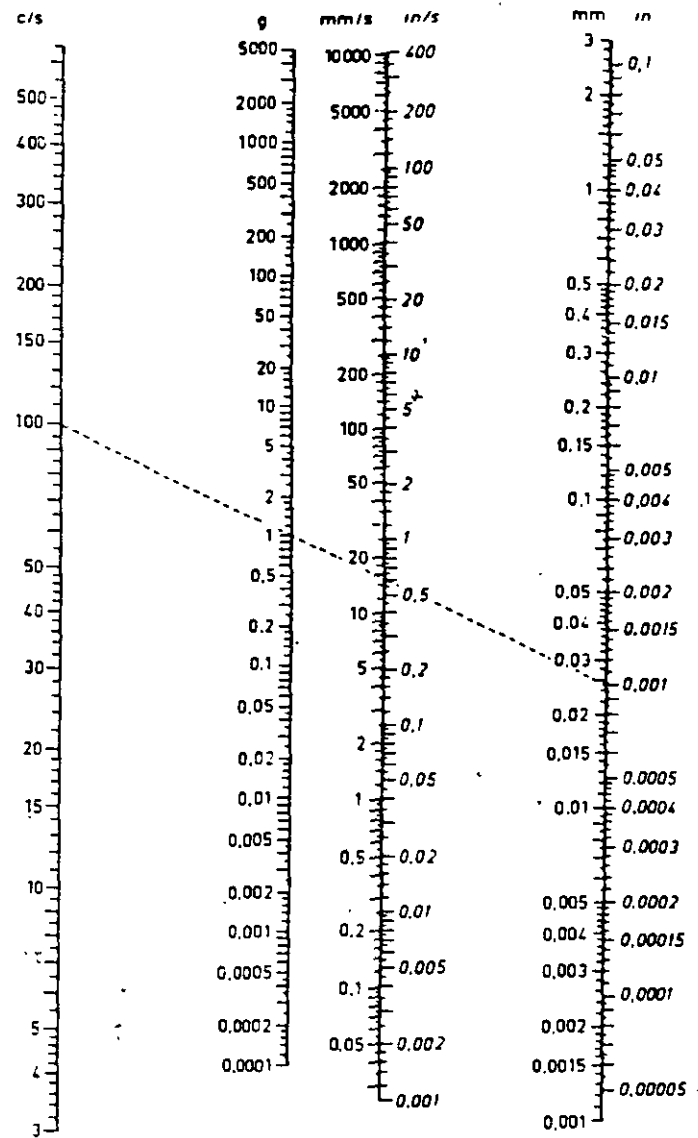


FIG. 9.9

Abaco para la relación entre la frecuencia (f), aceleración (a), velocidad de vibración (v) y amplitud (A). Ejemplo: $f = 100$ c/s, $A = 0.025$ mm. La velocidad de vibración está alrededor de $v = 15$ mm/s y la aceleración es $a = 1$ g.

una de retardo, y no de micro-retardo, pueden distinguirse inmediatamente los diferentes números del retardo e indicar entonces separadamente cada uno, si los valores tienen interés; especialmente si a y v toman valores altos. Aun para una sola carga pueden necesitarse varias indicaciones ya que la vibración contiene diferentes frecuencias; cada una es valorada entonces separadamente y se incluye en el informe si los valores correspondientes a y v (o v/c) se consideran grandes (c = velocidad de propagación).

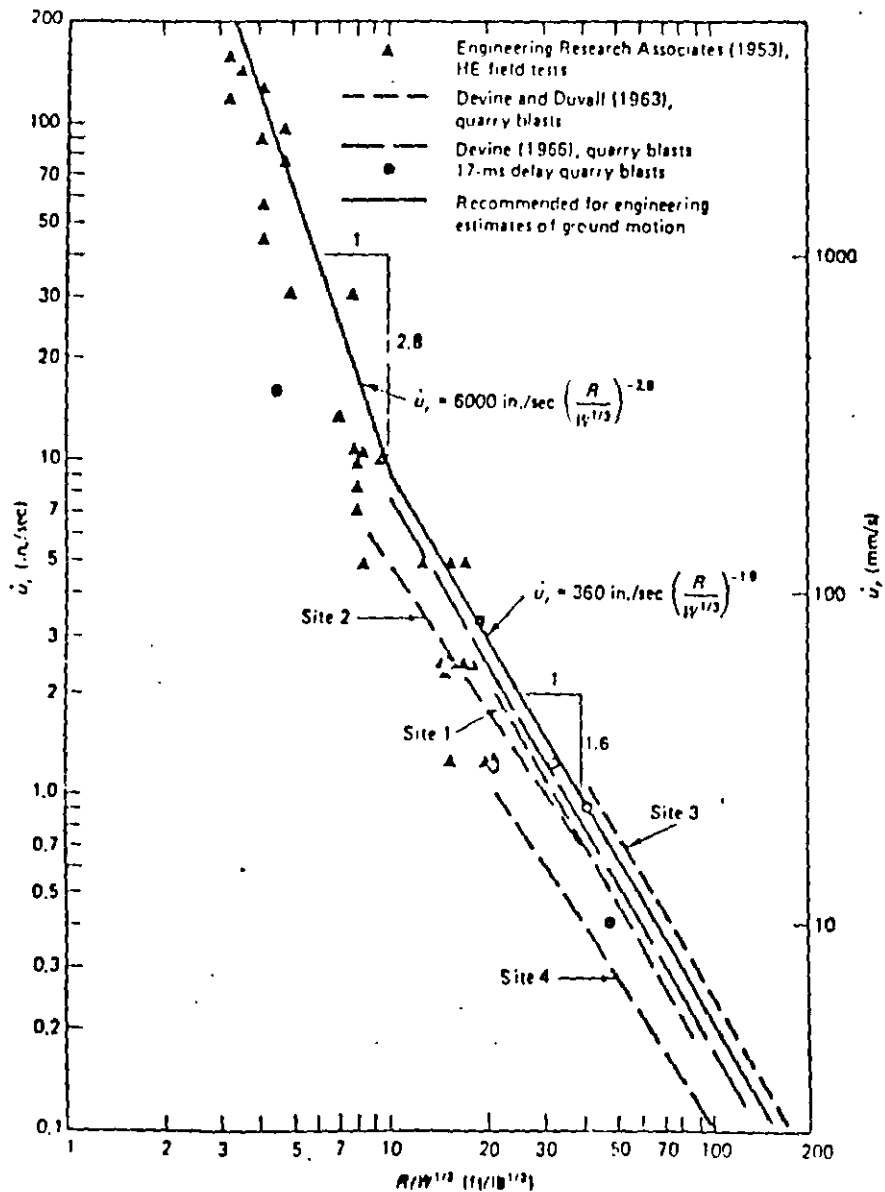


Figure 3-1 Maximum radial particle velocity versus cube root scaled distance. (From N. R. Ambraseys and A. J. Hendron, "Dynamic Behavior of Rock Masses," in *Rock Mechanics in Engineering Practice* (K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, Eds.), copyright 1968 by John Wiley & Sons, Ltd. Reprinted by permission.)

velocities of body waves will decay at a rate proportional to $(1/R)^n$, where n is 2 near the disturbance and 1 at greater distances. Surface waves such as Rayleigh wave decay with an n of $\frac{1}{2}$. The data in Figure 3-1 indicate that the u_r values decay proportionally to $1/R^{2.8}$ close to the disturbance and $1/R^1$ at increasing distances when W is held constant.

IMPLICATIONS OF CUBE ROOT SCALING

In Table 3-1, u , \dot{u} , and \ddot{u} are listed as dependent variables. Not only are they dependent on the independent variables but they are dependent on each other well since they are integrals or differentials of each other. This interdependence can readily be seen if one considers the three dimensionless parameters containing u , \dot{u} , and \ddot{u} : u/R , \dot{u}/c , and \ddot{u}/c^2 . These parameters can be combined to eliminate R and c . The resulting dimensionless parameter, $\dot{u}^2/\ddot{u}u$, indicates that for any set of scaled relationships the product of u and \ddot{u} at any scaled range may be proportional to \dot{u}^2 .

The term $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ will vary in accordance with the type of disturbance and the scaled distance. The two limits would be, on one hand, harmonic motion where $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ is 1, and on the other hand, earthquake motion, for which $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ is likely to be of the order of 0.5 to 0.1 because of the wider range of dominant frequencies. For the earthquake time history shown in Figure 2-7, $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ was 0.18. At a slant distance of 63 miles from a nuclear blast ($R/W^{1/3} \approx 26$), $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ was 0.23 (Orphal et al., 1970). As will be shown in the following section, $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ for blast vibrations is approximately 0.5.

If the two dimensionless parameters tc/R and fR are combined to eliminate t , the resulting parameter is fR/c . This term leads to the supposition that if there is a unique relationship between fR/c and the scaled range, $R(\rho c^2)^{1/3}/W^{1/3}$, then at a constant scaled range the principal frequency of the ground motions should be proportional to seismic velocity. Higher frequencies observed with rock transmission than with soil lend support to this tendency.

Some variables cannot be accounted for by the dimensionless parameters described above. The two most important of these are the coupling of the released energy with the medium transmitting the earthwaves, and the type of wave. Coupling of the energy is dependent on the geometry of the embedment medium immediately adjacent to the explosive and to some extent the relative impedances of the explosive and the embedment medium. The burden, or distance between the explosive and a free surface, is the most important aspect of embedment geometry.

The type of wave is a function of absolute rather than scaled distance. As shown in Chapter 2, the special character of the surface wave allows it to decay more slowly than body waves. Therefore scaling relationships established for body waves may not be directly applicable to surface waves. Fortunately, this distinction is only important when distances are radically different.

SQUARE ROOT VERSUS CUBE ROOT SCALING

Square root scaling or plotting peak particle velocity as a function of the distance, R , divided by the square root of the charge weight, $R/W^{1/2}$, is more traditional than the cube root scaling derived in the preceding section. Both approaches are employed to compare field data and to predict the attenuation or decay of peak particle velocity. Square root scaling is based on the observation that the charge is distributed in a long cylinder (the blast hole). Therefore, per unit length of hole, if the density is constant, the diameter of the hole is proportional to the square root of the charge weight. Thus the ratio of $R/W^{1/2}$ is more or less the ratio between two lengths, the distance between the blast and a close-in transducer, R , and the radius of the blast hole that is proportional to $W^{1/2}$.

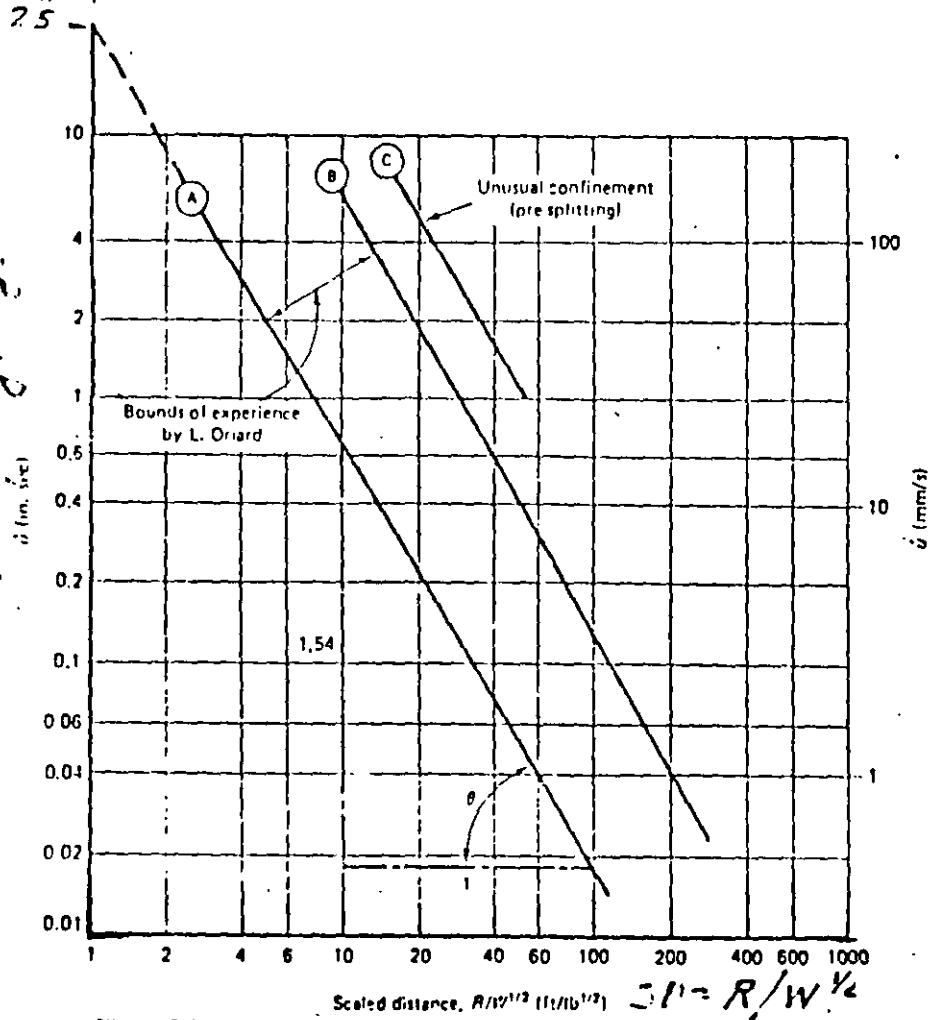


Figure 3-2 Maximum component particle velocity versus square root scaling and direct scaling for determining a relationship. (From Hendon and Oriard, 1972.)

Several square root attenuation relationships employed in the United States are shown in Figure 3.2. For preliminary estimates the upper bound curve should be employed. Curves A and B reflect scatter which is typical of blast operations. As discussed in Chapter 18, curve C should be used for presplitting, cratering, and beginning new bench levels.

Practical differences in the use of cube and square root attenuation relationships are illustrated in Figure 3.3. The relationships between distance and charge that produce 50 mm/s (2 ips) from cube and square root scaling relationships (Figure 3-1 and curve B of Figure 3-2, respectively) are

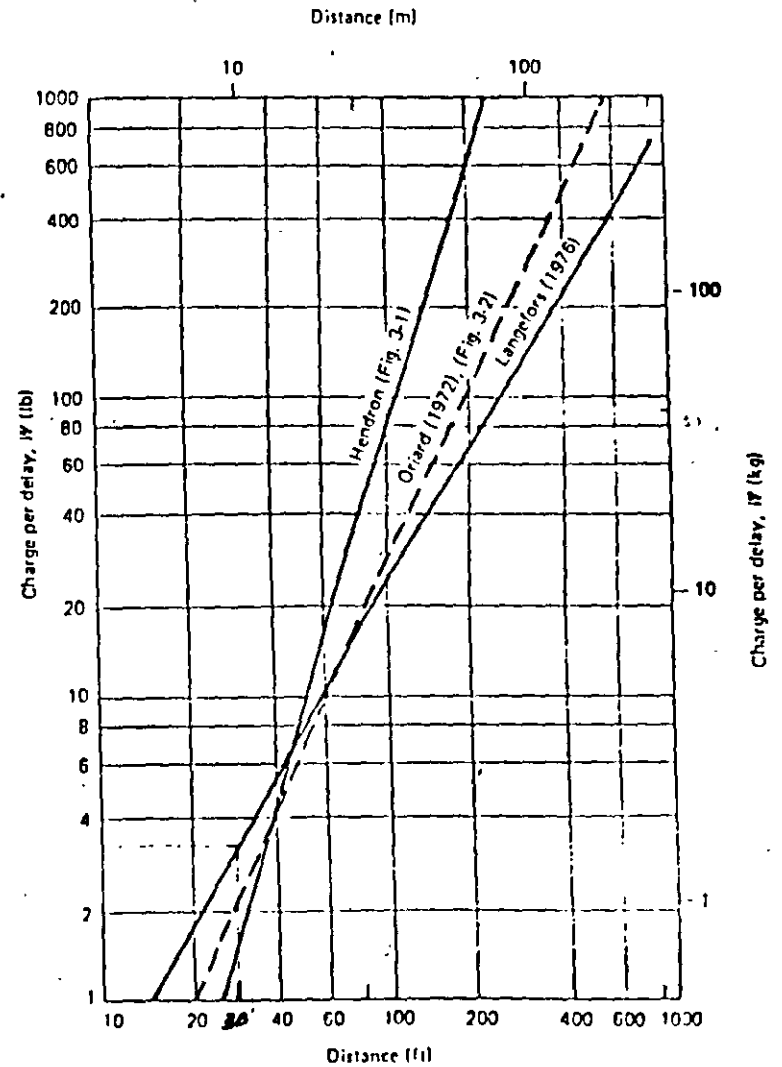
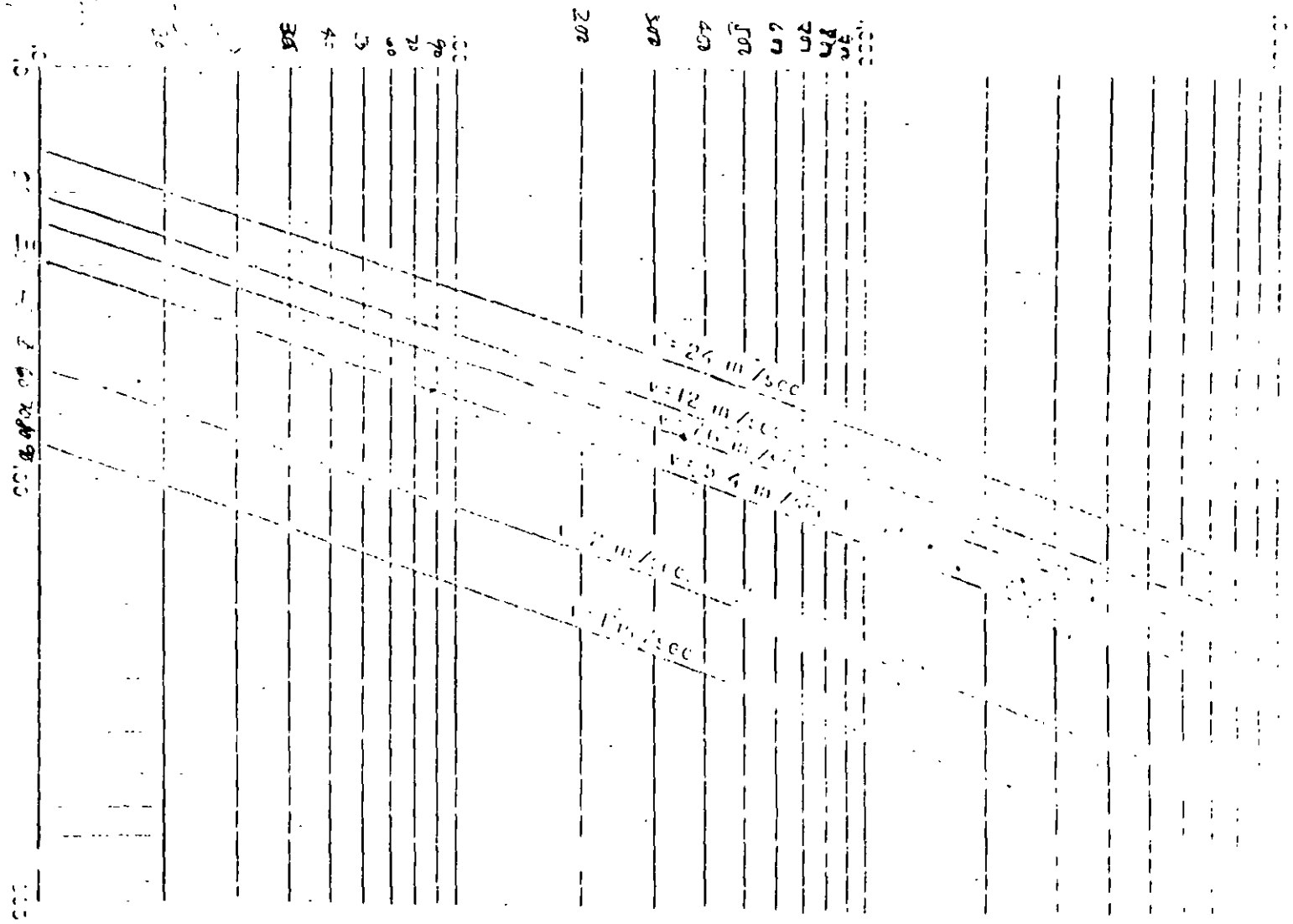


Figure 3-3 Three scaling techniques to predict 50 mm/s (2.0 ips). (From Hendon and Oriard, 1972.)

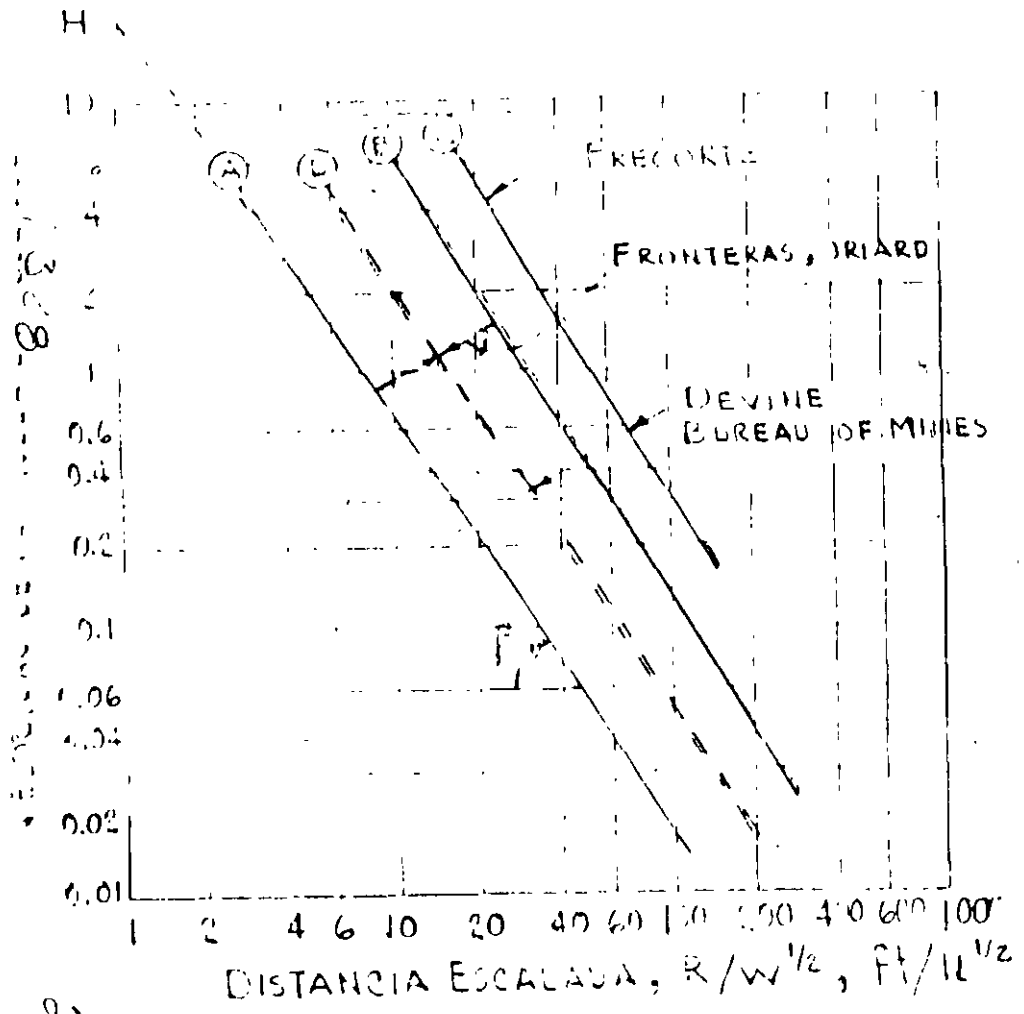
Maximum Yield of Charge Per P.L. W, lbs.



Distance from blast, D, ft.

Velocity, m/sec

Yield, lbs

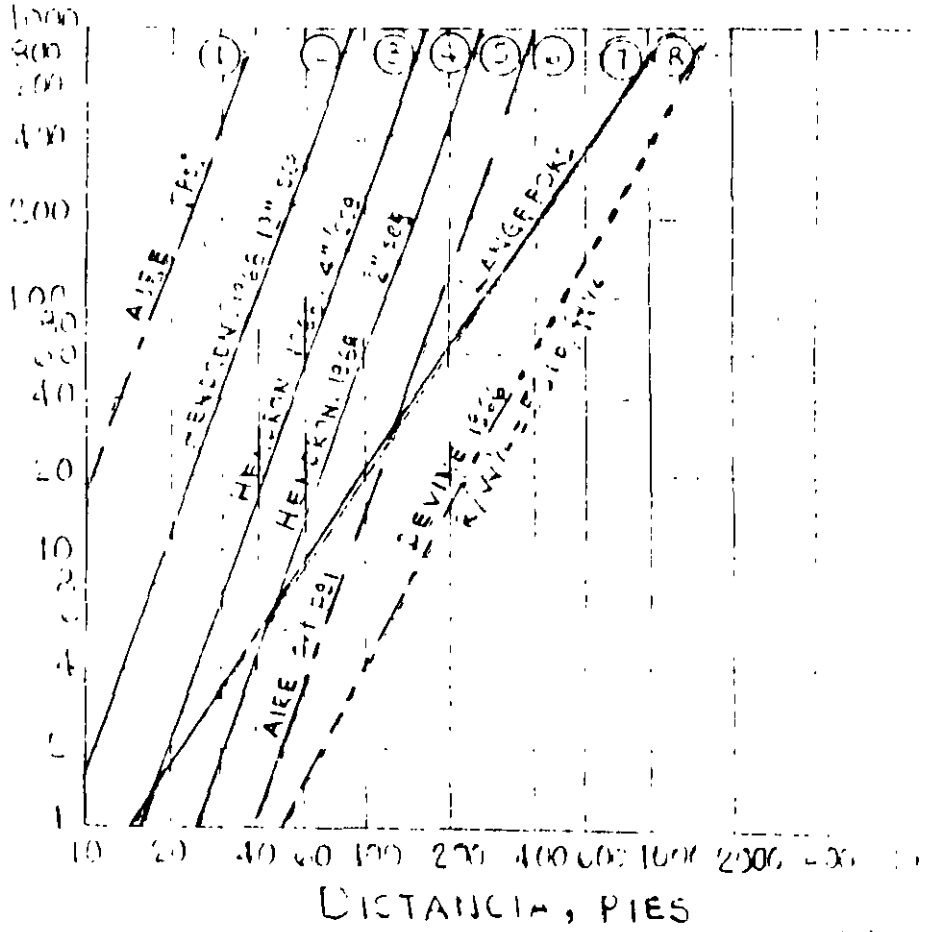


R
 W

$$H = \frac{R}{W^{1/2}}$$

$$SD = \frac{R}{W^{1/2}} ; W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$$

MAXIMO PESO DE EXPLOSION POR PIEDO DE W.C.



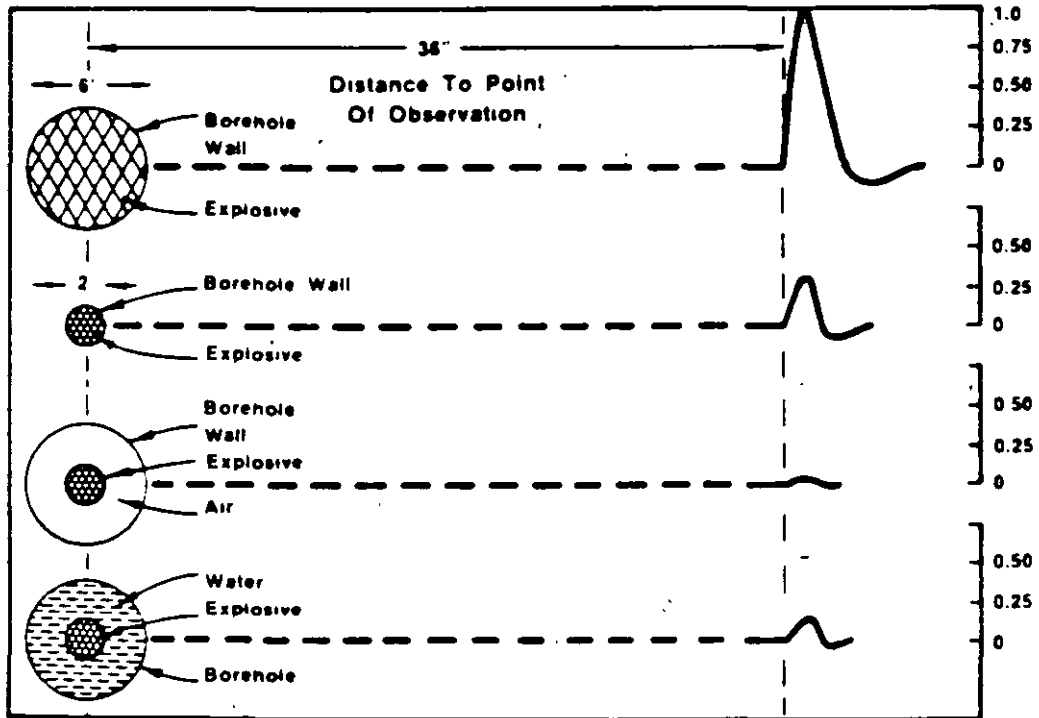
1000 LB DE AIEE

$$1000 \text{ lbs} / 100 \text{ ft} \Rightarrow 10 \text{ lbs/ft} = 0.1 \text{ lb/ft}$$

or tensile strengths. Ideally, the borehole pressure should be somewhere between the compressive and tensile strength of the rock, so as to avoid extensive crushing at the borehole wall, yet provide enough pressure to extend a single predominant crack between any two perimeter holes in the control line of holes.

A good example of decoupling in air and water in relation to fully coupled holes is illustrated in Figure 11-23. (47) The pressure imparted in the rock mass at 36" away for the same explosive is shown for four conditions:

- i) a 6" diameter explosive in a 6" hole
- ii) a 2" diameter explosive in a 2" hole
- iii) a 2" diameter explosive in a 6" hole (air decoupled)
- iv) a 2" diameter explosive in a 6" hole (water decoupled)



**EFFECT OF AIR AND WATER DECOUPLING
VS FULLY COUPLED HOLES
FIGURE 11.23 (47)**

All measured stress levels are compared relative to the 6" diameter explosive in a 6" diameter hole. A number of important points are immediately evident. The greatest stress level was achieved with a fully coupled

explosive in a 6" diameter hole. The next highest stress level was achieved again, with a fully coupled explosive, even though the hole diameter was reduced three-fold to a 2" diameter. Water decoupling followed next and air decoupling produced the smallest stress level. Thus, an air decoupled charge is the most effective means of reducing borehole pressure and consequently the peak stress level within the rock mass.

A reasonably reliable method of calculating the borehole pressure is with the following formula which takes into account two decoupling ratios (48) (49) (50)

$$P_b = 1.69 \times 10^{-3} \times \rho \times VOD^2 \times \left[\frac{V_c \times d_e}{d_h} \right]^{2.6}$$

where:

P_b = Borehole pressure in PSI.

ρ = Density of explosive in g/cc

VOD = Velocity of detonation in ft/sec

c = Percentage of explosive column loaded expressed as a decimal

d_e = Explosive diameter (in.)

d_h = Hole diameter (in.)

This formula is best suited for explosives which contain no metallic elements or relatively small amounts, since the addition of energizing metals lowers the detonation velocity of the explosive and hence, the borehole pressure as calculated by this equation. Computer codes such as TIGER and EXPLODE are used to calculate borehole pressures from explosives containing metallic elements.

6. REFERENCES

- 1) CHIAPPETTA, R.F., BORG, D.G. **Increasing Productivity Through Field Control and High-Speed Photography**, First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, Sweden, Aug., 1983, pp 301-331
- 2) DAVIS, W.C. **High Explosives**, Los Alamos Science, 1983, pp. 48-52

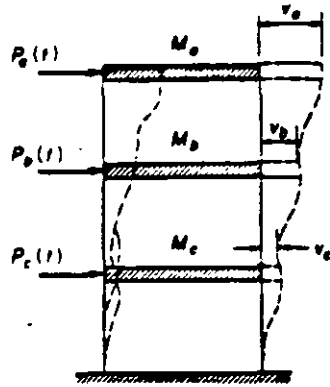


Figure 21 - Multidegree-of-Freedom System (Clough, 1970)

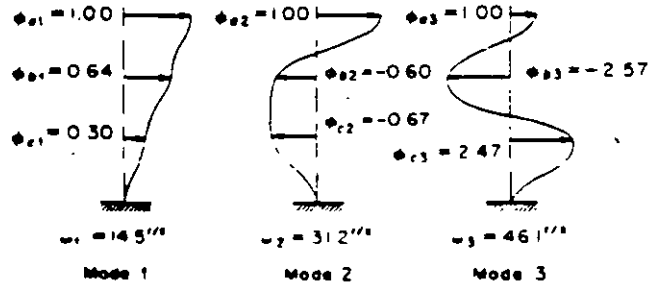
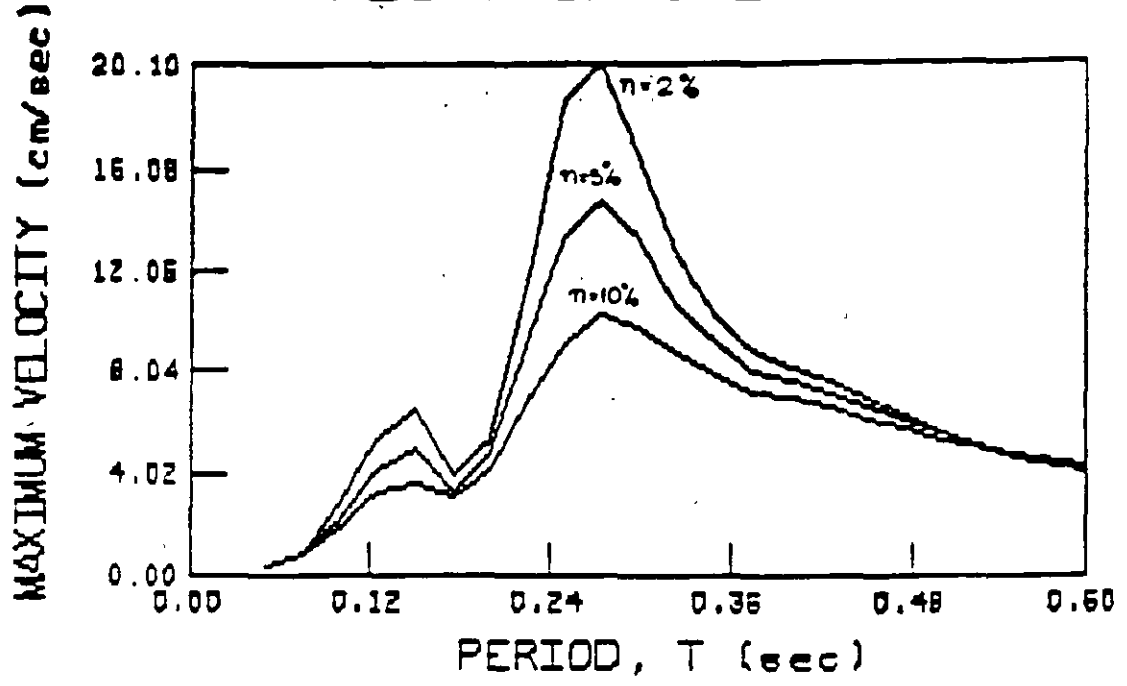
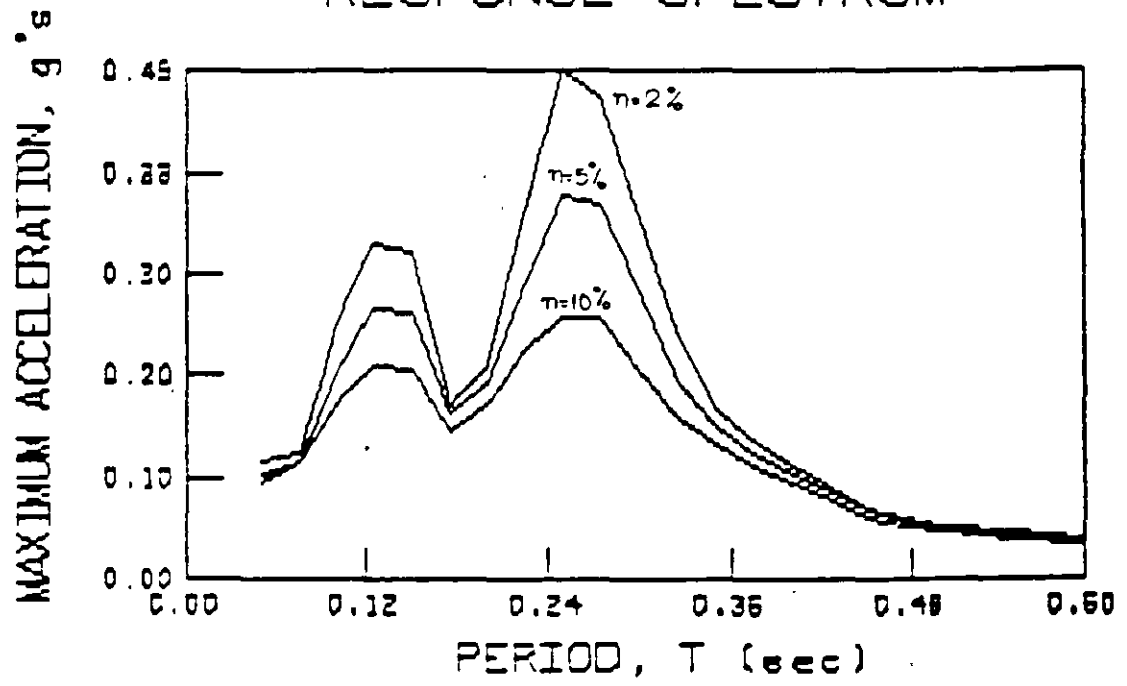


Figure 22 - Vibration Mode Shapes and Frequencies of Example Building (Clough, 1970)

RESPONSE SPECTRUM



RESPONSE SPECTRUM



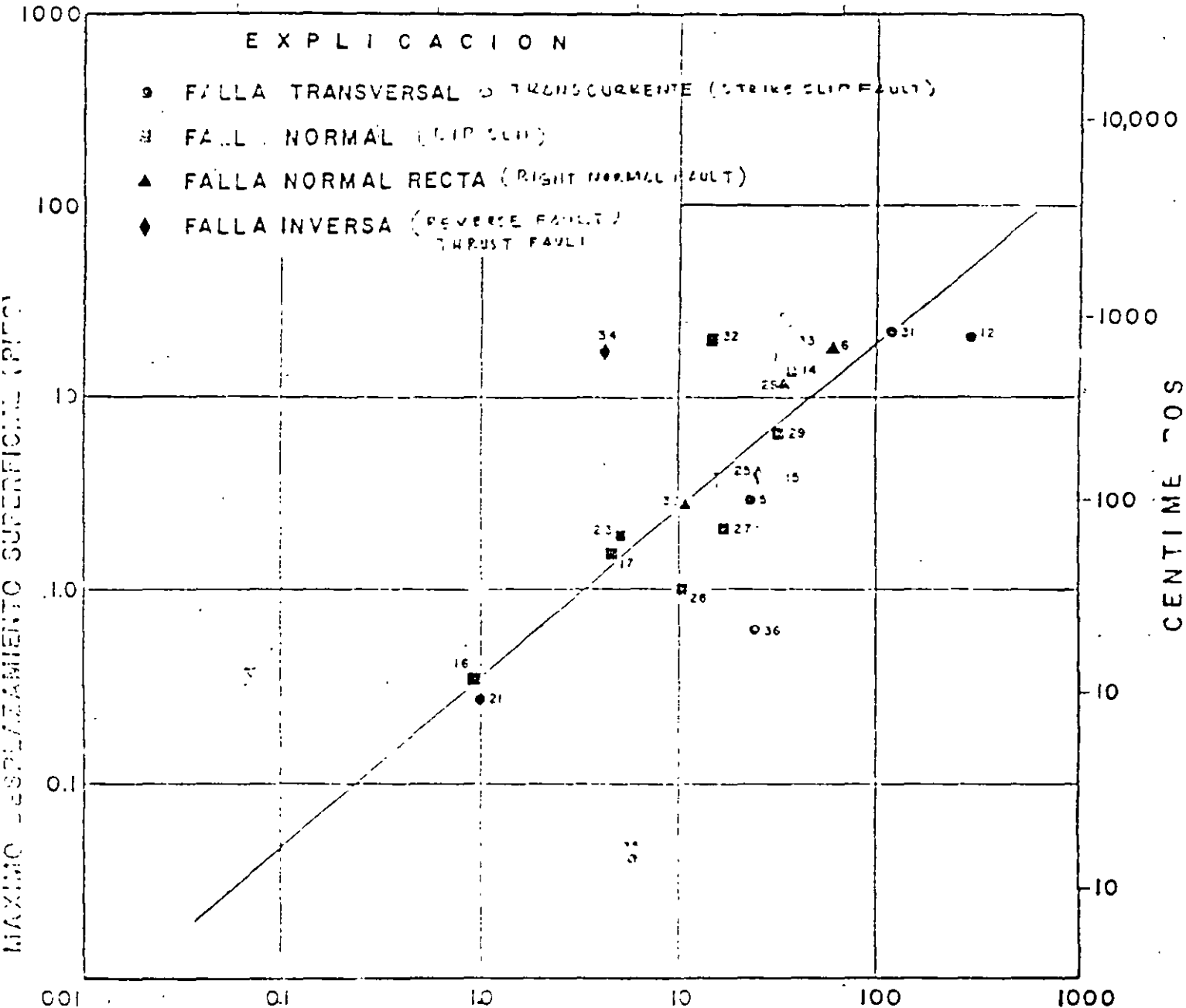
332

Figure 18

27

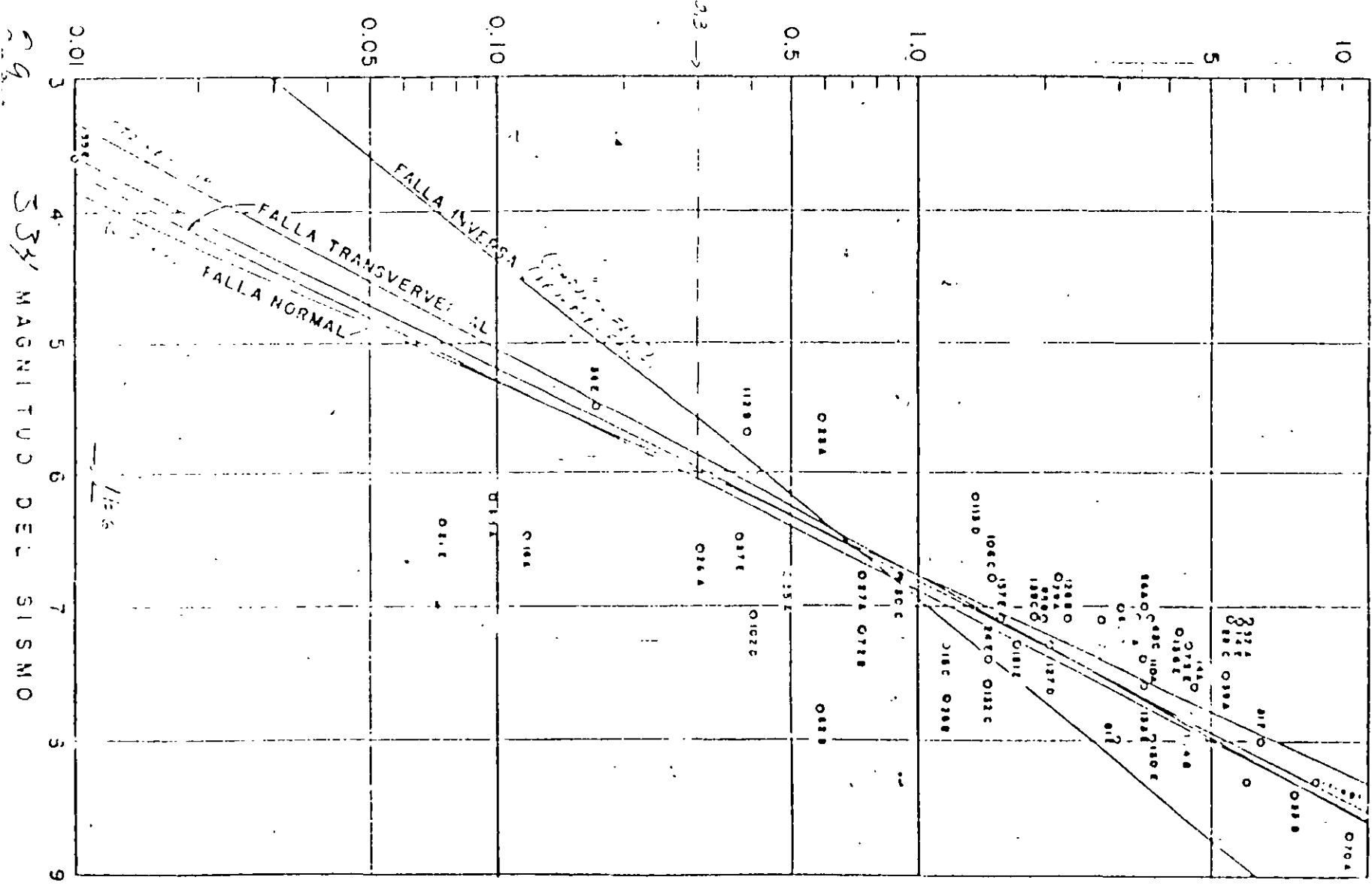
K I L O M E T R O S

0.1 1.0 10 100 1000

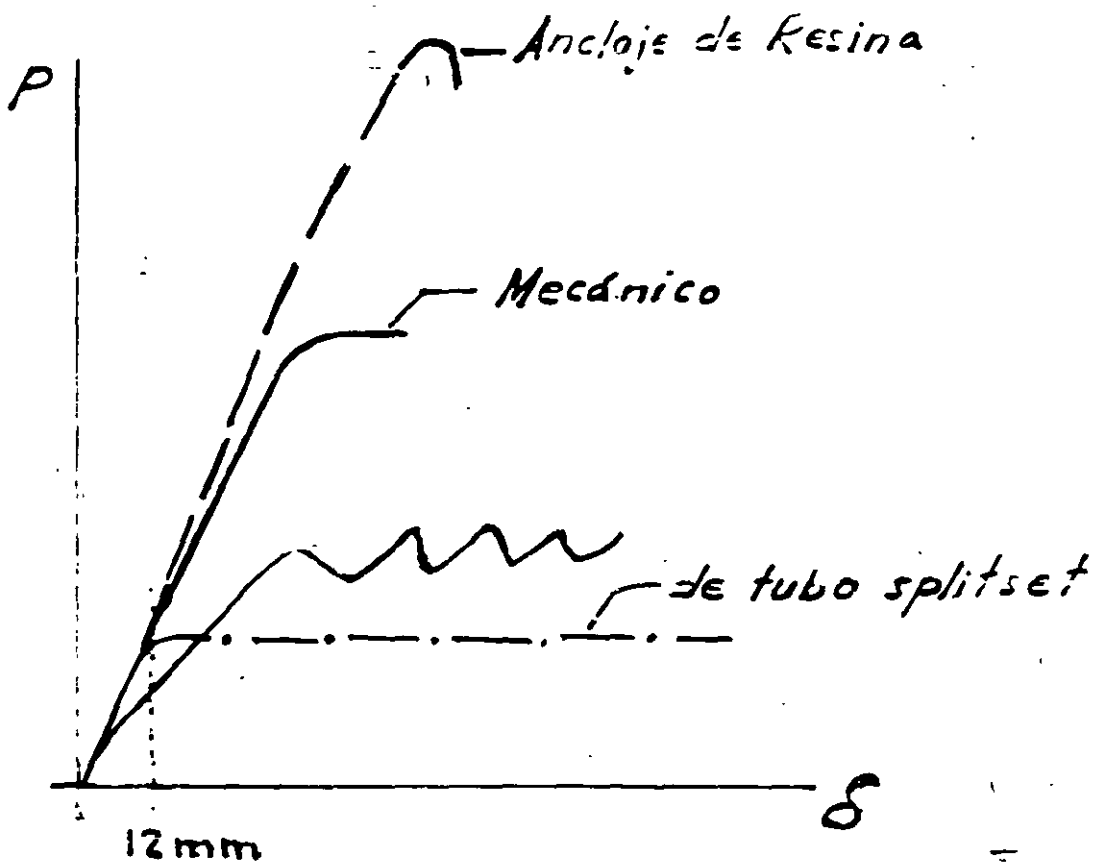


RELACION ENTRE EL MAXIMO DESP AZAMIENTO SUPERFICIAL Y LA LONGITUD DE RUPTURA DE LA FALLA PRINCIPAL.

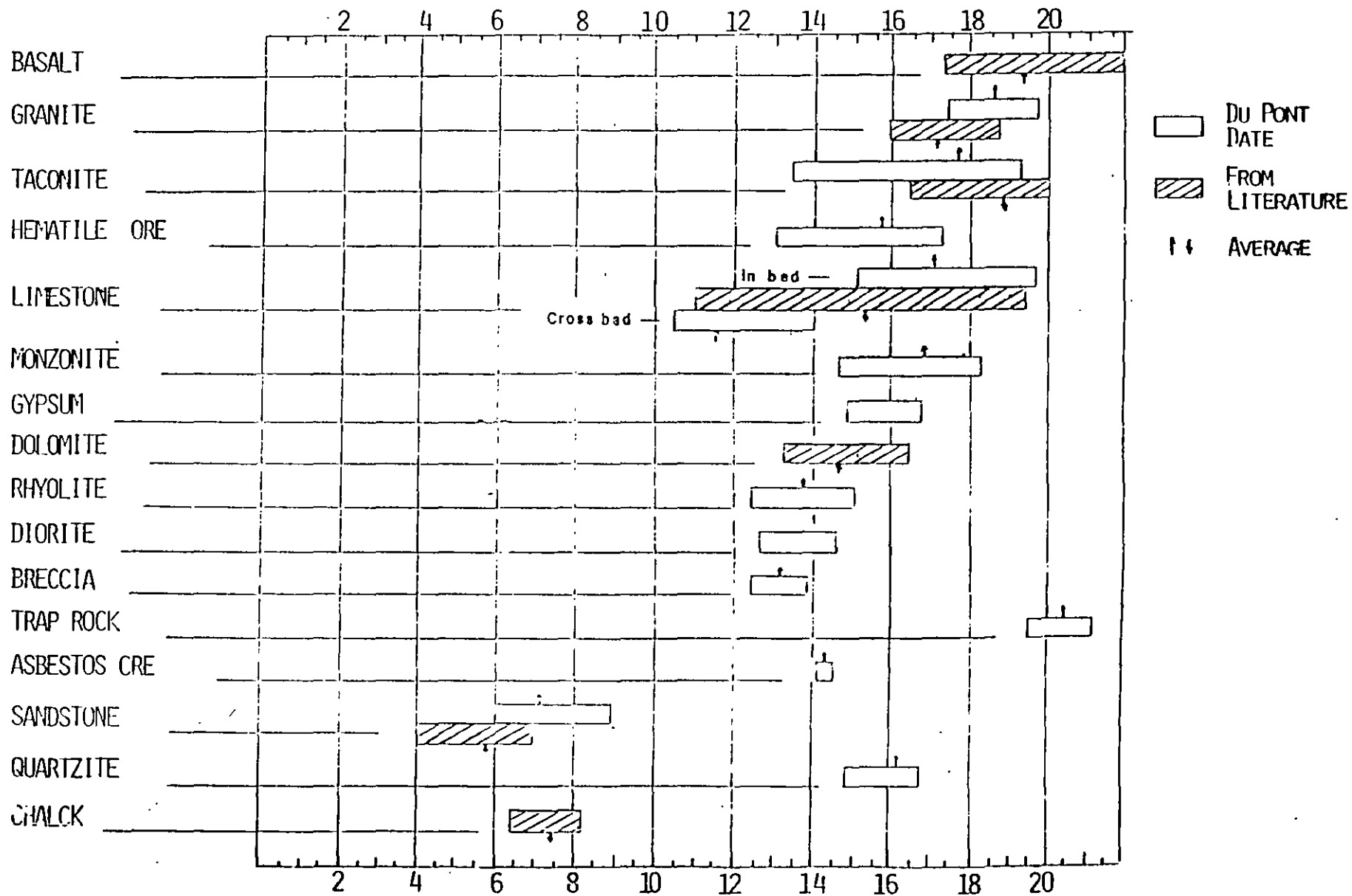
DESPLAZAMIENTO SUPERFICIAL MAXIMO DE FALLAS PRINCIPALES (METROS)



534 MAGNITUD DEL SISMO



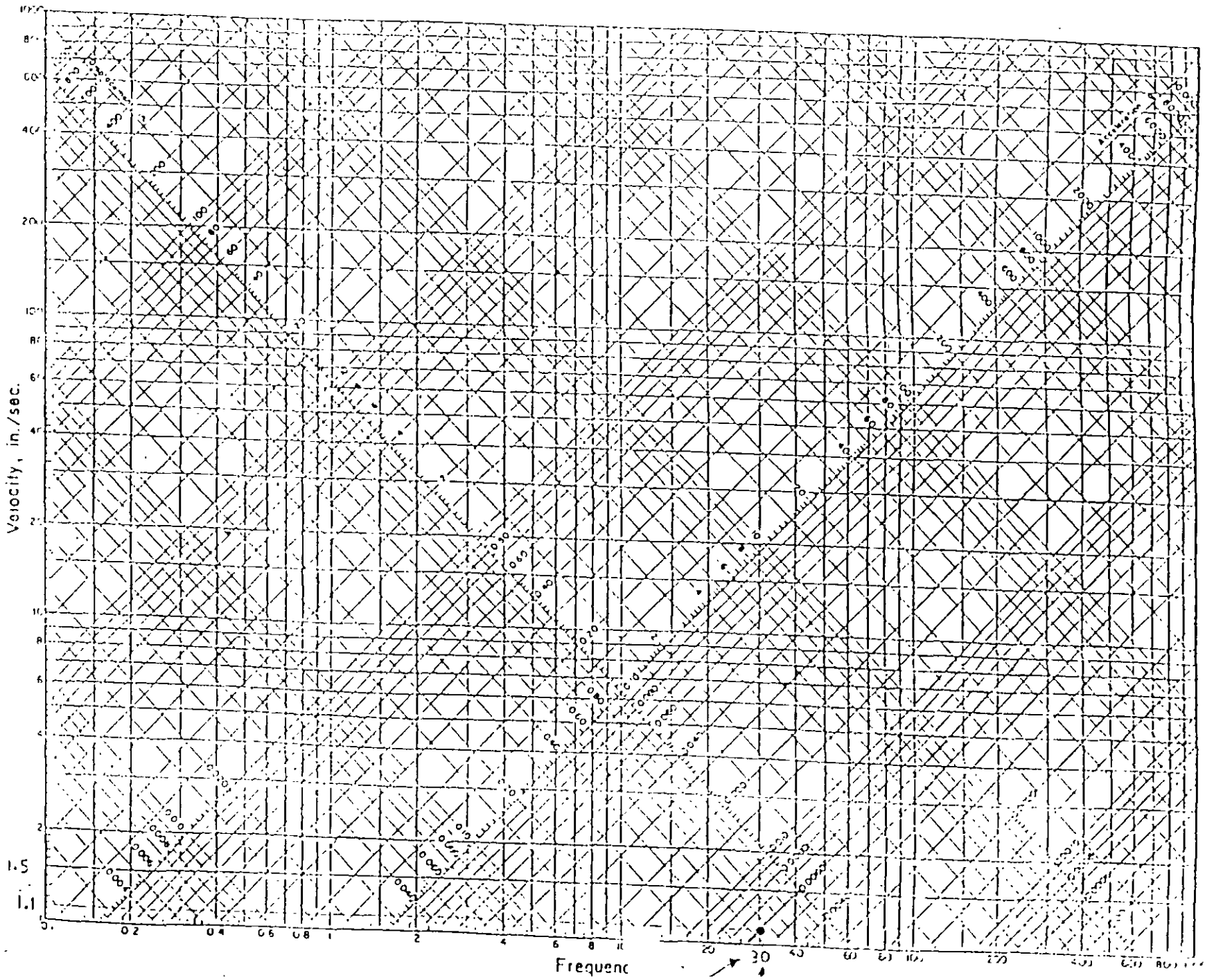
CURS ADURA DE ROCAS
 VELOCIDAD SONICA DE LA ROCA
 ROCK SONIC VELOCITY
 (X 10³ FT./SEC.)



135

DIAGRAMA TRIPARTITA

FIGURA 3



HUMAN AND STRUCTURAL RESPONSE TO SOUND PRESSURE LEVEL

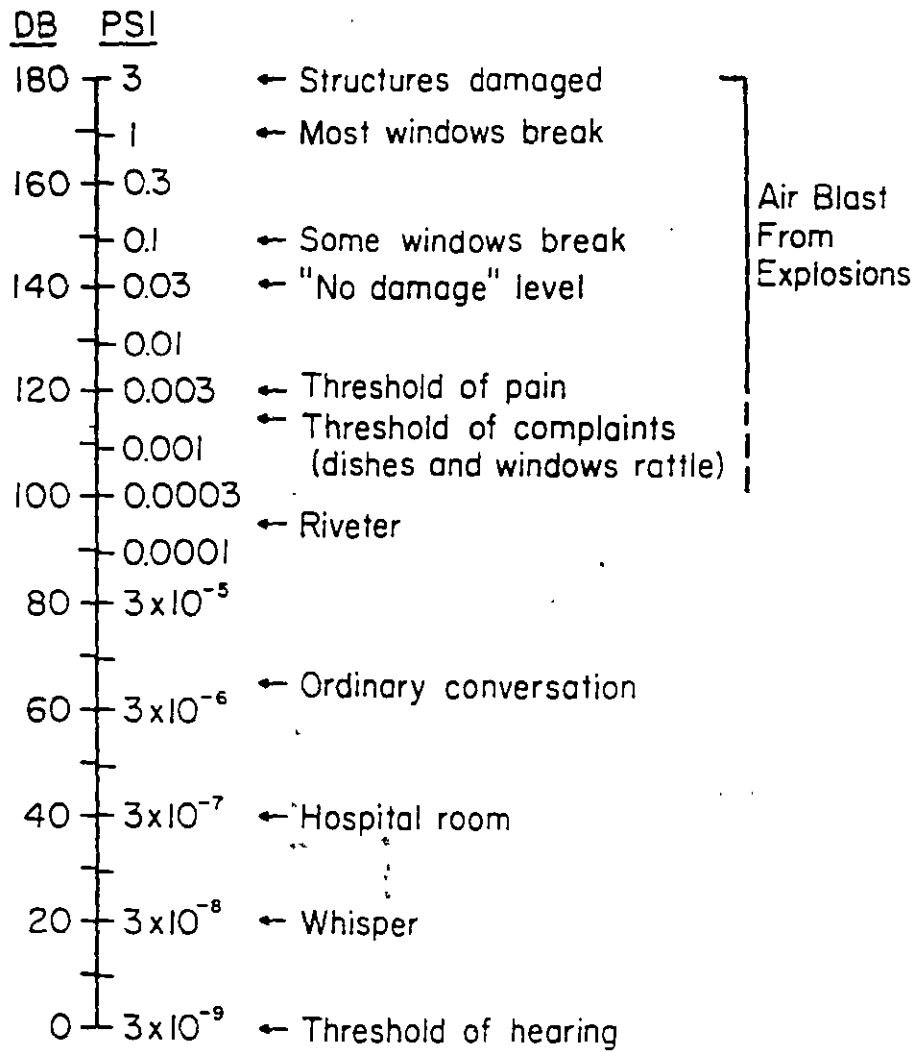
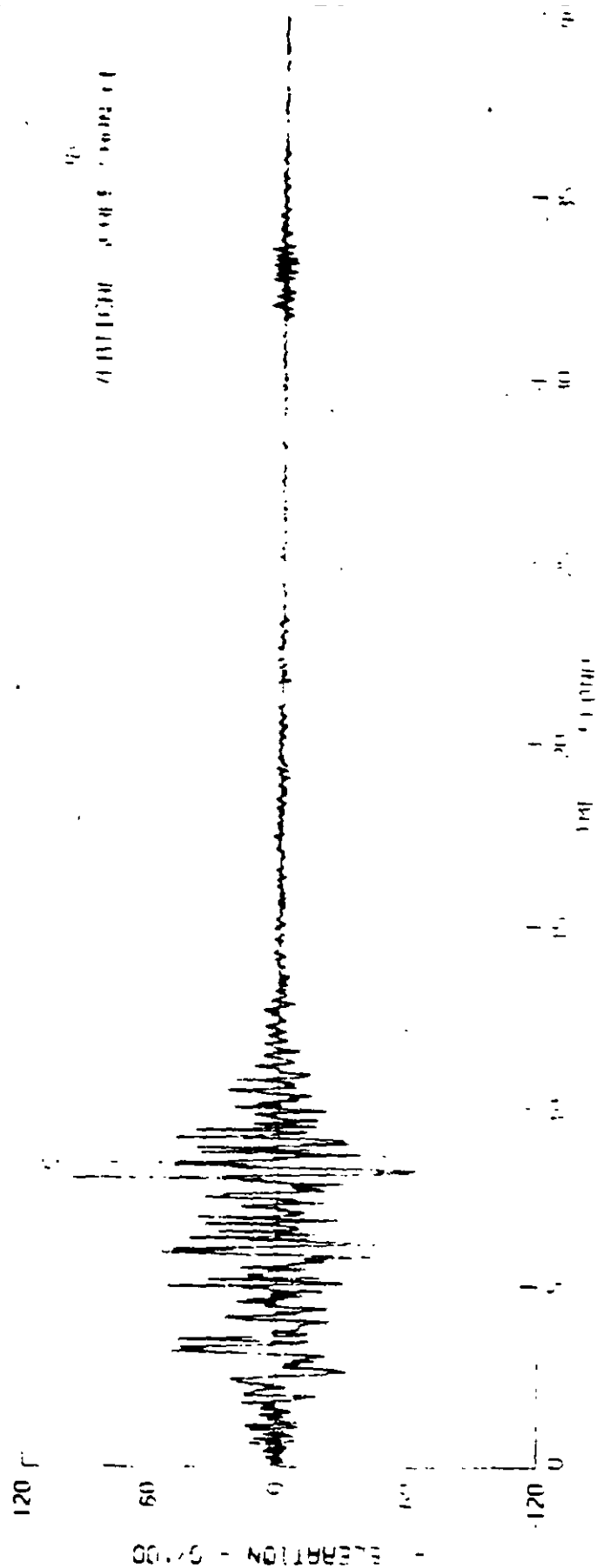
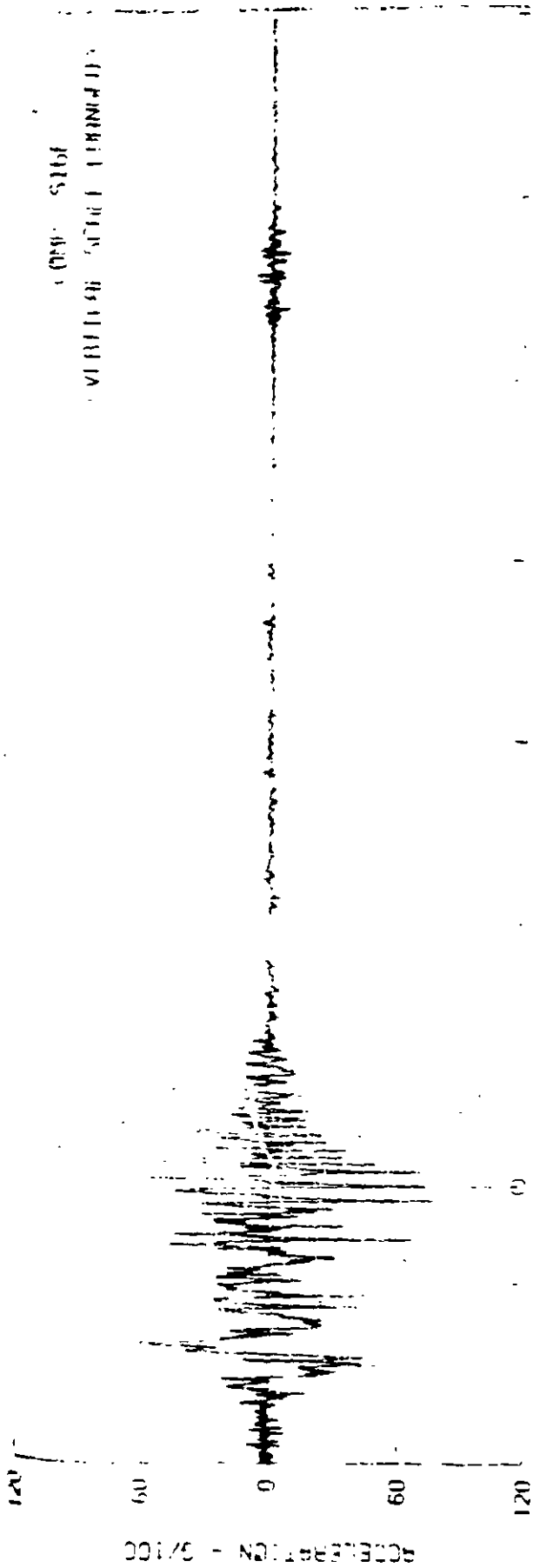


Figure V-3.

GENERAL INVESTIGATIVE
DIVISION
FBI

GENERAL INVESTIGATIVE
DIVISION
FBI



INVESTIGACION Y PROYECTOS
 24 00 00

**ACERERAGRAMOS REGISTRADOS
 EN LA PRESA
 PACOIMA, CALIFORNIA EN 1971**

FECHA	APROBADO	NO. DE
NUMERO		68

FIG 3

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C.

CURSO: MARIANO RUIZ VAZQUEZ

ESTABILIDAD DE TALUDES

3 - 4 JULIO, 1997

T E M A: CASO REAL

AUTOPISTA TEHUACAN- OAXACA

TRAMO: KM 79 A KM 115

CUACNOPALAN- TEHUACAN- OAXACA

Ing. Raúl Cuéllar Borja

Asesor Técnico

1.- Estabilidad de taludes en cortes de roca

1.1 km 84.000. Lado Tehuacan-Oaxaca.

Características de la roca

Rocas calizas con estratificación delgada desde 5cm hasta 30cm, con capas de arcilla café de 10cm de espesor a cada metro, de consistencia dura y plasticidad media. Esta arcilla forma paquetes con una capa de yeso de origen hidrotermal cristalizada en forma de "diente de perro", con espesor variable entre 1 y 4cm.

Las calizas son cretácicas de color gris oscuro y se encuentran fuertemente plegadas con pliegues recumbentes de pequeña amplitud entre 10 y 50m de extensión, tienen una capa de suelo residual con materia orgánica y vegetación de más o menos ^{1m} de El extremo sur del corte ha sido corregido, tendiendo el talud ante la ocurrencia de fallas locales en los primeros 20m superficies ^{al} constituidas por roca alterada, caliches y brechas. En el extremo norte del corte hay una pequeña falla de talud en forma de cuña coincidiendo con roca alterada junto a una falla.

Estructura de la roca:

La estructura de la roca es estratificada, con plegamientos recumbentes de pequeña amplitud, con ejes distorsionados y flancos alabeados que en algunos sitios buzan hacia el talud del corte realizado con echados que alcanzan 32° a 38°.

Cuando la estratificación tiene 32° hacia el corte, no hay fallas locales y cuando el échado aumenta a 38° la roca desliza localmente hacia el corte.

Además de las fallas de talud en la roca alterada superficial que se profundizan hasta unos 20m desde la superficie, se observa el perfilamiento de una falla de talud del tipo cilíndrico, clásica de los suelos que abarca casi toda la altura del talud y penetra dentro del mismo, más o menos 10m. Esta falla incipiente se encuentra localizada unos metros al sur del centro del corte.

Discontinuidades:

- a) Estratificación.- Rumbo general $N-60^\circ-E$, echado $25^\circ NW$. Espesor 5cm a 30cm.
- b) Fracturas y fallas F-1.- Rumbo $N-85^\circ SE$, frecuencia entre 20 y 50cm. Rumbo casi paralelo a la estratificación que corta los estratos casi a 90° .
- c) Fracturas y fallas F-2.- Rumbo $N-50^\circ W$, subverticales, frecuencia entre 20 y 50cm, alabeadas, con rellenos de arcilla.
- d) Dirección del corte: Rumbo $N-40^\circ W$, pendiente 0,5:1 hacia el NE.

b) Análisis de estabilidad

En base a la frecuencia de los sistemas de fracturas F-1 y F-2 y al espesor delgado de los estratos, se vienen presentando desconchamientos en el corte estudiado, algunos superficiales de unos cuantos metros y hay uno que ya es importante el cual presenta una traza cilíndrica de unos 15 a 20 m de alto. Esto significa que la roca tiene el comportamiento de un suelo granular.

Tomando en cuenta lo anterior, a continuación se presenta un análisis de estabilidad con superficie cilíndrica de falla, bajo condiciones de peso propio que representa el estado actual con una falla incipiente y las otras tres condiciones serían

la combinación de peso propio más sub-presión hidrostática y peso propio más sismo y peso propio más sub-presión hidrostática más sismo.

c) Resultados

- Los desconchamientos ocurridos en forma local en la parte superior del talud, extremo sur del corte requieren un ángulo de fricción algo mayor de 45° y el sub-suelo no lo tiene puesto puesto que se trata de rocas alteradas; caliches y brechas. Por esa razón se han presentado estas fallas locales. Estos desconchamientos ya se corrigieron mediante bermas pequeñas. Concuere con los resultados de Hoek para roca de muy mala calidad.

- Se observa que para el talud continuo 0.5:1 ya se ha formado una falla incipiente bien marcada en forma cilíndrica, casi en todo el alto del talud que penetra unos 10 metros. Por tanto se tiene equilibrio límite. Para el caso de peso propio y equilibrio estable límite con $F.S. = 1$ se requiere un ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$, el cual concuerda con el método de Hoek para roca de mala calidad.

Este talud resulta inestable para la condición de peso propio más sismo (con aceleración $C = 0.15 g$) con un factor de seguridad $F.S. = 0.83$.

Se considera que para la condición de peso propio más sub-presión hidrostática también se alcanzaría la condición inestable.

- Se observa que la conformación de bermas y tender el talud superior se obtienen beneficios, con ganancia en equilibrio.

- Se ensayó con una berma de 6 m y talud superior de 0.75:1 resultando estable para peso propio con $F.S. = 1.33$ y en equilibrio límite para peso propio más sismo con $F.S. = 1.05$

- Parece que esta solución es adecuada.

342

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C.

**CURSO: MARIANO REYES LAZQUEZ
ESTABILIDAD DE TALUDES
3-4 JULIO, 1997**

TEMA:

CASO REAL

AUTOPISTA TEHUACAN-OAXACA

TRAMO: KM 79 A KM 115

CUACNOPALAN-TEHUACAN-OAXACA

Ing. Raúl Cuéllar Borja

Asesor Técnico

1° CONDICION: PESO PROPIO

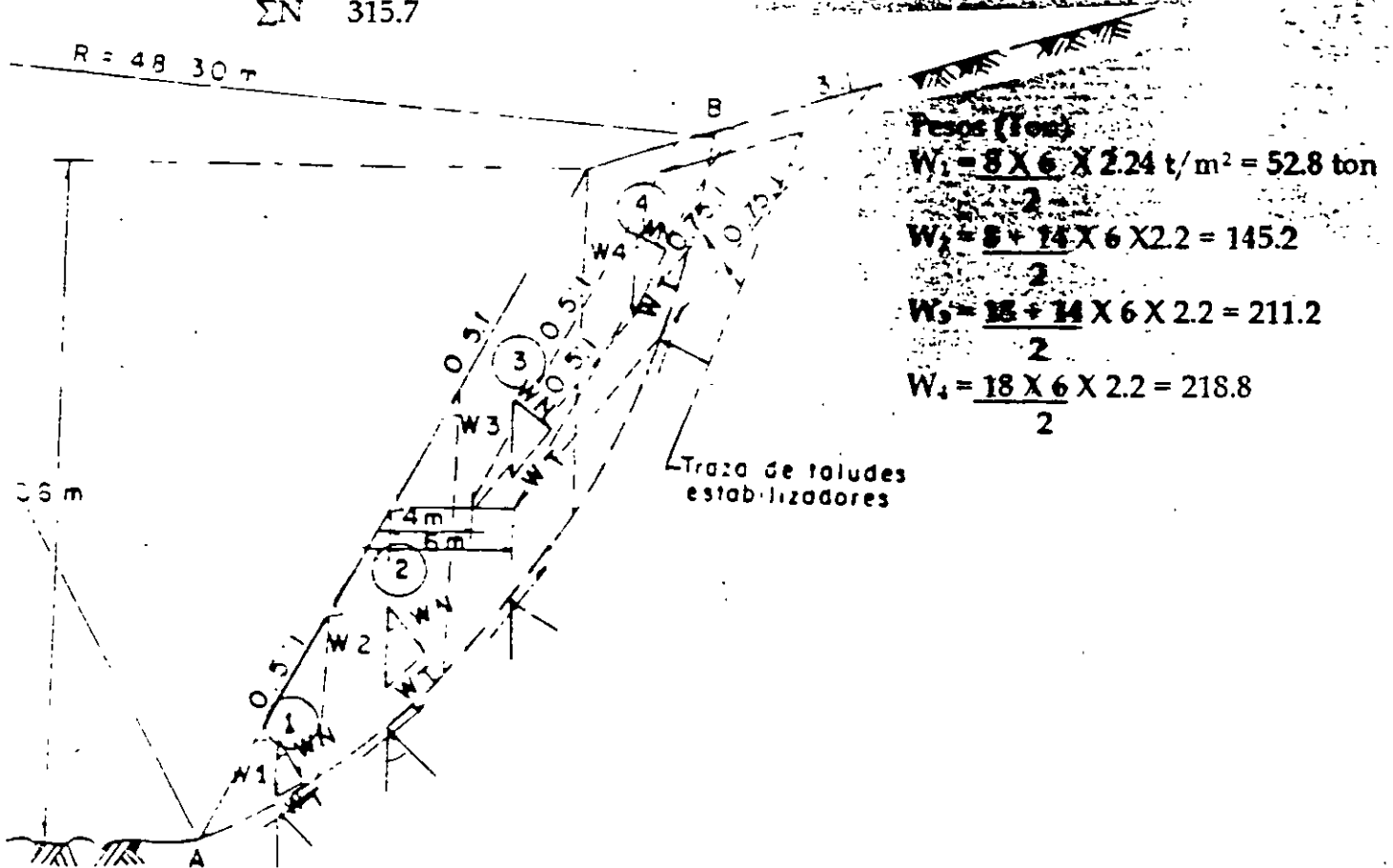
Cálculo del ángulo de fricción a la falla real incipiente considerando cohesión igual a 0. Para un factor de seguridad F.S. = 1 para la condición actual de peso propio el ángulo de fricción resulta un ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$

DOVEL	W TON	WN = W COS A TON	W sin A = W SEN A TON
1	52.8	47.5	21.3
2	145.2	102.7	62.7
3	211.2	128.1	162.4
4	118.8	81.7	91.2
TOTAL:		315.7	412.6

$$F.S. = \frac{C \cdot AB + \sum N \tan \phi}{\sum T}$$

Para C = 0 y F.S. = 1

$$\tan \phi = \frac{\sum T}{\sum N} = \frac{412.6}{315.7} = 1.3069; \therefore \phi = 52.6^\circ = \text{Ángulo de fricción a la falla}$$



1ª CONDICIÓN: PESO PROPIO
 2º TANTEO CON RADIO $r = 40.3$ M.
 RESULTA ESTABLE CON UN F.S. = 1.83

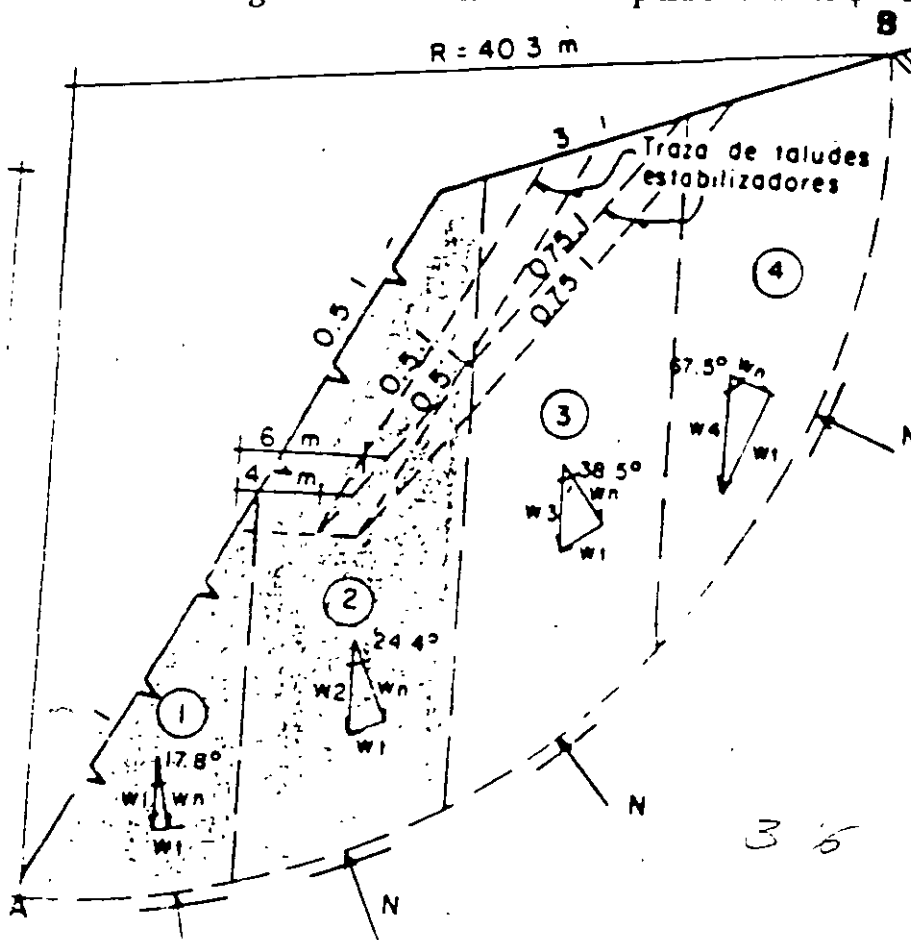
DOVEL A	W TON	WN = W COS θ TON	WT = W SEN θ TON
1	202.4	197.4	44.8
2	544.5	495.9	224.9
3	628.1	491.6	391.0
4	286.0	109.5	264.3
TOTAL:		1294.4	925.0

$$F.S. = \frac{C \cdot AB + \sum N \tan \phi}{\sum T}$$

$$\therefore F.S. = \frac{1294.4 \tan 52.6^\circ}{925} = 1.83; \text{ Equilibrio estable}$$

$$\text{Para } F.S. = 1; \quad \tan \phi = \frac{925}{1294.4} = 0.7146 \therefore \phi = 35.6^\circ$$

- Se requiere un ángulo de fricción $\phi = 35.6^\circ$ para que el talud sea estable. Como el ángulo de fricción calculado para la falla es $\phi = 52.6^\circ$; el talud es estable.



Pesos (Ton)

$$W_1 = \frac{10 \times 18.4 \times 2.2}{2} = 202.4$$

$$W_2 = \frac{18 \times 18.4 + 31.1 \times 10 \times 2.2}{2} = 554.5$$

$$W_3 = \frac{31.1 + 26 \times 10 \times 2.2}{2} = 628.1$$

$$W_4 = \frac{26 \times 10 \times 2.2}{2} = 286$$

$$\phi = 52.6; C = 0$$

REFORMA DE TALUD ESTABILIZADORES

- a) Talud 0.5:1 y 18 m de altura
- b) Talud 0.75:1 y 18 m de altura

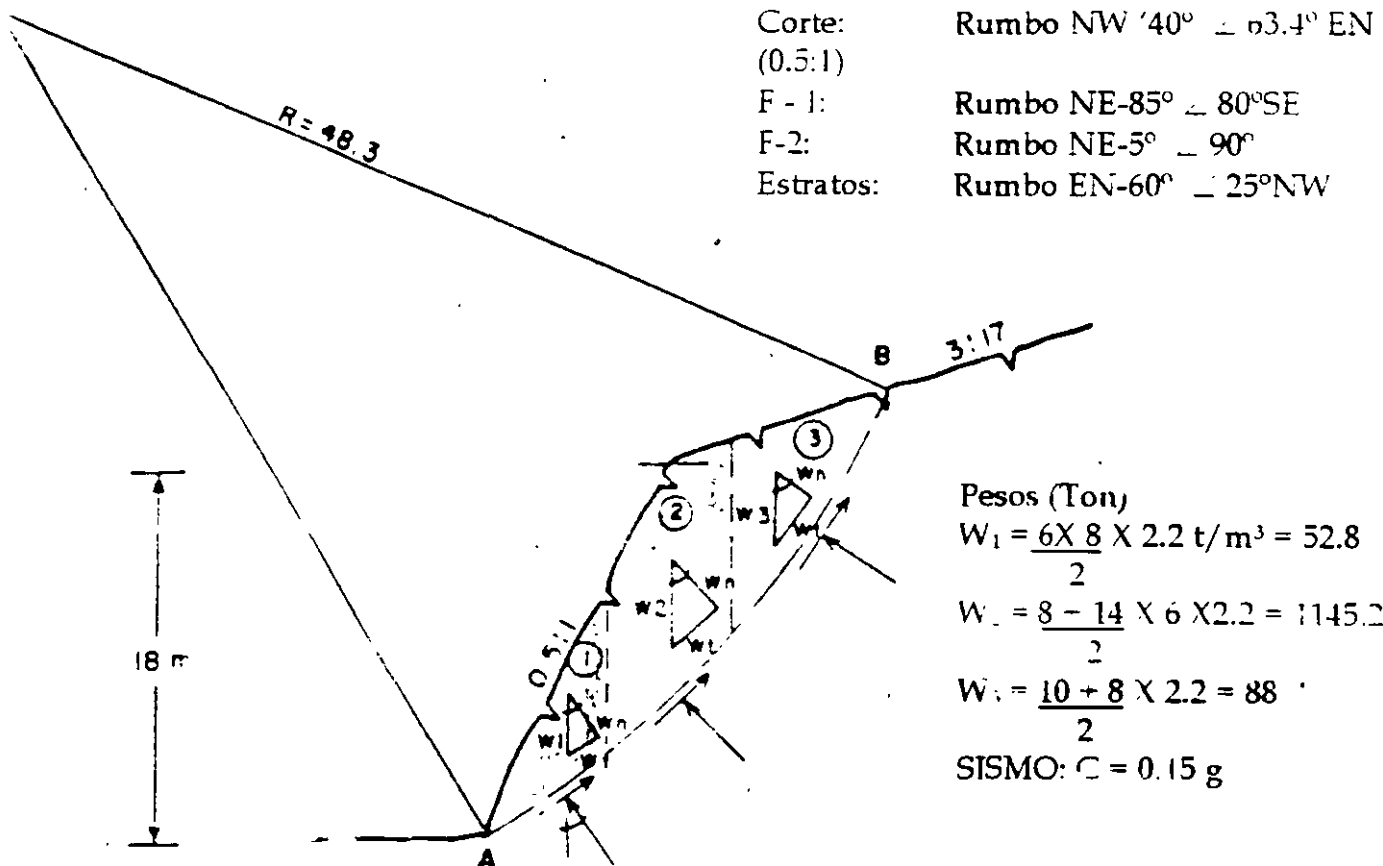
TALUD 0.5:1 DE 18 M DE ALTO

1ª Condición: Peso propio: con ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$
 Resulta un F.S. = 1.25 que significa equilibrio estable

DOVELA	W TON	WN = W COS θ TON	WT = W SEN θ TON	S = 0.15 W TON	SN = S SEN θ TON	ST = S COS θ TON
1	52.8	42.5	31.3	7.9	4.7	0.4
2	152	102.7	102.7	21.8	15.4	15.4
3	38	50.9	71.8	13.2	10.8	7.6
		196.1	205.8		30.9	29.4

2ª Condición: Peso propio + sismo

$$F.S. = \frac{0 + (196.1 - 30.9) \tan 52.6^\circ}{205.8 + 29.4} = \frac{216.1}{235.2} \therefore F.S. = 0.92 \Rightarrow \text{Inestable}$$



3.52

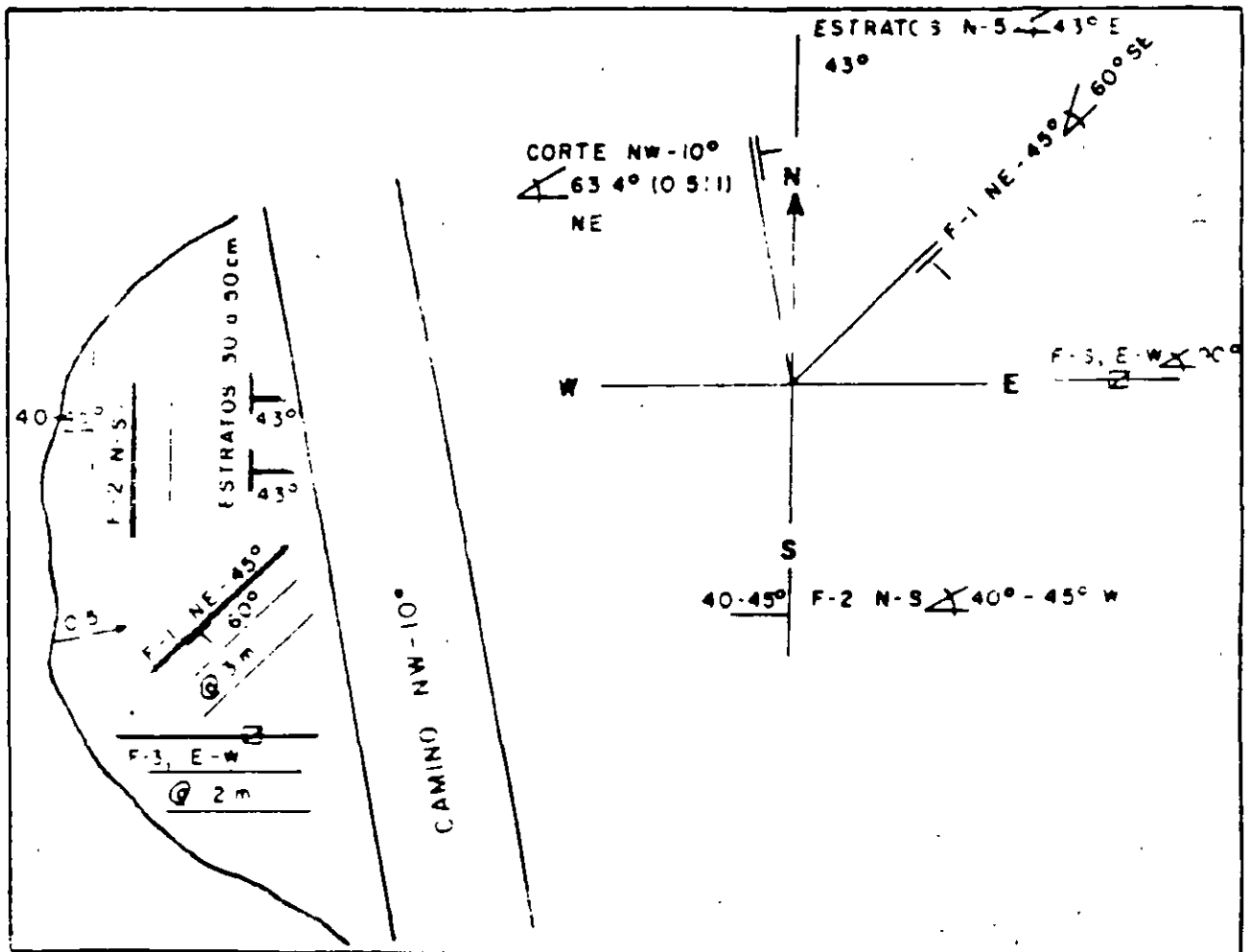
ESTRATOS N-S \rightarrow 43° E

CORTE: NW-10° \rightarrow 63.4° EN (0.5:1)

F-1: EN-45° \rightarrow 60° se \approx 3 m

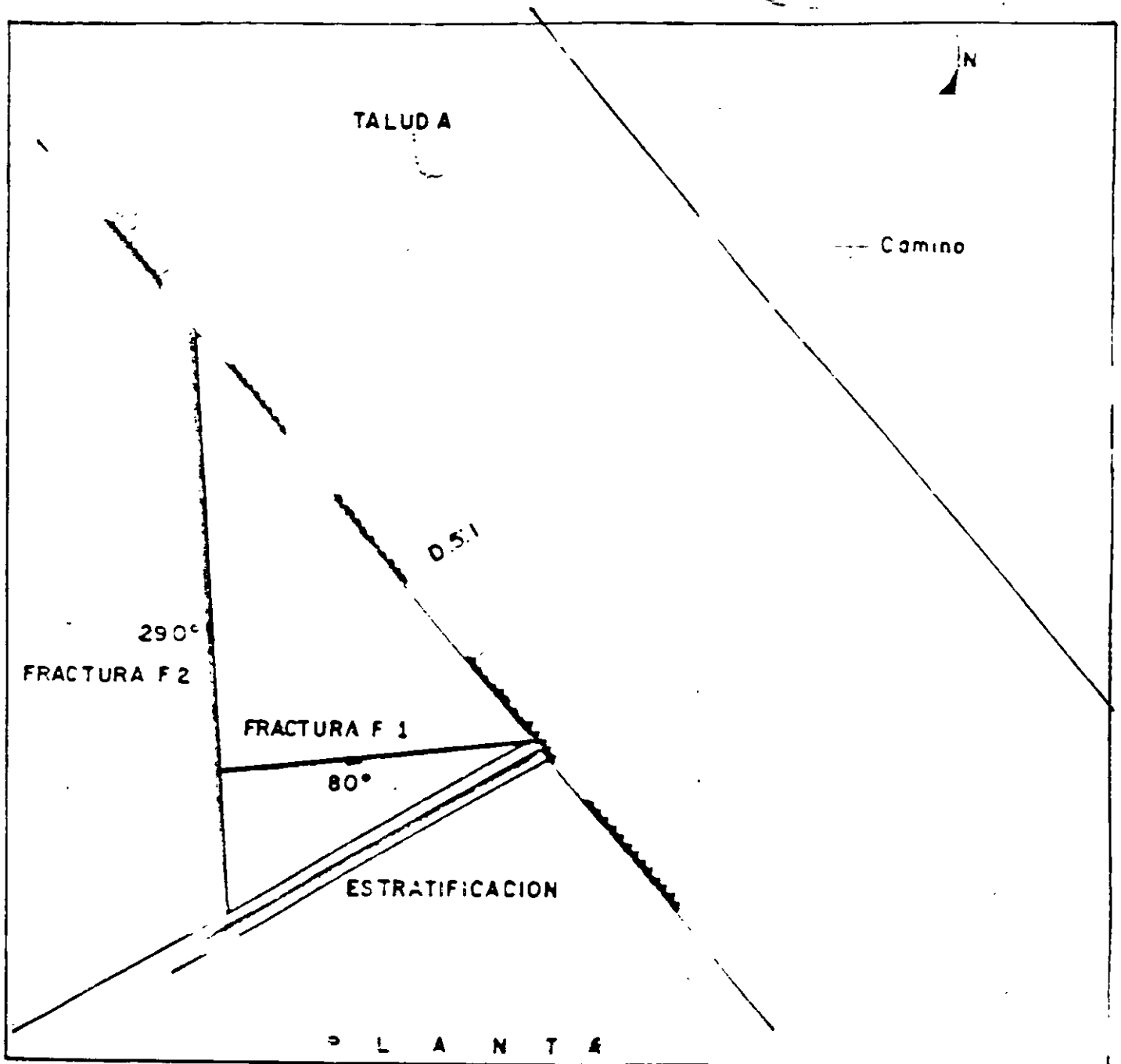
f-2: NS \rightarrow 40°-45° w \approx 2 m < F-3 E W \rightarrow 90°

ESTRATOS. N-S \rightarrow 43° E espesor 30 a 50 cm



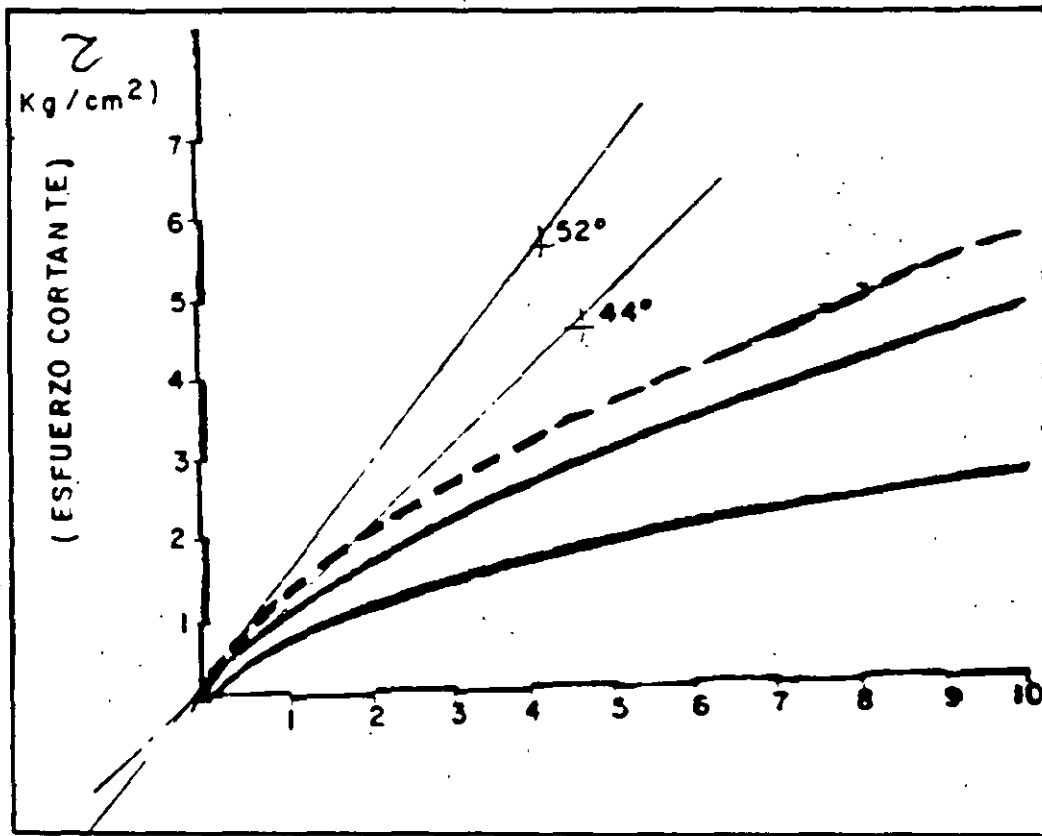
TALUD 84 + 000

Las cuñas que se forman con la intersección de las discontinuidades no pueden deslizar hacia la excavación.



LEY DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO
(HOEK)

- Rocas carbonatadas caliza $R_c = 500 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de la roca intacta $R_c 0 800 \text{ kg/cm}^2$



ANÁLISIS DEL DESCONCHAMIENTO OCURRIDO

1. PESO PROPIO

a) Macizo rocoso de muy mala calidad ($Q = 0.01$)

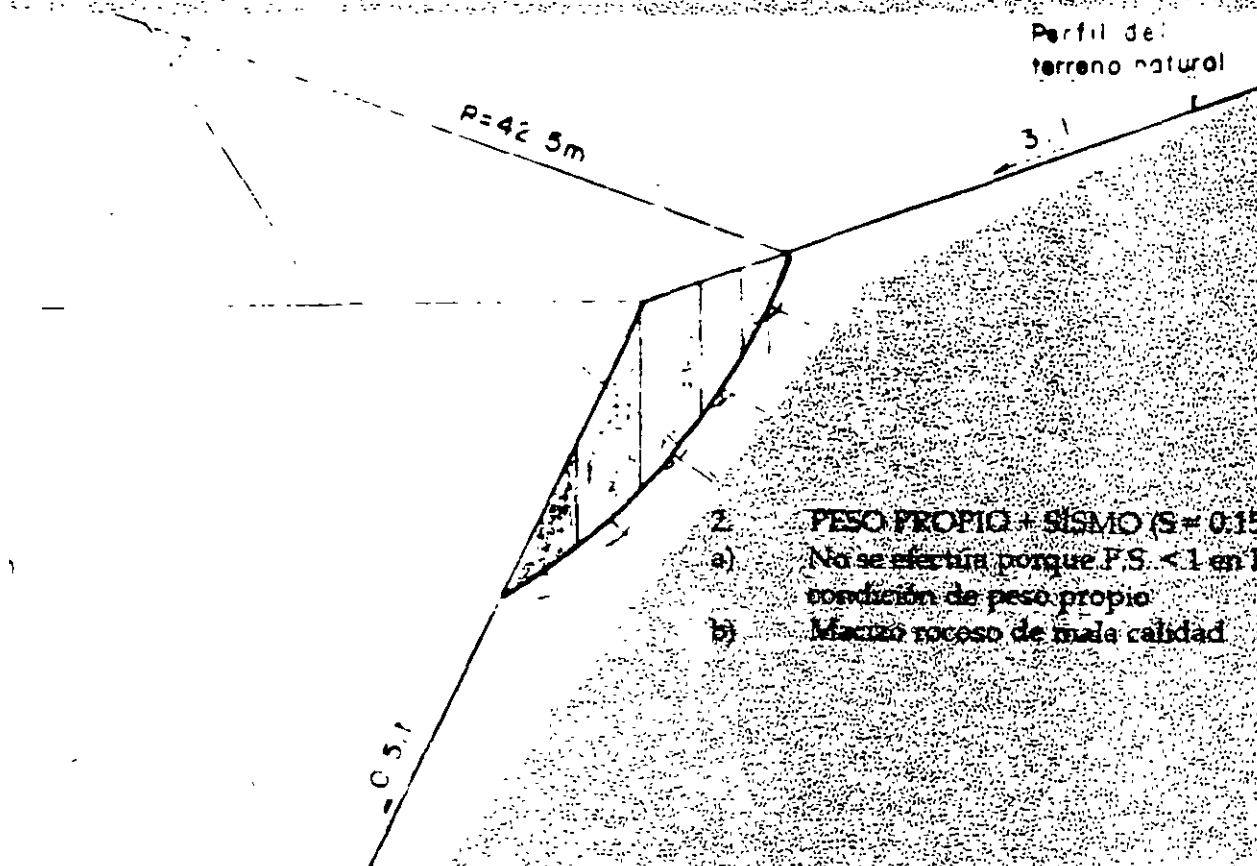
DOVELA	Wj (m)	Li (m)	θ_i	Ti (ton)	Ni (ton)	m_i (ton/m ²)	n_i (ton/m ²)	$n_i L_i$ ton
1	22.5	7.5	64°	20.2	9.9	1.3	2.6	19.5
2	16.9	4	36°	38.9	26.2	6.6	6.1	24.4
3	98.4	6.0	99°	74.3	74.3	12.4	8.5	51.0
4	86.7	5.2	42°	58.0	64.4	12.4	8.5	44.2
5	34.5	5.2	35°	19.8	28.7	5.4	5.5	28.6
				211.2				167.7

F.S. = 0.8

b) Macizo rocoso de mala calidad ($Q = 0.1$)

DOVELA	Li (m)	m_i (ton/m ²)	n_i (ton/m ²)	$n_i L_i$ ton
1	7.5	1.3	1.0	7.5
2	4	6.6	8.7	34.8
3	6	12.4	12.5	75
4	3.2	12.4	12.5	40
5	5.2	5.4	7.8	40.6
		211.2		245.4

F.S. = 1.16



- 2. PESO PROPIO + SISMO ($S = 0.15 W$)
- a) No se efectúa porque F.S. < 1 en la condición de peso propio
- b) Macizo rocoso de mala calidad

ANALISIS CONSIDERANDO UNA FALLA AL PIE DEL TALUD

1. PESO PROPIO

a) Macizo rocoso de muy mala calidad

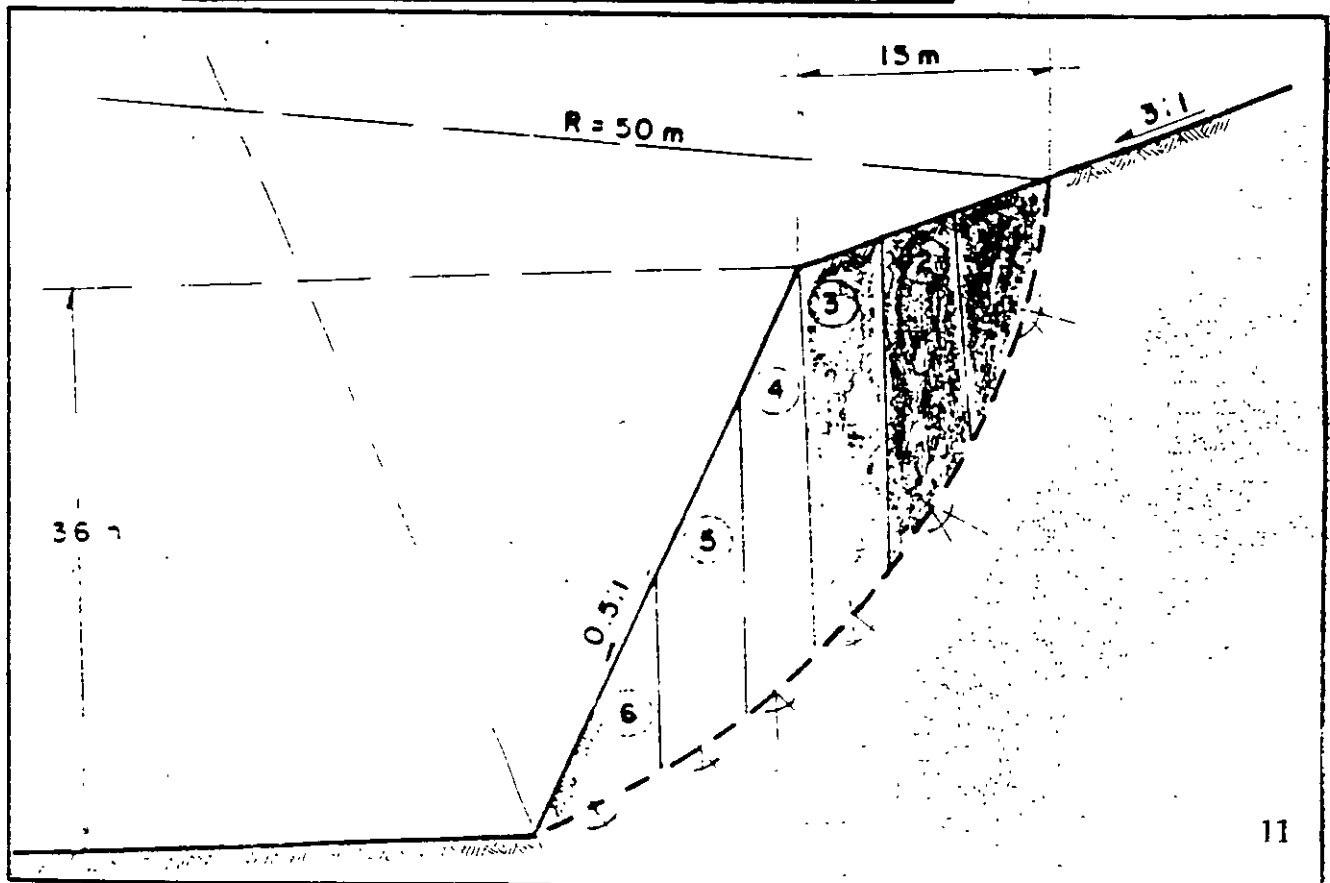
DOVELA	Wi (ton)	Li (m)	θ_i	Ti (ton)	Ni (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	αLi ton
1	93.8	18	73°	89.7	27.4	1.5	2.8	50.4
2	225	9	57°	188.7	122.5	13.6	9.0	81
3	287.5	7.5	48°	213.7	192.4	25.7	12.6	94.5
4	210.9	5	40°	135.6	161.6	32.3	14.2	71
5	200	6	33.5°	110.4	166.8	27.8	13.1	78.6
6	112.5	8	25°	47.5	102.0	12.8	8.7	69.6
				785.0				445.1

F.S. = 0.57

b) Macizo rocoso de mala calidad $R_c = 500 \text{ kg/cm}^2$

DOVELA	Li (m)	Ti (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	αLi ton
1	18		1.5	4.2	75.6
2	9		13.6	13.3	119.7
3	7.5		25.7	19.6	147.0
4	5		32.3	22.6	113
5	6		27.8	20.6	123.6
6	8		12.8	12.8	102.4
		785.6			681.3

F.S. = 0.87



c) Macizo rocoso de mala calidad (con RC = 800 kg/cm² para la roca intacta)

DOVELA	L _i (m)	T _i (t·n)	c _i (ton/m ²)	u _i (ton/m ²)	v _i L _i ton
1	18		1.5	5.8	104.4
2	9		13.6	16.1	144.9
3	7.5		25.7	23.5	176.3
4	5	Idem	32.3	27.0	135
5	6		27.8	24.6	147.6
6	8		12.8	15.5	124.0
		785.6			832.2

F.S. = 1.06

φ Requerido = 52°

2. PESO PROPIO + SISMO (S = 0.15 w)

DOVELA	W _i (ton)	S _i (m)	θ _i	T _i (ton)	N _i (ton)	L _i	c _i (ton/m ²)	u _i (ton/m ²)	v _i L _i ton
1	93.8	14.1	73°	93.9	13.9	18	0.8	4.9	88.2
2	225	33.8	57°	207.1	94.2	9	10.5	13.9	125.1
3	287.5	43.1	48°	247.5	160.3	7.5	26.4	21.0	157.5
4	210.9	31.6	40°	159.8	141.2	5	28.2	24.8	124.0
5	200	30.0	33.5°	135.4	190.2	6	25.0	23.1	138.6
6	112.5	16.9	25°	62.9	94.8	8	11.9	14.9	119.2
				901.5					752.6

F.S. =
0.83

c) Macizo rocoso de mala calidad (con RC = 800 kg/cm² para la roca intacta)

DOVELA	Li (m)	Ti (ton)	n (ton/m ²)	n (ton/m ²)	nLi ton
1	18		1.5	5.8	104.4
2	9		13.0	16.1	144.9
3	7.5		25.7	23.5	176.3
4	5	Idem	32.3	27.0	135
5	6		27.8	24.6	147.6
6	8		12.8	15.5	124.0
		785.6			832.2

F.S. = 1.06

requerido = 52%

2. PESO PROPIO + SISMO (S = 0.15 w)

DOVELA	Wi (ton)	Si (m)	θi	Ti (ton)	Ni (ton)	Li	n (ton/m ²)	n (ton/m ²)	nLi ton
1	93.8	14.1	73°	93.9	13.9	18	9.8	4.9	88.2
2	225	33.8	57°	207.1	94.2	9	30.5	13.9	135.1
3	287.5	43.1	48°	247.5	160.3	7.5	26.4	21.0	157.5
4	210.9	31.6	40°	159.8	141.2	5	28.2	24.8	124.0
5	207	30.0	33.5°	135.4	150.2	6	25.0	23.1	138.6
6	112.5	16.9	25°	62.9	94.8	8	11.9	14.9	119.2
				901.5					752.6

F.S. = 0.83

ANÁLISIS CONSIDERANDO UNA BERMA A LOS 20 M DE ALTURA Y DE 6.0 M DE ANCHO

1. PESO PROPIO

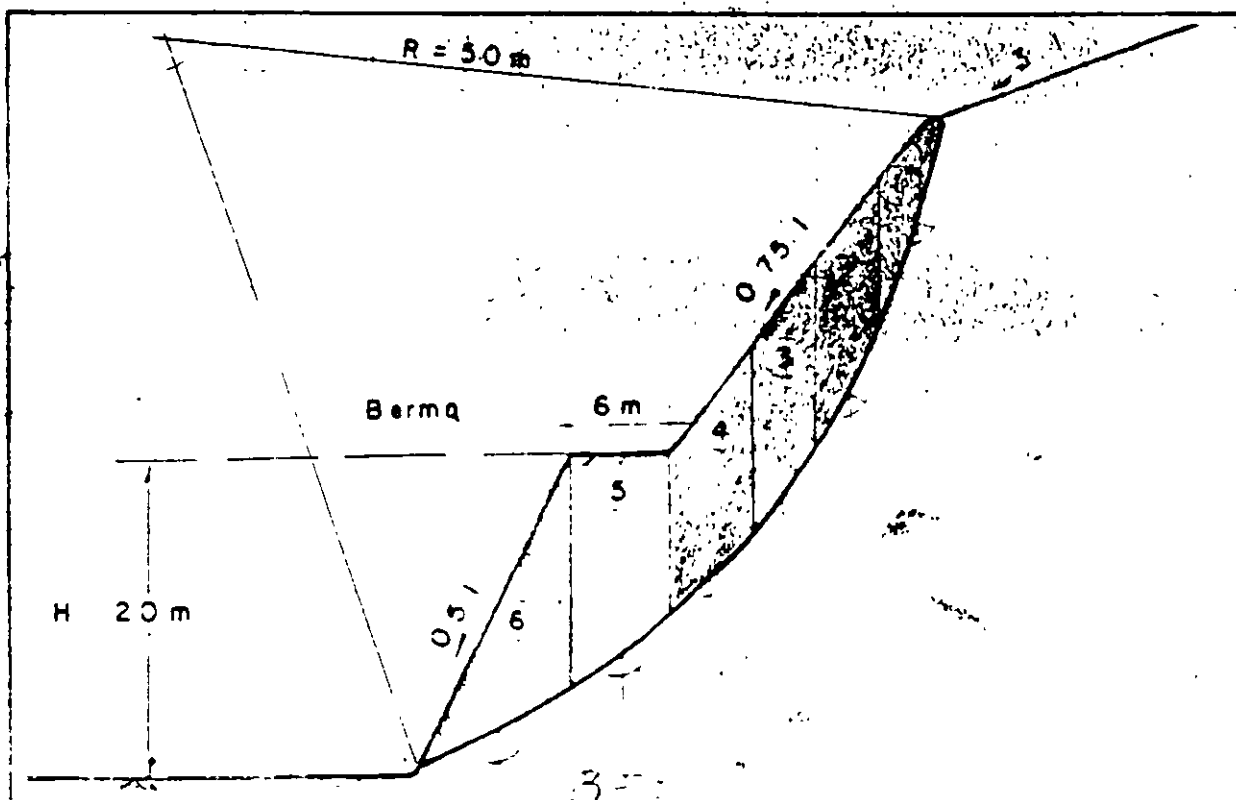
(Macizo rocoso de mala calidad y $RC = 800 \text{ kg/cm}^2$)

DOVELA	W_i (ton)	L_i (m)	α_i (°)	T_i (ton)	N_i (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	τL_i (ton)
1	39.4	14	75°	38.1	10.2	0.7	4.7	65.8
2	93.8	8	63°	83.6	42.6	5.3	9.6	75.8
3	107.8	6.5	54°	87.2	68.4	9.8	13.3	86.5
4	134.4	7	46°	96.7	93.4	13.3	15.9	111.3
5	187.5	7.5	38°	115.4	147.8	19.7	20.0	150
6	165	10.5	28°	77.5	145.7	13.9	16.3	171.1
				498.5				661.6

F.S. = 1.33

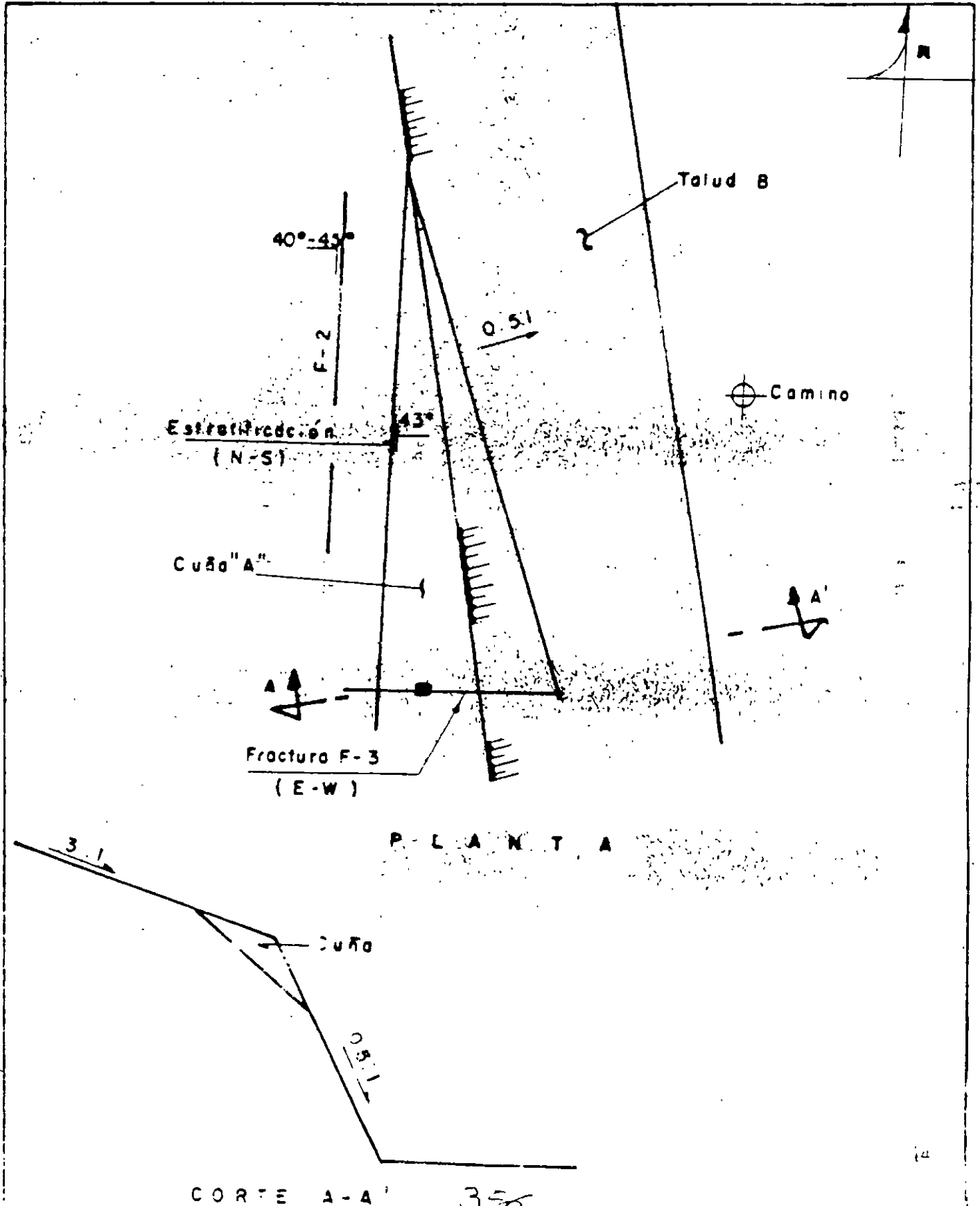
2. PESO PROPIO + SISMO (0.15 W)

DOVELA	W_i (ton)	L_i (m)	α_i (°)	T_i (ton)	N_i (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	τL_i (ton)
1	39.4	5.9	73°	39.6	9.5	1.3	6.3	4.2
2	93.8	14.1	63°	90.0	30.0	8	8.8	8.2
3	107.8	16.2	54°	96.7	50.3	6.5	7.7	11.7
4	134.4	20.2	46°	110.7	78.8	7	11.3	14.4
5	187.5	28.1	38°	137.0	130.5	7.5	17.4	18.6
6	165	24.8	28°	99.4	139.0	10.5	12.8	15.5
				574				603.6



KM 81 + 800

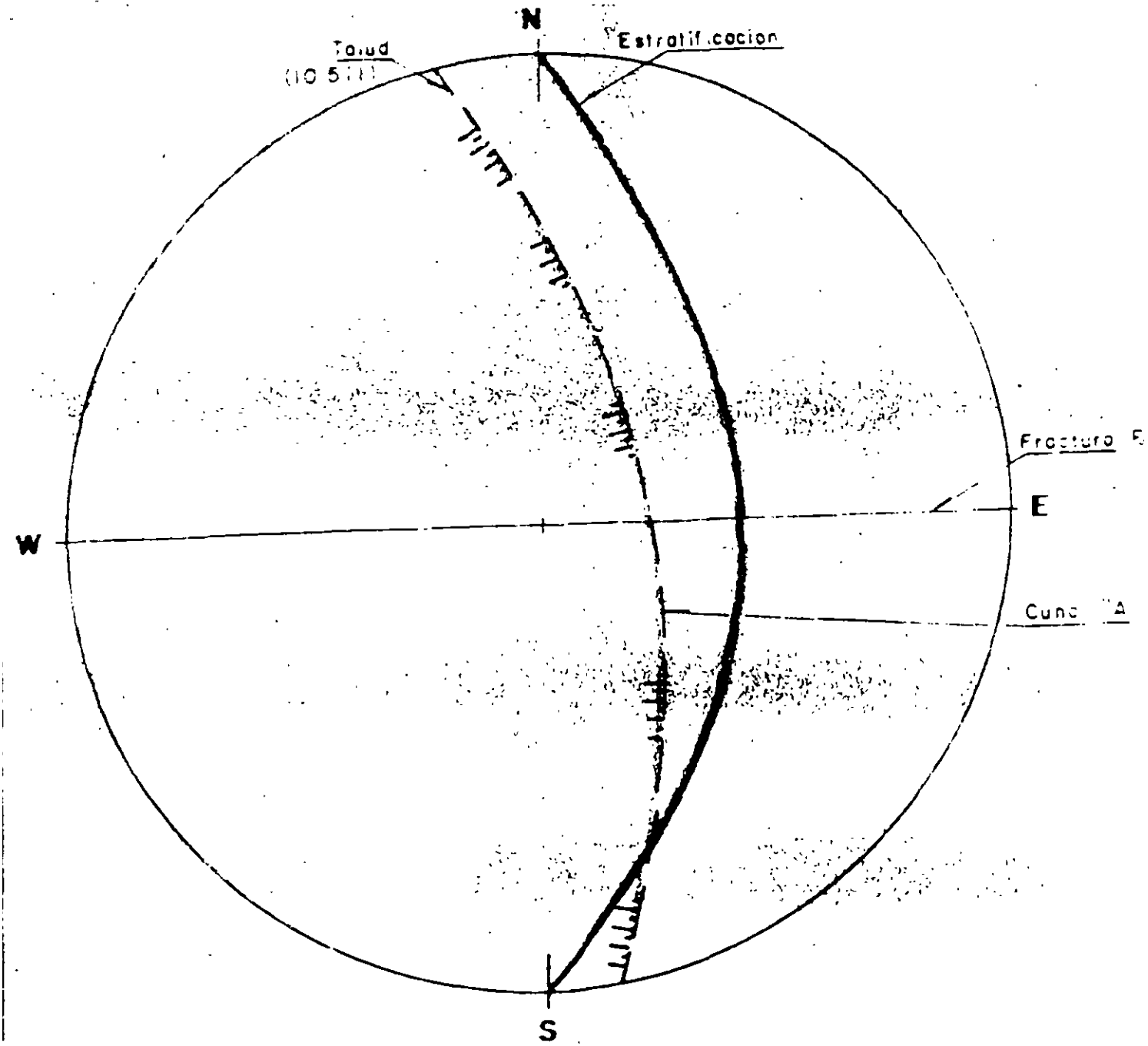
Areniscas de grans fino, estratificación de 30 a 50 cm buzando hacia el corte con echado de 43°, más transfamilias de fracturas.



P L A N T A

CORTE A-A

350



357

15

PARA LA CONDICIÓN ESTÁTICA (PESO PROPIO) SE CONSIDERA UN F.S. = 1.5

$$F.S. = \frac{\tan \phi_e}{\tan \theta} = 1.5$$

ϕ_e : ángulo de fricción de los estratos
 θ : inclinación de los estratos

$$\phi_e = 54^\circ$$

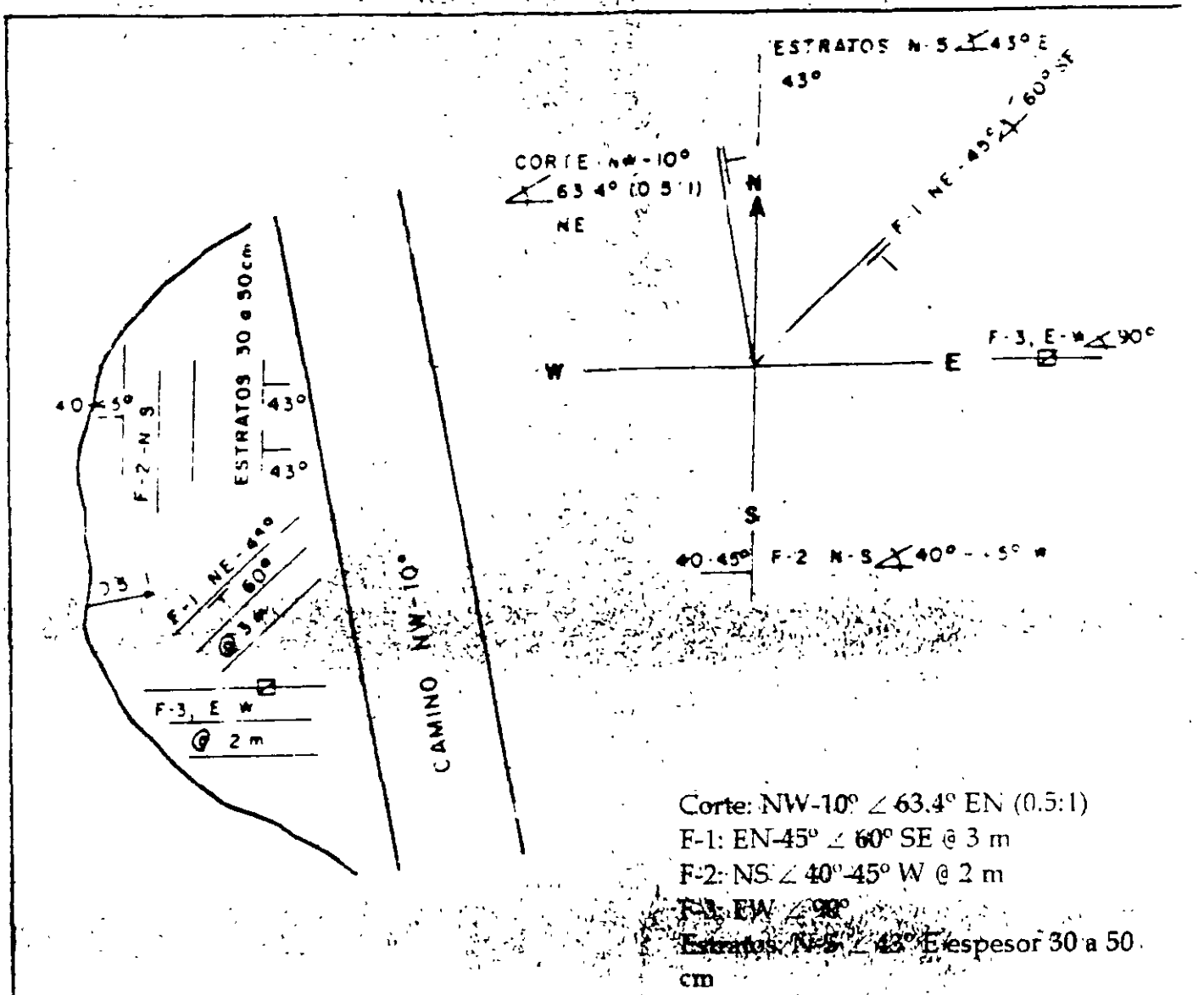
PARA LA CONDICIÓN DE PESO PROPIO + SISMO SE CONSIDERA UN F.S. = 1.2
 $S = 0.05 W$

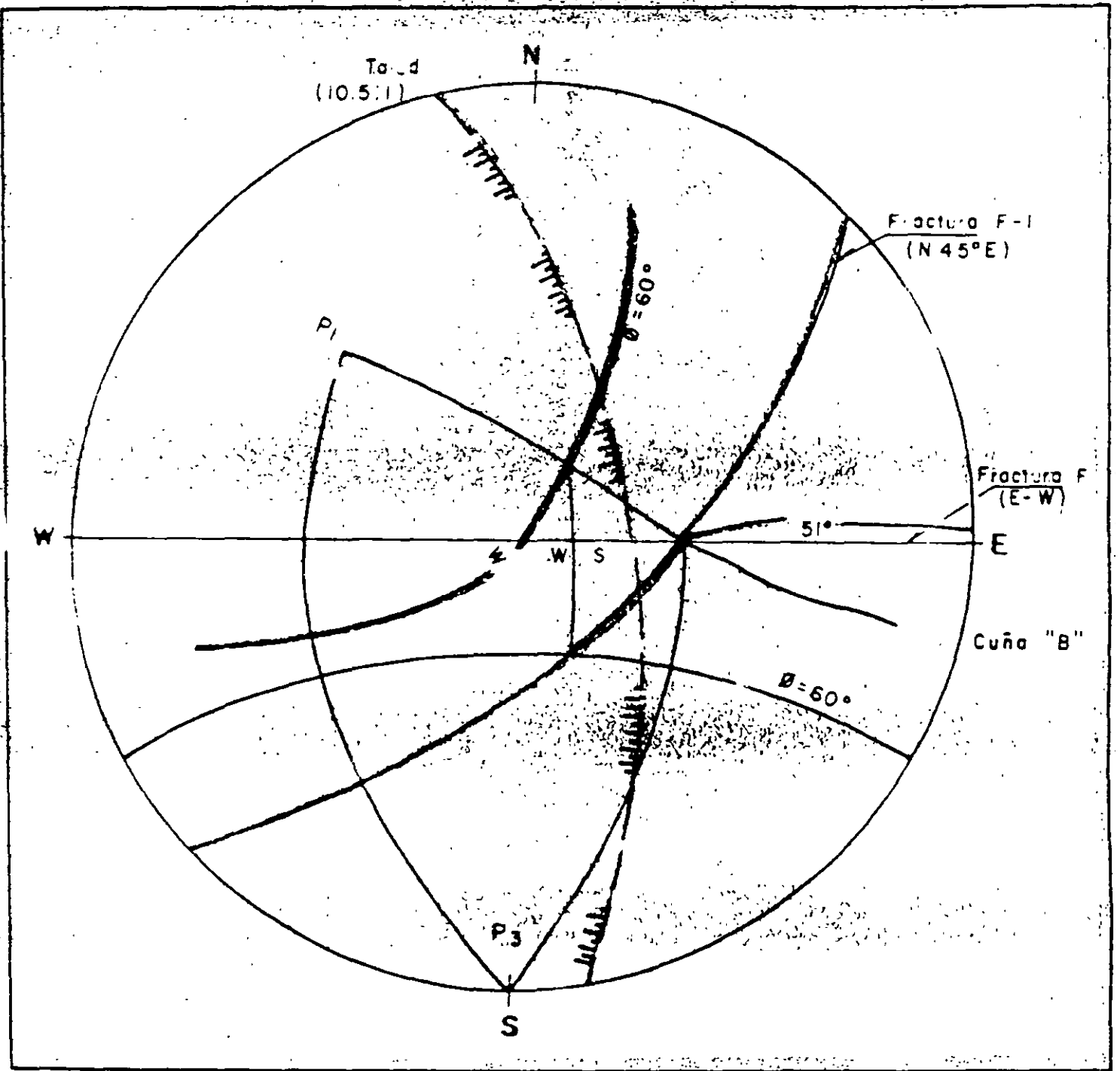
$$F.S. = \frac{(W \cos \theta - 0.15 W \text{ Sen } \theta) \tan \phi_e}{W \text{ sen } \theta + 0.15 W \cos \theta} = 1.2$$

$$F.S. = \frac{(\cos 43^\circ - 0.15 \text{ sen } 43^\circ) \tan \phi}{\text{sen } 43^\circ + 0.15 \cos 43^\circ} = \frac{0.6291 \tan \phi}{0.7917} = 0.74946 \tan \phi < 1.2$$

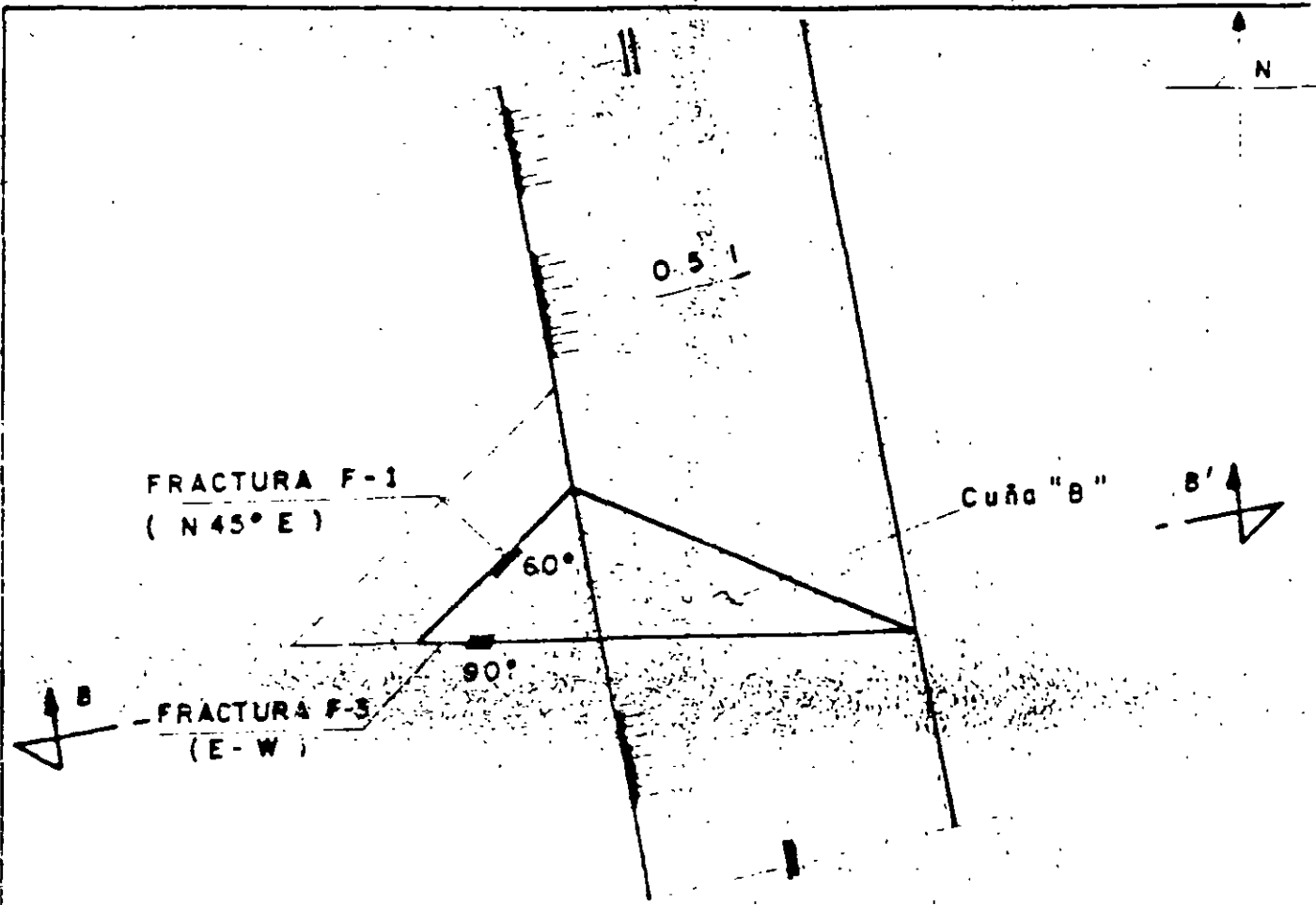
$$\phi_e = 56^\circ$$

Conclusión: Se requiere tratamiento de anclaje, conforme se profundice el corte o tender el talud a 45° (pendiente 1:1) sin bermas o tender el talud a 0.75:1 más anclajes y drenes





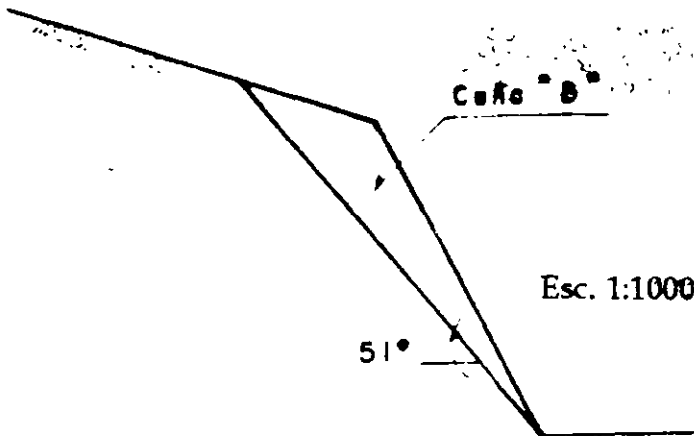
360



P L A N T A

LA TIRTA PUEDE OCURRIR
POR DESLIZAMIENTO POR LOS
PLANOS DE FRACTURAS F1 Y
F3 (FALLA DE CUNA)

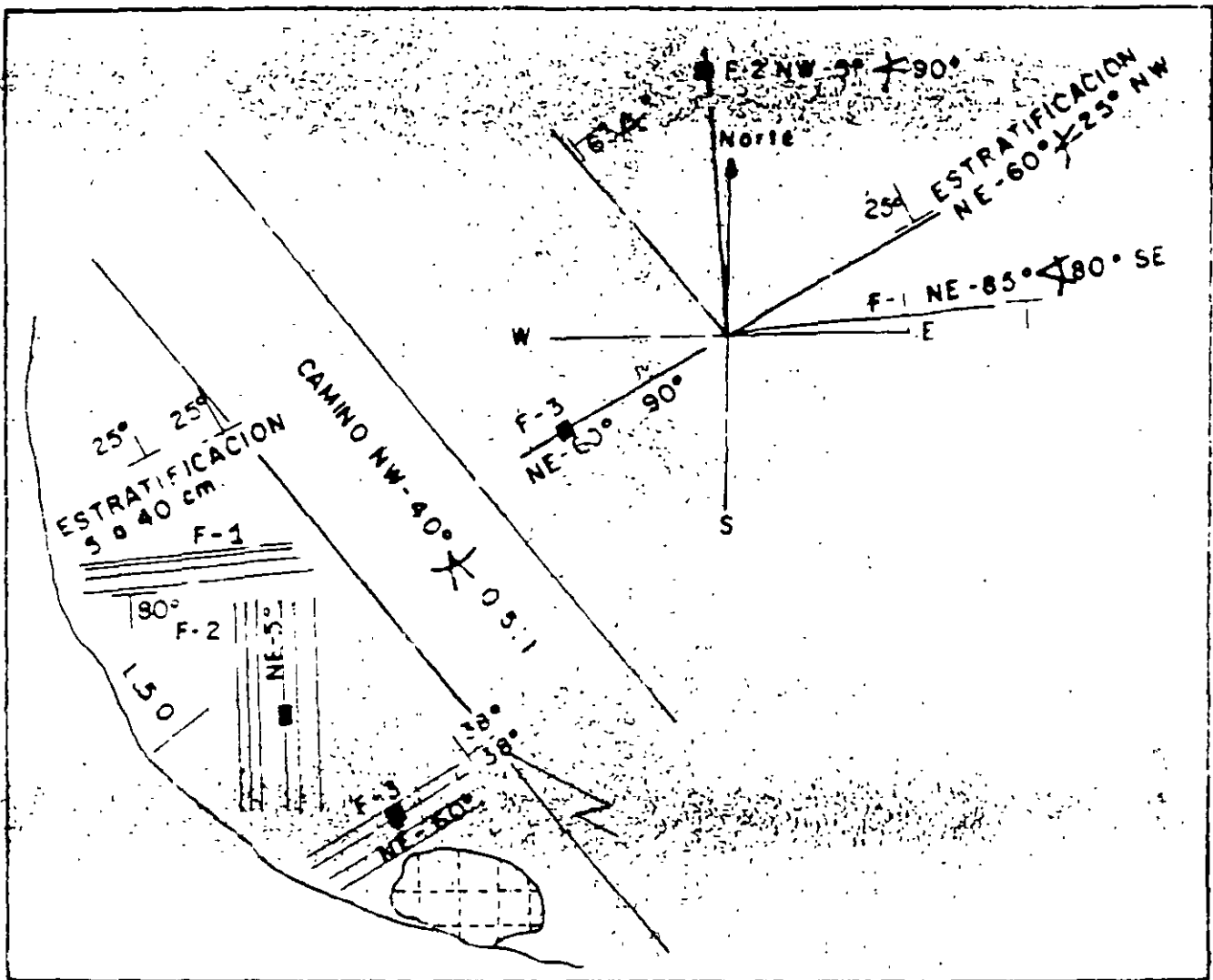
SE REQUIERE UN ÁNGULO DE
FRICCIÓN DE LOS PLANOS DE
LAS FRACTURAS DE $\phi_1 > 51^\circ$



CORTE B - B'

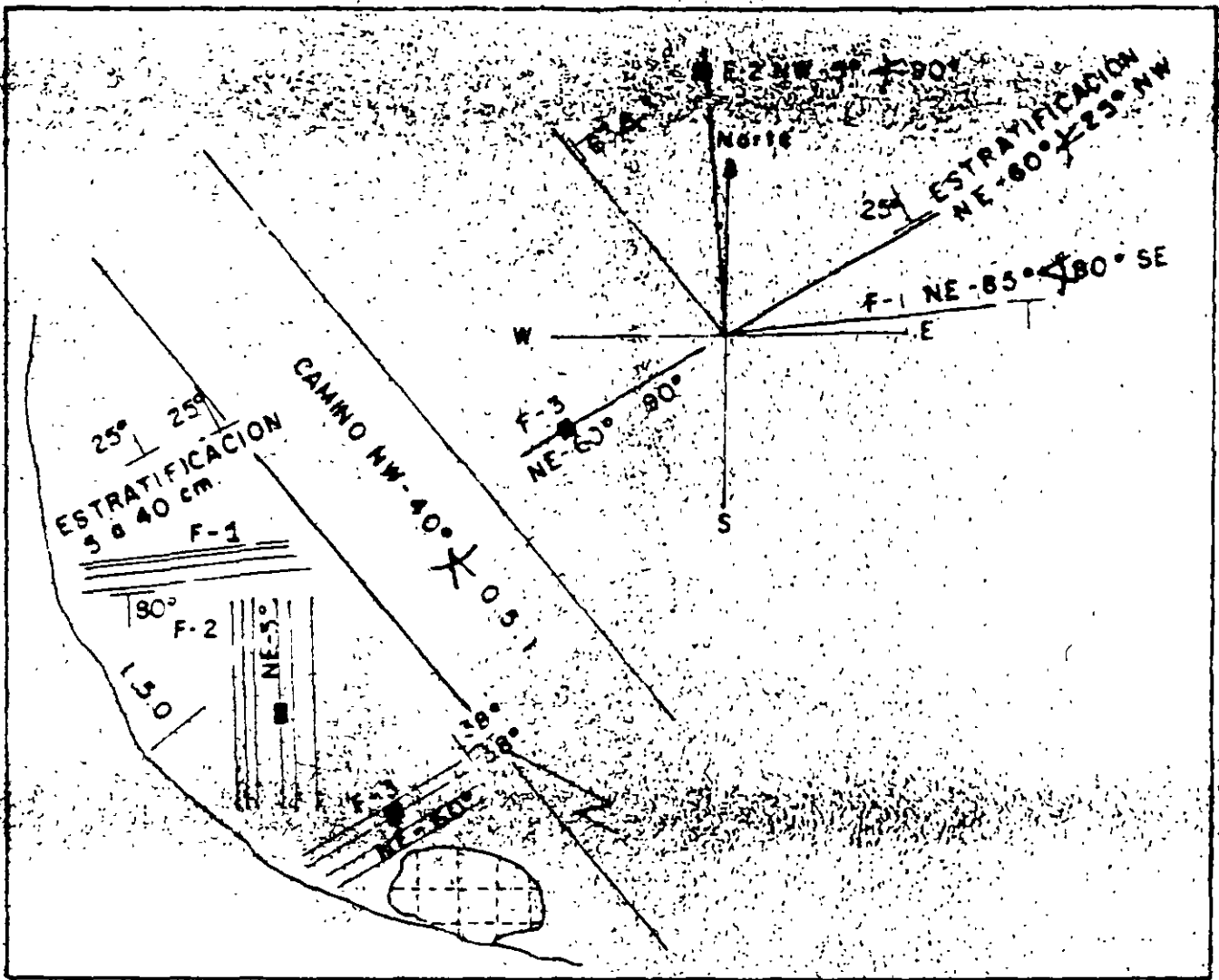
36'

18



F-1 separación 20 a 50 cm
 F-2 separación 20 a 50 cm
 Estratos: 5 a 30 cm de espesor
 Corte: Rumbo NW-40° \angle 63.4° EN (0.5:1)
 F-1: Rumbo EN-85° \angle 80° SE
 F-2: Rumbo EN-5° \angle 90°
 Estratos: Rumbo EN-60° \angle 23° NW

(Desconchamientos en la parte superior)
 Zona de falla de talud local en rocas alternadas caliches y arcillas que va ha sido corregida mediante bermas



F-1 separación 20 a 50 cm
 F-2 separación 20 a 50 cm
 Estratos: 30 cm de espesor
 Corte: Rumbo NW-40° \angle 63.4° EN (0.5:1)
 F-1: Rumbo EN-85° \angle 80° SE
 F-2: Rumbo EN-5° \angle 90°
 Estratos: Rumbo EN-40° \angle 25° NW

(Desconchamientos en la parte superior)
 Zona de alta detritación en rocas alternadas, calizas, brechas que no ha sido corregida mediante bermas

Anclaje de un bloque de roca inestable en el empotramiento derecho de la presa Huites

Carlos García Herrera
Comisión Nacional del Agua
Raúl Cuéllar Borja
Fausto Lugo Félix
Comisión Federal de Electricidad

Resumen: En el empotramiento derecho de la Presa Huites, Sinaloa, se tiene un bloque de roca potencialmente inestable producto de relajación por exfoliación del domo granítico. El potencial desprendimiento del bloque no afecta la estabilidad de la presa pero como está localizado inmediatamente arriba de la planta hidroeléctrica de la CFE, resulta de importancia asegurar su estabilidad. En este trabajo se describe con detalle el procedimiento de cálculo de la solución recomendada de manera conjunta por los ingenieros de la CNA y de CFE.

1 Antecedentes

Este análisis se realizó atendiendo los requerimientos planteados durante una reunión técnica de seguimiento de obra en el Proyecto Huites, con objeto de conocer las propuestas de los ingenieros de la CFE y de la CNA en relación con la definición del soporte requerido para garantizar la estabilidad del bloque de roca conocido como "Tecata", localizado al poniente del Domo Granítico en el empotramiento de la margen derecha, inmediatamente aguas arriba de la Casa de Máquinas de la Central Hidroeléctrica.

2 Características del bloque de roca

Se trata de un bloque potencialmente inestable producto de relajación por exfoliación del domo granítico, con dimensiones y peso importantes, al que se le denomina "Tecata".

Este bloque está constituido por dos secciones, separadas por un dique intrusivo de diabasa color oscuro, el cual tiene contactos duros de alta resistencia con la roca granítica encajonante. Este dique tiene buzamientos hacia dentro del macizo rocoso lo cual es favorable a la estabilidad de la parte superior del bloque. La traza del dique en la superficie es ligeramente inclinada hacia el NW (Fig 1).

La sección superior pesa aproximadamente 48 000 toneladas, con una superficie de contacto de 2 260 m² y está recargado en el domo granítico sobre una superficie de discontinuidad del tipo lisa plana, que viene a ser plano potencial de falla.

La sección inferior pesa 62 000 toneladas, con una superficie de contacto de 4 320 m² y está recargado en el domo granítico, sobre una superficie de contacto también del tipo lisa plana el cual tiene un echado de 82° en promedio.

3 Análisis de estabilidad

3.1 Sección Superior

Considerando la relación:

$$F.D. = W_T - F.R. \dots\dots\dots (1)$$

donde:

- F.D. = Fuerza en desequilibrio
- W_T = Fuerza tangencial
- F.R. = Fuerza resistente = $N \tan \phi$

tenemos que:

$$W_T = 48\,000 \cos 26^\circ = 43\,142 \text{ t}$$

$$N = 48\,000 \sin 26^\circ = 21\,042 \text{ t}$$

con este valor y $\phi = 42^\circ$, entonces:

$$F.R. = 21\,042 \tan \phi = 18\,946 \text{ t}$$

$$\therefore F.D. = 43\,142 - 18\,946 = 24\,196 \text{ t}$$

354

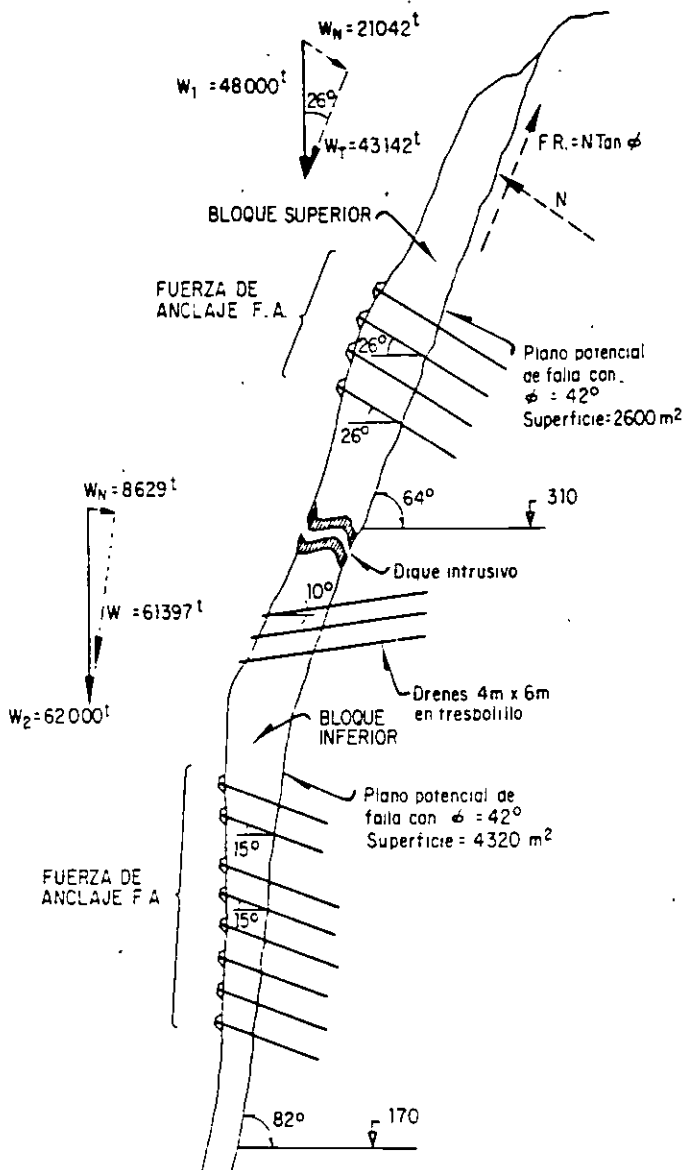


Fig 1. Geometría del bloque inestable.

3.1.1 Diseño del Anclaje

Utilizando anclajes con dos barras de 3.81 cm (1.5") de diámetro, acero de $f_{yp} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y mortero de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, diseñados para trabajar en tensión bajo fricción y a la falla, se tiene:

Resistencia de los anclajes $R = 2 \times 90 \text{ t} = 180 \text{ t}$

La fuerza requerida en los anclajes es igual a la de desequilibrio:

$F.R. = F.D. = 24196 \text{ t}$

La fuerza de anclaje es:

$F.A. = F.D. / \tan \phi = 24196 / \tan 42^\circ = 26872 \text{ toneladas}$

Número de anclajes = $26872 / 180 = 149$, sean 150

Area de influencia por anclaje = $2600 \text{ m}^2 / 150 = 17.33 \text{ m}^2$, por lo que la plantilla de anclajes será de: 4.20 x 4.20 m

3.2 Bloque inferior

Fuerza resistente:

$\therefore F.R. = 8629 \tan 42^\circ = 7770 \text{ t}$

Fuerza en desequilibrio:

$\therefore F.D. = 61397 - 7770 = 53627 \text{ t}$

Fuerza de Anclaje:

$\therefore FA = 53627 / \tan 42^\circ = 59559 \text{ t}$

Número de Anclajes = $59559 / 180 = 331 \text{ piezas}$

Area de influencia por anclaje = $4320 / 331 = 13 \text{ m}^2$, por lo que la plantilla de anclajes sera de: 3.60 x 3.60 m

4 Longitud de los anclajes

4.1 Longitud de adherencia

La longitud de las barras para asegurar la adherencia (LA) se determina con la siguiente expresión:

$LA = T / P \cdot Vc \dots \dots \dots (2)$

donde:

- T = fuerza de tensión de la barra de anclaje, en kg
- P = perímetro de la barra = πd , en cm
- Vc = esfuerzo cortante en el mortero = $0.06 f'_c$, en kg/cm^2

$LA = 90000 / 12 \times 12 = 625 \text{ cm}$, sean 6.50 m

\therefore La longitud de los anclajes después de pasar el plano potencial de falla será de 6.50 m.

5 Drenaje

Para evitar las fuerzas desestabilizadoras que puede generar infiltración del agua en el plano potencial de falla, se recomen perforar drenes de 4" de diámetro, inclinados de 5° a 10° hacia arriba, con una plantilla de 4 m de distancia vertical y 8 m distancia horizontal entre líneas, con distribución en tresbolillo. La longitud de los barrenos deberá ser 6 m más largos que los anclajes

365

6 Subpresión

El valor de la subpresión es nulo, si se tiene en cuenta una eficiencia de 100% en el sistema de drenaje del bloque, constituido por los barrenos descritos en el inciso anterior.

7 Fuerzas horizontales por sismo o voladura

En ocho voladuras con explosivos en las excavaciones realizadas a cielo abierto entre el 29 de junio al 3 de julio de 1993, se midieron aceleraciones de partícula mayores de 0.5 cm/s^2 , y en otras dos voladuras los valores de aceleración de partícula alcanzaron 2.2 y 2.4 cm/s^2 , sin que se rompiera el equilibrio original del bloque "Tecata".

Tomando en cuenta estos resultados, no se consideró necesario tomar en cuenta el efecto de vibraciones por sismo o voladuras para el cálculo de la estabilidad del bloque "Tecata", ya que ha sido capaz de resistir esos efectos de vibración aún sin el anclaje de refuerzo.

8 Criterio de dirección de los anclajes de fricción

8.1. Anclajes perpendiculares al plano de falla

Este criterio está basado en lo siguiente:

- Ante la ocurrencia de un desplazamiento a lo largo de la superficie de falla, se produciría un efecto de giro con alargamiento de los anclajes y el desarrollo de esfuerzos de tensión, transmitidos por la fricción entre el ancla y la roca a través del mortero de relleno (Fig 2a).
- En caso de que la longitud de las anclas dentro del cuerpo inestable sea corta y no alcance para desarrollar la fricción en toda su magnitud, entonces se requerirá de un cabezal de distribución, como es el caso que se presenta en la parte inferior de la "Tecata", a la elevación 170. En esta zona se tiene prevista la colocación de un refuerzo de distribución a base de capas gruesas de concreto lanzado, con mallas de acero de refuerzo. Donde el bloque tenga espesores menores de 7 m, se requiere construir cabezales de distribución, en caso contrario no será necesario.

8.2. Anclajes inclinados hacia arriba

Este criterio está basado en lo siguiente.

- Ante cualquier desplazamiento del cuerpo inestable, se producirán esfuerzos de tensión en las barras de los anclajes a través del mortero de liga con la roca, por lo que su trabajo es más eficiente (Fig 2b).
- El uso de cabezales de apoyo tiene el mismo significado arriba descrito.

Dado que el anclaje inclinado hacia arriba trabaja de manera más

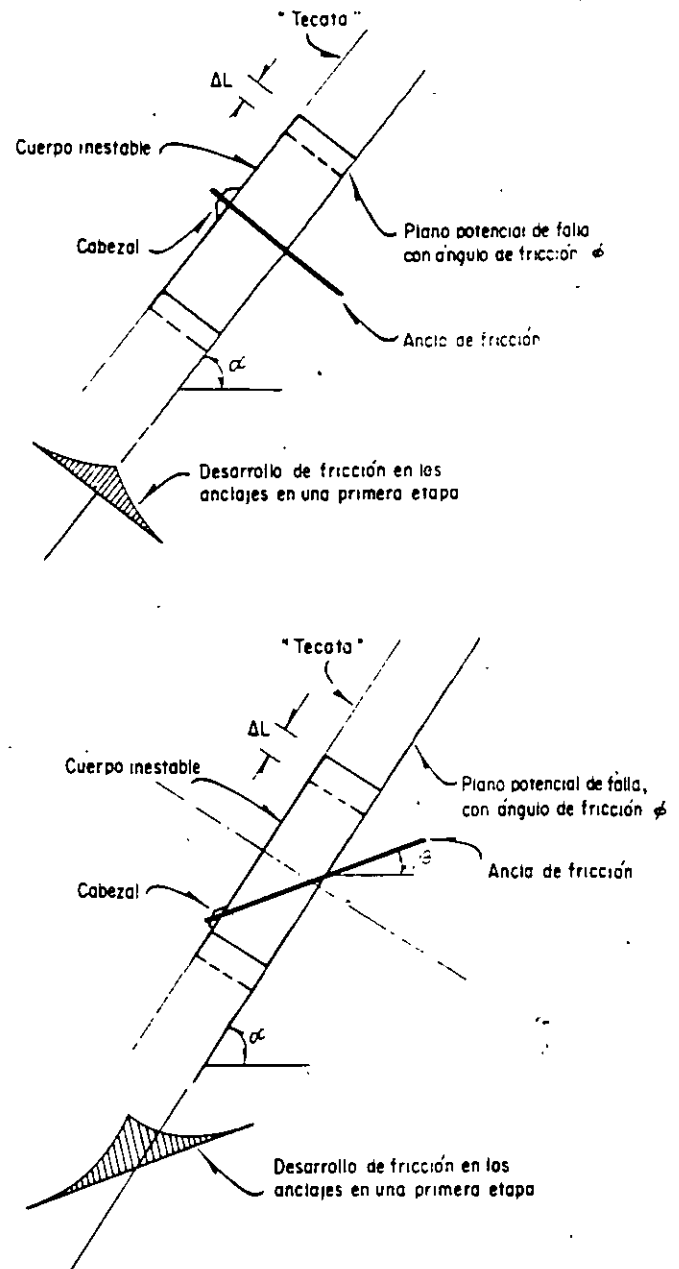


Fig 2. Alternativas de dirección de los anclajes de fricción.

eficiente, sería la dirección recomendada; sin embargo, la longitud total del anclaje es significativamente mayor, por lo que se acepta que se coloque perpendicular al plano de falla.

9. Conclusión

En este artículo se muestra el procedimiento detallado de cálculo del anclaje de fricción para el caso de un bloque de roca potencialmente inestable de la Presa Huites, así como las consideraciones hechas para definir las condiciones de carga y de trabajo; lo que es de utilidad para evaluar con rapidez propuestas de anclaje de fricción para otros casos similares.

Estabilización de la caverna en el empotramiento de la presa Zimapán

Jorge Gamboa
Consortio Zimapán

Raúl Cuéllar
Comisión Federal de Electricidad

Resumen: Consideraciones de diseño determinaron la geometría del desplante y empotramiento de la cortina tipo arco-bóveda del P.H. Zimapán. Las características topográficas y geológicas de la margen derecha de la boquilla obligaron a excavar una caverna de 50 m de diámetro por 18 m de altura para poder realizar el rebaje de regularización de la superficie de empotramiento.

Para estabilizar esta caverna ubicada sobre la ladera casi vertical de roca caliza con una cobertura de 130 m, se diseñó un soporte a base de anclas de fricción, constituidas por "trabes de concreto armado" desde la superficie de la roca, complementadas por anclas de fricción y concreto lanzado convencionales desde el interior de la caverna.

Se describen los procedimientos de excavación tanto de las galerías para la construcción de las "trabes de anclaje" como de la caverna de acceso al rebaje de regularización del arco.

1 Características del sitio de la boquilla (El Cañón del Infiernillo).

La cortina se situó dentro del Cañón del Infiernillo, labrado en rocas sedimentarias constituidas por calizas y dolomías, conocidas como Formación El Doctor; en este sitio la estructura es una cabalgadura regional donde la Formación El Doctor sobreyace a una más reciente, conocida como Formación Soyatal, formada por estratos delgados de areniscas, lutitas calcáreas e intercalaciones de calizas. En la boquilla, la Formación Soyatal subyace a la Formación El Doctor y se sitúa aproximadamente a 20 m debajo del nivel de desplante, quedando así la cortina totalmente apoyada en calizas.

Los sistemas de discontinuidades dominantes en el cañón están constituidos por los planos de estratificación que buzan ligeramente hacia la margen izquierda y dos familias de fracturas verticales continuas con rumbos NW-SE y NE-SW. Los espesores de la estratificación varían desde 0.5 hasta 5.00 m, predominando los espesores gruesos de más de 1.0 m. La separación de los planos de fracturamiento es superior a 0.50 m (Fig. 1).

Estas características estructurales son las que han gobernado la forma del cañón, propiciando el sistema de fracturas, paredes prácticamente verticales y los planos de estratificación, un talud en la margen izquierda ligeramente escalonado y con una pendiente de 60° con la horizontal y en la margen derecha la pared del cañón es vertical con salientes en la parte superior que dan una resultante en contrapendiente (Fig. 2).

Topográficamente, el cañón en el que se sitúa la presa es estrecho



Fig. 1 Vista del sistema de fracturamiento vertical.

con no más de 50 m de ancho en el fondo; a nivel de la corona, situada a 200 m por arriba del nivel del fondo, se tienen 100 m de ancho y en la parte superior extrema del cañón, situada a 330 m del fondo, el ancho es de 172m.

Éstas características topográficas son las que obligaron a que el acceso al sitio de la cortina debiera hacerse mediante túneles, de 400 m de longitud, el de margen izquierda y de 920 m de longitud el de margen derecha.

2 Excavaciones para el apoyo de la cortina.

La geometría determinada por el proyectista para las excavaciones del desplante de la cortina, incluyen sobre la margen derecha la formación de una caverna, para poder iniciar el rebaje de la roca sobre la pared del cañón desde el piso de la misma (Fig. 3).

En la margen izquierda, la topografía permitió aprovechar una berma natural para ampliarla y formar una superficie de trabajo.

La posición de la caverna y el volumen de roca gravitando sobre



Fig. 2 Vista del cañón desde su entrada. Nótese la grúa torre en la cima de la margen derecha y el puente-pasarela que indica la elevación de la corona de la cortina.

su techo se muestran en la figura 4. Para estabilizar esta masa de roca, se diseñó un anclaje a base de cinco traveses de concreto reforzado con barras de acero de $f_c = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$, alojadas en galerías de sección portal de $2.80 \times 2.80 \text{ m}$ (Fig. 5). El armado de estas traveses, que trabajarán según la hipótesis de diseño como tirantes rígidos pasivos, consiste en 114 varillas de 3.175 cm (1 1/4") de diámetro; lo que da un total de 902 cm^2 de área de acero (Fig 6. Tabla 1, Ref. 1).

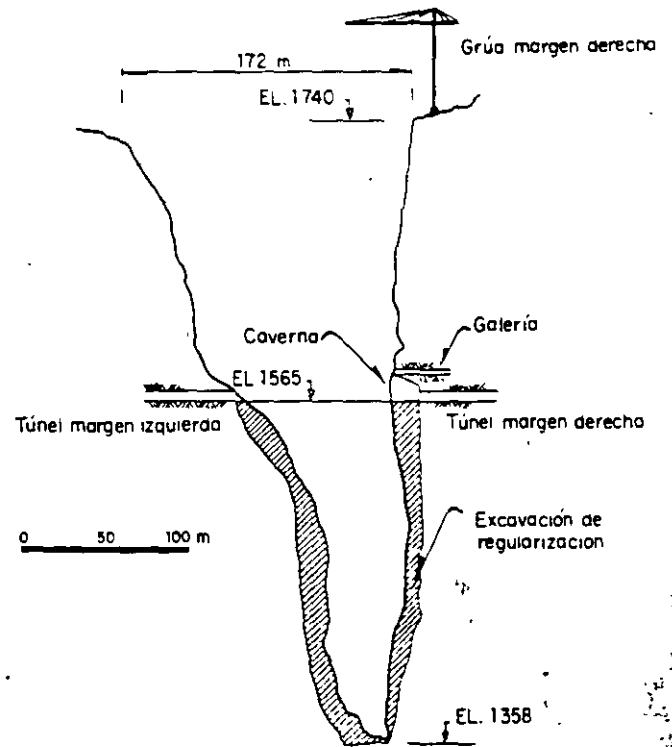


Fig. 3 Perfil del cañón en el sitio de la cortina.



Fig. 4 Corte transversal de la caverna de margen derecha

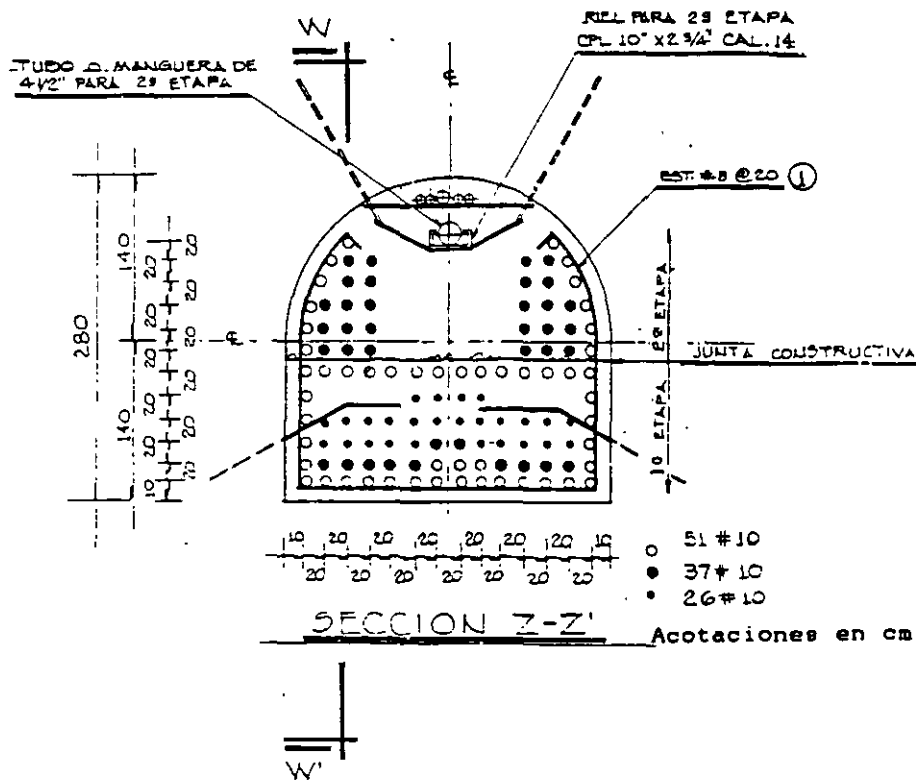


Fig. 5 Sección de las traves en galería, mostrando el armado.

3 Hipótesis de diseño de las traves.

Se consideró un bloque de roca potencialmente inestable de 52.000 toneladas de peso, repartidas en tres partes iguales, correspondiendo el tercio central a la bóveda de la caverna.

Hipótesis:

- Transmitir la carga de la bóveda de la caverna, al interior del macizo rocoso, mediante "traves de concreto armado", las cuales son similares a los anclajes tradicionales de fricción denominados "tirantes rígidos pasivos".
- Evitar la descompresión de la roca por encima de la caverna.

Para transferir la carga de manera que la resultante pase por detrás de la bóveda de la caverna, se determinó que era necesario aplicar una carga horizontal de 10 000 toneladas, a repartir en cinco galerías de 36 m de largo y sección portal de 2.8 m de ancho por 2.8 m de alto rellenas con concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y reforzadas con 902 cm^2 de acero corrugado de $f_y = 4 200 \text{ kg/cm}^2$ con una longitud de anclaje de 18 m, tanto en el bloque inestable como en el interior del macizo rocoso.

Para garantizar la adherencia del concreto a la roca se instalaron abanicos de anclas radiales constituidas por 6 varillas de 2.54 cm (1") de diámetro por 2 m de largo a cada 30° , contenidas en

planos verticales con separación de 1.50 m centro a centro, más una inyección de cemento para relleno de la bóveda, por medio de tubos perforados del tipo tubo de manguitos.

4 Planeación de la construcción.

Para proceder a la actividad 60: "Excavación galerías y caverna", incluida en el frente de trabajo "Construcción cortina" (Fig. 7), fué necesario concluir previamente las actividades: caminos de acceso y plataformas para grúas; obras civiles para grúa margen derecha: montaje grúa torre en margen derecha y haber avanzado en el frente "Túneles de acceso", con la excavación del túnel caminero de la margen derecha, el cual se atacó avanzando hacia el sitio de la presa, hasta tener el frente de excavación a sección completa situado a 68 m de la pared del cañón del río. A partir de este cadenamiento, se atacó la excavación del túnel en sección de $4 \times 4 \text{ m}$ limitando la carga explosiva a 4 kg/tiempo en una longitud de 30 m, para continuar 10 m más en la misma dirección con la misma sección, pero limitando la carga explosiva a 2 kg/tiempo (Fig. 8).

En este último cadenamiento, situado a 28 m de la pared del cañón del río, se suspendió la excavación del túnel y se inició la excavación de las galerías para las traves de anclaje, excavando desde el exterior.

5 Excavación de las galerías.

Con el apoyo de la grúa torre situada en la cima del cañón (Grúa torre marca Liebherr modelo 350 C, con pluma de 55 m y capacidad al extremo de 6 500 kg, con dos malacates para bajar el rancho hasta 200 m), se bajó el personal con equipo de mano (pistolas a gasolina) para atacar la galería de acceso de 3 x 3 m en sección y 28 m de longitud, y conectar con el túnel caminero (Fig. 8).

A través de esta galería ya fué posible suministrar agua y aire a presión, y energía eléctrica hacia el exterior y, posteriormente, pasar la tubería para el bombeo de concreto.

Con este apoyo logístico, ya fué posible atacar la excavación de las galerías para alojar las traves de anclaje. La excavación se hizo a sección completa, utilizando para efectuar la perforación equipo mediano de pala (Atlas-Copco BBC 2.4 w), sistema neumático y agua para evitar el polvo, perforando en longitud de 1.60 m con broca de 3.81 cm (1 1/2") de diámetro. La plantilla de barrenación consistió en una cuña central en paralelo con dos barrenos quemados, ocho barrenos cargados con retardo de 25 microsegundos y dos líneas adicionales con retardadores de largo período (25 milisegundos); la línea de corte perimetral estuvo formada por barrenos de un metro de longitud espaciados a 30 cm y cargados con explosivo (Tovex 100).

La rezaga se efectuó con pala y carretilla manual. A medida que avanzó la excavación de la galería se colocó el anclaje radial de

fricción, consistente en barras de acero de 1.27 cm (1/2") de diámetro, colocadas en forma sistemática a cada dos metros a lo largo de la galería (Fig. 9).

Simultáneamente al inicio de la excavación de las galerías 1, 2 y 3, se realizó el amacice y lanzado de concreto en una banda de 6 m de ancho, cubriendo el área de las tres galerías.

Concluidas la excavación y el anclaje radial de las galerías 1, 2 y 3, se procedió a bajar el acero de refuerzo requerido (Figs. 5 y 6) previamente habilitado y se procedió a realizar el colado en dos etapas. Para la segunda etapa se sostuvo la tubería de concreto en la parte superior y para el inyectado final de la clave se dejó ahogado un tubo para inyectado de 3.81 cm (1 1/2") de diámetro y cinco tubos de 2.54 cm (1") de diámetro para desfogue.

Concluidas las traves 1, 2 y 3, se procedió a la excavación y construcción de las traves 4 y 5; completando a la vez la franja de concreto lanzado entre las galerías 1-4 y 3-5 (Figs. 10 y 11).

El detalle de la logística para la ejecución de las excavaciones de las galerías atacando desde la pared del cañón del río se muestra en la figura 12. En tanto se procedía a la excavación de la galería auxiliar de comunicación entre la pared exterior y el túnel caminero, el acceso del personal para el montaje de andamios y plataformas provisionales de trabajo se hizo utilizando los socavones de media caña realizados para los levantamientos geológicos en las etapas previas de los estudios de campo en las paredes del cañón.

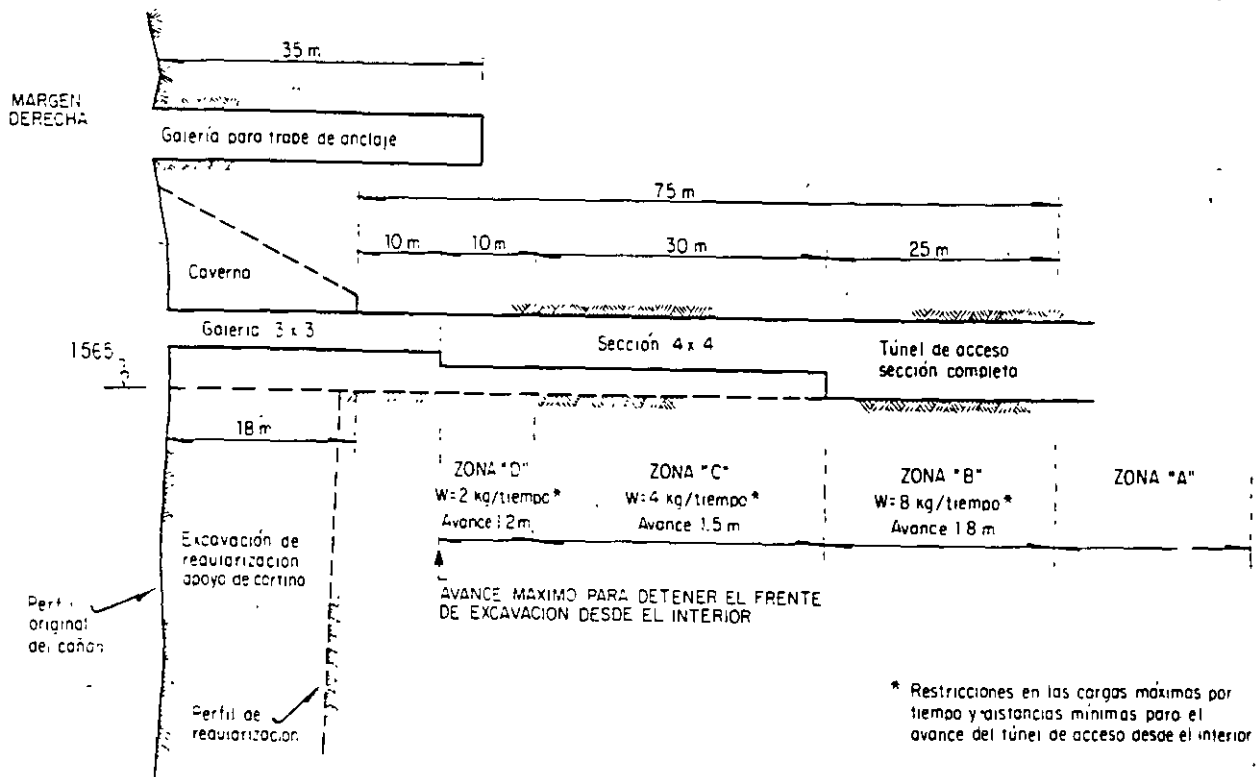


Fig. 8 Corte longitudinal de túnel caminero y caverna en la margen derecha

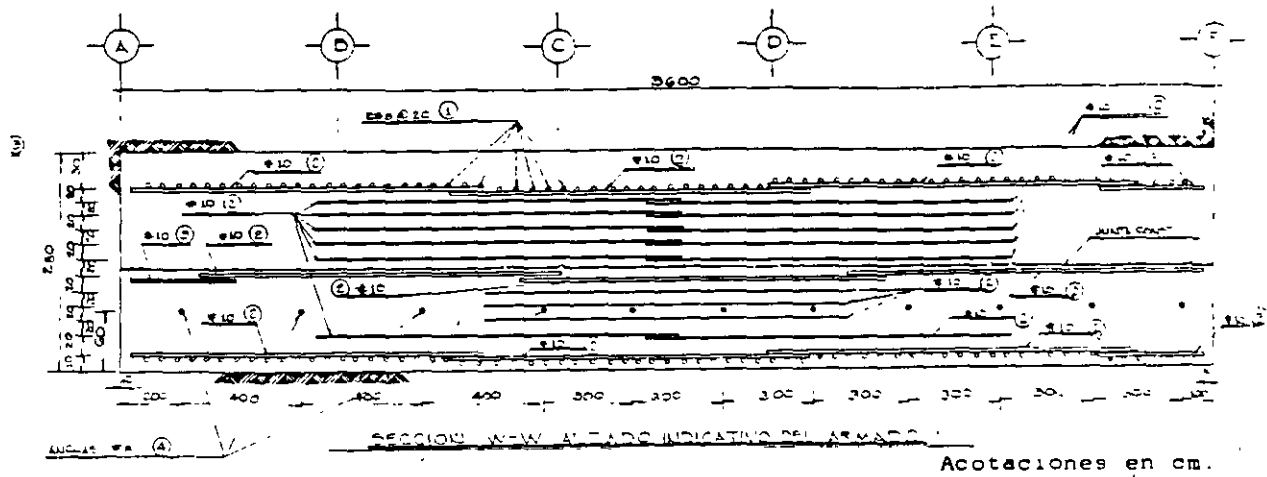


Fig. 6 Corte longitudinal de traves en galeria. Detalle del armado.

ACTIVIDADES	1991												1992												1993												1994											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
56 CAMINOS DE ACCESO Y PLATAFORMAS PARA GRUAS			X	X	X	X	X																																									
57 OBRAS CIVILES PARA GRUA MARGEN DERECHO Y MARGEN IZQUIERDO							X	X																																								
58 MONTAJE GRUA							X	X	X	X	X																																					
59 AMACIZO M DERECHO Y MARGEN IZQUIERDO ELEVACION 1700 1565							X	X	X	X	X																																					
60 EXCAVACION GALERIAS Y CAVERNA			X	X	X	X	X	X	X	X	X																																					
61 EXCAVACION PORTAL DE SALIDA TUNEL MARGEN IZQUIERDO	X	X																																														
62 CONCRETO ENGELERIAS Y CAVERNA					X	X	X	X																																								
63 EXCAVACION LADERA MARGEN IZQUIERDA	X	X			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X																									
64 EXCAVACION LADERA MARGEN DERECHA							X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X																									
65 EXCAVACION LECHO RIO Y LIMPIEZA FUNDACIONES																		X	X	X																												
66 CONCRETO CORTINA BLOQUES 4 Y 5												X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X																									
66A CONCRETO CORTINA 1,2 Y 3														X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X													
67 INYECCIONES Y DRENAJES												X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X													
68 TRATAMIENTOS LADERA DERECHA Y CONCRETO GALERIAS ESTABILIZACION																		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X													
68A TRATAMIENTOS MARGEN IZQUIERDA												X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X													
69 TERMINACIONES Y ACABADOS																																						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	

Fig. 7 Programa de construcción de la cortina

Tabla 1. Listado de barras utilizadas en el refuerzo de las galerías

Concepto	Designación	Longitud Unitaria (cm)	Cantidad	Longitud Total (m)	Peso (kg)	Notas	
1	#8	800	178	1 424.0	5 660	Estribos	
2	#10	1200	253	3 036.0	18 899	Armado longitudinal	
3	#10	361	51	184.1	1 146	Armado longitudinal	
4	#8	300	22	66.0	262	Anclas verticales	
5	#4	70	120	84.0	84	Soportes del armado	
6	#4	270	60	162.0	161	Soportes del armado	
7	#6	250	72	180.0	405	Soportes del armado	
8	#6	110	84	92.4	208	Soportes del armado	
Resumen :						# 4	245 kg
						# 6	613 kg
						# 8	5 660 kg
						# 10	20 045 kg
TOTAL PARA CADA GALERÍA :							26 563 kg

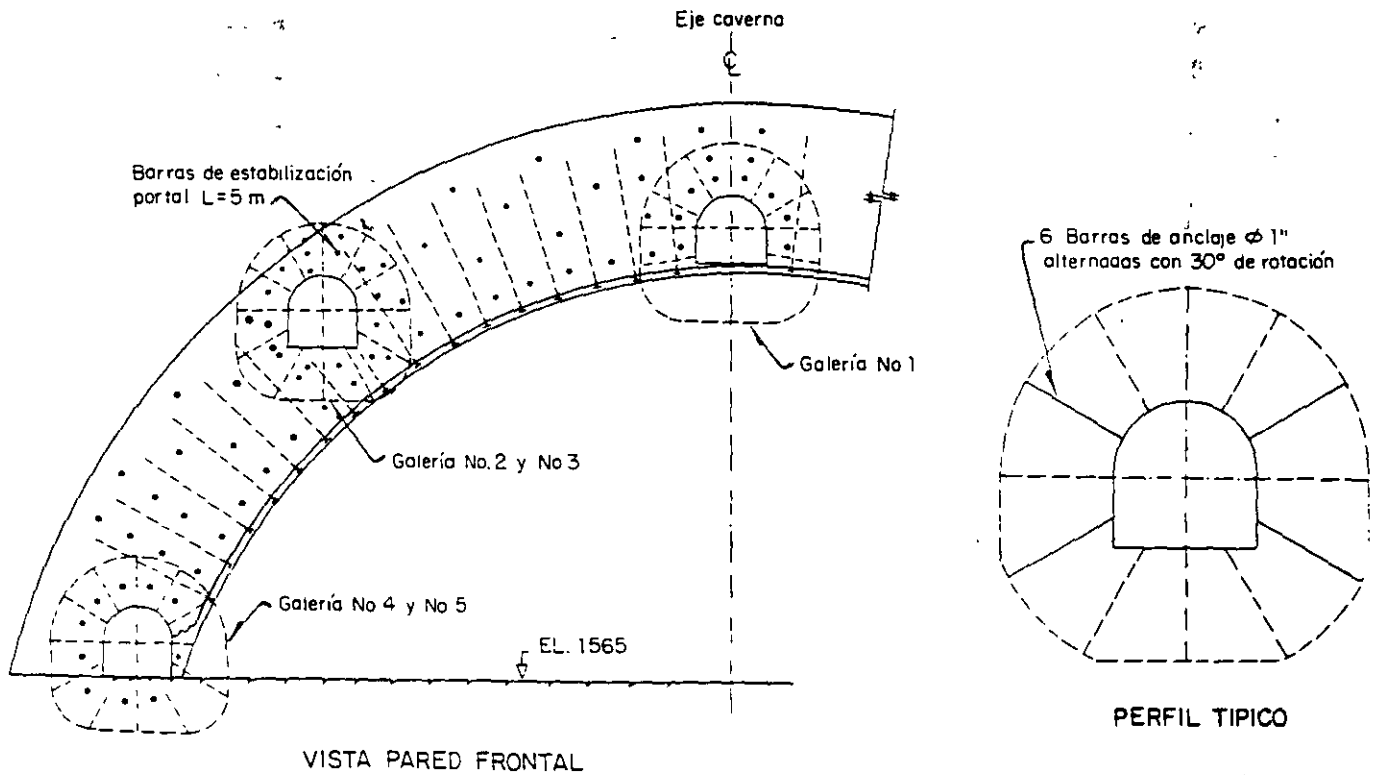


Fig. 9 Perfil típico de galería mostrando anclaje radial

6 Excavación de la caverna.

Concluida la construcción de las traves de anclaje, se inició la excavación de la caverna, iniciando con una sección piloto en la clave y continuando por banqueos. En la figura 13 se ilustra la secuencia del proceso.

A medida que avanzó la excavación se fué instalando el anclaje

para estabilizar las paredes de la caverna. En la figura 8 se muestra la distribución de este anclaje, en la misma secuencia se fué aplicando concreto lanzado.

La excavación de la caverna se llevó a cabo en condiciones de absoluta estabilidad del macizo rocoso.

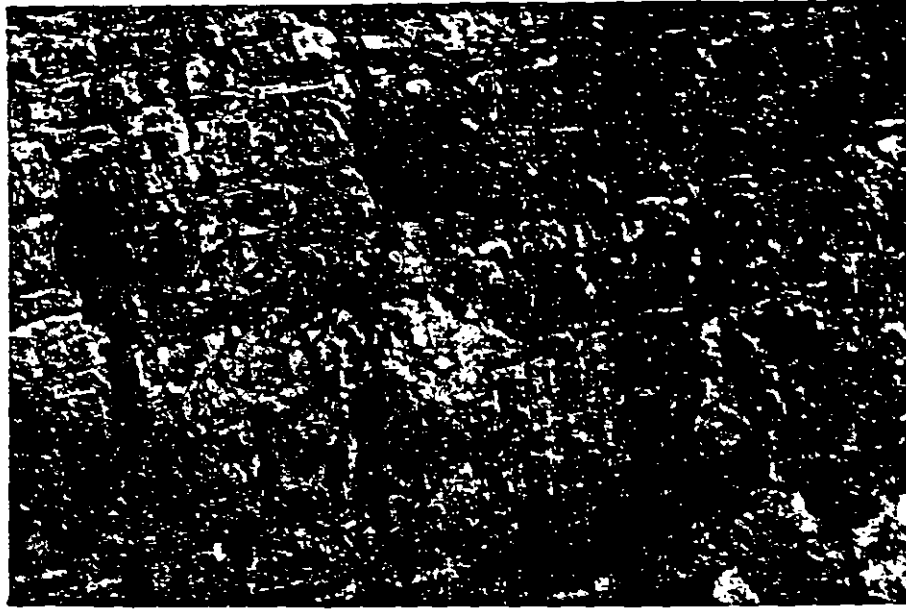


Fig. 10 Vista de excavación de galerías para alojar traves



Fig. 11 Vista de la caverna terminada e inicio de excavación para el empotramiento de cortina

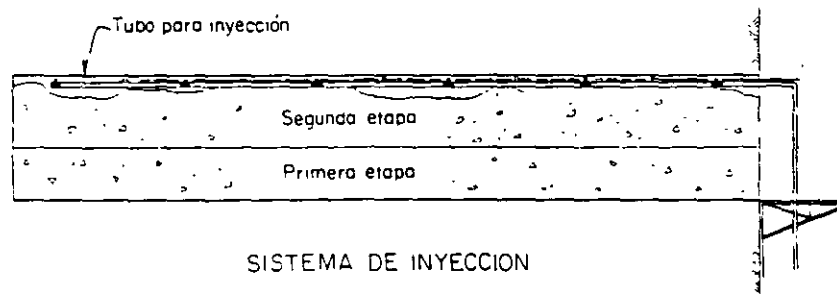
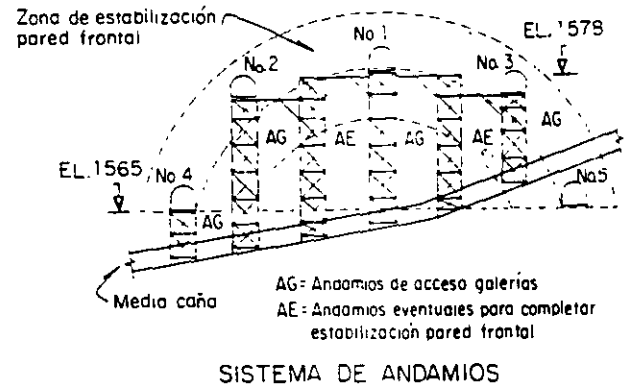
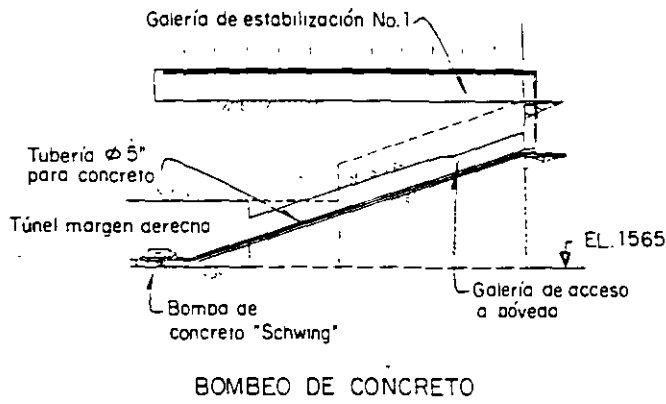
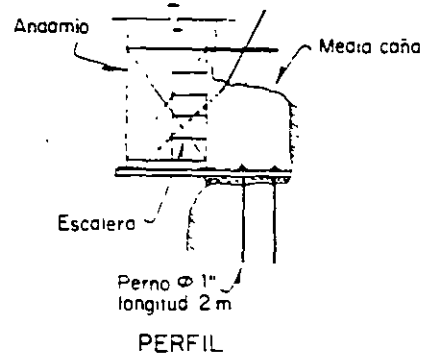
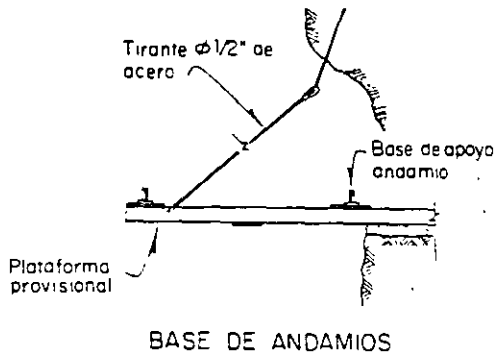


Fig. 12 Proceso constructivo de galerías para traves de anclaje

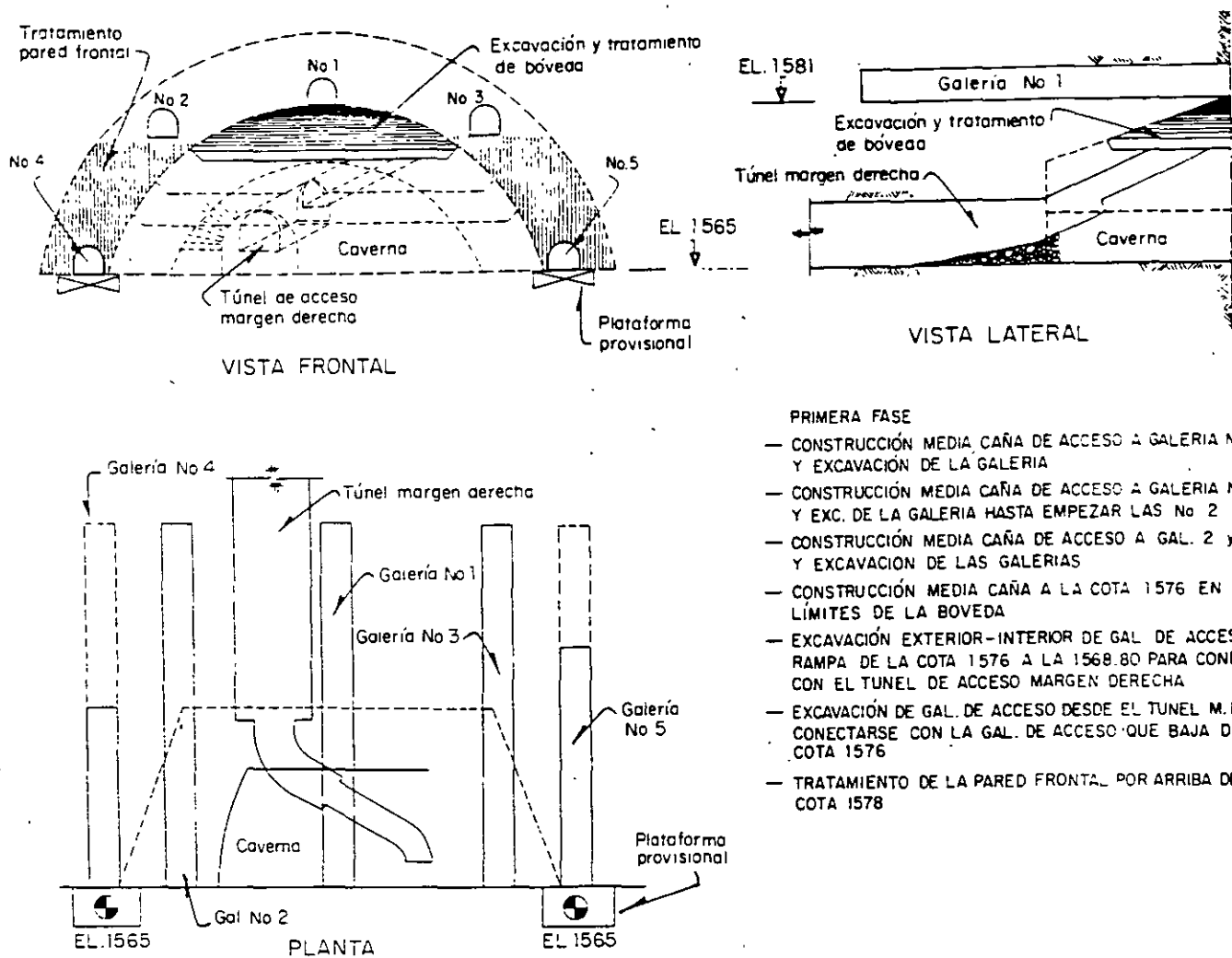


Fig. 13 Excavación y tratamiento caverna en margen derecha

7 Conclusiones.

La solución en caverna, adoptada para poder iniciar el rebaje de la superficie de empotramiento de la cortina en condiciones estables, obligó a su vez a construir traveses estabilizadoras alojadas en galerías; todo lo cual probó ser efectivo, tanto para sus propósitos de seguridad, como en un sustancial ahorro de tiempo en el programa de construcción de la cortina.

Referencia

Marengo M. H. (1994) "Caverna de margen derecha sobre la cortina del P.H. Zimapán". Revista Ingeniería Civil No. 302, junio 1994, pp 15-19, México, D.F.

**ACCIONES PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS EN LA AUTOPISTA
GUADALAJARA - TEPIC (II ETAPA)
TRAMO: MAGDALENA - SANTO TOMAS, JAL.**

**POR: Ing. Raúl Cuéllar Borja
Asesor Técnico**

ENERO 1994

A raíz de los problemas de estabilidad de taludes que se presentaron en el tramo de PLAN DE BARRANCAS de la autopista Guadalajara Tepic, la concesionaria AMECOM y LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, decidieron adaptar la geometría de los cortes de los taludes para garantizar su estabilidad de equilibrio en función de las características geológico - estructurales de las formaciones de suelos y rocas para la 2da. etapa de la Autopista.

Las formaciones rocosas existentes son de origen ígneo volcánico constituido por andesitas de color crema, alteradas y muy fracturadas por efecto de esfuerzos tectónicos horizontales, presentándose a veces con intercalaciones de tobas piroclásticas de baja cementación y requemadas (terracotas) con lentes de vidrio volcánico negro (obsidiana).

Se presentan las medidas preventivas y correctivas realizadas sobre los tratamientos de los taludes en cuanto a protección, drenes profundos, subdrenes, cunetas y muros de contención, puestas en práctica para garantizar la permanencia de los cortes realizados.

3. TRATAMIENTO EN CORTES DE ROCA

Después de observar las características geotécnicas de los cortes de roca en proceso de excavación y terminados, así como de una visita rápida al tramo de Plan de Barrancas de la misma autopista a continuación se presenta nuestro análisis.

CORTE N° 4

Datos: Lado GDL.-Tepic; H = 20 m.

Taludes 0.25:1, sin bermas y sin subdrén.

Características geotécnicas:

Composición: Riolitas Color Blanco por alteración hidrotermal.

Discontinuidades: Pseudoestratificación favorable con buzamiento hacia adentro del macizo rocoso, más 3 a 4 familias de fracturas con echados variables entre 70° a subverticales.

Condiciones de estabilidad: No se observan posibilidades de falla general de talud ni de bloques o cuñas grandes de roca.

- Si se observan fenómenos de relajación, con la posibilidad de caídos de fragmentos de roca aislados con tamaños de arista desde 30 cm hasta unos 2 metros.

Tratamiento recomendable:

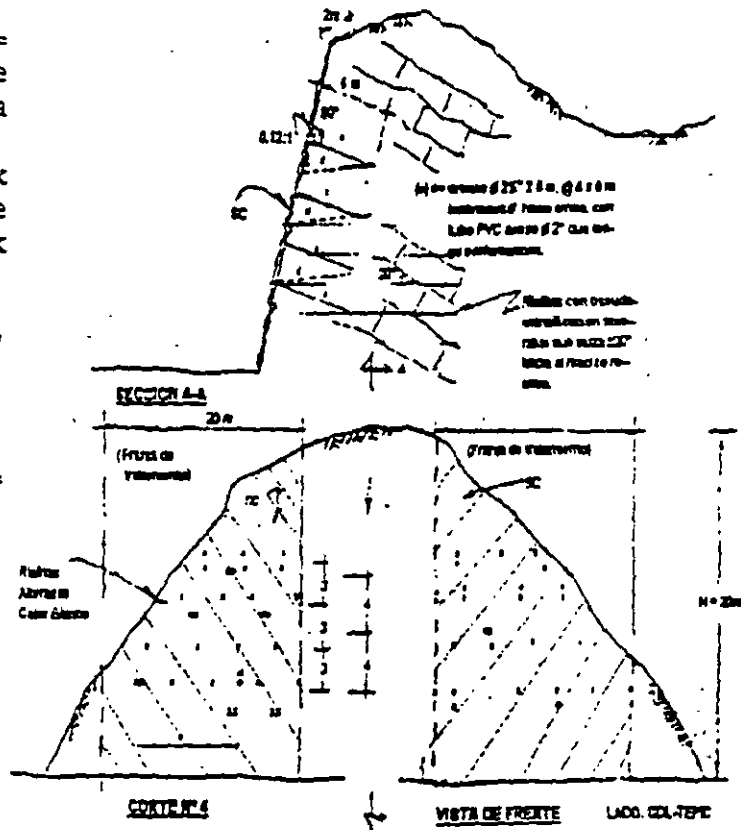
- a) Amacize general en todo el talud (hay que proteger el pavimento con una capa de suelo de \pm 50 cm de espesor)
- b) Tratamiento selectivo a base de concreto lanzado con malla 6-6-10-10, de 7.5 cm de espesor en franjas de 20 a 30 cm de ancho en donde se observen más bloques inestables, colocando anclas de fricción ϕ 1" X 6 m de largo dentro de perforaciones ϕ 2½ a ϕ 3", ahogadas en mortero de cemento $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, distribuidas en una plantilla de 3.0 m X 3.5 m en tresbolillo con dirección perpendicular al talud.

También se recomienda instalar drenes perforando barrenos ϕ 3" de 6 m de longitud en una plantilla de 4 m X 8 m en tresbolillo, inclinados 5 a 10° hacia arriba. Dentro de las perforaciones se instalarán tubos de PVC denso ϕ 2" con pequeñas perforaciones a lo largo del tubo.

- c) No se requiere subdrén.

sc = concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ 7.5 cm (3") de espesor, con malla electrosoldada 6-6-10-10, con anclas cortas $\phi 1/2"$ @ 2m x 2m de sujeción, de 50 cm de largo y drenes cortos $\phi 1 1/2"$ x 30 cm @ 3 x 3 m.

(x) a = anclas fricción $\phi 1"$ x 6 m @ 3 x 3.5 m, perpendiculares al talud, dentro de perforaciones $\phi 3"$, ahogadas en mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.



CORTE N° 5

Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 35 m, sin bermas y sin subdrén.

Taludes: 0.25:1 y 0.5:1

Características geotécnicas: Riolitas alteradas color blanco.

Estructura: Fluidal con pseudoestratificación desfavorable que buza hacia el talud con inclinación del orden de los 20°.

Discontinuidades: Existen 3 a 4 familias de fracturas con echados variables entre 70° y subverticales.

Estabilidad: No se observaron razgos de inestabilidad general, pero la combinación de fracturas con la estatificación desfavorable produce la inestabilidad de bloques con 2 a 3 metros de arista que pueden deslizar.

Tratamiento recomendable:

a) Amacize general del talud

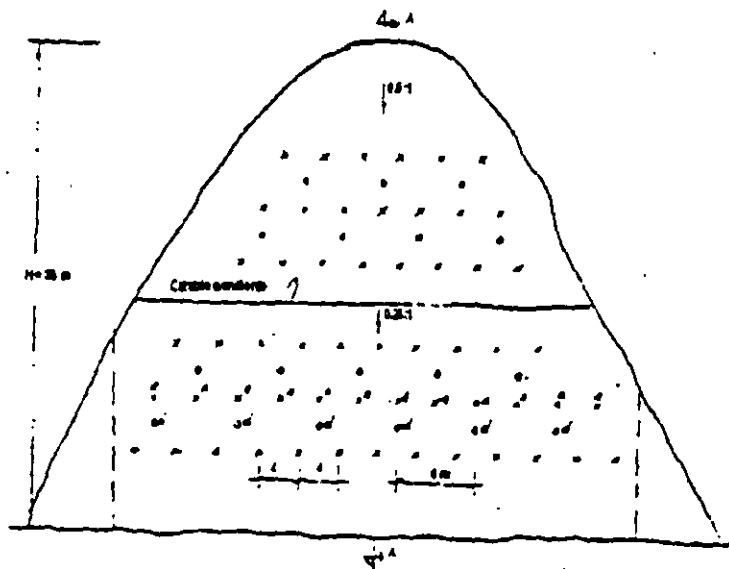
tratamiento que cubra prácticamente todo el corte como sigue:

- Concreto lanzado de 7.5 cm (3") de espesor, con malla electrosoldada 6-6-10-10.
- Anclas de fricción $\phi 1\frac{1}{2}$ X 6 metros de largo en la parte inferior y 12 metros de largo en la parte superior, distribuidas en una plantilla de 4 X 4 metros. Se ahogarán en mortero f'c = 200 Kg/cm²

- c) Instalación de drenes de 6 metros de largo en la parte inferior y 12 metros de largo en la parte superior, distribuidos en una plantilla de 4 X 8 metros.

Se realizarán perforaciones $\phi 2\frac{1}{2}$ " ó $\phi 3$ " inclinadas 5° a 10° hacia arriba y dentro de ellas se introducirán tubos de PVC denso $\phi 2$ " que tenga perforaciones en toda su longitud.

- d) No se requiere subdrén.



CORTE N° 5

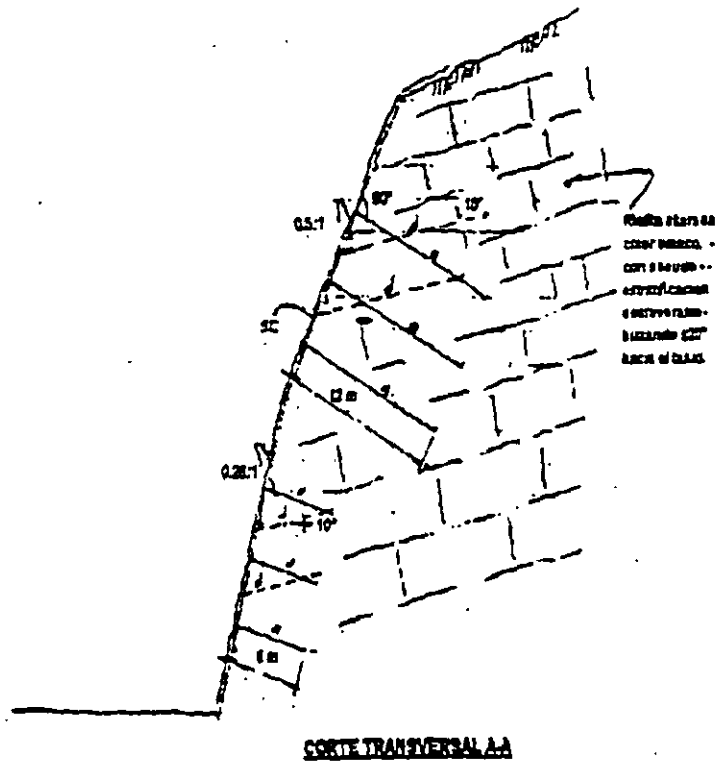
VISTA DE FRENTE

LADO: TEPIC-GDL.

SC = Concreto lanzado
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, 7.5 cm
 (3") de espesor, con
 malla electrosoldada 6-
 6-10-10, con anclas
 cortas de sujeción $\phi 1\frac{1}{2}$ "
 @ 2 x 2m y drenes
 cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " x 30 cm @ 3
 x 3 m.

(x) = anclas de
 Fricción $\phi 1\frac{1}{2}$ " x 6 m y 9
 m de largo,
 perpendiculares al
 talud, dentro de
 perforaciones $\phi 3$ ",
 ahogadas en mortero $f'c$
 $= 200 \text{ Kg/cm}^2$.

(o) = drenes $\phi 2\frac{1}{2}$ " x 6 m
 y x 12 m de largo,
 inclinados 5° a 10°
 hacia arriba, con tubo
 PVC denso $\phi 2$ " que tenga
 perforaciones en toda
 su longitud.



CORTE N° 6

- Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 57 m; tiene 3 bermas @ 16 m, protegidas con concreto, sin subdrén.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas color blanco.

Estructura: Fluidal, con pseudoestratificación desfavorable y estructura deformada por esfuerzos tectónicos.

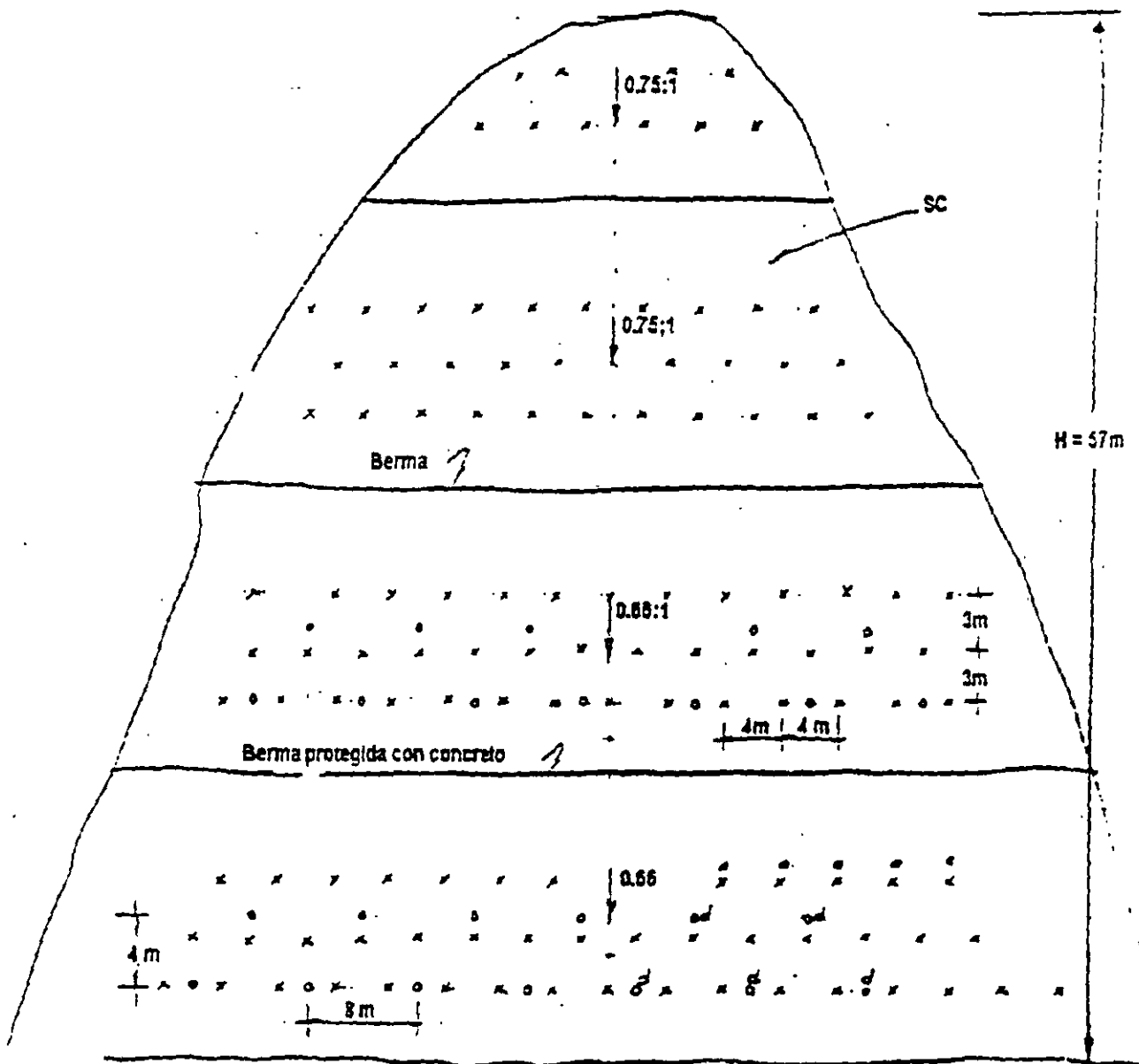
Discontinuidades: Presenta 3 a 4 familias de fracturas con echados variables desde 70° hasta subverticales.

Estabilidad: No se observan razgos de inestabilidad general del talud, pero se han formado bloques inestables con aristas entre 2 y 3 metros que pueden deslizar.

390

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general de talud.
- b) Tratamiento que cubra prácticamente todo el corte como sigue:
 - Concreto lanzado 7.5 cm (3") de espesor, con mallá electrosoldada 6-6-10-10.
 - Anclas de fricción $\phi 1"$ X 6 metros de largo @3 X 4 m ahogadas en mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ dentro de perforaciones $\phi 3"$ (posiblemente se pueda hacer selectivo).
 - Drenes de 6 metros de largo @ 4 X 8 metros, con tubo PVC denso $\phi 2"$ con perforaciones a lo largo del tubo, el cual se instalará dentro de perforaciones $\phi 2\frac{1}{2}"$ ó $\phi 3"$, las cuales se realizarán con inclinación ascendente entre 5° y 10° .
- c) No se requiere el subdrén.



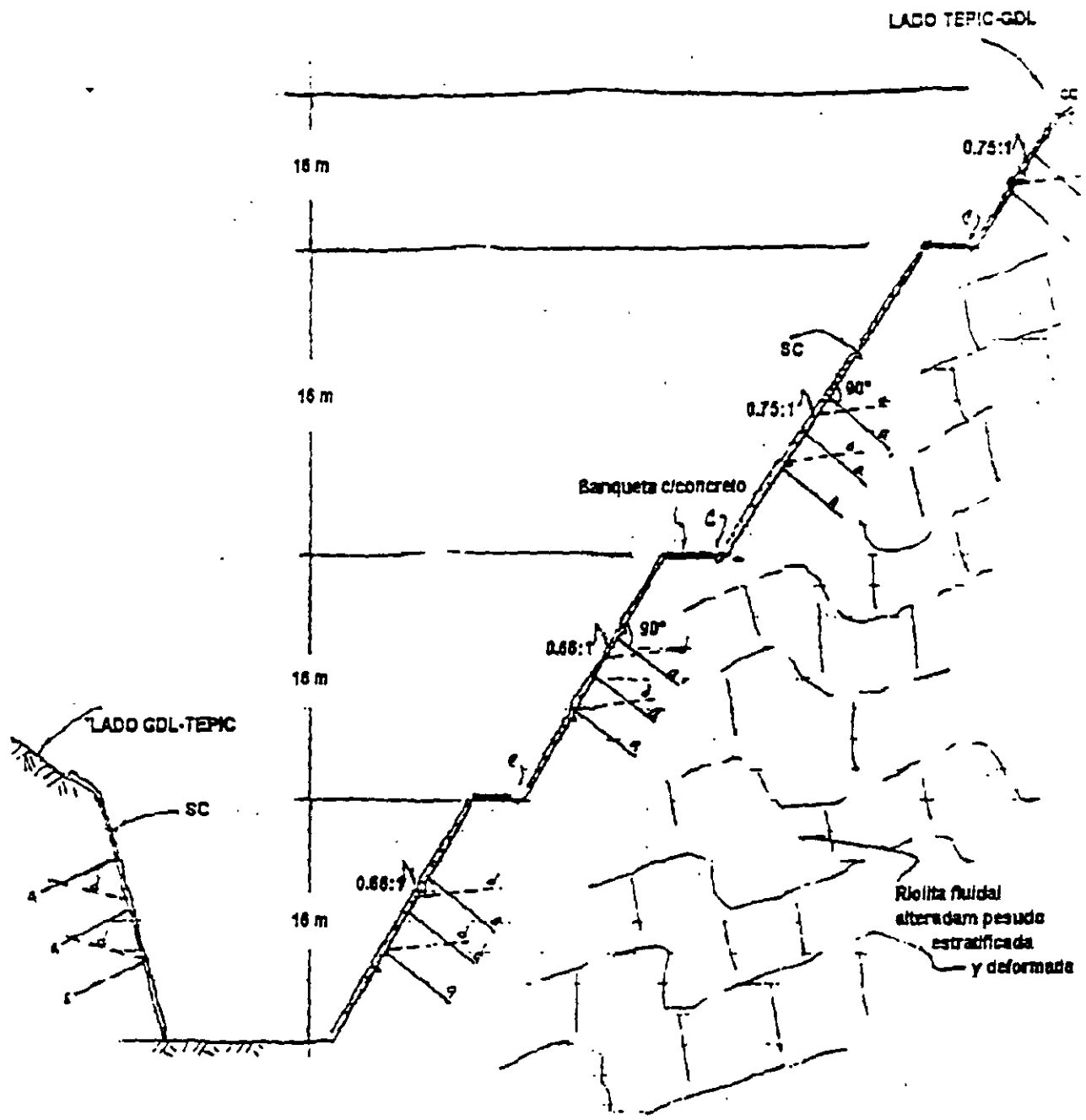
CORTE N° 6

TEPIC-GDL

VISTA DE FRENTE

H=57m

- Sc = concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, espesor 7.5 cm (3") con malla electrosoldada 6-6-10-10 sujeta a la roca por medio de anclas cortas $\phi 1/2" @ 2 \text{ X } 2 \text{ m}$ y drenes cortos $\phi 1 1/2" @ 3 \text{ X } 3 \text{ m}$.
- (x) = anclas fricción $\phi 1" \text{ X } 6 \text{ m} @ 3 \text{ m} \text{ X } 4 \text{ m}$, ahogadas en mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, dentro de perforaciones $\phi 3"$.
- (o) = drenes $\phi 2" \text{ X } 6 \text{ m} @ 4 \text{ m} \text{ X } 8 \text{ m}$; con tubo PVC denso que tenga perforaciones en toda su longitud, instalados dentro de perforaciones $\phi 2 1/2"$ ó $\phi 3"$, las cuales tendrán inclinación ascendentes entre 5° y 10° .



CORTE N° 6

SECCION TRANSVERSAL

Probablemente el anclaje se pueda hacer selectivo.

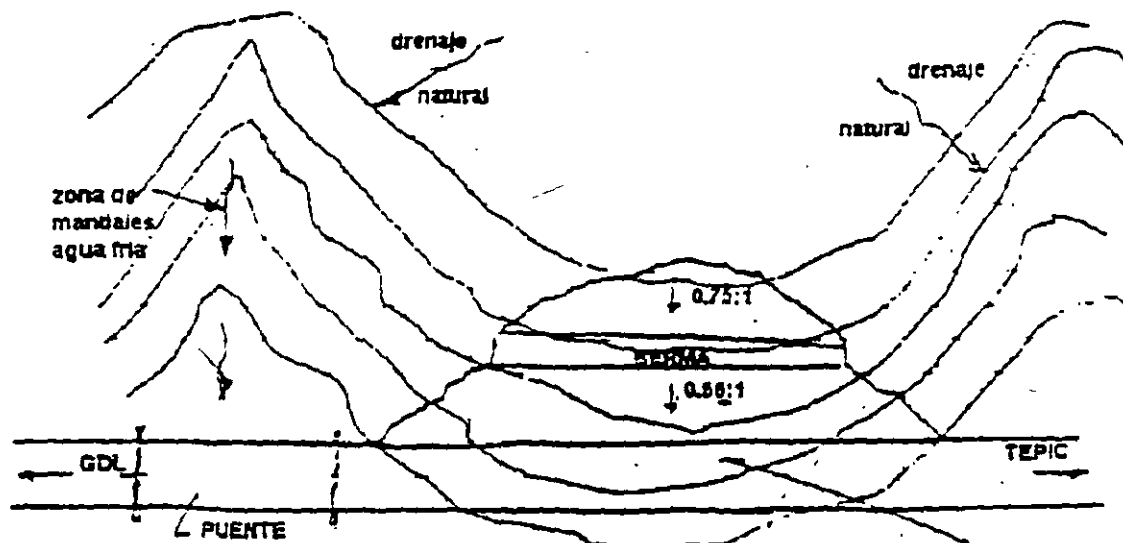
NOTA IMPORTANTE:

El CORTE N° 6 del lado GDL-TEPIC DE ± 15 metros de altura, requiere de una protección semejante a base de concreto lanzado, anclas de fricción y drenes.

CORTE N° 7

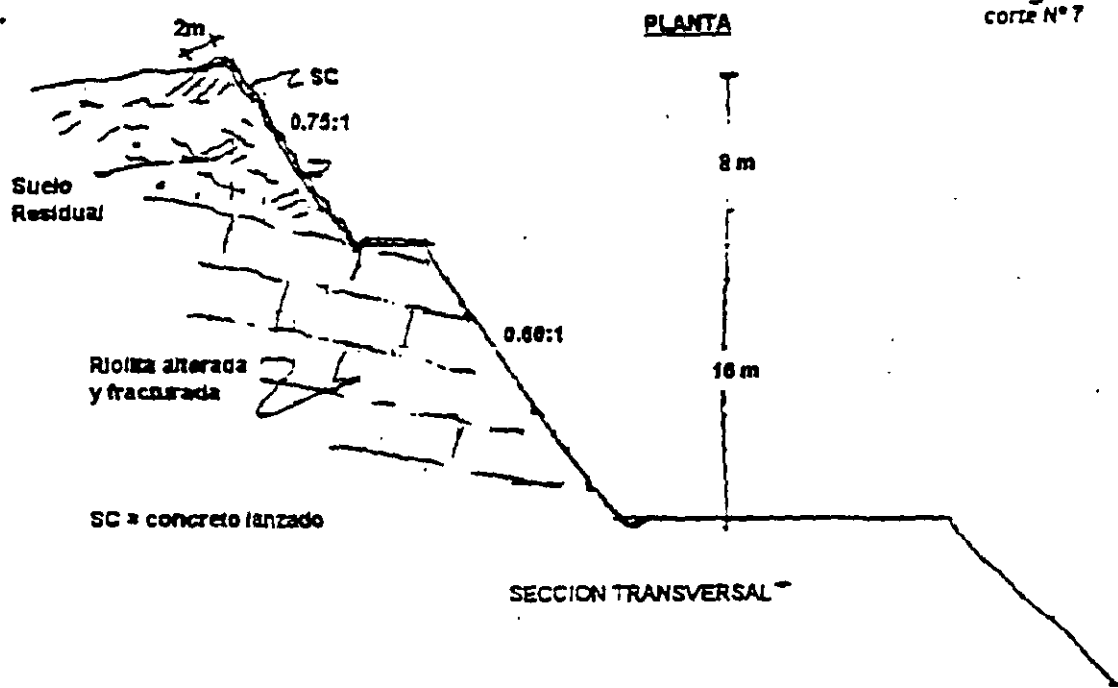
Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 24 m, con una berma, sin subdrén.

Taludes: 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba



PLANTA

corte N° 7



SECCION TRANSVERSAL

FS2

CORTE N° 7

Características geotécnicas: Riolitas alteradas color blanco, muy fracturadas hasta la 1ª berma y suelos residuales en la parte superior.

Estructura: Fluidal con pseudoestratificación, formando bloques pequeños por la intensidad del fracturamiento.

Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero si de la posibilidad de caídos de fragmentos pequeños de roca de la parte inferior del talud y de erosión del talud en la parte superior.

Tratamiento recomendable:

- a) amacize general de la parte baja del talud
- b) protección de la berma con concreto pobre.
- c) protección de la parte alta del talud que tiene los suelos residuales para esta protección se puede usar:

- Concreto lanzado $f'c = 299 \text{ Kg/cm}^2$: de 7.5 cm de espesor, reforzado con malla electrosoldada 6-6-10-10, perforando drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}'' \times 30 \text{ cm}$ @ 3m x 3m y anclas cortas $\phi \frac{1}{2}'' \times 50 \text{ cm}$ @ 2m x 2m para sujetar la malla.
- Alternativa - colocando un chapeo de piedra con un espesor de $\pm 1 \text{ m}$ abajo y 40 cm arriba, junteada con mortero de cemento, dejando drenes de tubo PVC $\phi 4''$ @ 3mx3m, en tresbolillo.

- d) NO SE REQUIERE SUBDREN

Tomando en cuenta que el corte es en roca que no le afecta el agua y que existe buen drenaje superficial, parece que no justifica el subdrén.

CORTE N° 8

Datos: Lado TEPIC-GDL; H 51m, con 2 bermas de 4m @ 16 metros.

Taludes: 0.75:1; Tiene un subdrén de 4.5m de profundidad y varios drenes transversales abajo del pavimento.

Características geotécnica: Se trata de depósitos de talud

constituidos por fragmentos de riolitas de \approx 1 metro de arista, empacados en suelo con ligera cementación se observan algunos lentes tipo sillis de vidrio volcánico color oscuro altamente fracturado de 3 metros de espesor (parece obsidiana con brillo de perlita).

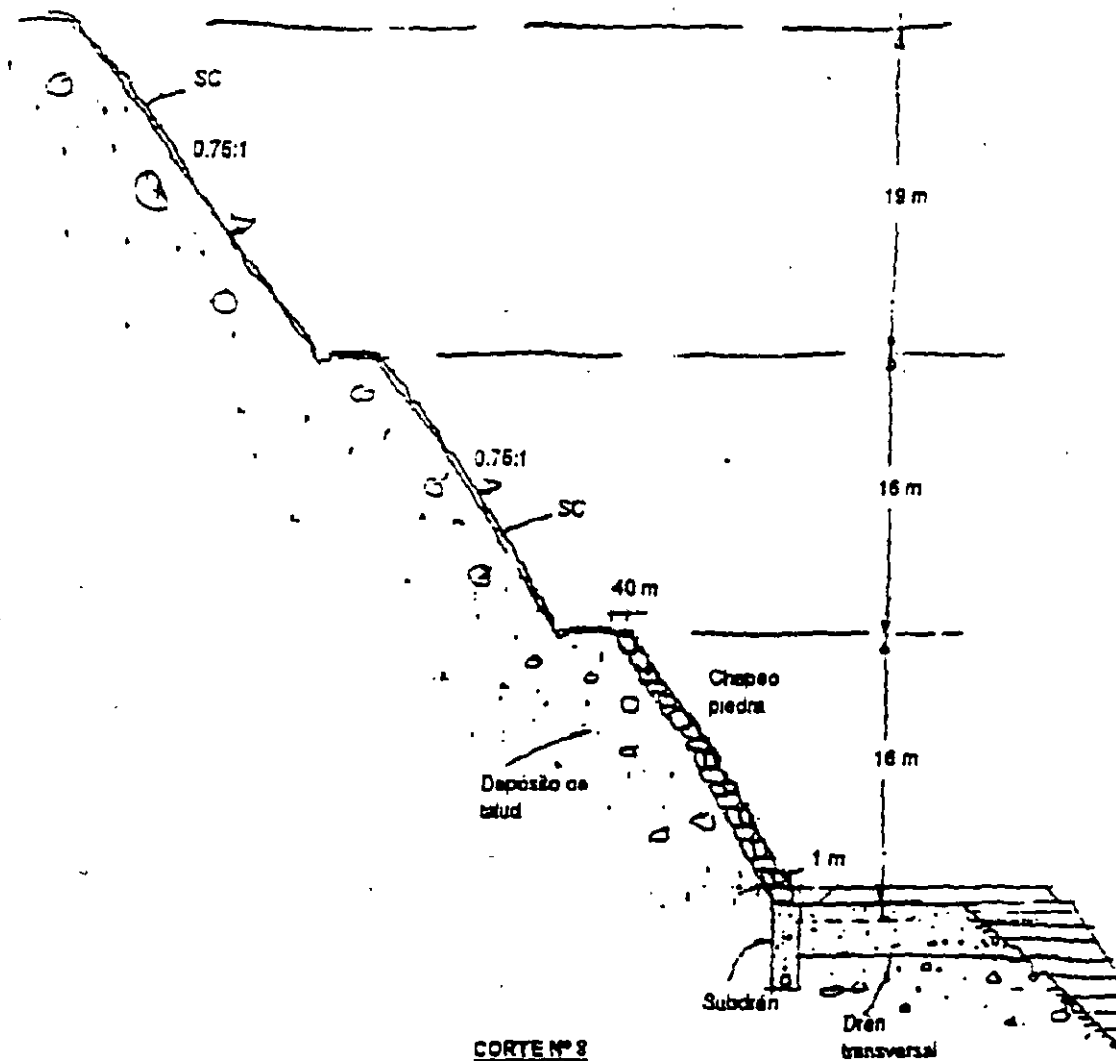
Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero si de erosión por lluvia en la zona de conglomerados del lado Guadalajara.

Tratamiento recomendable:

- a) amacize general
- b) protección de bermas y cunetas revestidas
- c) en las zonas de conglomerados con cementante deleznable protegerlos con:
 - concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$; de 7.5 cm de espesor, con malla electrosoldada 6-6-10-10 y anclas cortas $\phi \frac{1}{2}'' \times 50 \text{ cm}$ @2m X 2m para sujetar la malla, y drenes cortos $\phi \frac{1}{2}'' \times 30 \text{ cm}$ @3m X 3m.
 - alternativa - chapeo de piedra junteada con mortero de cemento que tenga 1 metro de espesor en la base y 40 cm en la corona.

NOTA: En este caso el subdrén se justifica para evitar el reblandecimiento del material cementante, sobre todo en la zona de conglomerados en el lado Guadalajara.

Lo mismo acerca de los subdrenes transversales.



CORTE N° 8

SECCION TRANSVERSAL

CORTE N° 9

Datos: Lado TEPIC-GDL, con 2 bermas, H = 45 m tiene subdrén de 4.5 m de prof.

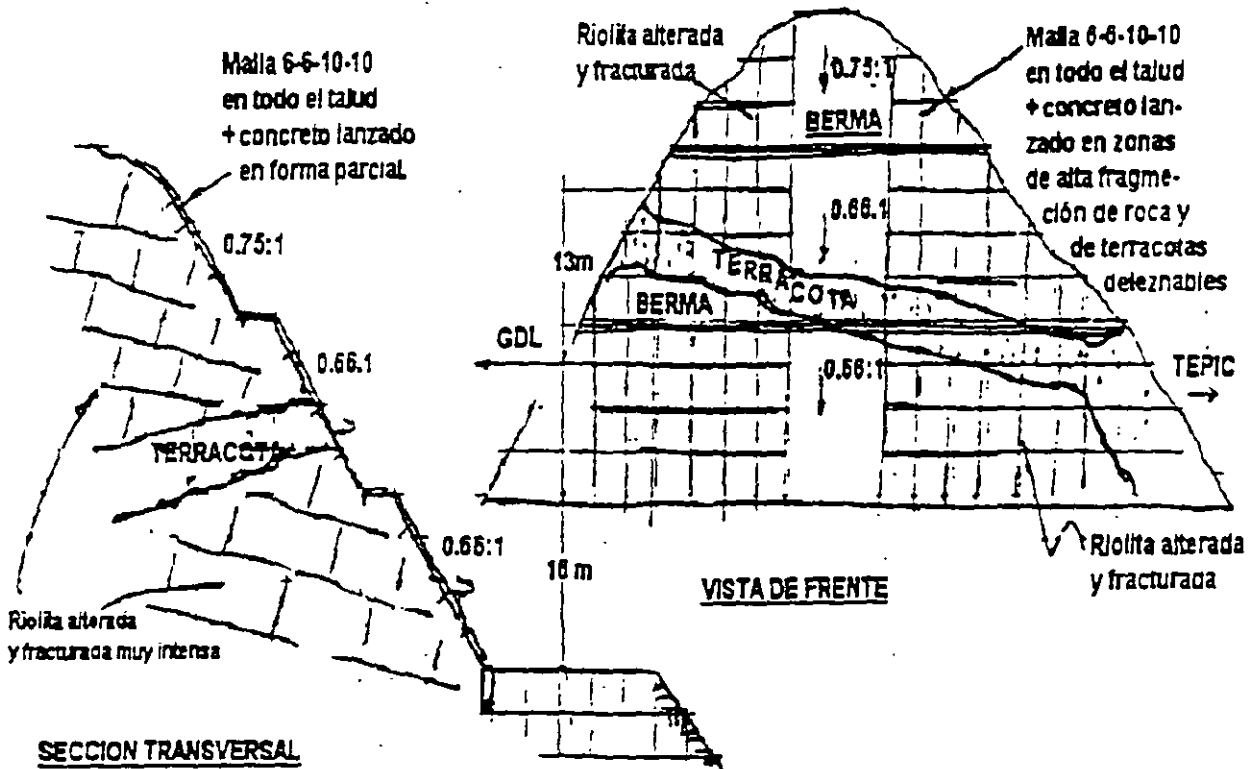
Taludes: 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

Características geotécnica: Riolitas alteradas y fracturadas en bloques chicos con intercalación de bandas de piroclásticos color rojo con cementación buena a deleznable (terracotas).

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general, se pueden presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión de las terracotas deleznales.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general del talud
- b) Protección con malla sola 6-6-10-10 en todo el talud fijándola con anclás cortas $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m..
- c) Concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ de 7.5 cm de espesor en áreas selectivas ya sea de riolita muy fracturada o de terracota deleznable.
- d) Bermas y cunetas revestidas



CORTE N° 10

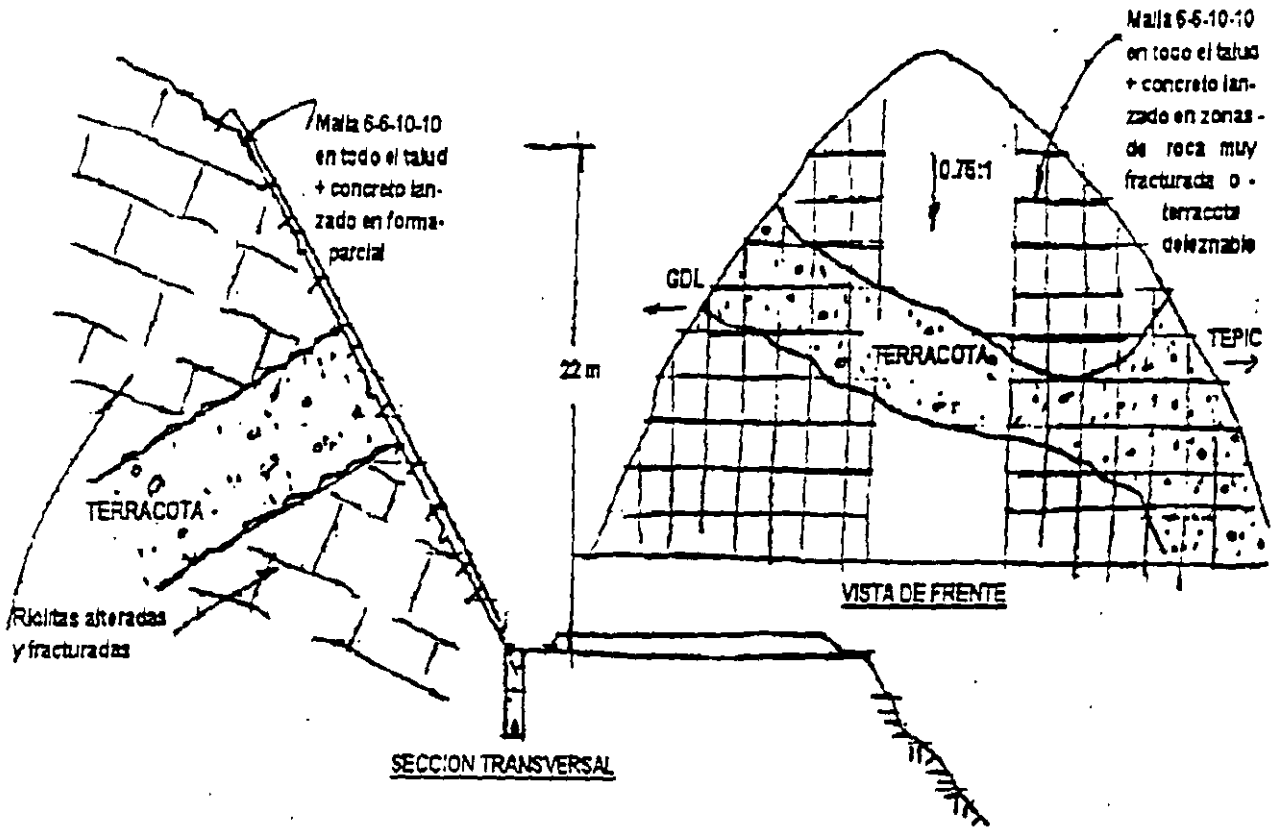
Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 22 metros, sin bermas taludes: 0.75:1 tiene un subdrén de 4.5 metros de profundidad.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas y muy fracturadas en bloques chicos con intercalación de una banda gruesa de piroclásticos rojos cementados (terracotas).

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general. Se puede presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión de terracotas deleznales.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general
- b) Protección con malla sola 6-6-10-10 en todo el talud, fijándola con anclas cortas $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m.
- c) Concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, de 7.5 cm de espesor en áreas selectivas ya sea de riolita muy fracturada o de terracota deleznable.



CORTE N° 11

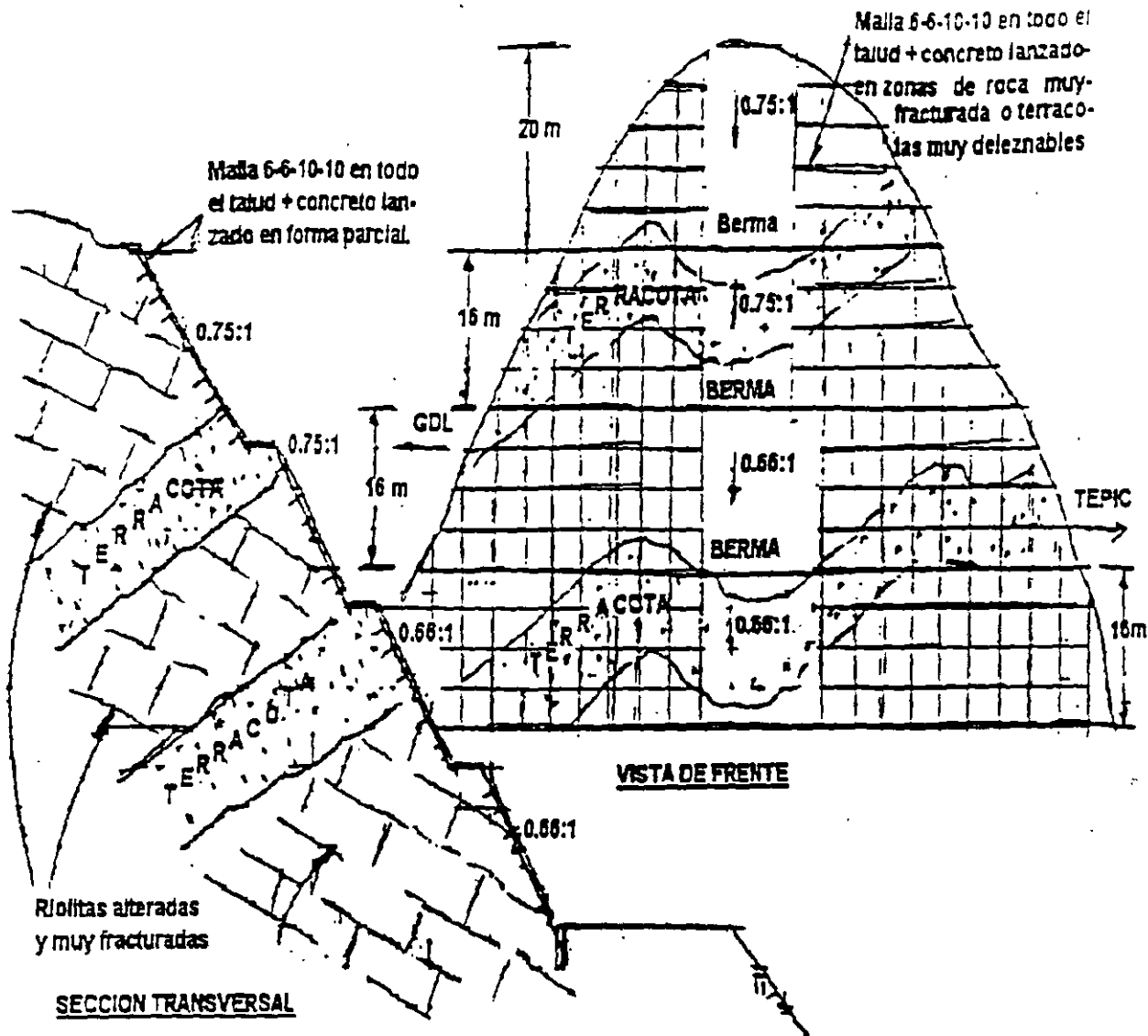
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 68 m; 3 bermas; taludes 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas, muy fracturadas, en bloques chicos, con intercalación de bandas gruesas de piroclásticos rojos cementados (terracotas).

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general, se pueden presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión en terracotas deleznales.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general; de bermas y cunetas revestidas.
- b) Protección con malla sola 6-6-10-10 en todo el talud, fijándola con anclas cortas $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m.
- c) Concreto lanzado f'c = 200 Kg/cm², espesor 7.5 cm, en áreas selectivas ya sea de riolita muy fracturada o de terracota deleznable.



CORTE N° 12

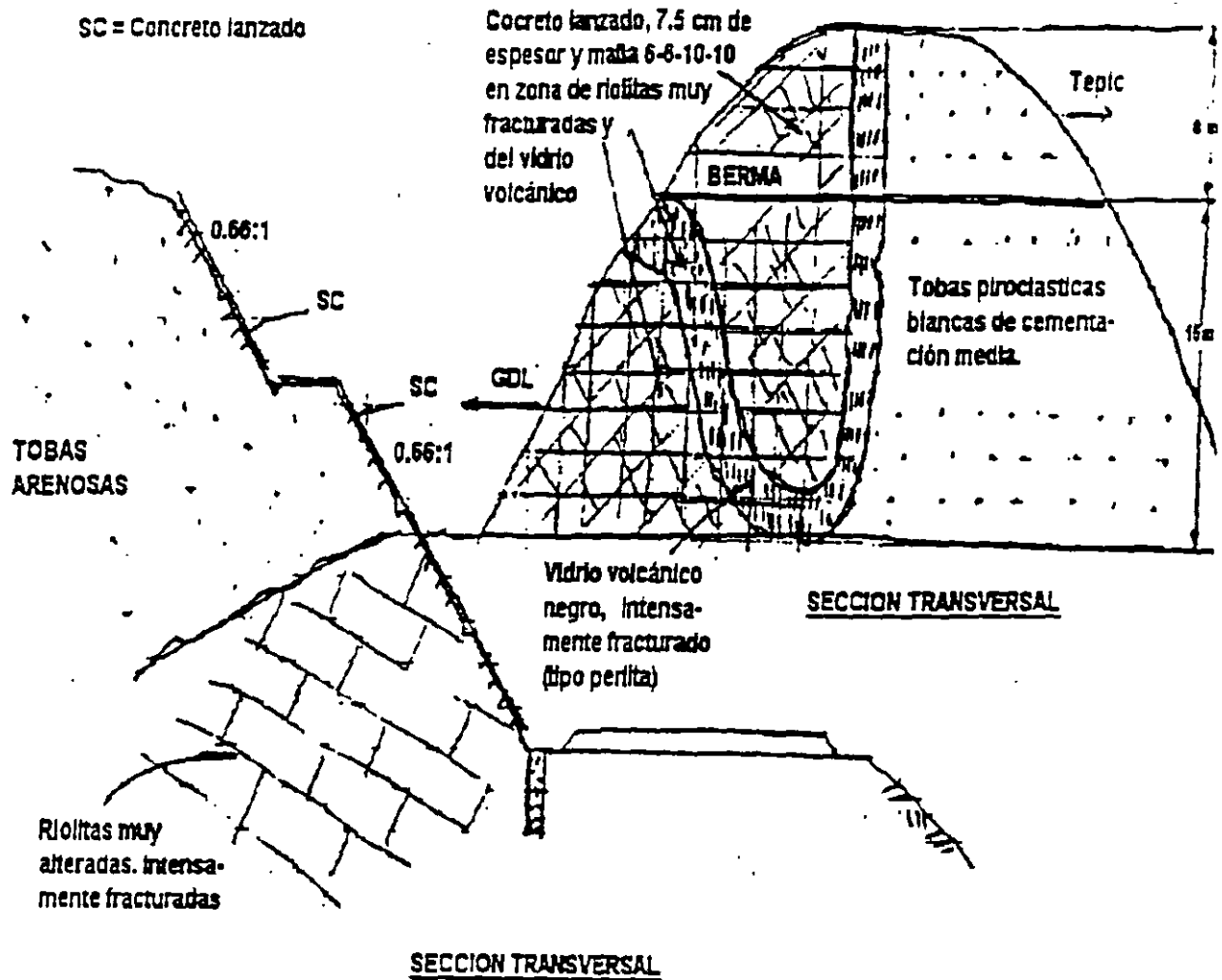
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 24 m; taludes 0.66:1, una berma y subdrén.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas, intensamente fracturadas formado fragmentos pequeños de roca, con lentes de vidrio volcánico, muy fracturado (tipo perlita) y tobás arenosas piroclásticas blandas de color gris claro a blanco con cementación media.

Estabilidad: No se observan signos de inestabilidad general, se pueden presentar caídos de fragmentos pequeños de roca y erosión de los vidrios volcánicos.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general, berma y cuneta revestidas.
- b) Protección con malla 6-6-10-10 en todo el talud, fijándola con anclas cortas $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m, solo en la zona de riolitas intensamente fracturadas y el vidrio volcánico, llevará drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3m X 3m.
- c) Concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, espesor 7.5 cm, en la zona de roca riolítica alterada y en la zona de vidrio volcánico.



CORTE N° 13 (Lente de vidrio volcánico inferior semejante a la Baja California).

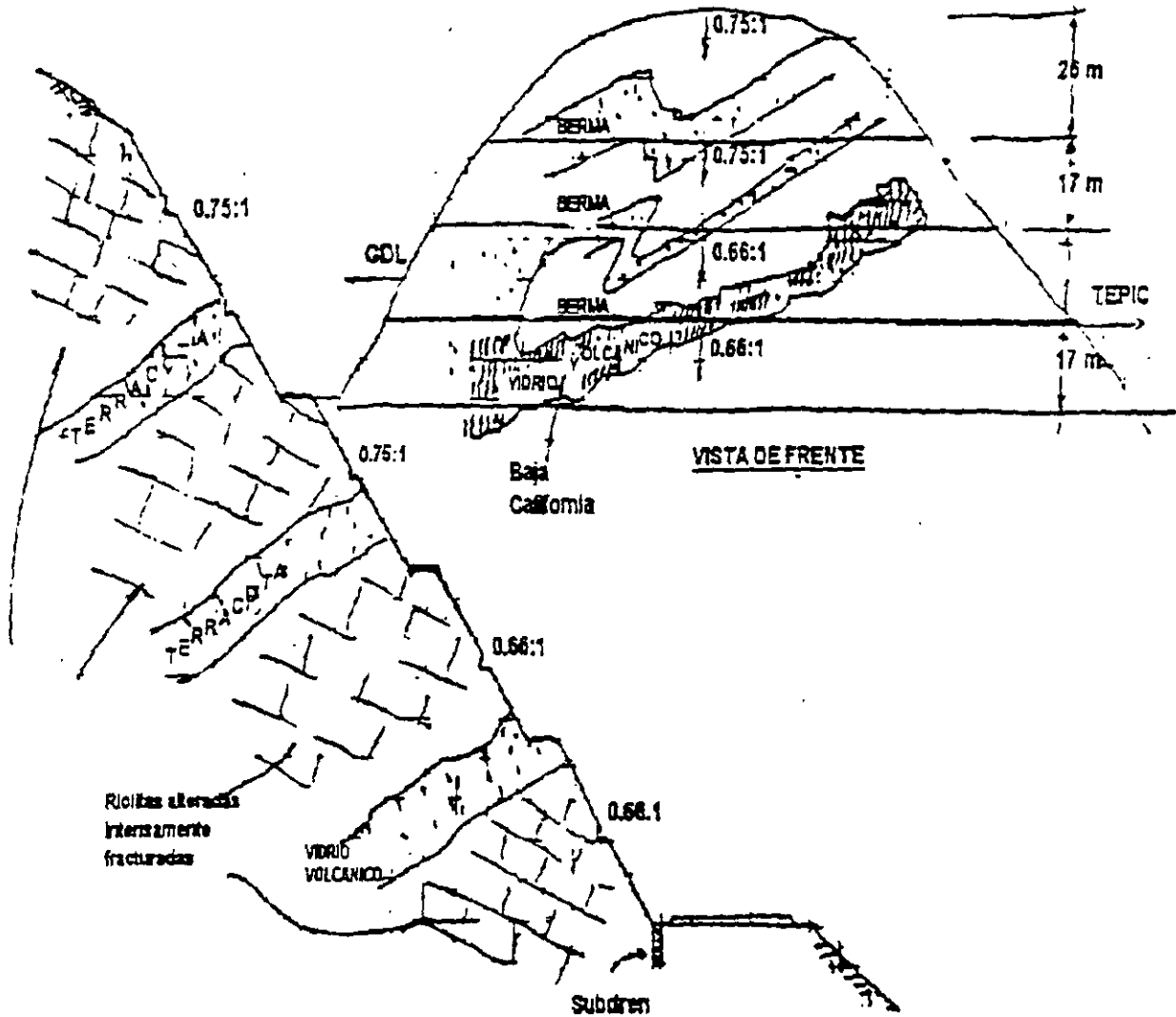
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 77 metros; 3 bermas @ 17 m: Taludes 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas intensamente fracturadas, con varios lentes de tobas piroclásticas intercaladas color rojo, cementadas y lentes de vidrio volcánico negro intensamente fracturado (tipo perlita), tobas arenosas piroclásticas blandas color gris claro.

Estabilidad: No presentan rasgos de inestabilidad general. Habrá que observar el comportamiento de los lentes piroclásticos rojos (terracotas) ante los efectos de lluvias.

Tratamiento recomendable.

- a) Amacize en algunas zonas; p. ej. 1ª berma lado Guadalajara; protección de bermas y cunetas.
- b) Protección de algunas zonas pequeñas con malla 6-6-10-10 y concreto lanzado de 7.5 cm de espesor.
- c) Observación.



CORTE N° 14

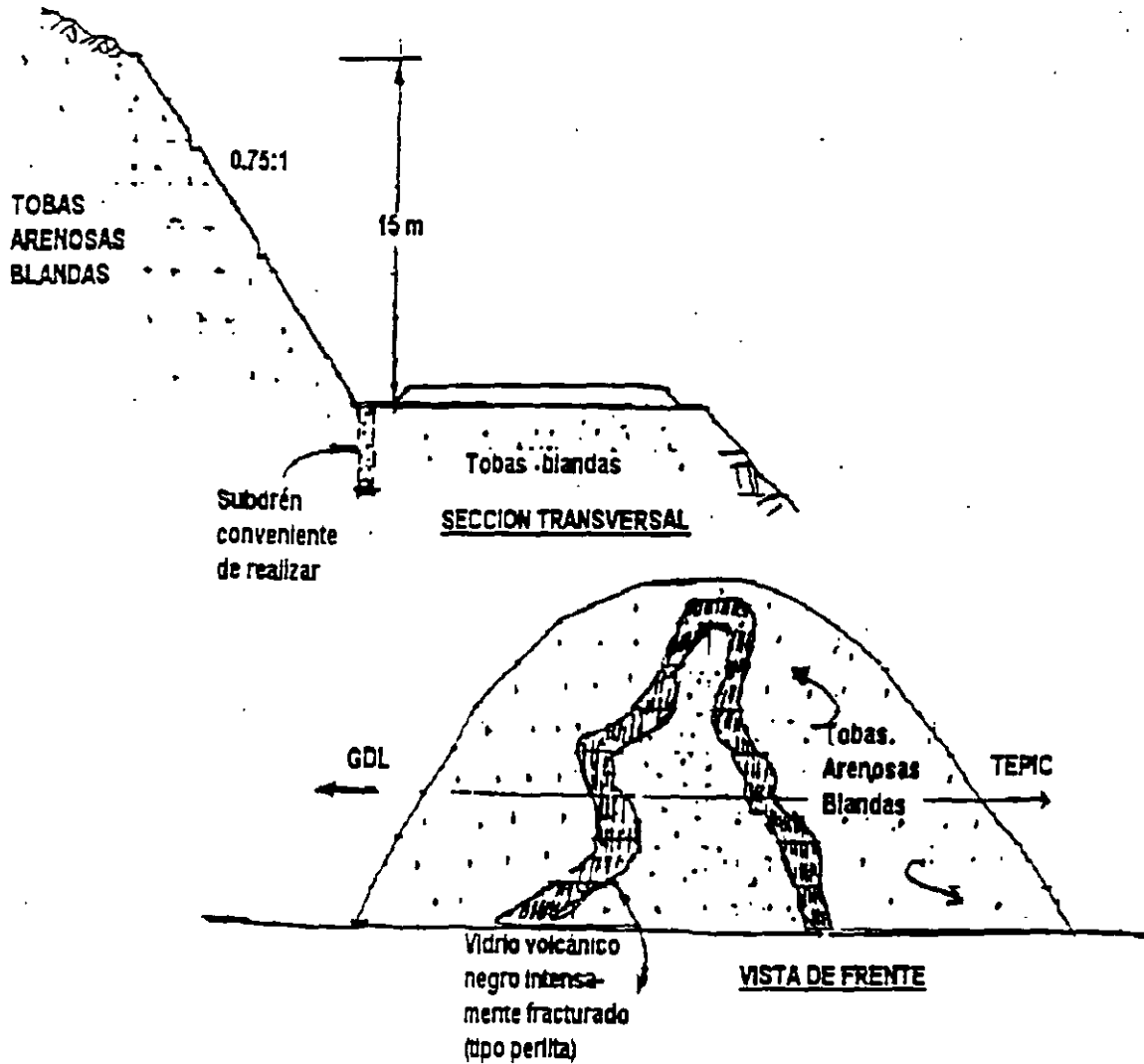
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 15 m; talud 0.75:1 sin bermas y sin subdrén.

Características geotécnicas: Tobas arenosas de origen piroclástico de cementación media (roca blanda) color gris claro, con lentes intercalados de vidrio volcánico negro ondulado intensamente fracturado (tipo perlita).

Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable:

- a) Nada - Solo observación.
- b) Subdrén.- Parece justificarse el subdrén por tratarse de tobas ígneas blandas, susceptibles de reducir notablemente sus resistencia por saturación.



CORTE N° 16

Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 62 m, con 3 bermas, taludes 0.66:1 en la parte inferior y 0.75:1 en la parte superior.

Características geotécnicas: Riolitas muy alteradas y fracturadas en la parte inferior y depósitos de talud en la parte superior. Se presentaron filtraciones en el talud que ahora están secas.

Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero si de inestabilidad local en la parte superior del talud.

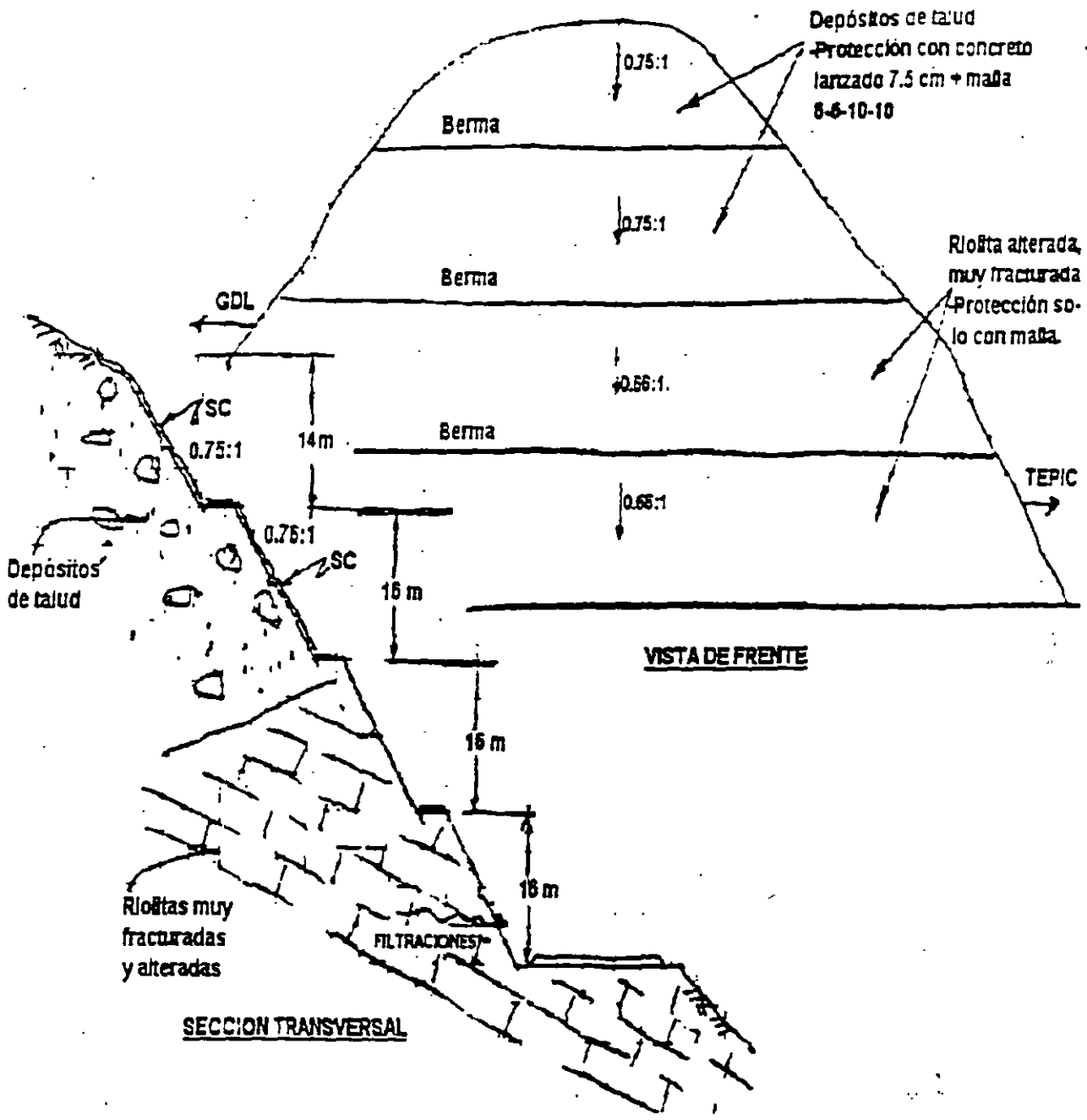
Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general

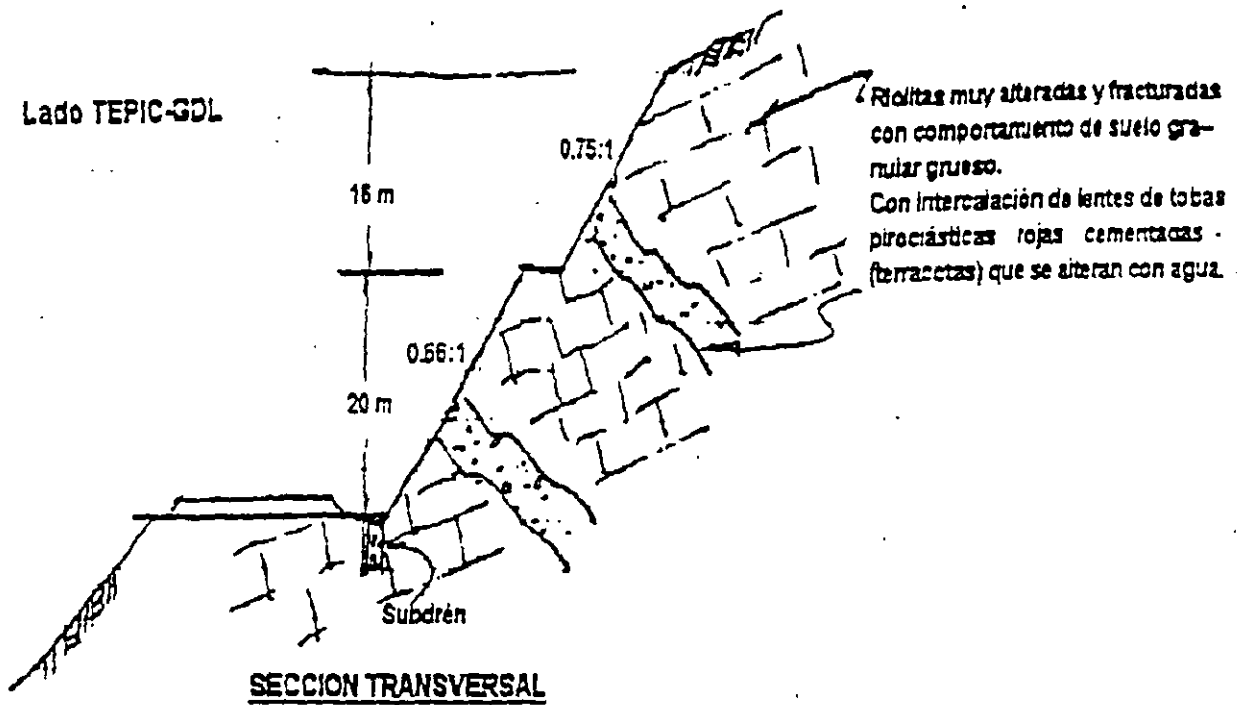
- b) Protección con concreto lanzado 7.5 cm de espesor y malla 6-6-10-10 en la parte superior de los depósitos de talud, la malla requiere anclas cortas de sujeción $\phi\frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m y drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3m X 3m.

Parece conveniente protección con malla sola de pavimento hasta la 2ª berma, con anclas cortas de sujeción $\phi\frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2m X 2m.

- c) No requiere subdren siendo la cimentación de rocas riolíticas que no les afecta el agua.



CORTE N° 17



Condiciones de estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable: Tal vez concreto lanzado con malla solo cubriendo las terracotas deleznales.

- No requiere subdrén siendo las riolitas resistentes a saturación del agua

CORTE N° 18

Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 40 m; con 2 bermas y subrén.

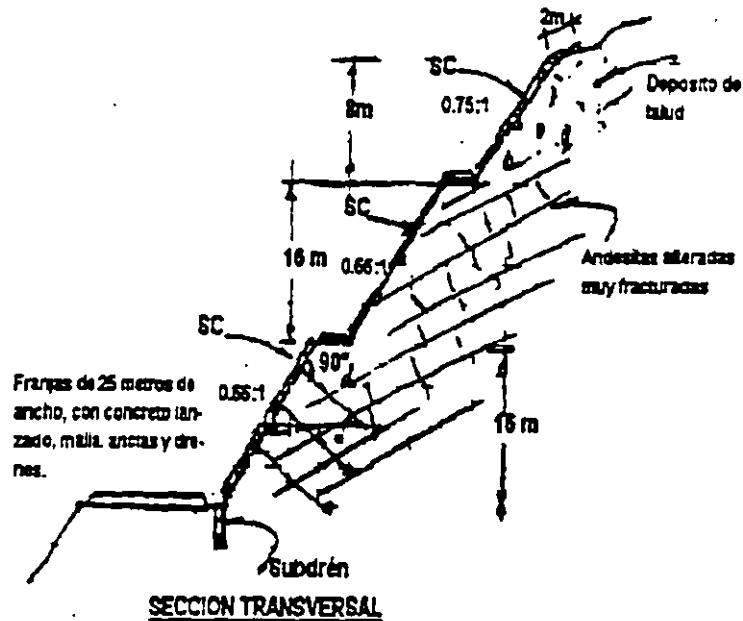
Características Geotécnicas: Andesitas fracturadas y alteradas en la parte superior, con depósitos de talud y piroclásticos cementados color gris en la parte inferior.

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general, pero si de posibles caídos de fragmentos de roca.

Tratamiento recomendable: Concreto lanzado con malla 6-6-10-10, de 7.5 cm en la parte superior y franjas de concreto lanzado con malla 6-6-10-10 de 7.5 cm de espesor en la parte inferior de unos 25 metros de ancho cubriendo las zonas más alteradas. Reforzar con anclas fricción $\phi 1"$ X 6m @ 3 X 3m y drenes $\phi 2"$ X 6m @ 4 X 8 metros.

a = anclas de fricción $\phi 1"$ X 6 m " 3m X 3m en tresbolillo a 90° con el talud, dentro de perforaciones $\phi 3"$ y mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

d = drenes $\phi 2"$ tubo PVC denso con perforaciones dentro de perforaciones $\phi 2\frac{1}{2}"$ ó $\phi 3"$ de 6 metros de largo @ 4 X 8 m, inclinados 5° a 10° hacia arriba.



CORTE N° 19

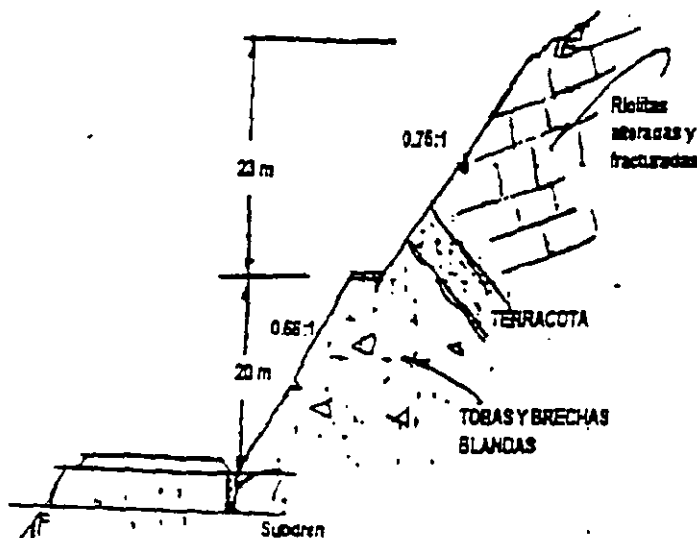
Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 43 metros; una berma, con subdrén.

Características geotécnicas: Intercalación de Riolitas alteradas y fracturadas color gris y rojo, con terracotas y vidrio volcánico (tipo perlita) muy fracturado. Hay tobas arenosas grises de cementación media y brechas piroclásticas con matriz cementada media.

Estabilidad: No se observan rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable:

- a) Amacize general
- b) protección de bermas y cunetas
- c) No requiere protección solo observación.
- d) Subdrén justificable como protector de tobas y brechas piroclásticas.



CORTE N° 20 Lado: TEPIC-GDL; H = 48 m; 2 bermas y subdrén.

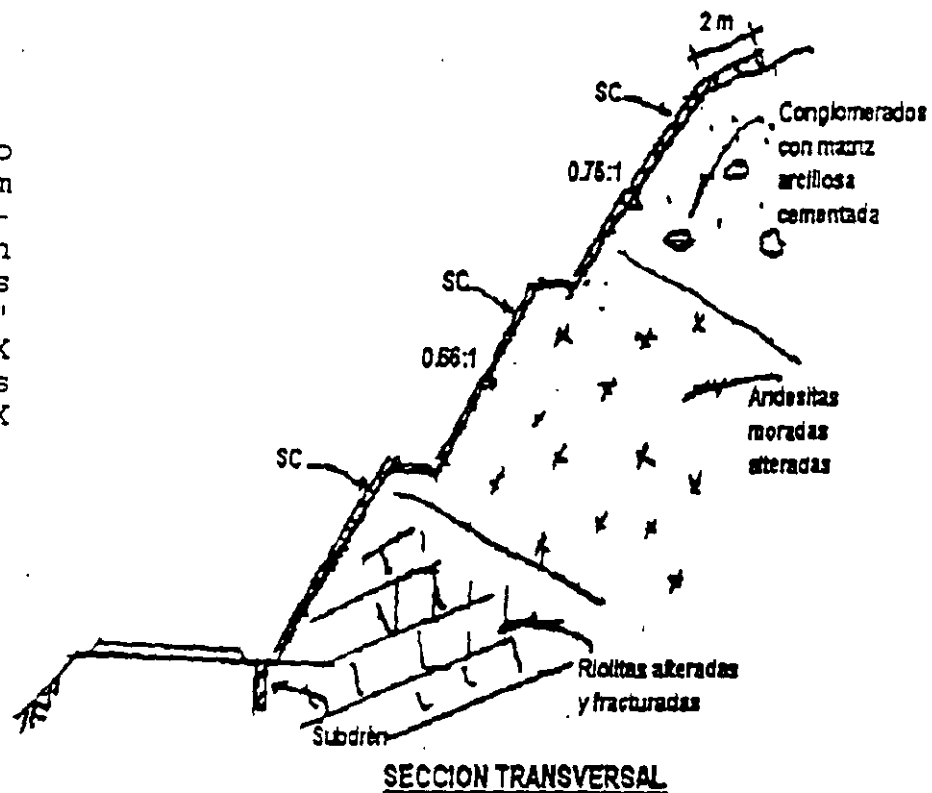
Características geotécnicas: Riolitas y andesitas color morado muy alteradas y conglomerados con matriz arcillosa cementada.

Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general.

Tratamiento recomendable

- a) Relleno con chapeo piedra zona pavimento 1ª berma a la mitad del talud.
- b) Proteger todo el talud con concreto lanzado 7.5 cm de espesor, con malla 6-6-10-10 con anclas cortas de sujeción $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2 X 2 m y drenes cortos $\phi 1 \frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3 X 3m.

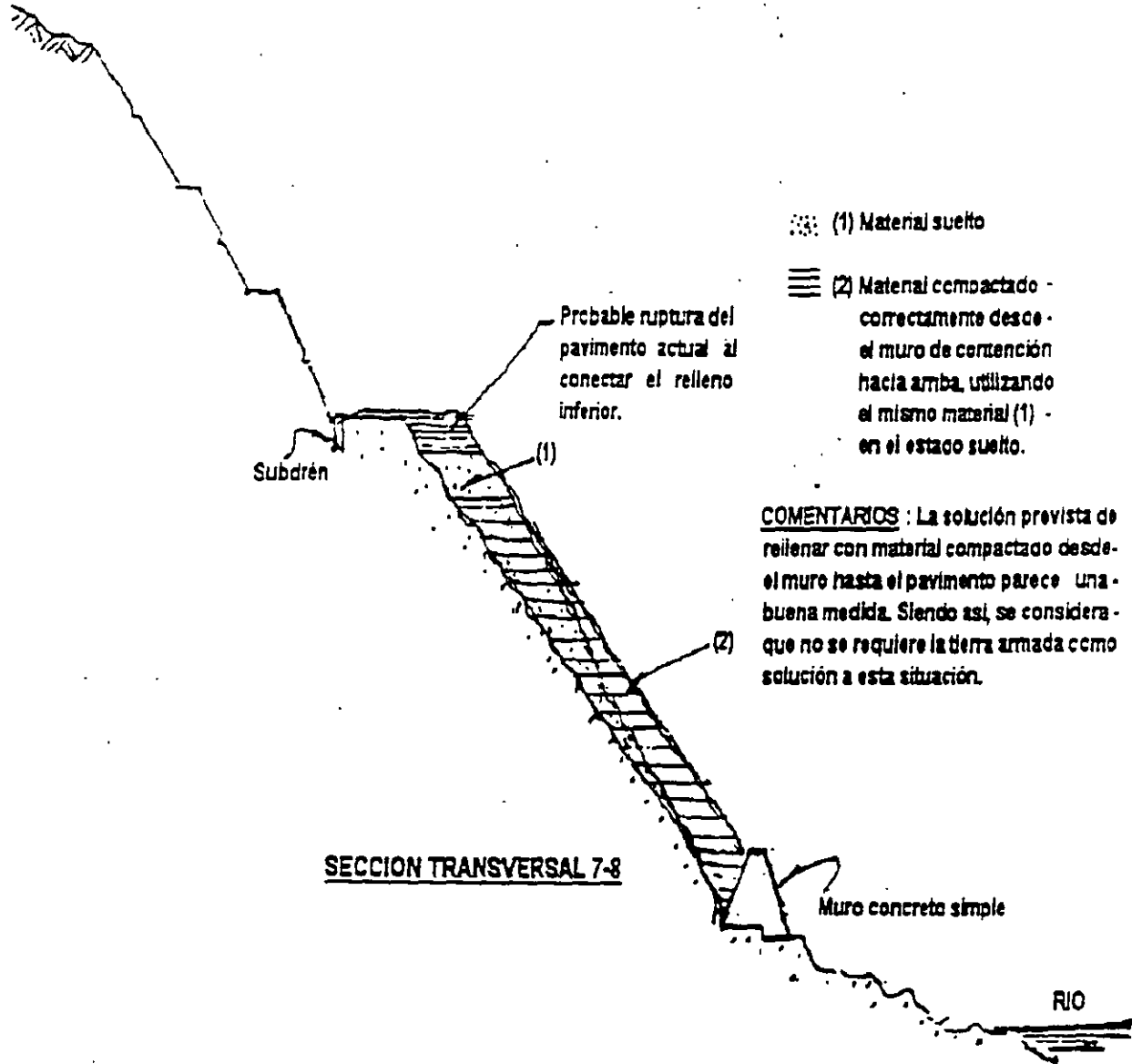
sc = concreto lanzado 7.5 cm con malla 6-6-10-10, con anclas cortas de sujeción $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2 X 2 m y drenes cortos $\phi 1 \frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3 X 3m.



Para los Cortes en Balcón existen varias soluciones que a continuación se señalan:

- a) Muro de contención hasta la parte baja de talud como el que se construye entre los cortes 7 y 8.
- b) Tierras armadas.
- c) Muros de contención de concreto armado anclados a la roca, los cuales pueden tener una losa de concreto armado en la parte superior.
- d) Muro tipo diafragma, en forma de dentellones de concreto armado, anclados a la roca, los cuales llevan una losa de concreto armado en la parte superior.

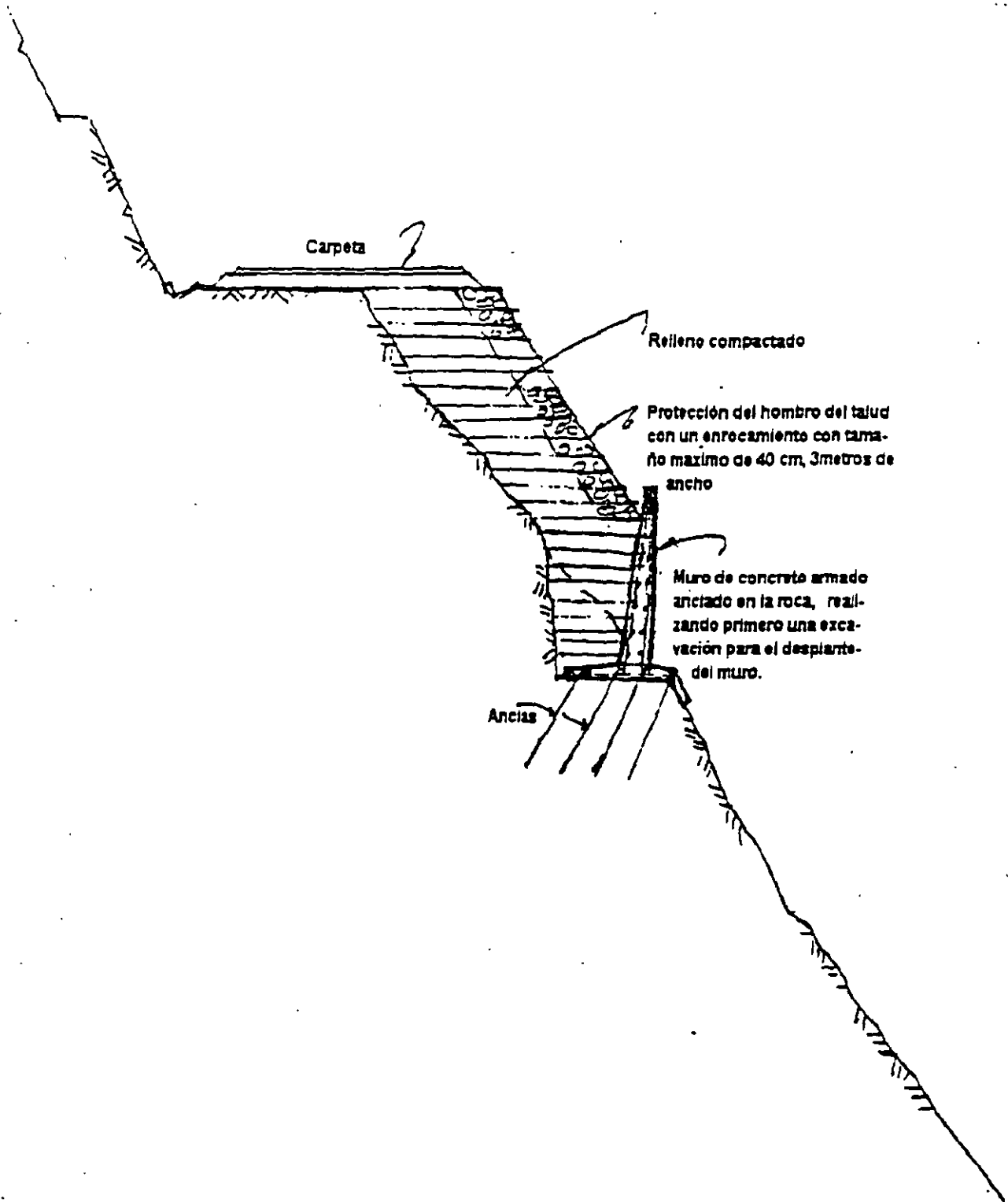
4.1.- Revisión del corte en balcón entre los cortes 7 y 8.



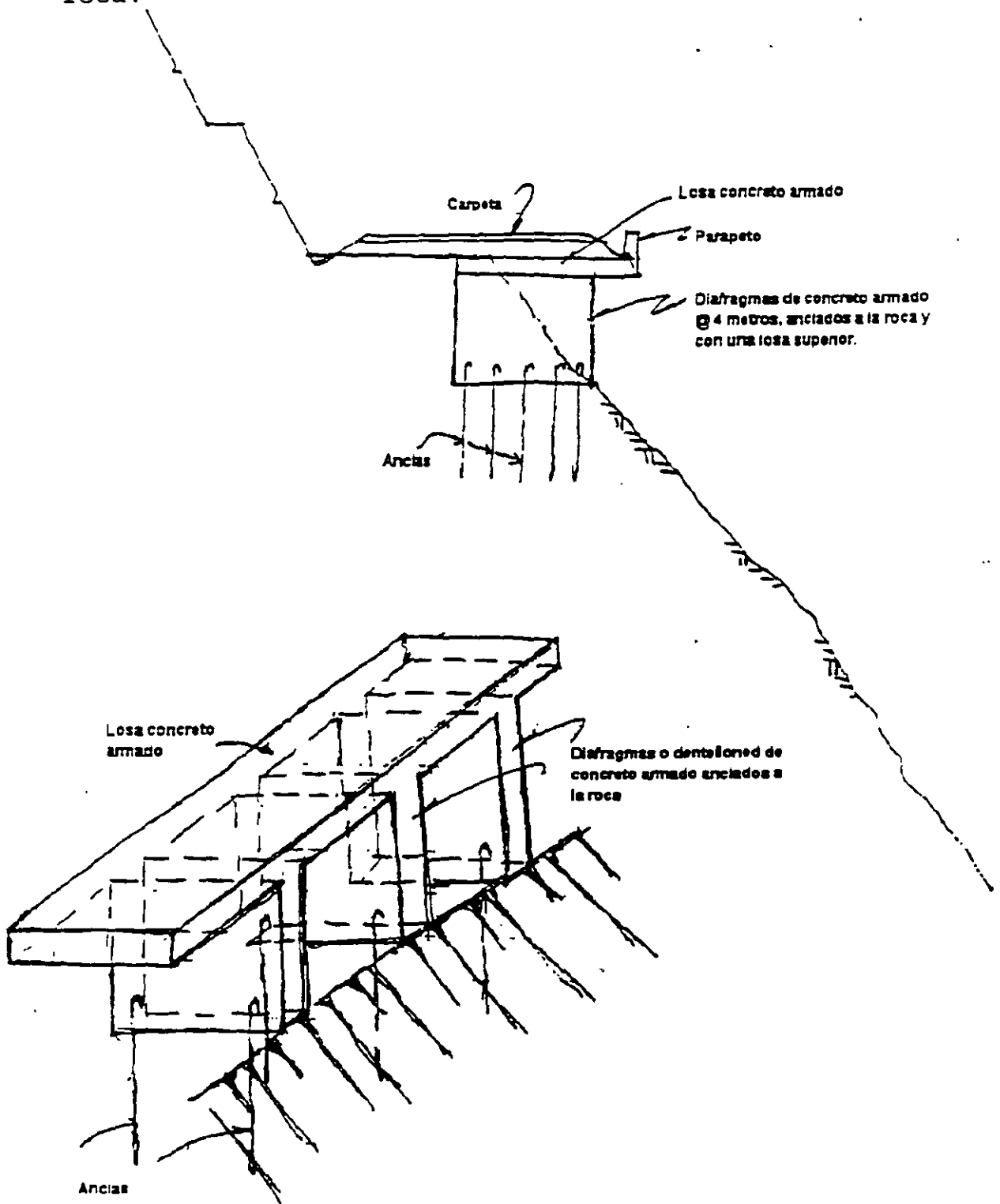
- (1) Material suelto
- (2) Material compactado correctamente desde el muro de contención hacia arriba, utilizando el mismo material (1) en estado suelto.

COMENTARIOS: La solución prevista de rellenar con material compactado desde el muro hasta el pavimento parece una buena medida. Siendo así, se considera que no se requiere la Tierra armada como solución esta situación.

4.2 Solución a base de muros de contención de concreto armado anclado en la roca.



4.3 Solución a base de dentollenes de concreto armado anclados en roca.



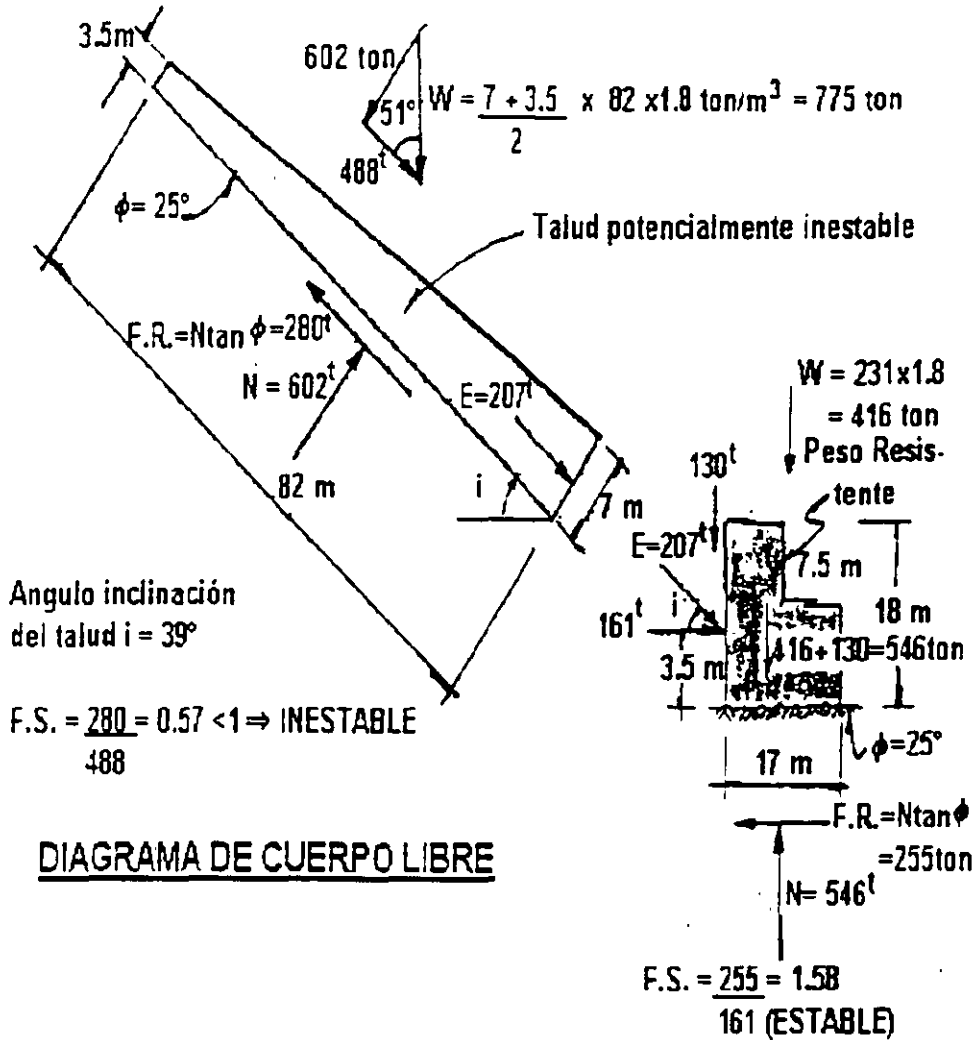
425

I.C.A.S.A
 AUTOPISTA GUADALAJARA-TEPIC
 TRAMO MAGDALENA-SANTO TOMAS, JAL

CORTE EN BALCON ENTRE CORTES 7 Y 8

ANALISIS DE ESTABILIDAD

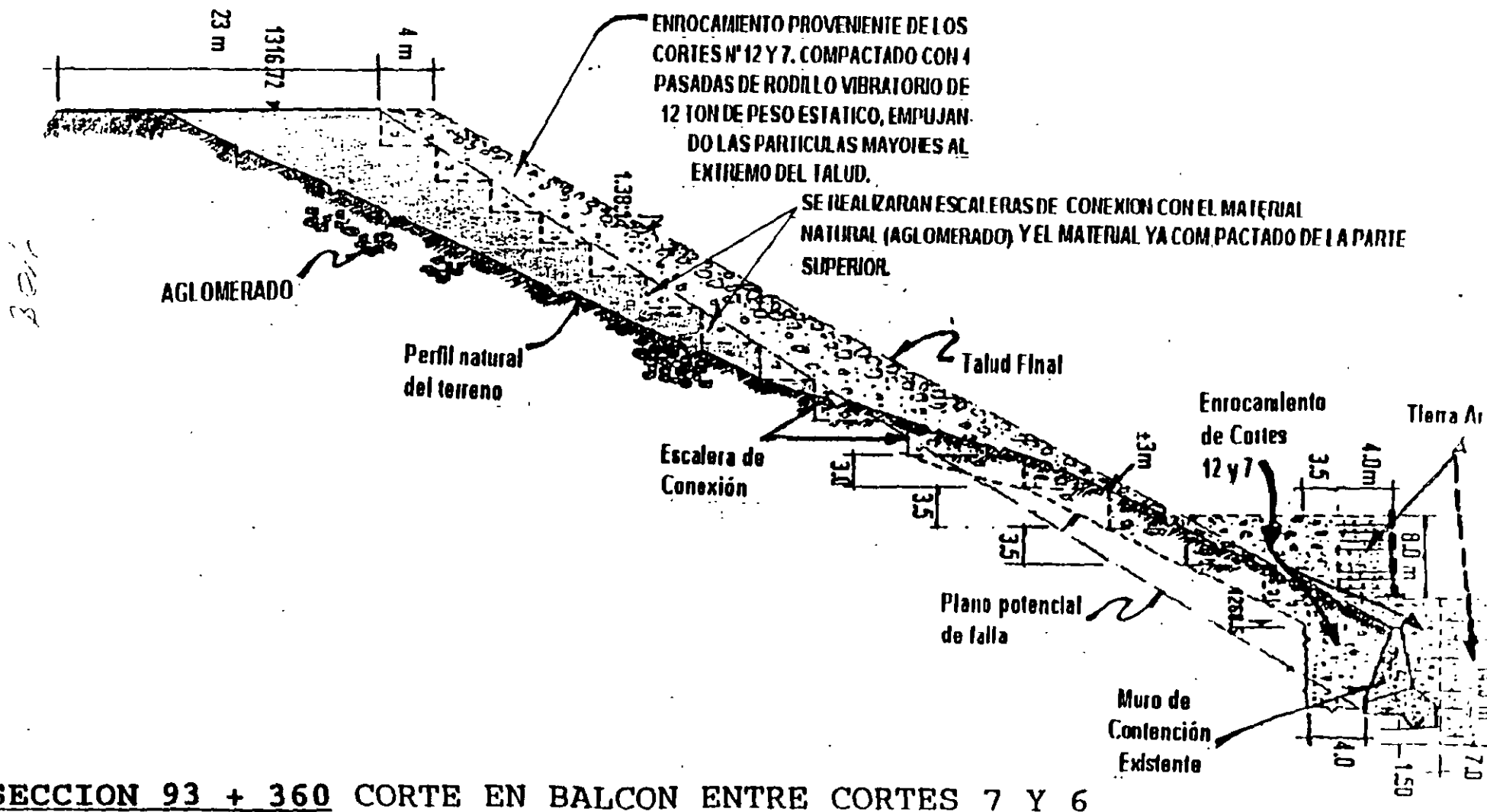
Raúl Cuéllar Borja



202

I.C.A.S.A.
 AUTOPISTA GUADALAJARA-TEPIC
 TRAMO MAGDALENA-SANTO TOMAS, JAL.
CORTE EN BALCON.- ENTRE CORTES 7 Y 8

Raúl Cuéllar Borj



SECCION 93 + 360 CORTE EN BALCON ENTRE CORTES 7 Y 6



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

TEMA

ESTUDIOS BÁSICOS: MECANICA DE SUELOS APLICADA

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS LEON TORRES
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

1.- GEOLOGIA

En el tramo comprendido entre los kilómetros 150 y 180 aproximadamente, se tendrán 19 taludes de altura superior a la señalada, en el sitio de cada futuro corte se realizaron los siguientes trabajos:

- 1.- Trabajos de exploración
 - Levantamiento geológico superficial.
 - Perforación de uno o dos sondeos con recuperación de núcleos.
 - Geofísica: sísmica de refracción y eléctrica.

- 2 - Trabajos de laboratorio
 - Determinación del porcentaje (%) de recuperación y el RQD.
 - Clasificación del suelo y roca recuperados.
 - Análisis petrográficos de las rocas representativas del sitio.
 - Pruebas de laboratorio para determinar propiedades índice en los suelos y resistencia mecánica en la rocas.

A continuación se describe la geología encontrado en los sitios donde se efectuaron los cortes.

GEOLOGIA DEL CORTE No. 1

Se localiza entre los Km. 150+100 y 150+372.(ver fotografías 1,1.1,2 y 3)

La orientación del talud será N-S

Los trabajos de exploración así como las pruebas de laboratorio efectuados se indican a continuación:

- 1.- Trabajos de exploración
 - Reconocimiento geológico superficial
 - Dos sondeos con recuperación de núcleos en diámetro BX (SM-1 y SM-2 de 12.15m de profundidad)
 - Geofísica sísmica de refracción.

- 2.- Trabajos de laboratorio
 - Determinación del % de recuperación y el RQD.
 - Tres análisis petrográficos
 - Cinco pruebas de resistencia a la compresión simple en roca.

De acuerdo con los análisis petrográficos realizados , en el corte se excavará en rocas andesíticas y conglomerados que se encuentran superficialmente alteradas. Son rocas duras y de resistencia media cuando están sanas.

El espesor de roca alterada es del orden de 3 m en la mayor parte del corte, incrementándose el espesor hasta 8.5m entre los Km. 150+280 y 150+372, de acuerdo con el estudio de geofísica. Este estudio señala que la velocidad Vp de la roca alterada es variable entre 300 y 1000 m/s. Por debajo de la roca alterada se tiene una roca fracturada con velocidades Vp de 2000 m/s cuyo espesor es de 12 a 13m, en este material se excavará la mayor parte del corte.

El porcentaje de recuperación e índice de calidad RQD promedios fueron

Sondeo	Recuperación(%)	RQD(%)
SM-1	58	5
SM-2	45	7

En general, ambos valores se van incrementando con la profundidad, sin embargo el valor determinado para el RQD debe ser mayor al que se obtuvo, debido al diametro de perforación empleado.

Existen cuatro sistemas de fracturamiento más el plano de estratificación del conglomerado Infiernillo

Sistema	Rumbo y echado
F1	NE45° a 65° SW/60° a 80°SE
F2	NW50° a 70° SE/75 a 80 NE
F3	NW30SE/30 a 50 SW
F4	NE25SW/85 NW y SE
F5	NW35SE/20 NE (planos de estratificación)

GEOLOGIA DEL CORTE No. 2

Se localiza entre los Km. 154+482 y 154+650

La orientación del talud será NW10 SE

En el sitio de cada futuro corte se realizaron los siguientes trabajos:

- 1 - Trabajos de exploración
 - Reconocimiento geológicos superficial
 - Dos sondeos con recuperación de núcleos en diámetro BX
 - SM-1 de 13.05m de profundidad
 - SM-2 de 11.10m de profundidad
 - Geofísica sísmica de refracción eléctrica.

2.- Trabajos de laboratorio

- Determinación del % de recuperación y el -RQD.
- Un análisis petrográficas

De acuerdo con el análisis petrográfico realizado y al levantamiento geológico de campo, el corte se excavará en rocas del conglomerado Infiernillo. Los clastos que forman el conglomerado están cementados con sílice por lo que la roca es dura y de resistencia a la compresión de clase media a alta.

El espesor de roca alterada es de 3 a 10 m de acuerdo con el estudio de geofísica. La velocidad Vp de la roca alterada es variable entre 300 y 1200 m/s. Por abajo de la roca alterada se tiene la roca sana con velocidades Vp de mas de 4000 m/s

El porcentaje de recuperación e índice de calidad RQD promedios fueron:

Sondeo	Recuperación(%)	RQD(%)
SM-1	33	9
SM-2	52	24

El valor determinado del RQD debe ser mayor al que se obtuvo en el levantamiento del barreno debido esto a que el diámetro de perforación empleado fue BX.

Existen cuatro sistemas de fracturamiento que afectan el macizo rocoso. Los planos de estratificación del conglomerado Infiernillo están cerrados y es muy difícil observarlos en los afloramientos

Sistema	Rumbo y echado
F1	NW12SE/80NE
F2	NW43SE/85NE
F3	NE55SW/vertical
F4	NW10SE/36

GEOLOGIA DEL CORTE No. 3

Se localiza entre los Km. 155+02: y 155+318

La orientación del talud será NW5 SE

En el sitio de cada futuro corte se realizaron los siguientes trabajos:

1.- Trabajos de exploración

- Reconocimiento geológico superficial
- 2 sondeos con recuperación de núcleos en diámetro BX
 - SM-1 de 22.10m de profundidad en el Km. 155+064
 - SM-2 de 12.10m de profundidad en el Km. 155+230
- Geofísica sísmica de refracción y eléctrica

2 - Trabajos de laboratorio

- De cada sondeo se determinó el % de recuperación y el RQD
- 1 análisis petrográfico:

De acuerdo con el análisis petrográfico realizado y al levantamiento geológico de campo, el corte se excavará en rocas del conglomerado Infiernillo que se encuentra intrusionado por diques de composición andesítica y espesor que varía de 1 a 4m.

Los clastos que forman el conglomerado están cementados con sílice, por lo que la roca es dura y de resistencia a la compresión de clase media a alta. Los intrusivos están generalmente alterados en la parte superficial y sano son de resistencia media.

El espesor de roca alterada es en general de 3m de acuerdo con el estudio de geofísica, sin embargo, se incrementa el espesor donde afloran los diques igneos hasta 10m (km. 155+090). La velocidad V_p de la roca alterada es variable entre 300 y 700 m/s, por abajo de la roca alterada se tiene la roca sana con velocidades V_p variable de 2300 a 4000 m/s.

El porcentaje de recuperación e índice de calidad RQD promedios fueron

Sondeo	Recuperación(%)	RQD(%)
SM-1	40	15.5
SM-2	46	0

El valor determinado del RQD debe ser mayor al que se obtuvo en el levantamiento del barreno debido esto a que diámetro de perforación empleado fue BX.

Existen cuatro sistemas de fracturamiento que afectan el macizo rocoso mas la estratificación.

Sistema	Rumbo y echado
F1	NW50 SE/vertical 80NE
F2	NE20 SW/80 SE a vertical
F3	NE75 SW/vertical
F4	NE48 SW/65SE(diques)
F5	NE20 SW/18 SE (planos de estratificación)

SECRETARIA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRERA:
ESTUDIO GEOFÍSICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRERAS
FEDERALES

OBRA	ESTUDIO GEOFÍSICO	CARRERA	FECHA	DICIEMBRE / 1976
KM	150.000 A 151.000	TRAMO ELABORO	TABLA	RESUMEN

UNIDAD	VELOCIDAD (M/S)	ESPELOR (M)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	211 - 418	0 00 - 3 00 / 4 00	SUELOS, RELLENOS Y/O DEPÓSITOS DE TALUD. RESISTIVIDADES VARIABLES SITUADAS ENTRE 49 Y 94 OHM-M.	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	1,009 - 2,672	3 00 / 4 00 - 19 00	CONGLOMERADO DESCOMPRESIONADO. VALOR RESISTIVO VARIABLE ENTRE 95 A 295 OHM-M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	1,835 - > 4,500	19 00 - INDEFINIDO	CONGLOMERADO SANO FRACTURADO. LOS VALORES RESISTIVOS SE UBICAN ENTRE 400 A 450 OHM M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRETERA
ESTUDIO GEOFÍSICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRETERAS
FEDERALES

OBRA	ESTUDIO GEOFÍSICO	CARRETERA	FECHA
KM	154.000 A 155.000	TARMO	RESUMEN

UNIDAD	VELOCIDAD (M/S)	ESPELOR (M)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	215 - 576	0 00 - 1 00 / 5 00	SUELOS, ALUVIÓN Y/O DEPÓSITOS DE TALUD. RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 50 Y 199 OHM-M	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	1,074 - 2,307	0 00 - 24 00	ROCA ANDESÍTICA DESCOMPRESIONADA RESISTIVIDAD VARIABLE ENTRE 384 Y 395 OHM-M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	2,103 - > 4,500	INDIFINIDO	ROCA ANDESÍTICA SANA POCO FRACTURADA Y ALTERADA RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 747 Y 923 OHM-M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

8

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRETERA:
ESTUDIO GEOFÍSICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRETERAS
FEDERALES

OMI	ESTUDIO GEOFÍSICO	CARRETERA	FECHA
KM	155.000 A 156.000	TRAZO	TÍTULO
		PLAZO	RESUMEN

UNIDAD	VELOCIDAD (M/S)	ESPELOR (M)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	228 - 678	0.00 - 5.00	SUELOS, ALUVIÓN Y/O DEPÓSITOS DE TALUD RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 50 Y 199 OHM-M	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	750 - 2,322	0.00 - INDEFINIDO	ROCA ANDESÍTICA DESCOMPRESA Y ALTERADA RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 132 Y 393 OHM M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	2,103 - > 4,500	INDEFINIDO	ROCA ANDESÍTICA SANA POCO FRACTURADA Y ALTERADA RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 599 Y 1,212 OHM M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

2.- EXPLORACION GEOFISICA

En este estudio de geofísica se analizaron una serie de cortes y terrapienes entre los kilómetros 150+000 al 183+000 mediante la ejecución de 35 Sondeos Electrico Verticales y 229 tendidos de sísmica de refracción con 458 puntos de tiro y 5.496 sismogramas, cubriendo un total de 14,427m lineales de exploración sísmológica

A continuación se presenta una serie de tablas que resumen los resultados del estudio concentrando las características principales de velocidad y espesores para cada kilómetro estudiado.

KM 150+000 AL KM 151+000.- En este cadenamamiento existen dos cortes y dos terrapienes, se estudio con un total de 13 tendidos sísmicos y 3 SEV, los cuales se ubicaron entre los cadenamamientos 150+100 a 150+400, en esta zona la roca detectada corresponde a una secuencia de suelos y rellenos, seguida de posibles conglomerados con diferente grado de alteración, el primer corte se ubica entre los cadenamamientos 150+100 a 150+370, en este corte se puede determinar que la rasante de la autopista estará enclavada básicamente en materiales de la U₂ compuesta por conglomerados fracturados con velocidades de 1289 m/s a 2046 m/s, aunque del cadenamamiento 150+200 a 150+350 la rasante se encuentra sobre el conglomerado sano con velocidades de 3277 m/s

La información anterior concuerda con los barrenos efectuados en el km 150+135 y 150+332 en donde se describe a la roca como roca fracturada gris.

El terraplén que le sigue al corte descrito con anterioridad descansará básicamente sobre los conglomerados, alterados y fracturados con un espesor de hasta 20m antes de llegar a los conglomerados sanos fracturados con una velocidad de 2227 m/s

El corte detectado entre los cadenamamientos 150+600 a 150+760, la rasante se encuentra prácticamente sobre materiales de la U₂ compuesta por los conglomerados alterados fracturados.

Por último, el terraplén ubicado entre los cadenamamientos 150+830 a 151+000, tendrá como base una roca alterada fracturada con velocidades de 1448 m/s a 1607 m/s formada por conglomerados con un espesor de hasta 15m.

Los resultados anteriores se muestran en la siguiente tabla.

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPESOR M
U1	---	211-418	0.0-4.0
U2	---	1009-2672	3.0-19.0
U3	---	1835-5882	Indefinido
I	49-94	---	1.0-3.0
II	95-295	---	7.0-19.0
III	400-450	---	Indefinido

KM 154+000 AL KM 155+000.- En esta zona se ejecutaron un total de 11 tendidos de sismica de refracción y cinco SEV, además que es en esta zona donde se presenta ya una transición a roca andesítica. En este kilómetro se estudiaron cuatro cortes y tres terraplenes, el más importante es el que se encuentra entre los cadenamientos 154+500 a 154+650 en donde la rasante se encuentra en materiales denominados U₃ formados por una roca andesítica sana fracturada con velocidades de 3008 a 4171 m/s y que presenta resistividades de 881 a 923 ohm-m lo que indica que las andesitas se encuentran fracturadas. En esta zona se tiene un barreno a 13.05m de profundidad en el cadenamiento 154+510 el cual describe un relleno de hasta 3.60 de ancho seguido de andesitas fracturadas color gris claro

En el corte ubicado entre el cadenamiento 154+780 a 154+900 se tiene una zona de interfase en que la roca de la U₃ pasa de 2322 m/s a 1729 m/s, por lo que aumenta el grado de fracturamiento de la roca andesítica. En el cadenamiento 154+614 se tiene un barreno de 11.10m de longitud en el cual se detectan suelos y rellenos hasta una profundidad de 1.32m seguido de andesitas fracturadas color gris, el resumen de los resultados son:

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPEJOR M
U1	---	215-576	1.0-5.0
U2	---	1074-2337	0.0-24.0
U3	---	1729-4591	Indefinido
I	50-199	---	2.0-5.0
II	384-695	---	19.0-Indef.
III	747-923	---	Indefinido

KM 155+000 AL KM 156+000.- En este cadenamiento, se realizaron siete tendidos de refracción y cinco SEV, en esta zona siguen aflorando rocas andesíticas, el corte ubicado entre los cadenamientos 155+000 a 155+320 tendrá un máximo de 12m de material deleznable hacia la zona más alta, este material tiene una velocidad de 488 m/s, la rasante se encuentra enclavada en materiales de la U₃ los cuales presentan velocidades de 2322 a 3039 m/s y resistividades de 720 a 599 ohm-m, por lo que se considera fracturado.

En el km 155+064 se tiene un barreno de 22.10m de profundidad que detecta por lo menos 4.15m de suelos y rellenos seguidos de una roca andesítica fracturada gris verdosa.

Del km 155+160 a 155+320 la rasante se encuentra enclavada en una roca con velocidades mayores a los 4000 m/s, por lo que se considera una roca sana

En la zona del terraplén ubicado entre los cadenamientos 155+500 a 155+700 la roca sana se encuentra a una profundidad de 10m con respecto al terreno natural, esta roca presenta velocidades de 2103 a 3466 m/s.

Por último, entre los cadenamientos 155+670 a 156+000 se ubican dos SEV, en los cuales la rasante se encuentra en materiales con resistividades de 762 a 1212 ohm-m por lo que la roca se encuentra fracturada.

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPESOR M
U1	---	228-678	0 0-5.0
U2	---	750-2322	0 0-Indef.
U3	---	2103-5000	Indefinido
I	17-427	---	0 0-3 0
II	132-393	---	5 0-Indef
III	599-1212	---	Indefinico

Este corte es otro de los más importantes dada su longitud y su tamaño, ya que se tendrán cortes de hasta 38m. Hacia la parte final del km 156+650 a 157+000 se tiene un terraplén sobre roca caliza de la Fm. Morelos, esta roca en su parte más sana presenta velocidades de 2550 a 3272 m/s con resistividades de 323 ohm-m.

UNIDAD	RESISTIVIDAD OHMS-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPESOR M
U1	---	218-406	0 0-5 0
U2	---	845-2034	0,0-Indef
U3	---	2550-3952	Indefinido
I	40-150	---	0 0-5 0
II	323-980	---	0 0-Indef

RECOMENDACIONES

CORTE 1. 150+108 - 150+372

A) Taludes

A.1) Lado izquierdo

- Talud $\frac{3}{4}:1$ hasta los ceros
 - Recomendaciones especiales
 - En forma selectiva colocar 20 anclas de fricción entre los cadenamientos 150+150 y 150+240 en las zonas donde se localicen fisuras que definan bloques que puedan caer el camino.
 - Longitud de anclas = 12 m
 - inclinación de anclas = variable según el caso.
 - orientación de anclas : variable según el caso.
- Ver Especificaciones Generales.

A.2) Lado derecho

- Talud : $5/8:1$ entre la rasante y 10 m de altura
- Berma : 4.0m con pendiente del 2% hacia adentro y pendiente longitudinal hacia atrás y hacia adelante del 2% según nota 1
- Arriba de la berma talud : $1/2:1$ hasta los ceros, entre la entrada y el cad. 150+300 y más adelante, el talud debe ser $\frac{3}{4}:1$.
- Recomendaciones especiales
 - Concreto lanzado: Entre el nivel de la berma y 2.0m abajo en toda la longitud del corte, $e = 8.0$ cm, $f'c = 150$ kg/cm²
malla electrosoldada : 6x6 - 10/10
 - Entre la berma y los ceros en forma selectiva cubrir un área del 20% del área total a partir de la berma.
Concreto hidráulico : $f'c = 100$ kg/cm² en berma
 $e = 8$ cm
Formar cuneta en la parte interior con ancho de 80 cm y profundidad de 20 cm, según croquis 1
 - Anclaje de fricción : 1.0m debajo de la berma @ 4.0m longitud = 8.0m
inclinación : entre 0 y 5° hacia abajo
orientación : perpendicular a la cara, salvo en casos excepcionales en los que por presencia de alguna grieta natural se considere que convenga que sea perpendicular a ésta.
 - En forma selectiva colocar 40 anclas con el mismo criterio mencionado en el lado izquierdo. Se considera que estas anclas podrán ser colocadas tanto arriba como abajo de la berma
 - Del km. 150+280 aproximadamente los ceros derechos quedarán ubicados en un corte de acceso a un túnel de la vía férrea Uruapan - Nva Italia, se recomienda precaución durante los trabajos de excavación

B) Contracunetas

B.1.- Lado izquierdo : no es necesario

B.2.- Lado derecho : ancho = 50cm con murete de 30 cm de altura según croquis 2.

ubicación : a 2.0m de los ceros

en la zonas con pendiente mayor a 10% colocar anclas de 1.0m de profundidad con varilla de $\varnothing = 1\frac{1}{2}$ " @ 3.0m y también rompedor de energía.

D) Subdrenes : NO

NOTA 1 La elevación de la bomba podrá variar hasta en + 2.0m en relación con la recomendada con objeto de poder dar la pendiente longitudinal indicada.

ESPECIFICACIONES GENERALES

- \varnothing perf = 2.5 a 3.0"
- \varnothing var = 1.0"
- placa = 30 x 30 cm
- e_{placa} = 1/2"
- rosca y tuerca
- colocar pintura anticorrosiva
- relleno de las anclas : mortero f'c = 150 Kg/cm² con aditivo expansor

C C R T E - 1

KN 130 + 10 P - 150 + 372

134

IZQUIERDA

DARRECHA

130

140

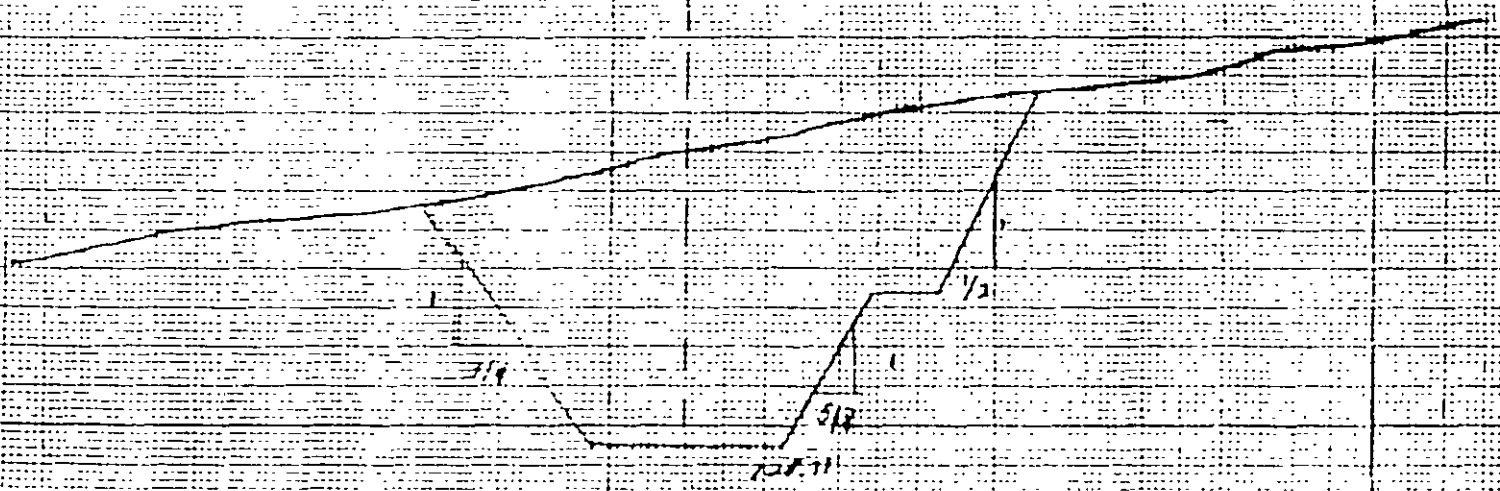
150

140

130

120

SECCION 150 + 160



17

CORTEL

EM 150+100 - 150+372

120

EJC

DEK

160

150

140

130

120

914

42

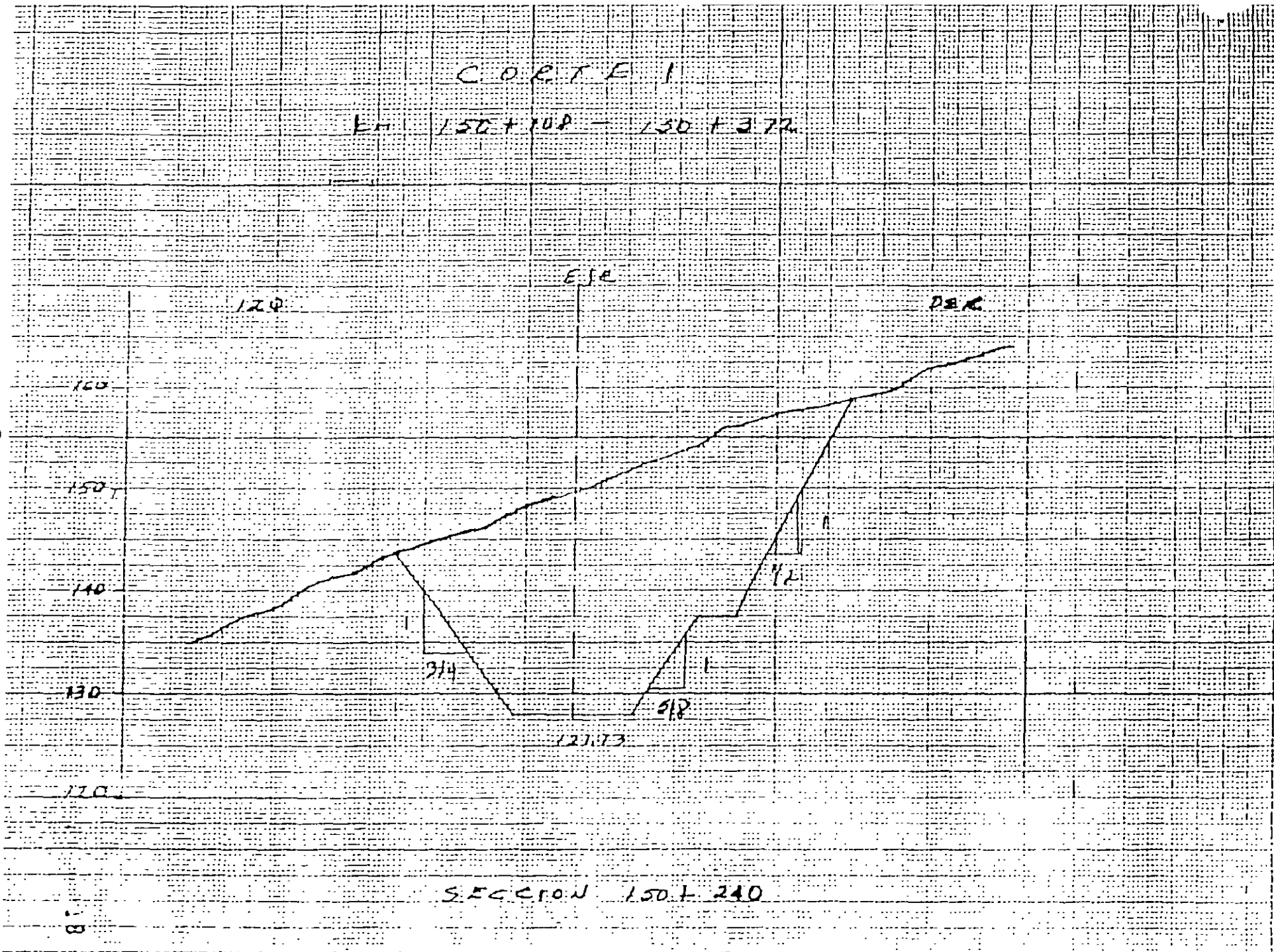
918

121.73

SECTION 150+240

18

18



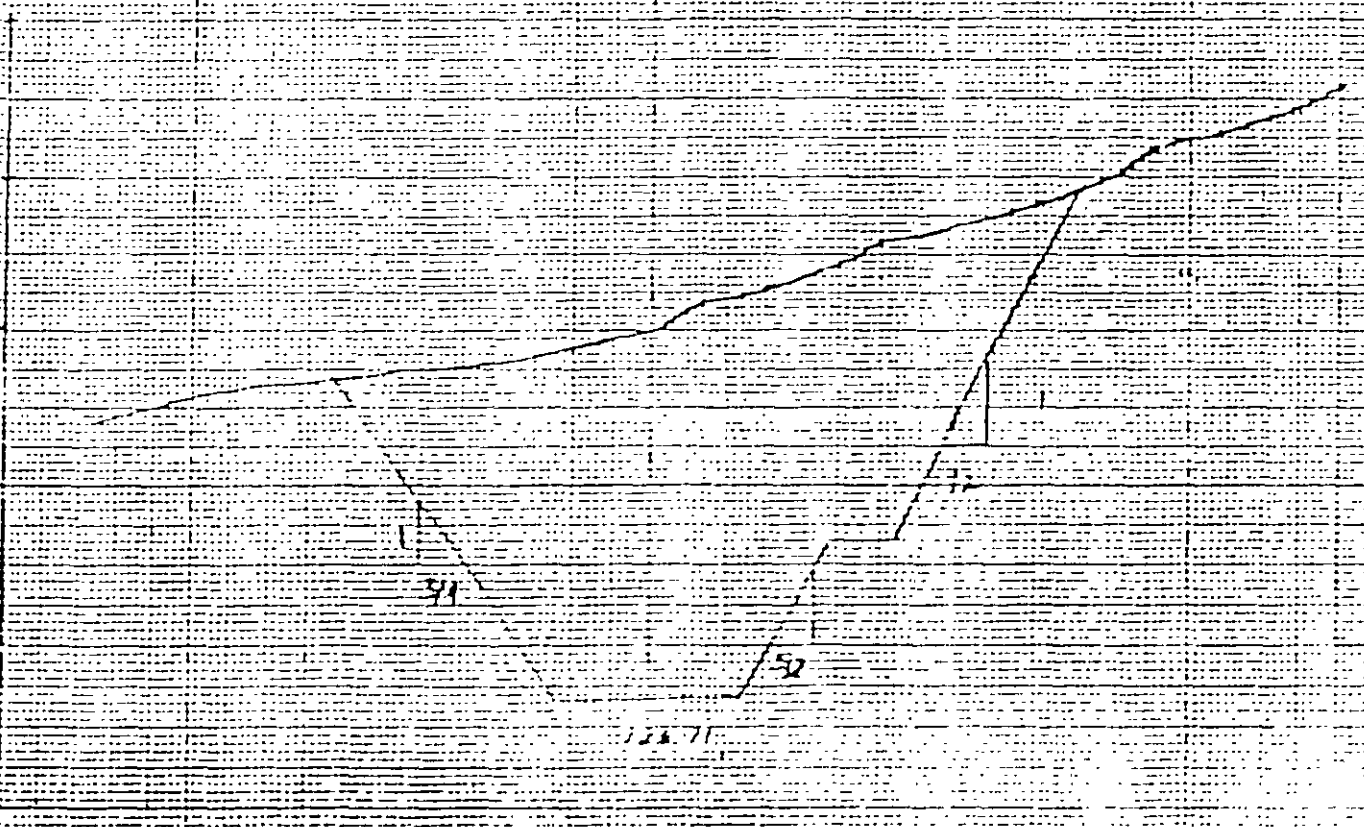
CORRE 1
km 150+10P - 150+312

EJE

274P

54R

170
160
150
140
130
120

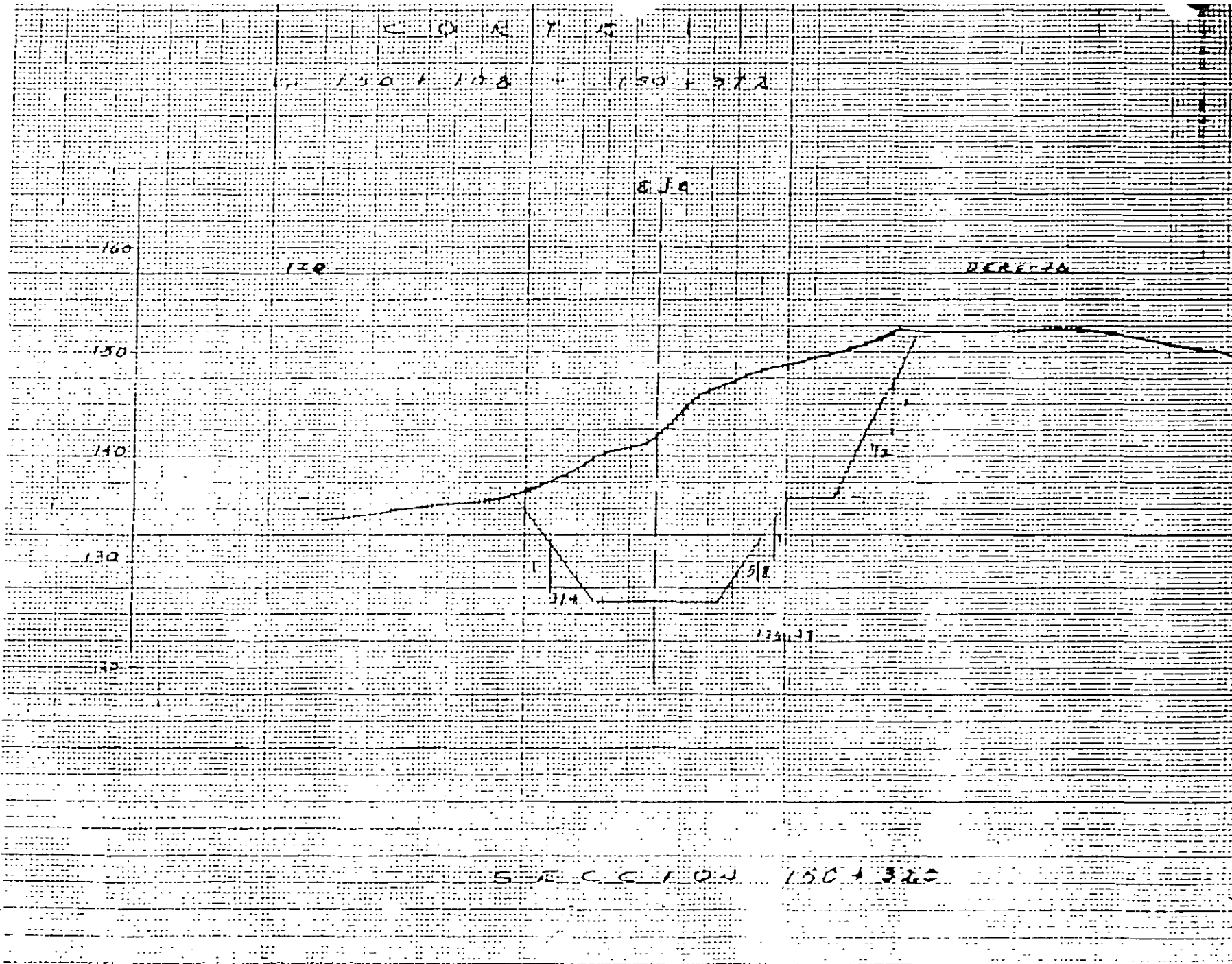


SECCION 150+276

10

19

20



CARRETERA:
 TRAMO:
 SUBTRAMO:
 TERRAPLEN:
 KM. : 150+448 (150+375 - 150+520)

RECOMENDACIONES

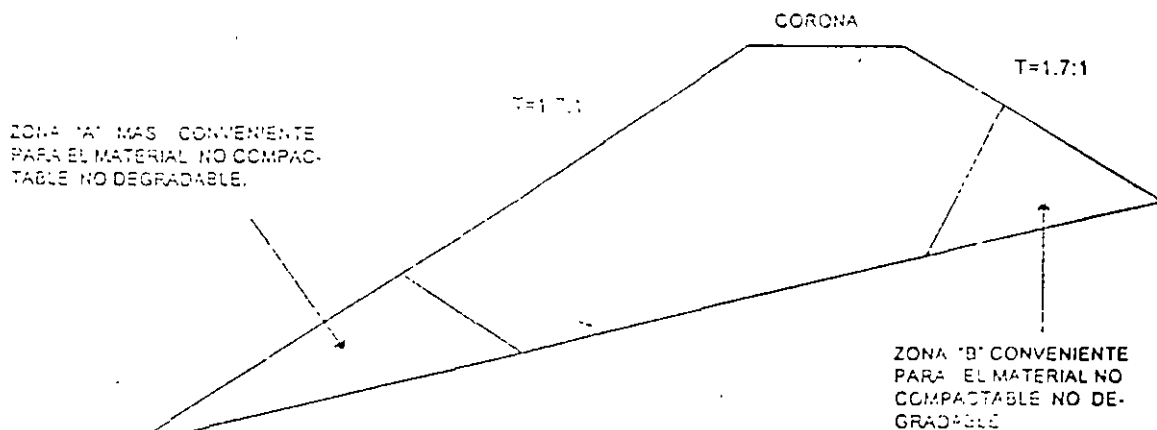
1.- Taludes con inclinación 1,7:1

2.- La obra de drenaje que se tiene contemplada construir en el km. 150+434 constituida por una bóveda deberá arrojarse mediante la colocación de suelo - cemento a los lados de esta en un ancho igual al de la estructura con $f_c > 20\text{kg/cm}^2$. El relleno se colocará hasta alcanzar 50 cm arriba de la clave.

La cimentación de la bóveda será sobre roca andesita para la que se estima una capacidad de carga de 50 T/m^2 . Con el fin de garantizar que el desplante se haga sobre roca andesita, en la zona del cauce deberá retirarse el sedimento que pudiera existir. Si por razones geométricas el eje de la bóveda es recto y atraviesa zonas en que el apoyo (o sea su cimentación) ocurre en materiales de diferente compresibilidad entonces deberá excavarse hasta encontrar el material adecuado similar al existente en el resto del tramo; luego rellenar con concreto ciclópeo

3.- A pesar de que no se detectaron flujos de agua, se recomienda se instale un dren a partir del cadenamiento 50+490 aproximadamente, a lo largo de los cerros del pateo del talud del ferrocarril, dirigido con la pendiente que se da con las curvas de nivel (mínimo de 4%) hacia la obra de drenaje que se alojará adyacente al suelo-cemento que protege al bóveda del lado derecho de ésta; para desfogar el agua hacia la salida (lado izquierdo aguas abajo). En la planta y en el perfil longitudinal se muestra la posición del dren. El ancho y alto del dren será de 1,5 m dirigidos hacia el dren del tubo, el cual será de 1X1m.

4.- Para conformar el cuerpo del terraplen se podrán utilizar los materiales de los cortes adyacentes constituidos por fragmentos medianos y grandes de andesita con gravas y arenas, en capas de 20 cm de espesor compactadas al 90% de la prueba AASTHO modificada colocadas con la humedad óptima. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse alejado cuando menos 3,0 m de cualquier punto de la bóveda y del suelo-cemento que la rodea y de preferencia en las partes bajas y exteriores del terraplén en una zona y en una forma que propicien una mayor estabilidad.



SECCION DE TERRAPLEN

5 - Presiones en la bóveda (suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 13.2 m)

Combinaciones

1	2
Pv= 33 T/m ²	33 T/m ²
Ph= 26 T/m ²	18 T/m ²

Se escogera la combinación que de mayores elementos mecánicos: momento flexionante, cortante o fuerza axial; así como mayor refuerzo.

Propiciar arqueado mediante capa de suelo compactable de 1 m de espesor colocada en estado suelto. Su ancho será el de la bóveda más 1 m a cada lado y se ubicará directamente sobre el suelo-cemento. La longitud de colocación será de 20m hacia ambos lados del eje si la bóveda tiene un esviaje menor que 30°.

6 - Contraflecha de diseño.

En la tabla siguiente se indica la sobreelevación de la rasante que se recomienda efectuar para propiciar que en el largo plazo, la elevación de la rasante sea la de proyecto

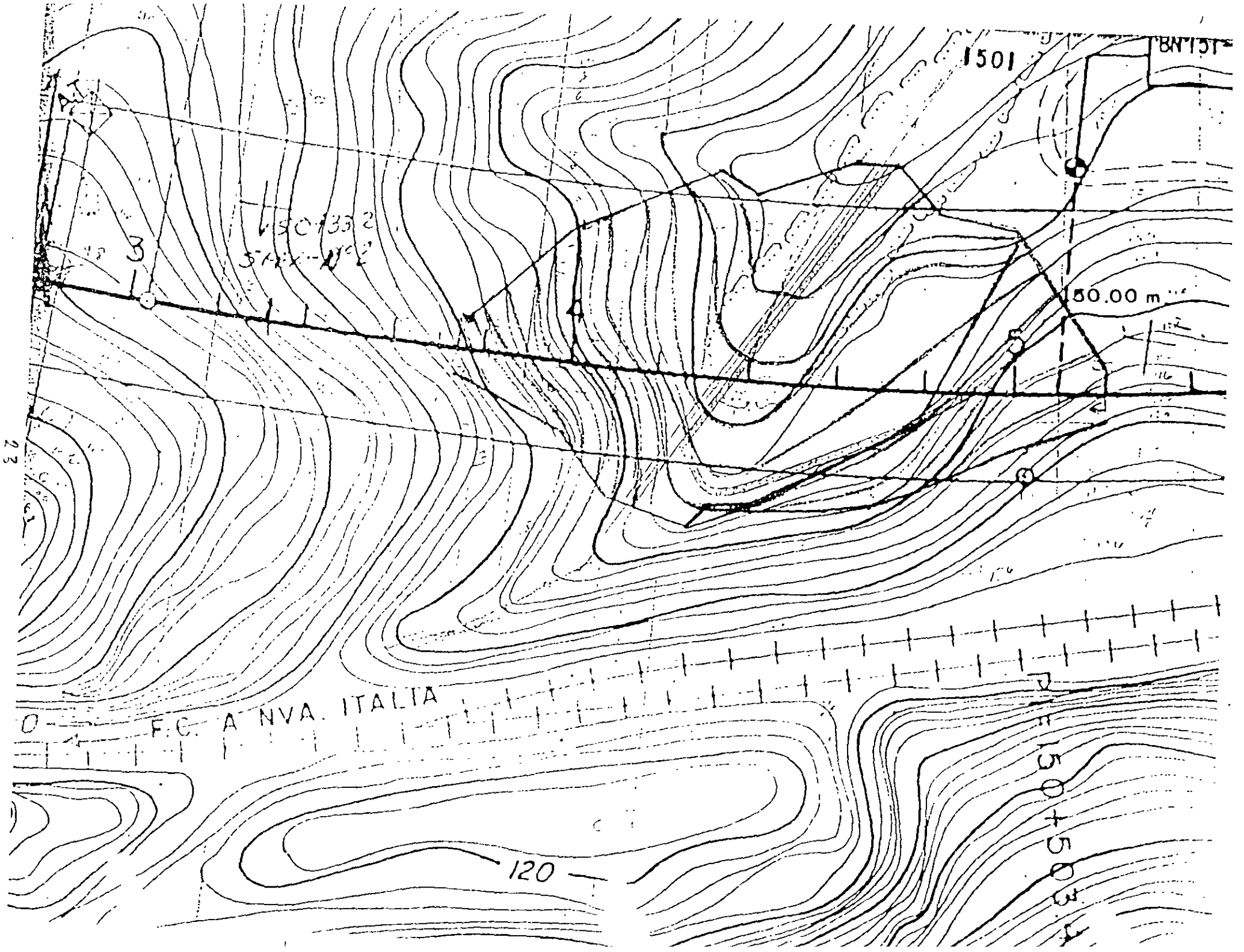
CADENAMIENTO (KM)	SOBREELEVACION (CM)
150+375	0
150+395	10
150+434	15
150+510	10
150+520	0

7 - Excavar escalones de liga de 3.0 m de ancho mínimo de huella y con pendiente de 45° hacia la izquierda (aguas abajo).

8 - Obras complementarias de drenaje

- Bordillos - Se instalaran en los límites externos del acotamiento del camino para dirigir el agua hacia los lavaderos
- Lavaderos.-Se recomienda la construcción de lavaderos distribuidos a cada 50 m de separación entre ellos, transversales al eje del camino mismos que irán conectados a los bordillos.

9 - Para proteger los taludes del terraplén contra el intemperismo se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas del lugar



1501

BN15T

150+332
3742-1102

30.00 m

F.C. A NVA. ITALIA

120

150+503

23

100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 360 380 400 420 440 460 480 500 520 540 560 580 600 620 640 660 680 700 720 740 760 780 800 820 840 860 880 900 920 940 960 980 1000

LADO IZQ.

LADO DER.

ELEVACION EN METROS

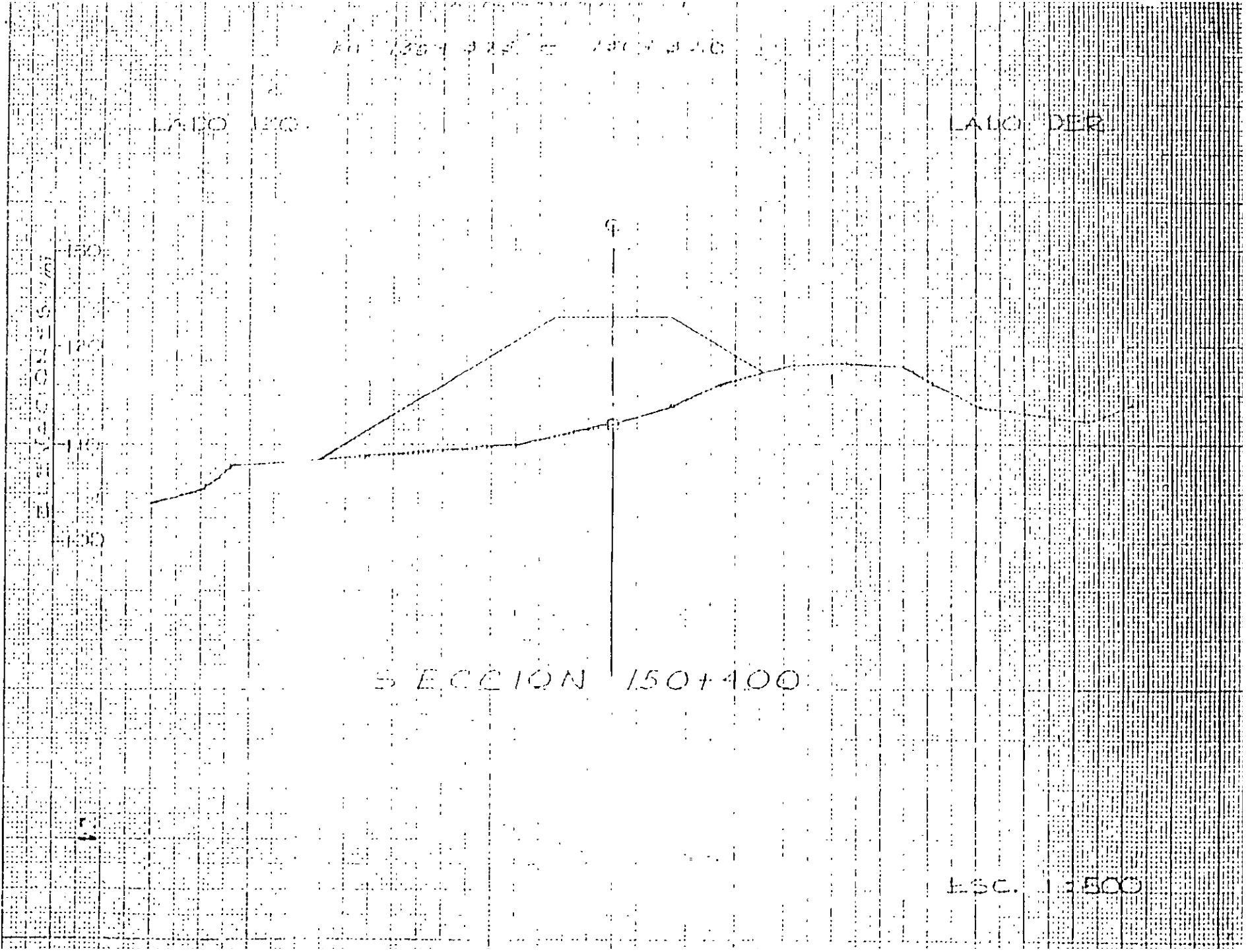
150
140
130
120
110
100

4

SECCION 150+400

ESC. 1:500

24



TERRAPLENADO

150+37.5 - 150+52.0

LADO IZQ

LADO DER

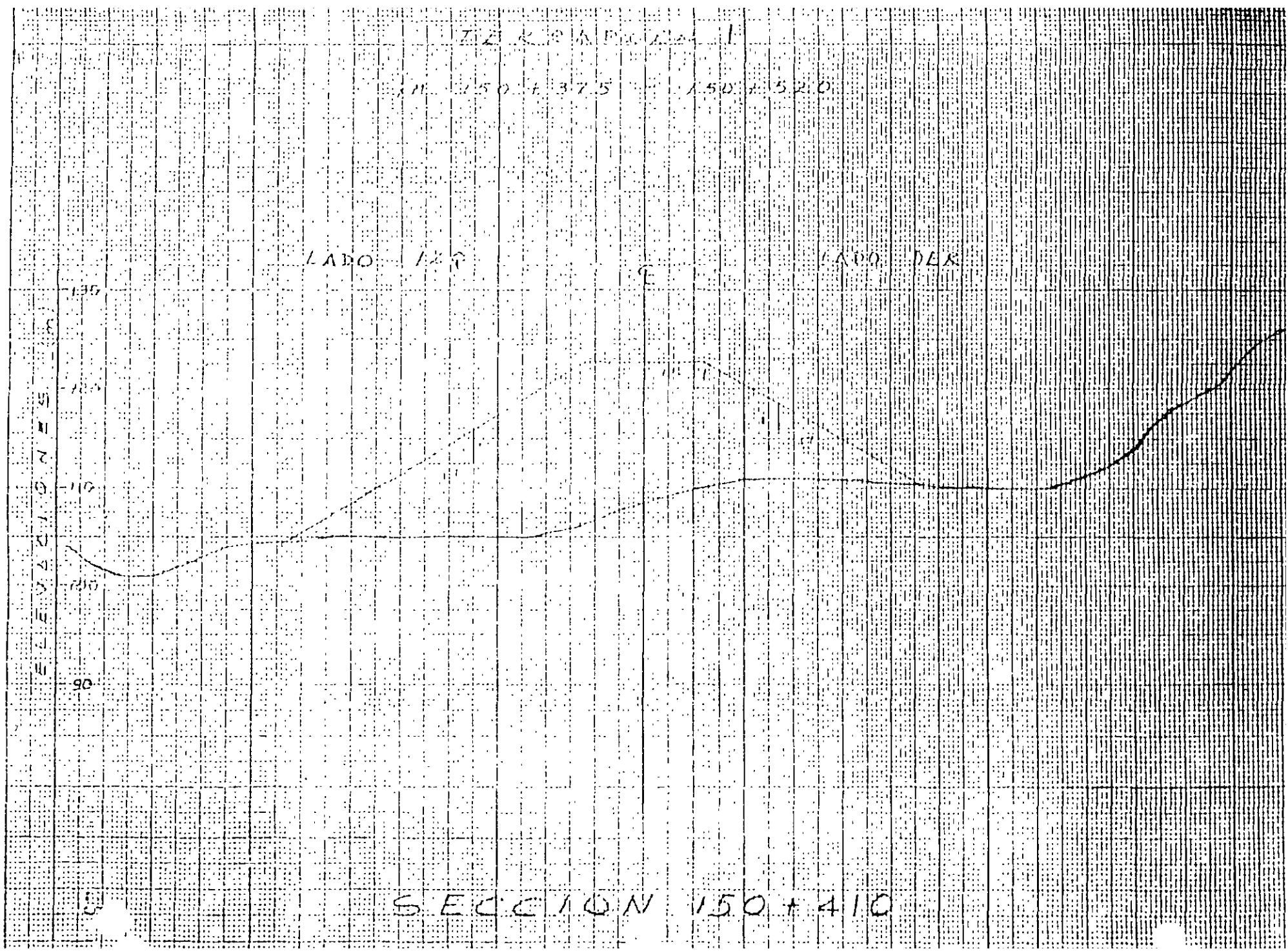
E

ELEVACIONES

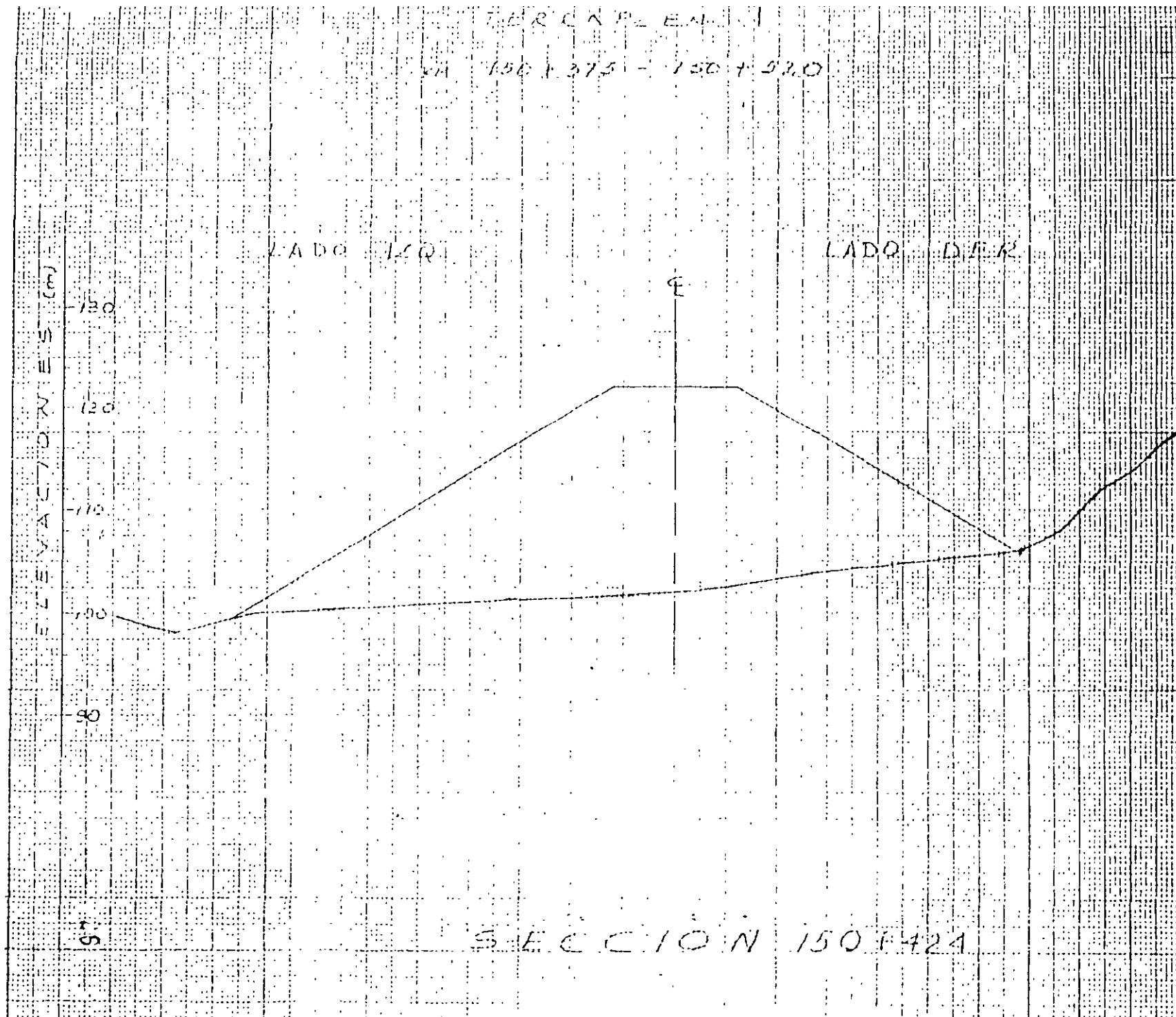
135
125
115
105
95

25

SECTION 150+410



26



TRANSVERSE

150+37.5 150+52.0

LADO IZQ

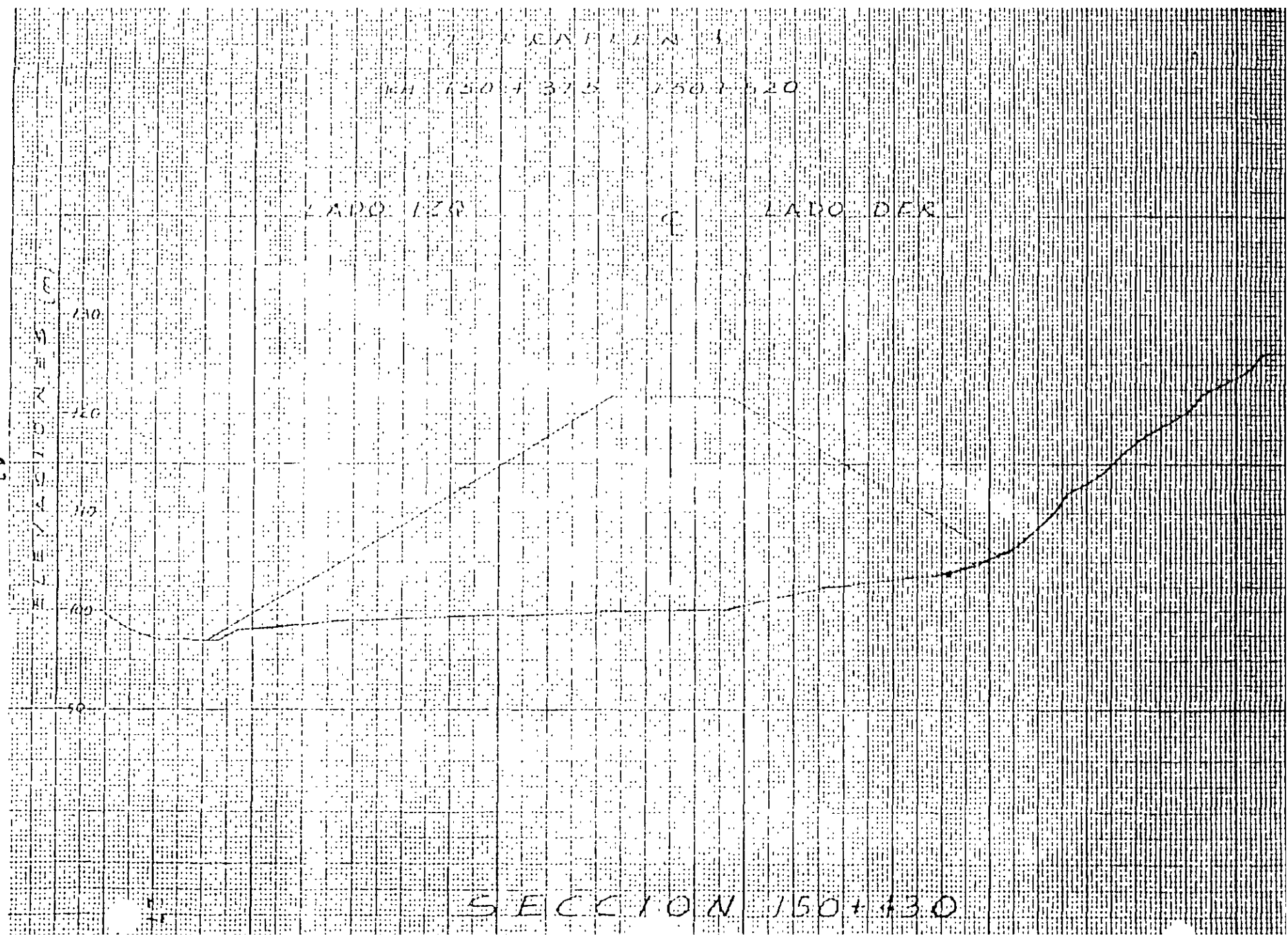
E

LADO DER

EL ELEVACIONES (M)

130
120
110
100
50

SECCION 150+30



PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN
DE LA CARRETERA N.º 1
KM. 150+131.2 - 150+132.0

LADO IZQ.

LADO DER.

28

ELEVACIONES (m)

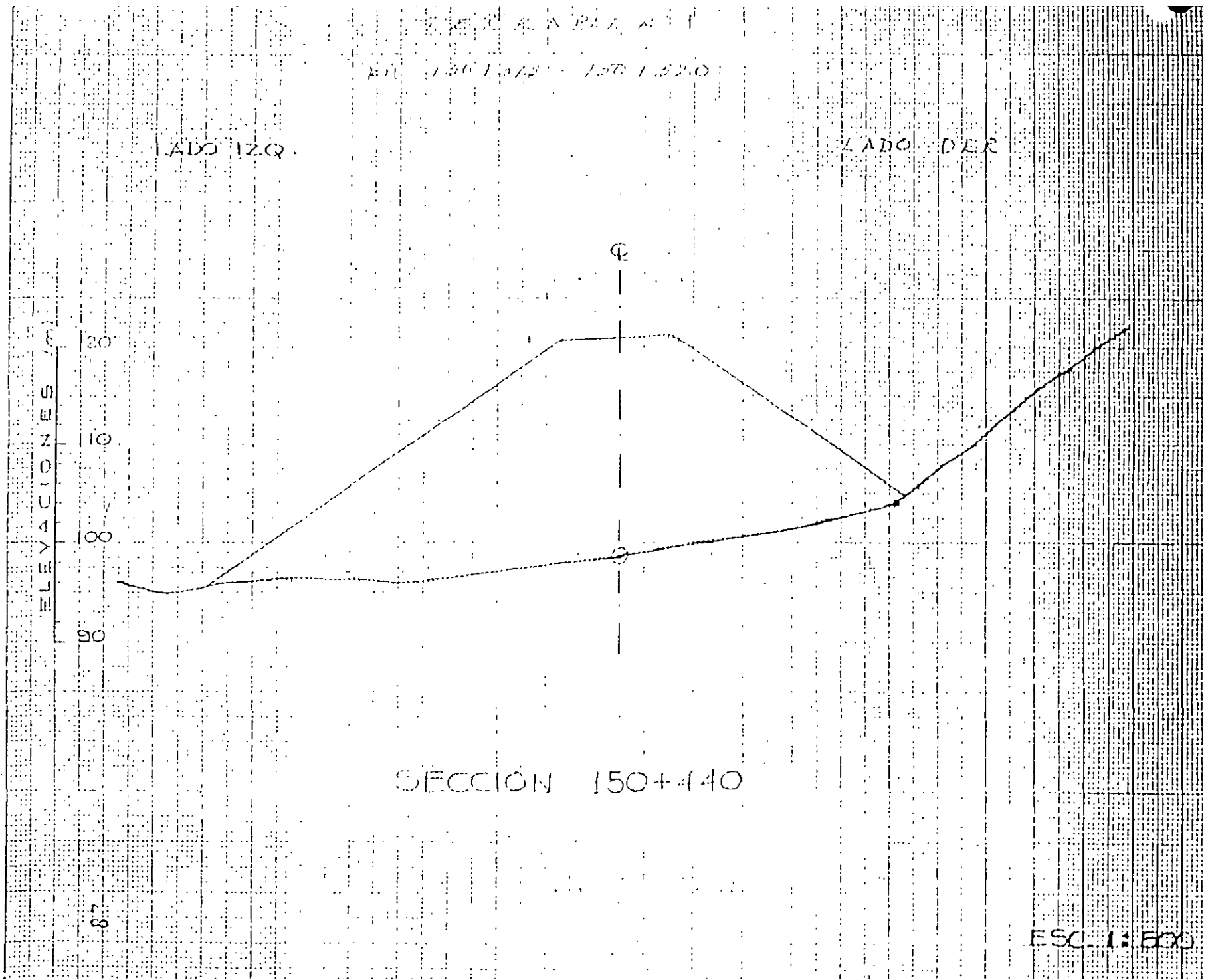
120
110
100
90

0

SECCION 150+440

87

ESC. 1:500



TRAZADO ALTERNATIVO

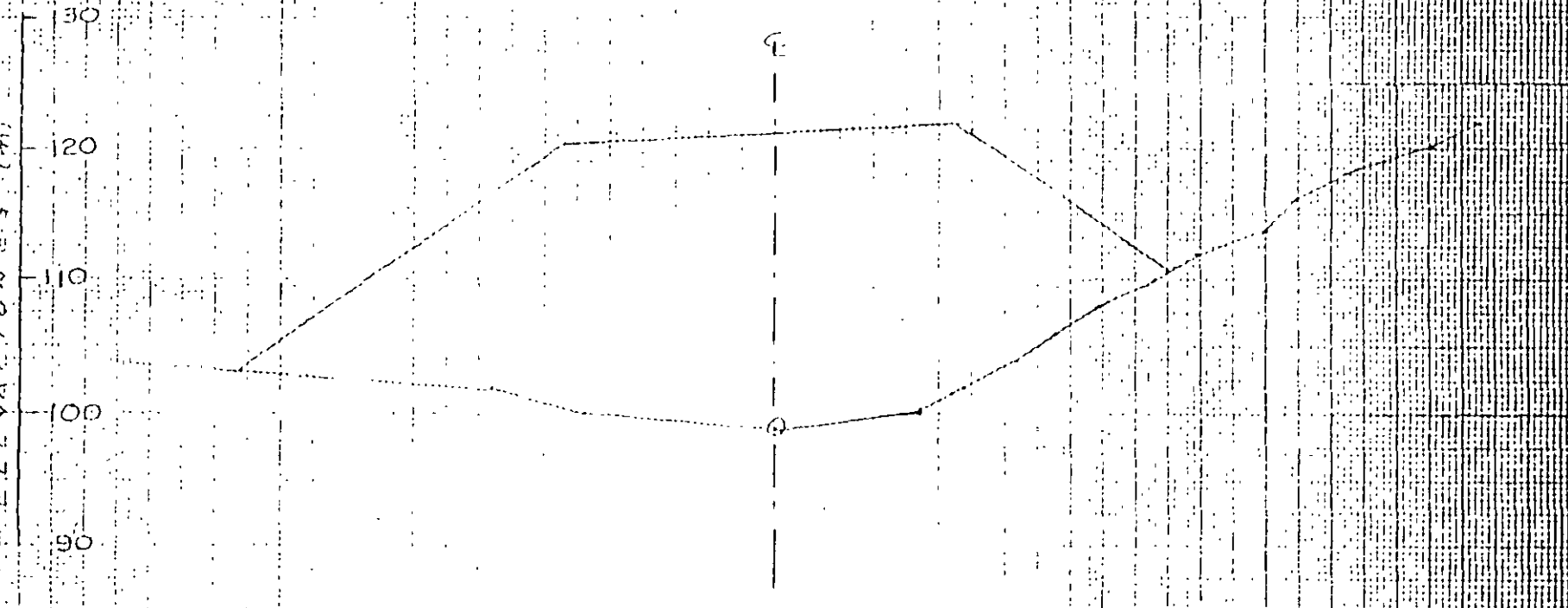
LADO IZO.

km 150+375 - 150+420

LADO DER.

29

ELEVACIONES (m)
30
20
10
0



SECCION 150+440 (3)
ESVIAJADA

ESC 1:500

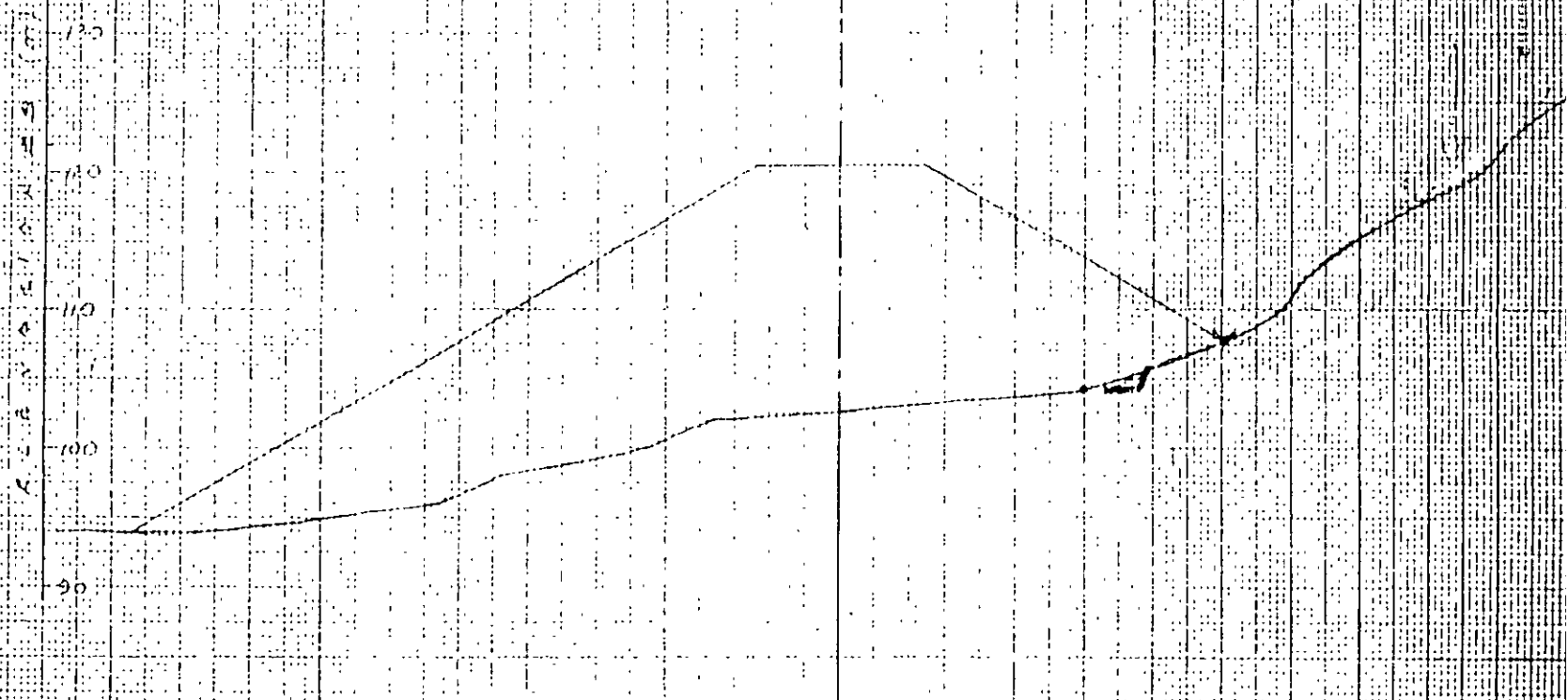
712 R. 2. 2. 1.

150+375 - 150+460

LADO IZQ

LADO DER

30
ELEVACION EN METROS



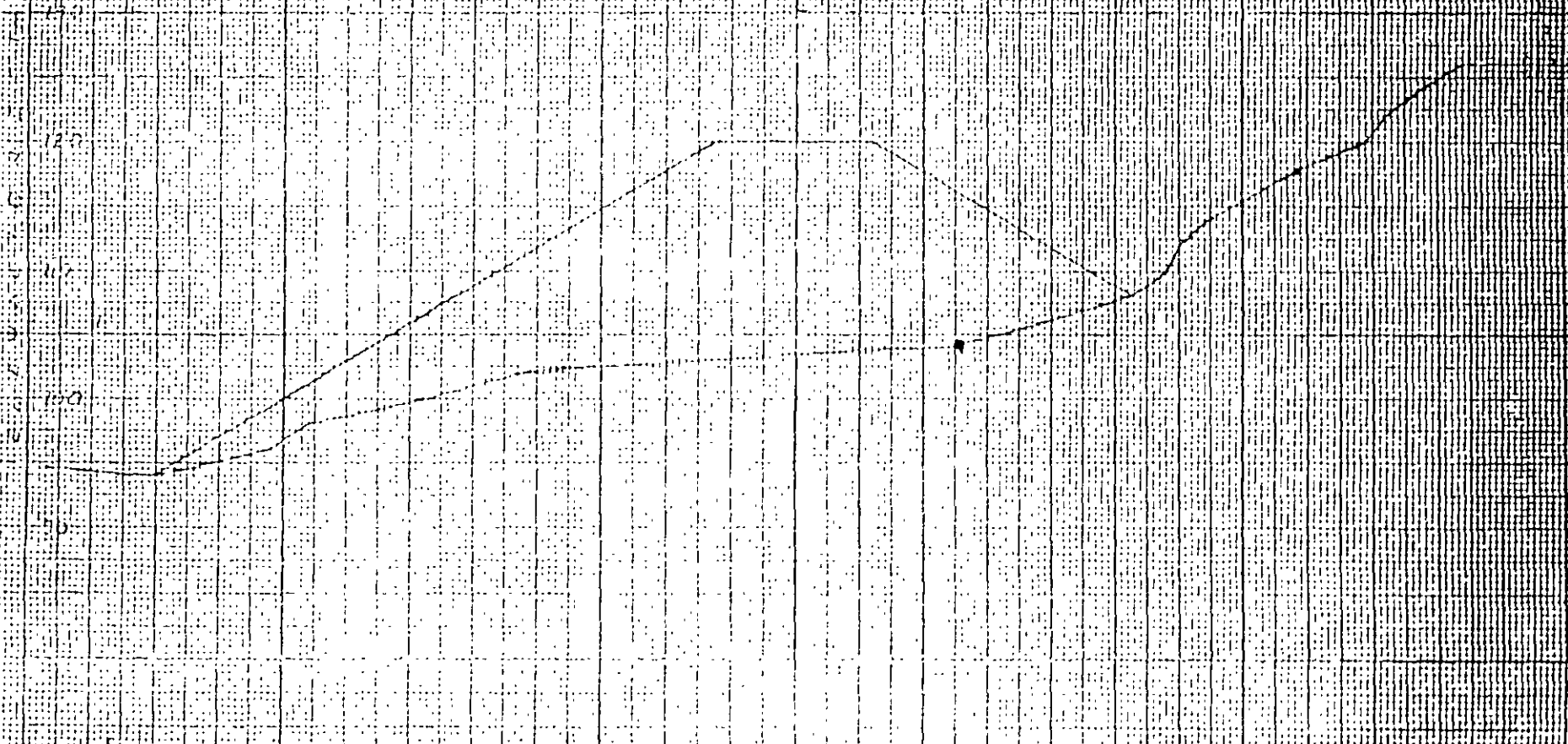
SECCION 150+460

PROFILAS

1501375 - 1501420

LADO IZQ

LADO DER



SECCION 1501470

31

32

FERRARIN I

KM 150+315 - 150+520

LADO IZQ

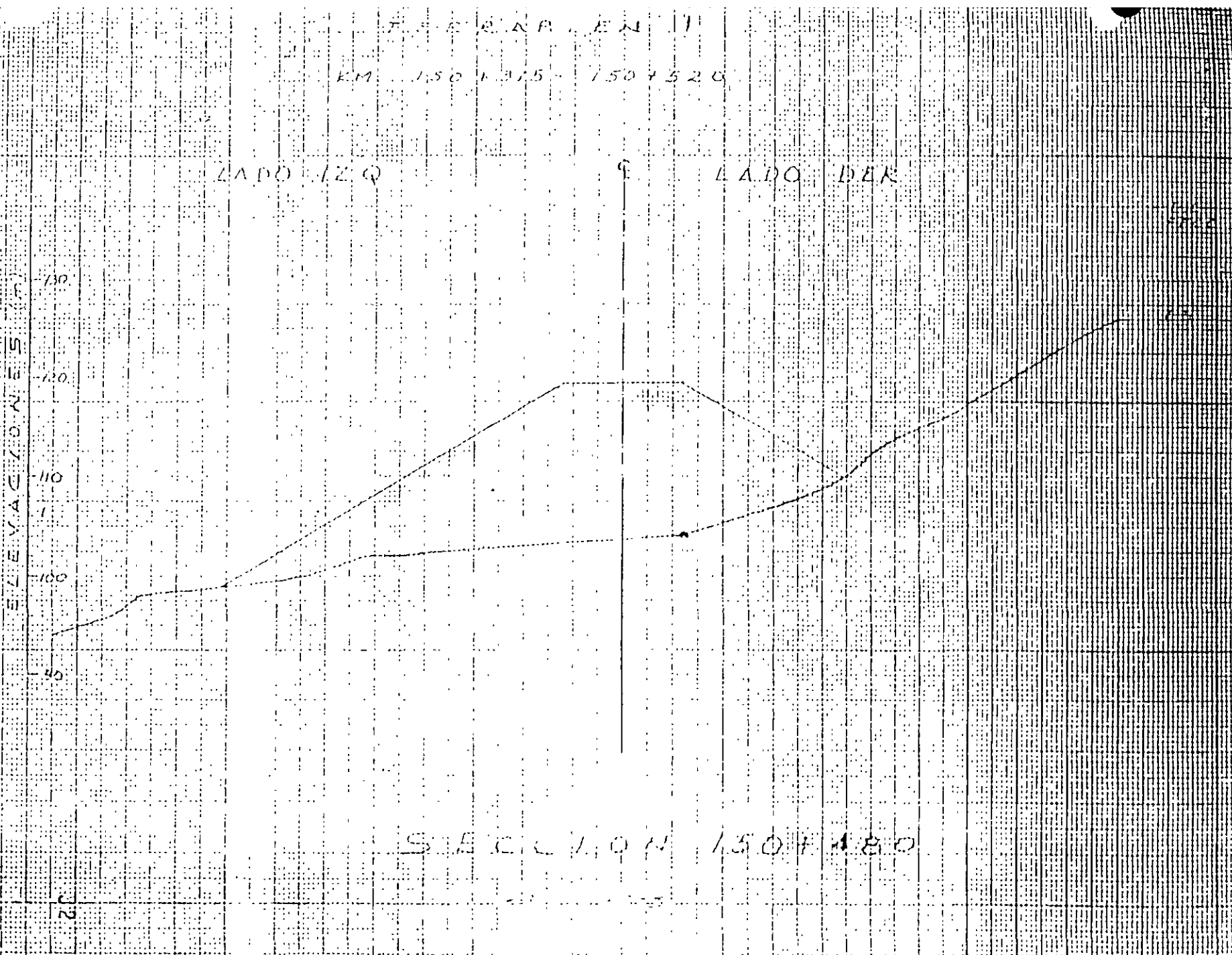
+

LADO DER

ELEVACION
70
60
50

32

SECTION 150+480



722 238 A 27 KM 1

km 150 + 500 - 150 + 500

LADO IZQ.

LADO DERE.

30

20

10

00

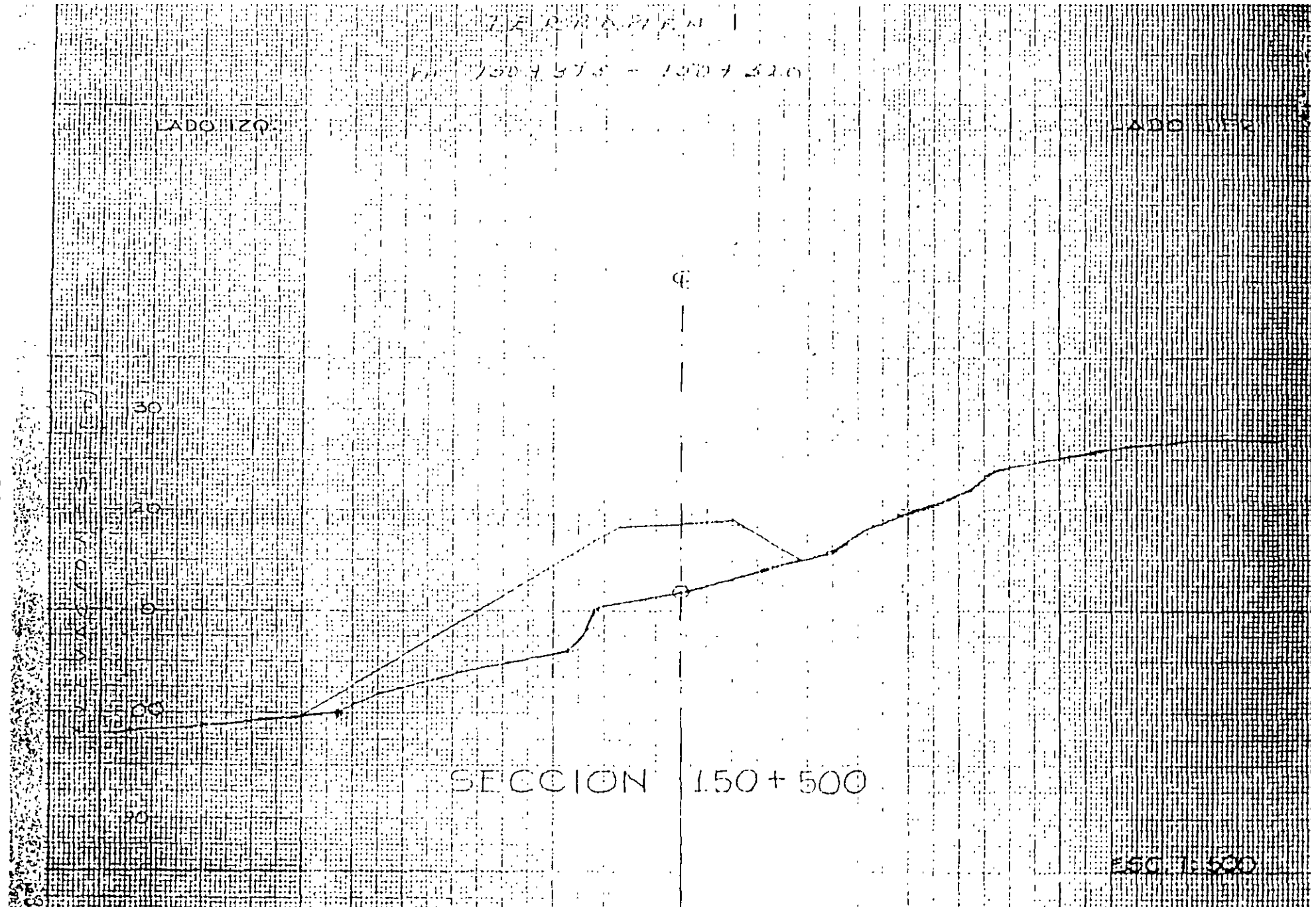
30

0

SECCION 150 + 500

150 + 500

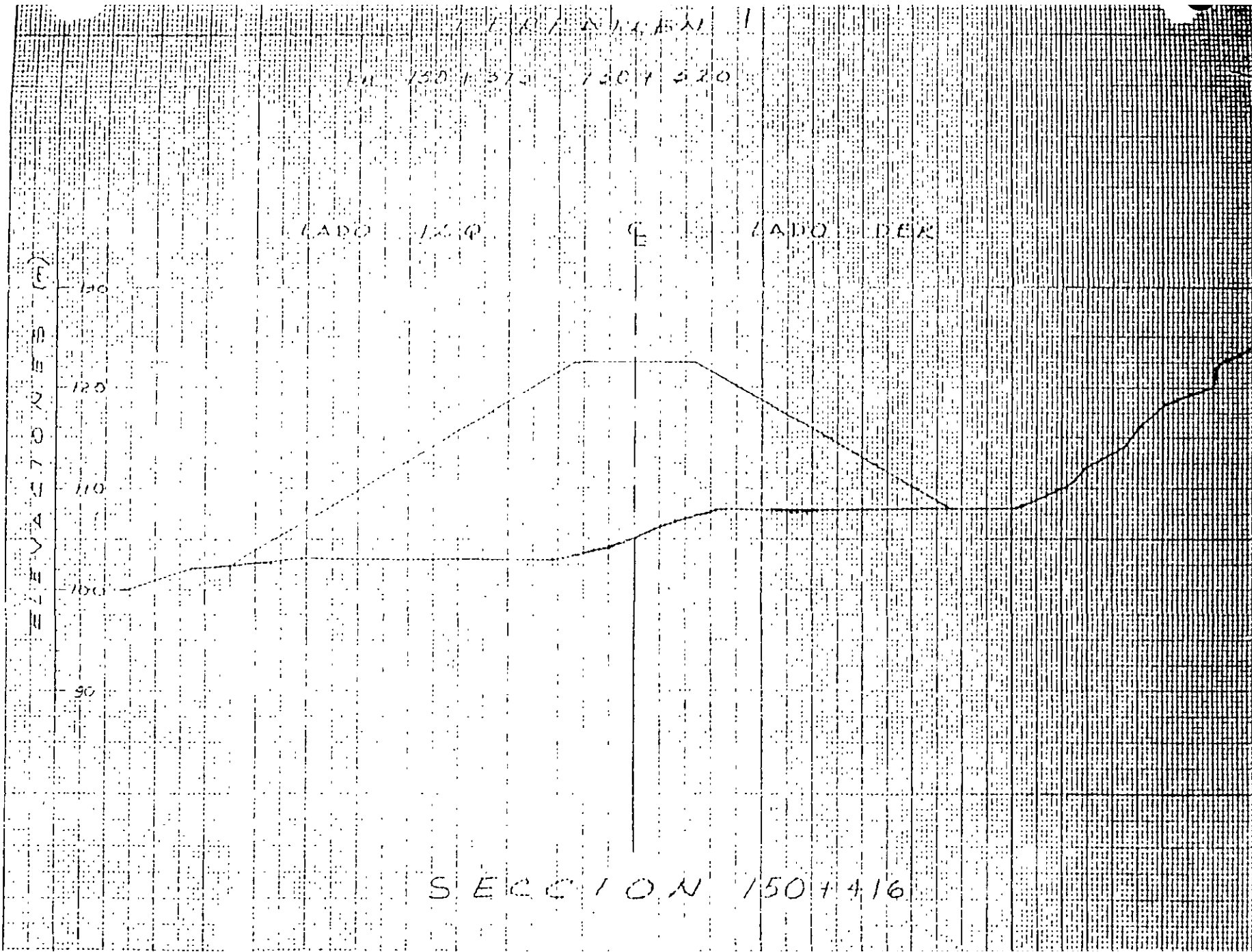
33



5.0

SS

5.0



EN 150+375 - 150+520

SECCION 150+416

TERRAPLEN 1

KM 150+370 - 150+510

LADO IZQ.

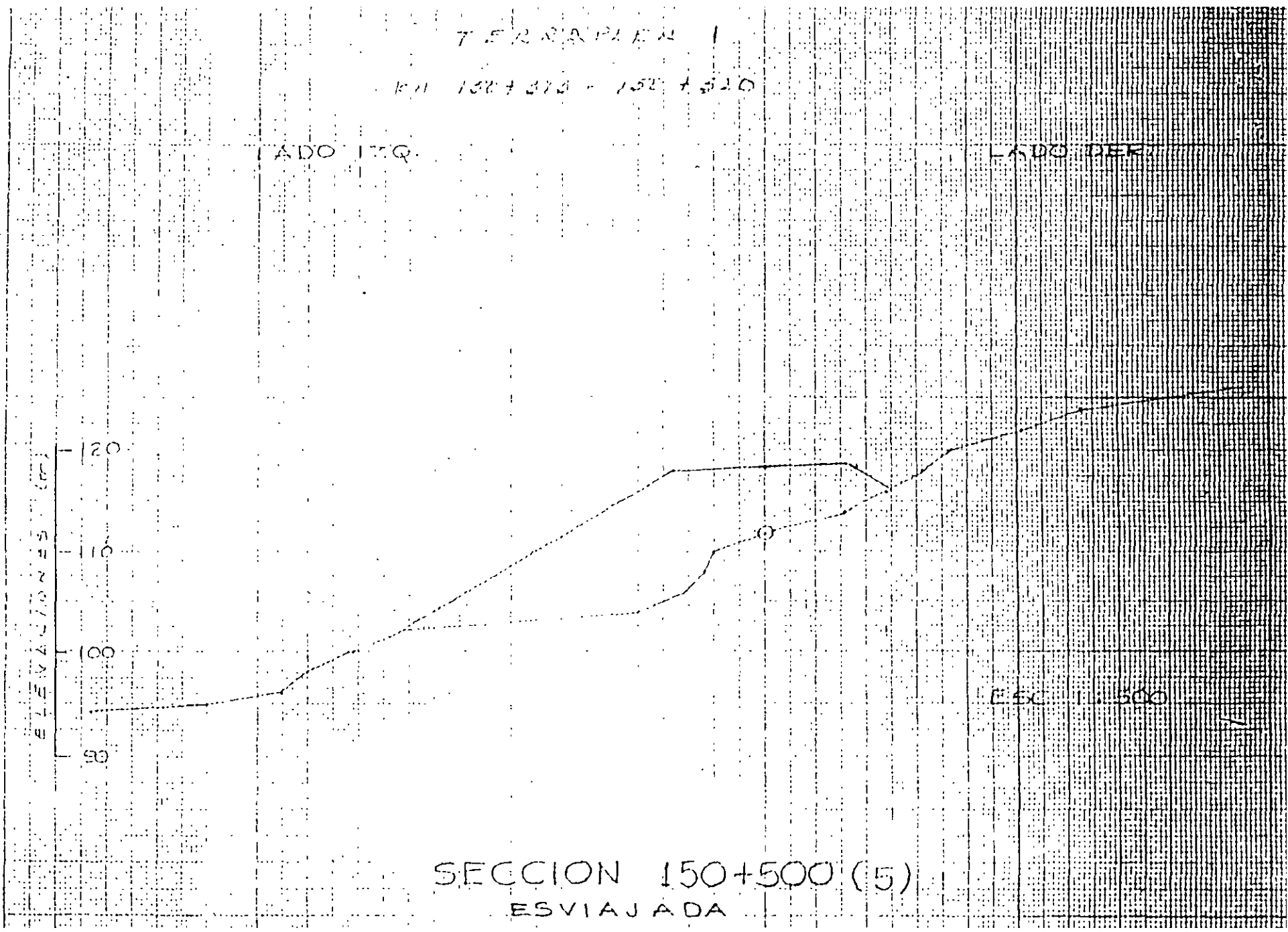
LADO DERE.

35

120
100
80
60
40
20
0
-20
-40

ESC. 1:500

SECCION 150+500 (5)
ESVIAJADA





DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA

TRAMO

OR. :

KM. A KM.



IAGSA

OBRA No. 1 TERRAPLEN DE KM. A KM.	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA						SUELO TIPO Y ESPESOR	
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA INT LAVA	EXT PIROCLASTOS	SEDIMENTARIA ESTRAT NO ESTRAT		METAMORFICA FOLIADA NO FOLIADA			
7+850 A 8+020			X		X							Cl. 0.30 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA:

ROCA DE CONSTITUCION BASALTICA DE COLOR NEGRO A GRIS OSCURO CON ESTRUCTURAS VESICULARES, ALTERADO Y FRACURADO. EL ESPESOR DE LA ZONA DE ALTERACION ES ENTRE 1 Y 2 MTS. APROXIMADAMENTE EN EL FONDO DEL CAUCE SE TIENE TIRANTE DE AGUA DE 0.6 A 1.0M. EN AMBAS MARGENES SE OBSERVA AFTORANDO ROCA BASALTICA.

LONGITUD DEL TERRAPLEN: 520 mts

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 23.00

PRESUPUESTO (A,B,C): 10 - 30 - 60

[ALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD), EL SISTEMA DE FRACTURAMIENTO SE PRESENTA EN DOS DIRECCIONES, FORMANDO BLOQUES DE 0.30 POR 0.80 DE ARISTA. LAS FRACTURAS SE ENCUENTRAN SELLADAS POR ARCILLA DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD.

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

FLUJO DE AGUA; HUMEDAD SOBRE LA MARGEN IZQUIERDA (POSIBLE CAUCE DE ARROYO) ENTRE LOS KM 7+620 A 7+740

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0.30 mts. DE SUELO ARCILLOSO DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD. MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: FRAGMENTOS ch, m y g EMPACADOS EN MATERIAL ARCILLO LIMOSO. OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO): DOS SONDEOS PERFORATORIOS UNO EN CADA MARGEN (KM. 7+640 Y KM 7+900)

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC.): CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DE 1.5:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES DEFINITIVAS EN EL INFORME.



DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETE

TIPO

ORIGEN

KM A KM:



IAGSA

OBRA No 11 TERRAPLEN DE KM. A KM	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA						SUELO TIPO Y ESPESOR	
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA INT LAVA FOLIADA	EXT. PIROCLASTOS	SEDIMENTARIA ESTRAT	NO ESTRAT	METAMORFICA FOLIADA NO FOLIADA			
48+520 A 48+730			X		X							CL-SM 0.20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA

CONSTITUIDO POR BRECHA BASALTICA CON FRAGMENTOS CHICOS Y MEDIANOS MEDIANAMENTE BIEN CEMENTADOS. LO CUBRE UNA CAPA DE SUELO VEGETAL DE 20 cm. DE ESPESOR

LONGITUD DEL TERRAPLEN: 210 mts.

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 22.00 mts.

PRESUPUESTO (A,B,C): 00 - 80 - 20

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD), EN DIFERENTES DIRECCIONES, FORMANDO BLOQUES DE 1 A 3 mts DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

FLUJO DE AGUA: SOBRE LA MARCHELIZACION SE OBSERVAN FLUJOS DE AGUA PRODUCTO DE LA HUMEDAD TRANSMITIDA POR LOS CAHALES DE RIEGO CERCANOS

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0.20 mts. DE SUELO VEGETAL

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DEL PRESTAMO.

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO)

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC.): CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DEL CORTE 1.5:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION. PROGRAMAR DRENES O ALGUNA OBRA DE IMPERMEABILIZACION CERCA DE LOS CAHALES PARA EVITAR LA FILTRACION DE AGUA

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDE A LAS RECOMENDACIONES EN EL INFORME

22



DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA:

TRAMO:

ORIGEN:

KM A KM.:



IAGSA

OBRA No. 44 TERRAPLEN DE KM A KM	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				SUELO TIPO Y ESPESOR		
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LÓMERIO	PLANO	IGNEA INT.	IGNEA EXT.	SEDIMENTARIA ESTRAT	SEDIMENTARIA NO ESTRAT		METAMORFICA FOLIADA	METAMORFICA NO FOLIADA
135+380 A 135+760			X			X					ML-CL 0.20 m

DESCRIPCION GEOLOGICA.

CONSTITUIDO POR LAVA VITREA DE COMPOSICION RIOLITICA FRACTURADA DE COLOR GRIS CLARO SOBREYACIENDO SE TIENEN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN MATERIAL ARCILLO LIMOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD DE 0.20 mts DE ESPESOR.

EN EL CAUCE AFLORA EL MACIZO RIOLITICO CON ESCASO MATERIAL DE ACAPREO COMO FRAGMENTOS MEDIANOS, CHICOS Y GRAVAS.

LONGITUD DEL TERRAPLEN: 380 mts.

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 19.50 mts

PRESUPUESTO (A,B,C) . 00 - 60 - 40

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACIÓN, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD); SE OBSERVAN EN EL MACIZO QUE AFLORA EN EL CAUCE SIN UNA ORIENTACION DEFINIDA, SIN EMBARGO EL ARREGLO GENERA BLOQUES DE 0.20 A 0.80 mts DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

FLUJO DE AGUA; NO PRESENTA

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0.20 mts DE DESPLANTE

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DE PRESTAMO

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR); NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO); NO NECESARIO.

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MUÑO, BRENES, MALLA, ETC.) CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DE 1:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES DE BRENES EN EL BLOQUE

RECOMENDACIONES

CORTE N° 20 135+764 - 135+986

A) Taludes.

A.1) Lado izquierdo

Cad. 135+764 - 135+986

- Talud : 1:1 hasta los ceros

- Recomendaciones especiales

- Formar cuneta en la parte interior con ancho de 80cm y profundidad de 20 cm según croquis 1.

A.2) Lado derecho

Cad. 135+764 - 135+880

- Talud : $\frac{1}{2}$:1 hasta los ceros

Cad. 135+880 - 135+900

- Talud : transición

Cad. 135+900 - 135+940

- Talud : $\frac{1}{2}$:1 entre la rasante y 15 m; berma; $\frac{3}{4}$:1 arriba de la berma hasta los ceros.

Cad. 135+940 - 135+950

- Talud : transición

Cad. 135+950 - 135+986

- Talud : $\frac{1}{2}$:1 hasta los ceros

- Recomendaciones especiales

- Protección del talud con malla triple torsión
- Concreto lanzado entre el nivel de la berma y 2.0 m abajo; $e=8\text{cm}$; $f_c=150\text{ kg/cm}^2$ y malla electrosoldada 6X6-10/10.
- Protección de berma con concreto hidráulico $f_c=100\text{ kg/cm}^2$ y $e=8\text{cm}$
- Formar cuneta en la parte interior con ancho de 80 cm y profundidad de 20 cm según croquis 1
- Instalar tres líneas de anclas de tensión la primera irá a 2.0 m abajo de los ceros del corte, la segunda a 3.0 m abajo de la primera y la tercera 3.0 m abajo de la segunda, estas líneas irán con inclinación de 15° con respecto a la horizontal, entre los kmts. 135+800 - 135+880 y se instalarán en tresbolillo @ 5.0 m de separación con capacidad de 40 ton.
- Construir una trabe de liga entre anclas de la misma hilera con sección de 30 cm de ancho por 40 cm de peralte se recomienda que las anclas se instalen durante el proceso de excavación, es decir que deberán estar terminadas antes de que el piso del corte en esa zona llegue al nivel de proyecto.

B) Contracunetas

B.1 Lado izquierdo: No necesarias

B.2 Lado derecho: Ubicadas a 2 m de los ceros en el tramo comprendido entre los cadenamientos 135+764 - 135+986.

C) Subdrenaje

C.1 Lado derecho: no es necesario

C.2 Lado izquierdo: no es necesario

D) Lavaderos

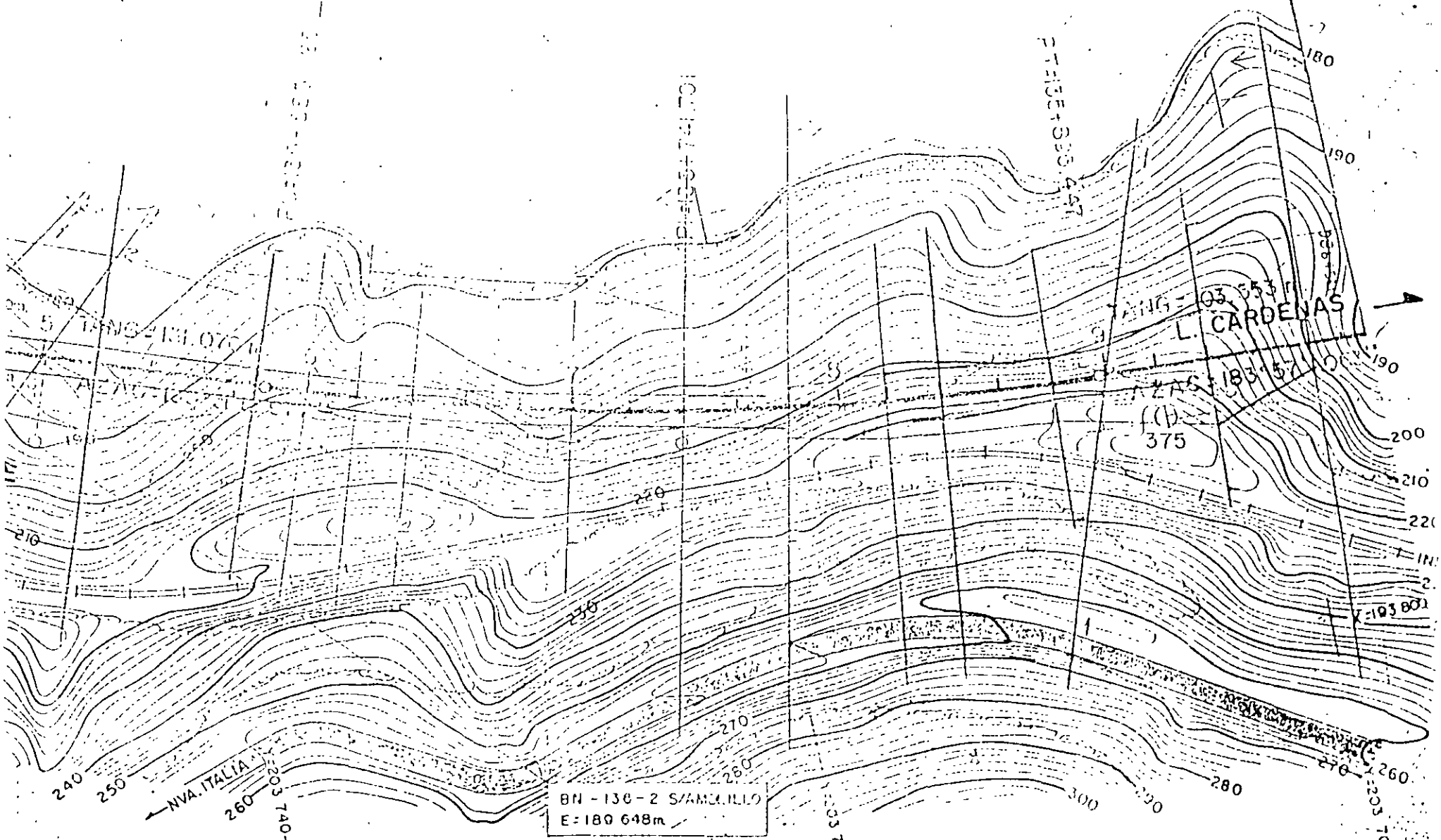
D.1 Lado derecho. No es necesario.

D.2 Lado izquierdo No es necesano.

Nota 1 : La elevación de la berma podrá variar hasta en $\pm 2.0\text{m}$ en relación con la recomendada con objeto de poder dar la pendiente longitudinal indicada.

135 2

136



BN - 136 - 2 S/AMCALLO
E: 180 648m

ESCALA 1:2,000

41

0.15	
12	-0.30
2.60	
8	-5.20

	0.12	0.00
0.30	0.15	-2.00
-5.20	-2.00	-2.00



DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA:

TRAMO:

ORIGEN:

KM. A KM.:



IAGSA

OBRA No. 45 CORTE DE KM A KM	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				SUELO		
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMBRÍO	PLANO	IGNEA	SEDIMENTARIA		METAMORFICA		TIPO Y ESPESOR	
					INT	EXT	ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	
135+764 A 135+985			X			X					ML-CL 0 20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA:

CONSTITUIDO POR LAVA MIERA DE COMPOSICION RIOLITICA FRACTURADA, SOBREVACIENDO SE TIENEN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN LIMO ARCILLOSO Y ARENOSO DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD

LONGITUD DEL CORTE: 230 mts

PROFUNDIDAD DE CORTE EN CENTRO DE LINEA: 18.50 MTS

PRESUPUESTO (A,B,C): 00 - 40 - 60

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACIÓN, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD); EL FRACTURAMIENTO NO PRESENTA UNA DIRECCION DEFINIDA, SIN EMBARGO, FORMA BLOQUES DE 40 A 80 cm DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

FLUJO DE AGUA: NO PRESENTA

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO): NO NECESARIO

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC.): DEJAR BANQUETA DE 3.00 MTS Y PROYECTAR TALUDES DE 1/2 A 3/4 1 COLOCAR MURO DE GAVIQUES DE 2.00 MTS DE BASE POR 2.00 MTS DE ALTURA A MODO DE MUPO ALCANCIA

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDE PARA LAS RECOMENDACIONES DE FUNDACION EN EL INFORME

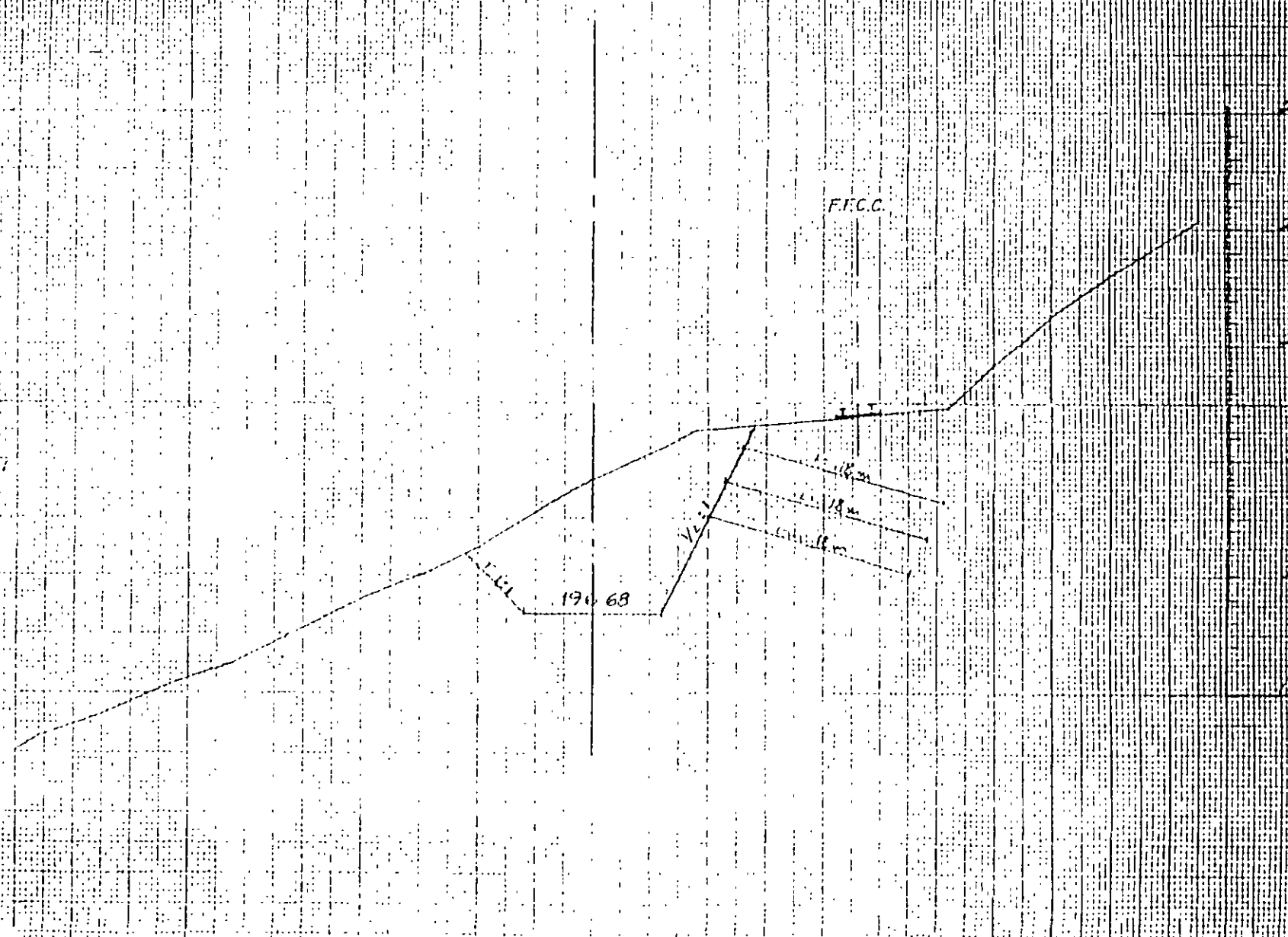
43

21-20 14.01.50

14.01.50

14.01.50

F.F.C.C.



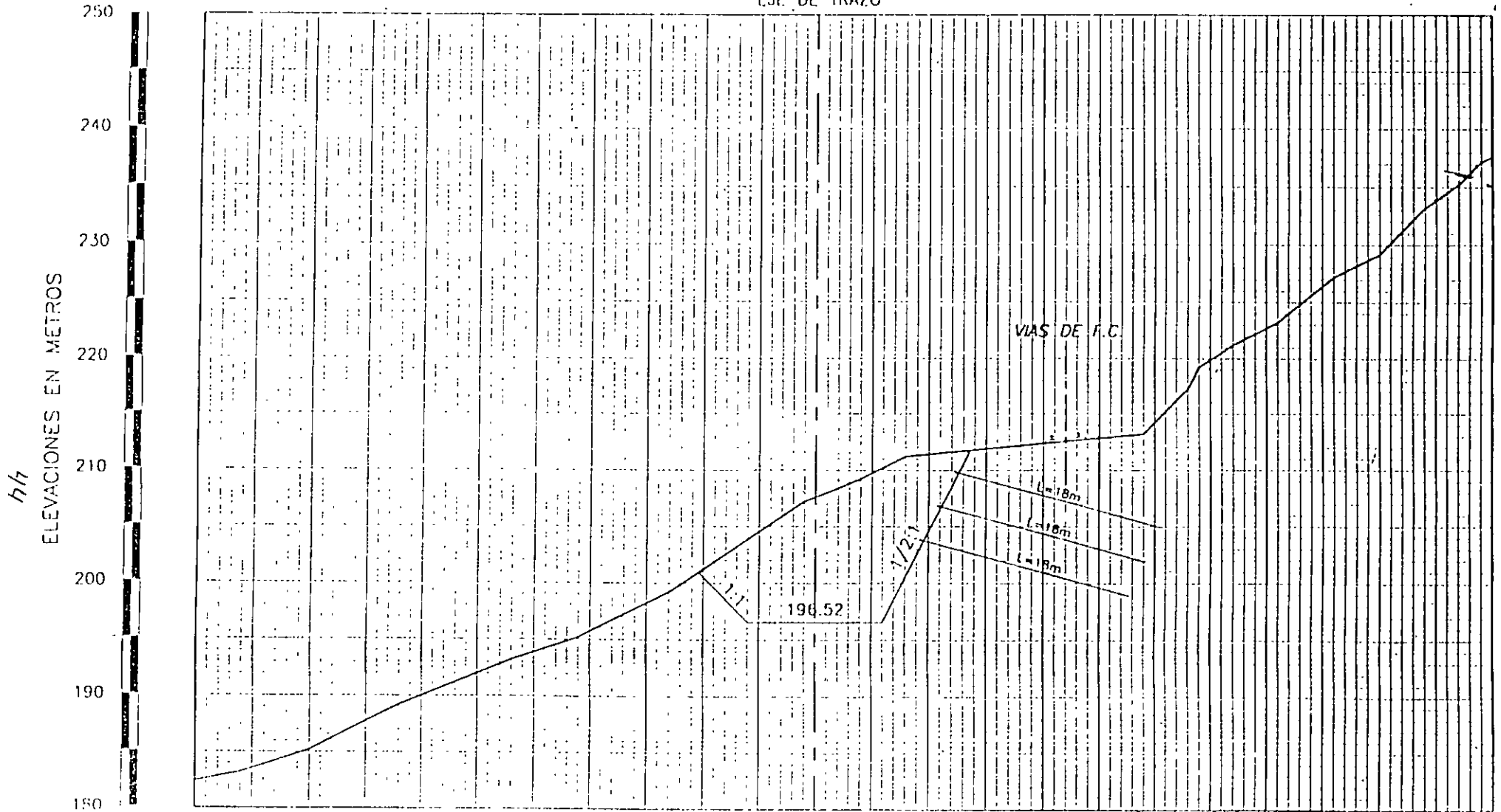
SECTION 12 820

14.01.50

LADO IZQUIERDO

EJE DE TRAZO

LADO DERECHO



SECCION 135+840

ESCALA 1:500

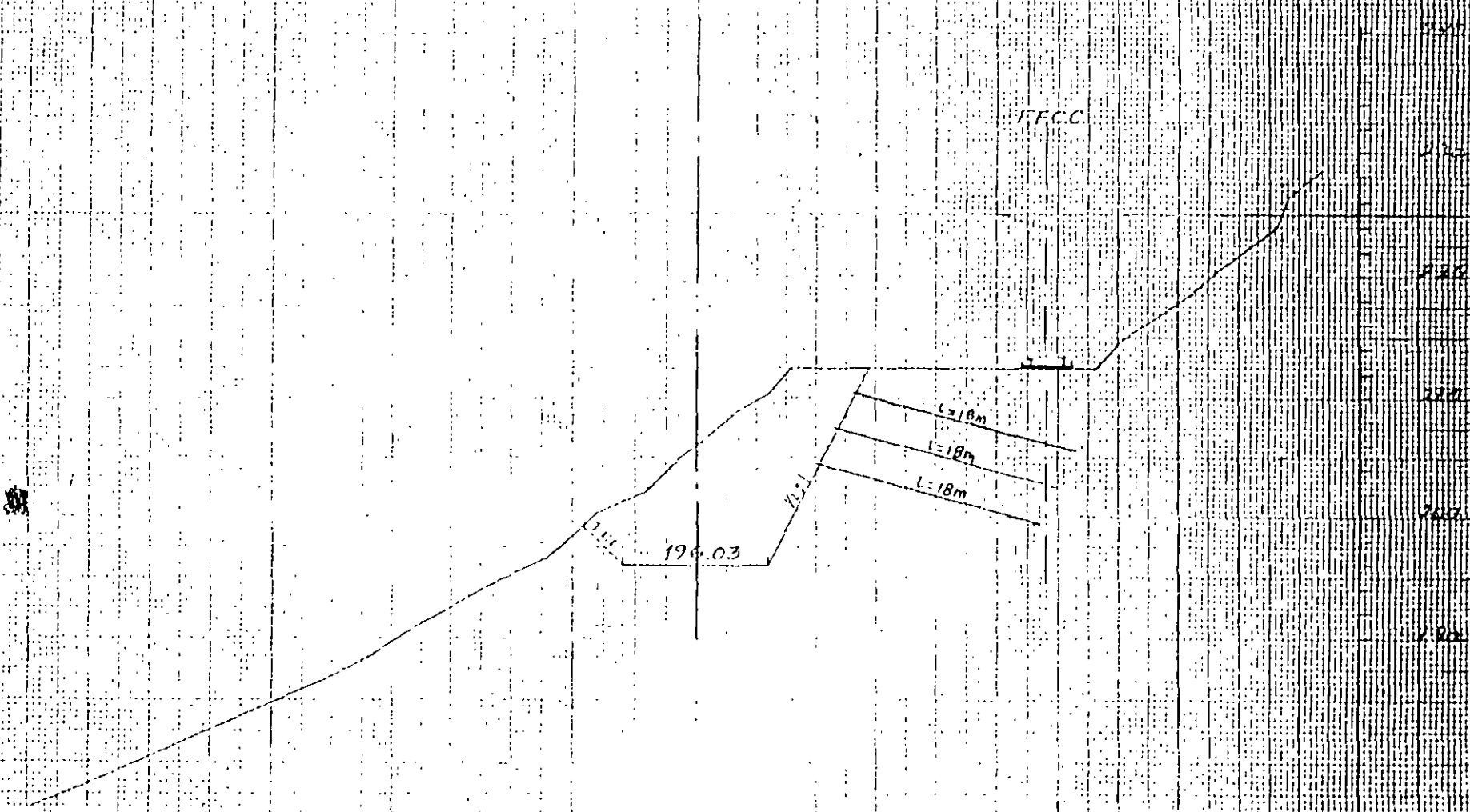
517

2050 25 000000

2050 25 000000

2050 25 000000

F.F.C.C.



SECTION 135+880

SCALE 1:500

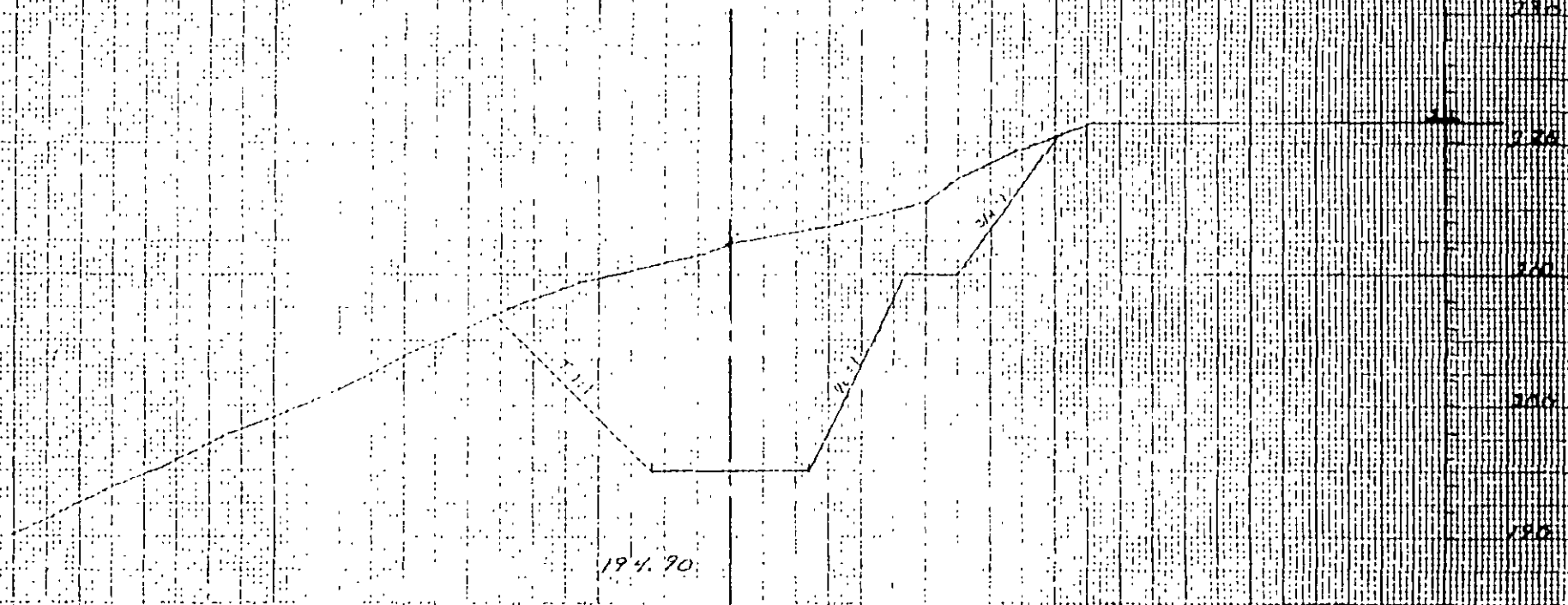
94

LADO IZQUIERDO

EIX DE TALLER

LADO DERECHO

E

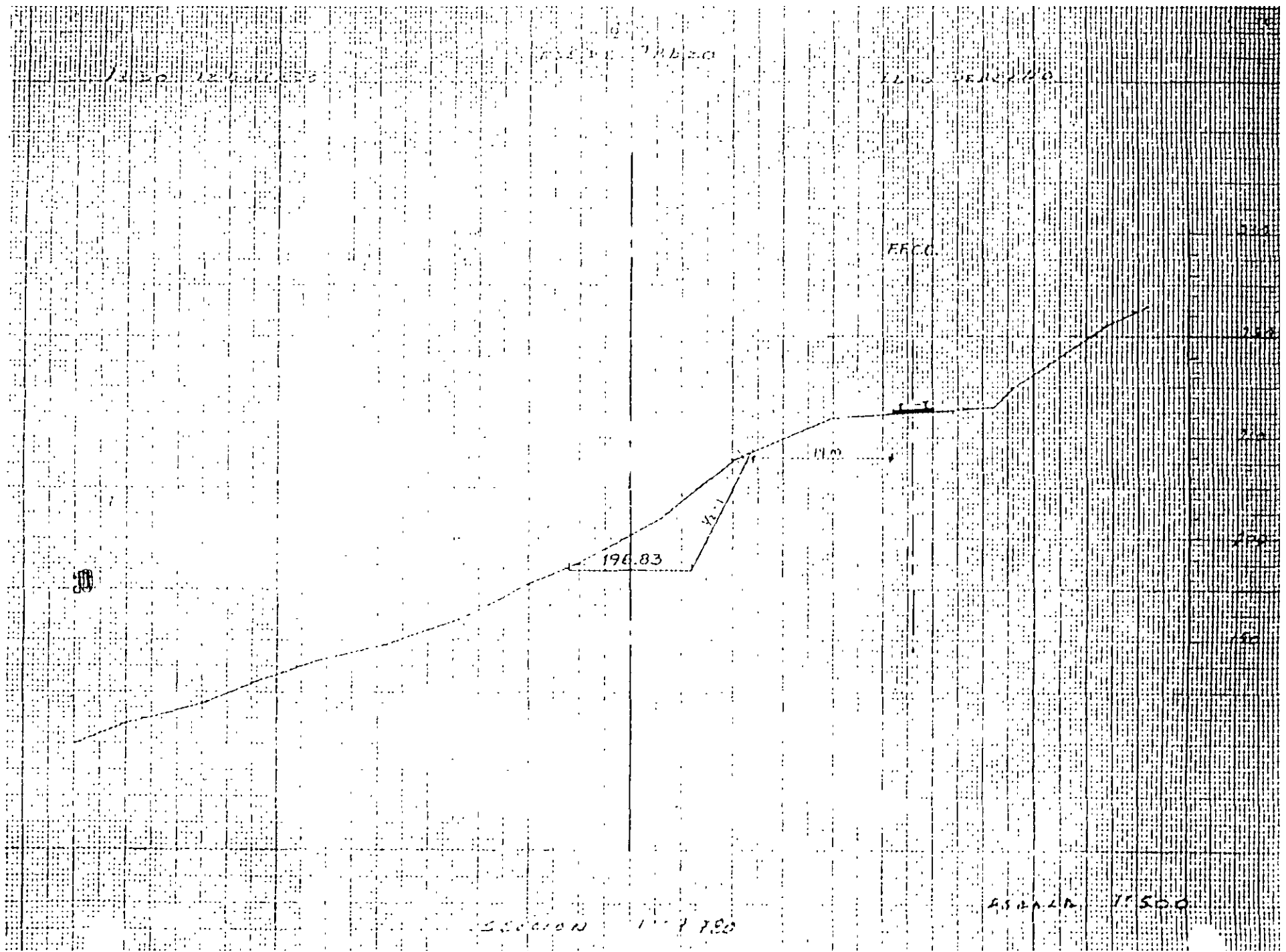


SECCION 135 + 940

ESCALA 1:500

4

42



SECTION 117 780

ASBADA 11500

1150 120000

1150 120000

1150 120000

FFCC

196.83

11.0

11.1

1150

1200

1300

1400

1500

84

SECCION 135 f 980

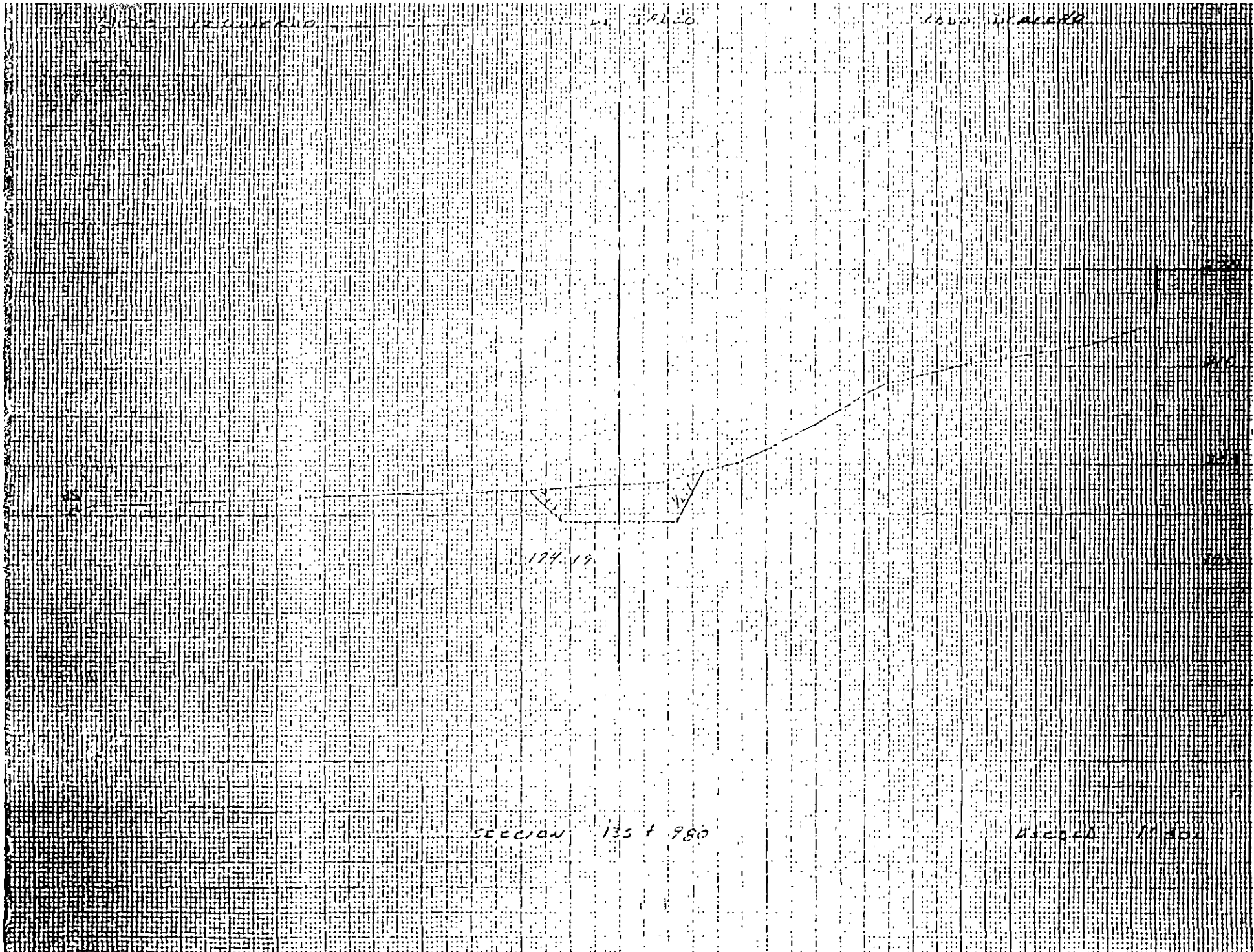
174.19

SECCION 135 f 980

174.19

SECCION 135 f 980

SECCION 135 f 980



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

⊕
EJE DE TRAZO

FFCC

240

230

220

210

200

190

T. H.

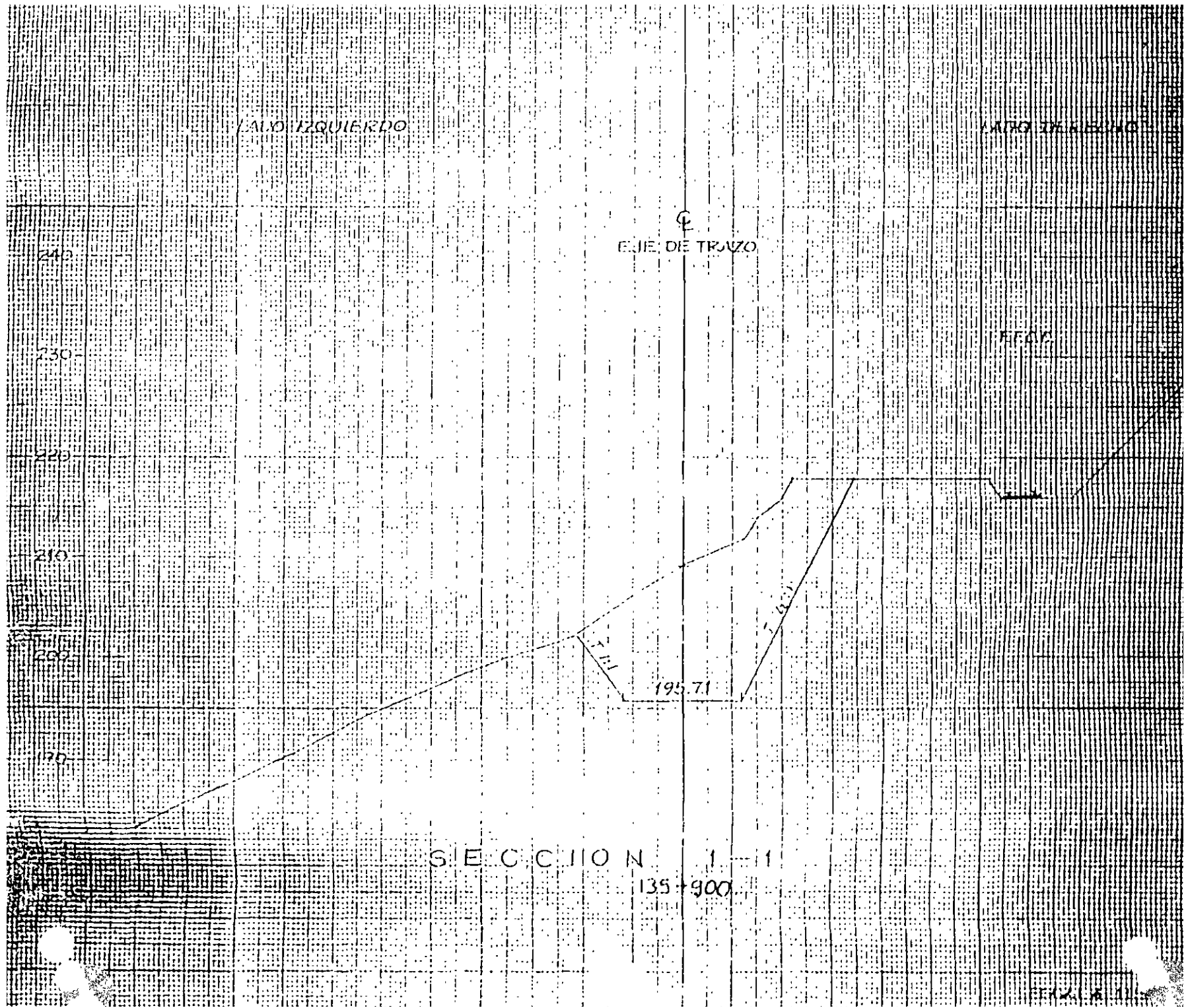
T. H.

195.71

SECCION 1-1

135+900

12.8.11



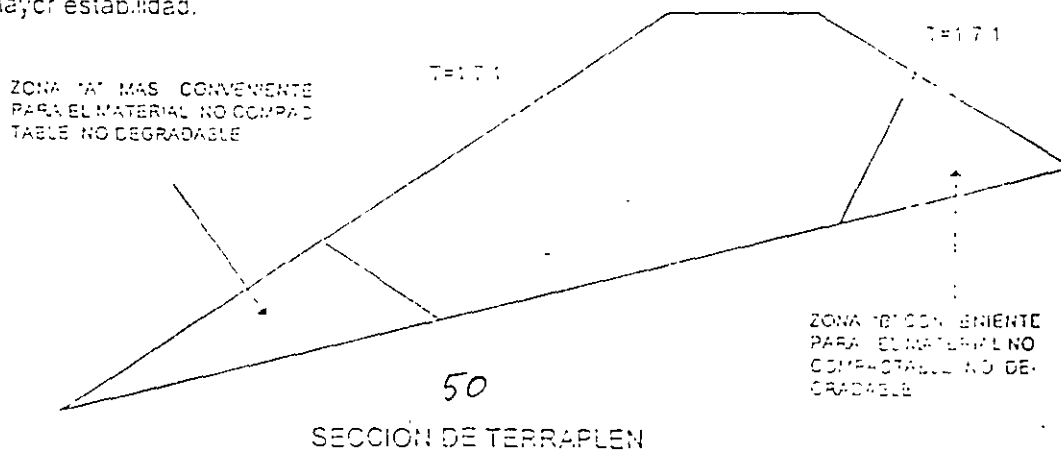


IAGSA

CARRETERA:
TRAMO:
SUBTRAMO:
TERRAPLEN:
KM. :48+640 (48+515 - 48+726)

RECOMENDACIONES

1. Taludes con inclinación 1.7.1 horizontal a vertical
2. En éste terraplén se tiene contemplada una obra de drenaje la cual se ubicará en el km 48+640 constituida por tubo de lámina de 4.88 m \varnothing , misma que se deberá construir en todo el ancho del terraplén, arropada mediante la colocación de suelo - cemento a los lados de esta en un ancho equivalente a 0.75 veces el diámetro con $f_c > 20 \text{ kg/cm}^2$. El suelo cemento se colocará hasta alcanzar 1.0 m arriba del lomo del tubo.
El desplante de la tubería que constituye la alcantarilla será sobre un "colchon" de 30 cm de espesor de concreto ciclópeo a su vez apoyado en fragmentos de roca grava y arena basáltica. Deben evitarse cambios bruscos de éste espesor en valores mayores que 30 cm. Se recomienda revisar la estructura ante momento flexionante, cortante y fuerza axial (este último valor permite verificar la cantidad de tornillos necesaria).
3. Debido a escurrimiento observado en la márgen izquierda (lado Uruapan) se deberá colocar una capa de material drenante de 1.0 m de espesor mínimo en contacto con el terreno natural, después de realizados los escalones de liga tal como se muestra en el perfil sobre el eje, en la cual se realizaran dos tipos de escalones de liga, los 1 tendran pendientes hacia los escalones N° 2, estos últimos estaran recubiertos con concreto simple de 30 cm de espesor tanto la cara vertical como la horizontal y servirán para captar el agua proveniente de los escalones N° 1 y se conectara a lavaderos construidos al final de terraplén del lado izquierdo. Así mismo apoyante al costado izquierdo del suelo cemento que protege a la tubería y en toda su longitud se deberá colocar como obra de drenaje material de filtro el cual deberá escurrir hacia el lado izquierdo del cauce.
4. Para conformar el cuerpo del terraplén se podrá utilizar los materiales de banco o de cortes adyacentes constituidos por fragmentos chicos medianos y grandes de basalto empacados en toda arena limosa en capas de 20 cm de espesor compactados al 90% de la prueba AASTHO modificada colocadas con la humedad óptima. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse alajado cuando menos 3.0 m de cualquier punto de la obra de drenaje y del suelo-cemento que la rodea y de preferencia en las partes bajas y exteriores del terraplén en una zona y en una forma que propicien una mayor estabilidad.



5. Presiones en la tubería (suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 24m)

COMBINACIONES	
1	2
Pv = 30.8 T/m ²	Pv= 30.8 T/m ²
Ph = 24.6 T/m ²	Pv= 17.2 T/m ²

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos, momento flexionante cortante o fuerza axial; así como mayor refuerzo.

Propiciar arqueo mediante capa de suelo compactable de 1.0 m de espesor colocada en estado suelo. Su ancho será el diámetro de la tubería mas 1 m a cada lado y se ubicará directamente sobre el suelo - cemento. La longitud de colocación sera de 20 m hacia ambos lados del eje si la alcantarilla tiene un esviaje menor de 30°

6. Contraflecha de diseño

En la tabla siguiente se indica la sobreelevación de la rasante que se recomienda efectuar para propiciar que en el largo plazo la elevación de la rasante sea la de proyecto

CADENAMIENTO (KM)	SOBREELEVACION (CM)
48+515	0
48+540	4.8
48+560	7.2
48+580	8.8
48+600	12.0
48+640	13.4
48+680	12.0
48+700	9.6
48+720	5.6
48+732	0

6. Excavar escalones de liga de 30 m de ancho mínimo de huella y con pendiente de 4% hacia la izquierda aguas abajo.

7. Obras complementarias de drenaje

- Bordillos - Se instalarán en los límites externos del acotamiento del camino para dirigir el agua hacia lavaderos.

- Lavaderos - Se recomienda la construcción de lavaderos distribuidos a cada 50 m de separación entre ellos, transversales al eje del camino, mismos que irán conectados a los bordillos

8. Para proteger los taludes del terraplén se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas del lugar

149.2.S/ROCAFUA
E=459.025 M.

01 49.00

L.D.V.

41.00 M

19.00 M

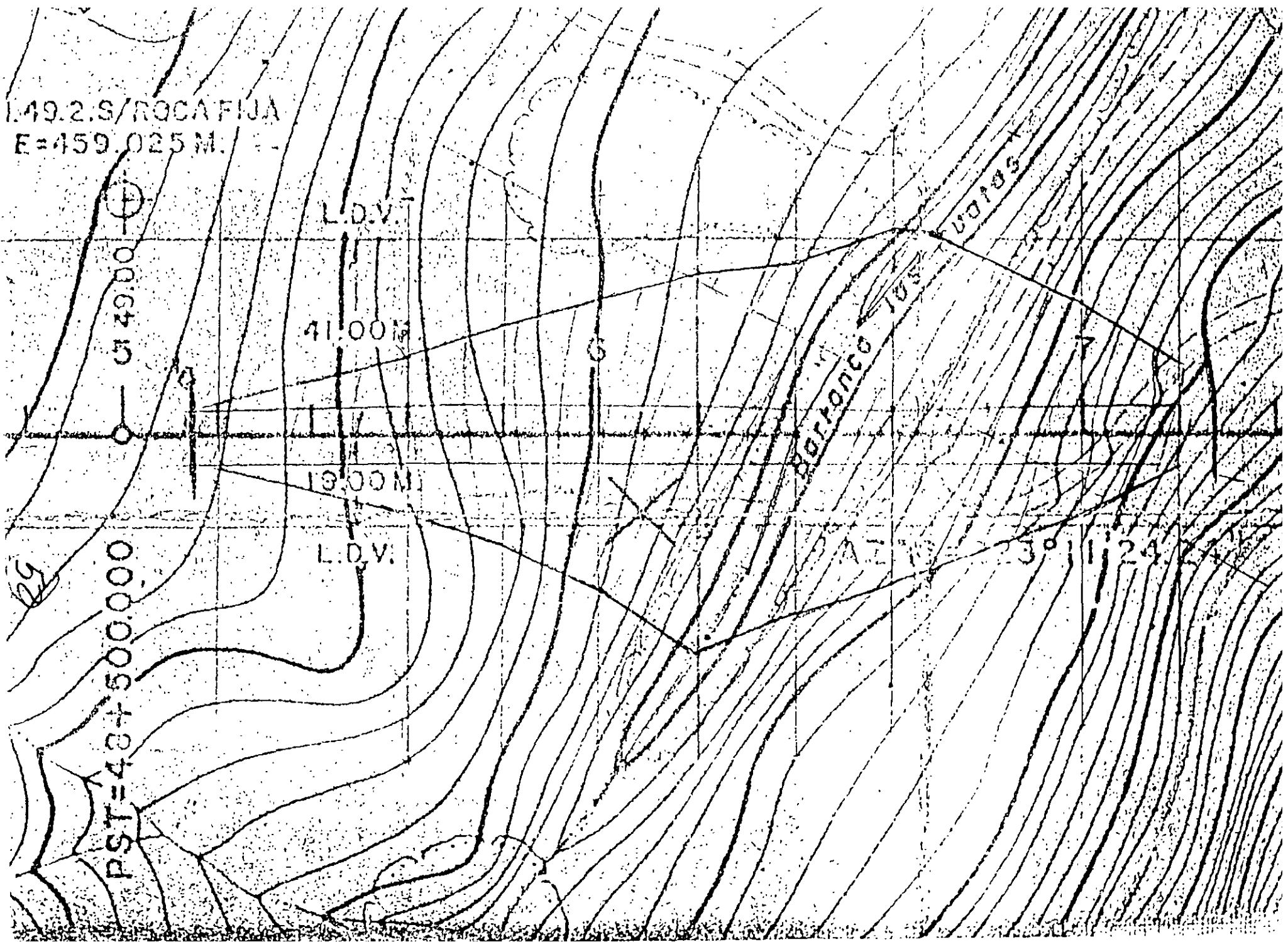
L.D.V.

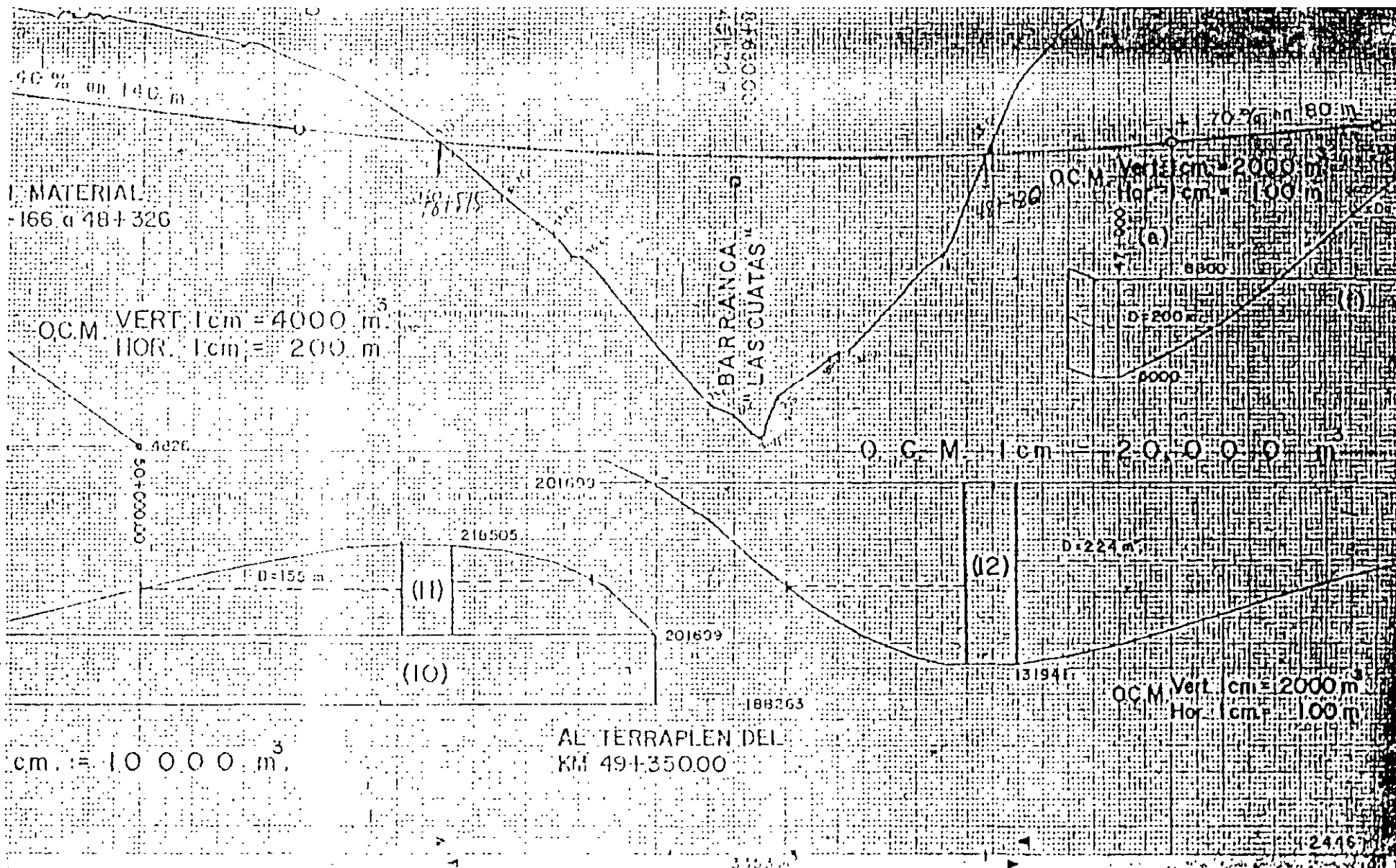
PST=43+500.000

29

Barro Colorado

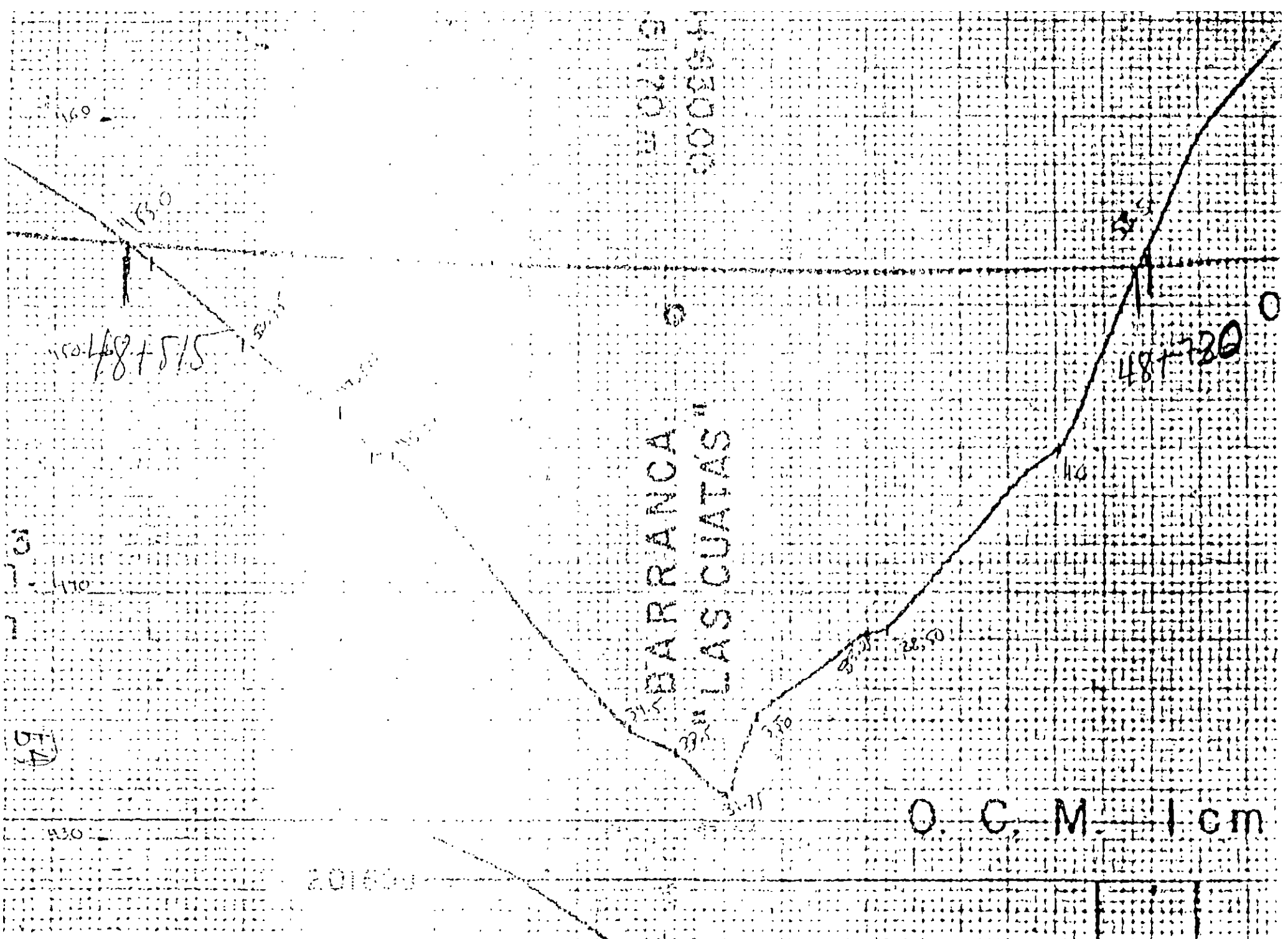
3° 11' 24"





aprox (CH f.) p. C.V. 095, 0.30 0.85 C.P.EC-40-00 Observ. ABC)

- 1.- 0.30 m. Suelo vegetal (C. Desp. C.P. 100°C)
- 2.- 0.70 m. Arcilla de media a alta plasticidad
- 3.- 0.70 m. Fmac - CH - Bond 1.05 C.P. 00 60 40





DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA:

TRAMO:

ORIGEN:

KM A KM:



IAGSA

OBRA No. 11 TERRAPLEN DE KM A KM.	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				METAMORFICA		SUELO TIPO Y ESPESOR
	ESCARPADO	MOHOSO	LOMOSO	PLANO	IGNEA INT. LAVA FOLIADA	EXT. PIROCLASTOS	SEDIMENTARIA ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	
48+520 A 48+730			X		X						CL-SM 0 20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA

CONSTITUIDO POR BELECHA BASALTICA CON FRACCIONES CHICAS Y MEDIANAS MEDIANAMENTE A BIEN CEMENTACOS. LO CUBRE UNA CAPA DE SUELO VEGETAL DE 20 cm DE ESPESOR.

LONGITUD DEL TERRAPLEN: 210 mts

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 22.00 mts.

PRESUPUESTO (A,B,C): 00 - 80 - 20

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD), EN DIFERENTES DIRECCIONES, FORMANDO BLOQUES DE 1 A 3 mts DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTA

FLUJO DE AGUA: SOBRE LA MARGEN IZQUIERDA SE OBSERVAN FLUJOS DE AGUA PRODUCTO DE LA HUMEDAD TRANSMITIDA POR LOS CANALES DE RIEGO CERCANOS

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0 20 mts (DE SUELO VEGETAL)

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DEL PRESTAMO

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

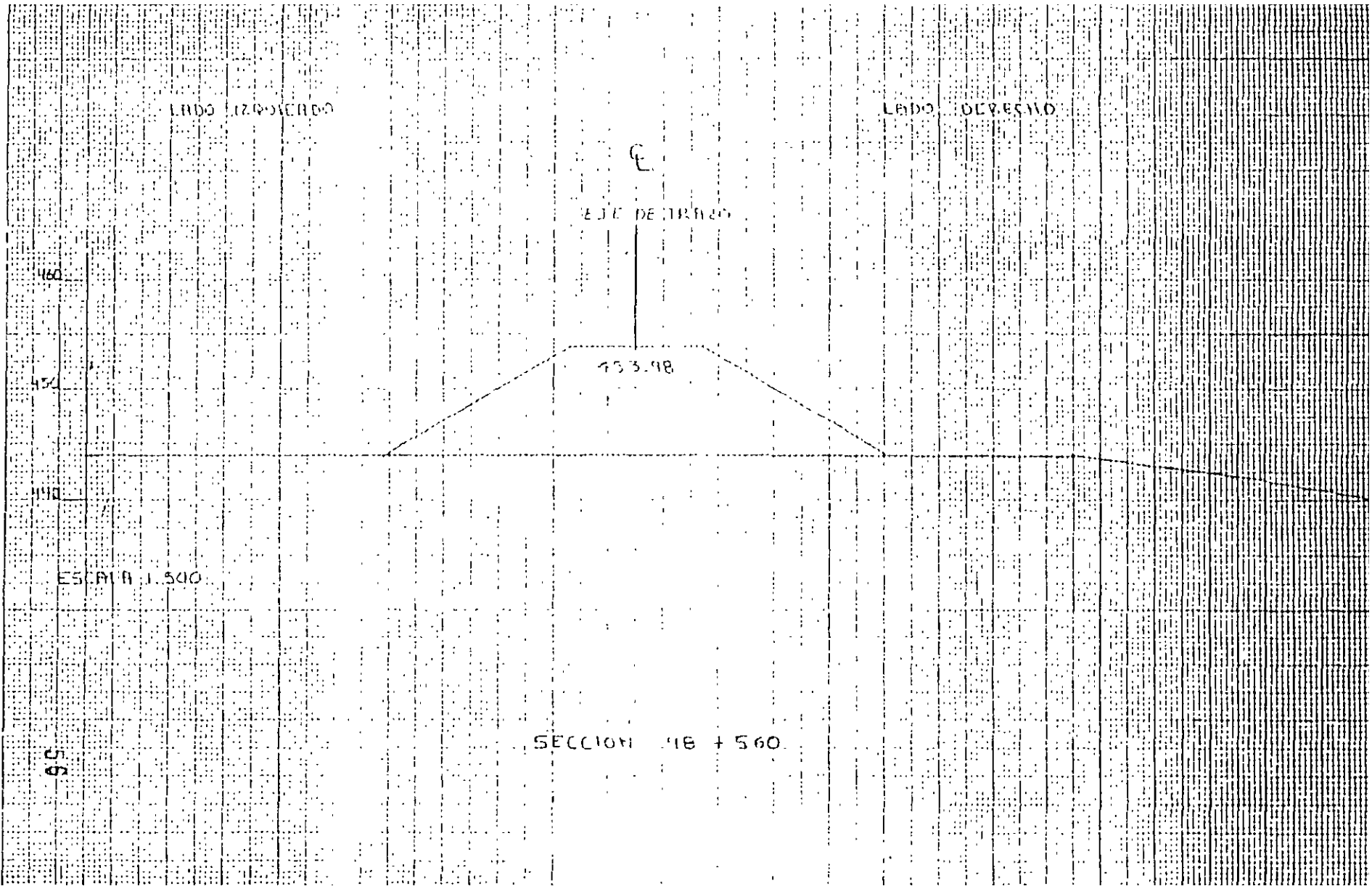
ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO):

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DREJES, MALLA, ETC.) CONSTITUIR TERRAPLEN CON TALUDES DEL CORTE 1.5:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS LADOS DE PROTECCION, PROPONER DREJES O ALGUNA OBRAS DE IMPERMEABILIZACION CERCA DE LOS CANALES PARA EVITAR LA FILTRACION DE AGUA.

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDERAN A LAS RECOMENDACIONES EN EL INFORME

55

56



56

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

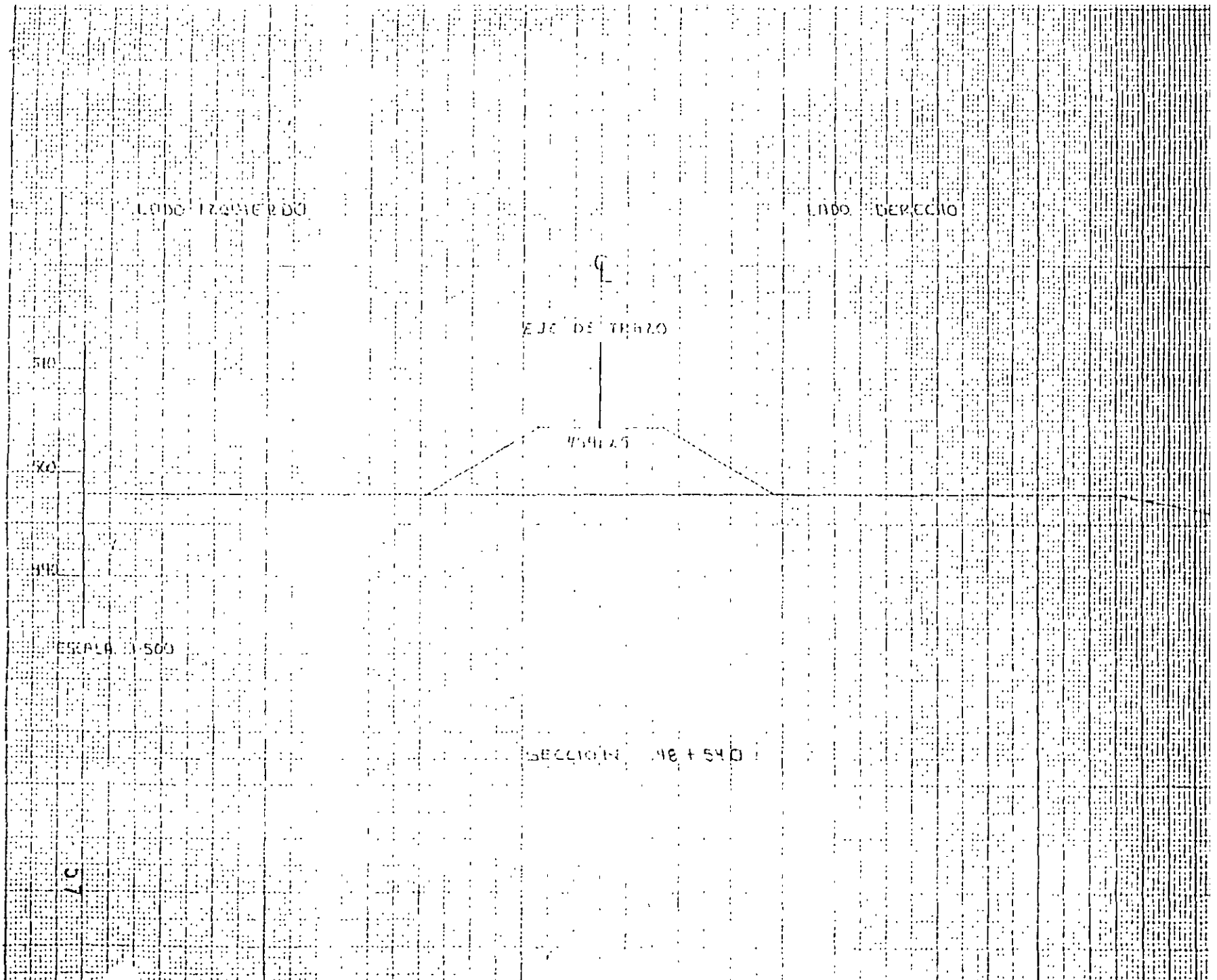
454.25

ESCALA 1:500

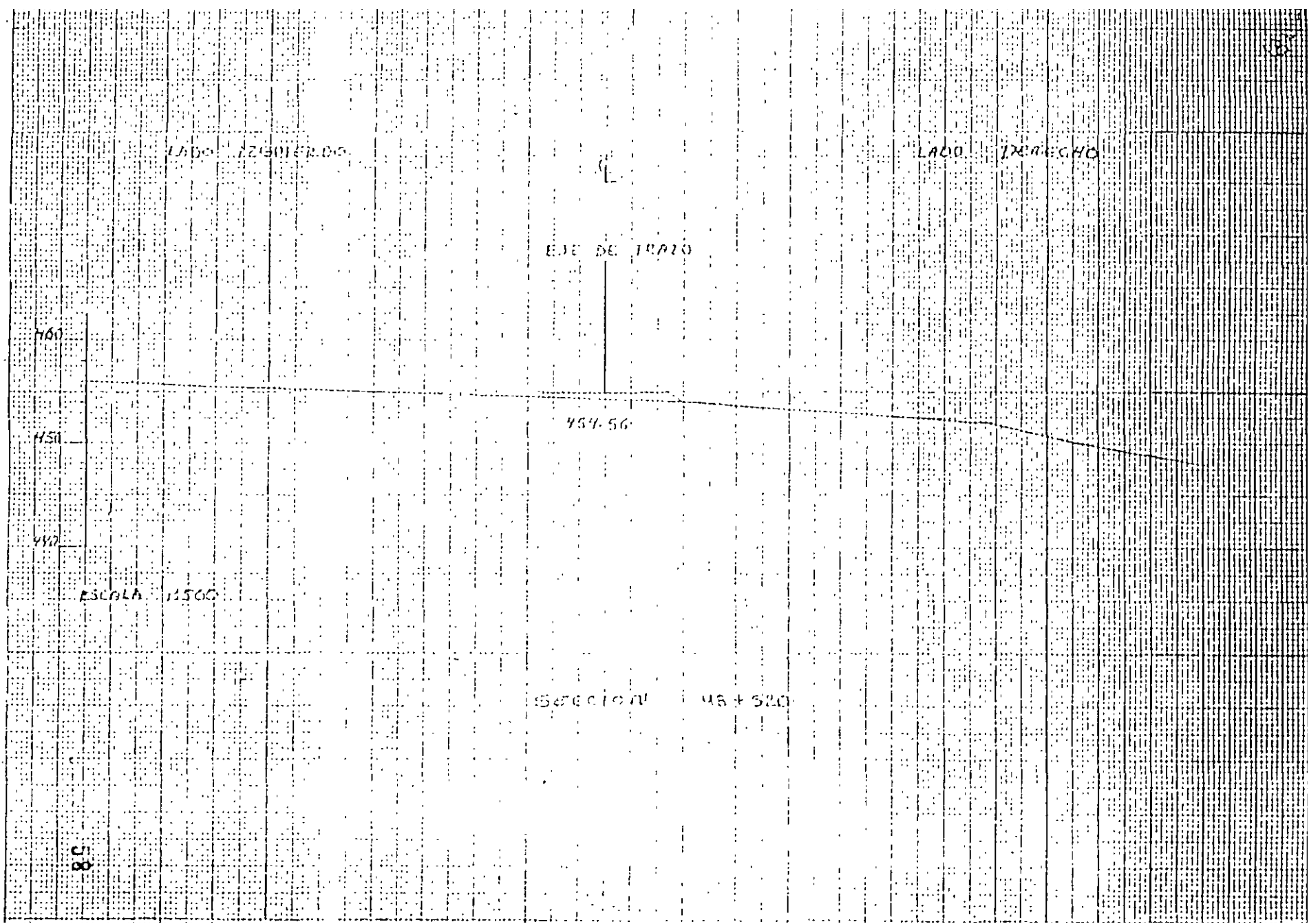
SECCION 48 + 540

42

37



58



LADO NOROCCIDENTAL

LADO SURECCIDENTAL

ESTE DE LAZARO

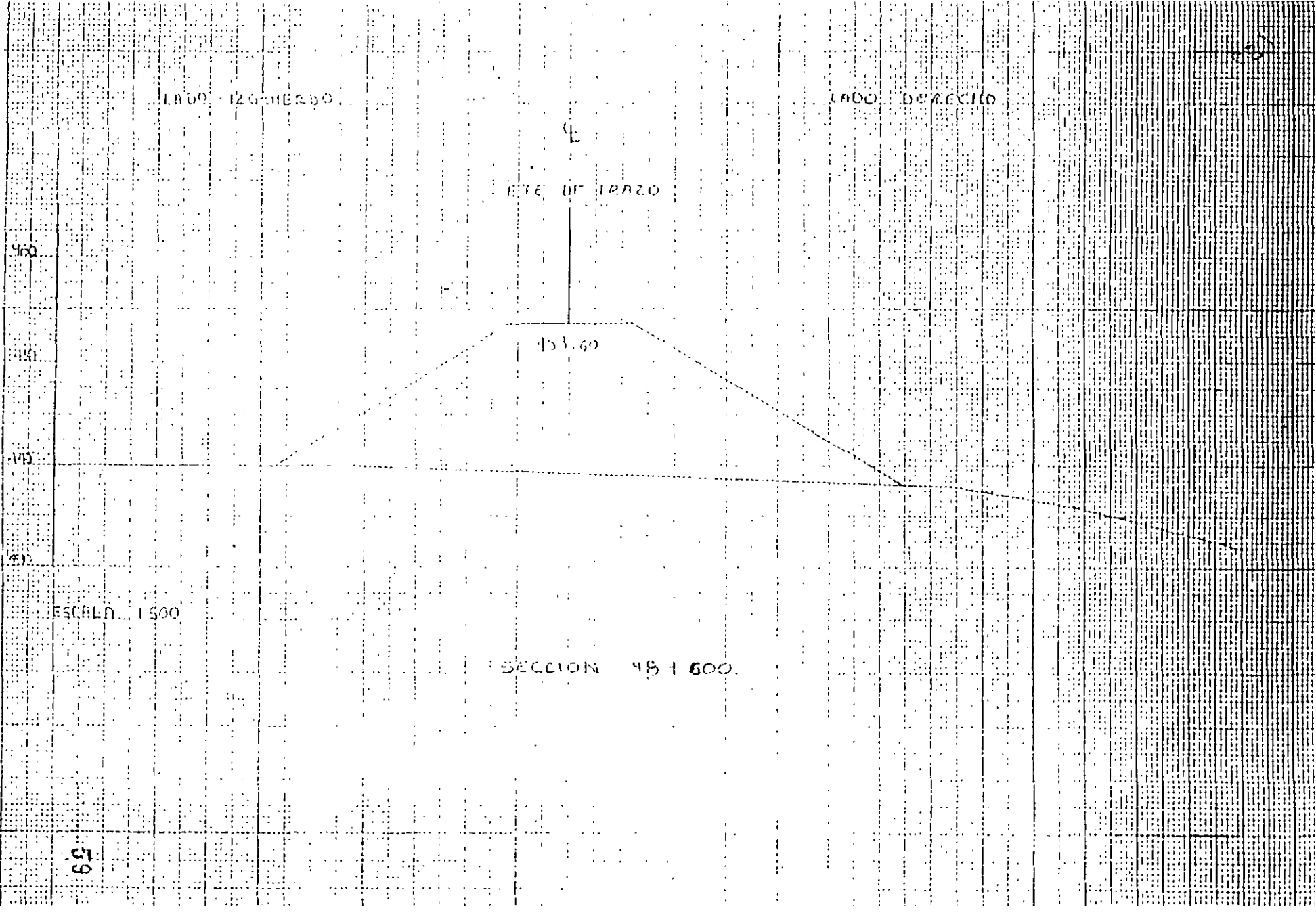
453.60

ESCALA 1:500

SECCION 48 + 600

59

59



09

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

E
EJE DE TRAZO

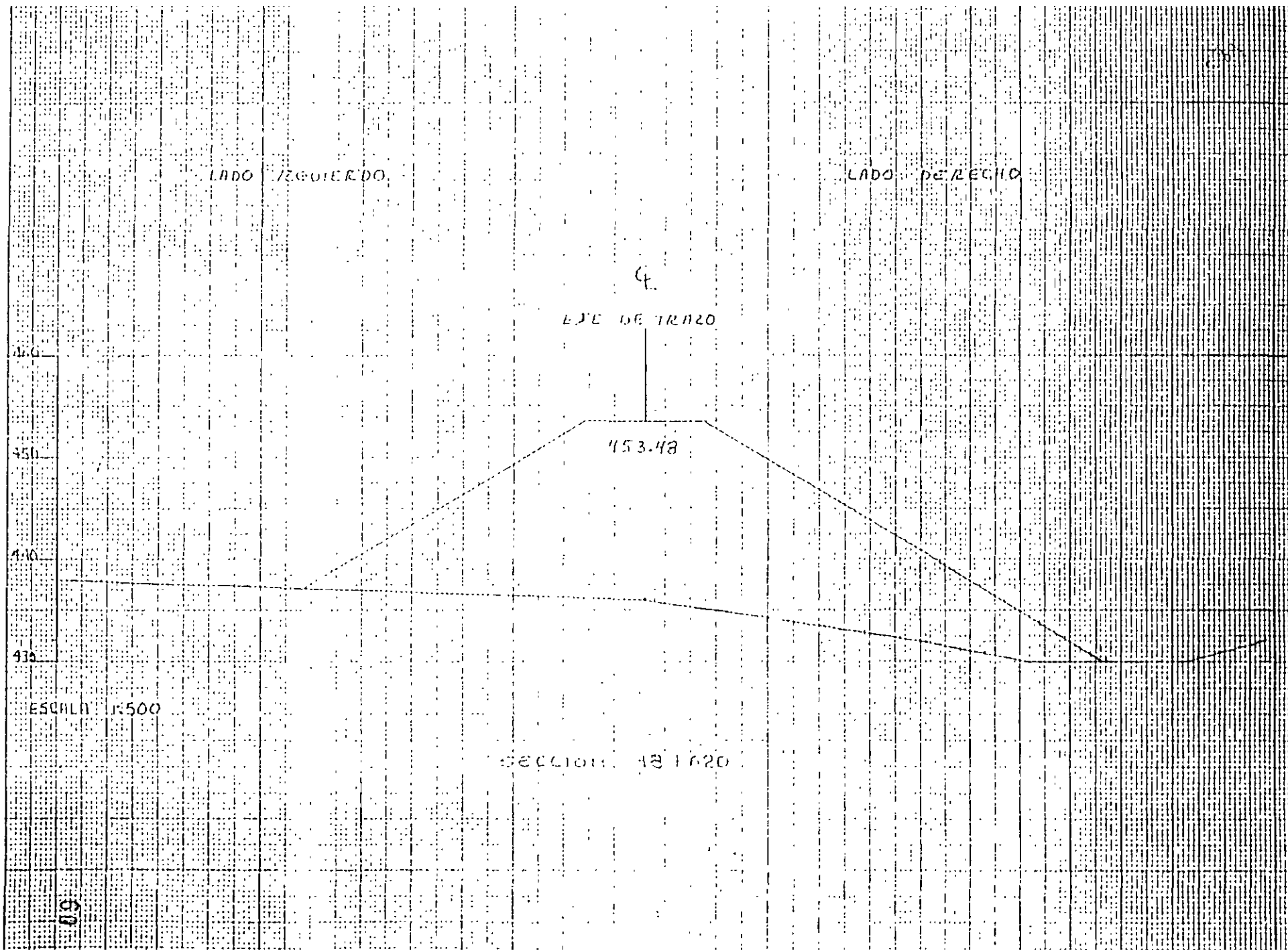
453.48

460
450
440
430

ESCALA 1:500

SECCION 481620

69



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

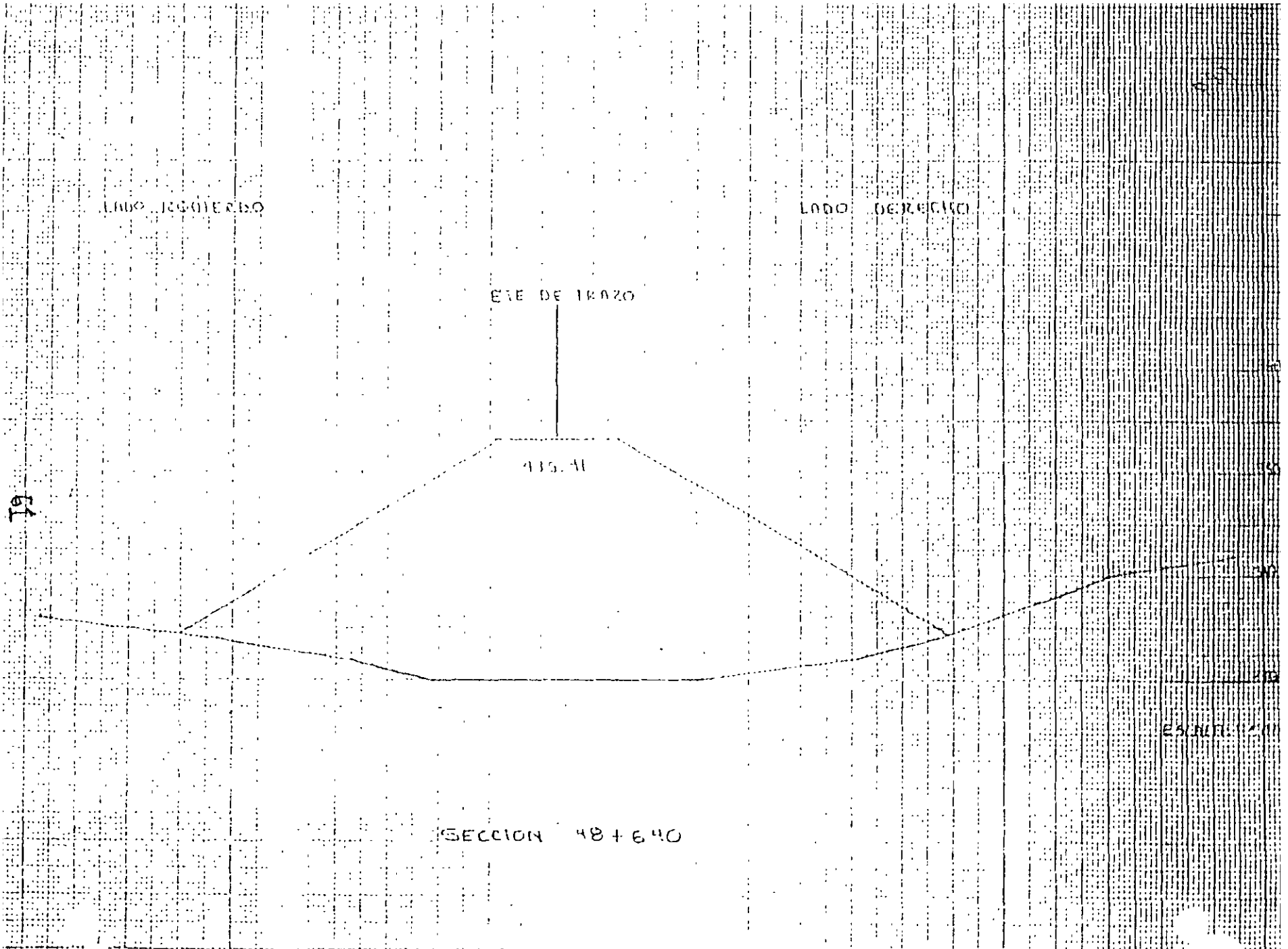
EJE DE BRAZO

435.41

64

ESCALA 1/100

SECCION 48+640



LADO IZQUIERDO

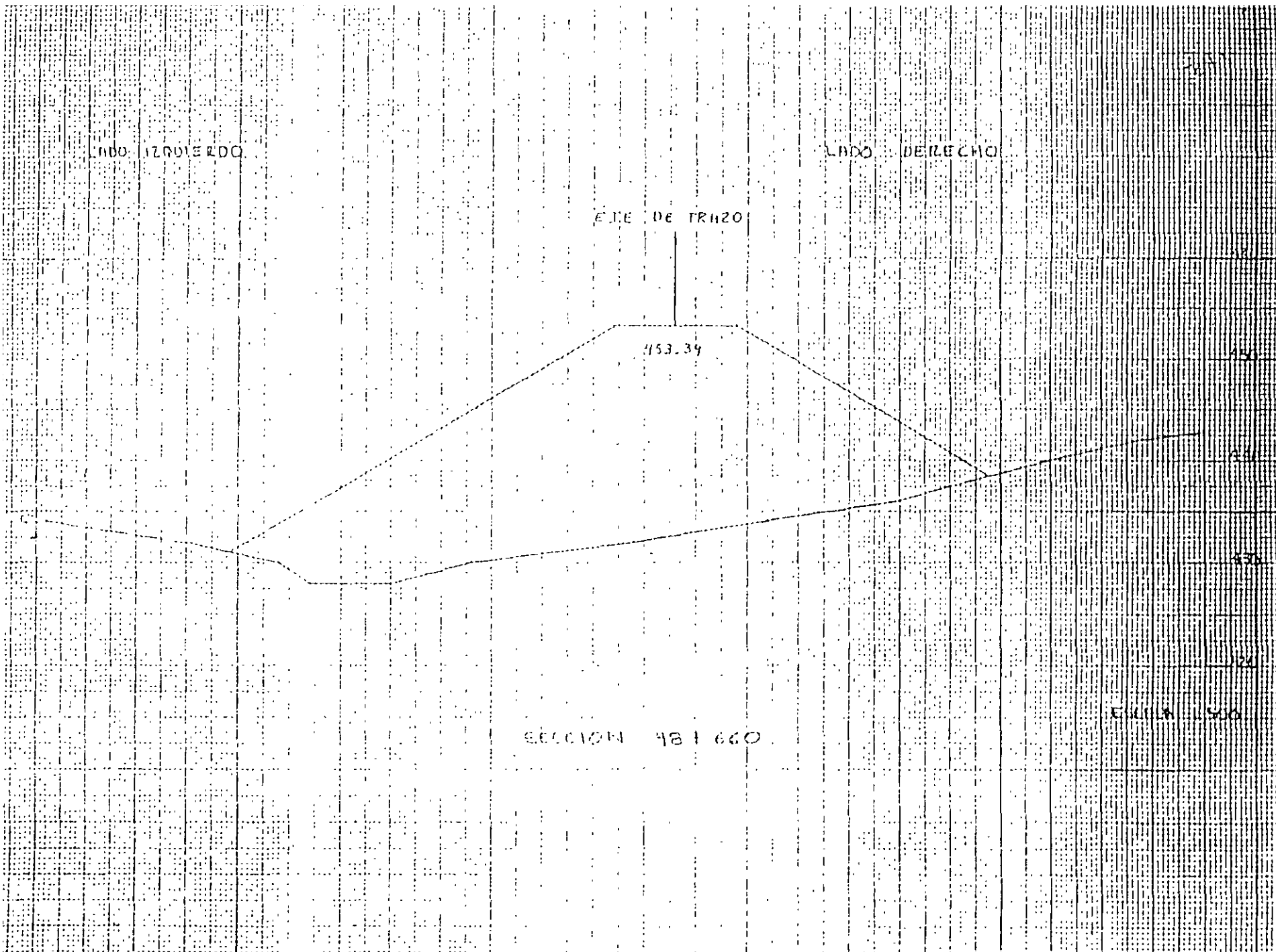
LADO DERECHO

EJE DE TRINCHERO

153.39

SECCION 48160

ESCALA 1:500



29

LINDO DE LA IZQUIERDA

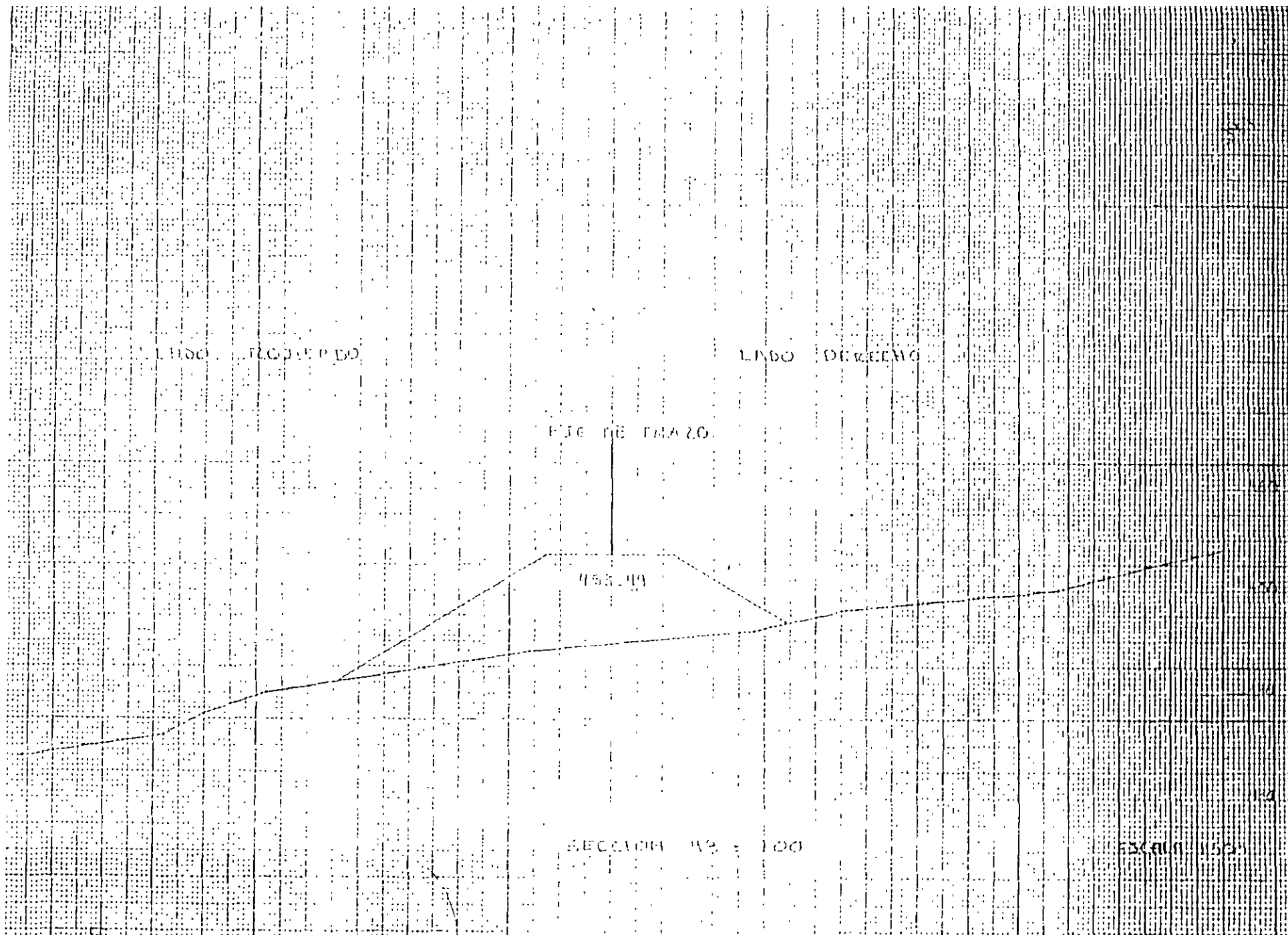
LINDO DE DERECHA

EJE DE TRAZO

453.49

SECCION Nº = 100

ESCALA 1:500



Lado Izquierdo

Lado Derecho

CIE DE TRAZO

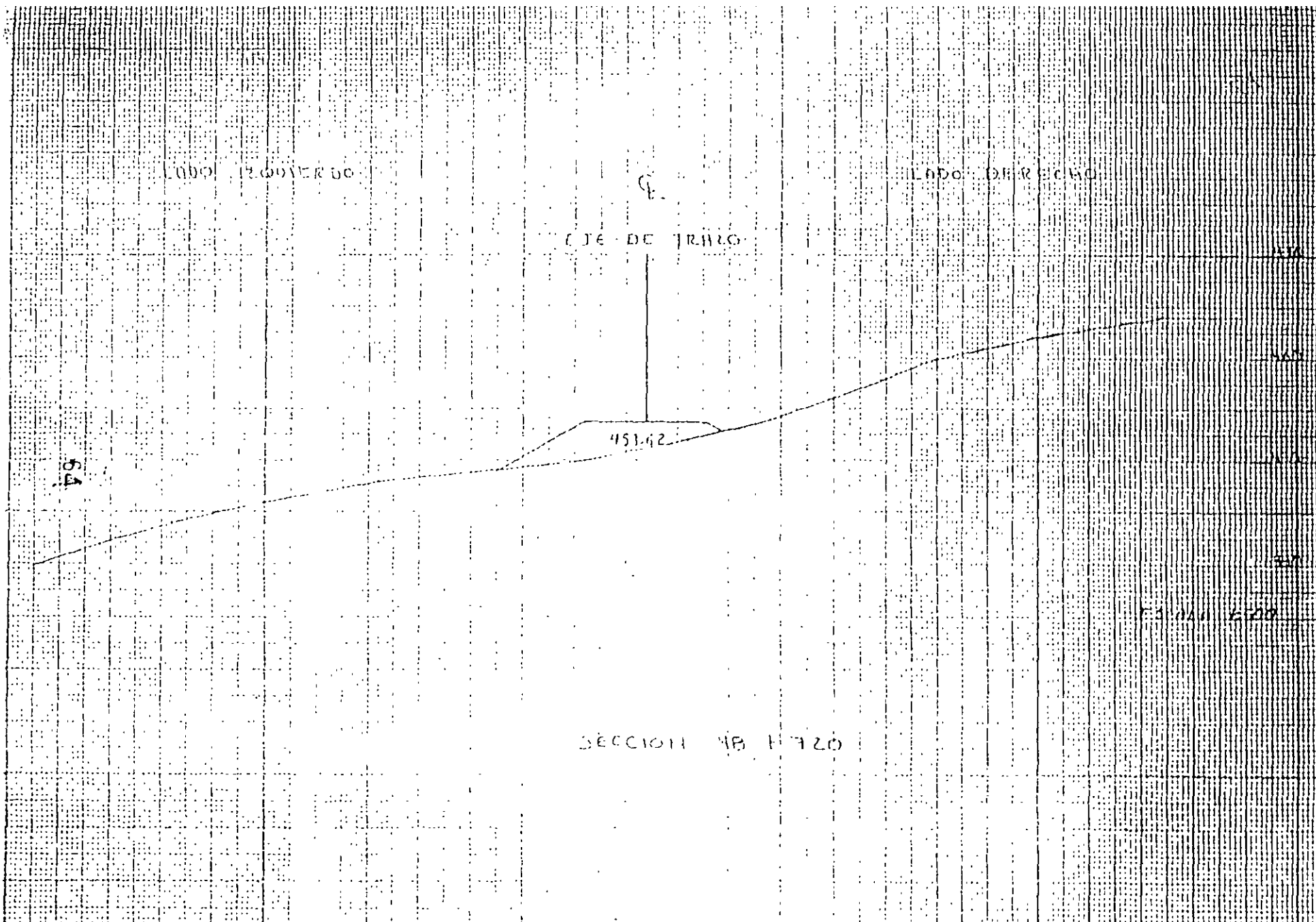
453.62

Escala 1:200

SECCION AB TRAZO

64

64





IAGSA

CARRETERA:

TRAMO:

SUBTRAMO:

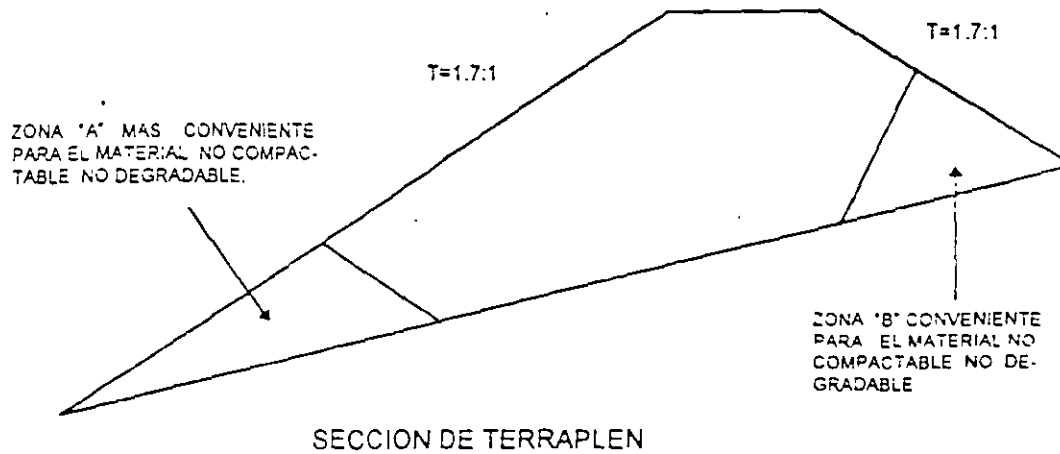
TERRAPLEN:

KM. :135+530 (135+378 - 135+764)

RECOMENDACIONES

1. Taludes con inclinación 1.7:1 horizontal a vertical.
2. Este terraplén cuenta con dos obras de drenaje que se ubicarán en los kms. 135+530.60 y 135+685.32 ambas constituidas por un tubo de concreto de 1.50 m \varnothing , que deberán instalarse en todo el ancho del terraplén, arropadas mediante la colocación de suelo - cemento a los lados en un ancho igual al diámetro con $f_c > 20 \text{ kg/cm}^2$. El suelo cemento se colocará hasta alcanzar 50 cm arriba de la clave de la obra en cuestión.
Probablemente se requiera de una obra adicional en el km 135+610 o un lavadero del lado derecho que impida la acumulación de agua en esa zona (haciendo una excavación del orden de 2.0 m)
La cimentación de la obra de drenaje será sobre roca riolítica. Si por razones geométricas el eje de la estructura es recto y atraviesa zonas en que el apoyo (o sea, su cimentación) ocurra en materiales de diferente compresibilidad entonces deberá excavarse hasta encontrar el material adecuado, similar al existente en el resto del tramo, luego rellenar con concreto ciclópeo.
Se recomienda que estas obras cambien su diámetro de 1.5 a 1.6 m
En relación con los niveles se recomienda que a la salida el nivel del piso se encuentre 1.0 m por arriba del nivel del NAME de la presa
3. Debido a que este terraplén quedara desplantado centro del embalse del vaso, permaneciendo parte de él dentro del agua durante largos periodos de tiempo y, para evitar su reblandecimiento o erosión se recomienda que se apoye en un pedraplén, el cual permita el flujo y reflujos de agua sin ningún problema durante las diferentes épocas del año. La altura que deberá alcanzar el pedraplén será de 1.0 m por arriba de la elevación correspondiente al vertedor de desahíos de la presa. Dicho pedraplén podrá formarse con piedras cuyo tamaño varíe entre 30 y 100 cm
Sobre el pedraplén se construirá el cuerpo del terraplén utilizándose los materiales de cortes adyacentes constituidos por fragmentos chicos y medianos de riolita, en capas de 20 cm de espesor compactados y bandeados en la mejor forma posible. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse alejado cuando menos 3.0 m de cualquier punto de las estructuras del inciso anterior y del suelo-cemento que las rodea y de preferencia en las partes bajas y exteriores del terraplén en una zona y en una forma que propicien una mayor estabilidad.
En las zonas en que el terraplén pateará hacia el embalse, se deberá retirar el azolve verificándolo mediante el uso de una barra debidamente preparada, de tal forma de asegurar de que haya sido retirado el azolve así como el terreno natural reblandecido por la presencia del agua. Si esto no fuera posible, entonces deberán tomarse cualquiera de las dos siguientes medidas.
 - 1ª Empleo del equipo necesario para el retiro del azolve y de los suelos blandos.
 - 2ª. Si no es posible lo anterior cambiar la sección según se indica en la sección correspondiente 135+520. Debe mencionarse que aún en este último caso, deberá ser eliminando por lo menos el azolve superficial en toda la sección ampliada

2ª. Si no es posible lo anterior cambiar la sección según se indica en la sección correspondiente 135+520. Debe mencionarse que aún en este último caso, deberá ser eliminando por lo menos el azolve superficial en toda la sección ampliada.



4. Presiones en la tubería

DIBUJO ESQUEMATICO

Suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 16m

Combinación 1
 $P_v = 34 \text{ T/m}^2$
 $P_h = 27 \text{ T/m}^2$

Combinación 2
 $P_v = 34 \text{ T/m}^2$
 $P_h = 23 \text{ T/m}^2$

Suponiendo un espesor de terraplén sobre ella igual a 10m

Combinación 1
 $P_v = 21.6 \text{ T/m}^2$
 $P_h = 17.3 \text{ T/m}^2$

Combinación 2
 $P_v = 21.6 \text{ T/m}^2$
 $P_h = 14.7 \text{ T/m}^2$

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos: momento flexionante, cortante o fuerza axial, así como mayor refuerzo

Propiciar arqueo mediante capa de suelo compactable de 10 m de espesor colocada en estado suelto. Su ancho será el diámetro de la tubería más 1 m a cada lado y se ubicará directamente sobre el suelo-cemento. La longitud de colocación será de 20 m hacia ambos lados del eje si la alcantarilla tiene un esviaje menor de 30°

5. Contraflecha de diseño

En la tabla siguiente se indica la sobre elevación de la rasante que se recomienda efectuar para propiciar que en el largo plazo la elevación de la rasante sea la de proyecto.

CADENAMIENTO (KM)	SOBREELEVACION (CM)
135+380	0
135+400	3.2
135+440	6.8
135+480	11.6
135+530.6	13.0
135+560	9.6
135+580	4.8
135+600	2.0
135+640	3.2
135+660	4.8
135+685.32	3.3
135+700	7.2
135+720	3.6
135+740	1.2
135+764	0

6. Excavar escalones de liga de 3.0 m de ancho mínimo de huella y con pendiente de 4% hacia la izquierda aguas abajo.

7. Obras complementarias de drenaje

- Bordillos.- Se instalarán en los límites externos del acotamiento del camino para dirigir el agua hacia lavaderos.

- Lavaderos.- Se recomienda la construcción de lavaderos distribuidos a cada 50 m de separación entre ellos, transversales al eje del camino, mismos que irán conectados a los bordillos.

8. Para proteger los taludes del terraplén se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas del lugar en el lado derecho, y para el lado izquierdo que es la zona que quedará hacia el lado del embalse deberá protegerse con un enrocamiento que cuente con altura y longitud necesaria.



DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA:

TRAMO:

ORIGEN:

KM A KM :



IAGSA

OBRA No. 44 TERRAPLEN DE KM A KM	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				SUELO TIPO Y ESPESOR (Mts.)		
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMO BAO	PLANO	IGNEA INT.	IGNEA EXT.	SEDIMENTARIA ESTRAI	SEDIMENTARIA NO ESTRAI		METAMORFICA FOLIADA	METAMORFICA NO FOLIADA
115+380 A 115+700			X			X					MI (C) 0.20 m

DESCRIPCION GEOLOGICA:

CONSTITUIDO POR LAVA VITREA DE COMPOSICION RIOLITICA FRACTURADA DE COLOR GRIS CLARO. SOBRI YACIENDO SE TIENEN FRAGMENTOS CIRCOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN MATERIAL ARCILLO LIMOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD DE 0.20 mts. DE ESPESOR EN EL CAUCE ALORA EL MACIZO RIOLITICO CON EL CASO MATERIAL DE ACABRLO COMO FRAGMENTOS MEDIANOS CIRCOS Y GRAVAS

LONGITUD DEL TERRAPLEN: 380 mts.

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 19.50 mts

PRESUPUESTO (A,B,C) : 00 - 60 - 40

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD), SE OBSERVAN EN EL MACIZO QUE AFIORA EN EL CAUCE SIN UNA ORIENTACION DEFINIDA, SIN EMBARGO EL ARREGLO GENERA BLOQUES DE 0.20 A 0.80 mts. DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO) NO PRESENTA

FLUJO DE AGUA: NO PRESENTA

ESPESOR DE SUELO A RETIRAR (PARA DESPLANTE DE TERRAPLEN): 0.20 mts. DE DESPALME

MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTES O DE BANCO DE PRE-ESTAMO

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO): NO NECESARIO

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC...): CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDES DE 1:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS A MODO DE PROTECCION

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE DEBE SER OBSERVADA LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD EN EL TERRENO

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TPAZO

225

220

215

210

210

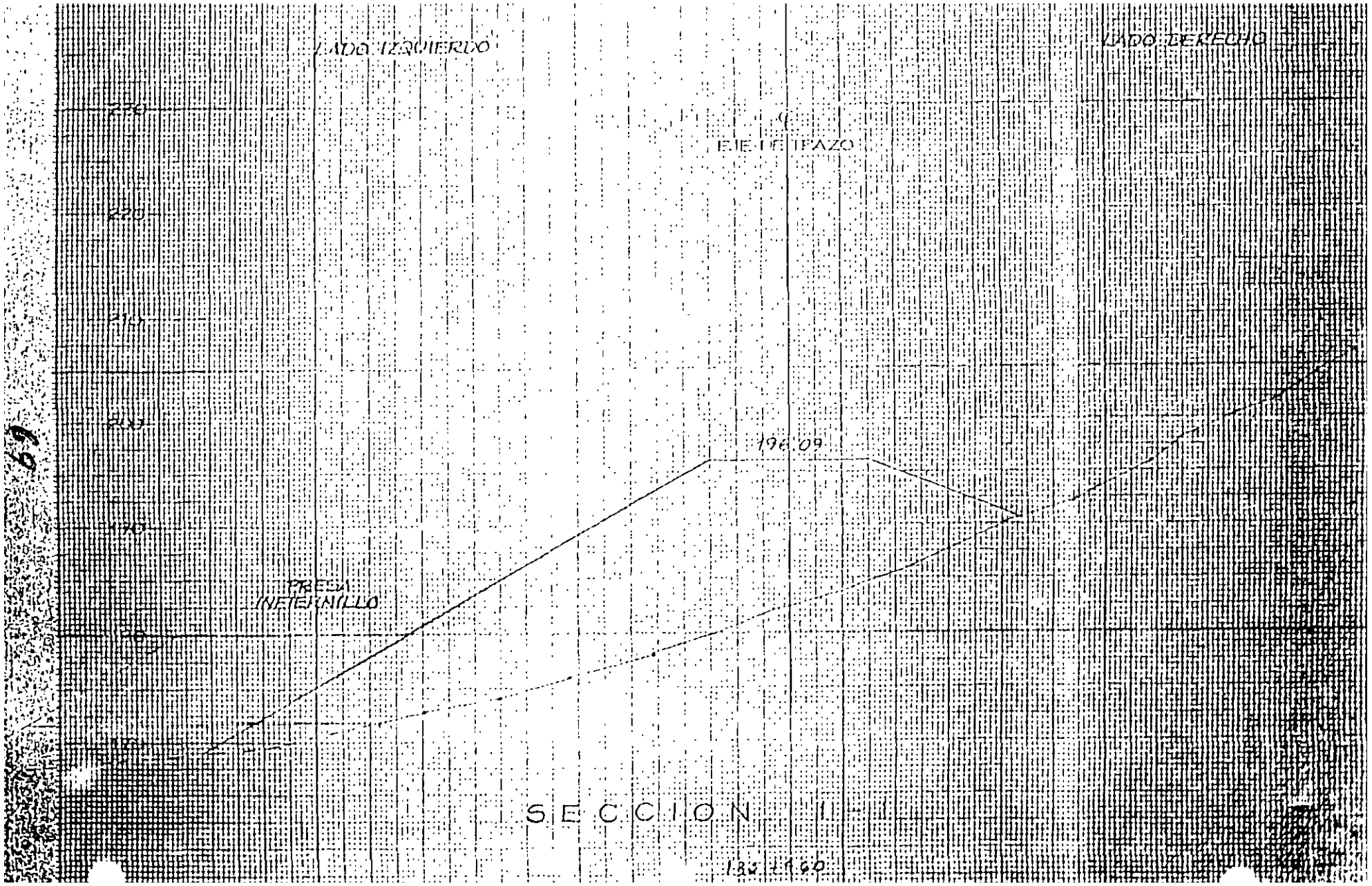
PRESA
INFIERNILLO

196.09

SECCION I

185-1960

69



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

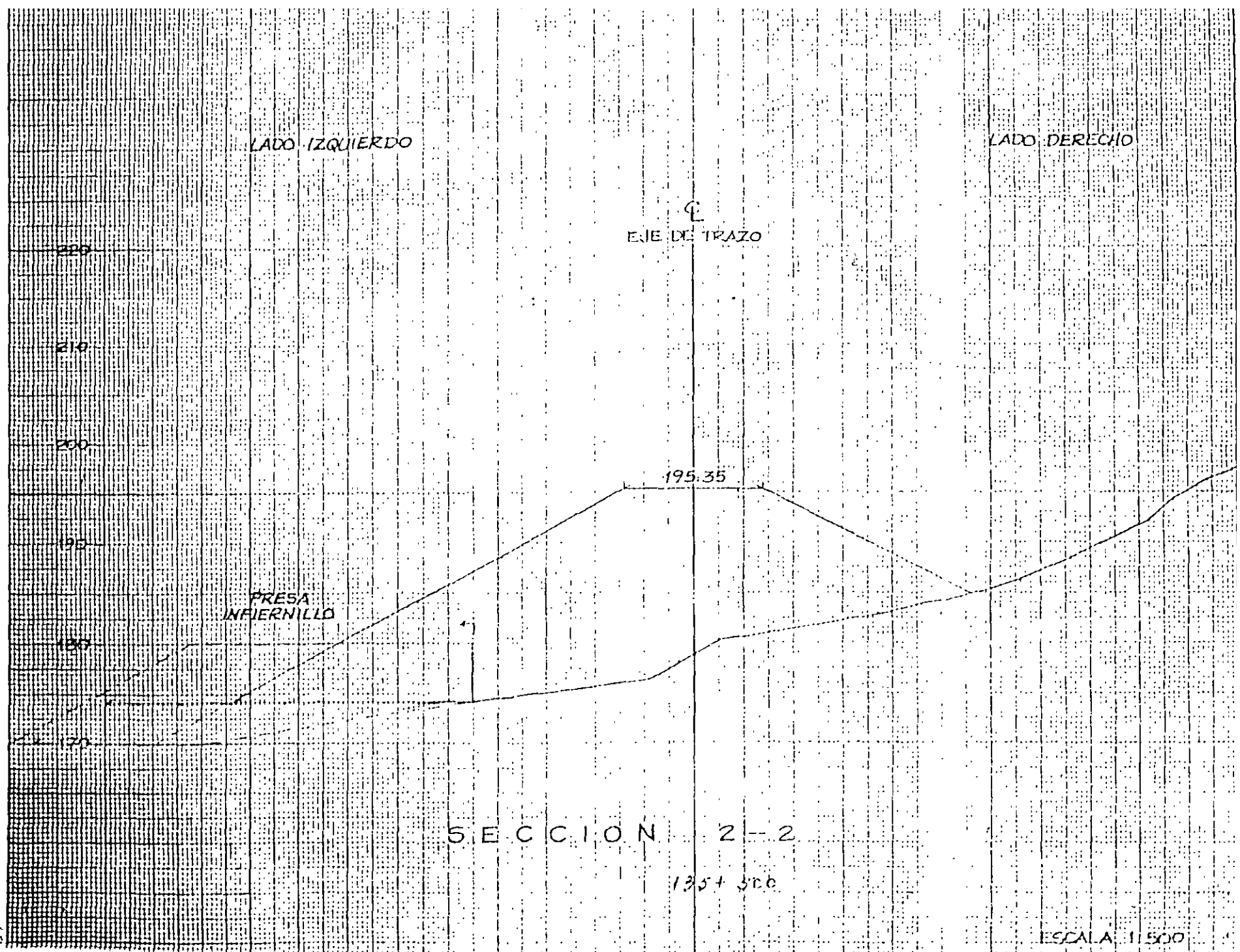
PRESA INFIERNILLO

195.35

SECCION 2-2

135+500

ESCALA 1:500



q

ELC DE TRANS

12.000

12.000

135

120

105

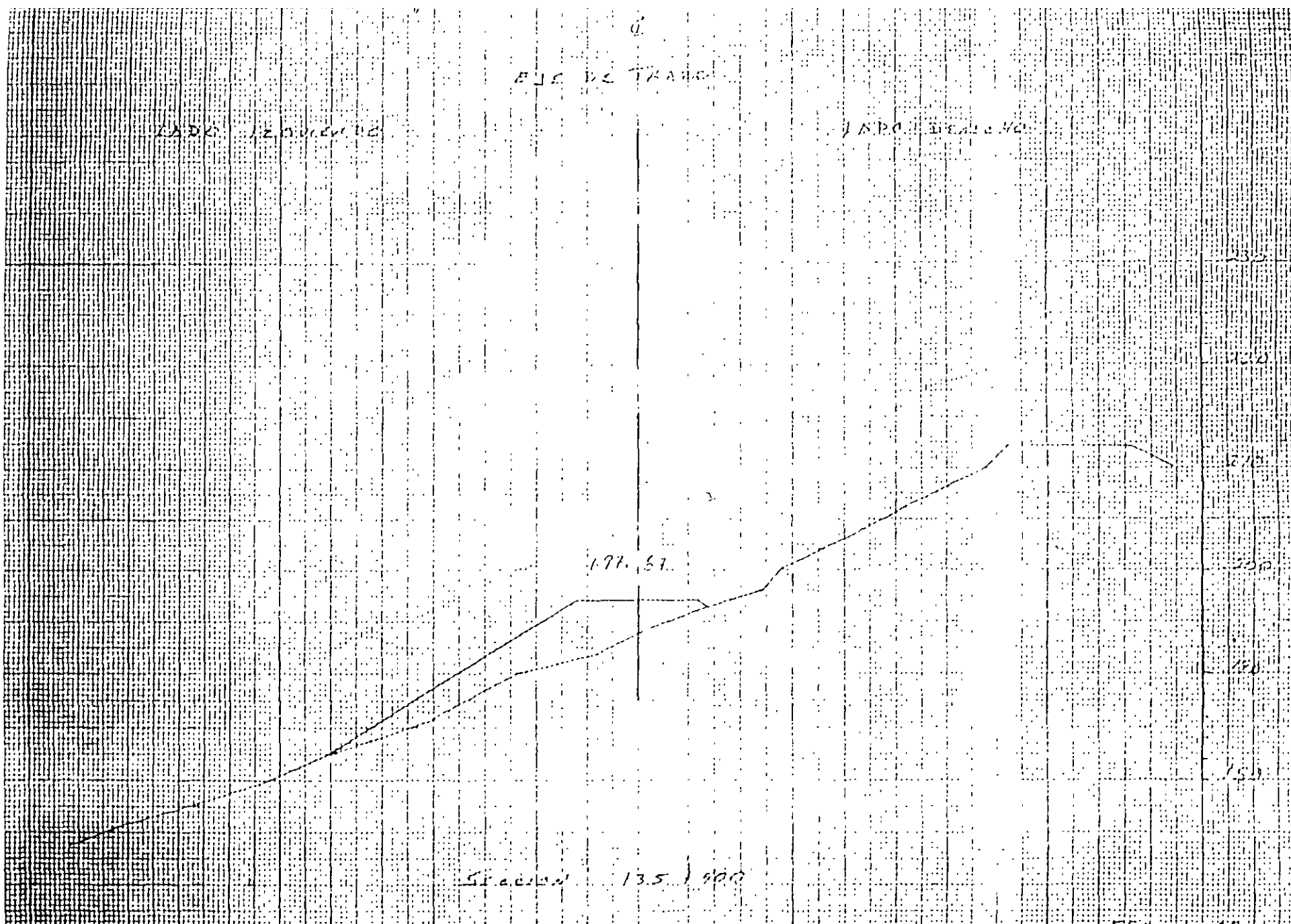
90

75

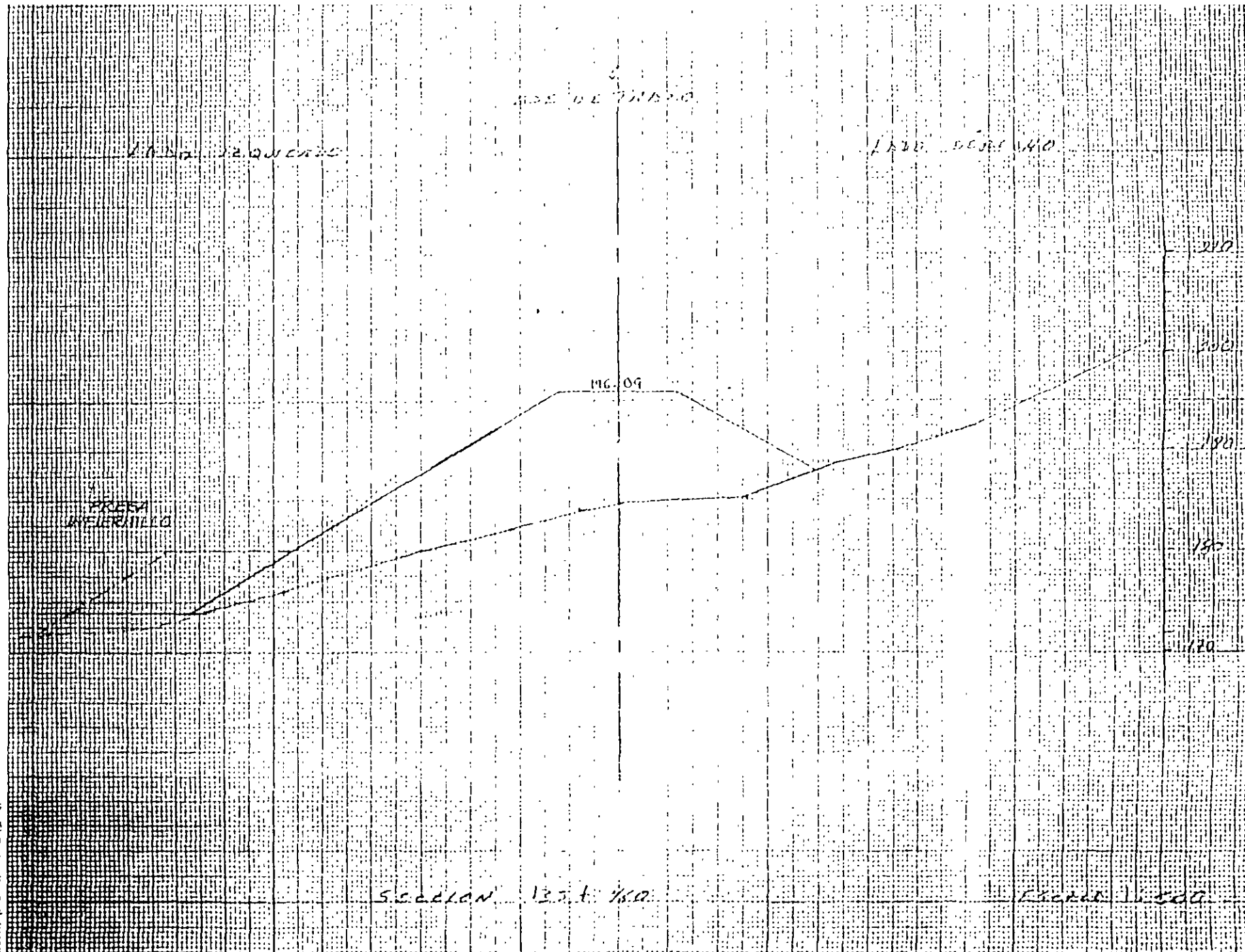
60

177.57

135 | 900



72



LADO IZQUIERDO

SECCION TABLADO

LADO DERECHO

9

73

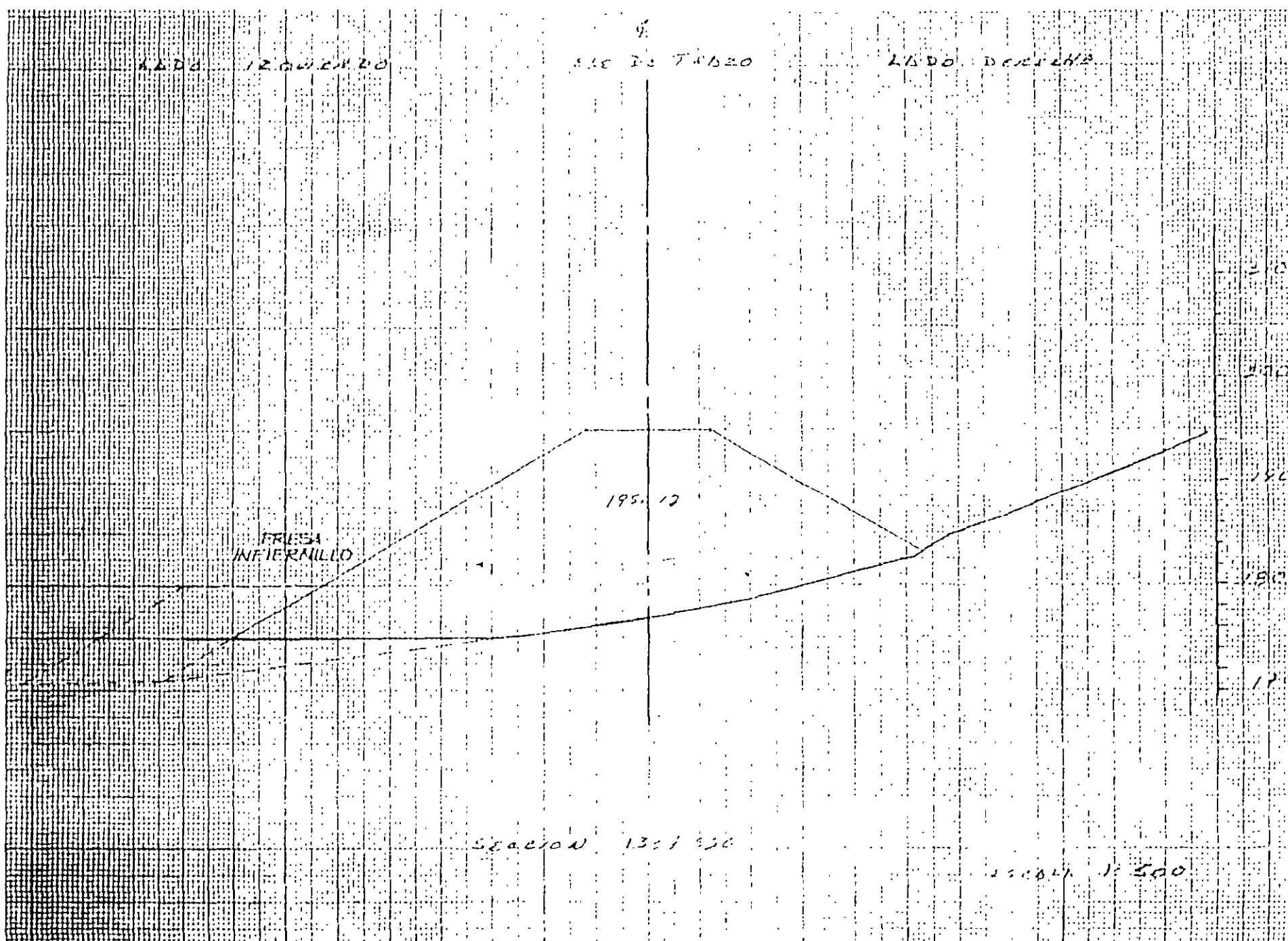
FRESA
INFIERNILLO

195.10

SECCION 1351350

SECCION 13500

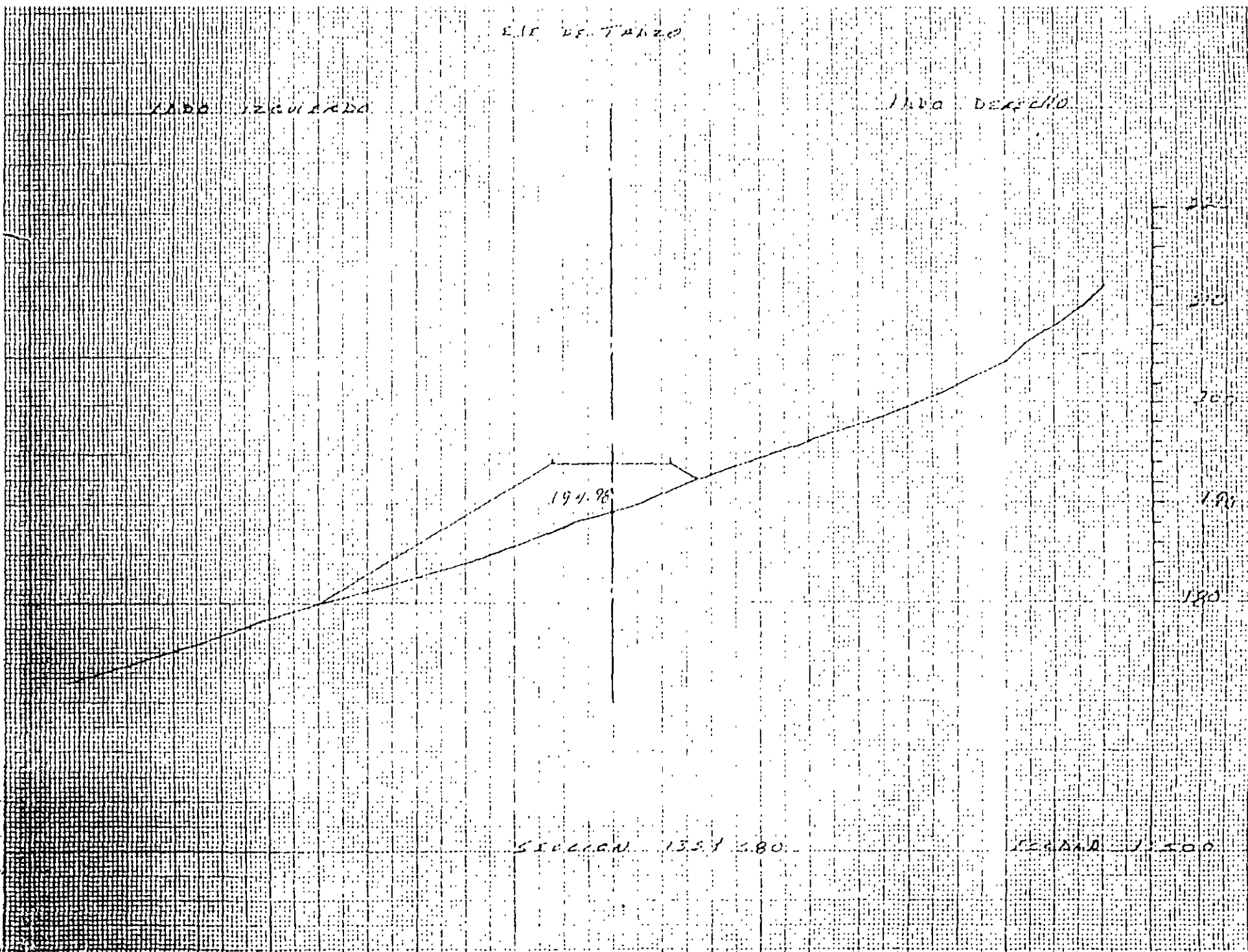
210
200
190
180



E.I. DE TAZZO

LADO IZQUIERDA

LADO DERECHO



SECCION 13.5 x 2.80

SECCION 1.500

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

195.11

SECCION 135+600

230

220

210

200

190

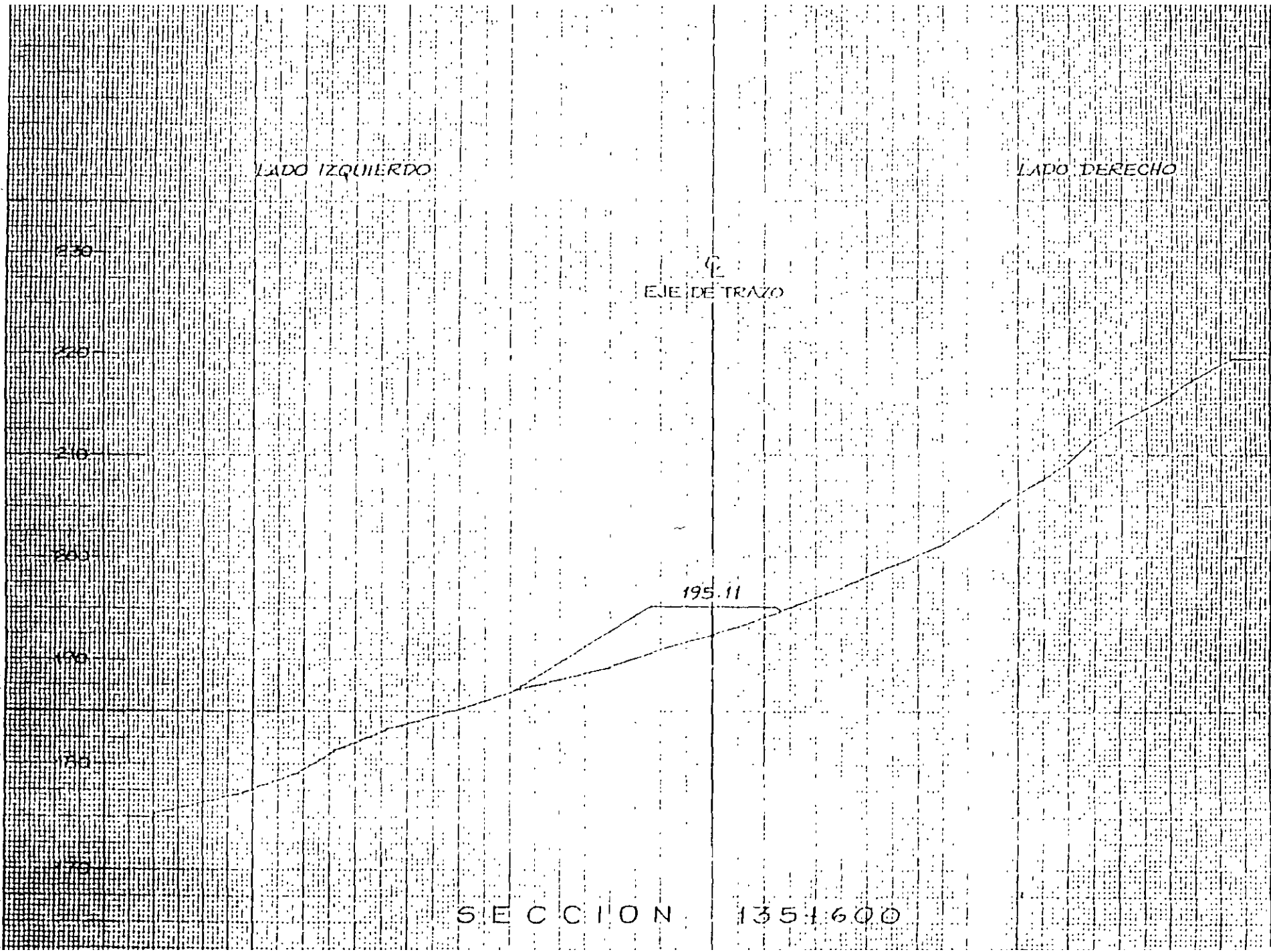
180

170

160

20

1



76

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

PRESA INFIERNILLO

SECCION 135.620

195.34

825

820

810

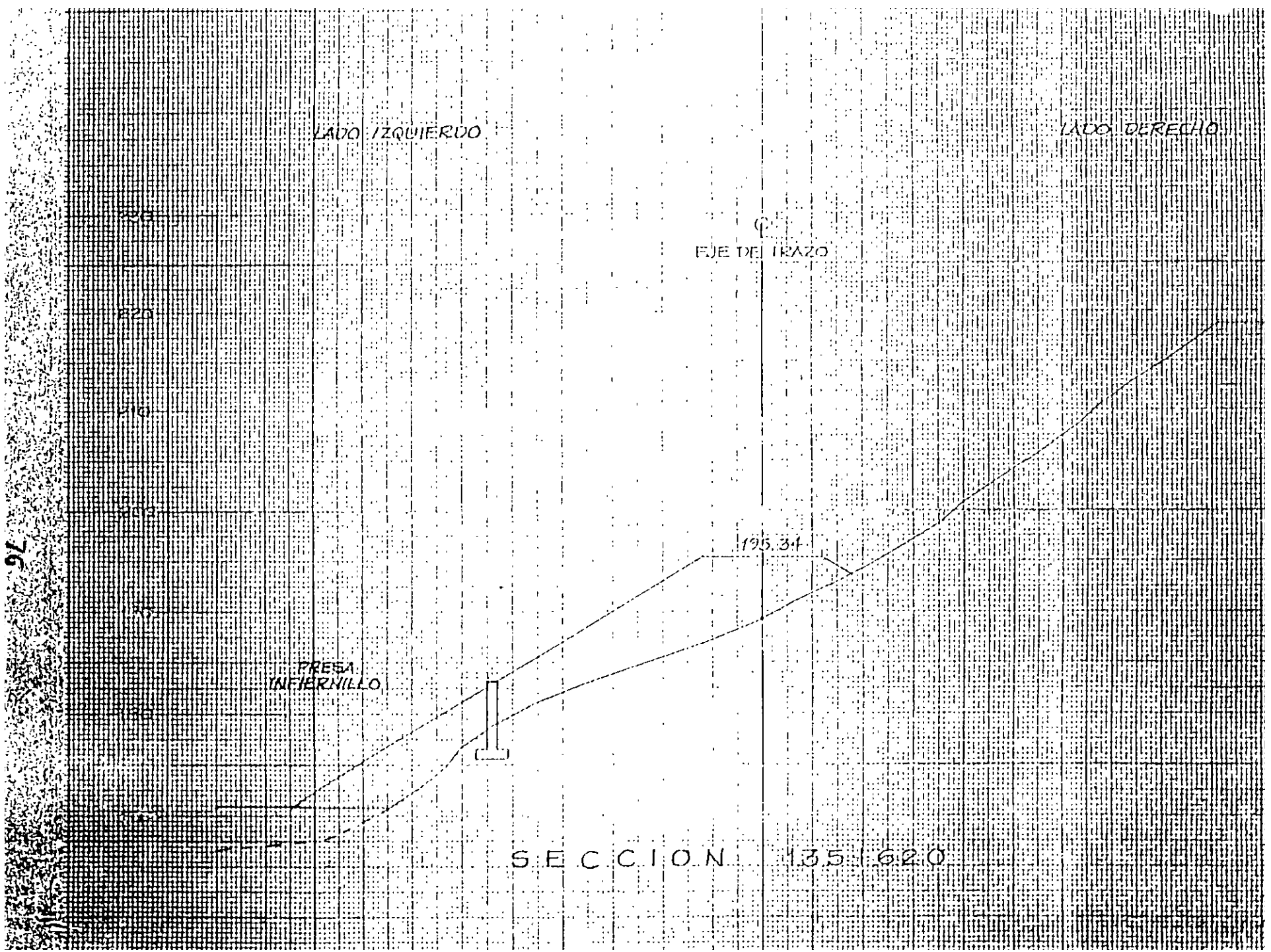
800

790

780

770

760



LA DO. ZARAGOZA

EL DO. TUBO

LA DO. BARRIO

77

LA DO. INFERNILLO

175.65

250

220

210

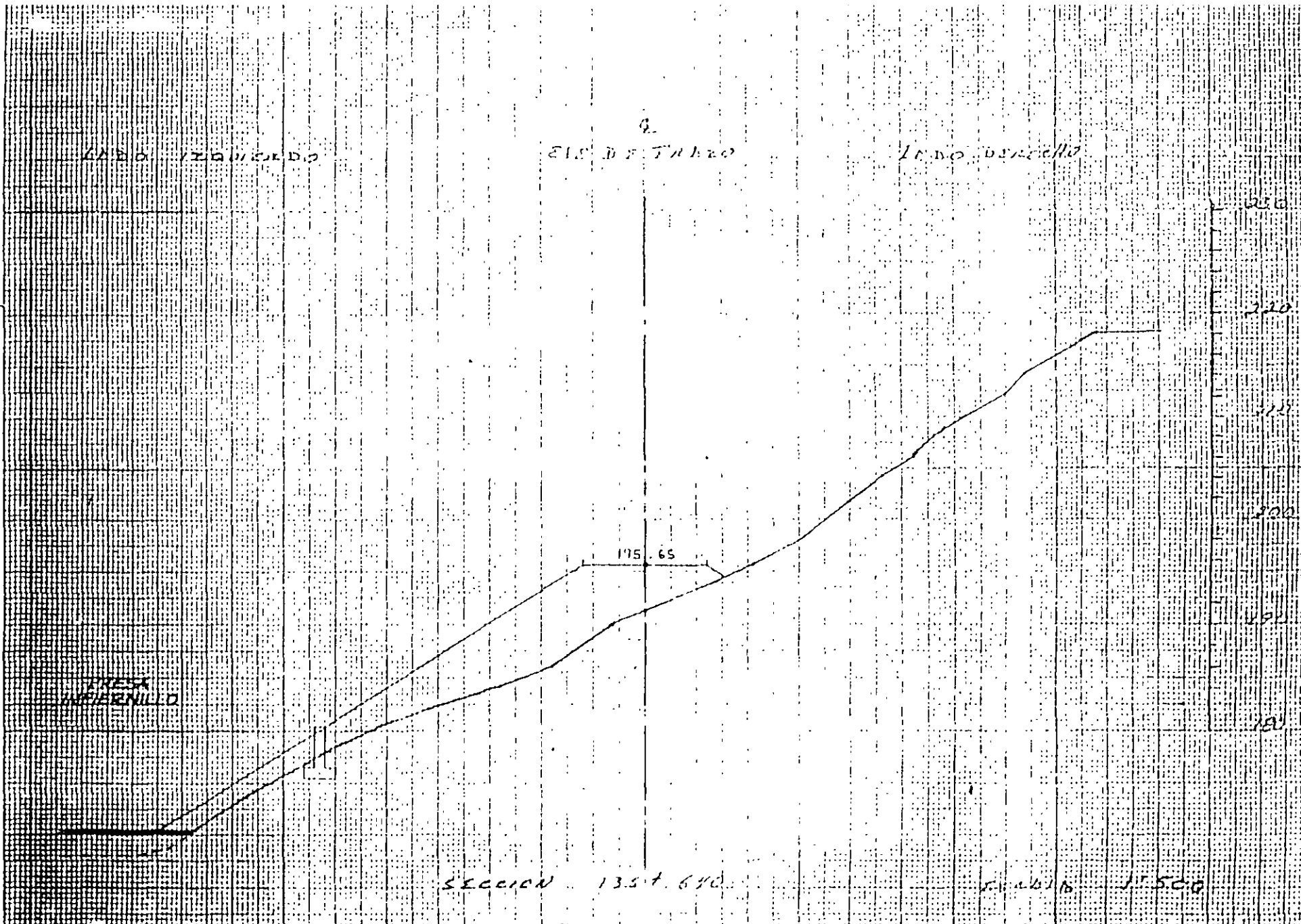
200

190

180

SECCION 135 + 640

1750



LADO NOROCCIDENTAL

CALLE DE TAPAS

LADO SURECCIDENTAL

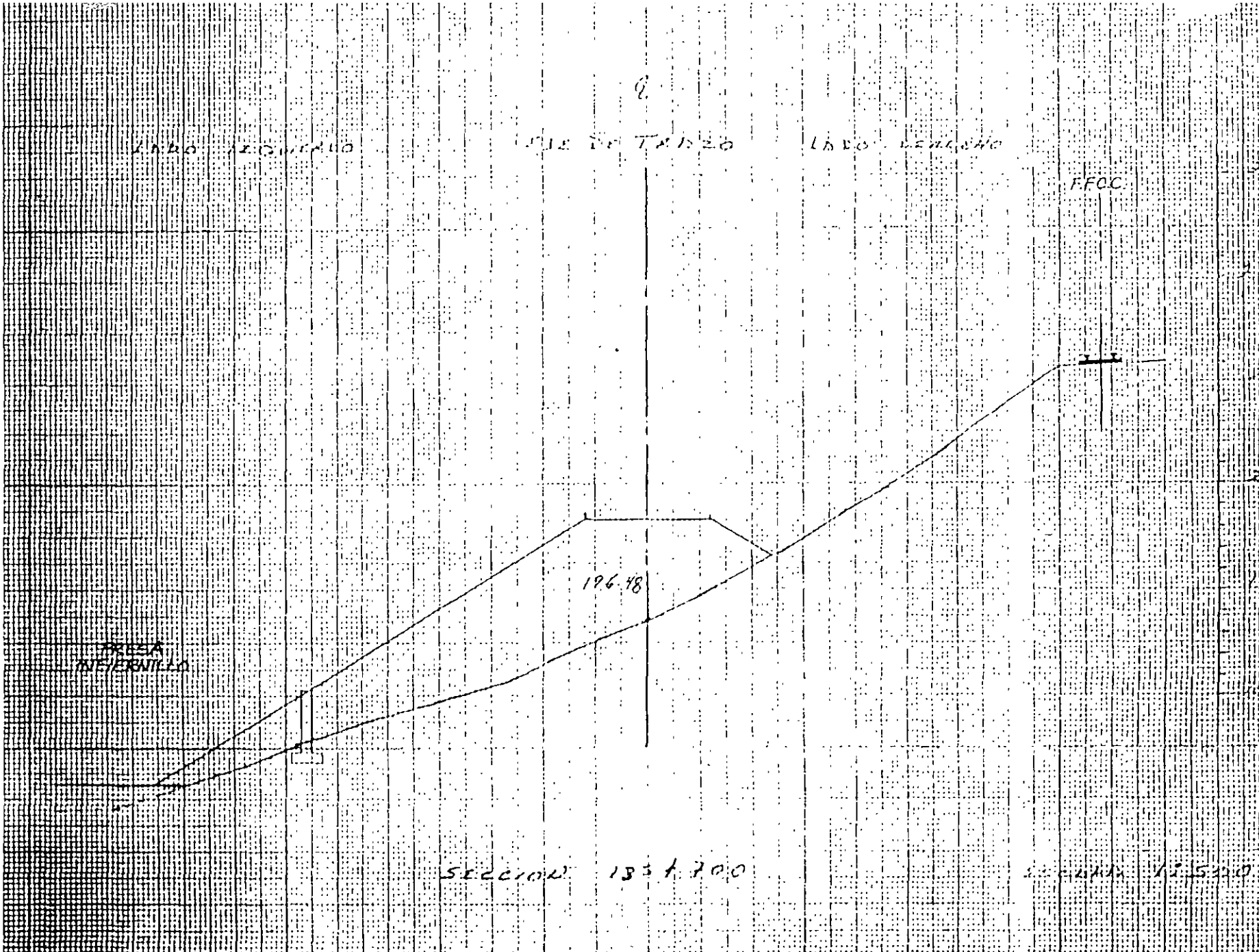
F.F.C.C.

PUESA
DE JERNILLO

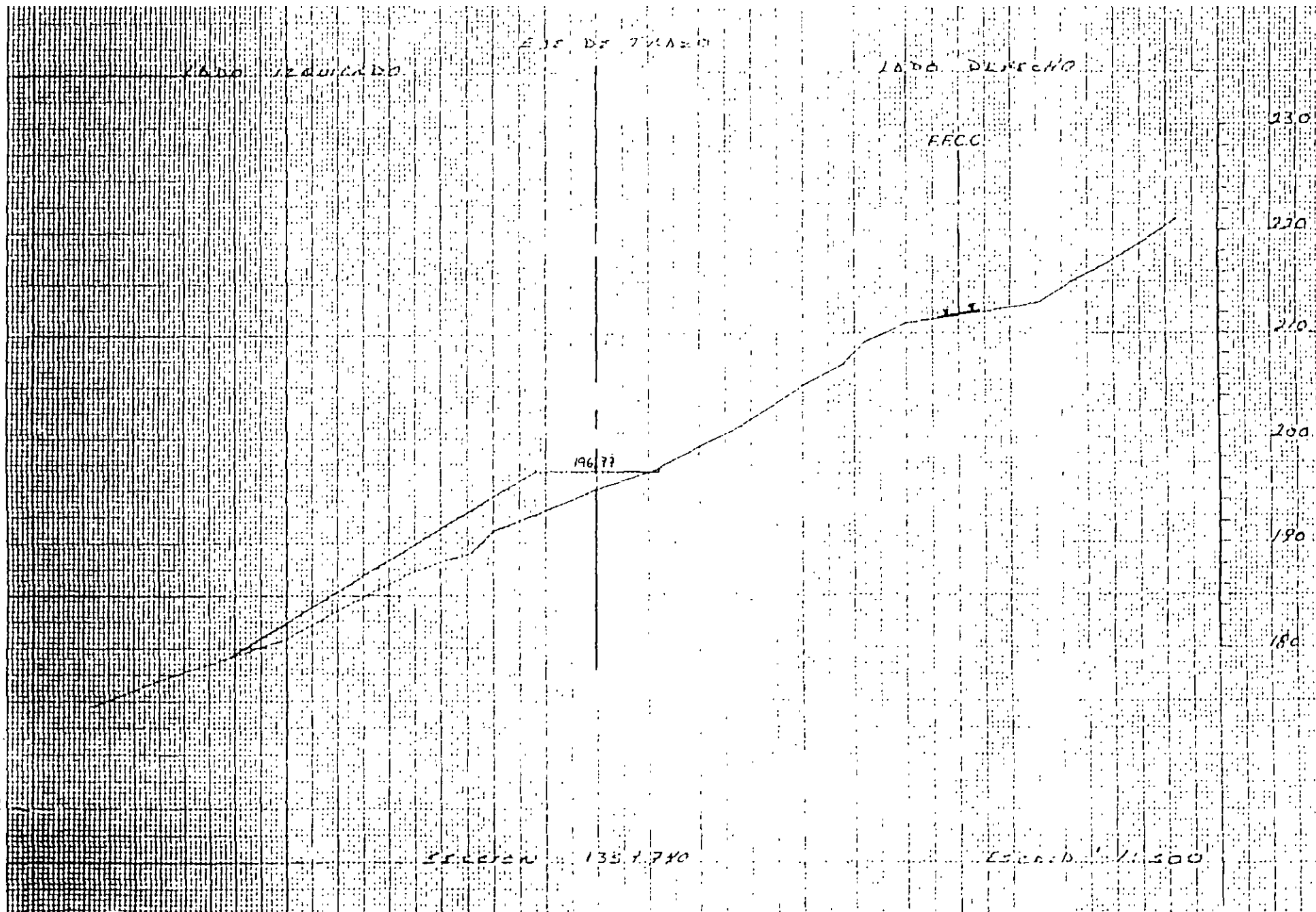
196.48

SECCION 1334.700

SECCION 1153.00



6t



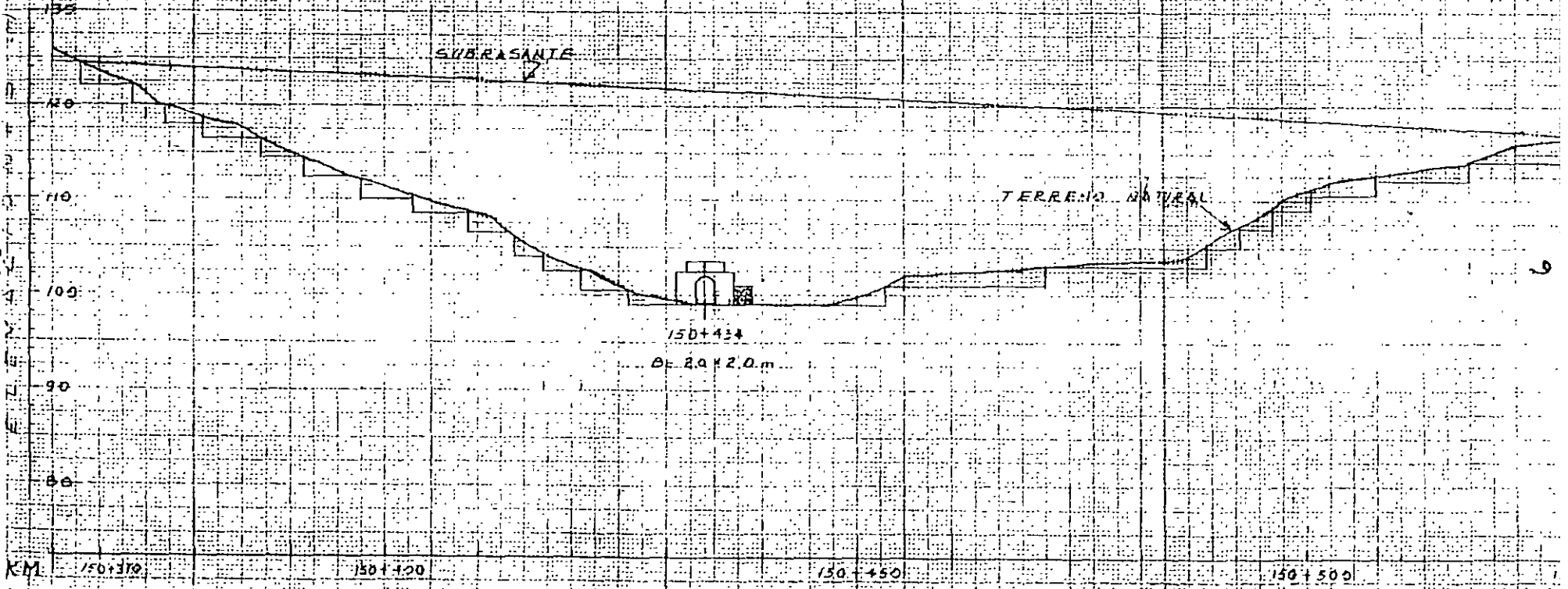
PERFIL LONGITUDINAL SECCION DE TERREO

SUBRASANTE

TERRENO NATURAL

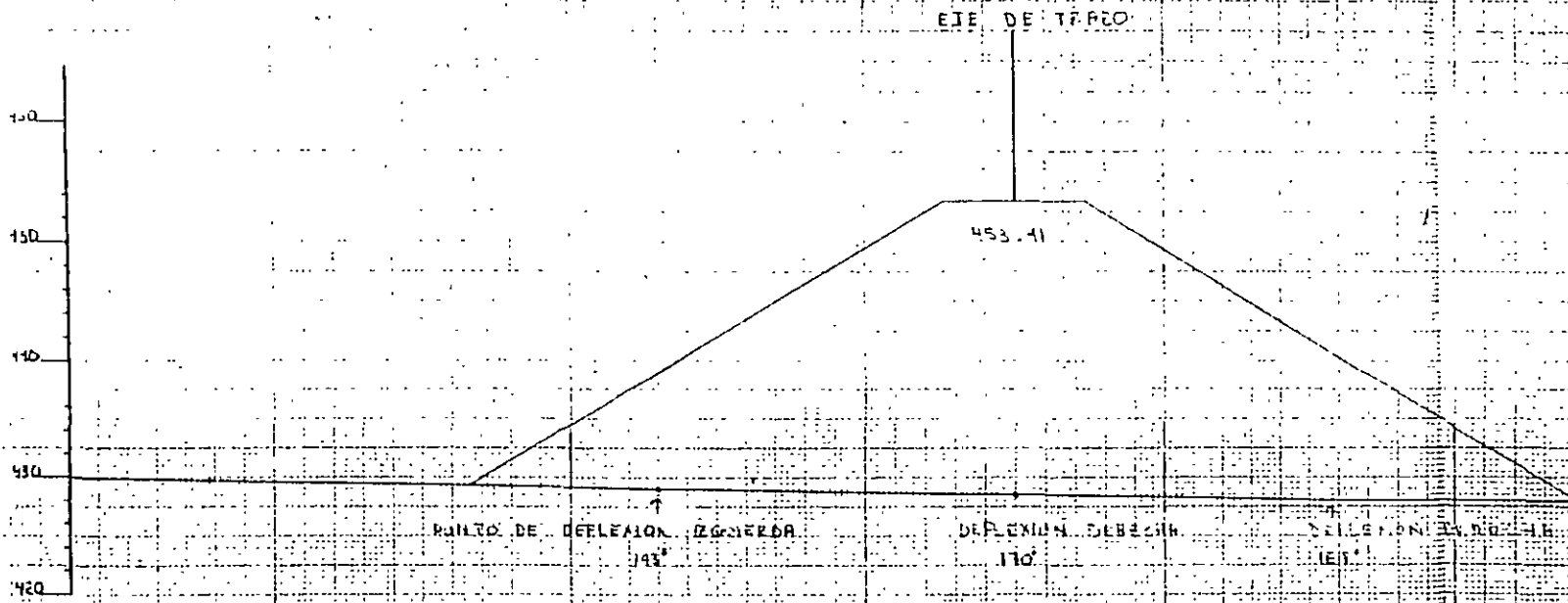
150+43+

Ø = 2.0 x 2.0 m



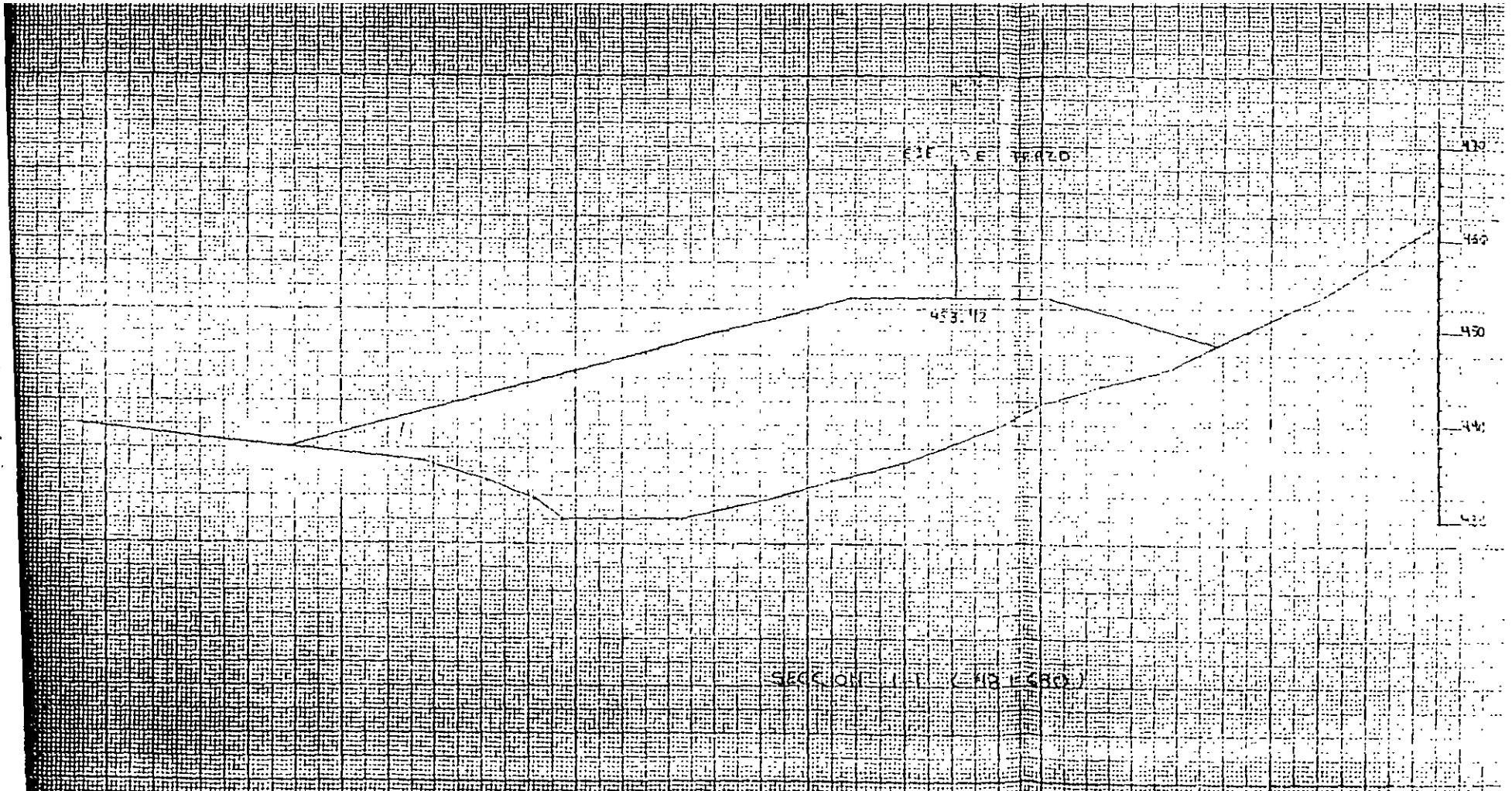
35A

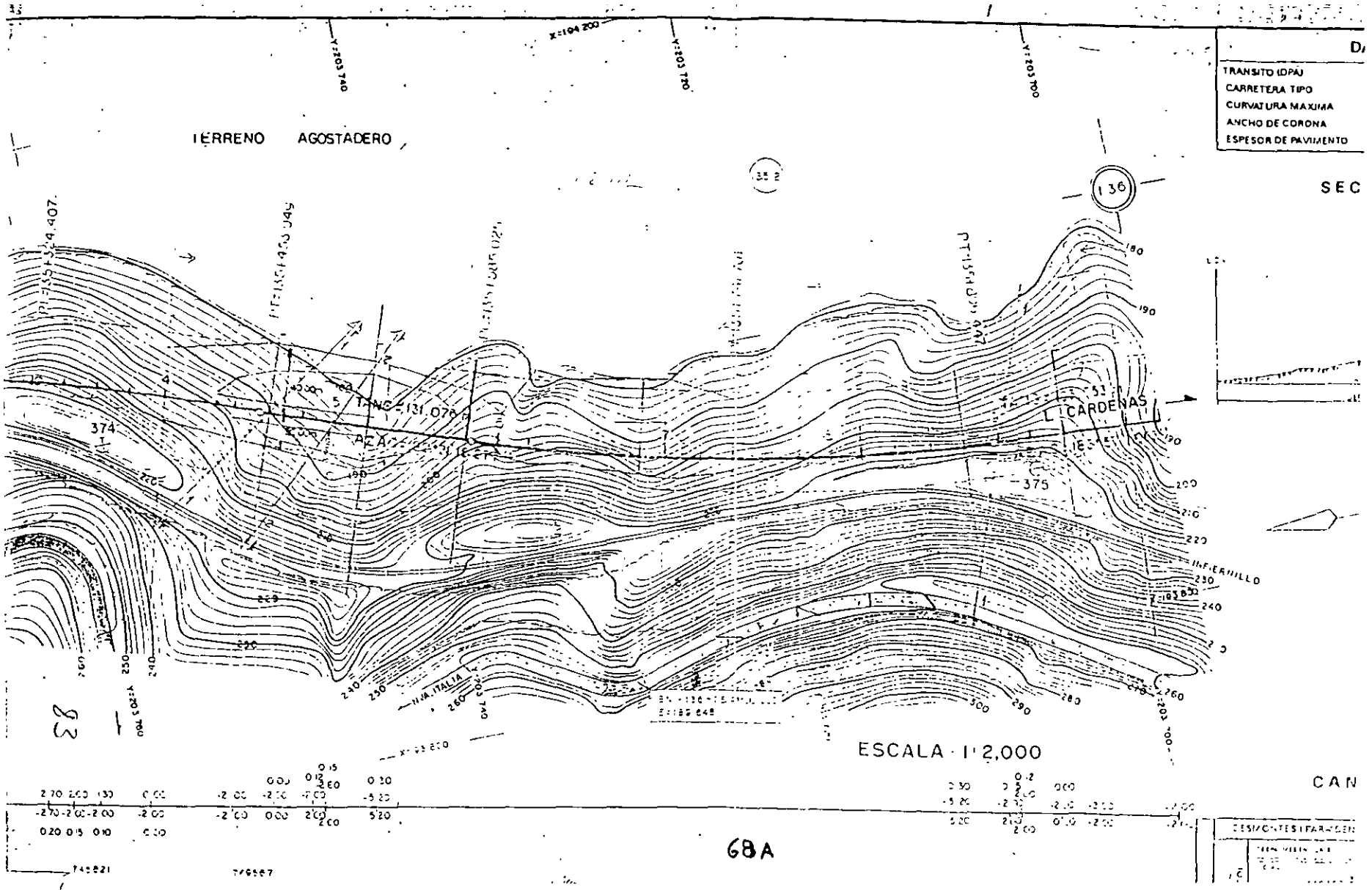
V 19



18

82





68A

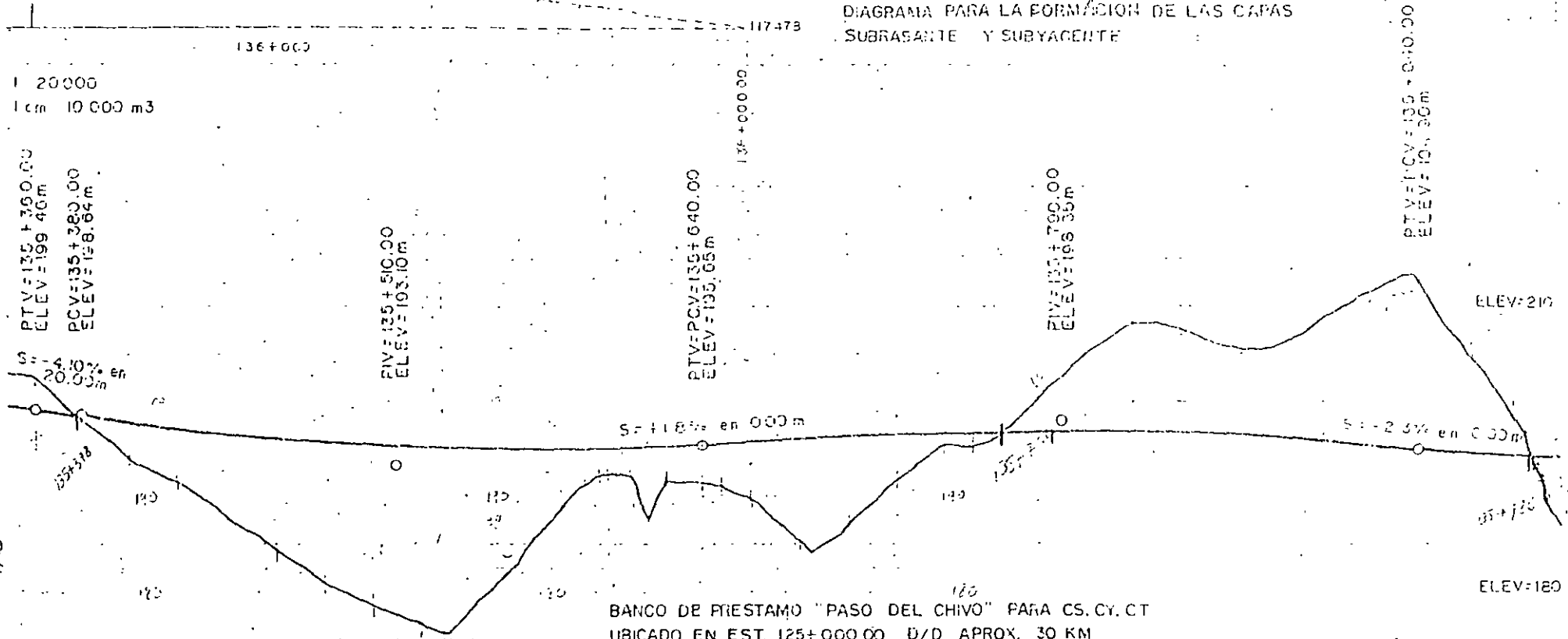
83

74021

74657

DESIGNACION
FECHA
76

DIAGRAMA PARA LA FORMACION DE LAS CAPAS SUBRASANTE Y SUBYACENTE

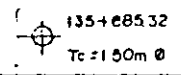
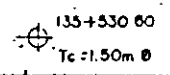


48

BANCO DE PRESTAMO "PASO DEL CHIVO" PARA CS. CY. CT
 UBICADO EN EST. 125+000.00 D/D APROX. 30 KM
 1- ESP. 0.10m. DESFALME 100-00-00
 2- ESP. INDEF. GRAVA ARENA DE RIO. IGWI. TRAT. COMP.
 C.V.V. 90% = 1.05, 95% = 1.00, 100% = 0.95 CLASIF 00-100-00
 VOL. APROV. = 400 000 m³

ESCALAS VERT. 1:500
 HOR 1:2000

680

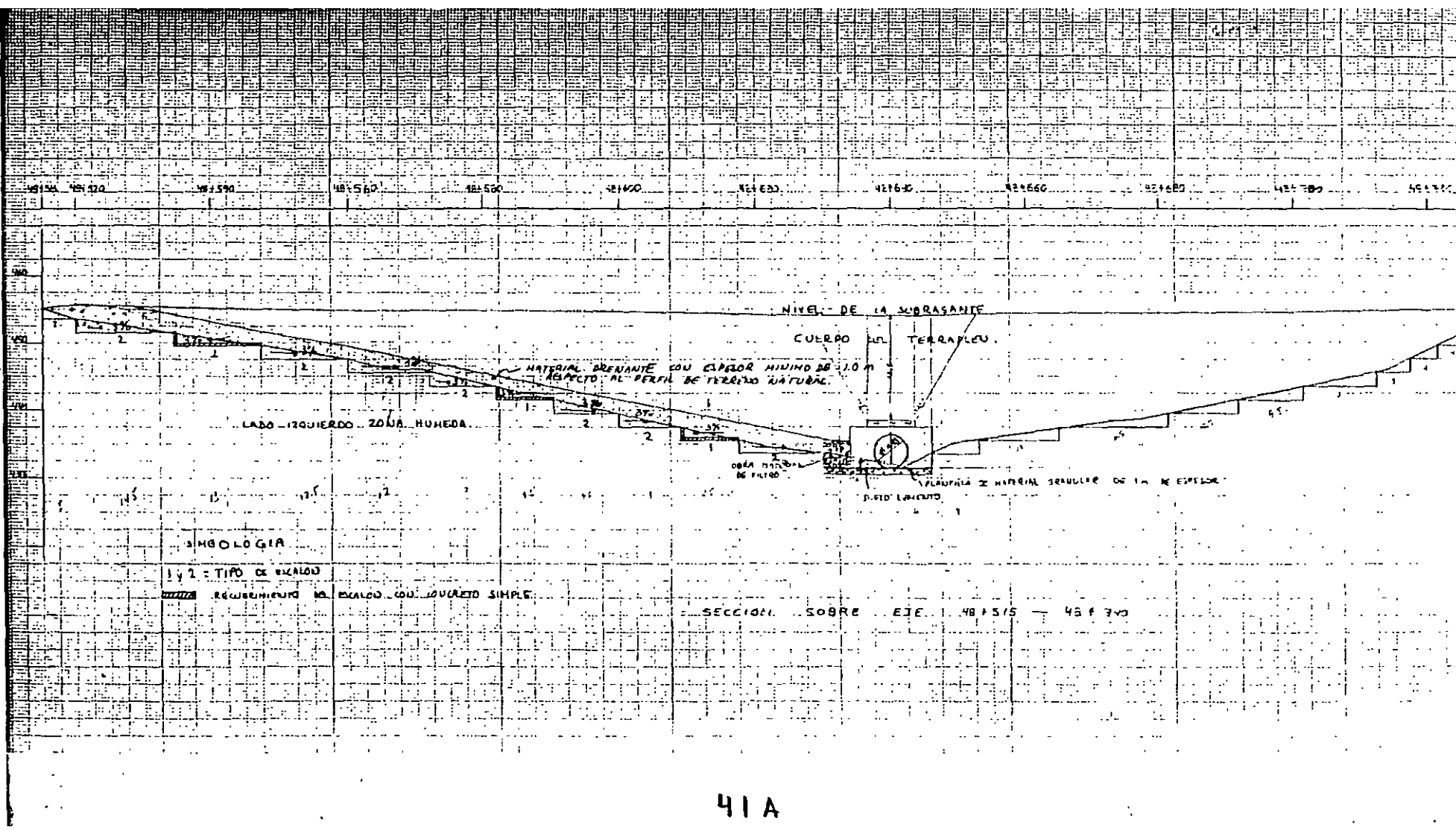


1. ESP. COMPACTA A COMPACTA, ROJO VERDOSO (GC) 3. ESP. INDEF. ROCA IGNEAS EXTRUSIVA DE ORIGEN ANDESITICO. ROJO VERDOSO. POCO ALTERADA Y FRACTURADA ESTRATIFICADA

AL ATACARSE SE OBTENDRAN FRAGMENTOS MEDIANOS CHICOS Y GRANDES CON GRAVAS (Fm) GO BAND 00-30-70 A.B.D.H.L

10-60-00	A.B.D.N	98.48	98.64	97.87	97.18	96.59	96.08	95.67	95.25	94.82	94.39	93.96	93.53	93.10	92.67	92.24	91.81	91.38	90.95	90.52	90.09	96.52	96.30	96.03	95.71	95.33	94.90	94.49	94.10
----------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

85



41A



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCION

TEMA

ESTUDIOS BASICOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMETRICOS

**EXPOSITOR: ING. JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

**PROGRAMA GENERAL DE RESTAURACIÓN
PROGRAMA DE RESCATE Y
REFORESTACIÓN**

BIOLOGO. JOSE ALFREDO SOLIS

INTRODUCCIÓN

La diversidad biológica , o biodiversidad , hace referencia a la variedad de recursos biológicos del mundo sus organismos vivos . Es cuestión no sólo del numero de ecosistemas y distintas especies de plantas y animales en existencia en un momento dado , sino también de las diferencias genéticas dentro de cada especie individual.

Esta gran diversidad de especies de plantas y animales tienen un valor intrínseco ,por el mero hecho de existir.

La diversidad biológica es más que un concepto; es un valioso recurso natural , esencial para la existencia y el comercio humano. Sin duda muchas especies están amenazadas de un empobrecimiento genético, que en algunos casos , les conducirá a su desaparición como consecuencia de la contracción y fragmentación de su hábitat.

Todo esto es resultado del deterioro de los ecosistemas en casi todo el mundo al dedicar los bosques y otras zonas silvestres a la expansión agrícola, construcción de carreteras , urbanización del terreno, , industrialización, desarrollos turísticos, etc.

Las vías terrestres son un ejemplo peculiar de la intervención del hombre sobre los ecosistemas , durante toda la historia de la humanidad , las diferentes formas de traslado de personas , productos , ideas y conocimientos , se han servido de caminos que atraviesan los territorios.

La conservación de la diversidad biológica , es una forma de administración de los recursos naturales , cuya meta primordial es mantener el potencial de largo alcance de los recursos biológicos del mundo , a fin de llenar las necesidades y aspiraciones de futuras generaciones, un principio fundamental del desarrollo sustentable. Las practicas de administración de recursos que solo buscan maximizar la productividad de corto alcance , e inclusive algunas de las prácticas que maximizan la productividad a largo plazo de recursos específicos , a menudo tienen un efecto opuesto, . De esta forma somos testigos de la pérdida de diversidad biológica a una velocidad alarmante.

debido en gran medida , a las demandas que ponen las crecientes poblaciones sobre los recursos biológicos , las pérdidas son irreversibles . Algunos Científicos calculan que de los 20 millones de especies del planeta de plantas y animales ,

existentes en 1980 , del 15 al 20 % podrá extinguirse en el año 2010 en caso de continuar las tendencias actuales . Estiman que la extinción se da hoy de 1000 a 10000 veces más rápidamente que durante los millones de años , antes de la depredación humana se volviera una fuerza significativa. Estas estadísticas muestran la necesidad urgente de una correcta administración de los recursos naturales , especialmente la conservación de la diversidad biológica.

NOMBRE DEL PROYECTO

CARRETERA MORELIA -----LÁZARO CÁRDENAS

GENERALES

Como resultado del análisis y evaluación de la documentación del proyecto , **Construcción de la carretera Morelia ---Lázaro Cadenas , tramos Uruapan --Nueva Italia , Nueva Italia -- Infiernillo , Infiernillo -- Lázaro Cardanes.** Y con fundamento en los artículos : 28 fracción uno y 35 fracción dos de la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al ambiente, 32 bis , fracción 11 de la Ley Orgánica de la administración Publica Federal y 60 del reglamento interno de SEMARNAP.

El proyecto es factible de realizarse en las áreas y sitios propuestos , siempre y cuando la SCT. se sujete al cumplimiento de las medidas propuestas en la Manifestación de Impacto Ambiental. Y a los términos y condicionantes del oficio resolutivo , con el objeto de mitigar los impactos ambientales adversos significativos creados por la construcción de la carretera.

La SCT. deberá establecer un programa de supervisión , en la cual se designe un responsable con capacidad técnica , suficiente para detectar aspectos críticos ,desde el punto de vista ambiental , definir estrategias ó modificar actividades que puedan ser nocivas al ambiente.

Uno de los trabajos a realizar , será la identificación previa de las especies vegetales de difícil regeneración como las cactáceas, ó especies en algún estatus de protección , cuidando que no sean afectadas ó en su caso ,efectuar su trasplante.

La SCT. deberá hacer del conocimiento a la Dirección General de Ordenamiento Ecológico e Impacto Ambiental de manera previa , cualquier eventual modificación a lo señalado en la Manifestación de Impacto Ambiental. Queda estrictamente prohibido desarrollar obras de preparación y construcción distintos a los señalados ante la presente autorización.

Queda estrictamente prohibido el uso de productos químicos y la quema durante las actividades de desmonte y/o deshierbe , con el fin de evitar la erosión del suelo , la muerte de la fauna silvestre ,la contaminación de cuerpos de agua y para prevenir incendios forestales.

Realizar cualquier tipo de aprovechamiento de especies de flora y fauna silvestres , terrestres y acuáticas especialmente las de interés sinergetico y las incluidas en la norma oficial mexicana NOM. 059 ECOL. 1994.

El equipo y maquinaria deberá estar en óptimas condiciones para que cumplan con lo establecido en las normas

NOM:- 045 - ECOL - 1993 y la NOM - 041 - 1993. referentes a los niveles máximos permisibles de emisiones de gases contaminantes.

Durante las etapas de construcción y operación se deberá observar las normas NOM - 005 - 1993 relativa a las condiciones de seguridad en los centros de trabajo . Para el almacenamiento transporte y manejo de sustancias inflamables y la NOM.- 009 - STPS - 1993. relativa a las condiciones de higiene para el almacenamiento ,transporte y manejo de sustancias corrosivas , irritantes y tóxicas en los centros d trabajo.

Los trabajadores ,deberán contar con equipo de protección personal de acuerdo con las actividades que desarrollen.

Los residuos domésticos generados durante las diferentes etapas del proyecto , deberán ser depositadas en contenedores con tapa y colocadas en sitios estratégicos al alcance de los trabajadores , para posteriormente trasladarla a donde lo indique la autoridad competente.

Previo al inicio de las obras , la SCT. deberá contar con la autorización para el cambio de uso del suelo, emitido por la autoridad competente.

Debe promoverse con las autoridades locales, la conservación del uso de suelo , agropecuario o forestal , en las colindancias de la carretera , con el fin de evitar el desarrollo de asentamientos humanos irregulares , que pudieran invadir el derecho de vía.

PROGRAMA GENERAL DE RESTAURACIÓN

A) Programa de rescate y preservación de recursos físicos y biológicos que se puedan emplear en la restauración.

B) Restitución de corredores de fauna silvestre.

C) Rehabilitación de caminos.

D) La remoción de infraestructura de apoyo , al termino de los trabajos de construcción desde sus cimientos.

E) La estabilización de taludes.

F) Reforestación de los sitios afectados durante el desarrollo del proyecto

G) Al concluir el aprovechamiento de los bancos de material se deberá proceder a su restauración.

H) Programa de restauración de bancos de material en el cual indicar con detalle las actividades que se realizaran en cada sitio.

Para aquellos bancos donde se contemple la restauración de las condiciones ambientales del lugar , mediante la reforestación se debe contemplar el traslado de parte del material de desmonte y despilme , con el objeto de formar un sustrato apropiado para el establecimiento de la vegetación.

I) Programa de reforestación para las siguientes zonas.

1) Derecho de vía del camino

2) Sitios cercanos a poblados (barreras vegetales).

3) Los caminos de acceso a los bancos de material.

- 4) Las áreas ocupadas por los bancos de material.
- 5) Las áreas utilizadas para las instalaciones de infraestructura de apoyo.
- 6) Las isletas de entronques.
- 7) Los sitios que indique la autoridad competente que presenten problemas de erosión

J) El programa de reforestación deberá contener los siguientes aspectos

- 1) listado de especies por utilizar
- 2) La ubicación en plano de las zonas por reforestar
- 3) La densidad por unidad de área
- 4) Las técnicas de cultivo y plantación
- 5) Actividades de mantenimiento propuestas para los dos años subsecuentes.
- 6) Calendarización de actividades.

Las especies que se empleen en los trabajos de reforestación deberán ser autóctonas, queda prohibido el uso de especies exóticas.

TIPOS DE VEGETACIÓN ENCONTRADOS EN EL ÁREA DEL PROYECTO

La vegetación es un elemento de gran relevancia al constituirse como un regulador indirecto del clima, la hidrología y la erosión de los suelos, además de los aprovechamientos directos que de ella se derivan. La región que nos ocupa, pertenece al Reino Neotropical, que comprende las porciones de clima caliente y las de clima seco y semiseco. Dentro del reino Neotropical, la zona del proyecto se encuentra en la Región Caribeña, que corresponde en general a aquellas áreas con clima cálido y húmedo a semihúmedo y que en conjunto constituye la denominada tierra caliente. Esta región presenta una flora variada y rica sobre todo en especies arbóreas y arbustivas, que son precisamente las que dominan en la mayor parte del territorio.

Del kilómetro 2 + 000 al 15 +000 del tramo Uruapan --Nueva Italia, encontramos un bosque mixto de pino y encino.

BOSQUE DE CONÍFERAS: Este tipo de vegetación se desarrolla a altitudes entre los 1500---3000 msnm. y en particular en el norte de México a 3650 msnm. Restringiendo la caracterización climática al área de las grandes masas forestales de pino, puede aproximarse a los límites entre, 10 - 20 grados centígrados de temperatura media anual y entre los 600 y 1000 mm. de lluvia al año, en general son áreas afectadas por heladas todo el año.

Por lo que se refiere al sustrato geológico es notable la preferencia que muestran las pináceas de México por áreas cubiertas por rocas ígneas, tanto antiguas como recientes.

El color del suelo, su textura y el contenido en nutrientes presentan variaciones considerables de un lugar a otro.

Es característico de estos bosques un horizonte de humus de 10 -- 30 cm. y el suelo siempre se halla cubierto de hojas de pino y encino. La explotación forestal inadecuada, sobre todo la clandestina, así como los desmontes para fines de aplicación de zonas agrícolas, ganaderas y habitacionales constituyen factores que restan superficie a los bosques y modifican la composición de los que quedan.

En el área del proyecto cercana a Uruapan a una altitud promedio de 1700 msnm. con suelos originados de derrames de lava tipo Andosol y clima semicaldo-húmedo, se observa vegetación de coníferas y encinos. Pinus leiophylla, Pinus pseudostrobus, Pinus douglasiana, Pinus michoacana, y Pinus lawsonii. En el

caso de los encinos podemos encontrar Quercus obtusa, Quercus castanea, Quercus candicans y Quercus rugosa. Otras especies asociadas son: Alnus firmifolia, Carpinus caroliana, Clthra mexicana, Arbutus xalapensis y Acacia sp

BOSQUE TROPICAL CADUCIFOLIO: El bosque tropical caducifolio, presente en la mayor parte del proyecto, incluye un conjunto de bosques propios de las regiones de climas cálidos, dominados por especies arborecentes que pierden sus hojas en la época seca del año, que dura al rededor de seis meses. El bosque tropical caducifolio se desarrolla en México entre los 0 y 1900 m. de altitud, mas frecuentemente por debajo de la cota de 1500 m. La temperatura es un factor ecológico que define la distribución geográfica del bosque tropical caducifolio, la temperatura media anual es del orden 20 grados centígrados a 29 grados centígrados, siendo mas alta en algunas depresiones interiores, no necesariamente a nivel del mar. la humedad de estas regiones es muy desigual a lo largo del año, presentándose dos estaciones bien definidas, la lluviosa y la seca. El monto de la precipitación media anual varia entre 300 y 1800 mm. (mas frecuente entre 600 y 1200 mm.). El clima más común correspondiente a esta formación vegetal es el Aw, aunque también hay unos sitios con clima BD y Cw. El bosque tropical caducifolio muestra una franca preferencia por suelos someros y pedregosos y se localiza a menudo sobre laderas de cerros. En los suelos aluviales profundos este tipo de vegetación es comúnmente sustituido por el bosque espinoso, de aspecto mas xeromorfo. Las texturas del suelo pueden variar de arcilla a arena, el pH es de ácido a ligeramente alcalino, pueden ser ricos o pobres en materia orgánica y de colores de claro a oscuro. En general son suelos bien drenados u por lo común jóvenes, con características derivadas de la roca madre, que pueden ser ígneas o metamórficas y algunas veces sedimentarias marinas.

El bosque tropical caducifolio ocupa amplias superficies de las costas de Michoacán y Guerrero aunque estos se conocen muy poco. De la región cercana a Coahuayan, Michoacán Turner (1960). Cita los siguientes árboles altos: Amphipterygium glaucum, Tabebuia palmeri, Bombax palmeri, Crateava palmeri, Guazuma ulmiflora, Plumeria rubra, Bombax ellipticum, Lonchocarpus lanceolatus, Sapranthus feotidus, Coccoloba spp.

A partir del km. 17 de la obra proyectada, las condiciones climáticas son más secas y con mayor temperatura lo que constituye el bosque tropical caducifolio

Caracterizado por diferentes especies del género : Bursera , Crescentia , Acacia , Cercidium entre otras.

BOSQUE ESPINOSO: El bosque espinoso es característico de la depresión del Balsas , es un tipo de vegetación un tanto heterogénea , de comunidades vegetales que tienen en común la característica de ser bosques bajos y cuyos componentes al menos en gran porción, son árboles espinosos. Se desarrollan en climas mas secos que el que corresponde a el Bosque tropical caducifolio , pero mas húmedo que el de los matorrales xerófilos. Este tipo de vegetación es característico de tierra caliente , aunque también se presenta en la altiplanicie en altitudes a veces superior a 2000 msnm. . Los limites altitudinales de esta vegetación en México son 0 a 2200 msnm. por lo que se presenta en una gran variedad de climas , desde los calientes hasta los templados y desde los semihúmedos hasta los secos. La flora del bosque espinoso tiene una evidente matriz Neotropical y existen igualmente muchos elementos comunes con la de los matorrales xerófilos por lo cual se acentúa las relaciones con linajes vegetales presentes en las partes secas de America tropical y subtropical . El papel que juegan las especies endémicas es con frecuencia notable y aumenta por regla general al avanzar hacia el norte.

Este tipo de vegetación tiene comúnmente de 4 a 15 m. de altura y a menudo se observa como una vegetación densa a nivel de estrato arbóreo . Este sin embargo no es caso de muchos mezquiales que forman mas bien un bosque semiabierto o abierto . En general las comunidades aquí adscritas son mas o menos caducifolias , aún cuando las constituidas por *Pithecellobium dulce* es siempre verde . en los mezquiales y en algunas otras asociaciones el periodo de pérdida de follaje es muy corto y dura generalmente unas cuantas semanas . En otros casos la mayoría de los componentes pierde las hojas durante toda la temporada de seca . Los troncos se ramifican con frecuencia desde la base , pero no divergen mucho sino hasta alcanzar 2 m. o más de altura y las copas suelen ser mas o menos romboidalesd, elipsoidales o esféricas y relativamente pequeñas . En todos los casos abundan las especies espinosas y con cierta frecuencia existen cactáceas asociadas .

En cuanto a su composición florística , las Pteridofitas y la Briofitas son en general muy escasas . De los hongos macroscopicos los más conspicuos son los lignícolas y los Líquenes pueden ser comunes los epifíticos . Entre las fanerógamas no se han registrado gimnospermas y entre las angiospermas prevalece la familia Leguminosae.

La dominancia de comunidad está dada a menudo por una o por dos especies . . en el sur y en el occidente de México *Prosopis* se asocia en muchas ocasiones con *Pithecellobium dulce* se cita en la cuenca del Balsas y de Jalisco . Los suelos más frecuentes en el bosque espinoso son oscuros ,mas o menos ricos en materia orgánica y de buenas características para la agricultura . Son suelos arcillosos, de drenaje deficiente que se inundan periódicamente.

En los terrenos aluviales de Michoacán algunos autores describen un bosque espinoso indicando las cuatro especies más comunes : *Prosopis laevigata* , *Acacia cymbispina* , *Ziziphus amole* , *Guaiacum coulteri*, a los que se se les puede agregar : *Amphipterygium glaucum*, *Caesalpinia coriaria*, *Cercidium praecox* , *Haematoxylon brasiletto*, *Manihot tomatophylla*, *Backebergia militaris* , *Opuntia sp.* *Pachycereus pecten - aboriginum*, *Podopterus mexicanus* , *Ximenia americana*, *Zizipus mexicana*.

Del km. 24 al 29 se encuentra una área de matorral espinoso asociado a cactáceas columnares y a candeliformes como: *Stenocereus* y *Lemaireocereus*, etc.

VEGETACIÓN ACUÁTICA: Cerca de la costa domina *Rhizophora mangle* (Mangle rojo) Y *Conocarpus erectus* (Botoncillo) . Las características de algunos de los terrenos donde actualmente se desarrollan huertas de coco y mango , se infiere que originalmente estuvieron cubiertos por Manglar . Es importante resaltar la importancia que tienen las comunidades de Manglar en la zona costera y en los ecosistemas acuáticos , ya que además de aportar una gran cantidad de nutrientes a la plataforma continental adyacente, sus raíces retienen una gran cantidad de sedimentos y son el hábitat de una gran cantidad de organismos acuáticos .

VEGETACIÓN ENDÉMICA O EN PELIGRO DE EXTINCIÓN :

De acuerdo con la NOM - 059 - ECOL - 1994 . Que determina las especies y subespecies de la flora y de la fauna silvestres terrestres y acuáticas en peligro de extinción , amenazadas , raras con protección especial y que establece especificaciones para su protección . No se reporta para la zona para la zona especies en peligr de extinción .

Sin embargo , es importante considerar que a pesar de que el bosque mixto de pino y encino o , el bosque tropical caducifolio como en el bosque espinoso tiene una amplia distribución en el país, cabe mencionar que ha habido una considerable

reducción en superficie de estos tipos de vegetación La provincia de la Costa Pacífica presenta un número relativamente alto de especies endémicas y muchas de ellas penetran también en la depresión del Balsas. La familia Leguminaceae está particularmente bien representada y predomina sobre otras familias en muchas comunidades climax. Cabe señalar que se registran en esta provincia como géneros aparentemente endémicos los siguientes : Amphiterygium, Eryngiophyllum, Plocosperma, Riessenbachia, Sasoderstromia. Para la depresión del Balsas, se han reportado como géneros endémicos : Amphiterygium, Placosperma, Bursera, y las especies Murosylon balsanum, Backebergia militaris.

POGRAMA DE RESCATE DE FLORA.

Elaborar una estrategia de conservación para los recursos fitogenéticos de una región, o ámbito territorial, cualquiera, requiere conocer previamente la naturaleza Biológica, Corológica de sus recursos.

En segundo lugar y a través de esta base debe estimar, en términos de singularidad, rareza, interés económico cultural, o el valor científico aplicado y al potencial actual de esos recursos. Esta valoración junto con la de sus riesgos de extinción reales o previsibles, nos llevara al establecimiento de prioridades en su conservación y a desarrollar técnicas y estrategias más adecuadas para su protección.

Se considera adecuado este modo de plantear el problema, especialmente a lo que concierne a la priorización y elección de técnicas, la que por lo general, la conservación será solo viable a medida que resulten susceptibles de ser financiada por la administración pública.

Priorizar y elegir adecuadamente los objetivos y las técnicas de conservación permitan hacerla posible, rentable y efectiva.

Nuestra estrategia de conservación estará en principio orientada hacia la protección de la flora silvestre.

Durante las dos últimas décadas, ha llegado a ser habitual en diferenciar las técnicas de conservación en dos grandes bloques, las técnicas in situ, en sus propios Hábitats y localidades naturales, las denominadas técnicas ex situ, se

desarrollan topológicamente fuera de las áreas de distribución natural de las especies .

Aplicando soluciones variadas que van desde las colecciones de campo y bancos de semillas hasta la utilización de técnicas biotecnológicas mediante el cultivo de tejidos .

Como mecanismo de recuperación en situ y que podríamos definir como el conjunto de acciones de índole diversas emprendidas sobre el hábitat de una especie y en algunos casos sobre la misma especie , pero siempre en su hábitat natural con el fin de asegurar su supervivencia y viabilidad de expansión futura.

Los planes de recuperación son instrumentos científicos - técnicos destinados a orientar sobre las medidas para la protección de una especie , intentando justificar el porque de dicha protección , así como para programar las acciones in situ o ex situ necesarias para restaurar y asegurar la supervivencia de una especie en su hábitat natural.

Objetivo general : Contribuir a la conservación de las especies cuyo hábitat resulte afectado por las obras relacionadas a los proyectos carreteros de la SCT.; a través de la implementación de un programa de rescate integral.

Objetivos particulares ; garantizar la sobrevivencia del 75 % de los organismos rescatados mediante el conocimiento integro del hábitat , características físicas , químicas y biológicas y la aplicación de técnicas óptimas para el manejo de las distintas especies durante el rescate.

Rescatar las especies vegetales , que se encuentran en el derecho de vía , mediante la recolección de semillas plantulas y árboles.

Gestionar ante las instituciones (Centros de investigación , Jardines botánicos , etc.) y con personal altamente calificado en el manejo y propagación de las especies rescatadas.

Algunos ejemplares serán destinados al estudio de los mismos y la conservación del germoplasma.

Llevar acabo un programa de monitoreo de las distintas especies rescatadas con el fin de determinar el éxito obtenido , definido como el porcentaje total de sobrevivencia por especie.

MATERIAL:

Bolsas de papel encerado (diferentes tamaños)
Bolsas de plástico negro (litro , 2 litros , 3 litros , 4 litros)
Palas de jardín
Palas
Suelo orgánico
Guantes
Tijeras
Cloro
Captan (fungicida)
Azufre
20 cajas de petri
100 charolas con domo de 40cm. x 60vm.
50 cubre bocas
200 etiquetas de pegar
Fertilizante triple 17 10 kg.

METODOLOGÍA.

Se colectaran todas las semillas que se encuentren dentro del área del proyecto, las semillas se colocaran en las bolsas de papel encerado y dentro de cajas de cartón , etiquetadas y numeradas , la etiqueta tendrá los siguientes datos:

Nombre de la especie

Localidad

Altitud

Fecha de colecta

Nombre del colector .

Todas las semillas serán agrupadas para facilitar su manejo.

RECOLECCIÓN DE PLANTULAS

Se colectaran todas las plantulas que se encuentren dentro del derecho de vía, de acuerdo a la información contenida en el estudio de impacto ambiental,

encontramos las siguientes especies; Bosque de coníferas, Pinus leiophylla, Pinus pseudostrobus, Pinus douglasiana, Pinus michoacana, y Pinus lawsonii. En el caso de los encinos podemos encontrar Quercus obtusa, Quercus castanea, Quercus candicans y Quercus rugosa. Otras especies asociadas son: Alnus firmifolia, Carpinus caroliana, Clthra mexicana, Arbutus xalapensis y Acacia sp. En el Bosque tropical caducifolio encontramos Amphipterygium glaucum, Tabebuia palmeri Bombax palmeri, Crateava palmeri, Guazuma ulmiflora, Plumeria rubra, Bombax ellipticum, Lonchocarpus lanceolatus, Sapranthus feotidus, Coccoloba spp. Bosque espinoso : Prosopis laevigata, Acacia cymbispina, Ziziphus amole, Guaiacum coulteri, a los que se se les puede agregar : Amphipterygium glaucum, Caesalpinia coriaria, Cercidium praecox, Haematoxylon brasiletto, Manihot tomatophylla, Backebergia militaris, Opuntia sp. Pachycereus pecten - aboriginum, Podopterus mexicanus, Ximenia americana, Zizipus mexicana. Vegetación acuática, Rhizophora mangle (Mangle rojo) Y Conocarpus erectus (Botoncillo). Se pondra especial interes en las especies endemicas o en peligro de extinción: Amphiterygium, Eryngiophyllum, Plocosperma, Riessenbachia, sasoderstromia.

Posterior a la localización de las plantulas , se escarbara al rededor de ellas procurando no maltratar el tallo y la raíz,se sacaran y pondran en bolsas de plástico negro de 1 o 2 litros y se transportaran al lugar que indique el residente de obra para su posterior utilización en el programa de reforestación.

Todos los árboles menores de 1.50 m. seran colectados y trasplantados , serán sacados del suelo procurando no maltratar la raíz y el tallo, se colocaran en bolsas de plastico negro de 3 litros y se guardaran para su posterior utilización en el programa de reforestación.

En el caso de las cactaceas candeliformes se les puede cortar un brazo a este se le coloca azufre y se deja que se seque para posteriormente sembrarlos.

Las plantulas y árboles colectados se regaran diario por la mañana con fertilizante triple 17 diluido de acuerdo alas indicaciones del fabricante, Después de 45 días de la colecta de las semillas se hace una prueba de germinación para las especies colectadas

PREPARACIÓN DE RECIPIENTES Y SUSTRATO

Charolas con domo (se pueden reemplazar por cajas de plástico transparente), que permitan la creación de un microambiente húmedo y de temperatura constante para facilitar la germinación.

Como sustrato se utilizara suelo colectado en la zona. El sustrato se humedece y esteriliza a una temperatura cercana a 120 grados centigrados , durante 15 minutos, la esterilización puede efectuarse en un horno de microondas , en una olla express ó a modo de baño maria en una cubeta, al enfriarse el sustrato se coloca en las charolas y finalmente se húmedece con agua estéril punto de saturación.

Simultáneamente a los pasos anteriores y previos a la germinación de las semillas se tratan de la siguiente manera.

Se sumergen las semillas an agua destilada estéril a 50 grados centigrados durante 5 minutos y se dejan enfriar durante 24 horas a temperatura ambiente. Al día siguiente se lavan las semillas con agua corriente con tres repeticiones , en seguida se sumergen durante 5 minutos en agua destilada estéril combinada con cloro (30 ml. de cloro en 70 ml. de agua). Una vez mas las semillas se enjuagan con agua destilada estéril. Se colocan las semillas en una caja de petri o en cualquier otro recipiente estéril y agregar una solución de fungicida hasta cubrir las semillas (Captan 1 gramo en 100 ml. de agua destilada estéril.) Al quedar listas las semillas se hace un círculo minúculo en el sustrato y se procede a sembrarlas una a una con la ayuda de pinzas, pinceles o agujas de disección, procurando no encimarlas , si son especies pequeñas se puede saturar de tal manera que una charola de 40cm. x 60 cm. Sea suficiente para germinar hasta 500 semillas.

Colocar el domo y una malla de sombra que filtre la luz de un 60 a un 70 % y a una temperatura de 20 a 25 grados centigrados , bajo estas condiciones la germinación iniciara de 15 a 20 días posteriores a la siembra , teniendo cuidado de no estropear ó inundar la germinación , las plantulas se riegan con agua estéril durante las primeras tres semanas de crecimiento , luego se utiliza agua corriente. El trasplante de las plantulas se hace cuando las plantulas tienen un mes de edad , todas las plantas deben de ser regados diario por la mañana , se deberá llevar un control de todas las plantas para presentar un reporte estadístico de sobrevivencia.

Estas plantas serán ocupadas en el programam de reforestación en el derecho de vía , en los bancos de material , en los caminos de acceso y en las areas dispuestas por la autoridad competente en los municipios.

PROGRAMA DE REFORESTACIÓN

Programa específico de reforestación del derecho de vía y demás áreas dañadas , indicando la densidad de las especies , potencialmente útiles para el propósito , así como sus técnicas de cultivo y mantenimiento.

De acuerdo a la descripción del proyecto de la carretera el plan de reforestación se divide en tramos conforme al tipo de trabajos realizados.

Es conveniente considerar que de acuerdo al documento de colaboración SARH-SCT para la reforestación del derecho de vía de las carreteras federales , el programa de reforestación debe contemplar los siguientes objetivos

- a) Mejorar la apariencia del camino a sus alrededores.
- b) Aumentar la seguridad de los usuarios
- c) Proteger el camino contra erosiones , derrumbes y azolve, con lo cual se logra disminuir las obras de reparación y mantenimiento.
- d) Proteger la naturaleza de la zona contra las perturbaciones causadas por la construcción del camino.

Por otro lado la selección de especies vegetales es conveniente considerar las condiciones climáticas y edáficas de cada uno de los tramos donde se ubica el proyecto.

A continuación se describen las propiedades que deberán tener las especies idóneas para este propósito.

- * Fácil propagación .
- * Resistencia a condiciones limitantes
- * Rapido crecimiento
- * Que favorezca el restablecimiento de las poblaciones de flora y fauna nativa.
- * Que las especies que se piensen emplear sean de la vegetación dominante en el sitio.

QUEDA ESTRICTAMENTE PROHIBIDO EL USO DE ESPECIES EXÓTICAS COMO Thuja occidentalis,

Ficus benjamina, Ligustrum japonicum, Spathodea campanulata, Eucalyptus sp., Casuarina sp., Tamarix sp., etc. en actividades de reforestación de los sitios afectados durante la construcción del proyecto.

PROCEDENCIA Y SELECCIÓN DE ESPECIES

En primer lugar han de ser utilizadas las plantas que se obtuvieron en el rescate

En segundo lugar de acuerdo a lo manifestado por la bióloga Julia Carabias los viveros de SEMARNAP cuentan con especies endémicas.

En el Estado de Michoacán Se preguntara a los viveros de SEMARNAP, si cuenta con las especies endémicas de la zona del proyecto.

Todas las plantas tendrán las dimensiones y ciclos vegetativos, que sean aconsejables para su mejor desarrollo.

Según su crecimiento, tamaño y aspecto fisonómico, se han diferenciado los siguientes tipos de plantas.

ÁRBOLES

Especies leñosas de 5 o mas metros de altura, en donde se presentan bien diferenciados y definidos el tronco y la copa, para el presente trabajo, se utilizaran las siguientes especies.

Amphipterygium glaucum

Tabebuia palmeri

Bombax palmeri

Guazuma ulmifolia

plumeria rubra

Bombax ellipticum

Coccoloba spp.

La revegetación del estrato arbóreo está compuesta por una densidad de 1 árbol cada 5m. cuadrados

ARBUSTOS

Especies leñosas de hasta 5m. de altura , por lo general, con ramificaciones difusas , desde la base , sin presentar tronco y copa bien definida , en el presente proyecto se utilizaran :

Prosopis laevigata

Acacia cymbispina

Ziziphus amole

Amphipterygium glaucum

Caesalpinia coriaria

Cercidium praecox

Pithecelobium dulce

Entre otras , y su densidad será de 1 árbol cada 3 m. cuadrados.

HERBÁCEAS

Especies sin crecimiento en espesor en la parte aérea, con facultad para desarrollar uno o mas ciclos vegetativos , en el presente trabajo se espera una sucesión ecológica de estas plantas en la zona del proyecto.

LAS CONDICIONES FITOSANITARIAS Y DE EDAD

Las plantas no deberán de presentar síntomas de ataque de algún insecto permisioso o enfermedades criptogámicas el tamaño y el desarrollo debe corresponder con la edad de la planta. Se rechazará todo envío de plantas que no cumplan con los requisitos anteriores , el numero de plantas transportados desde el vivero al lugar de la plantación , deberá ser el que diariamente pueda plantarse , las plantas nunca se apilaran unas encima de otra ó tan apretadamente que puedan dañarse por la compresión ó el calor las dañe , serán retiradas ó se dispondrá de ellas según ordene el residente.

En la ejecución de las obras de plantación se seguirá el orden que se establece a continuación

Preparación del terreno

Apertura de cepas

Plantación de arboles y arbustos

Plantación de tepes

Hidrosiembra

El contratista deberá proveer , todos los materiales, equipo y mano de obra necesarios para efectuar la reforestación

Preparación del terreno

Los trabajos de laboreo se ejecutaran solo durante épocas en que pueda esperarse resultados beneficiosos , y en aquellas zonas donde la pendiente del terreno lo permitan.

Apertura de cepas

Consiste en el mullido y extracción del terreno, mediante la excavación de cavidades aproximadamente prismáticas , con las dimensiones que , en todos los casos permita a las raíces de la planta su situación holgada dentro del cepas.

Las cepas permaneceran abiertos por lo menos , durante tres semanas . antes de depositar las plantas en el cepa.

Plantación de arboles y arbustos

La plantación consiste en la ubicación en el terreno previamente preparado , de las plantas con el desarrollo y características que se especifique en planos y presupuesto.

Como normas de carácter general a seguir durante la realización de los trabajos se tiene

Durante la preparación de la plantación se cuidara que las raíces no se sequen

Se tomaran las maximas precauciones para evitar magulladuras , roturas u otros daños físicos a las raíces , tallos o ramas de la planta , las plantas se bajaran del camion con sumo cuidado.

En el fondo de la cepa se introducirá tierra fertilizada con 300 gr . de abono , sugun los casos , encima se situará una capa de tierra vegetal.

Si las plantas tienen bolsa , se romperá , en el mismo momento de efectuar la plantación y se situara el sepellon intacto en la cepa.

Deberá regarse en todos los casos despues de la plantación para que se mantengan húmedo.

VIGILANCIA AMBIENTAL

El objetivo del programa de vigilancia ambiental es detectar las posibles desviaciones de los impactos previstos para poder adoptar a tiempo las medidas correctoras necesarias que impidan dañar al ambiente de forma grave e irreversible.

BIOLOGO. JOSE ALFREDO SOLIS



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN
Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCION

TEMA

GEOLOGÍA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

**EXPOSITOR: M. I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

CURSO DE GEOLOGIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

INTRODUCCION

Aplicar los conocimientos geológicos en uso, en el proyecto de las vías terrestres, es el tema central de este curso de Ingeniería Geológica.

Entendida la Ingeniería Geológica como la rama del saber humano, que utiliza toda la información geológica disponible, que en combinación con la práctica y experiencia, permite dar solución a diferentes problemas que enfrenta la ingeniería de una vía terrestre.

Actualmente su campo de estudio, tiende a manejar la aplicación de conceptos más claros y sencillos que evitan las clasificaciones y descripciones geológicas complejas, cuyos resultados se traducen en términos de una geología más práctica, más entendible y menos rebuscada.

Su aplicación al proyecto de las vías terrestres, se sustenta con la experiencia de más de siete décadas de entendimiento entre ingenieros civiles y especialistas en las ciencias de la tierra, con una geología prospectiva más cuantitativa, en los que la geomorfología aplicada, la geología estructural y la geología física, con sus métodos y procedimientos de estudio más determinativos, han dado origen a la geotecnia.

En las innovaciones tecnológicas, la tendencia en aplicar el conocimiento geológico, mediante el uso de imágenes vía satélite ya permiten elaborar cartas temáticas de topografía, geología y geomorfología de pequeña escala (1:250,000) de gran utilidad en la planeación y concepción de rutas a nivel de anteproyecto. Figuras 1₁, 1₂.

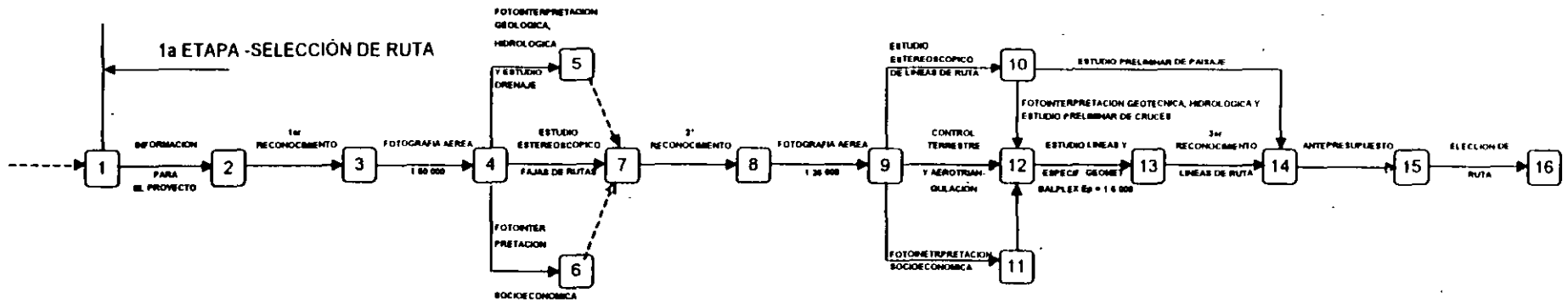
GEOMORFOLOGIA APLICADA

En el proyecto de carreteras, la geomorfología aplicada por la complejidad de los terrenos geológicos que se atraviesan, es la que más registra los cambios en el relieve en cuanto a resistencia, distribución y naturaleza de las rocas para ser utilizadas como terrenos de cimentación a lo largo del proyecto. En la larga historia de aciertos y errores de nuestras carreteras, se ha ido aprendiendo que el relieve terrestre es un arreglo complejo de superficies, suave o escarpadamente inclinadas, acomodadas en un variado patrón de valles y montañas. Porque una superficie inclinada tiende a ser un rasgo inestable que se ha sujeto a modificación, con el consecuente movimiento pendiente abajo de detritos rocosos por efecto directo de la gravedad. Porque el hundimiento de partes de la infraestructura, puede ser por ejemplo de materiales geológicos de calidad dudosa o de una compactación deficiente. Porque la resistencia y tenacidad de las rocas y del suelo, deberán tomarse muy en cuenta durante la fase de planeación de carreteras y túneles. Porque el conocimiento de fenómenos naturales, erosión, las avenidas, deslizamientos de tierras y los terremotos en la medida en que puedan predecirse serán una medida de seguridad en la sociedad moderna.

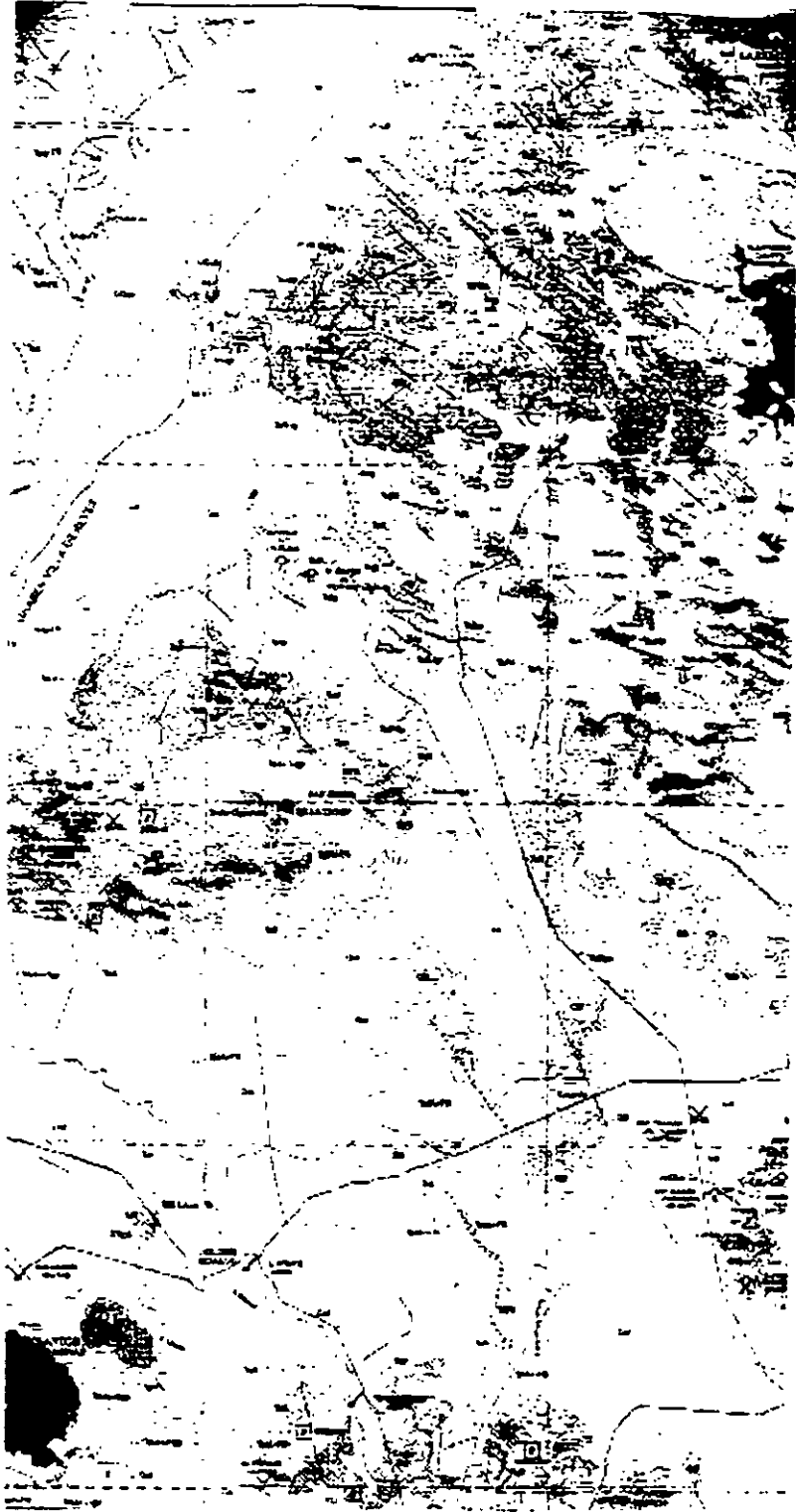
SUELOS.

Es sin duda alguna que el aspecto que le es más familiar, al ingeniero civil, es la delgada capa de materiales pétreos fragmentados conocido como suelo. (Ref. 1, 2, 3, 4, 5 y 6)

Esta cobertura está tan extendida que las rocas que la subyacen solo quedan expuestas en los cortes naturales de los ríos, ignorándose el material parental de origen y consecuentemente una mala interpretación de propiedades de los mismos.



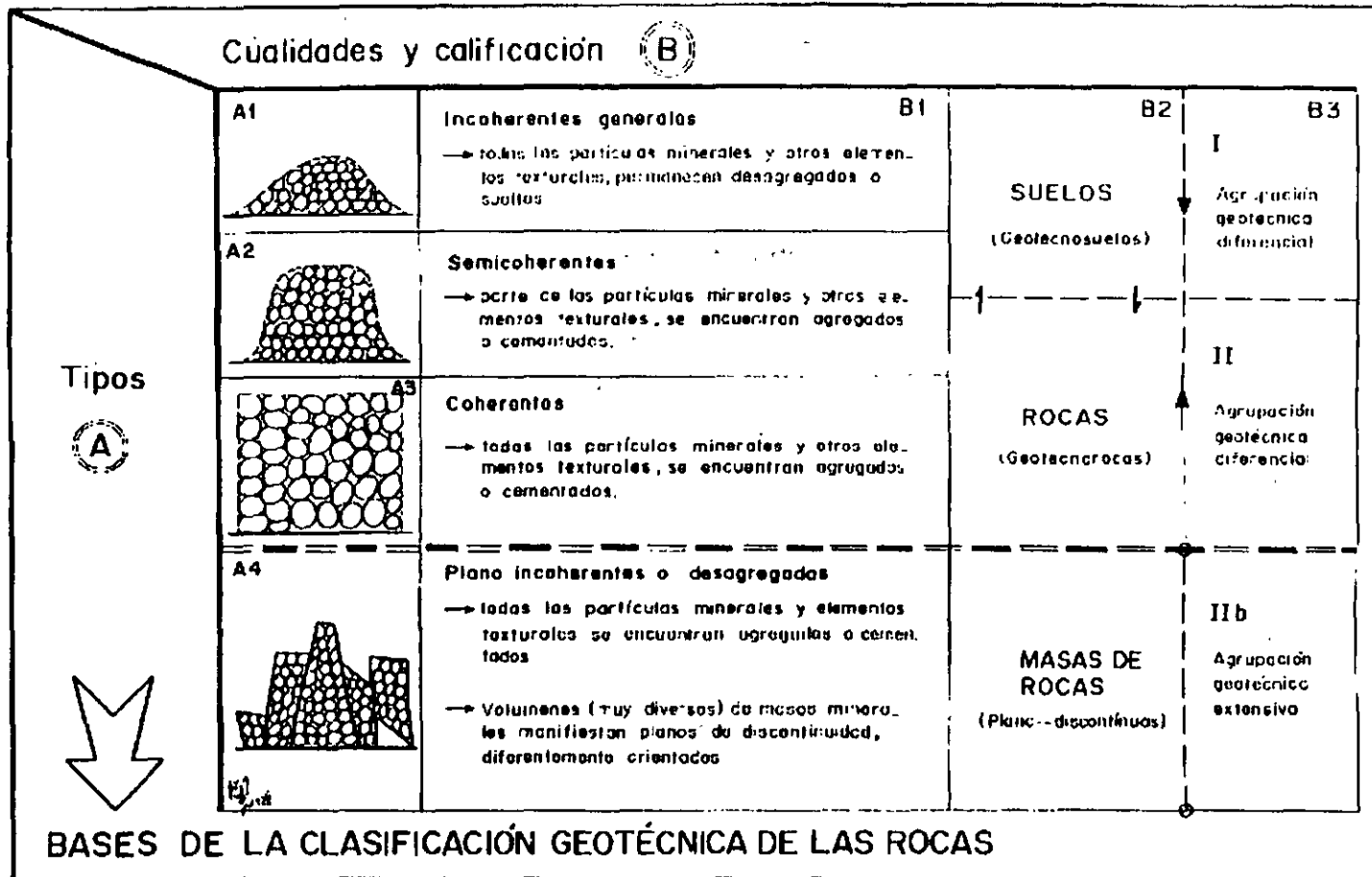
PLANEACION				
INFORMACION			RESOLUCION	
FACTORES ECONOMICOS	ACTUALES	MINEROS AGRICOLAS FORESTALES GANADEROS	NECESIDAD ECONOMICA	ELECCION DE RUTA
	POTENCIALES	INDUSTRIALES COMERCIALES TURISTICOS		
FACTORES GEOGRAFICOS		OROGRAFICOS CLIMATOLOGICOS DEMOGRAFICOS COMUNICACIONES	POSIBILIDAD GEOGRAFICA	TIPO DE CAMINO
	INTERNOS	FEDERALES	NECESIDAD POLITICA	FINANCIAMIENTO
	EXTERNOS	ESTALES TRATADOS		



č1.- Carta topografica 1:250,000.



1.2.- Imagen de satelite.



ref. 1. *Clasificación geotécnica de las rocas* Bases conceptuales globales para la diferenciación de: suelos, rocas y masas rocosas.

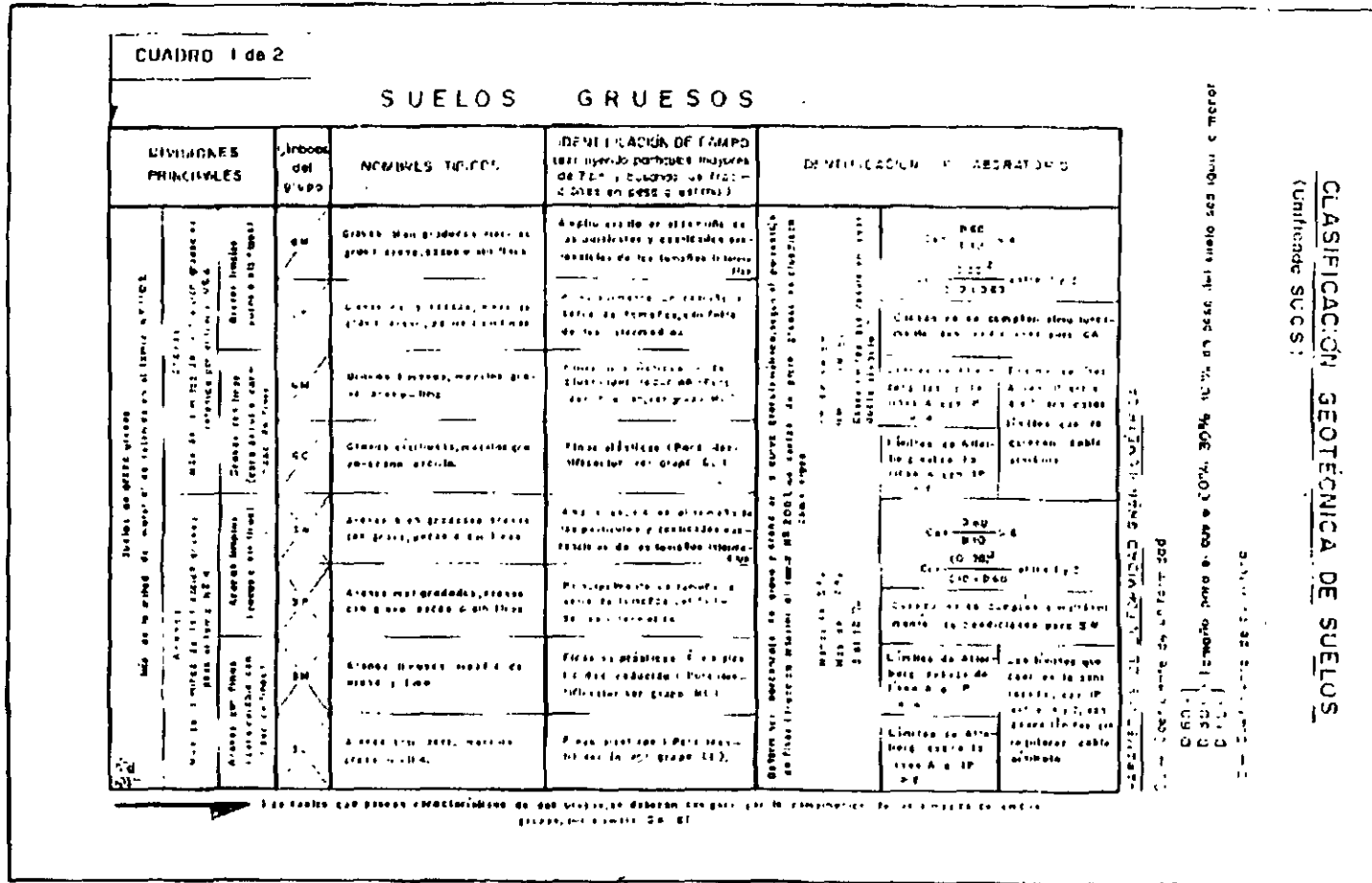
CUADRO 2 de 2

SUELOS FINOS

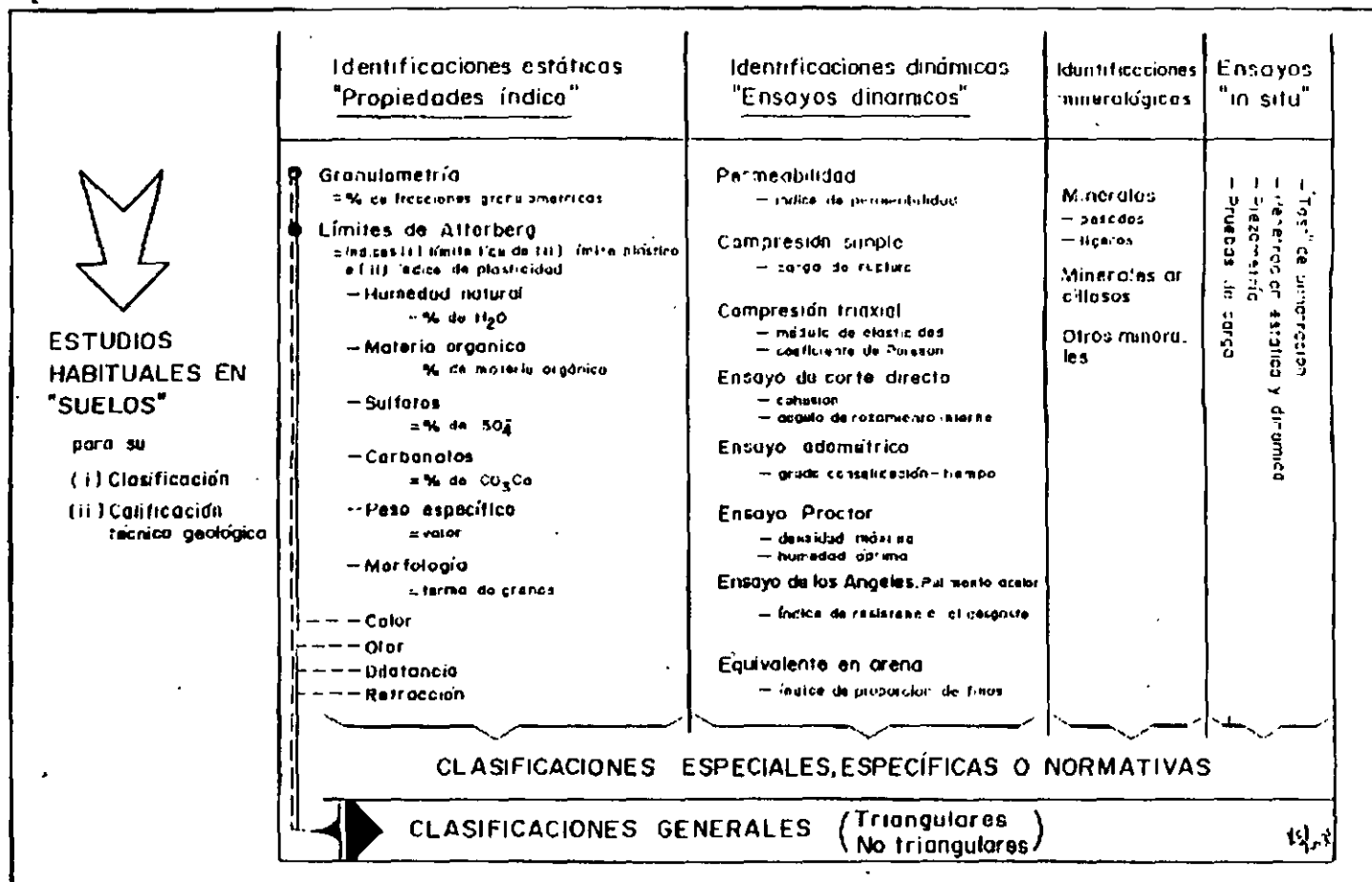
DIVISIONES PRINCIPALES	Símbolo del grupo	NOMBRES TÍPICOS	Método de clasificación en la fracción retentiva a 0.42 mm			IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO
			Presencia o ausencia	Gravidez	Tamaño del agregado (mm)	
SUELOS FINOS (SUELOS DE CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA)	U	Suelos orgánicos y arenas muy limas, limas, limas, arenas limas, arenas o arcillas, y arenas o arcillas con grava frías	Vingona o ligera	Arena o limo	Nada	<p>PARAMETROS DE PLASTICIDAD</p> <p>LL - Límite líquido } determinar en LP - Límite plástico } en laboratorio</p> <p>IP - Índice de plasticidad</p> <p>IP = LL - LP</p>
	OL	Arenas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas con grava, arcillas con arena, arcillas limas	Medio o arena	Nada o muy ligera	Medio	
	UL	Limas orgánicas y arcillas orgánicas livianas de plasticidad reducida	Ligera o medio	Limo	Ligero	
	MH	Suelos margosos, con o sin arena fina, arcillas margosas y arcillas margosas con arena	Ligera o medio	Limo o arena	Ligero o medio	
	CH	Arenas margosas con o sin plasticidad elevada	Arena o muy ligera	Nada	Arena	
SUELOS DE CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA	OL	Arcillas orgánicas de plasticidad media o elevada, limas o arenas, muy compactadas	Medio o arena	Nada o muy ligera	Ligero o medio	
	PI	Suelos limos y arenas y arcillas de alto contenido orgánico en estado de descomposición	Fácilmente identificables por color, olor, tacto, apariencia y comportamiento por su lectura típica			

CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE SUELOS (Unificada SUCS)

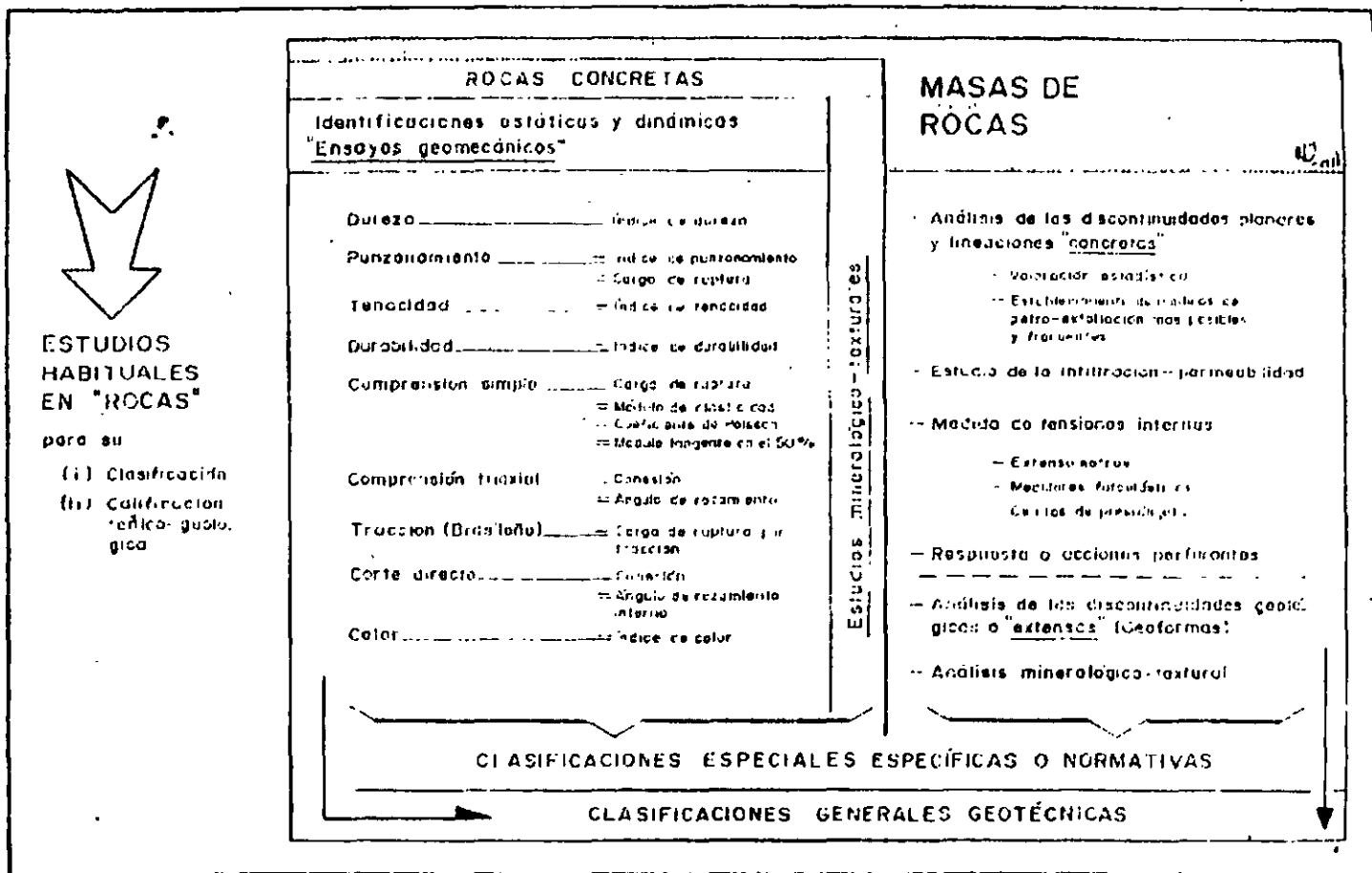
Ref. 2.- Clasificación geotécnica de suelos unificada SUCS. Diagrama correspondiente a los suelos considerados agrupacionalmente como "finos".



Ref. 3.- Clasificación geotécnica de suelos unificada SUCS. Diagrama correspondiente a los suelos considerados como gruesos



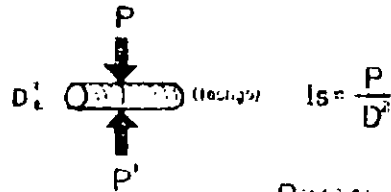
Ref. 4.- Clasificación de suelos. Estudios de base para la clasificación: propiedades índice, ensayos dinámicos; identificaciones mineralógicas, ensayos "in situ"



Ref. 5.- Clasificación geotécnica de rocas. Estudios y ensayos propios para su valoración y clasificación

ÍNDICES DE VALORACIÓN GEOTÉCNICA GENERAL DE ROCAS

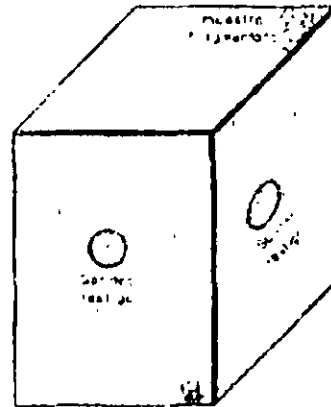
Índice de punzonamiento (Is)



P = carga de ruptura
 D = diámetro muestra

Índice de durabilidad (Id)

I_d = ...
 ...
 ...



Índice de calidad (RQD)

- A. ...
- B. ...
- C. Recuperación total (%)
- D. ...
- E. ...

TARLA DE VALORES RQD

Rango de RQD	Clase	Descripción
0 - 25	1	Muy mala
25 - 50	2	Mala
50 - 75	3	Buena
75 - 100	4	Excelente

Ref. 6.- *Indicador técnico para masas rocosas. Índice de punzonamiento, índice de durabilidad, índice de calidad*

Así al referirse al suelo, se acostumbra relacionarlo con algunas propiedades muy generales tales como el color y de uso corriente su textura derivándose al describirlos como arenosos, arcillosos o pedregosos.

Sin embargo ninguna de las propiedades mencionadas explica con claridad lo que significa la palabra y son totalmente inadecuadas para dar a conocer su origen.

El suelo en ingeniería son todos aquellos pequeños fragmentos sueltos de minerales o de rocas, cuyas propiedades físicas presentan diferencias en el grado de variación de volumen cuando se someten a una carga, tendencia a hincharse y aumentar de volumen cuando se humedecen, o la velocidad o facilidad de desplazamiento del agua al atravesar una unidad de sección transversal.

Resultando así que un agregado de trozos sueltos de roca o minerales puede clasificarse en base a sus propiedades de resistencia o de sus propiedades hidráulicas.

FORMACION DE SUELOS.

Un alto porcentaje de las vías terrestres han presentado problemas de inestabilidad en suelos, por lo que poca importancia se le daba al estudio de los medios geológicos, actualmente las vías modernas exigen cada vez una mayor calidad en el uso de materiales pétreos sobre todo en cuanto a su comportamiento futuro en las grandes obras así como las superficies de rodamiento para garantizar su vida útil.

Esta es la razón de que se mencionen dos parámetros fundamentales el intemperismo y erosión, el primer término se refiere a la desintegración que sufren las rocas por un desgaste y se pueden atribuir a continuos cambios de desintegración de minerales los cuales se descomponen por acción de elementos agresivos disueltos en el agua de lluvia, que al infiltrarse en las discontinuidades del medio rocoso, ocasiona un lavado (lixiviación) de minerales formando un depósito de sustancias

La erosión es la remoción en masa de suelo y partículas de roca por el viento, ríos y hielo.

Así que la formación del suelo sobre una roca intemperizada resulta un proceso complejo y depende de la clase de roca y el clima.

Por ejemplo una roca caliza por lo común se le encuentra cubierta de una delgada capa de suelo compuesto principalmente del material calcita por ser un compuesto de alta solubilidad en agua, dejando muy poco del material rocoso. Este proceso por desgaste en el medio rocoso intemperizado, es un índice de que la roca tenga un comportamiento mecánico débil y consecuentemente puede limitarla como poca o de regular calidad para cimentación.

INDICE DE DESGASTE.

Este es una medida para reconocer el estado de intemperización de la roca, con base a observaciones del estado del macizo rocoso. Cuyos grados de apreciación mucho dependerá del poder de observación de caracteres visibles tales como mineralizaciones resultantes. La clasificación por intemperismo se puede estimar con el manejo de la Tabla No. 1.

TABLA 1 Clasificación del intemperismo. (Según British Standards Cod of Practice for Site Investigation, BS 5930: 1981)

Grados de intemperismo del material rocoso		Grados de intemperismo de la masa rocosa		
Termino	Descripción	Término	Descripción	Grado
Fresco	No hay signos visibles de intemperismo del material de roca	Fresca	No hay señal visible de intemperismo en el material de roca; quizá alguna decoloración en las principales superficies de discontinuidad.	I
Decolorado	El color del material original de la roca nueva cambia y es evidencia de intemperismo. Se debe indicar el grado del cambio del color original. Se debe mencionar si el cambio de color está restringido a partículas minerales.	Intemperismo ligero	La decoloración indica intemperismo del material rocoso y las superficies de discontinuidad. Todo el material de roca se puede decolorar por el intemperismo.	II
Descompuesto	La roca se intempenza hasta llegar a la condición de suelo, en donde la trama del material original aún está intacta, pero algunos o todos los granos minerales están descompuestos.	Intemperismo moderado	Menos de la mitad del material rocoso está descompuesto o desintegrado formando suelo. La roca nueva o decolorada está presente en forma de retícula continua o como núcleos de roca	III
Desintegrado	La roca está intempenzada formando suelo, en el cual la trama del material original está aún intacta. La roca se desmorona, pero los granos de mineral no están descompuestos.	Intemperismo alto	Más de la mitad del material rocoso está descompuesto o desintegrado formando suelo. La roca nueva o decolorada está presente ya sea en forma de gossan discontinuo o núcleos de roca	
La etapa de intemperismo descrita arriba se puede subdividir empleando términos calificativos, por ejemplo, "parcialmente decolorado", "totalmente decolorado" y "ligeramente decolorado", en tanto ayude a la descripción del material que se está examinando.		Intemperismo completo	Todo el material rocoso está descompuesto, desintegrado formando suelo o se encuentra en ambas situaciones. La estructura de la masa original está aún intacta en su mayor parte.	I
		Suelo residual	Todo el material rocoso se ha convertido en suelo. La estructura de la masa y la trama del material están destruidos. Hay un gran cambio de volumen, pero no ha habido un transporte importante del suelo.	IV

Intemperismo mecánico.

- a) Los fenómenos de crecimiento cristalino.
- b) Liberación de los esfuerzos residuales.
- c) La expansión térmica diferencial.
- d) El colapso de masas inestables.

Intemperismo químico.

- a) **Hidrólisis.**- Ortoclasa convertida en caolinita; la anortita en montmorillonita; la muscovita o el feldespato en illita.
- b) **Reacciones de intercambio iónico.**- Esto ocurre con iones de baja valencia al ser reemplazados por iones de más alta valencia.

Los iones encontrados en los minerales formadores de roca comunes y en el agua subterránea, los cuales son susceptibles de intercambio tienden a reemplazarse uno a otro en el siguiente orden: Na, K, Mg, Ca, Al.- En esta serie, los iones más alejados hacia la derecha tienen a reemplazar a aquellos de la izquierda si existen las condiciones adecuadas de intercambio.

Ejemplo un mineral que contenga Mg puede intercambiar iones Mg^{2+} por Ca^{2+} . En forma similar el ion Ca^{2+} a lo largo de la superficie podrá ser reemplazados por iones Al^{3+} provenientes del agua subterránea.

Comúnmente las aguas subterráneas pueden tener ciertas concentraciones iónicas que pueden indicar zonas de intemperismo.

Siendo más ricas en los iones del lado izquierdo de esta serie de intercambio.

HIDRATACION

Las reacciones químicas en las cuales las moléculas de agua se mantienen como unidades distintivas son las reacciones de hidratación.

El fenómeno de hidratación es importante porque siempre viene acompañada de una expansión volumétrica, por estos cambios de volumen pueden amenazar seriamente los cimientos de las construcciones y aeropistas.

CARBONATACION

El proceso de carbonatación en el intemperismo químico implican la descomposición de los minerales en ácido carbónico.

Así de las siguientes reacciones se tienen que en la combinación de procesos de hidrólisis y carbonatación dan lugar a la descomposición de silicatos.

OXIDACION Y REDUCCION

Las reacciones en las cuales se eliminan electrones de los iones se llaman reacciones de oxidación. Común en la zona de intemperismo en rocas superficiales expuestas a condiciones atmosféricas. La reducción es cuando en el medio existe deficiencia de oxígeno. Común en los pantanos en depósitos de limos sumergidos ricos en desechos orgánicos.

TIPOS DE SUELOS

En ingeniería geológica los suelos por su origen pueden ser transportados o residuales

Los suelos residuales son los que permanecen en el mismo sitio en que se formaron y aun se les encuentra sobre la roca que les dio origen.

Los suelos transportados son los que han sido removidos mas o menos lejos de la fuente de suministro para depositarse en otra localidad.

Cuando las rocas se intemperizan por reacciones químicas en la atmósfera y el agua es desplazada por las fracturas e intersticios, algunos constituyentes de los silicatos minerales se descomponen, el hierro y el aluminio pueden oxidarse y formar arcillas. En algunos lugares estos productos resultantes de intemperismo pueden llegar a formar una capa de solo unos cuantos milímetros de espesor y en otros aun mayores.

Así que los agentes de transporte de materiales tales como:

- Hielo pueden formar suelos de glaciación.
- Viento pueden formar suelos eólicos.
- Agua llegar a formar suelos aluviales o fluviales.
- Gravedad llegar a formar suelos coluviales (depósitos de talud).

ESTRUCTURAS GEOLOGICAS

Para comprender la deformación que ocurre en la roca, es con base a la observación de características de plegamiento y fracturamiento en afloramientos perforaciones y estudios geofísicos.

Así la deformación mecánica de la roca, puede definirse mediante pliegues, fracturas y distorsión de las partes constituyentes del medio rocoso. En una escala pequeña es posible observar características en muestras de mano o incluso en el microscopio las contorsiones y dislocaciones de los cristales. También a escala mayor la estructura se puede caracterizar mediante los pliegues y las fracturas más grandes en afloramientos o en los bordes de estratos inclinados.

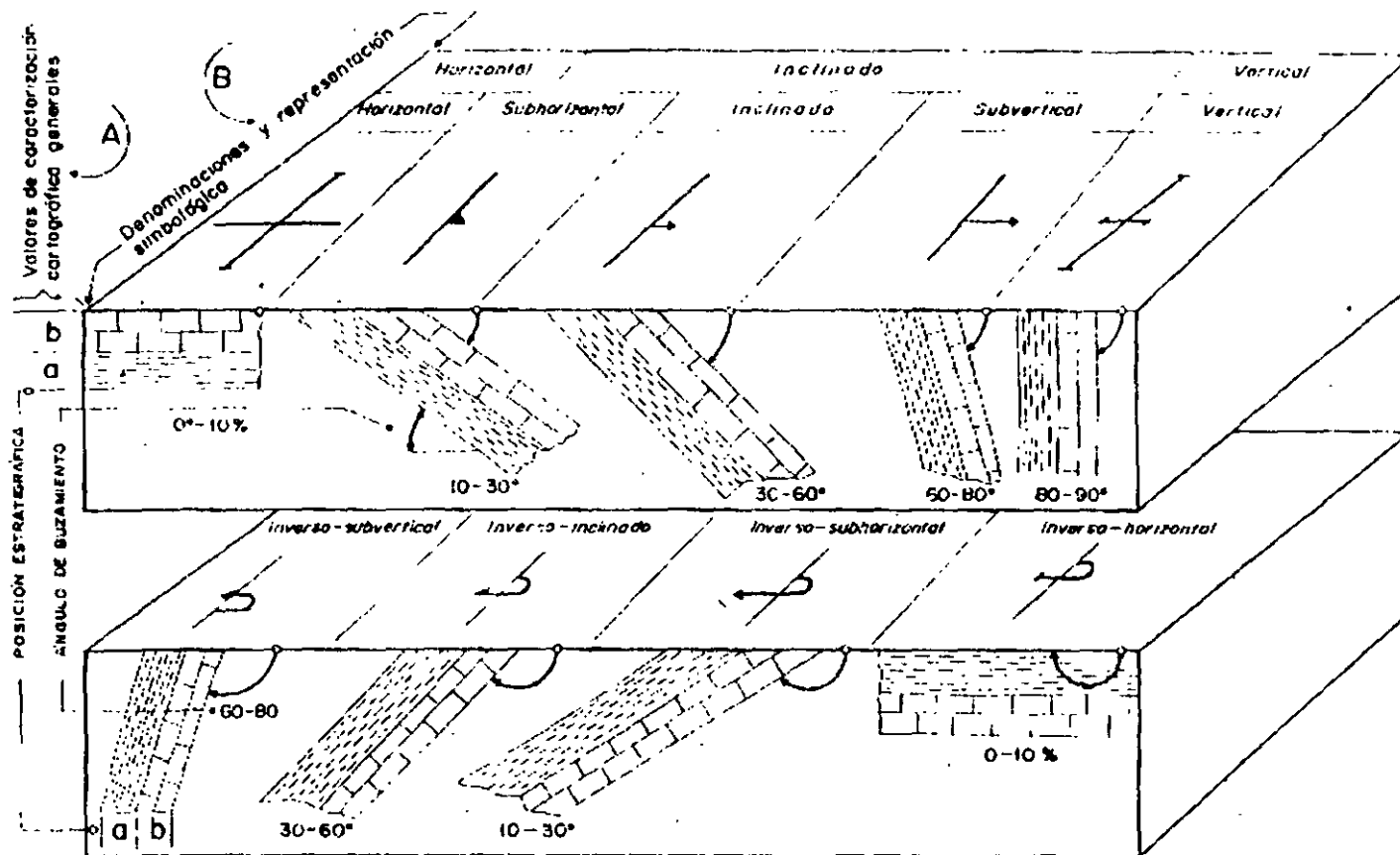
El objetivo de esta sección es examinar los tipos principales de estructuras tectónicas y métodos convencionales de representación para su identificación, descripción y clasificación.

Pliegue.- Es una curvatura o flexión que con frecuencia indica la forma de las superficies de estratos deformados que originalmente fueron horizontales. Ref. 7 y 8.

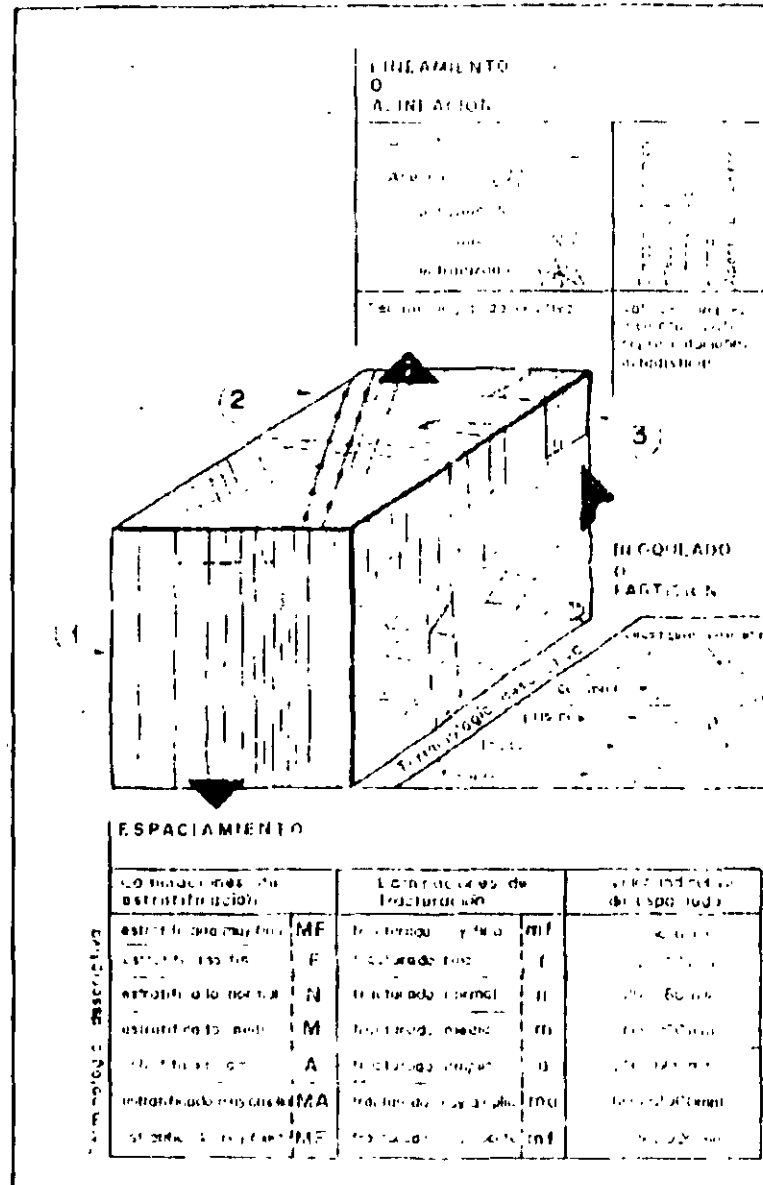
Falla.- Es una fractura a lo largo de la cual la roca en un lado ha sido desplazada con respecto a la roca del otro lado.

Diaclasas.- Son fracturas a lo largo del cual no habido desplazamiento. Ref. 9.

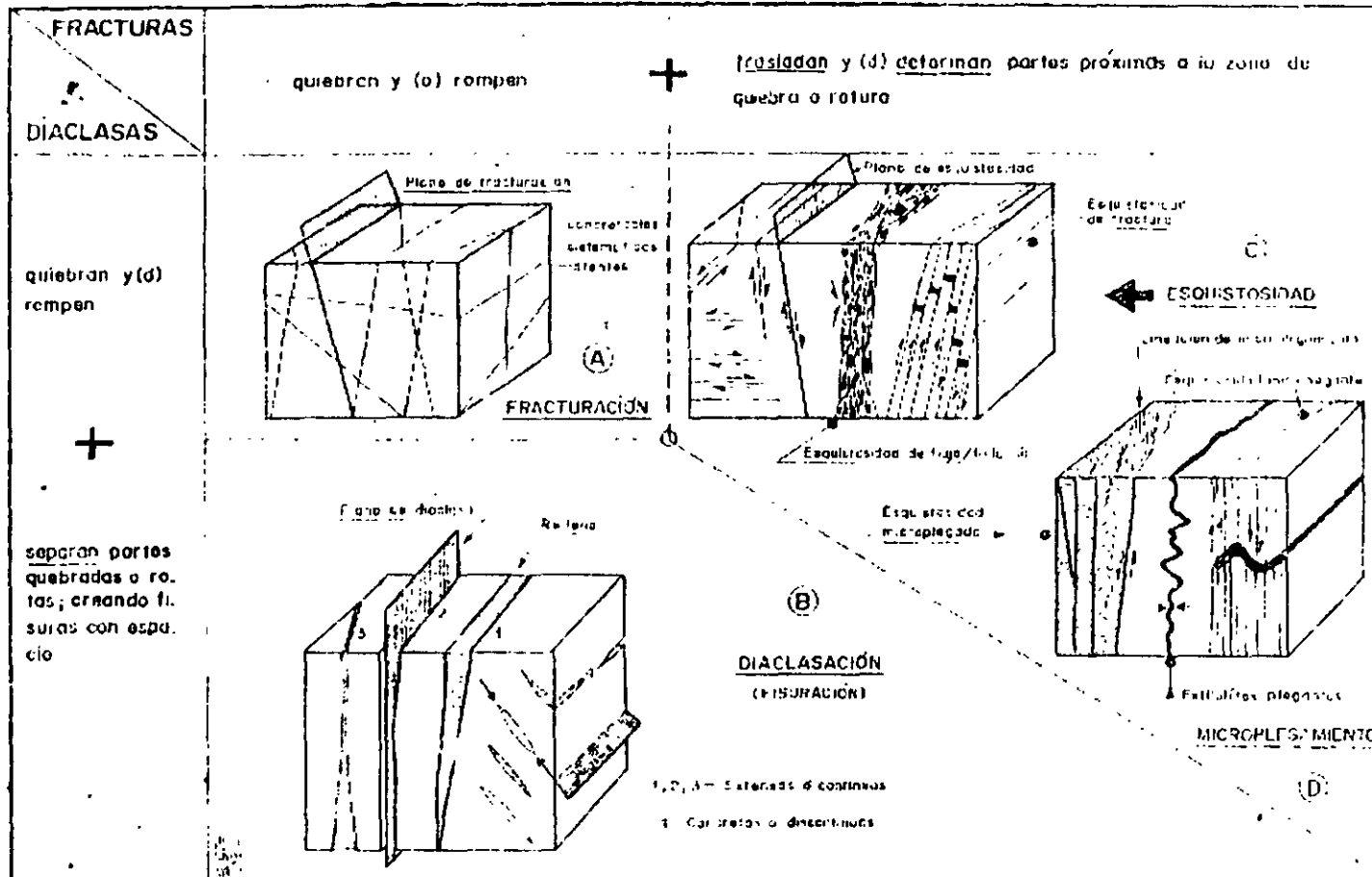
La medición de superficies inclinadas en los grupos de rocas es un aspecto muy importante en las vías terrestres, ya que los estratos inclinados son un indicio de deformación mecánica a la que fueron sometidas las rocas en su posición horizontal.



Ref. 7.- Características simbólicas de los buzamientos normales e invertidos: (A) Valores de caracterización cartográfica (B) Simbología gráfica representativa y denominaciones para las distintas posiciones espaciales.



Ref. 8.- Aplicación geotécnica de las discontinuidades. (1) Espaciamiento, (2) alineamiento o alineación, (3) Bloqueado o partición



Ref. 9.- Fracturación de masas rocosas. Tipos de discontinuidades mecánicas de las masas rocosas. Fracturación (A); Diaclasación (B); Esquistosidad -Folación (C); Microplegamiento (D).

Las superficies de exfoliación en rocas metamórficas y los planos de falla y diaclasas son también de valiosa ayuda para identificar los patrones de deformación.

La orientación de una superficie se indica en base a las mediciones de rumbo y echado.

RUMBO.- Es la dirección de la línea de intersección de la superficie inclinada con un plano horizontal.

ECHADO.- Es el ángulo entre dos superficies medido hacia abajo.

Como consecuencia de la fuerte deformación, los estratos sedimentarios pueden estar muy inclinados y tal vez completamente girados.

TIPOS DE PLIEGUES

Mucha de las estructuras geológicas han sufrido cambios en posición sin cambiar su estructura, como consecuencia de las fuerzas por movimientos de la corteza terrestre. Dichos cambios producen en geología estructuras de plegamiento, juntas, fallas y exfoliación.

El hecho de que las capas sedimentarias no sean horizontales y tengan algunos grados de inclinación se debe al efecto de plegamiento. Los plegamientos pueden representarse a partir de mediciones estructurales tales como el rumbo y el echado.

El echado significa la inclinación que han sufrido los lechos horizontales de rocas, y se mide con el clinómetro. Este ángulo máximo de inclinación es el que se toma con relación a un plano horizontal, que también se le conoce como buzamiento.

El rumbo es la dirección de la línea de intersección del plano del echado con su plano horizontal y es necesariamente perpendicular al echado. En un plegamiento la línea que da el rumbo se llama eje. Plano axial el que bisecta el ángulo que forman las dos caras del plegamiento llamados flancos o miembros.

TIPOS DE PLEGAMIENTOS

Anticlinal.- Cuando el plegamiento de las capas es hacia arriba o sea convexo para el observador.

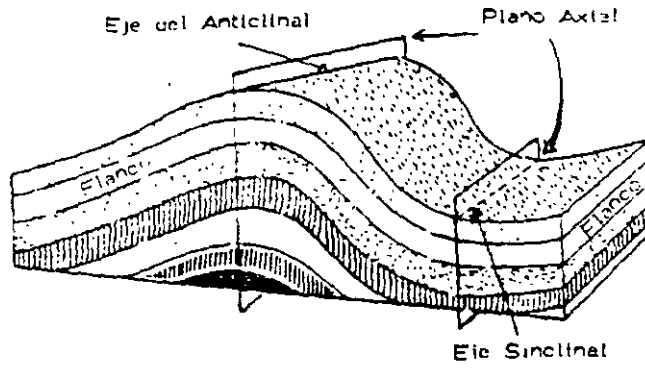
Sinclinal.- Son plegamientos cóncavos para un observador situado sobre ellos. El ángulo de los flancos puede ser variable. Generalmente esta estructura alterna con anticlinales.

Monoclinales.- Son los plegamientos en los que el lecho solo cambia de altura sin interrumpirse.

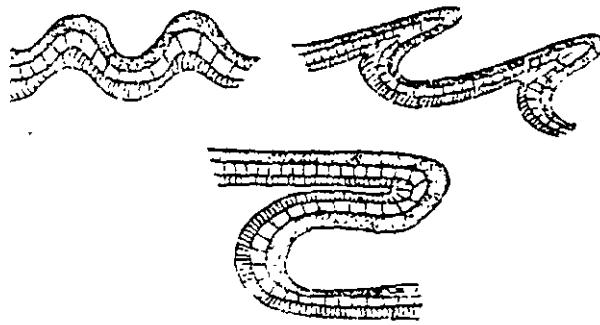
Domos.- Especie de monoclinal en el cual todos los echados tienden a un mismo nivel.

FRACTURACIONES

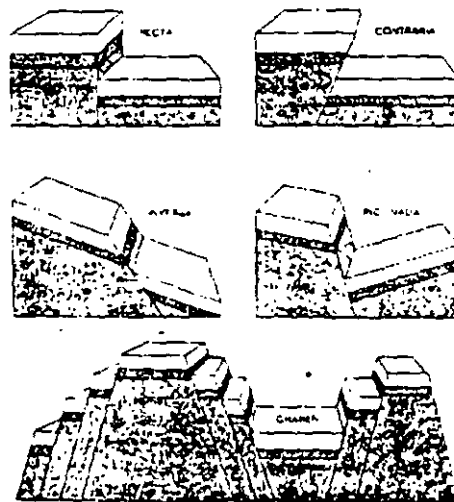
Es usual que las representaciones y proyecciones de un sistema de fisuración sean más entendibles utilizando los estereogramas.



Elementos de un plegue.



Diferentes tipos de plegues: A. recto; B. oblicuo; C. acostado



Diferentes tipos de fallas

Diferentes tipos de fallas

JUNTAS.- Todas las masas rocosas se encuentran fracturadas transversalmente, y esas fracturas se les conoce como juntas, que separan y originan grandes bloques regulares e irregulares. En cuanto a su posición pueden ser verticales o inclinadas, estar muy cerradas o muy abiertas, unas limpias o rellenas de mineralizaciones, en clasificación pueden ser a rumbo o de echado, según conserven un paralelismo a rumbo de formación, o también pueden ser de tensión o de compresión. Juntas en rocas sedimentarias generalmente se les encuentra perpendiculares entre sí y a la sedimentación. Juntas en rocas ígneas son menos regulares variando en dirección y distancia, así en los basaltos las juntas dan origen a columnas hexagonales verticales y algunas veces horizontales. El conocer de manera precisa las direcciones, intersecciones y continuidad de las juntas, facilita en cierta forma la extracción de grandes bloques para ser utilizados como material de construcción, bancos y su explotación, o en su caso una limitante cuando su distribución sea cerrada poco espaciado. Las juntas son mucho más numerosas y abiertas próxima a la superficie que en el interior de las masas rocosas.

FALLAS.- Una falla es una fractura en la roca en el cual ha habido un desplazamiento de bloques. Este desplazamiento de bloques puede ser muy pequeño hasta muy grande, y el movimiento que lo produce puede ser rápido, lento o intermitente.

CLASIFICACION DE FALLAS

Falla cerrada.- Cuando las paredes de los bloques que la forman están en contacto y abierta cuando estos están separados..

Abertura de una falla.- Es una distancia que separa los dos planos que forman la falla.

Línea de falla.- Es la intersección de la superficie de una falla con la superficie del terreno.

Brecha de falla.- Esta se forma al fracturarse la roca en los planos de desplazamiento formando un relleno de materiales rocosos angulosos.

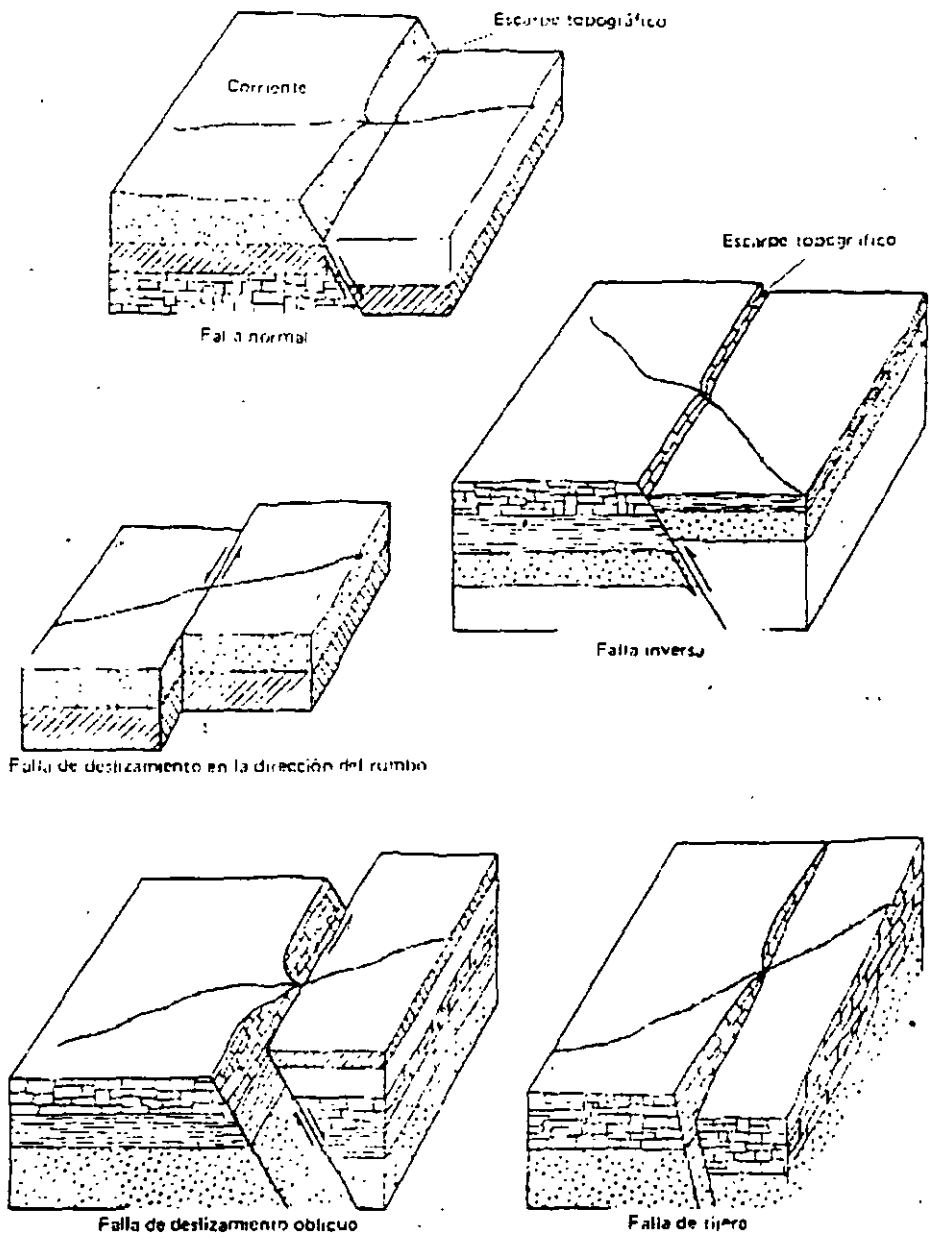
Falla de cabalgadura.- Al bloque de roca que se separa de una de las superficies de deslizamiento.

Falla normal.- Cuando baja un estrato separándose horizontalmente de otro.

Falla inversa.- Es cuando un estrato se sobrepone horizontalmente sobre otro.

Falla vertical.- Es la que tiene en esta posición su plano de deslizamiento.

Efectos reconocibles en superficie.- Una modificación de rasgos topográficos y geológicos por diferente naturaleza de la roca, una modificación del sistema hidrográfico. En las vías terrestres su identificación o presencia puede modificar el eje de trazo, ya que el terreno de cimentación seguirá en constante movimiento y la obra vial con el tiempo resultará costosa en cuanto a mantenimiento.



Clasificación de fallas

PROYECTO DE CARRETERAS

Planeación.- Entendida como el estudio previo de una vía terrestre, se inicia con la recopilación de la siguiente información.

ANALISIS DE INFORMACION CARTOGRAFICA

- ✓ Topografía – Esc. 1:250,000
- ✓ Geología – Esc. 1:250,000
- ✓ Edafología – Esc. 1:250,000
- ✓ Uso del suelo – Esc. 1:250,000

SELECCION DE RUTA

Una vez analizado los aspectos socioeconómicos que justifiquen la construcción de nuevos caminos o mejorar los existentes, se programan los estudios de vialidad que permiten establecer la conveniencia y prioridades de elaborar los nuevos proyectos. La selección de ruta, es la franja de terreno geológico, de ancho variable, dentro del cual es factible localizar un camino.

INFORMACION TEMATICA QUE SE ANALIZA

- Topografía 1:250,000
- Geología regional y Geográficos 1:250,000
- Hidrología 1:250,000
- Usos del suelo 1:250,000
- Aforos de tránsito
- Origen y destino

Definidas las rutas posibles en mapas y cartas temáticas se inician las siguientes etapas de reconocimiento del terreno.

1er. Reconocimiento.- Es sin duda el más difícil, ya que requiere de un especialista con mayor experiencia, es decir aquel que en su formación ha realizado cartografías o levantamientos a detalle; pues es el que emite un juicio rápido, con base a la experiencia constante en suelos y rocas, en los tipos de vegetación, afloramientos en roca o topografía; ejecutándose los trabajos en el terreno con reconocimientos:

- Aéreos
- Terrestres

Los que definirán los límites de la zona a fotografiarse a esc. 1:50,000, con la intervención del especialista en planeación, localizador de trazo y geotecnista.

2do. Reconocimiento.- Este se lleva a cabo, una vez que se han realizado los estudios de fotointerpretación en las fotografías aéreas, mediante el uso de pares estereoscópicos, comprobándose la fotoidentificación con descensos sobre la ruta elegida con helicóptero, tales como población, tipos de cultivo, ganadería, que permita precisar el estudio socioeconómico.

El localizador determinará los sitios de cruce, el geotecnista las características de cimentación y condiciones hidráulicas de los cruces. Finalizando con la delimitación del área por cubrir con escala 1:25,000, que servirá para fijar el control terrestre, para la configuración topográfica; con dicha información el proyectista estudiará varias líneas o rutas, para elaborar perfiles y cuantificar los volúmenes de material a cortar y obtener el presupuesto para decidir sobre las rutas posibles.

3er. Reconocimiento.- Este puede ser aéreo o terrestre y prácticamente es el refinamiento del estudio analizado con Balplex sobre el trazo preliminar, en este reconocimiento solo interviene el especialista topohidráulico en cruces, para fijar el comportamiento de los ríos y definición del sitio de cruce.

Bajo este modelo de flujo, en el aspecto geológico, existen también niveles de aplicación de los estudios, cuyos alcances se fijan en función de procedimientos y métodos de estudio de mayor definición que sean aplicados. Así se tiene que para la evaluación de trazo la información consistirá en realizar los estudios de fotointerpretación.

ESTUDIO DE FOTOINTERPRETACION GEOLOGICA

Mucha de la información necesaria para el alcance de objetivos se obtiene con rapidez y bajo costo, mediante la interpretación de fotografías aéreas, ya que su uso permite la visión regional del terreno, de todos los aspectos que más interesan para elegir la ruta, son los rasgos geomorfológicos, el drenaje superficial, las fronteras superficiales de unidades geológicas, la vegetación y uso del suelo; en los siguientes renglones se indican los alcances y procedimientos de la fotointerpretación.

INTERPRETACION DE FOTOGRAFÍAS AEREAS

Es una técnica basada en la observación y análisis de las imágenes fotográficas a fin de deducir el significado de ellas; la calidad y cantidad de información que se puede obtener depende de la formación y experiencia del fotointerprete y del tipo de material fotográfico utilizado.

La fotointerpretación proporciona información eminentemente de tipo cualitativo y requiere de la identificación y clasificación de los rasgos de los objetos fotografiados; esta actividad de ninguna manera desecha los trabajos de campo, pero se ve considerablemente reducida, en virtud de que previamente se pueden ubicar en las fotografías aéreas, los sitios de muestreo y control geológico y se pueden programar los reconocimientos en los lugares de interés.

En estudios de fotointerpretación intervienen distintos factores que influyen en la calidad de la información tales como:

- Características de la fotografía aérea.
- La imagen estereoscópica.
- Característica de la fotointerpretación.

FOTOGRAFIAS AEREAS

La fotografía aérea es una proyección central que registra todos los objetos visibles en la superficie terrestre cuyas características geométricas resultan incorrectas debido al desplazamiento causado por el relieve y por la distorsión de la cámara fotográfica.

Existen numerosas características de la fotografía aérea que influyen en la fotointerpretación que son: calidad de imagen, tipo de cámara; tipo de películas, tipo de filtro, proceso de revelado, estación durante la cual fue tomada, escala y dirección de vuelo.

La escala fotográfica está determinada por la relación que existe entre la distancia focal de la cámara y la altura de vuelo; y su elección depende mucho del tipo de trabajo por desarrollar.

- Trabajos de reconocimiento Esc. 1:25,000 a 1: 50,000
- Trabajos de detalle Esc. 1:5,000, 1:10,000 y 1:20,000

Con fines geomorfológicos es conveniente el uso de escala chica (1:50,000) ya que en una sola fotografía pueden identificarse estructuras geológicas de conjunto, que en una escala mayor (1:5,000) donde se registrarían de manera parcial dichas estructuras o pudieran pasar desapercibidas.

ESTEREOSCOPIA

La interpretación de las fotografías aéreas requiere primordialmente de la utilización de fotografías estereoscópicas que al ser observados a través de un estereoscopio dan las tres dimensiones.

Es decir que cuando los objetos son observados con un solo ojo (visión monocular), estos se perciben únicamente en dos dimensiones y solamente la sensación de profundidad se obtiene utilizando los dos ojos (visión binocular). La visión estereoscópica es la reproducción artificial de la visión binocular y se obtiene utilizando estereoscopios o anaglifos. Comúnmente en trabajos de fotointerpretación se utilizan estereoscopios de lente, prismas y espejos.

CARACTERISTICAS DE LA FOTOINTERPRETACION

En términos generales la fotointerpretación utiliza una serie de criterios para identificar, analizar y clasificar los rasgos fotográficos bajo una visión estereoscópica, tales como:

- Criterios derivados de las características físicas de fotografía como son: la textura, tono y color fotográfico.
- Criterios derivados de las características de tamaño y forma de los objetos fotografiados.
- Criterios derivados de las características topográficas y geomorfológicas de las zonas fotografiadas.
- Criterios derivados de las características de los suelos, cobertura vegetal y su relación con su uso.

En el proyecto de una vía terrestre, se analiza lo siguiente.

- ❖ Las formas del terreno
- ❖ Las características del drenaje superficial
- ❖ La estructura geológica
- ❖ La delimitación de fronteras litológicas

FORMAS DEL TERRENO

En este análisis se trata de señalar las variaciones de las pendientes del relieve, lomeríos y llanuras, interpretando en cada tipo de terreno la presencia de cobertura intemperizada o ausencia de ella por erosión, que son algunos de los factores que intervienen en el escurrimiento superficial.

DRENAJE SUPERFICIAL

Se hace con el fin de señalar, junto con la morfología del terreno su profundización, marcar las diferencias de densidades en cada tipo de unidad, interpretación de fracturas mediante ordenes de corriente o tributarios, definición de cuencas y subcuencas para los estudios topohidráulicos en sitios de cruce de la ruta, definición de arreglos para la interpretación de terrenos geológicos; así un drenaje homogéneo bien integrado interpretará terrenos susceptibles a erosionarse, en cambio zonas no integradas o ausencia de drenes puede corresponder a medios granulares (aluviones) o rocas permeables por fracturación o con cavidades; en regiones de morfología plana pueden indicar existencia de zonas inundables. En los siguientes anexos de las figuras 1, 2, 3, 4 y 5, se ilustran distintos modelos morfológicos con la visión estereoscópica y ejercicios para la fotointerpretación.

ESTRUCTURA GEOLOGICA

Este análisis se dirige principalmente a definir los grados de fracturación, posición, estratificación y potencia de las formaciones en forma cualitativa, pero también pueden definirse cuantitativamente mediante el uso de la regla de paralaje, apoyado en datos de campo o cotas altimétricas; un ejemplo de estructura geológica está representada en el modelo de la figura 5; el cual ilustra una estructura anticlinal con su eje axial erosionado así como la estratificación que muestra.

Las diferentes formaciones de caliza, areniscas y lutitas, que por su posición se puede correlacionar con flancos de esta estructura.

Delimitación de las fronteras de unidades geológicas.

Es el de mayor relevancia en el proyecto de una vía terrestre, ya que con su aplicación se puede valorar la ruta en cuanto a su costo, teniendo en cuenta la naturaleza, secuencia y distribución de materiales consolidados y sin consolidación, así como la morfología y estructura de las formaciones que se cortarán sobre la ruta.

Resumiendo la delimitación de fronteras de unidades geológicas, permite llegar a una zonificación de condiciones que prevalecerán a lo largo de la ruta en proyecto; otro tipo de información es la ubicación de posibles bancos de material para la construcción de la vía.



Fig. 1.- Morfología de los terrenos volcanicos.

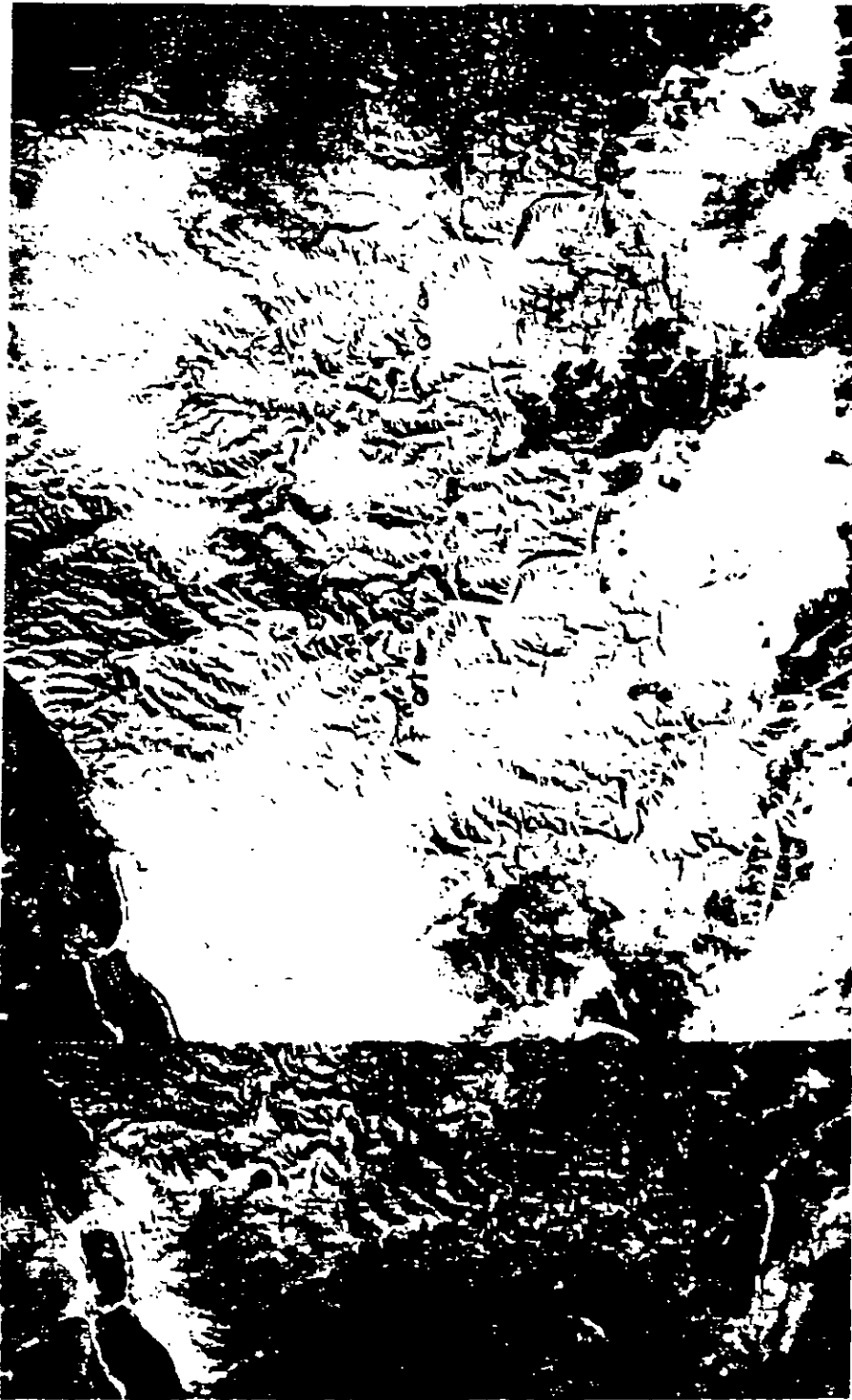


Fig. 2. Rocas plegadas altamente erosionables

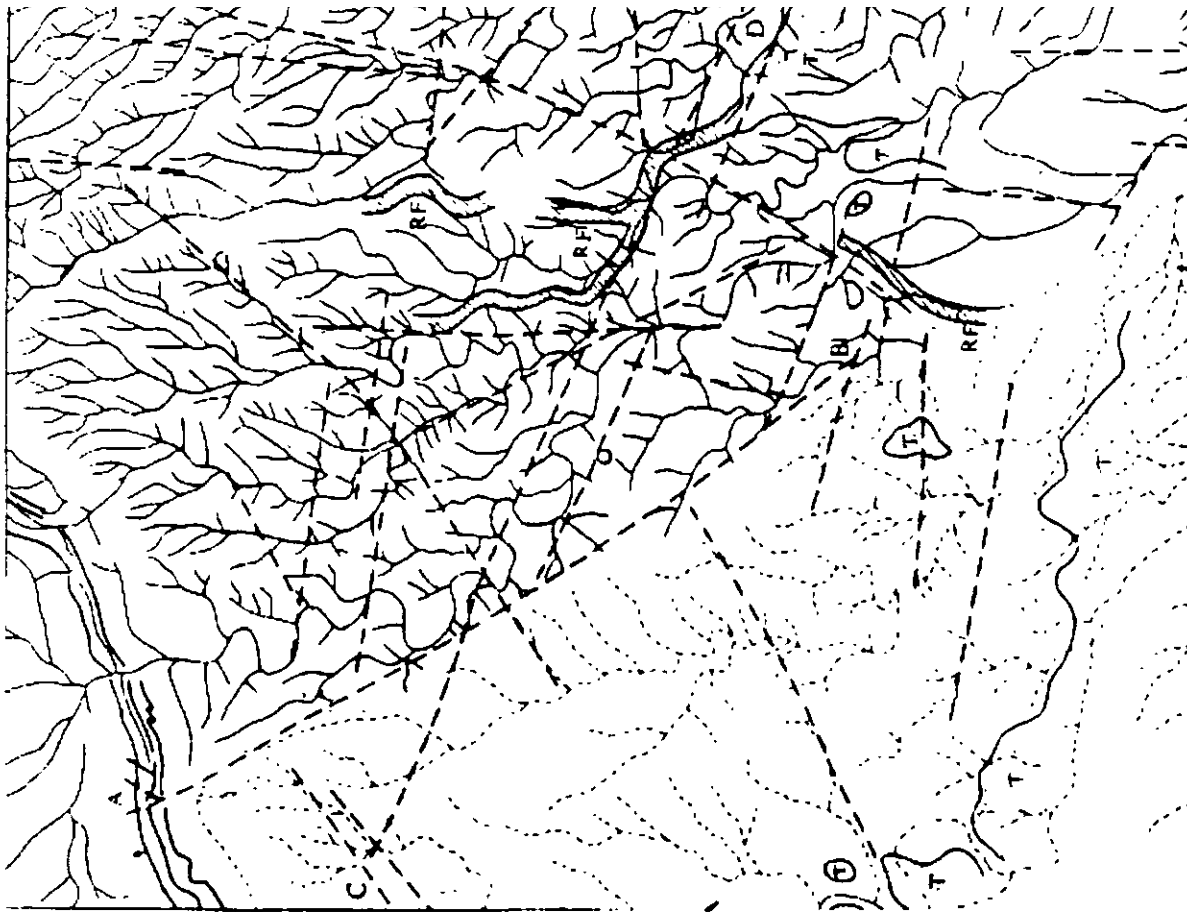


Fig. 3. Interpretación de la fig. 2.



Fig. 4.- Morfología de meseta en basaltos



Fig. 5. Interpretación de una estructura anticlinal.



Fig. 6 .- Ejercicio de fotointerpretación.

Comprobación de campo.

Como se había antes señalado; la interpretación no excluye los trabajos de campo, sino que únicamente los disminuye en un alto porcentaje, al que permitirá rectificar o ratificar lo realizado en la interpretación; complementando las determinaciones con análisis de laboratorio de un muestreo previo en rocas y suelos.

ESTUDIOS GEOLOGICOS

Entendidos como la determinación de características geológico – estructurales de materiales existentes, en todo el desarrollo del trazo de una vía terrestre se llevan a cabo a nivel de semidetalle y detalle.

ESTUDIO A SEMIDETALLE

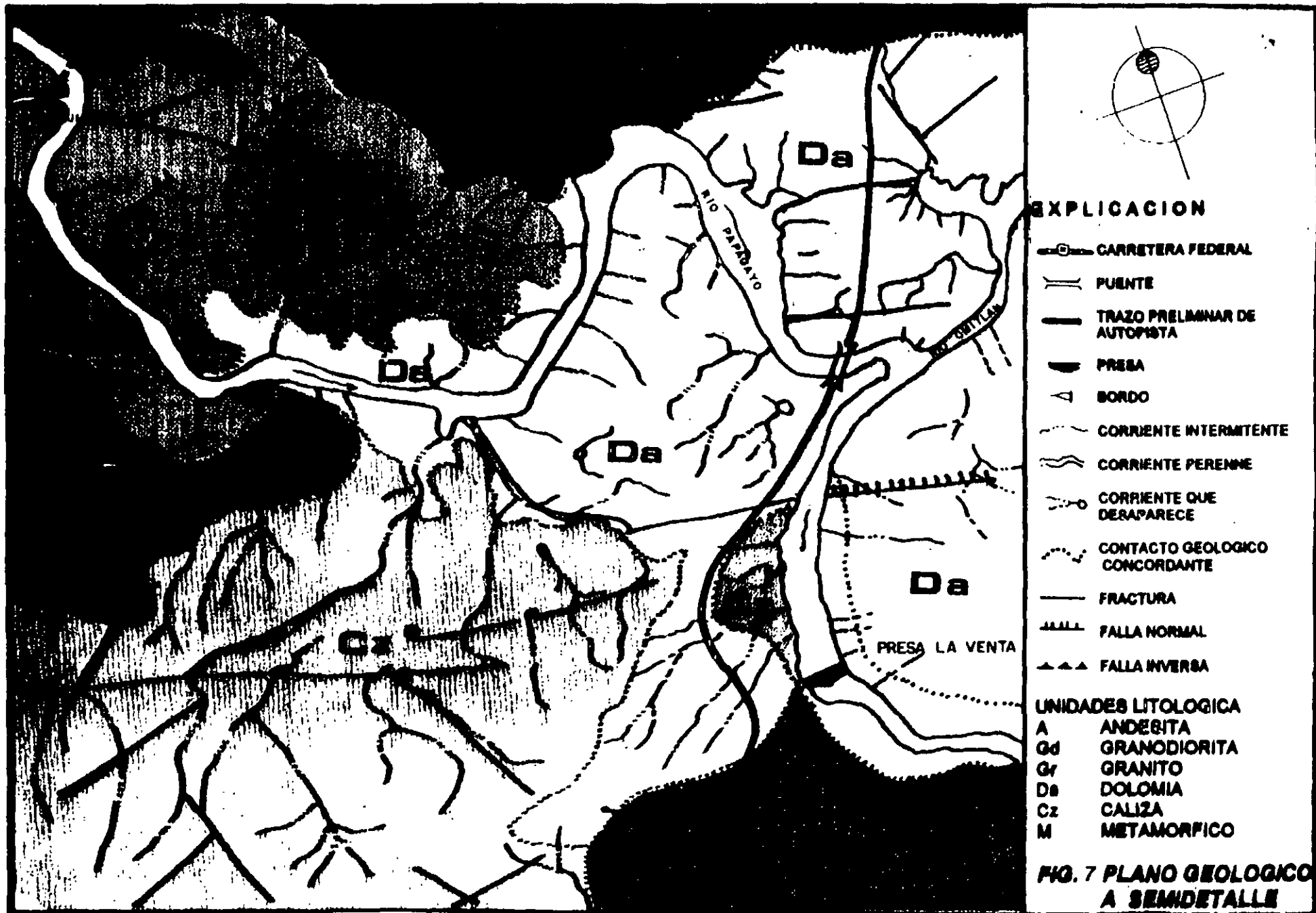
Son los levantamientos geológicos que se realizan utilizando un mosaico aerofotográfico de apoyo o planos topográficos a escala 1:50,000, sus alcances deberán incluir:

- Una zonificación de unidades litológicas utilizando los métodos de fotointerpretación geológica y comprobación en campo.
- El establecimiento de fronteras entre suelo – roca con base a los puntos de control geológicos.
- Una evaluación de posibles zonas inestables en base a la inclinación del terreno natural y datos estructurales medidos en forma directa.
- Definición de estructuras mayores como plegamientos, estratificaciones y fallas o fracturas importantes; que se fotoidentifiquen en los modelos estereocópicos.
- Determinar y evaluar la posible influencia de estructuras menores (fracturas, foliación y exfoliación) en zonas inestables identificadas con la fotoidentificación.
- Ubicar y evaluar en forma preliminar los posibles bancos de material.
- Determinar el modelo geológico a lo largo del trazo que aporte información sobre el origen de los suelos, que ayuden a la caracterización geotécnica preliminar.

ESTUDIOS GEOLOGICOS DE DETALLE

Este tipo de estudio involucra una mayor definición de caracterización geológica.

Generalmente se apoya en fotografías aéreas de vuelo bajo (5,000, 10,000 y 25,000) así como en un plano topográfico cuya escala de representación dependerá mucho del relieve dominante del sitio por estudiar (1:500 ó 1:5,000); proporcionará la siguiente información.



- Caracterización geomorfológica.
- Análisis de pendientes del terreno.
- Profundización del sistema hidrográfico.
- Inclinación del terreno natural.
- Determinación de ordenes del sistema hidrográfico para la definición de fracturas
- Caracterización geológico – estructural.
- Medición de rumbo y echado de la estratificación y fracturas en medios rocosos.
- Determinación de espesores de suelos de cobertura, mediante las relaciones inclinación del terreno natural y echado de la estratificación.
- Determinación de los sistemas de discontinuidades en medios rocosos fracturados, mediante modelos estereográficos.
- Caracterización geológica del subsuelo mediante métodos directos e indirectos.
- Suministrará información de resistencias en los medios rocosos; estimados en campo o mediante ensayos dinámicos en laboratorio.
- Se elaborará un plano geológico en planta con secciones geológico estructurales.
- Un plano de zonificación geotécnica en planta, que se apoyará en configuraciones estructurales o en configuración de subsuelo (sondeos mecánicos, prospección geofísica) con una clasificación del macizo rocoso mediante el uso de índices paramétricos que sean levantados en campo.

GEOLOGIA APLICADA A TUNELES

DEFINICIONES CONCEPTUALES DEL TEMA

TUNEL.- Excavación horizontal o casi horizontal abierta a la superficie del terreno por sus dos extremos. Cuando únicamente es en dirección vertical o aproximadamente vertical y abierta a la superficie en su extremo superior se denomina pozo.

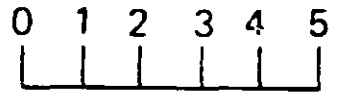
El material a través del cual se perfora el túnel se llama terreno y los materiales extraídos durante su perforación escombros.

Así se tienen medios geológicos blandos si se trata de suelos, y duros si se trata de rocas.

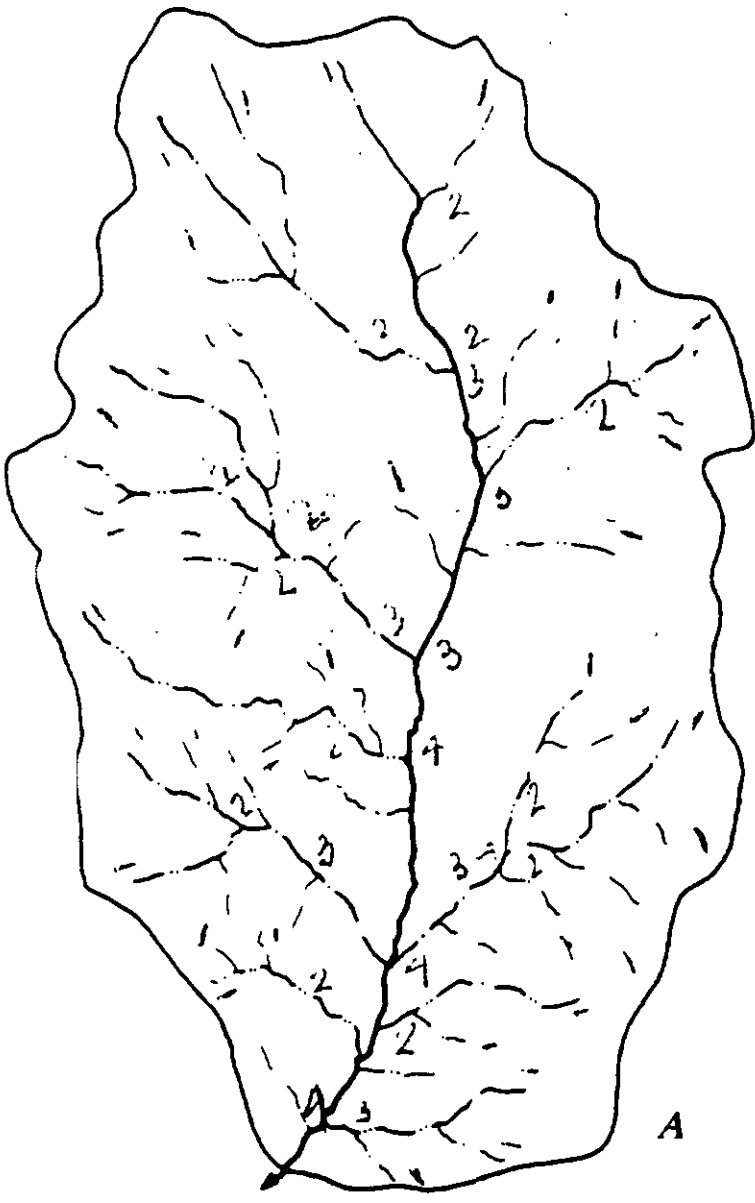
TERRENOS BLANDOS	Descompuesto.-	Desprendimiento en superficie de trozos o laminillas.
	Corredizos.-	Formados por gravas o arenas gruesas limpias y sueltas.
	Fluyentes.-	Suelos empapados que fluyen como líquido viscoso y con tendencia a entrar en el túnel por el revestimiento.
	Pastosos.-	Con contenido menor de agua, que fluyen en forma plástica sin fracturas y ocasionan bufamiento en el túnel.
	Turgente.-	Penetración en el túnel, su movimiento asociado a incremento de volumen y humedad.
TERRENOS DUROS	Firme.-	El que permite el avance de la galería sin entibación.
	Roca estratificada.-	Moderadamente fracturada, fracturamiento en bloques fisurada, quebrada o astillada.

Ramal Watts por encima
de Glen Hills cerca
de Rockville, Md.

- Primer orden
- - Segundo orden
- - - Tercer orden
- Cuarto orden



Escala en miles
de pies



Ref. 10.

TUNELES EN ROCA.- Geológicamente las rocas en su medio natural a profundidad, están sometidas o afectadas por una presión litostática que desarrollan esfuerzos en la masa rocosa, con una consecuente deformación y desplazamiento de partículas individuales en la roca, en el que cada elemento de la corteza, está sujeto a un estado tensional inicial, ocasionado por fuerzas gravitacionales y fuerzas tectónicas. Dichos esfuerzos residuales en la corteza terrestre, generalmente están en equilibrio y satisfacen condiciones de continuidad y frontera.

Así que al horadar un medio rocoso para efectuar una excavación subterránea, la continuidad del medio se altera y cambia o aparecen nuevas condiciones de continuidad y frontera. Esta alteración ocasiona un cambio en el estado tensional original, que se manifiesta por medio de deformaciones (corrimientos y desplazamientos). Dicho cambio de esfuerzo tensional ocurre en forma instantánea alrededor de la excavación conforme se avanza, no así las deformaciones y sus efectos que pueden presentarse en forma lenta y gradual y que continúan a través del tiempo hasta alcanzar una estabilización aparente o real.

El cambio inmediato en el estado de esfuerzos, depende mucho de las condiciones geométricas del medio así como de la geometría de la excavación.

Por lo que previo a la construcción, el ingeniero habrá de definir de manera preliminar los estudios de prospección geológica, las pruebas mecánicas de campo y laboratorio, la modelación geomecánica, los análisis teóricos y numéricos.

Consecuentemente un mejor diseño de túnel, dependerá mucho de la aplicación racional y buen uso de los siguientes métodos.

Método Analítico.- El método del elemento finito, soluciones matemáticas cerradas, fotoelasticidad y técnicas de simulación.

Método Observacional.- Nuevo método austríaco de tuneleo, donde se mide el comportamiento del túnel según se construye.

Método Empírico.- Basado en la clasificación del macizo rocoso.

El método está íntimamente ligado a la aplicación de la geología y la mecánica de rocas, y en la práctica las primeras valoraciones cuantitativas, giran en una definición detallada del medio rocoso que será horadado con un fin específico.

PROYECTO DE TUNELES

De primera importancia en el diseño de túneles, es saber lo que significa el ubicar ésta obra, cerca de la superficie o a grandes profundidades, en las partes altas o bajas de las cadenas montañosas, en rocas masivas o estratificadas o altamente fisuradas, en materiales secos o húmedos, en puertos, bajo el nivel freático, en zonas volcánicas, en zonas de fallamiento activo y formaciones afectados por intrusiones, el desconocimiento de uno sólo de éstos índices paramétricos citados, puede significar el colapso de la obra, o un costo adicional no previsto, incluso su abandono durante su construcción.

Previsoriamente el especialista puede intentar un diseño adecuado de soporte durante la construcción del mismo, así como durante su operación, sin embargo el comportamiento de un medio geológico son un tanto difíciles de predecir, como ejemplo pueden citarse la evacuación de las aguas infiltradas, la reactivación de zonas inestables por fenómenos sísmicos.

ESTUDIO TOPOGRAFICO

En la ingeniería de túneles, el estudio topográfico es imprescindible tanto en la fase de reconocimiento del terreno, como la localización del posible eje de túnel, usualmente la información topográfica a escalas 1:250,000, 1:50,000 y el apoyo de fotografías aéreas a escalas 1:50,000, 1:30,000 y 1:25,000 con base a técnicas de fotoidentificación y la experiencia del proyectista permitirán la mejor elección para la toma de decisiones en el proyecto.

A fin de no llegar a las complicaciones en torno a las ciencias geológicas, la metodología para estudiar un proyecto de túnel debe cubrir la siguiente secuencia.

Análisis de información disponible (Geológico, hidrológico, geohidrológico).

Estudio de fotointerpretación geológica.- Su aplicación al proyecto de túneles, facilita un conocimiento amplio de condiciones del relieve próximo al eje de proyecto, la zonificación de posibles fronteras litológicas, el arreglo de sistemas hidrográficos dominantes para la caracterización de discontinuidades mayores y lo más importante la definición geométrica de las estructuras geológicas que serán excavadas.

Estudio geomorfológico.- De suma importancia en la ingeniería de túneles, pues sus métodos deductivos facilitan el análisis morfométrico de medios geológicos, puede decirse que en esencia en un zoneamiento geológico, un plano topográfico con el detalle necesario permitirá conocer los relieves, sus formas, sus pendientes, los ángulos de inclinación, las profundidades de disección del sistema hidrográfico, la densidad del drenaje, las tendencias de acciones erosivas, y grados de resistencia de los medios geológicos, como una primera evaluación de condiciones dominantes, para el eje de proyecto planteado.

Este tipo de valoración geológica, facilita el conocimiento de lugares apropiados para alojar el túnel, las zonas de inestabilidad posibles, intensidad de los procesos geomorfológicos como resultado de las deformaciones experimentadas, conocimiento del grado de fracturamiento del medio, deducido de la densidad y profundización del drenaje, la zonificación de medios blandos de acuerdo a los ángulos de inclinación natural y grados de intemperismo.

Estudios geológicos estructurales.- En su sentido amplio es el estudio del grado de deformación que experimenta la corteza terrestre por efectos del diastrofismo, las que se manifiestan con la formación de grandes cadenas montañosas antiguas o modernas, con una deformación intensa, donde se observan pliegues, y en cualquier informe de caracterización geológica en túneles, se hace especial mención al aspecto estructural que tienen las rocas.

En los levantamientos geológicos estructurales se habla de estructura primaria, cuyo significado no es más que el índice de condiciones en que se formó la roca (alineación de cristales, foliación de cristales, líneas de flujo, estructura cordada en lavas, diaclasa de enfriamiento, y vesículas en rocas ígneas); la estratificación en rocas sedimentarias, la foliación y bandeado gnéisico en rocas metamórficas.

En los túneles interesan las determinaciones de estructuras secundarias, tales como las vetas o filones como discontinuidades, que no son más que grietas ensanchadas o superficies de fallamiento, cuyos rellenos de mineralización posterior, pueden garantizar por sí sólo la ausencia de movimientos activos dentro de la excavación, otra consideración que es frecuente en las estructuras secundarias, es que los desplazamientos pueden ocurrir en serie con tendencia de movimientos del tipo tensional reciente o activos, que al excavar el túnel pueden definir la geometría de elementos inestables, o ser un medio de conducción de agua hacia el interior de la excavación, por lo que es importante durante la cartografía geológica definir los sistemas de fracturación y las familias para la fijación de tendencias y comportamiento del medio geológico.

Otro concepto no menos importante es el plegamiento, que son las ondulaciones que presentan los estratos, por efectos de esfuerzos tangenciales (laterales) más conocido como pliegues, formados por una porción convexa llamada anticlinal de donde parten las inclinaciones de la estratificación, y otra cóncava que recibe el nombre de sinclinal hacia donde se dirigen las inclinaciones de uno y otro lado.

FALLAS.- Cuando las rocas se pliegan por compresión, o se estiran por tensión, se distorsiona su comportamiento elástico ocasionando su rompimiento, el que puede ser reconocido a partir de un desplazamiento sobre un plano de discontinuidad, a este plano sobre el cual se ha producido la rotura y el resbalamiento se le conoce como plano de falla y los bordes superior e inferior de la superficie de separación como labios o bloques del alto o del bajo del fallamiento, la intersección del plano de falla con la superficie del terreno línea de falla, y su salto como el desnivel existente entre los estratos anteriormente unidos y posteriormente separados por la rotura.

Las fallas pueden ser verticales, oblicuas, normales e invertidas, en el caso de fallamiento vertical el ángulo de inclinación es obvio, en el fallamiento inverso el buzamiento del plano de deslizamiento es pequeño menor de 45° , en las normales por lo general este ángulo es grande mayor de 45° .

DIACLASAS.- Son planos de debilidad en rocas duras o suaves, como la arcilla sobreconsolidada, el campo de estudio de éstos sistemas de discontinuidades es que permiten reconstruir los esfuerzos que operan en distintas direcciones, su levantamiento y representación facilitan la zonificación de superficies potenciales de inestabilidad, o también la facilidad de ataque del medio durante la excavación, el sistema de soporte adecuado a elegir, y lo más significativo el comportamiento geomecánico del medio, y el índice de calidad esperado en el avance de la excavación.

DISCORDANCIAS.- En los túneles su análisis es relevante, porque establecen una interrupción de las fases de sedimentación, su importancia estriba en las discontinuidades de rocas muy distintas entre sí de distintas propiedades físicas tales como la variación de permeabilidades y distinto comportamiento geomecánico.

Resumiendo un estudio determinativo para el proyecto de túnel, deberá orientarse a definir los tipos de rocas, su grado de intemperismo, su resistencia, deformabilidad, porosidad, permeabilidad, sistemas de discontinuidades, riesgo geológico por corte de estructuras estratificadas favorables o desfavorables al eje de proyecto de túnel

En las representaciones de cartografía geológica de detalle, es común usar las escalas 1:5,000 y 1:10,000 como plano base de transferencia de información de campo, generalmente muestran la distribución de los distintos tipos de rocas y suelos, dicha distribución en esencia permite determinar la estructura geológica del área representada.

Otra representación usual en la ingeniería de túneles, lo constituye los mapas del subsuelo, donde se indican los espesores y distribución de la roca y están basados en predicciones que se hacen del estudio de afloramientos, información de pozos, minas, túneles, norias y levantamientos geofísicos.

Las representaciones de contornos estructurales, donde pueden registrarse la forma de superficies estructurales (fallas, superficies de estratificación de estratos plegados, discordancias) comúnmente se construyen con datos de exploración directa. Normalmente se usan cuando es necesario conocer la posición de una superficie estructural definida por debajo de la superficie.

SECCIONES GEOLOGICAS.- Estas se apoyan en un perfil del terreno, donde se registran la litología a diferentes niveles debajo de la superficie del terreno.

INVESTIGACIONES DE CAMPO.- El empleo de técnicas de investigación subterránea en túneles, tales como sondeos directos, excavación de fosas de prueba, trincheras, chimeneas y socavones, para investigar con mayor detalle las propiedades el terreno con el muestreo correspondiente y pruebas de laboratorio, son los parámetros de mayor ayuda para proporcionar una mejor información del sitio; se utilizan también los métodos indirectos de levantamiento geofísico en sus modalidades resistiva y sísmica.

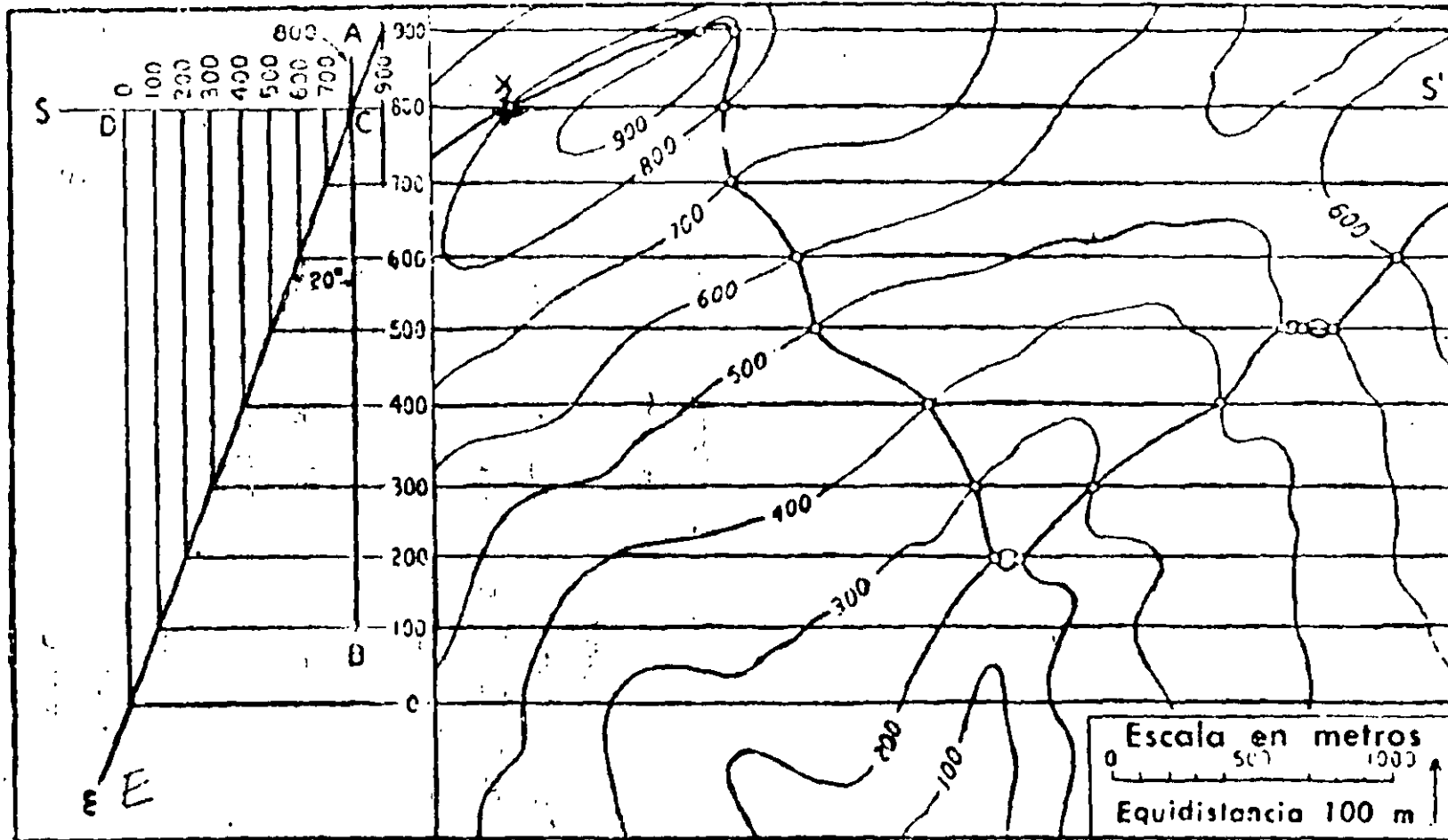
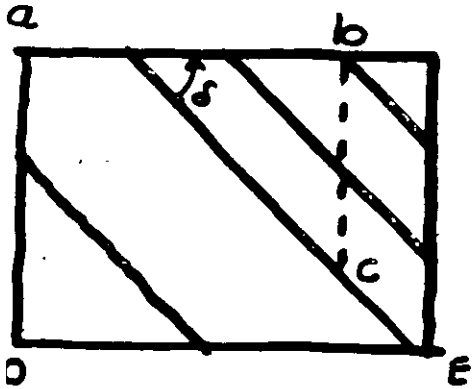


FIG. 11 Predicción del diseño del afloramiento. Si en X, un horizonte estratigráfico tiene rumbo este oeste y se inclina 20° S., el diseño previsto del afloramiento es el que indica la línea gruesa que pasa por los círculos

PROFUNDIDAD DE UN PUNTO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA.



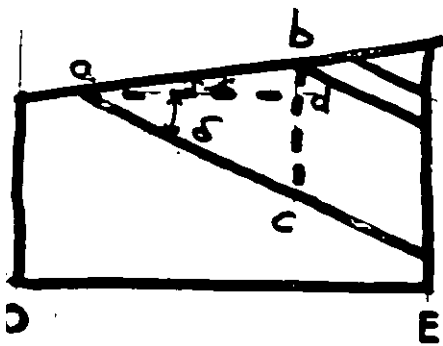
Capas buzantes al Este con 25°
 Determinar la profundidad bc del estrato que aflora en a en la proyección bc .

Δabc Se conoce ab

$$\tan \delta = \tan 25^\circ = \frac{bc}{ab}$$

$$\therefore bc = ab \tan 25^\circ$$

→ Capas buzantes al Este 25°



pendiente del terreno de 15° Oeste
 Dato conocido ab

$$i = 15^\circ \quad \delta = 25^\circ$$

$$\Delta abd, \quad ad = ab \cos 15^\circ$$

$$bd = ab \sin 15^\circ$$

$$\Delta adc, \quad dc = ad \tan 25^\circ$$

$$bc = (ab \sin i) + (ad \tan \delta)$$

→ Capas buzantes a 30° Oeste

Se busca la profundidad de la superficie de estratificación ac debajo del punto b

$$i = 10^\circ \quad \delta = 30^\circ$$

Se conoce ab

$$\Delta adb \quad db = ad \sin 10^\circ = ab \sin i$$

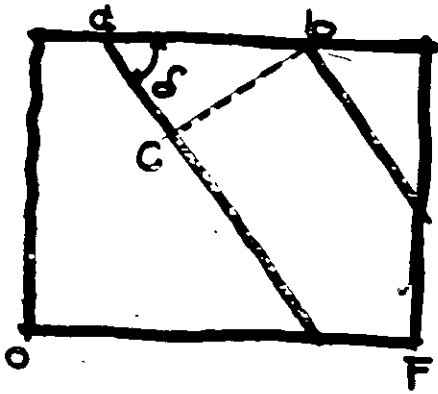
$$da = ab \cos 10^\circ$$

$$\Delta adc$$

$$dc = ad \tan 30^\circ = ad \tan \delta$$

$$bc = dc - db = (ad \tan \delta) - (ab \sin i)$$

CALCULO DE ESPESORES



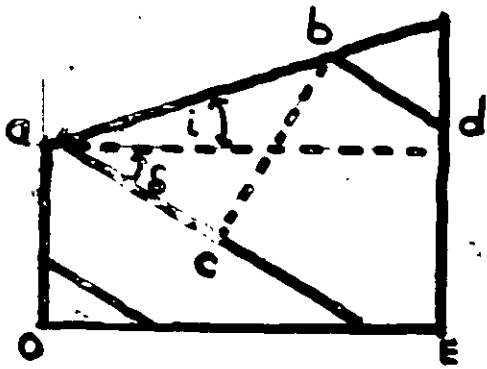
$ab =$ ancho de afibramiento

$bc =$ espesor buscado

$\delta =$ inclinación del estrato

Δabc

$$bc = ab \operatorname{sen} \delta$$



$\delta =$ inclinación del estrato $= 20^\circ$

$i =$ pendiente natural del terreno $= 10$

Calculo del espesor con terreno inclinado contrario al echado.

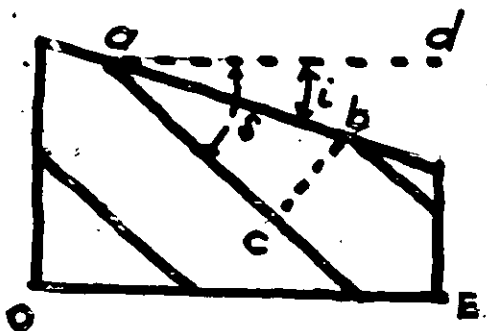
Δabc

$$\angle abc \text{ y } \angle dac = 28^\circ = \delta$$

$$\delta + i = 20^\circ + 10^\circ = 30^\circ$$

$$bc = ab \operatorname{sen} (\delta + i)$$

Calculo del espesor con terreno inclinado en dirección al echado



a) inclinación del terreno

$$bc \angle dab = i = 10^\circ$$

b) echado

$$\angle dac = \delta = 40^\circ$$

$$\angle bac = \delta - i = 40^\circ - 10^\circ = 30^\circ$$

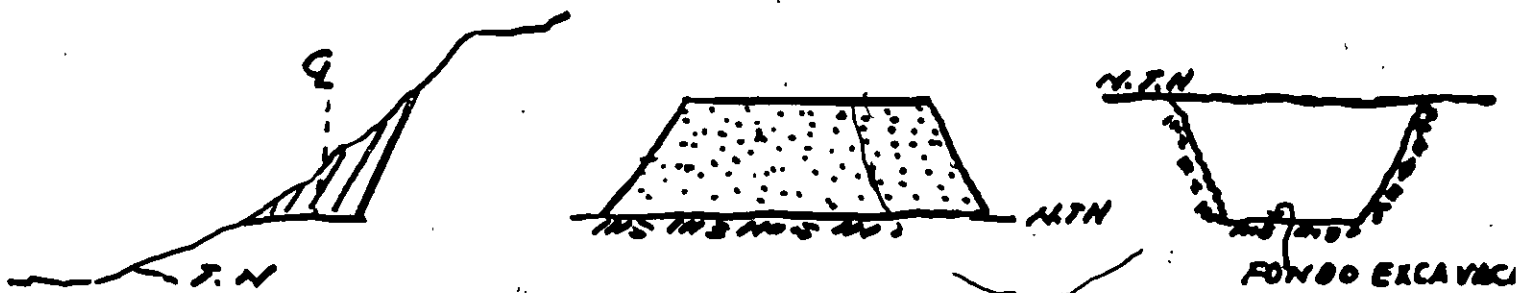
$$\therefore bc = ab \operatorname{sen} (\delta - i)$$

TALUD.. Cualquiera superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente la masa del suelo

CLASIFICACION

LADERA NATURAL.. Talud producido en forma natural sin la intervención del hombre

TALUDES DE CORTES, TERRAPLENES, EXCAVACIONES
Son realizados por el hombre.



CONSTRUCCION DE CORTES

Cortes altos
Laderas inestables
Sujetos a flujo de agua
En suelos erosionables

CONSTRUCCION EN TERRAPLENES

En suelos blandos
En cañadas de terrenos montañosos
Accesos a puentes y pasos a desnivel

*En laderas inclinadas
Sobre Terrenos licuables
Con riesgo de Tubificación.*

TIPOS DE FALLAS EN LOS TALUDES

Factores de que dependen la estabilidad de taludes en suelos

Geomorfológicos - Internos - Climáticos

LADERA NATURAL

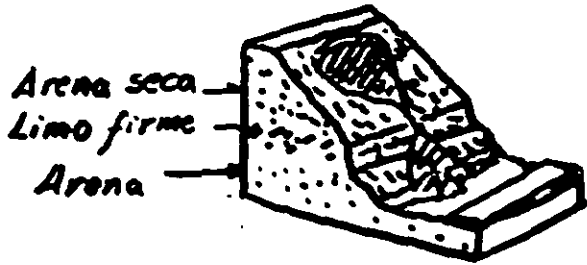
- Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (CREEP)*
- Deformaciones acumulativas, relacionadas con perfiles geológicos desfavorables*
- Flujos*
 - Flujos en materiales relativamente secos*
 - En materiales húmedos*

TALUDES ARTIFICIALES

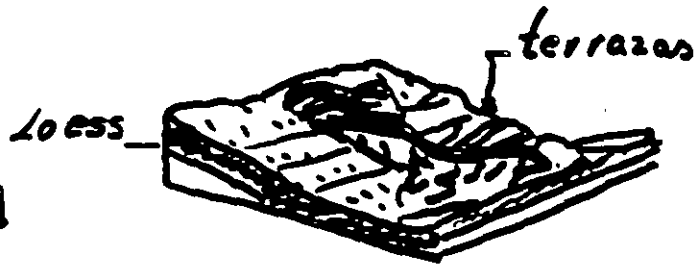
Rotacional
Con superficie compuesta
Múltiples
Derrumbes y caídas
Otros
Licuvación
Deformación en los miembros de los Terraplenes.
Traslación.

Flujo de arena

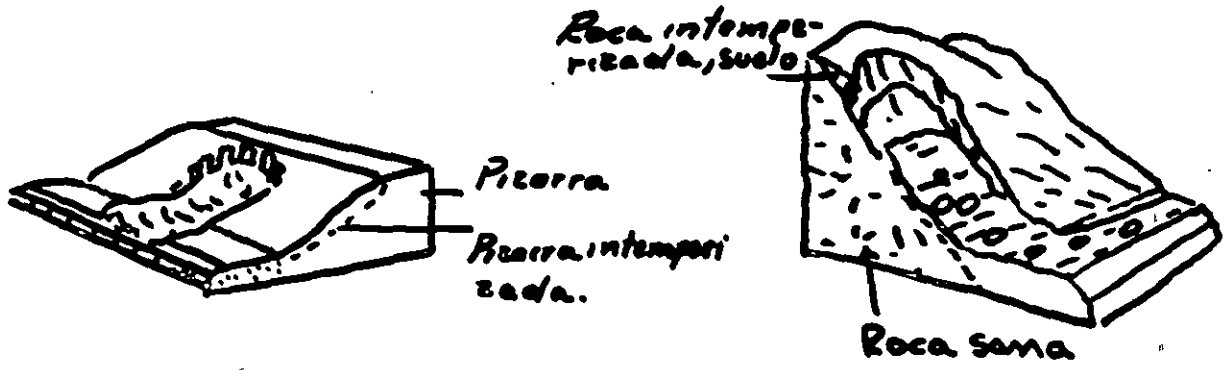
Flujo de loess



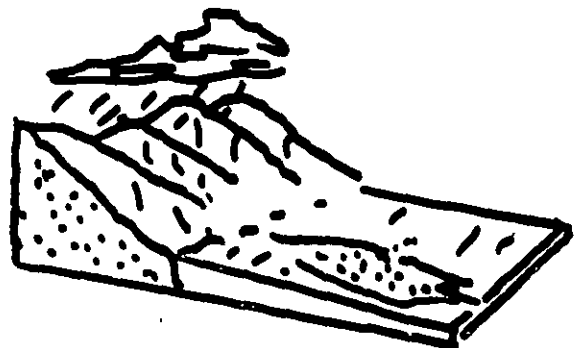
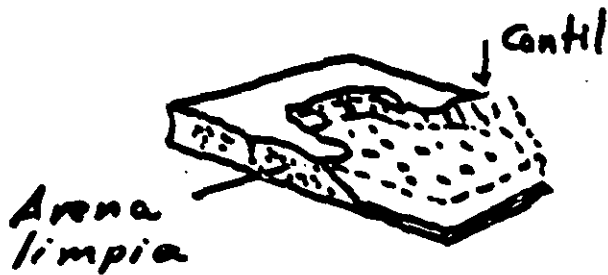
rapido a muy rapido



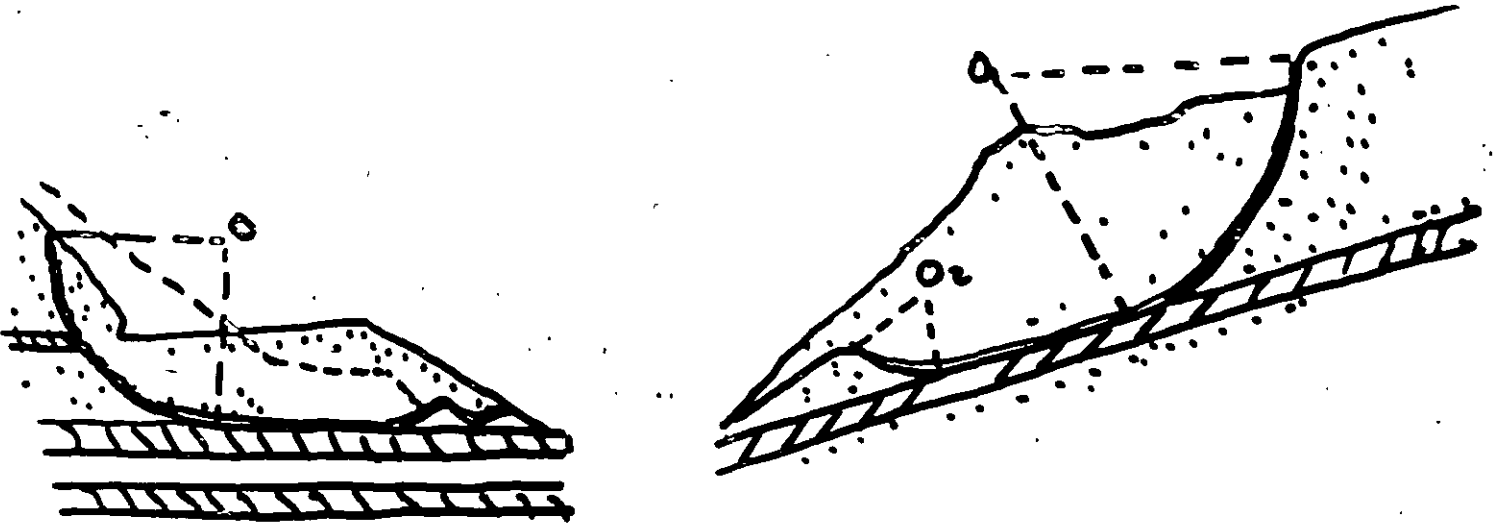
causado por sismo



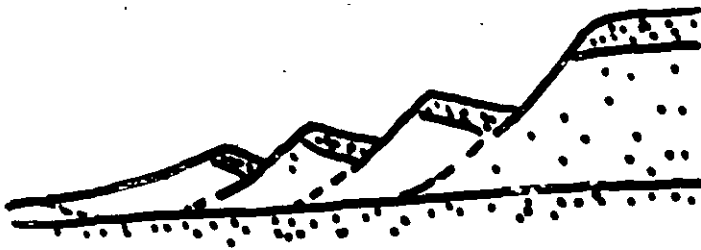
Flujo en materiales humedos.



FALLAS COMPUESTAS



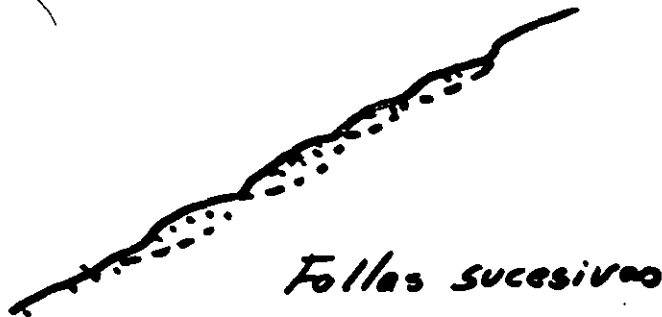
FALLAS MÚLTIPLES



Falla regresiva rotacional



Falla regresiva traslacional



Fallas sucesivas

7. Aplicaciones a túneles

La manera en la cual se aplican las clasificaciones de macizos rocosos a túneles se demuestra en este capítulo tomando como base tres casos reales seleccionados: los dos primeros se refieren a túneles y el tercero a una gran caverna. Cada uno de los proyectos merece atención especial desde el punto de vista de las clasificaciones de macizos rocosos. En uno de los túneles se demuestra el papel que juegan las clasificaciones de macizos rocosos en las especificaciones para el diseño de túneles, mientras que en el otro se establecen comparaciones entre las clasificaciones y los datos de mediciones. El ejemplo de la caverna ilustra el efecto de claros grandes. Se mencionan otros casos reales de relevancia.

7.1 TÚNEL PARK RIVER

Nicholson (1988) revisó este caso real informativo que había sido comentado previamente por Engels *et al.* (1981), Blackey (1979), Bieniawsky (1979), y Bieniawsky *et al.* (1980).

El túnel auxiliar Park River es un túnel para abastecimiento de agua a la ciudad de Hartford, Connecticut. Su función es la de control de avenidas; puede desviar los desbordamientos entre un río y otro. El túnel, con un diámetro interior de 6.7 m, cubre una longitud de 2800 m entre la obra de toma y la obra de descarga. Se excavó a través de pizarra y de roca basáltica a una profundidad máxima de 61 m por debajo de la superficie. Ubicado por debajo de un distrito comercial de la ciudad, tiene una forma de sifón invertido. La cubeta del túnel a la salida está 15.9 m por debajo del nivel de la cubeta a la entrada y la pendiente del túnel es del orden de 0.6%. Un espesor mínimo de roca de aproximadamente 15.3 m se encuentra por arriba de la excavación de la corona a la salida.

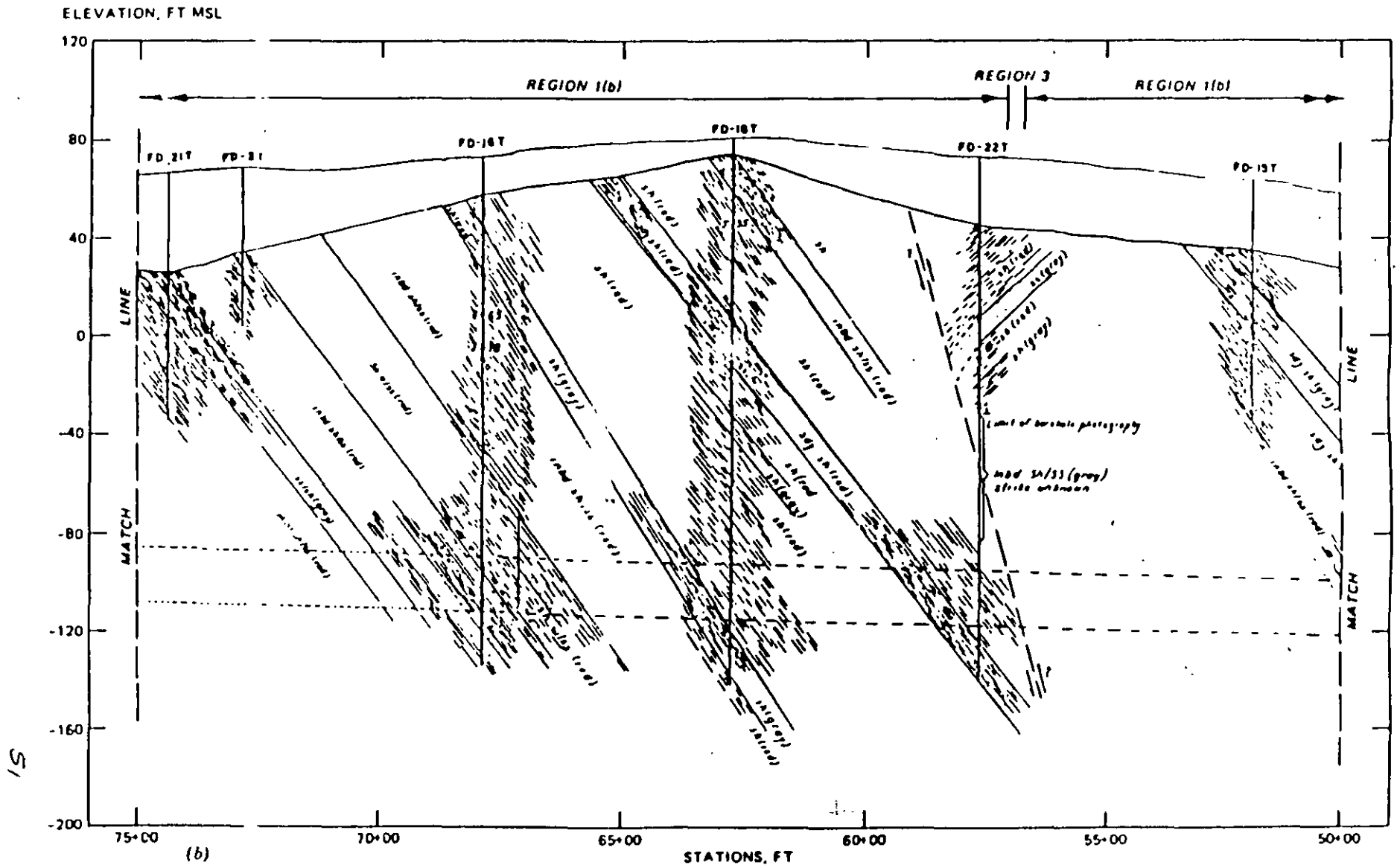
Los precios licitados para el túnel variaron de \$33.37 millones de dólares para la opción de perforación y voladura, a \$23.25 millones para perforación mecánica con revestimiento prefabricado. El costo unitario fue de \$8,303 dólares por metro lineal, basado en precios licitados en 1978 usando una máquina perforadora de túneles (TBM por sus siglas en inglés).

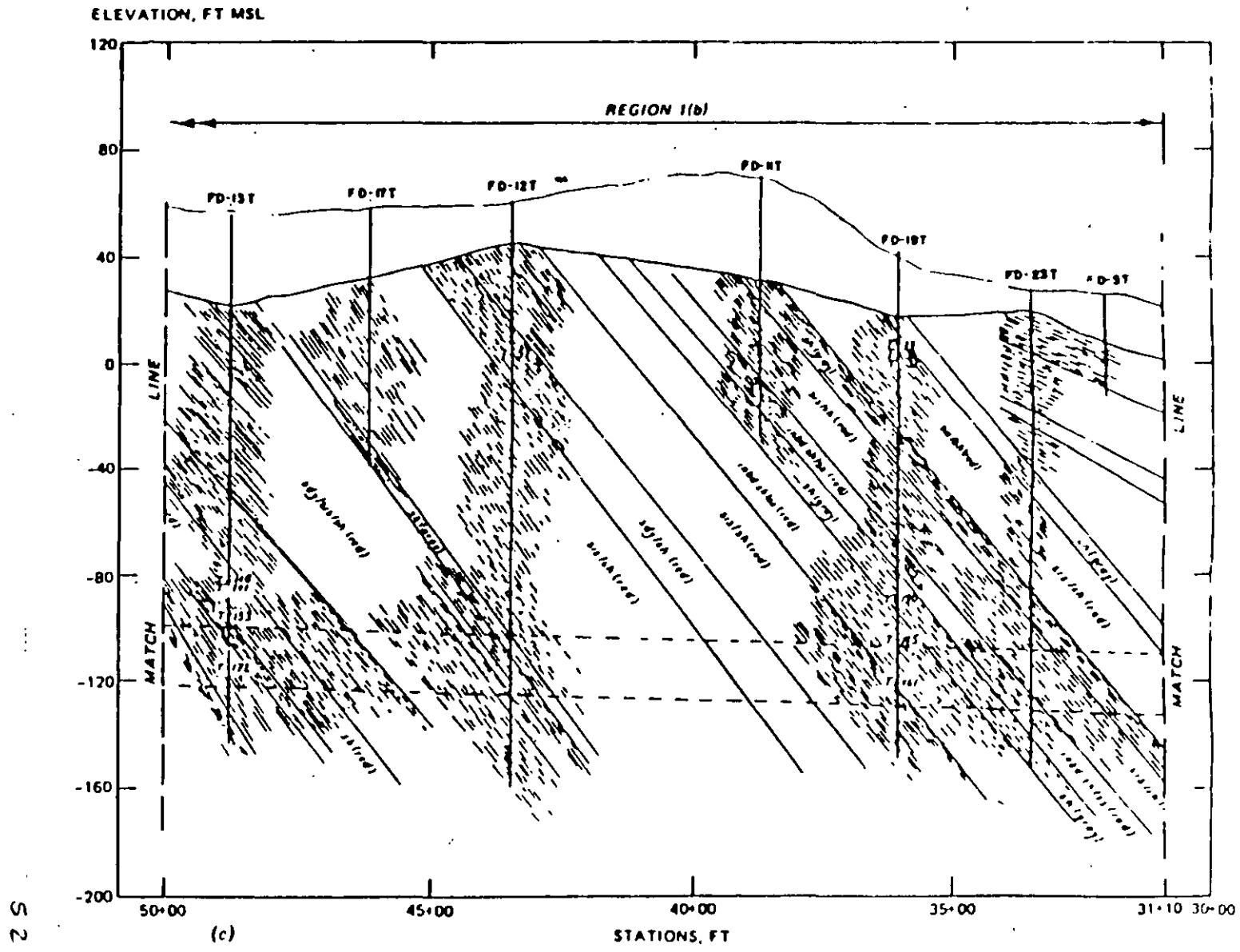
7.1.1 Geología del túnel

En la Figura 7.1 se muestra un corte longitudinal geológico del túnel. Las rocas a lo largo del eje son básicamente pizarras/limolitas rojas con echado hacia el oriente interrumpidas por un dique basáltico y por dos zonas de falla.

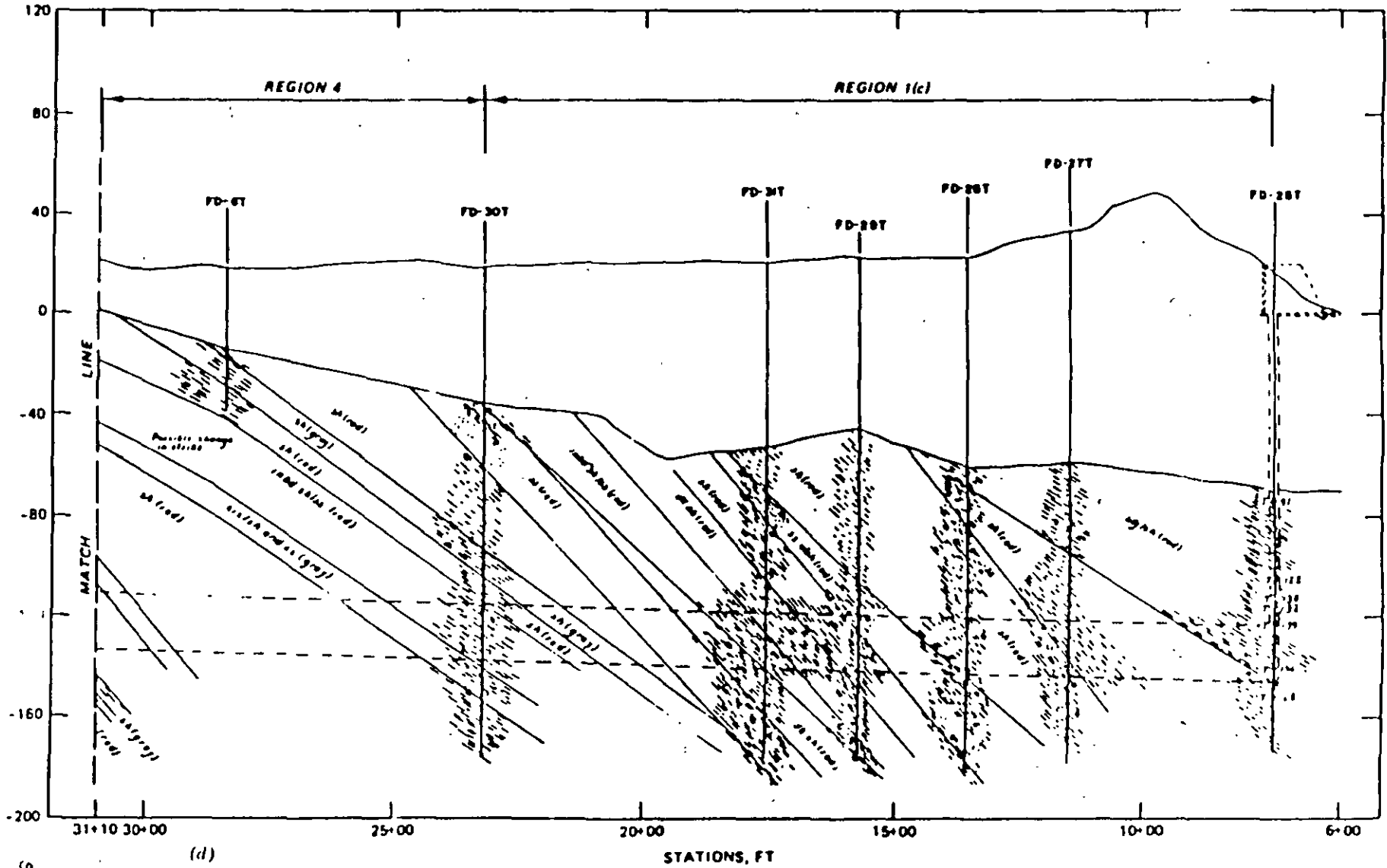
Se identificaron tres zonas geológicas principales a lo largo de la ruta del túnel durante las investigaciones preliminares (Blackey, 1979), a saber:

1. Pizarras y zonas basálticas, que constituyen el 88% del túnel.





ELEVATION, FT MSL



(d)

5
5

2. Zonas de roca fracturada (muy fragmentada en bloques y con diaclasas), entre las estaciones 23+10 y 31+10.
3. Dos zonas de falla, una de ellas cerca de la estación 57+50 y la otras entre las estaciones 89+50 y 95+50.

La estratificación y el fisuramiento tienen una dirección generalmente norte-sur, la cual es perpendicular al eje del túnel (el túnel corre de oeste a este). La estratificación generalmente buza entre 15° y 20°, mientras que las juntas tienen un echado muy pronunciado de entre 70° y 90°. Las fisuras en la pizarra tienen superficies rugosas y muchas de ellas son muy delgadas y selladas con calcita.

Los niveles de agua subterránea medidos antes de la construcción del túnel indicaban que el nivel piezométrico en la roca sana estaba normalmente entre 47 y 58 m arriba de la cubeta del túnel.

7.1.2 Investigaciones geológicas

Las investigaciones de campo incluyeron extracción de núcleos con broca de diamante, diversas pruebas en los barrenos y un levantamiento sísmico. Las pruebas en los barrenos incluyeron fotografía del barreno, pruebas de presión del agua, instalación de piezómetros, pozos de observación, y pruebas de bombeo.

Los núcleos de roca de 29 barrenos se usaron para determinar la geología del túnel. De éstos, 18 fueron NX (54 mm de diámetro) y 11 de 100 mm de diámetro. En diez de los barrenos no se alcanzó el nivel del túnel. Todos los núcleos se fotografiaron en el campo inmediatamente después de su extracción del barril muestreador y se registraron sus datos, se clasificaron y se ensayaron.

La fotografía de los barrenos se utilizó en 15 de ellos para determinar las orientaciones de las discontinuidades y la estructura de la roca.

Se seleccionaron muestras de núcleos de 21 sitios dentro del túnel, cerca de la corona y dentro de un semidiámetro por encima de la corona para determinar la densidad, resistencia a la compresión uniaxial, resistencia a la compresión triaxial, módulo de elasticidad, relación de Poisson, contenido de agua, expansión y desmoronamiento, velocidad de ondas, y resistencia de las juntas. Los resultados se presentan en la Tabla 7.1.

TABLA 7.1 Resumen de propiedades de la roca en el túnel Park River.

Tipo de roca	No. De Pruebas	Resistencia a la compresión no confinada (Mpa)	No. De pruebas	Módulo de elasticidad (Gpa)
Pizarra	19	22.4-90.3 (av 53.4)	7	1.38-34.5(av 14.5)
Basalto	11	38.2-94.8 (av 70.8)	9	6.14-68.9 (av 31.9)
Arenisca	2	64.5-65.8 (av 65.1)		

Name of project Park River Tionel Site of survey: Hartford, Conn. Conducted by: G A N Date: July 15, 1978	STRUCTURAL REGION	ROCK TYPE AND ORIGIN			CONDITION DISCONTINUITES					
	23+10-7+10+	Sale with interbedded sandstone			PRESISTENCE (CONTINUITY)					
DRILL CORE QUALITY RQD		WALL ROCK OF DISCONTINUITIES								
Excellent quality 90-100%		Unweathered			Very low <1 m					
Good quality		Slightly weathered			Low 1.3 m					
Fair quality		Moderately weathered			Medium 3-10 m ✓ ✓					
Very poor quality		Highly weathered			High 10-20 m					
Very poor quality		Completely weathered			Very High > 20 m					
RQD = ROCK Quality Designation		Residual soil			SEPARATION (APERTURE)					
GROUND WATER		STRENGTH OF INTACT ROCK MATERIAL			Very tight joints <0.1 mm					
INFLOW per 10 m		Designation	Uniaxial	Point-load	Tight joints 0 1-0 5 mm					
Litres/minute			Compressive	Strength	Moderately open joints 0 5-2 5 mm ✓ ✓					
of tunnel length			Strength, MPa	Index, MPa	Open joints 2 5-10 mm					
of					Very wide aperture >10 mm					
GENERAL PRESSURE kPa		Very High	Over 250	>10	ROUGHNESS (state also if surfaces are stepped, undulating or planar)					
of		High	100-250	4-10	Very rough surfaces					
GENERAL CONDITIONS (completely dry		Medium high	50-100	✓ 2-4	Rough surfaces ✓ ✓					
damp wet, dripping of flowing under		Moderate	25-50	✓ 1-2	Slightly rough surfaces					
low/medium of high pressure).		Low	5-25	<1	Smooth surfaces					
Dripping		Very low	1-5		Slickensided surfaces					
		SPACING OF DISCONTINUITIES			FILLING (GOUGE)					
		Set 1	Set 2	Set 3	Set 4	Type				
Very wide Over 2 m						Thicknes				
Wide 0 6-2 m			✓			Uniaxial compressive strength, MPa				
Moderate 200-600 mm ✓						Seepage				
Close 60-200 mm						MAJOR FAULTS FOLDES				
Very close <60 mm						Several small fracture zones were found in core logs. Zones range from 100 mm to 0 3 m in thickness and occur between sta 16 + 00-13+50.				
NOTE These values are obtained from a joint survey and not from borehole logs					Describe major and folds specifying their locality, nature and orientations					
		STRIKE AND DIP ORIENTATIONS			GENERAL REMARKS AND ADDITIONAL DATA					
Set 1	Strike from NSE To N35E Dip 20 SE				Random joints present					
Set 2	Strike from N40E To N60E Dip 20 angle SE direction				Note (1) For definitions and methods consult ISRM document Quantitative description of discontinuities in rock mass (2) The data on this constitute the minimum required for Design. The geologist should, however, supply any further information which he considers relevant.					
Set 3	Strike from To Dip									
Set 4	Strike from to Dip									
NOTE: Refer all direction of magnetic north										

Figura 7.2 Hoja de registro de datos para la región estructural 1c del túnel Park River.

Se llevaron a cabo mediciones *in situ* de esfuerzos dentro de barrenos verticales; de un total de 15 pruebas, sólo en tres de ellas se obtuvieron resultados confiables. Ocho de las pruebas no se pudieron terminar debido a roturas del núcleo y otras cuatro fallaron debido al corrimiento de los medidores y dos más como producto de la falla en la operación del equipo. El esfuerzo horizontal medido se encontró que era igual a $3.1 \text{ MPa} \pm 0.9 \text{ MPa}$. Para la profundidad de 36.6 m, el esfuerzo vertical resultó igual a 0.91 MPa. Con este valor se obtuvo una relación entre esfuerzos horizontales y verticales de 3.4.

7.1.3 Datos de entrada para clasificaciones de macizos rocosos

Se han recopilado datos de entrada para permitir las clasificaciones de macizos rocosos en todas las regiones estructurales anticipadas a lo largo de la ruta del túnel; en la Figura 7.2, por ejemplo, se ilustran para el caso de la región a la salida. Debe observarse que todos los datos vaciados en las hojas de datos de entrada para fines de clasificación se han derivado de los barrenos, incluyendo la información acerca de orientación de discontinuidades y separaciones. Esto fue posible debido a que se empleó fotografía de los barrenos para el registro de datos de las perforaciones, además de los procedimientos convencionales para el registro de información.

7.1.4. Características del diseño del túnel

Se diseñaron tres diferentes secciones transversales del túnel y se ofrecieron como opciones para licitación:

1. Perforación y voladura con un revestimiento reforzado, colado en el lugar y de espesor variable para resistir tres rangos de cargas de roca.
2. Excavación mecánica con un revestimiento reforzado colado en el lugar.
3. Excavación mecánica con un revestimiento reforzado precolado.

En la Tabla 7.2 se presentan las cargas de soporte y de la roca recomendadas, determinadas de acuerdo con el método de Terzaghi.

Las recomendaciones de soporte también se prepararon a partir de otros sistemas de clasificación de macizos rocosos y se incluyen en la Tabla 7.3 (Beniawski, 1979). La conclusión principal que se puede derivar de esta tabla es que el método de Terzaghi, que recomienda las medidas más amplias de soporte, evidentemente parece que son excesivas en comparación con las recomendaciones de los otros tres sistemas de clasificación. Hay tres razones para hacer esta aseveración. En primer lugar, el diseño actual del revestimiento permanente no toma en cuenta completamente el efecto del apoyo temporal, que en sí mismo puede resultar suficiente para la estabilidad estructural del túnel. En segundo término, las modificaciones originales al método de Terzaghi hechas por Deere *et al.* (1970) se basaron en la tecnología vigente en 1969, la cual actualmente está obsoleta. En tercer lugar, no se hace el uso suficiente en el método de Terzaghi de la capacidad de la roca para autoportarse. El método de Terzaghi recurre a descripciones cualitativas del macizo rocoso tales como "fragmentada en bloques" y "junteada" en las

cuales no se utiliza plenamente toda la información cuantitativa disponible a partir del programa de exploración en el sitio.

Se planeó la instalación de instrumentación en el túnel para proporcionar parámetros de verificación del diseño, futuras aplicaciones del diseño, y monitoreo de los efectos constructivos (Engels *et al.*, 1981). Se seleccionaron dentro del túnel 10 secciones de prueba de diferentes condiciones geológicas. Estas secciones comprendían extensómetros (MPBX) instalados desde la superficie, así como transductores de presión de poro, celdas de carga para anclas en roca, puntos de convergencia, y deformímetros (*strain gages*) o galgas extensométricas superficiales y empotrados, instalados dentro del túnel. Además, también se consideraron mediciones de esfuerzos *in situ*. En virtud de que los revestimientos precolados se diseñaron para resistir las peores condiciones del terreno (en 10% de la longitud del túnel) pero se utilizaron en toda la extensión del túnel, esos elementos de hecho estaban sobrediseñados para la mayor parte del túnel. La finalidad del programa de instrumentación era poder validar las hipótesis de diseño y refinar los cálculos para futuros diseños.

7.1.5 Construcción

El mayor número de propuestas se hizo para la opción de revestimiento precolado, en las que cinco de las siete ofertas aceptables variaban en sus cotizaciones entre \$23,248,185 dólares y \$28,551,497. La oferta más alta para la opción de perforación y voladura fue de \$33,374,140 (Blackey, 1979).

El túnel se excavó con pendiente hacia arriba a partir de la lumbrera de salida. Al terminar de excavar la lumbrera de salida, se avanzó en los primeros 72 m de túnel, aproximadamente, empleando técnicas de excavación de perforación y voladura para formar una cámara en forma de U del orden de 7.9x7.9 m de sección transversal. El techo del túnel en la sección de barrenación y voladura del proyecto estaba soportado por anclas para roca de 3 m de longitud inyectadas completamente con resina, las cuales se instalaron con separación aproximada de 1.2 a 1.5 m entre centros y se les aplicó concreto lanzado.

Después de terminada la sección de perforación y voladura, se armó la máquina de excavación de túneles (TBM) dentro de la cámara excavada, y se inició el avance del túnel usando el equipo TBM. La máquina TBM era del tipo de escudo completo rotatorio para roca dura, fabricado por la compañía Robbins de Seattle, Washington, para cortar un túnel de 7.4 m de diámetro. El soporte temporal y el revestimiento final estaban formados por cuatro anillos segmentados de apoyo de concreto precolado que se colocaban en el escudo de cola de la TBM a una distancia de entre 11 y 12 m detrás de la cara cortadora. Cada uno de los cuatro segmentos o dovelas tenía un espesor de 22.9 cm y un ancho del orden de 1.8 m. Un anillo completo proporcionaba un diámetro interior terminado de 6.7 m. Se colocaron sellos anulares de hule esponjoso en la circunferencia entre los anillos y se usaron empaques de almohadillas de neopreno y un sellador de cemento hidráulico entre las dovelas (Engels *et al.*, 1981).

Tabla 7.2 Túnel Park Park River: Cargas de roca para el diseño del túnel y elementos de soporte basados en el método de Terzaghi.

Condición de la roca	Construcción con perforación y voladura: Diámetro de 26 pies				Excavación Mecánica: Diámetro 24 pies		
	Longitud de La zona	Carga de Roca (tsf)	Soporte Temporal	Revestimiento Permanente	Carga De Roca (tsf)	Soporte Temporal	Revestimiento Permanente
Mejor calidad promedio: masiva, moderadamente junteada, RQD>80	8000	1.1	Anclas de 11 oies a cada 4 ^{1/2} pies, concreto lanzado de 1" de espesor	Concreto reforzado de 14" de espesor mas 8" de sobreexcavación	0.5	Anclas de 10 pies, ocasionalmente a cada 6 pies; concreto lanzado de 2" de espesor en caso necesario	Revestimiento precolado reforzado de 9" de espesor, inyectado
Peor calidad promedio: muy fragmentada, con grietas, RQD=40	800	2.2	Anclas de 11 pies a cada 2 pies, concreto lanzado de 2" de espesor	Concreto reforzado de 15" de espesor mas 8" de sobreexcavación	1.4	Anclas de 10 pies, a cada 3-5 pies; concreto lanzado de 2" de espesor en caso necesario	Igual que el anterior
Zonas de fallamiento: completamente fracturada, RQD=30	300	4.8	Perfiles de acero W8 a cada 2-4 pies, concreto lanzado de 3" de espesor	Concreto reforzado de 22" de espesor mas 8" de Sobreexcavación	3.5	Anclas de 10 pies, a cada 3 pies; concreto lanzado de 3" de espesor en caso necesario	Igual que arriba

Tabla 7.3 Túnel River Park: Comparación entre recomendaciones de soporte

Sistema de Soporte

Condiciones de la Roca	Método de Terzaghi	Concepto RSR	Clasificación Geomática	Sistema Q
Mejores condiciones promedio: regiones 1 y 2	Carga de roca 1.1 tsf Concreto reforzado de 14" de espesor mas 8" de sobreexcavación. Temporal: anclas de 11pies a cada 4 ^{1/2} pies, concreto lanzado de 1" de espesor	RSR=76 Permanente: NA ^a Temporal: ninguno	RMS = 72 Localmente, anclas de roca en techo de 10 pies de largo a cada 8 pies más malla ocasional y concreto lanzado de 2" de espesor.	Carga de roca: 0.5 tsf Q=20. Anclas puntuales sin tensión de 9 pies de largo separadas entre 5 y 6 pies. Sin concreto lanzado ni malla
Peores condiciones promedio: Est 23+00 a 31+00	Carga de roca 2.2 tsf Concreto reforzado de 15" de espesor más 8" de sobreexcavación Temporal anclas de 11 pies a cada 2 pies , concreto lanzado de 2" de espesor.	RSR=26 Permanente: NA ^a Temporal: cerchas de acero 8W40 a cada 2 pies	RMR=37 Anclas de roca sistemáticas de 12 pies de largo a cada 5 pies con malla de alambre más concreto lanzado de 5" de espesor	Carga de roca: 1.1 tsf Q=22 Anclas sitemáticas sin tensión de 9 pies de largo separadas a cada 3 pies más concreto lanzado de 1 a 2" de espesor. Primario: Anclas puntuales.
Zonas de fallamiento: Región 3	Carga de roca: 4.8 tsf Concreto reforzado de 22" de espesor más 8" de sobreexcavación Temporal: Cerchas de acero: vigas anulares W8 a cada 2 a 4 pies y concreto lanzado de 3" de espesor	RSR=23 Permanente: NA ^a Temporal: Cerchas de acero 8W40 a cada 2 pies	RMR=16 Cerchas de acero a cada 2 ^{1/2} pies a cada 15", con malla de alambre más concreto lanzado de 8" de espesor	Carga de roca: 2.7 tsf Q=0.14 Concreto reforzado de 816 pulgadas de espesor más anclas tensadas de 9 pies de largo separadas a cada 3 pies Primario. concreto lanzado de 6 a 10" de espesor con malla.

^aNo aplica

7.1.6 Ejemplos de procedimientos de clasificación

Concepto 1: Clasificación de las condiciones del macizo rocoso

a) *Terzaghi*: "con fragmentación moderada en bloques y con diaclasas" (RQD = 72% aprox.)

b) *Concepto RSR*:

- Tipo de roca: roca blanda sedimentaria:
- Ligeramente fallada y plegada
- Parámetro A = 15
- Separación: de moderada a fragmentada en bloques
- Rumbo aproximadamente perpendicular al eje del túnel; echado de 0 a 20°
- Parámetro B = 30
- Corriente de aporte: moderada
- Condiciones de las juntas: regulares (moderadamente abiertas, ásperas e intemperizadas)
- Para: A+B=45, el parámetro C es 16
- Por lo tanto: RSR=15+30+16=61

c) *Clasificación geomecánica (índice RMR de calidad de la roca)*:

- Resistencia de la roca intacta: $sc=50$ MPa
Calificación: 4
- Calidad del núcleo recuperado, RQD=55 a 58%; promedio, 72%
Calificación: 13
- Separación entre discontinuidades, rango de 50 mm a 0.9 m
Calificación: 10
- Condición de las discontinuidades: separación de 0.8 mm a 11 mm, ligeramente intemperizadas, superficies rugosas
Calificación: 25
- Aguas subterráneas: goteo de agua, baja presión, gasto de 25 a 125 L/min
Calificación: 4
- RMR básico: $4+13+10+25+4=56$ sin ajuste por orientación de las discontinuidades
- Orientación de las discontinuidades: rumbo perpendicular al eje del túnel, echado de 20°
Orientación bastante buena, ajuste: -5; RMR ajustado= $56-5=51$
- RMR=51; representa Clase III, macizo rocoso bastante bueno

d) *Sistema Q (calidad del macizo rocoso)*

- RQD=72% (promedio)
- $J_n=6$, dos familias de juntas aleatorias
- $J_r=1.5$, juntas planas rugosas
- $J_s=1.0$, paredes de juntas inalteradas, con sólo manchado superficial
- $J_w=0.5$, posibles filtraciones grandes de agua
- SRF=1.0, esfuerzo medio, $c/l=50/0.91=55$
 $Q=RQD/J_n \times J_r/J_s \times J_w/SRF = 9.0$. Macizo rocoso bastante bueno

Resumen

Clasificación	Resultado
Terzaghi	Con formación moderada de bloques y de juntas
RSR	61
RMR	51 Macizo rocoso bastante bueno
Q	9.0 Macizo rocoso bastante bueno

Concepto 2: Carga de roca

Diámetro con perforación y voladura: 7.4 m + 0.6 m de sobreexcavación = 8 m

Diámetro con excavadora mecánica: 7.4 m

Densidad de la pizarra: 2660 kg/m³ (166 lb/ft³)

Metodo	Perforación y voladura	TBM
Terzaghi	$h_p = 0.35C = 0.7B = 0.7 \times 8.0 = 5.6$ Carga de roca $P = \gamma h_p = 0.14$ Mpa (1.52 t/ft ²)	$H_p = 0.45B = 3.3$ m $P = 0.09$ MPa (0.9 t/ft ²)
RSR=61	De la Figura 3.3, $P = 0.067$ Mpa (1.2 kip/ft ²)	Ajuste a la TBM, RSR=69.5 $P = 0.034$ Mpa (0.7 kip/ft ²)
RMR=51	$h_p = \frac{100 - 51}{100} B = 3.92 \text{ m}$ $P = \gamma h_p = 0.102$ Mpa	Ajuste a la TBM mediante conversión a RSR=74, $P = 0.049$ MPa
Q=9	$P = \frac{2.0}{J_r} Q^{-1/3} = \frac{2.0}{1.5} (9)^{-1/3} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$ $= 0.0628$ MPa $\hat{\sigma}$ $P = \frac{2J_n^{1/2}}{3J_r} Q^{-1/3} = \frac{2\sqrt{6}}{31.5} (9)^{-1/3} = 0.52 \text{ kg/cm}^2$ $= 0.0513$ MPa	Ajuste a la TBM mediante conversión a RSR Q = 54 $P = 0.0321$

Resumen de cargas de roca, en kPa (1 MPa=1000 kPa):

Método	Perforación y voladura	TBM
Terzaghi	146	90
RSR	67	34
RMR	102	49
Q	63	32

Concepto 3: Claro autoportado y claro máximo: mediante los sistemas RMR y Q

Use la Figura 4.1: claro contra tiempo de estabilidad

	RMR=51	Q=9 (ESR=1.6)
Claro autoportado	2.4 m	
Claro máximo	10.5 m	8m [D = 2(1.6)X9 ^{0.4}]

Concepto 4: Tiempo de estabilidad, deformabilidad y valores de c , y de ϕ

Para RMR=51 y claro de 8m

Tiempo de estabilidad: aproximadamente de 70 h o 3 d

Deformabilidad, RMR=56 (sin ajuste por orientación de juntas):

$E = 2RMR - 100 = 12\text{GPa}(1.74 \times 10^6 \text{ psi})$;

$c = 192 \text{ kPa}$;

$\phi = 39^\circ$ (Tabla 4.1)

Concepto 5: Recomendaciones de soporte

Terzaghi: Perforación y voladura – perfiles de acero ligeros a medianos separados a cada 1.5 m. Revestimiento de concreto

RSR: Perforación y voladura – cerchas 6H25 espaciadas a cada 2 m entre centros más revestimiento de concreto

RMR: Perforación y voladura – anclas sistemáticas de 3.5 m de largo separadas a cada 1.5 m, concreto lanzado de 50 a 100 mm en el techo y de 30 mm en las paredes, con malla metálica en la corona

Sistema Q: Perforación y voladura – anclas para roca de 3 m de largo separadas a cada 1.5 m y concreto lanzado de 50 mm de espesor.

Concepto 6: Tabulación de resultados de los conceptos 1 al 5

Concepto	Terzaghi	RSR	RMR	Q
Calidad de la pizarra	Formación moderada de bloques y de diaclasas	61	51	9.0
Altura de carga de roca (m)	5.6	N/A ^a	3.9	N/A ^a
Carga de roca (kPa)	146	67	102	63
Tiempo de estabilidad	N/A ^a	N/A ^a	3d	N/A ^a
Soporte	Cerchas a cada 1.5 m Revestimiento de concreto	Cerchas a cada 2 m Concreto	Anclas de 3.5 m a cada 1.5 m, concreto lanzado de 50 a 100 mm, malla metálica	Anclas de 3 m a cada 1.5 m, concreto lanzado de 50 mm de espesor

^aNo aplica

7.2 TÚNEL FERROVIARIO OVERVAAL

Comentado por Davies (1976) y por Bieniawsky y Maschek (1975), el túnel Overvaal constituye un buen ejemplo de que tan confiablemente las clasificaciones de macizos rocosos se pueden verificar de manera cruzada mediante el monitoreo del comportamiento del túnel durante la construcción.

7.2.1 Características geológicas del túnel

Las rocas sedimentarias que aparecen en la vecindad del túnel son básicamente areniscas y pizarras estratificadas horizontalmente. Una intrusión laminar de dolerita (diabásica) de espesor indeterminado se aprecia en las rocas sedimentarias. El fallamiento posterior de todos los tipos de roca ha alterado la estructura en cierta medida.

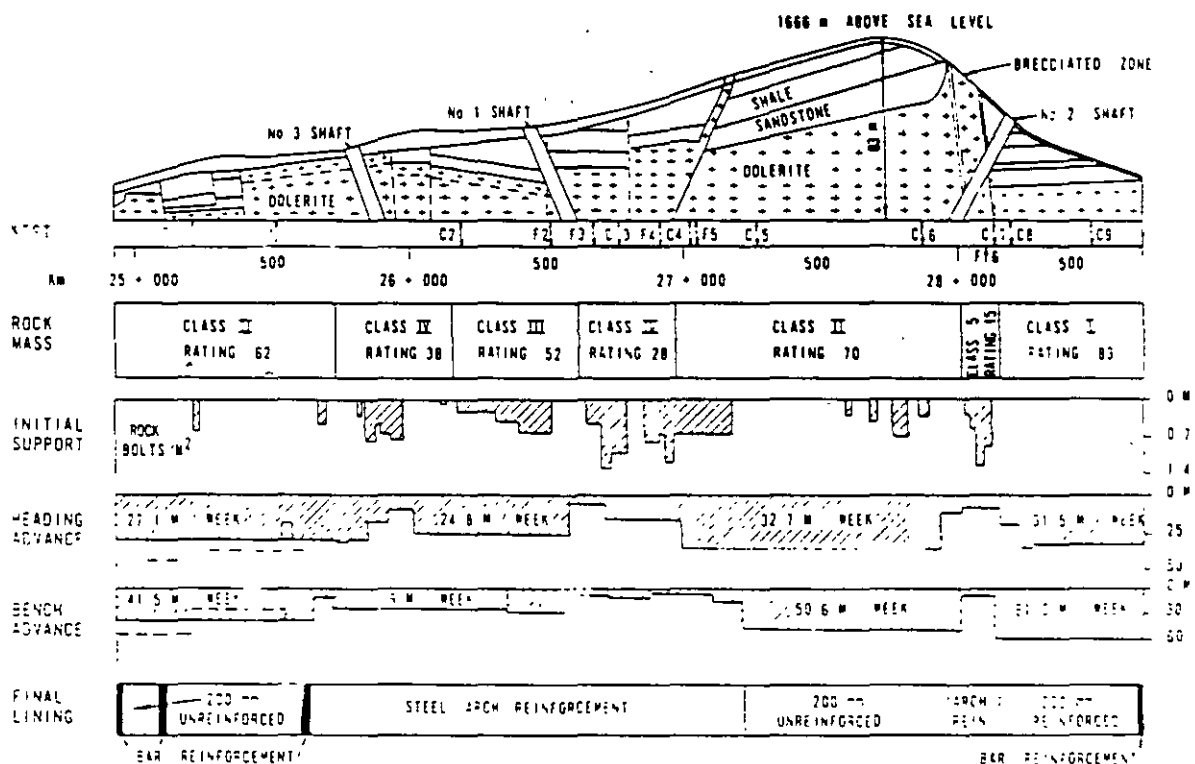


Figura 7.3 Datos geotécnicos para un túnel ferroviario (según Davies, 1976)

El túnel propiamente dicho cruza la dolerita en su totalidad; ésta consiste de feldespatos, augita, y algunos minerales accesorios. El material rocoso va de duro a muy duro y en general no evidencia intemperización. La masa rocosa está muy diaclasada. Se encontraron condiciones de agua difíciles en algunos segmentos del túnel.

En la Figura 7.3 se presenta una sección longitudinal de la geología del túnel. Las investigaciones geológicas durante la construcción del túnel abarcaron levantamientos

detallados de las juntas en las porciones excavadas del túnel y proporcionaron datos acerca de las orientaciones de las diaclasas, su separación y su condición, así como relacionados con las condiciones del agua subterránea. Se tomaron mediciones del rumbo y del echado de las principales discontinuidades a todo lo largo del túnel.

El índice de calidad de la roca (RQD) se determinó a partir de núcleos de roca extraídos y se realizaron pruebas de resistencia a la compresión uniaxial en especímenes de roca. Por último, se prepararon y analizaron secciones delgadas de roca para estudios petrográficos.

7.2.2 Condiciones del macizo rocoso

Se instalaron 16 estaciones de medición en condiciones representativas o críticas de la masa de roca en cada uno de los frentes. Las condiciones del macizo rocoso se determinaron a partir de la Clasificación Geomecánica, y cada estación en particular se mapeó individualmente. Las clases de macizos rocosos y los grados de clasificación para cada frente del túnel Overvaal se muestran en la Figura 7.3.

7.2.3 Exploración del sitio

La exploración geológica consistió en 18 perforaciones complementadas por 16 barrenos de percusión, así como levantamientos de resistividad y sísmicos.

Los barrenos mostraron que todo el túnel atravesaría la dolerita, con posiblemente tres secciones difíciles. Una de éstas se encontraba donde el techo del túnel quedaba cerca del contacto con la cubierta de arenisca y donde podía estar presente la dolerita fragmentada. La segunda se localizaba donde se detectó una zona de dolerita laminada, mientras que la tercera se trataba de material brechoide asociado a una intrusión a lo largo de una línea de falla. En la Figura 7.3 se presenta la sección geológica a lo largo del túnel.

Los datos de los barrenos se complementaron con levantamiento de resistividad y con perforaciones a percusión hechas para aclarar problemas de agua. Estos métodos adicionales también ayudaron a localizar, con más precisión, las fallas indicadas por los levantamientos sísmicos.

En la Tabla 7.4 se muestra una comparación de las recomendaciones de apoyo de acuerdo a seis sistemas diferentes de clasificación.

7.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES SUBTERRÁNEAS A PARTIR DE AFLORAMIENTOS DE ROCA

González de Vallejo (1983) presentó un enfoque para la clasificación de las condiciones de roca subterránea tomando como base los datos de los afloramientos de roca. Usando la Clasificación Geomecánica, él introdujo correcciones a las calificaciones RMR y demostró su uso en túneles y minas dentro de España.

El procedimiento de clasificación usado para este enfoque se presenta en las Tablas 7.5 y 7.6, las cuales se explican por sí solas. (Entran Tablas 7.5 y 7.6)

TABLA 7.4 Comparación de las clasificaciones de macizos rocosos aplicada al túnel Overvaal Bancho de 5 5 m)

Clasificación Geomecánica			Sistema Q	
Localidad	Clase	Tipo de Soporte	Clase	Tipo de Soporte
H6	I Muy buena roca RMR=83	Anclas de fricción no sistemáticas (20-mm de diámetro) espaciadas de 2-2.5 m, con anclaje puntual ocasional	Roca buena Q=33 0	Sólo anclaje puntual
H4	II Roca buena RMR=67	longitud de 2.5 mas malla y concreto lanzado	Roca buena Q=12.5	Anclas inyectadas sistemáticas (20 mm de diámetro) separadas de 1 a 2 m y de 2.8 m de largo
H2	III Roca Regular RMR=52	Anclaje de fricción (inyectadas) en un patrón sistemático, con diámetro de 20 mm, separadas de 1.5 a 2.0 m y con longitud de 3 m mas malla y concreto lanzado con un espesor de 100 mm	Roca Regular Q=8 5	Únicamente concreto lanzado de 25 a 75 mm de espesor ó anclas a cada metro con concreto lanzado de 20 a 30 mm de espesor y malla
H3	IV	Anclas inyectadas sistemáticas en un patrón con separación de 1 a 1.5 m de 3 m de largo, malla y concreto lanzado de espesor de 100 a 150 mm y marcos de acero a cada 1.5 m)	Roca pobre Q=1 5	Únicamente concreto lanzado de 75 a 100 mm de espesor o anclas tensadas a cada metro con concreto lanzado de 50 a 75 mm de espesor y malla
H5	Roca muy pobre RMR=15	Anclas inyectadas sistemáticas separadas a cada 0.7 a 1 m de 3.5 m de largo, malla más concreto lanzado de 150 a 200 mm de espesor y malla además de cerchas medianas de acero a cada 0.7 m. Cubeta cerrada	Roca demasiado pobre Q=0 09	Únicamente concreto lanzado de 75 a 100 mm de espesor o anclas tensadas a cada metro con concreto lanzado de 50 a 75 mm de espesor y malla
H6	RSR	Anclas de 25 mm de diámetro a cada 2 m (no se especifica la longitud)	Excelente RQ o < 90	Únicamente anclasesparádicas
H4	RSR=60	Anclas separadas de 1 a 4 m, concreto lanzado con espesor o marcos de acero ligeros a cada 2m	Buena RQD 75-90	Anclas de 25 mm de diámetro de 2 a 3 m de largo con separación de 1.5 a 1.8m y malla o concreto lanzado de 5 a 7.5 m o marcos
H2	RSR=57	Anclas separadas a cada 1.2m y concreto lanzado de 50 cm espesor o cerchas a cada 2m	Regular a buena RQD 50 a 90	Anclas de 2 a 3m de largo, separadas de 0.9 y 1.0m, mas malla o concreto lanzado de 5 a 10 cm, marcos ligeros a medianos a cada 1.5 m
H3	RSR=52	Anclas separada a cada 1 m y concreto lanzado de 75 cm de espesor o marcos 6H20 a cada 1.2m	Pobre RQD: 25-50	Anclas de 2 a 3m de largo con separación de 0.6 a 1.2 cm Malla o concreto lanzado de 150 mm con anclas a cada 1.5 m o marcos medianos a pesados
H5	RSR=25	No aplicable	Muy pobre RQD<25	Concreto lanzado de 150 mm de espesor de cobertura total, mas mallas circulares medianas a pesadas cada 0.6m Centro a centro con entablado de madera
CLASIFICACION NATAM			CLASIFICACION POR TAMANO	
H6	I Estable	Anclas de 26 mm de diámetro y 1.5 m de largo separados a cada 1.5 m en el techo mas malla de alambre	A	Concreto lanzado de 50 mm ó ángulo de 3 m de largo a cada 3.1
H4	II Sobreexcavación	Anclas de 2 a 3 m de largo separadas entre 2 a 2.5, concreto lanzado de 50 a 100 mm con malla	B	Concreto lanzado de 100 mm de espesor con malla y anclas de 3 m de l largo cada 2.8 m
H2	III Fracturada a muy fracturada	Anclas perforadas de 26 mm de diámetro y 3.4 m de largo separadas a cada 2m mas concreto lanzado 150 mm de espesor, malla de alabre y marcas de acero TH16 separados a cada 1.5 m	C	Concreto lanzado de 150mm de espesor Con malla y anclas de 3m de largo a cada 2.5m
H3	IV Roca descomprimida	Anclas perforadas de 4m de longitud en una reticula de 1x2m, concreto lanzado con espesor de 200 mm mas malla y marcas de acero TH21 separadas a cada metro, revestimiento de concreto de 300 mm	D	Concreto lanzado de 210 mm de espesor con malla y anclas de 3m de longitud a cada 2m mas marcos de acero
H5	V Roca muy descomprimida	Anclas perforadas de 4m de largo separadas a cada 1m concreto lanzado de 250 mm, malla y marcos de acero TH29 separados a 0.75m revestimiento de concreto de 500 mm	E	Concreto lanzado de 240 mm de espesor con malla y anclas de 2m a cada 1.7m más marcos de acero a cada 1.2m cubeta cerrada

Tabla 7.5 Clasificación Geomecánica a partir de afloramientos

Indice de calidad de la roca	Intervalo de valores				
1. Resistencia de la roca inalterada Prueba de carga concentrada (Mpa) Resistencia a la compresión uniaxial (Mpa) Calificación	>8 >250 15	8-4 250-100 12	4-2 100-50 7	2-1 50-25 4	NA ^d 25-5 5-1 <1 2 1 0
2 Separación o RQD Separación (m) RQD (%) Calificación	<2 100-90 20	2-0.6 90-75 17	0.6-0.2 75-50 13	0.2-0.06 30-25 8	<0.06 <25 3
3 Condiciones o continuidades Calificaciones	Superficies muy rugosas Juntas discontinuas Sin separación Muro de juntas duro 30	Superficies ligeramente rugosas Juntas discontinuas Separación >1 mm Muros de juntas duro 25	Superficies ligeramente rugosas Juntas discontinuas Separación de 1 mm Muros de juntas blandas o alteradas 20	Superficies de paredes pulidas Juntas continuas Abertura de juntas de 1 a 5 mm Materiales de relleno en juntas 10	Superficies de paredes pulidas. Juntas continuas Abertura de juntas < 5 mm Materiales de relleno en juntas de más de 5 mm de espesor 0
4 Agua subterránea Gasto de entrada por cada 10 m de longitud de túnel (4 min) Condiciones generales Calificación	Ninguno Seco 15	<10 Ligeramente húmedo 10	25-125 Filtraciones ocasionales 4	>125 Filtraciones frecuentes 0	>125 Filtraciones abundantes 0
5 Estado de esfuerzos Factor de competencia (esfuerzo vertical/resistencia intacta) Calificación Historia tectónica Calificación Actividad tectónica reciente Calificación	<10 10 Zonas cercanas a empujes/fallas de importancia regional -5 Ninguno o desconocido 0	<10-5 5 Compresión -2 Supuesto 5	5-3 -5 Tensión Confirmado -10	<3 -10 Tensión Confirmado -10	
Clases de macizos rocosos Clase No Calidad de la roca Calificación	I Muy buena 100-81	II Buena 80-61	III Regular 60-41	IV Pobre 40-21	V Muy pobre ≤20

TABLA 7.6 Datos experimentales que relacionan a RMR con el módulo *in situ* de deformación en el proyecto Elandsberg. (Según Bieniawsky, 1979.)

La calificación total de la Tabla 7.5 se debe ajustar para los siguientes factores:	
Métodos de excavación	
Máquinas perforadoras de túneles, excavadoras continuas de minas, máquinas cortadoras, rozadoras, etc.	+10
Voladuras controladas, precorte, recorte, etc.	+5
Voladuras de mala calidad ^b	-10
Métodos de soporte^c	
Clase I	0
CLASE II	
<10d	5
>10d<20d	-5
>20d	-20
Clase III	
<2d	5
>2d<5d	0
>5d<10d	-5
>10d	20
Clase IV y V	0
<8h	-10
>8h<24h	-20
>24h	
Distancia a la excavación adyacente^d	
AEF<2.5	-20
2.5<AEF	-10
>24H	0
Portales, accesos y áreas con poco espesor de cobertura	
PF>5	-20
5>PF>10	-10
PF<10	0

^aSegún González de Vallejo (1983).

^bVoladura convencional: EMF=0.

^cCon base en la representación gráfica de Bieniawski (1979) del tiempo de estabilidad y del claro sin soporte, las calificaciones se aplican con respecto al tiempo de estabilidad máximo.

^dAEF es el factor de excavación adyacente (por sus siglas en inglés), definido como la relación entre la distancia a una excavación adyacente, en metros, a partir de la excavación principal de proyecto, y el claro de esa excavación adyacente, en metros.

^ePF es el factor de portal (por sus siglas en inglés), definidas como la relación entre el espesor de cubierta y el claro de la excavación, ambos expresados en metros.

7.4 GRANDES CÁMARAS SUBTERRÁNEAS

La utilidad de las clasificaciones de macizos rocosos para el diseño de grandes cámaras subterráneas reside en su potencial de identificar posibles problemas de inestabilidad y al mismo tiempo permitir correlaciones de pruebas *in situ* y de datos de monitoreo con la calidad del macizo rocoso para aplicaciones futuras. Esto puede dar lugar a estimaciones de la deformabilidad del macizo rocoso con base en clasificaciones de masas de roca y puede proporcionar una planeación efectiva de la secuencia de excavación en ensanches de prueba.

Uno de los casos reales mejor documentados que ha podido conseguir el autor es el Proyecto Elandsberg de almacenamiento por bombeo (Bieniawsky, 1976; 1979). El papel que jugaron las clasificaciones de macizos rocosos en este proyecto se describe a continuación.

Los estudios de las condiciones de roca en Elandsberg mediante Clasificaciones Geomecánicas revelaron que el claro de 22 m necesario para la casa de máquinas subterránea de 1000₇ MW caía fuera de los límites de la experiencia acumulada (de otros estudios relevantes), aun en el caso que las masas de roca en Elandsberg fueran de "buenas" a "muy buenas" (Clases I y II, respectivamente). En virtud que las estimaciones de clasificación revelaron cuando much "roca regular" (véase la Fig. 4.1), sólo mediante un ensanche de prueba de tamaño natural con un claro de 22 m se podría establecer confiablemente la factibilidad de construcción y el medio más adecuado de excavación y estabilización de ese claro tan grande.

7.4.1 Investigaciones *in situ*

Todas las pruebas se llevaron a cabo en los túneles exploratorios y en los ensanches. Los estratos de roca dentro del área del sitio de la obra estaban formados por grawaca verticalmente estratificada con pequeñas inclusiones de filita. Las condiciones geológicas en el sitio se exploraron con mucho detalle mediante más de 1500 m de perforaciones subterráneas con diamante así como barrenos largos perforados desde la superficie con diamante, con lo cual se llegó a cerca de 5000 m de núcleos. Además, se llevaron a cabo mapas geológicos detallados e interpretación de fotografías aéreas. Se evaluaron las condiciones de agua subterránea mediante la instalación de una red de piezómetros y con pruebas hidráulicas de presión en barrenos. La formación de grawaca tenía una buena calidad (RQD de 75 a 85%) mientras que la calidad de la filita era regular (RQD de 65 a 75%). Aparte de la foliación vertical estratificada que representaba el rasgo principal de diaclasamiento, otras tres familias de juntas se identificaron, así como fallas menores. Se registraron gastos de agua comprendidos entre 70 y 250 L/min. El área es propensa a los temblores, habiéndose registrado recientemente sismos de entre 5.0 y 6.3 en la escala de Richter. Se usó la Clasificación Geomecánica para evaluar las condiciones generales del macizo rocoso. La masa de roca de grawaca era predominantemente de la Clase II (buena roca), con un valor de RMR de 66 a 87 (75 en promedio). La masa de roca de filita correspondía a la Clase III (roca regular) con RMR de 43 a 60 (57 en promedio).

Para fines de verificaciones cruzadas el macizo rocoso de grawaca también se clasificó mediante el concepto RSR y el sistema Q. Se encontró que RSR = 62 (rango de 60 a 62), mientras que Q = 30 (rango de 18 a 35).

Durante las investigaciones, se analizaron los resultados de todas las pruebas de deformabilidad en el lugar, tomando como referencia la calificación de macizos rocosos de la Clasificación Geomecánica de los sitios donde se efectuaron las pruebas. Los resultados se ilustran en la Figura 7.4.

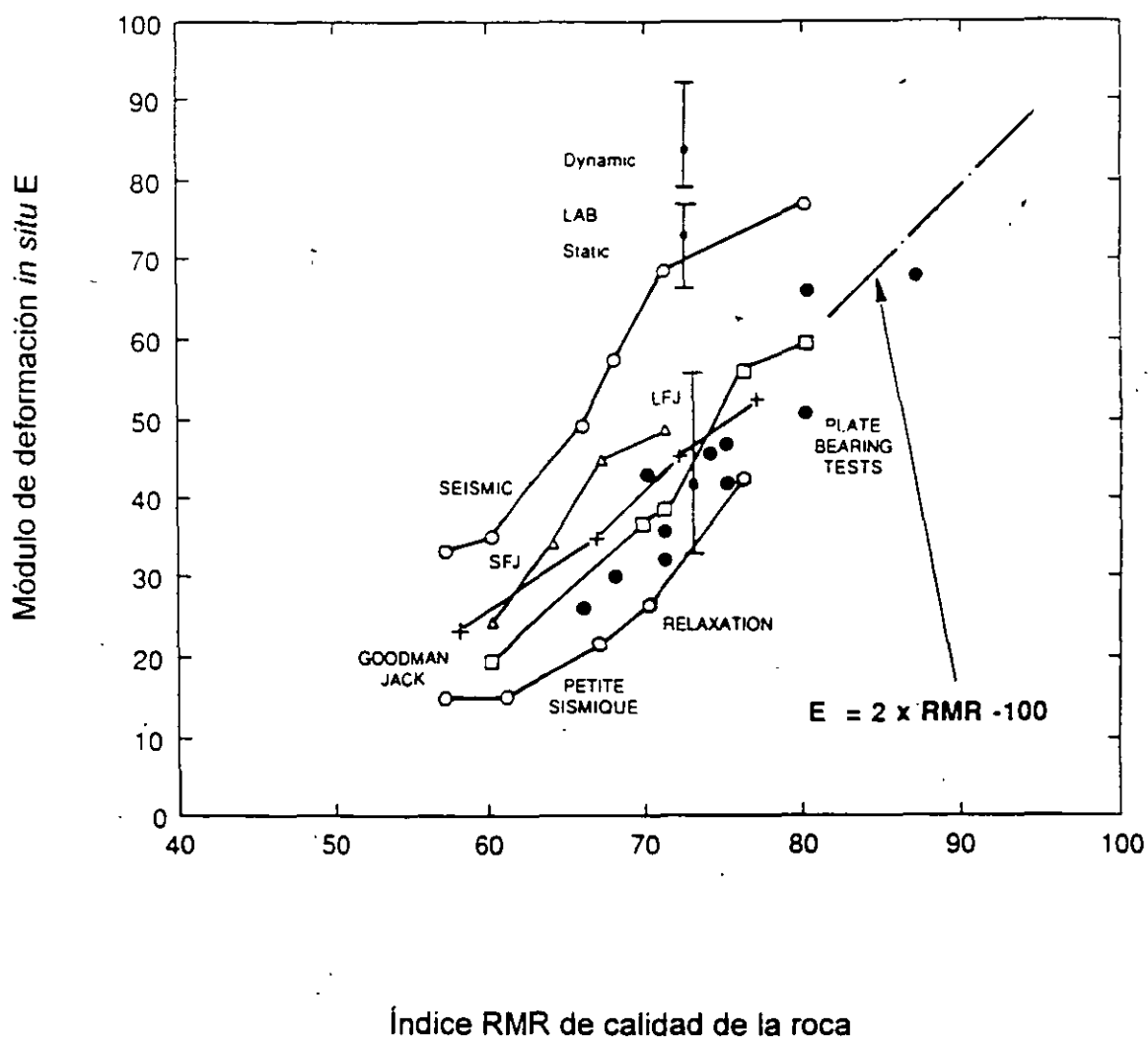


Figura 7.4 Datos experimentales que relacionan a RMR con el módulo *in situ* de deformación en el proyecto Elandsberg. (Según Bieniawsky, 1979.)

Con base en más de 100 resultados de 37 pruebas *in situ*, se obtuvo la siguiente correlación:

$$E_M = 1.8 \text{ RMR} - 88.4 \quad (7.1)$$

con un coeficiente de correlación de 0.8787 y un error de predicción de 15.9%, el cual se definió como la diferencia entre el valor observado y el valor previsto expresada como porcentaje del valor previsto.

Como resultado de la alta correlación, los coeficientes en la ecuación-anterior se redondearon ya que el objetivo era estimar el módulo *in situ* para una evaluación preliminar de la deformabilidad del macizo rocoso. Esto dio lugar a la siguiente ecuación:

$$E_M = 2 \text{ RMR} - 100 \quad (7.2)$$

Esta ecuación tan sencilla tiene un error de predicción de 18.2%, el cual es suficiente para fines prácticos de ingeniería.

7.5 CLAROS MÁXIMOS Y FACTORES DE SEGURIDAD PARA EXCAVACIONES SIN REVESTIMIENTO

En Barton *et al.* (1980) se comentan las aplicaciones del sistema Q para estimar las dimensiones óptimas de cavernas. Un aspecto interesante del sistema Q se refiere a su capacidad para reconocer las características de los macizos rocosos que se requieren para la operación segura de galerías permanentemente sin revestimiento. De un análisis detallado de todos los registros de casos reales disponibles de excavaciones sin revestimiento surgieron los siguientes requisitos:

Requisitos generales para galerías permanentemente sin revestimiento

1. $J_n < 9$, $J_w > 1.0$, $J_w = 1.0$, $SRF < 2.5$.

Requisitos condicionales

2. Si $RQD < 40$, debería tenerse $J_n \leq 2$.
3. Si $J_n = 9$, debería cumplirse que $J_r > 1.5$ y $RQD > 90$.
4. Si $J_r = 1$, debería tener $J_n < 4$.
5. Si $SRF > 1$, debería tener $J_r > 1.5$.
6. Si el claro es > 10 m, debería tener $J_n > 9$.
7. Si el claro es > 20 m, deberá tenerse $J_n < 4$ y $SRF < 1$.

La existencia de galerías naturales y artificiales evidencia que se pueden construir y utilizar claros muy grandes sin revestimiento siempre y cuando el macizo rocoso posea la suficientemente alta calidad. Los registros de casos reales que describen excavaciones hechas por el hombre sin revestimiento indican claros que van de 1.2 a 100 m. Si sólo se presenta una cantidad limitada de juntas discontinuas y la calidad del

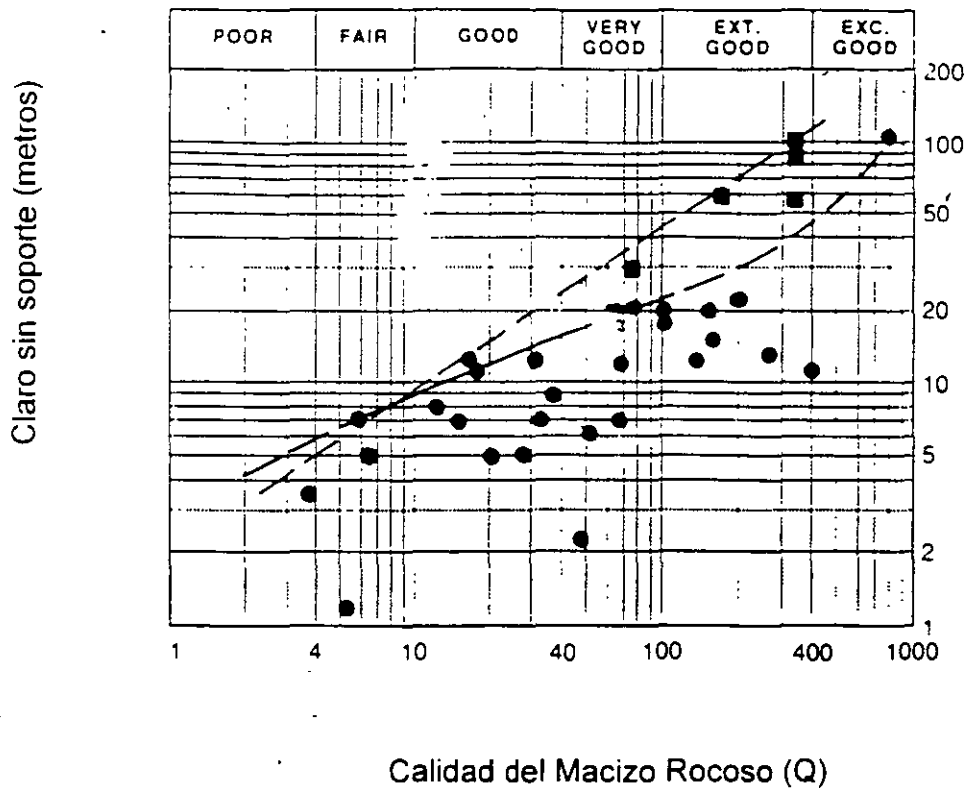


Figura 7.5 Claro de excavación *versus* calidad del macizo rocoso Q. Los círculos representan las excavaciones hechas por el hombre reportadas en la literatura. Los cuadros representan galerías naturales de las grutas de Carlsbad, Nuevo México. La envolvente curva es una estimación del claro máximo de diseño para galerías artificiales sin soporte permanente. (Según Barton *et al.*, 1980)

7.5.1 Estimación de los requisitos de revestimiento

Para verificar la correlación anterior, se seleccionaron nueve puntos dentro y alrededor de una casa de máquinas en construcción (Barton *et al.*, 1980). El arco de la bóveda se protegió con concreto lanzado en ese momento, aunque entre 3 y 6 m de las paredes fueron excavados y en partes de ellas no se aplicó concreto lanzado. Ambos muros extremos estaban desnudos. Se seleccionaron otros lugares sin revestimiento en la vecindad inmediata a la casa de máquinas en un intento de predecir las condiciones que se podrían encontrar cuando la altura de la caverna aumentara al valor máximo de 31 metros.

Se calcularon los seis parámetros de clasificación del sistema Q y correspondieron a tres grupos:

	RQD/ J_n	J_r/J_a	J_w/SRF	Q
Mejores zonas	89/4.3	1.7/1.0	1/1	39
Zonas más pobres	72/7	1.9/1.8	1/1	11
Las peores zonas	40/9	2/6	1/5	0.6

Se calculó que más del 90% de la roca excavada en la casa de máquinas (incluyendo techo y muros) sería de la "mejor" calidad, menos del 10% de calidad "más pobres", y probablemente sólo 1 o 2% correspondería a la "peor" calidad.

Las calificaciones promedio para la mayor parte del macizo rocoso (Q=39 como valor más alto) se convirtieron en las siguientes descripciones:

1. RQD = 98 (excelente)
2. $J_n = 4.3$ (aprox. dos familias de juntas)
3. $J_r = 1.7$ (planas rugosas a tersas ondulantes)
4. $J_a = 1.0$ (juntas inalteradas, manchas superficiales)
5. $J_w = 1.0$ (excavaciones en seco)
6. SRF = 1.0 (esfuerzos medios, sin rompimiento de roca)

Las recomendaciones para revestimientos que se basan en el sistema Q se presentan a continuación:

Mejores condiciones: cerca de 90% Q=39	Techo: B 1.7 m c. a c. + clm Costados: sb
Condiciones más pobres: cerca de 10% Q=11	Techo: B 1.5 m c. a c. + S(mr) 7 cm Costados: B 1.6 m c. a c. + clm
Las peores condiciones: 1-2% Q=0.6	Techo: B 1.0 m c. a c. + S(mr) 15 cm Costados: B 1.2 m c. a c. + S(mr) 12 cm

donde:

- B = anclas sistemáticas con una cierta separación entre centros
- sb = anclas puntuales esporádicas
- S(mr) = concreto lanzado reforzado con malla
- clm = malla de eslabones de cadena o bandas de acero

Las recomendaciones anteriores para soporte, sobre todo aquéllas para la mayoría del macizo rocoso (Q=39) es obvio que parecerán burdamente inadecuadas en países en los que un revestimiento de concreto ha sido una característica común de soporte final de túneles. Sin embargo, debe observarse que las recomendaciones de soporte obtenidas a partir del sistema Q se basaron en el análisis de cerca de 200 registros de casos reales, de los cuales 79 corresponden a la categoría de casas de máquinas.

En la Figura 7.5 se podrá observar que Q=39 (el mejor) y que el claro de 19 m se encuentra entre 3 y 4 m por arriba del claro máximo de diseño para cavidades permanentemente sin revestimiento. Barton *et al.* 1980) observaron que la colocación sistemática de anclas recomendadas (separadas a cada 1.7 m) y las bandas de acero (es preferible una sola capa de concreto lanzado por razones estéticas) tal parece que se habían sobrediseñado, tomando en cuenta que la separación entre juntas era de 1 a 2 m y que las juntas existentes eran relativamente discontinuas. Además, las

calificaciones promedio de los seis parámetros de macizos rocosos para la roca de mejor calidad (Q=39) satisfacían todos los factores condicionales que aparentemente se necesitaban para que una excavación se pudiera dejar permanentemente sin soporte.

Calidad del Macizo Rocosó Q

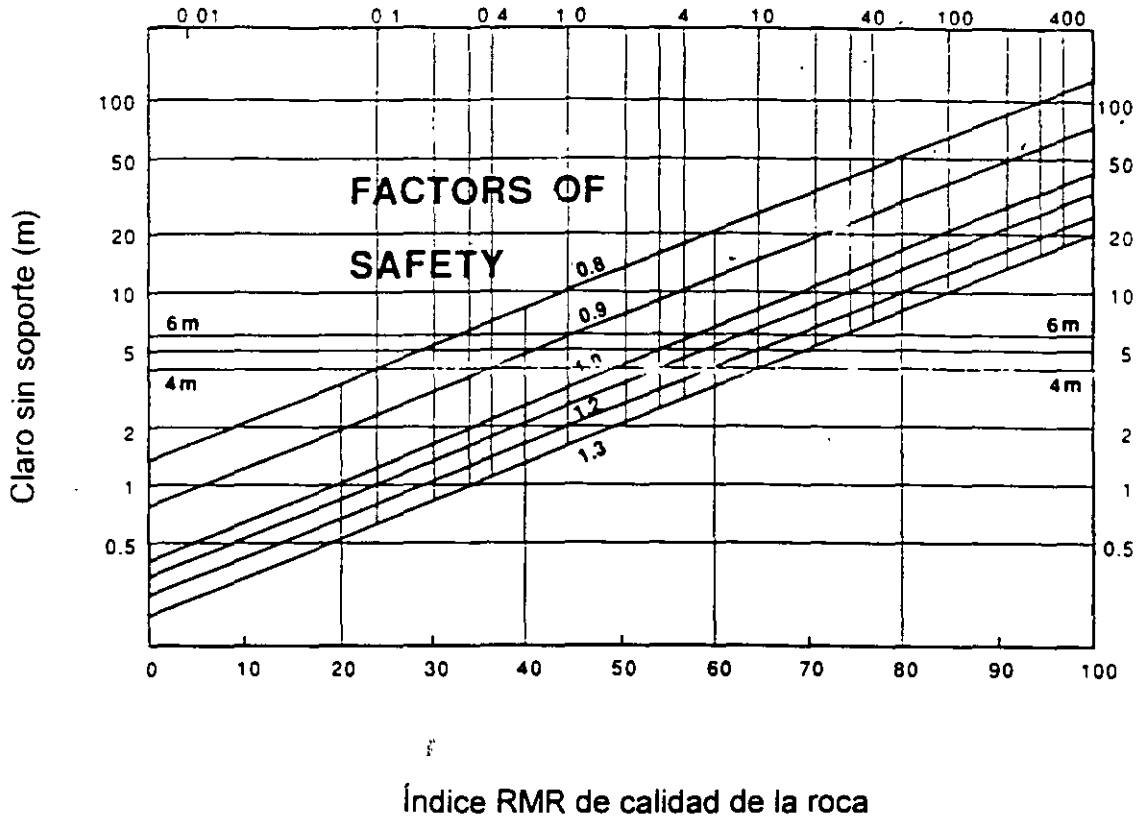


Figura 7.6 Factores de seguridad estimados para excavaciones subterráneas sin revestimiento en función del claro excavado y de la calidad del macizo rocoso. (Modificado de Houghton y Stacey, 1980.)

7.5.2 Evaluación de la estabilidad de excavaciones sin revestimiento

Houghton y Stacey (1980) sugirieron una evaluación cuantitativa basada en la clasificación de macizos rocosos, para el factor de seguridad de excavaciones sin revestimiento. Los resultados se muestran en la Figura 7.6. Ellos observaron que debido a las distintas finalidades de las excavaciones, para aplicaciones dentro de la ingeniería civil, factores de seguridad mayores de 1.2 serían necesarios al tomar en cuenta la falta de soporte.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCION

TEMA

FORESTACION DEL DERECHO DE VÍA DE LAS CARRETERAS

**EXPOSITOR: BIO. JOSÉ ALFREDO SOLÍS MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

I N D I C E

PAGINA

I.	INTRODUCCION	
II.	DERECHO DE VIA.....	2
III.	OBJETIVOS DE LA FORESTACION.....	3
IV.	ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE PLANTACIONES.....	3
V.	CRITERIOS PARA LA FORESTACION DEL DERECHO DE VIA.....	6
VI.	RECOMENDACIONES GENERALES.....	20

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

Dentro de las actividades que realiza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, está la elaboración de Programas para la Construcción y Conservación de la Red Carretera Nacional, a fin de establecer una Red de Comunicación que cumpla con las características físicas adecuadas a la comodidad, seguridad y rapidez demandadas por los usuarios.

Como el entorno de los caminos influye considerablemente en la seguridad y la comodidad del usuario, la Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones se avocó al estudio de la repercusión que tiene en un camino la forestación del derecho de vía, tomando en cuenta tanto los elementos estéticos como los de protección al usuario y al camino .

En este contexto, se presenta el estudio "Forestación del Derecho de Vía de las Carreteras", en el que se dan recomendaciones para el mejor aprovechamiento de la zona aledaña al camino, por medio de las cuales, además de tomar en cuenta el aspecto estético, se actúa positivamente en el entorno ecológico. Este documento complementa la publicación de esta Secretaría denominada "Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras" y se espera que apoye los mencionados programas de construcción y conservación de las obras viales.

FORESTACION DEL DERECHO DE VIA DE LAS CARRETERAS

INTRODUCCION

La contaminación del medio ambiente y el deterioro de las condiciones ecológicas, constituyen un problema de proporciones alarmantes que amerita la mayor atención de la administración pública y le impone la obligación de utilizar todos los elementos disponibles para prevenirlo o atenuarlo.

Las obras de infraestructura carratera afectan en forma decisiva las condiciones del medio en que se alojan, ya que del ancho del derecho de vía, de la altura de los terrapienes y de la profundidad de los cortes depende la extensión del área afectada. Si se toma en cuenta que actualmente la red carretera nacional suma una longitud de 235,000 kilómetros, se tiene que el área afectada en el derecho de vía en todo el sistema y en los bancos de materiales, resulta ser del orden de los 8,500 kilómetros cuadrados.

Lo anterior es claro indicador de la necesidad de adoptar medidas preventivas y correctivas para que la afectación que la construcción de caminos ocasiona, no llegue a perturbar directa o indirectamente el equilibrio ecológico de una faja de terreno que se extiende más allá del derecho de vía; la forestación de éste representa una solución, que si bien no restaura del todo el deterioro ecológico, sí coadyuva a restablecer cierto equilibrio en el medio circundante. Ésta es la razón por la que la Secretaría de Comunicaciones y

Transportes, en coordinación con la de Agricultura y Recursos Hídricos, apoyará el programa para la plantación de especies vegetales en el área costera de los caminos bajo su jurisdicción.

II. DERECHO DE VIA

La Secretaría fija las dimensiones del derecho de vía de las carreteras y regula su uso. Ésta generalmente es de veinte (20) metros a cada lado del eje de la vía de comunicación, y puede ampliarse o reducirse según lo requieran las condiciones topográficas, de construcción o de uso, actuales o futuras, del propio camino.

El Derecho de Vía se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, protección y, en general, para el uso adecuado de una vía de comunicación y de sus servicios auxiliares; es, por lo tanto, un bien de dominio público sujeto al régimen de este tipo de bienes; por tal razón, las acciones que sobre forestación se lleven a cabo en esa faja de terreno deben tomar en cuenta lo anterior, con el objeto de no limitar la conservación y los requerimientos futuros de explotación, ni disminuir la seguridad del usuario.

III OBJETIVOS DE LA FORESTACION

En la actualidad algunas países que cuentan con eficientes sistemas de comunicación, están desarrollando ambiciosos programas de forestación y reforestación a lo largo de los caminos por diversas razones, especialmente para el control y protección del medio circundante, como elemento estético y aún para seguridad del tránsito. Esta decisión se apoya en los objetivos paisajistas que son:

1. Mejorar la apariencia del camino y sus alrededores.
2. Aumentar la seguridad de los usuarios.
3. Proteger el camino contra erosiones, derrumbes y avalanchas, con lo cual se logra disminuir las obras de reparación y mantenimiento.
4. Proteger la naturaleza de la zona contra las perturbaciones causadas por la construcción del camino.

(Impacto ambiental)

México ha iniciado programas similares que indiscutiblemente tienden a satisfacer estos objetivos.

IV ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE PLANTACIONES.

El proyecto de plantación de especies vegetales en las zonas adyacentes a las carreteras debe estar ligado al proyecto

Transportes, en coordinación con la de Agricultura y Recursos Hidráulicos, apoyará el programa para la plantación de especies vegetales en el área posible de los caminos bajo su jurisdicción.

II. DERECHO DE VIA

La Secretaría fija las dimensiones del derecho de vía de las carreteras y regula su uso. Ésta generalmente es de veinte (20) metros a cada lado del eje de la vía de comunicación y puede ampliarse o reducirse según lo requieran las condiciones topográficas, de construcción o de uso, actuales o futuras, del propio camino.

El Derecho de Vía se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, protección y, en general, para el uso adecuado de una vía de comunicación y de sus servicios auxiliares; es, por lo tanto, un bien de dominio público sujeto al régimen de este tipo de bienes; con tal razón, las acciones que sobre forestación se lleven a cabo en esa faja de terreno deben tomar en cuenta lo anterior, con el objeto de no limitar la conservación y los requerimientos futuros de ampliación, ni disminuir la seguridad del usuario.

geométrico, ya que las plantaciones complementan el camino y los efectos buscados en el proyecto en general; sin embargo, la ineludible obligación de comunicar al país, la escasez de recursos y los grandes requerimientos de infraestructura de toda índole, han propiciado que este aspecto del proyecto se haya escluyado y por lo tanto también se haya estancado la investigación relativa a estos fines; por tal razón en este apartado se dan a conocer ciertas consideraciones sobre plantaciones susceptibles de ser utilizadas en la forestación del Derecho de Vía.

1. A lo largo de los caminos se encuentran por lo general suelos pobres con una amplia variedad de características físicas y químicas. Las áreas más críticas tienen problemas de estabilidad superficial y algunas veces orientaciones que cambian el clima local; por tal causa, se deben elegir plantas nativas o adaptables a las condiciones de clima y el sitio, así como dar estabilidad mecánica a los taludes para la siembra, sin descuidar el uso de fertilizantes. Este criterio conlleva una conservación mínima, puesto que las plantas nativas o las que actúan como tal se adaptan mejor y propician una mayor estabilidad al entrar en comunicación con las de la región.

2. Las plantaciones a lo largo de los caminos no deben efectuarse en forma sistemática, sino que deben armonizar naturalmente con las condiciones locales, el paisaje, el desarrollo del camino, la topografía y el habitat natural de las plantas. Las plantaciones alineadas o de trazo

regular son convenientes sólo en casos excepcionales, cuando el sitio así lo requiera para responder a necesidades de composición, como en los alcornoques, en que es muy importante establecer la diferencia del casco rural y los conglomerados urbanos, marcando con las plantaciones el carácter del lugar.

3. Para la plantación de especies vegetales en los caminos, deberán emplearse principalmente pastos, arbustos y árboles cuyo tronco tenga un diámetro no mayor de 0.15 m.
4. Existe una gran variedad de pastos que no requieren suelos de alta fertilidad y de gran conservación. Parece ser que la variedad tipo bermuda es la más resistente y aceptable a una amplia variedad de climas.
5. Los arbustos, desde el punto de vista de la seguridad, son de especial importancia en los caminos, por sus características tales como talla media, follaje denso, tallo flexible y sistema radicular mediano, que no representan puntos de impacto a los vehículos, sino al contrario funcionan como colchones amortiguadores, frenando o disminuyendo un impacto directo. Por esta razón es indicado localizar macizos arbustivos frente a puntos de impacto que representan peligro al tránsito de un camino, proporcionando así un colchón amortiguador en caso de accidentes.

Los macizos de arbustos que no se encuentren en una faja separadora angosta y que por su localización puedan desarrollarse libremente, no deberán ser podados, ya que

idealmente deben tener un aspecto natural, disminuyendo así el elemento de artificialidad en conjunto del camino.

V. CRITERIOS PARA LA FORESTACIÓN DEL DERECHO DE VIA

Es importante que para la forestación del derecho de vía se tengan en consideración los requerimientos de visibilidad con que debe cumplir el camino, las condiciones de seguridad y naturalmente la armonía que las plantaciones deben guardar con relación a la vegetación de los alrededores. Debe también buscarse el restablecimiento, en lo posible, de los ecosistemas circundantes.

Bajo este contexto las plantaciones dentro del derecho de vía deben satisfacer lo siguiente:

A. DISPOSICIÓN TRANSVERSAL

Todo elemento de proyecto de una carretera debe cumplir con los menos con la distancia de visibilidad de parada para lograr una operación segura del tránsito, por tal razón a lo largo del camino, no deben existir obstáculos que limiten la visibilidad del usuario. Se tiene en la red carretera nacional una amplia gama de velocidades de proyecto; no obstante, el usuario acepta velocidades que varían entre los 50 y 110 km/h.

De los sentidos del hombre, la visión es indudablemente el más importante, ya que a través de este sentido, el individuo obtiene información de lo que acontece a su alrededor. El campo visual de una persona normal abarca un ángulo

aproximado de 170° en el plano horizontal; sin embargo, solamente se tiene una visión clara de lo que está situado en un cono de 10° , limitándose la máxima agudeza visual en el campo contenido en un cono de tres grados. Es importante destacar que a medida que crece la velocidad el campo visual tiende a disminuir y la distancia focal a aumentar, de una manera lineal. Dado que el movimiento del ojo tiene una velocidad limitada, es preciso que en las zonas de alta velocidad las señales queden directamente dentro del campo de visión clara. Para un cono de 6° se tiene un 98% de respuestas correctas con relación al señalamiento (fig. 1).

Tomando en cuenta lo anterior y relacionando los 6° del cono de visión clara con la distancia de visibilidad de caraca, se tiene:

CASO 1 Para caminos abajo de 70 km/h, un máximo desplazamiento del cono de visión de 6.00 m con respecto al eje del camino (fig. 2).

CASO 2 Para caminos entre 70 km/h y 90 km/h, un máximo desplazamiento del cono de visión de 8.00 m con respecto al eje del camino (fig. 2).

CASO 3 Para caminos entre 90 km/h y 110 km/h, un máximo desplazamiento del cono de visión de 10.00 m con respecto al eje del camino (fig. 2).

La parte interior de las curvas debe quedar libre de árboles que puedan limitar la visibilidad, pudiendo sembrarse únicamente pastos en la franja adyacente a la calzada, y en el complemento al derecho de vía, arboletas.

De igual forma que en el inciso U.A, se tomaron en cuenta la distancia de visibilidad de paraca y un cono de visibilidad de 6°, contemplándose lo siguiente:

CASO 1 Para caminos abajo de 70 km/h, un máximo desplazamiento del cono de visión de 11.00 m con respecto al eje del camino.

CASO 2 Para caminos entre 70 km/h y 90 km/h, un máximo desplazamiento del cono de visión de 13.00 m con respecto al eje del camino.

CASO 3 Para caminos entre 90 km/h y 110 km/h, un máximo desplazamiento del cono de visión de 15.00 m con respecto al eje del camino.

Los casos anteriores se pueden observar en las figuras 11, 12 y 13, en donde los caminos que operan abajo de los 70 km/h no deben presentar obstáculos mayores a los 0.50 m de altura en 11.00 m a partir del eje del camino, dejando los siguientes 5.00 m para la plantación de arboletas y los 3.00 m restantes del derecho de vía considerado de 20.00 m, para ejemplares no mayores a 0.15 m de diámetro en su tallo.

Para caminos con velocidades entre 70 y 90 km/h se plantearán los obstáculos mayores a 0.50 m en una distancia de 13.00 m a partir del eje del camino. En los siguientes 6.00 m, se podrán plantar arbustos, y en el metro restante se podrán plantar árboles cuyo tronco no rebase los 0.15 m de diámetro.

Si la velocidad fluctúa entre 90 y 110 km/h, la longitud libre de obstáculos mayores de 0.50 m aumentará a 16 m, dejando el resto para arbustos, no pudiéndose permitir en este caso la plantación de árboles.

B. DISPOSICION EN INTERSECCIONES

En este caso, es obligatorio para una operación segura del tránsito, que dentro del triángulo mínimo de visibilidad determinado por las distancias de visibilidad de parada en función de la velocidad de proyecto de cada camino, no haya ningún obstáculo o plantación que restrinja la visibilidad, según se muestra en la FIG. 14, apeándose a la TABLA 1.

Dentro del área que se forma con los triángulos de visibilidad de ambos caminos, no deberán existir plantaciones mayores a 0.50 m de altura; fuera de esta área, podrán existir especies vegetales mayores.

C. DISPOSICION LONGITUDINAL

Las plantaciones a los lados de los caminos tienen por objeto cumplir con diversas funciones relativas a los aspectos de circulación y de construcción, así como de paisaje.

TABLA NO 1

Velocidad en el camino principal.	Distancia de visibilidad de parada en el camino principal.	Velocidad en el camino secundario.	Distancia en visibilidad de parada en el camino secundario.
50	55m	50	55
50	75m	50 60	55 75
70	90m	50 60 70	55 75 90
80	115m	50 60 70 80	55 75 90 115
90	135m	50 60 70 80 90	55 75 90 115 135
100	155m	50 60 70 80 90 100	55 75 90 115 135 155
110	175m	50 60 70 80 90 100 110	55 75 90 115 135 155 175

3 Independientemente de las disposiciones planteadas en los puntos 1 y 2, se deberá satisfacer el criterio de una faja de pastos, otra de amortiguamiento a base de arboles y finalmente, el complemento sembrado de árboles, excepto en los cortes.

La protección del medio ambiente es responsabilidad de todos los mexicanos, por tal razón la forestación del derecho de vía de las carreteras será un esfuerzo que redundará en beneficio del país, puesto que esta acción tiene una base económica, ya que además de mejorar la apariencia del camino, se enfoca hacia la conservación del mismo, al evitar en parte su deterioro.

Con el criterio de plantación de especies vegetales descrito, se atenuarán problemas de circulación de los vehículos, al destacarse los cambios de alineamiento y al disminuir la fatiga del conductor; de estabilidad, al consolidarse los cortes y taludes; de seguridad, al evitarse el impacto directo con objetos rígidos; de paisaje, al armonizarse la obra con las características de las zonas por las que pasa y biológicas, al mantenerse el equilibrio de la naturaleza, permitiendo que la flora y la fauna se desarrollen.

VI RECOMENDACIONES GENERALES

1 Deberá buscarse la participación de expertos en materia forestal para que, previo reconocimiento, determinen las especies vegetales a sembrar.

1. CONCEPTOS GENERALES. En los grandes espacios, las plantaciones complementarias son útiles para ceptar mejor el desarrollo del camino, disminuir la monotonía del muro e integrar la carretera al paisaje. En espacios reducidos lo indicado será disminuir la importancia de las plantaciones. un desarrollo claro del camino debe obtenerse, en este caso, por las formas del terreno y el señalamiento, pues el exceso de vegetación podría volverlo confuso. A lo largo de las tangentes y las curvas suaves es suficiente, en general, plantar arboles a distancias variables, formando grupos irregulares en ambos costados del camino, con el fin de mejorar la definición de la ruta y suprimir la monotonía (fig. 6). En los casos en que ya existe vegetación, las plantaciones se limitarán a complementarla (fig. 7).

2. CURVAS VERTICALES EN CRESTA Y EN COLUMPIO. Las curvas verticales son peligrosas, ya que en ocasiones no se percibe el cambio de nivel, por lo que estos cambios deben ser acentuados por las plantaciones, decreciendo en tamaño hasta desaparecer en el punto más bajo (figs. 8 y 9).

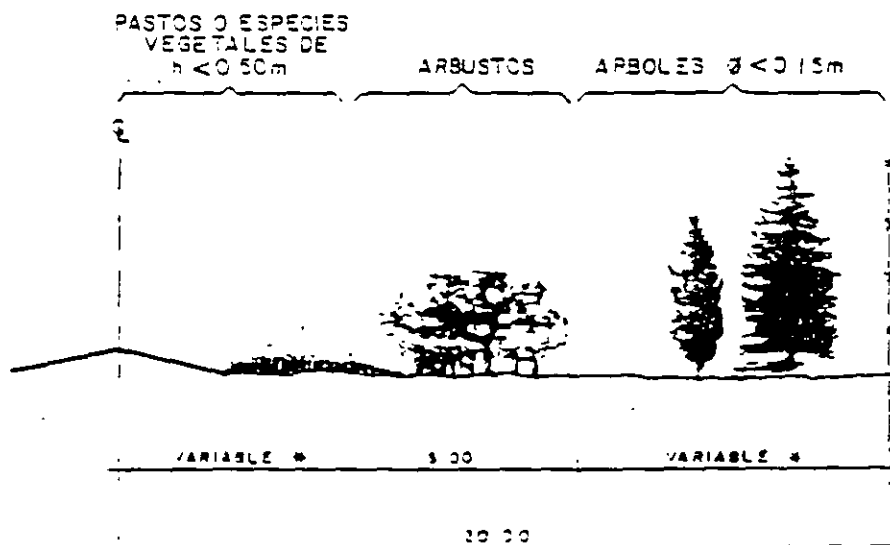
Si la curva vertical está en una tangente horizontal, las plantaciones tendrán igual altura en ambos lados del camino (fig. 9) pero si la curva vertical se encuentra en una curva horizontal, es necesario escoger plantaciones bajas para los extremos de su costado interior, mientras que en el costado exterior se plantarán árboles grandes en el punto culminante, debiendo hacer árboles de tamaño regular en toda su longitud, a fin de marcar el desarrollo de la curva (fig. 10).

Los casos anteriores contemplan dentro del desplazamiento del cono de visión de él la presencia de cualquier obstáculo, ya sea animado o inanimado. En el caso de presentarse un elemento en movimiento, el conductor posee la distancia de visibilidad de parada necesaria para detenerse y evitar un accidente.

De esta forma, no debe haber especies vegetales que obstaculicen la línea de visión en las fajas anteriormente descritas. Esto aunado a los requerimientos de seguridad del usuario en caso de accidentes, define la posición que deben guardar las plantaciones en el sentido transversal, es decir, una faja de pastos o especies vegetales de altura menor a 0.50 m, otra de amortiguamiento a base de arbustos y, finalmente, una tercera de árboles cuyo tallo tenga un diámetro no mayor a 0.15 m; así:

1. SECCION TRANSVERSAL EN TANGENTE.

- En Terraplén - La franja para completar el derecho de vía en los tres casos antes citados, debe estar conformada como sigue:



$$* \begin{cases} 6.00 & \text{PARA } v_0 \leq 70 \text{ km/h} \\ 3.00 & \text{PARA } 70 < v_0 \leq 90 \text{ km/h} \\ 0.00 & \text{PARA } 90 < v_0 \leq 110 \text{ km/h} \end{cases}$$

- 2 Las plantaciones a lo largo del camino representar un complemento necesario en la construcción de este tipo de obras. Por lo tanto, es indispensable que en los nuevos proyectos de carreteras se consideren los aspectos de forestación, se eviten, en lo posible, los daños a las ecossistemas y se analice la posible integración de la obra en el marco natural en que se desarrollará. Sería conveniente adicionar obras auxiliares para el caso de la fauna silvestre.
- 3 Dentro del derecho de vía existen suelos de alta fertilidad, los cuales pueden ser utilizados para la creación de viveros de árboles y plantas, que apoyen en el futuro los programas de forestación.
- 4 Para mejorar la atención de las estructuras y obras accesorias, se sugieren proyectos especiales realizados por profesionales con conocimientos del tema. En el caso de los préstamos laterales, se recomienda la forestación de la vista hacia la carretera. Los árboles que se empleen deben ser de tallo delgado para que sean flexibles, al tiempo de que eviten que el usuario se proyecte dentro del préstamo.
- 5 Es conveniente tener en cuenta los programas de modernización de carreteras para posponer la forestación, o en su caso realizar el proyecto de paisaje e integración del camino al medio natural, con el objeto de que la siembra no sea infructuosa. Deberá procurarse que las ampliaciones afecten lo mínimo posible a los árboles existentes.

- 6 Una vez sembradas las especies vegetales, deberá formularse los programas de conservación de las áreas, debiendo ser intensivos durante el primer año, posteriormente irlos reduciendo hasta que éstas se adapten al lugar y establezcan la relación con las especies del lugar.

DENTRO DEL CONO DE VISION CUYO ANGULO HORIZONTAL α ES.	PORCENTAJE DE RESPUESTAS CORRECTAS
5.8°	98
7.6°	95
9.6°	90
11.4°	84
13.4°	74
15.4°	66

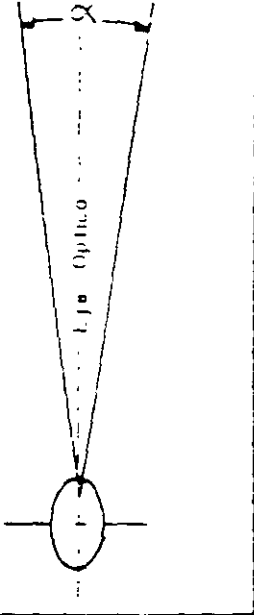
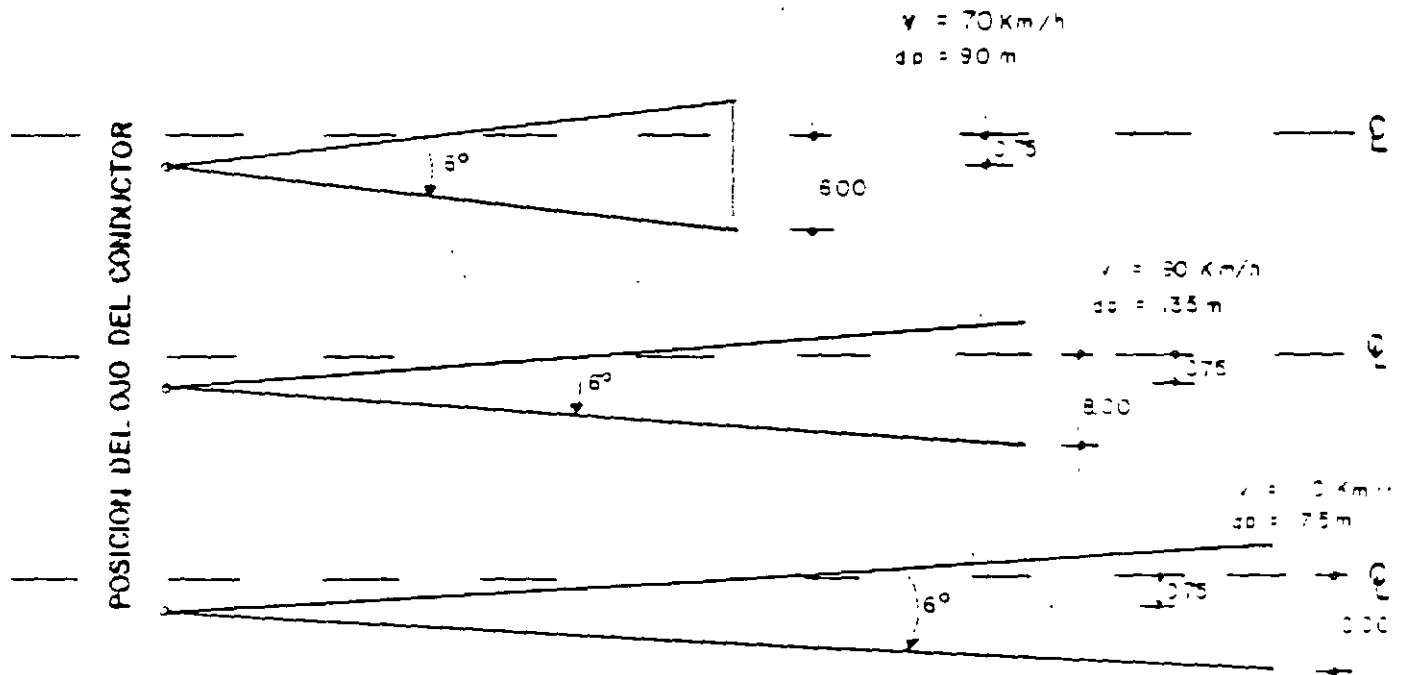


FIGURA 1



MAXIMO DESPLAZAMIENTO DEL CONO DE VISION CON RESPECTO AL EJE DEL CAMINO

FIGURA 2

- En Corte - Desde el pie del talud hasta una franja tres metros más allá del borde del corte, deberá estar sembrada de pastos y la faja complementaria al derecho de vía con especies vegetales mayores, quedando la sección transversal como sigue:

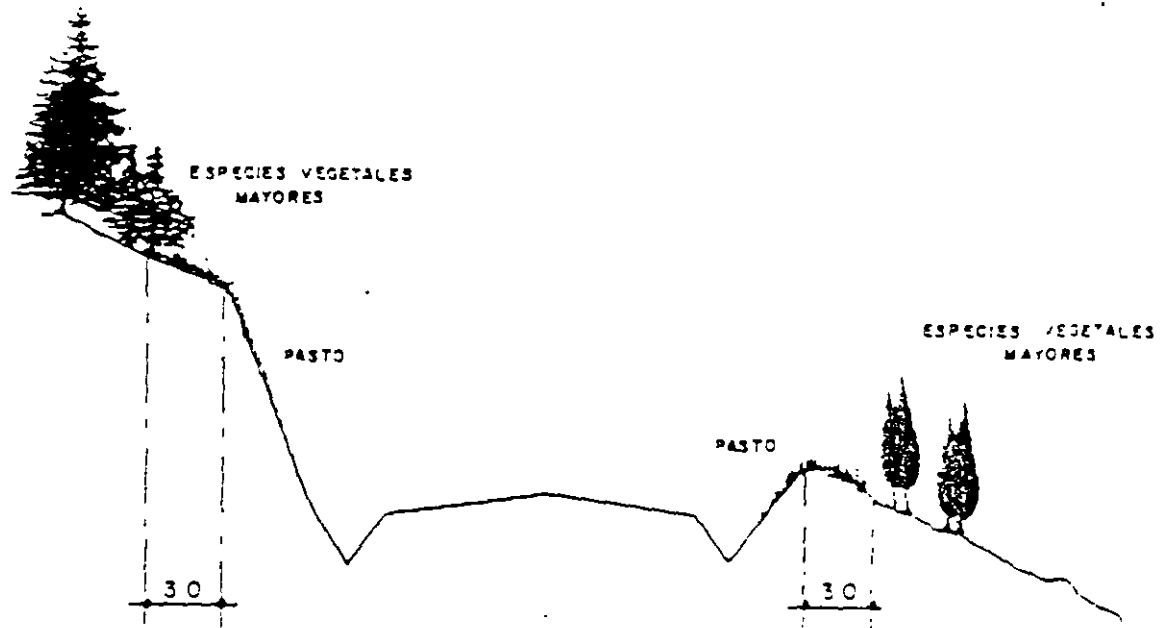


FIGURA 4

2 SECCION TRANSVERSAL EN CURVA

Conviene que la parte exterior de las curvas sea marcada con plantaciones siguiendo el criterio de las secciones en tangente (corte y terraplén), de forma que los elementos demarcantes guíen la vista del conductor hacia la curva.

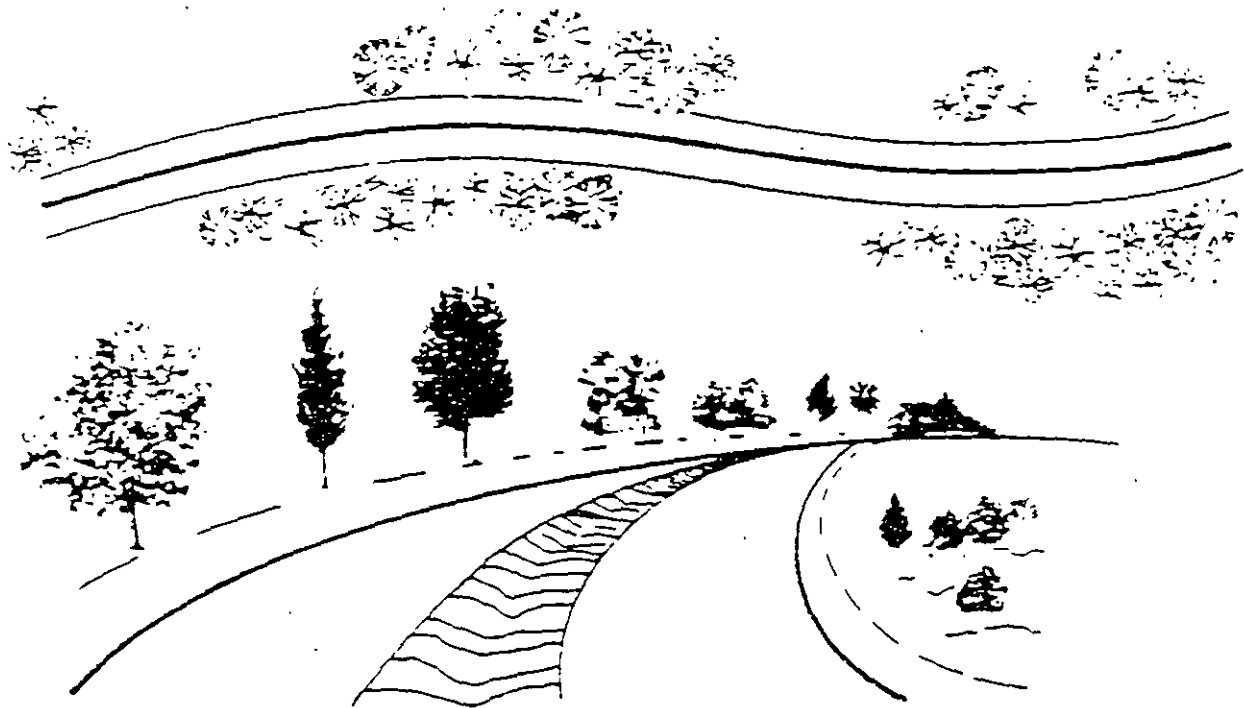


FIGURA 5 CRITERIO DE PLANTACION EN CURVA HORIZONTAL

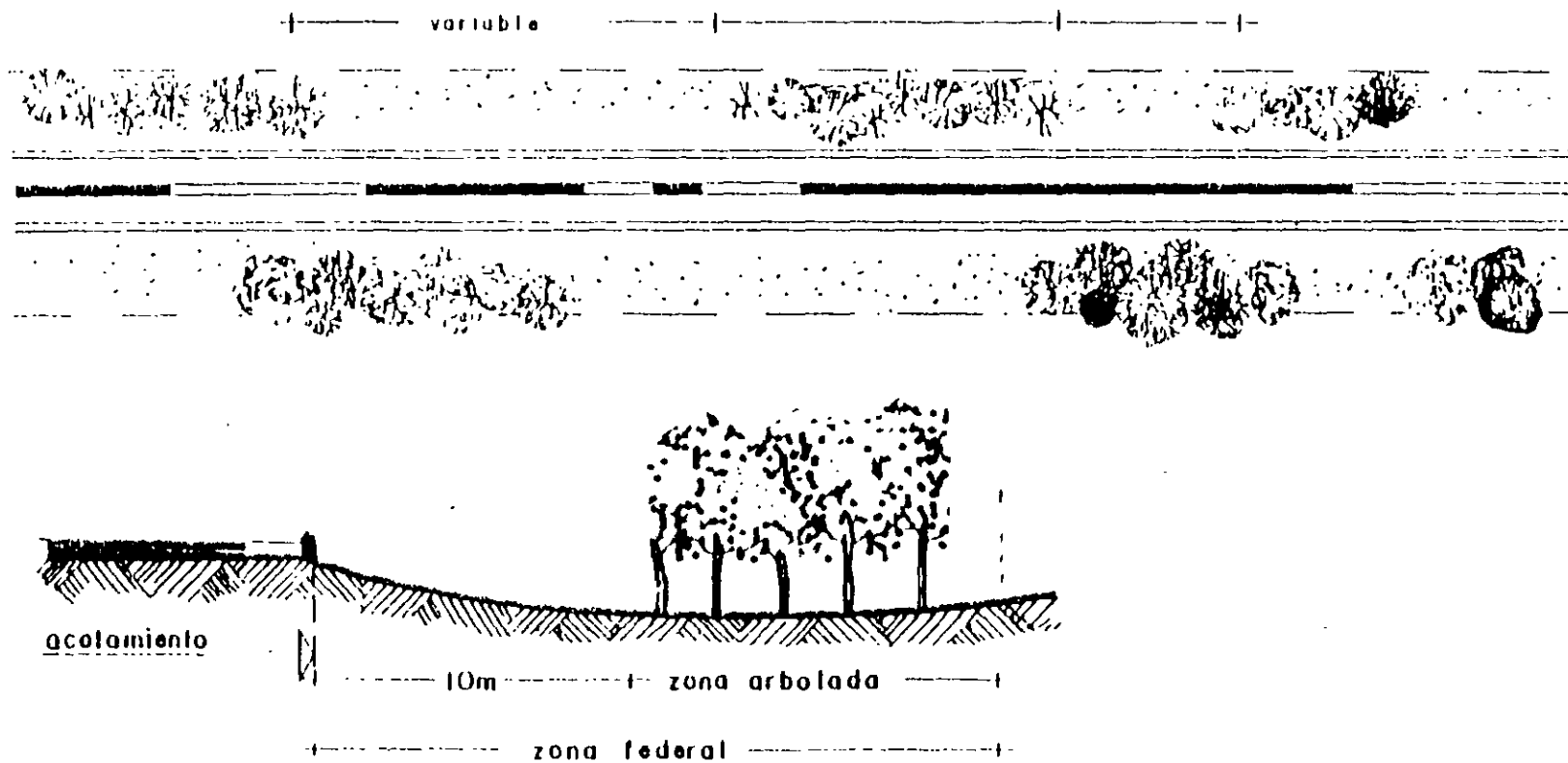
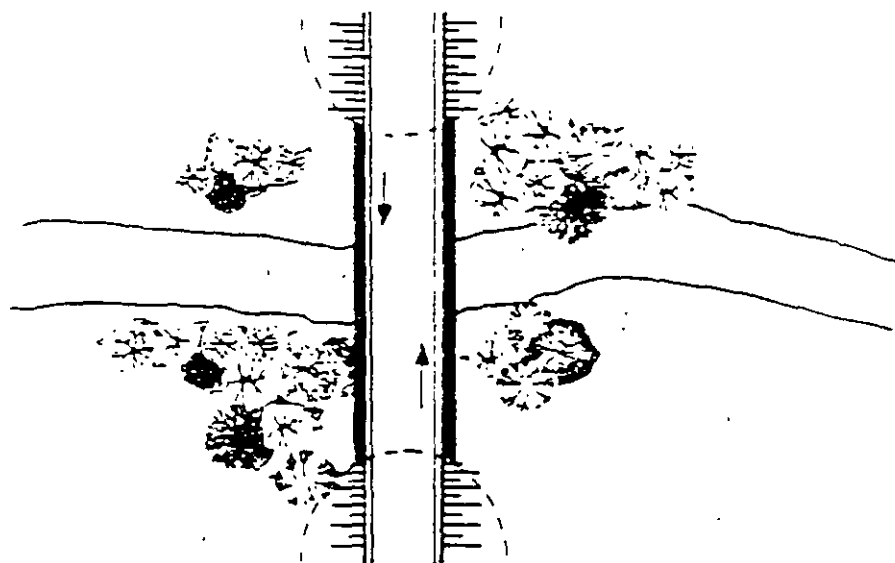


FIGURA 6 CRITERIO DE ZONIFICACION DE PLANTACIONES EN TANGENTE



PLANTACIONES EXISTENTES



PLANTACIONES COMPLEMENTARIAS

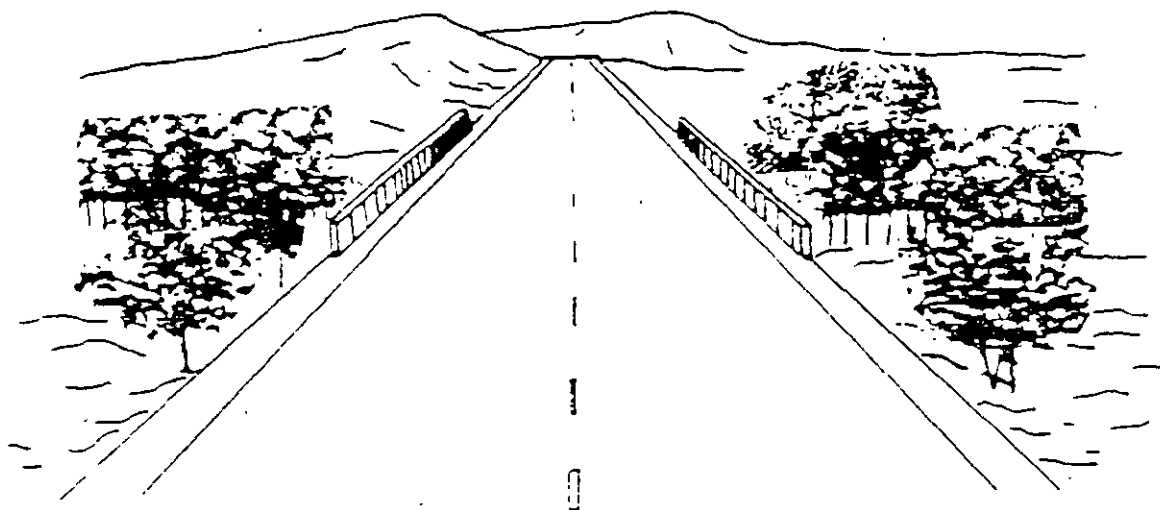


FIGURA 7 PLANTACIONES COMPLEMENTARIAS

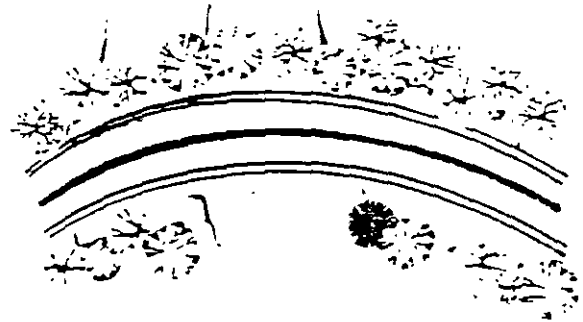
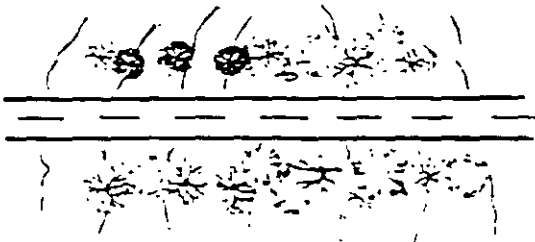


FIGURA 8

FIGURA 9

CRITERIO DE PLANTACION EN CURVAS VERTICALES EN CRESTA

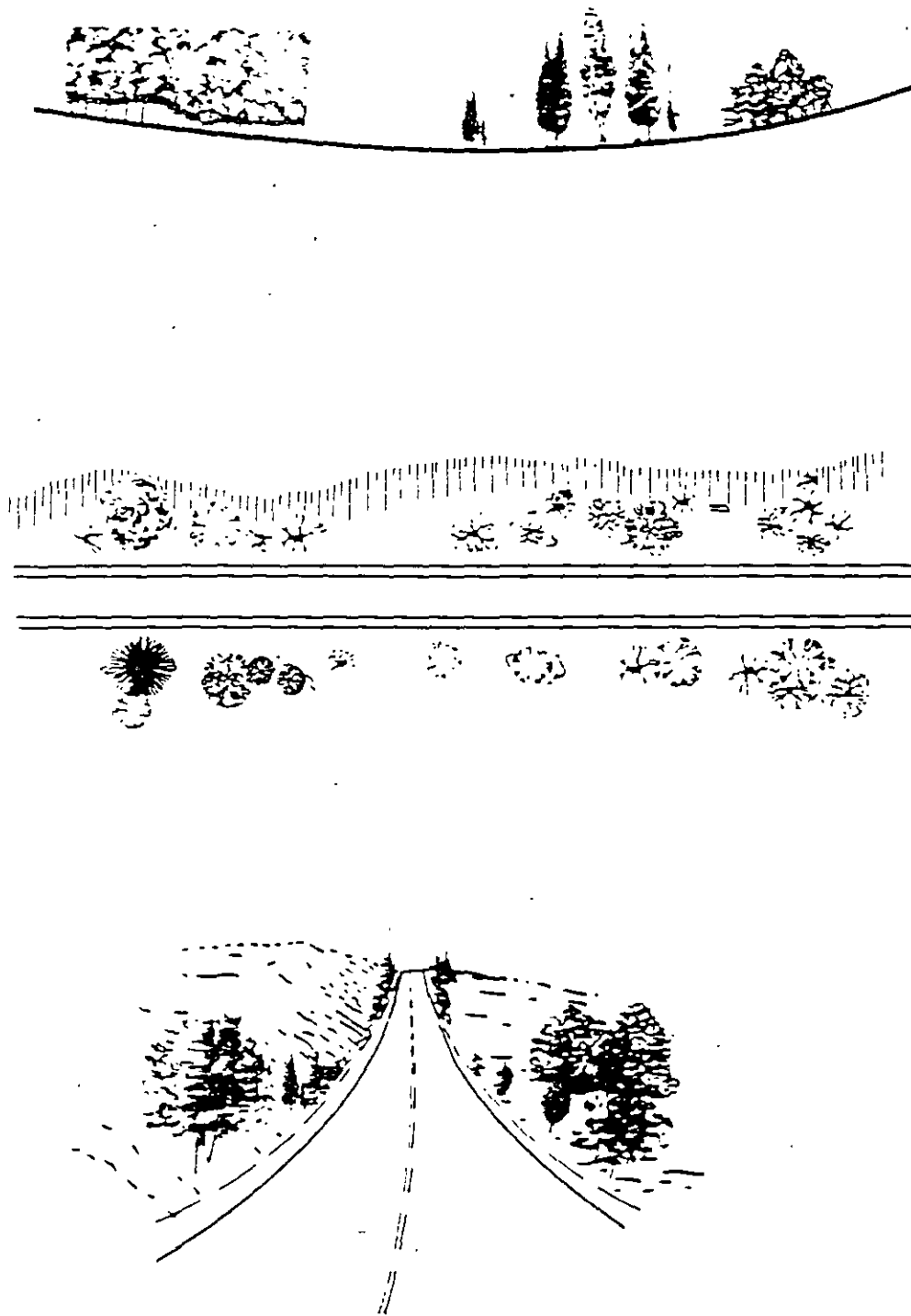


FIGURA 10 CRITERIO DE PLANTACION EN CURVA VERTICAL EN COLUMPIO

FIGURA II

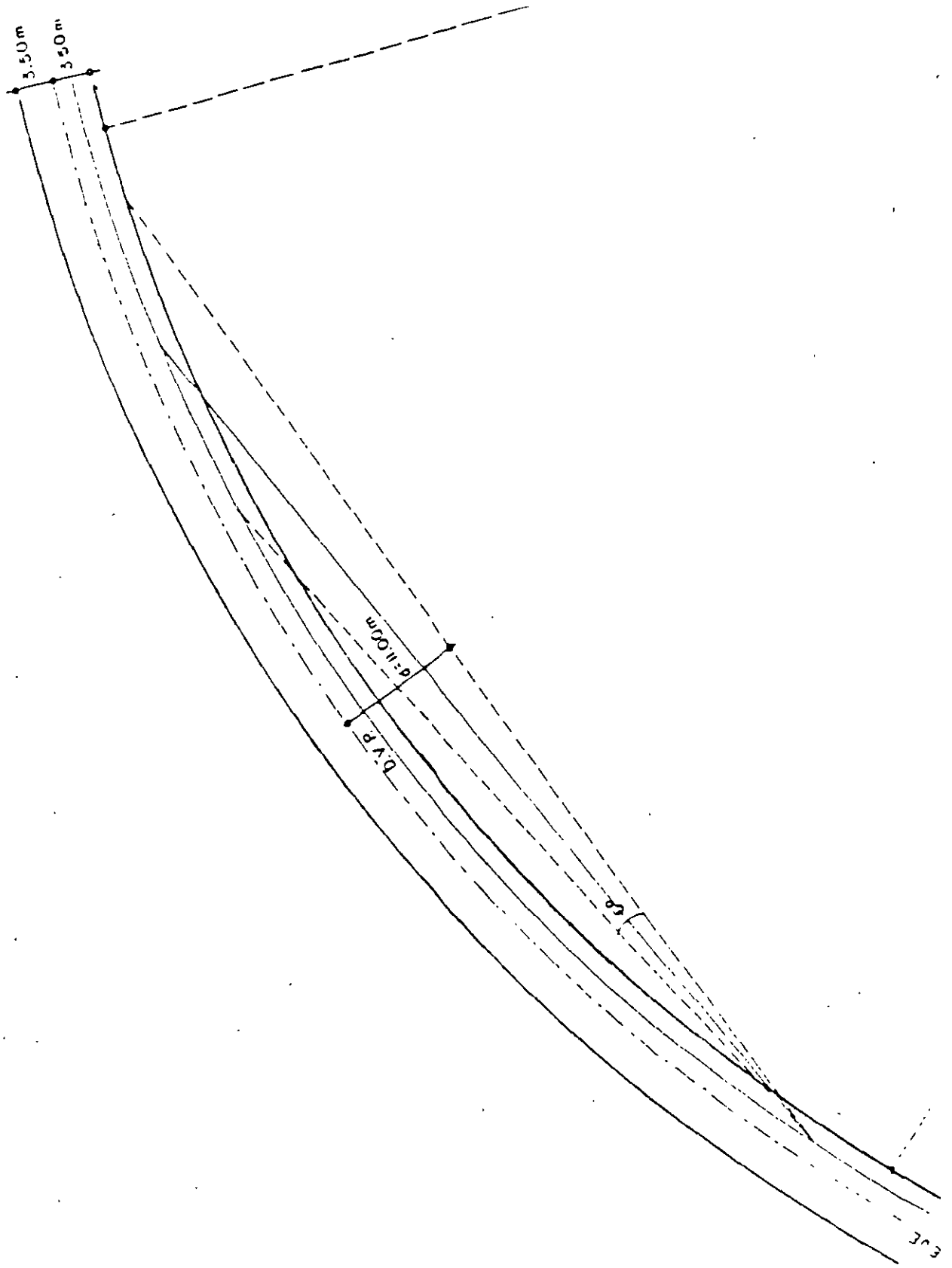


FIGURA 12

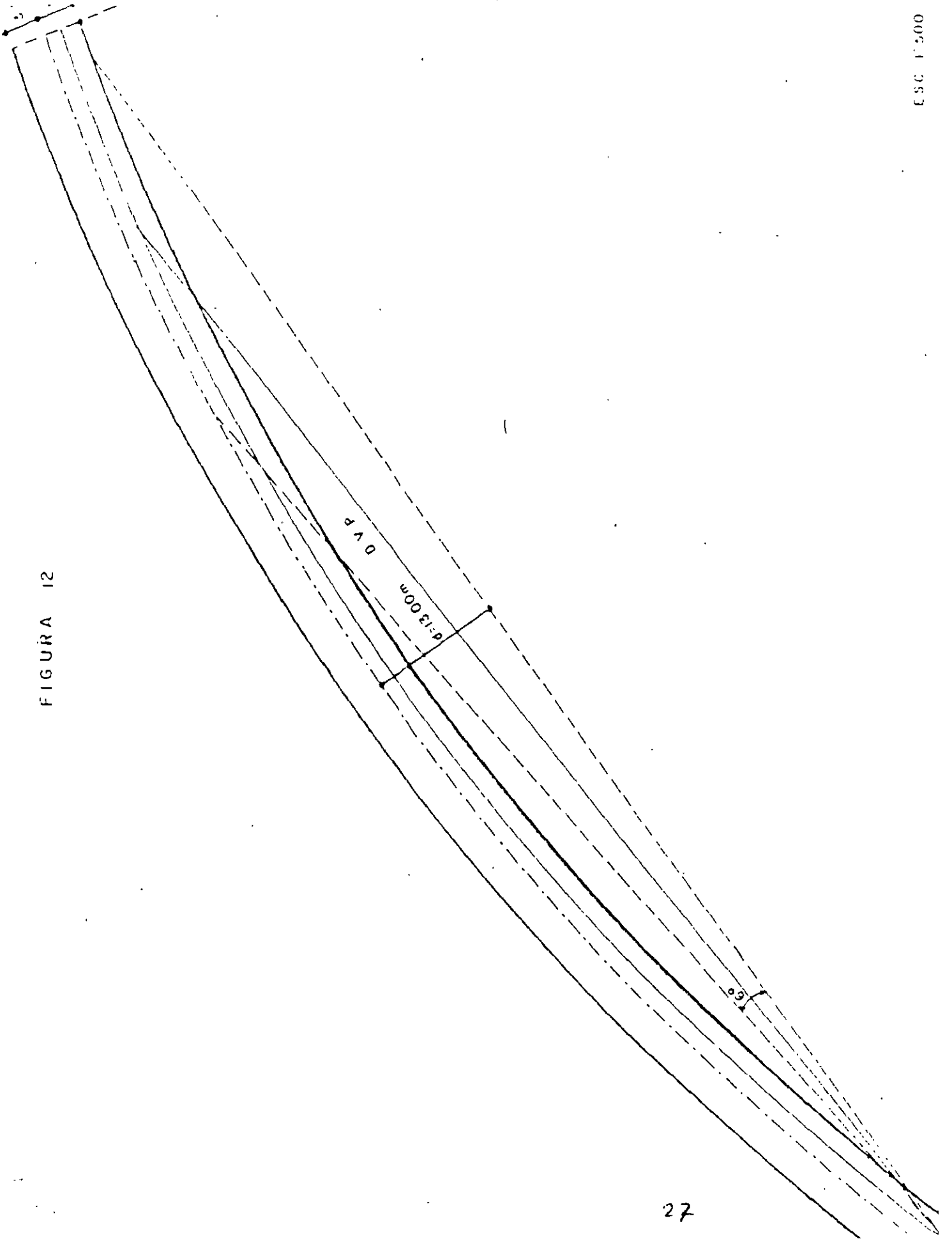


FIGURA 13

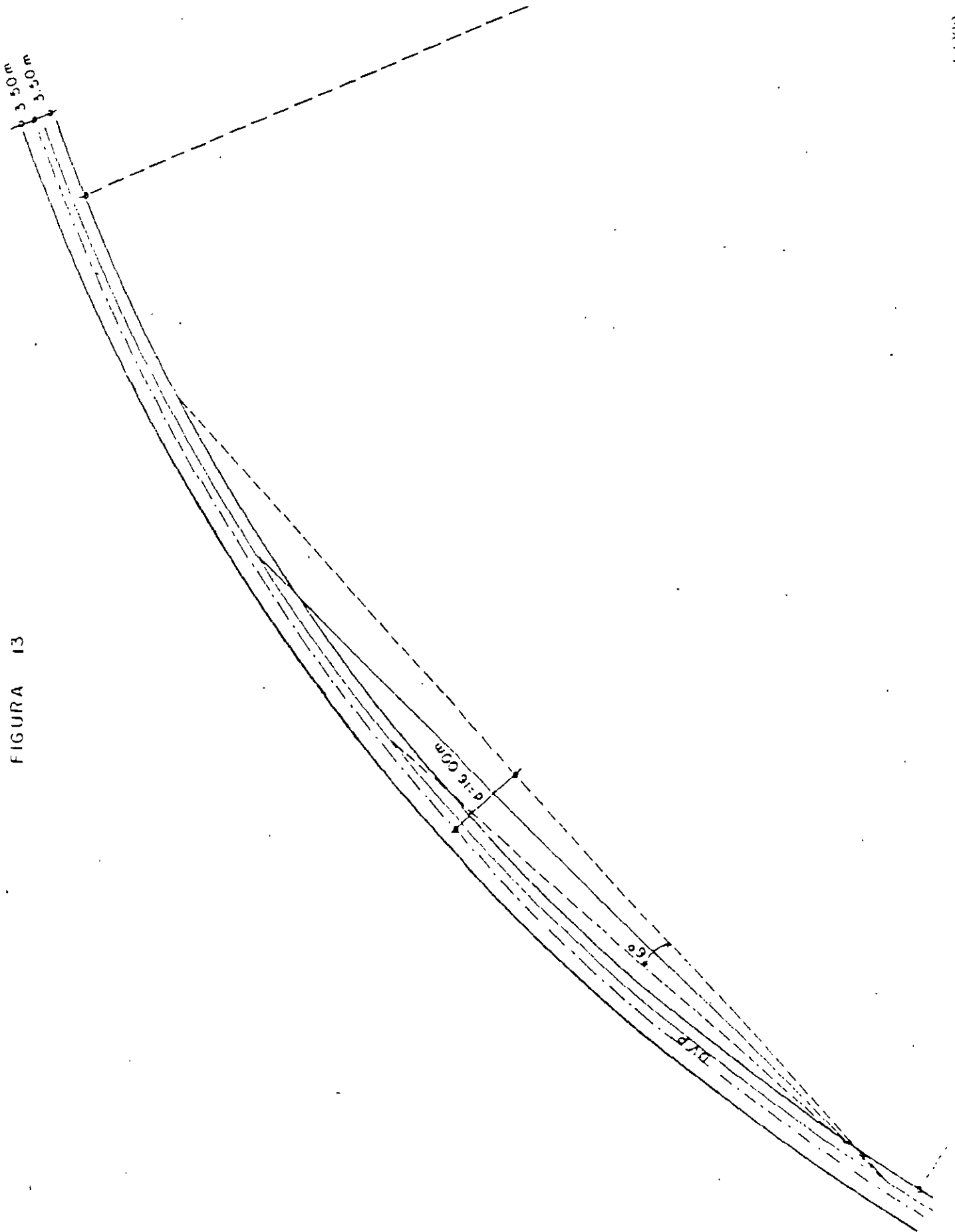
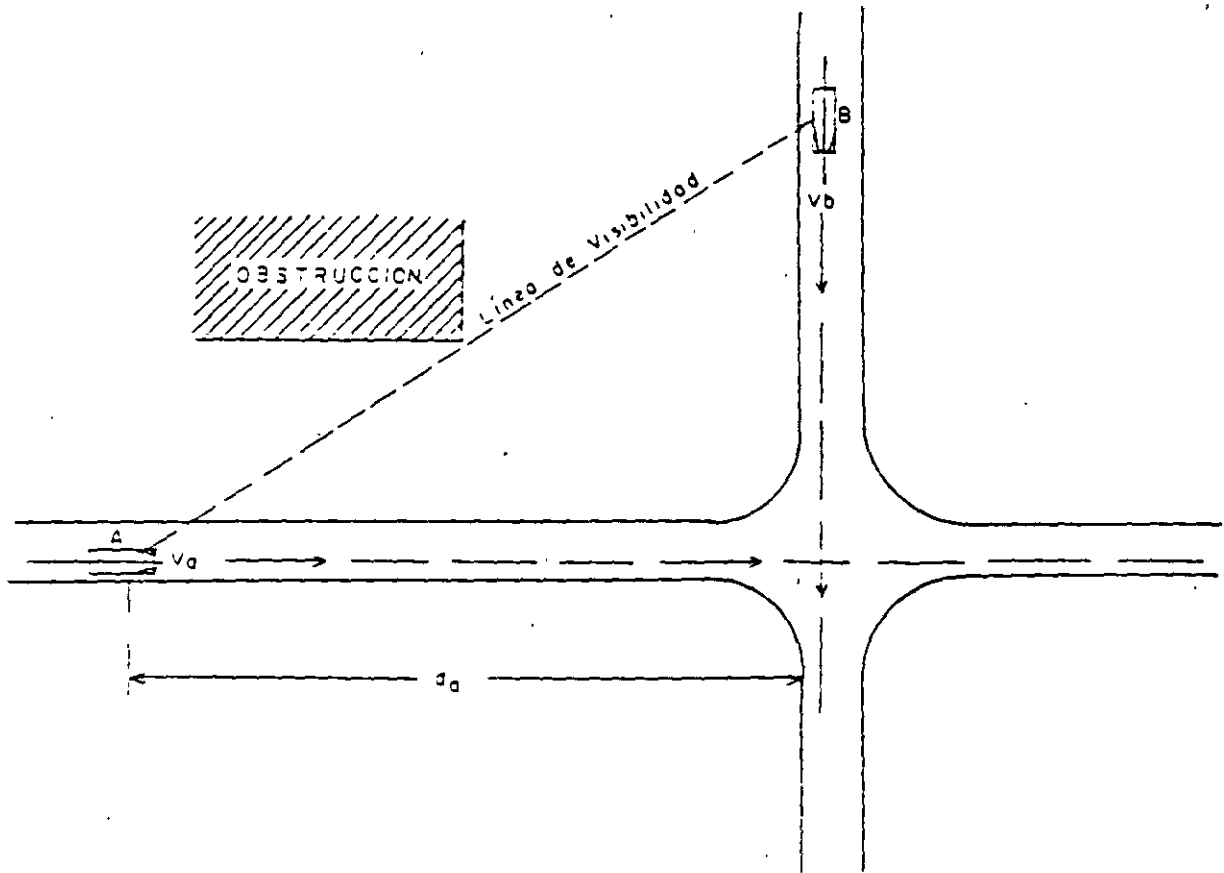


FIGURA 14





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCION

TEMA

IMPACTO AMBIENTAL EN PROYECTOS CARRETEROS

**EXPOSITOR: BIO. JOSÉ ALFREDO SOLÍS MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

INTRODUCCIÓN

Las carreteras son un componente habitual de la mayoría de los países y han sido desde tiempo inmemorial un agente de cambio de amplias zonas a causa de la trascendencia territorial, que ejercen las vías de comunicación.

Tradicionalmente estas vías eran relativamente estrechas y se procuraban adaptar a la topografía del terreno. La introducción de nuevas técnicas, especialmente en lo que a movimientos de tierra se refiere, así como las mayores exigencias de trazo, en cuanto al radio mínimo de las curvas y pendientes, a supuesto un cambio cuantitativo importante y a aumentado considerablemente los posibles efectos que pueden considerarse este tipo de obras sobre el ambiente.

Hoy en día, y motivado por el cambio de perspectiva que ha supuesto asumir que la mayoría de los recursos son perecederos, que considera que el ambiente debe ser un aspecto más a tener en cuenta, lo cual ha quedado reflejado en el ordenamiento jurídico en la ley general del equilibrio ecológico y protección al ambiente, sección V artículo 28, 29 y 30.

Por otra parte no cabe duda que cada estudio de impacto ambiental posee una característica propia, debido a que tanto el proyecto como el medio físico biológico y social que lo reciben van a ser diferentes en cada caso. Sin embargo existen una serie de problemas comunes a todas las vías de comunicación, los cuales los distinguen en parte de otros proyectos y por lo tanto de sus estudios de impacto ambiental.

Estos problemas son más acentuados en el caso de las carreteras y autopistas

1. efecto barrera: la existencia de una estructura lineal produce una disminución de la permeabilidad del paso entre las zonas interceptadas.
2. ocupación espacial: es muy importante en el caso de las autovías y autopistas , por sus posibles efectos sobre el ambiente por ejemplo la destrucción de zonas productivas.
3. ruidos : la explotación de las vías de comunicación genera emisiones sonoras , tratándose de zonas semiurbanas o núcleos de población , puedes suponer un impacto importante al provocar un aumento considerable de los niveles de ruido.
4. efecto inducido : normalmente las vías de comunicación originan un desarrollo regional o local que implica la construcción de nuevas infraestructuras y edificaciones con los efectos subsiguientes que estas nuevas obras producen .

La prevención de impactos ocasionados por una infraestructura esta condicionada por tres aspectos ; la ausencia de un adecuado conocimiento de la respuesta de muchos componentes del ecosistema y medio social frente a una acción determinada , la carencia de información detallada sobre algunos componentes del proyecto que pueden ser fundamentales desde un punto de vista ambiental , y por ultimo el hecho de que en muchas ocasiones , en la obra se presentan desviaciones respecto al proyecto original que no pueden ser tenidas en cuenta a la hora de realizar el estudio de impacto ambiental .

PROYECTO

Es la unidad de actividad de cualquier naturaleza , que requiere para su realización del uso o consumo inmediato o a corto plazo de algunos recursos escasos o almenos limitados (naturales, materiales, humanos, económicos, financieros, etc.) aun sacrificando beneficios actuales y asegurados con la esperanza de obtener , en un periodo de tiempo mayor , beneficios superiores a los que se obtienen con el empleo actual de dichos recursos , ya sean estos nuevos beneficios financieros , económicos y sociales

NIVELES DE ESTUDIO DE UN PROYECTO

Exploratorio, Preliminar, de Factibilidad, Detallado, Conclusiones.

PRINCIPALES ELEMENTOS DE LOS FACTORES DEL PROYECTO

Estudio del mercado análisis de la demanda , oferta, los precios, la comercialización.

Ingeniería del proyecto tamaño del proyecto, localización, proceso de producción , tecnología.

Aspectos financieros balance general , estado de perdidas y ganancias, etc.

Evaluación Económica y Social.

INFORMACIÓN DEL PROYECTO

Normas

Ingeniería de detalle

Especificaciones

Diagramas de flujo

Arreglo general

Proyecto ejecutivo.

OBRAS DE INFRAESTRUCTURA

Presas

Carreteras

Vías férreas

Puertos

Aeropuertos

ETAPAS DE UN PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA

Etapa de preparación del sitio y construcción

Etapa de operación

Etapa de abandono del sitio

AMBIENTE

Ambiente es el conjunto de factores externos e internos capaces de influir en un organismo, es todo lo que nos rodea.

El ambiente lo podemos dividir en ambiente físico, biológico, y socio económico.

AMBIENTE FÍSICO

El ambiente físico es estudiado por la climatología , geología , edafología , hidrología , y oceanografía.

Climatología es la ciencia que estudia los climas y los diferentes factores que las determinan , por ejemplo la temperatura.

Geología ciencia que estudia la composición estructura y evolución de la tierra.

La Edafología estudia las características físicas, químicas de los diferentes tipos de suelos.

La Hidrología es la ciencia que estudia las aguas superficiales y subterráneas desde el punto de vista geológico.

Oceanografía ciencia que estudia los océanos en sus diversos aspectos , físicos determinando sus límites y estructuras , químicos estudiando el origen y composición de las aguas oceánicas, dinámicos estudiando los movimientos que afectan a las aguas y biológica estudiando la producción orgánica de los océanos.

AMBIENTE BIOLÓGICO

También conocido como los factores bióticos del ambiente, estos factores están determinados por la flora y la fauna y microorganismos de un determinado lugar.

ECOSISTEMAS TERRESTRES

En los ecosistemas terrestres es importante conocer la diversidad de los organismos que se encuentran en un determinado lugar su abundancia , dominancia las especies en peligro de extinción y las de interés comercial. En el caso de la fauna es importante conocer rutas de emigración, zonas de reproducción y especies de interés sinérgico.

ECOSISTEMA ACUÁTICO

En los ecosistemas acuáticos es importante conocer las comunidades , la dinámica poblacional las especies presentes de interés comercial y que están en peligro de extinción .

AMBIENTE SOCIOECONOMICO

Para conocer el medio socioeconómico es importante conocer la demografía del lugar esto quiere decir el número de habitantes de la zona del proyecto el número de hombres y mujeres cuantos están en edad escolar etc. También es importante conocer los servicios urbanos con los que cuentan las poblaciones por ejemplo luz, agua potable, drenaje etc.

por otra parte la infraestructura que existe en las localidades como carreteras, caminos, ferrocarril, líneas eléctricas.

ASPECTOS ECONOMICOS

Es importante conocer el desarrollo económico de la población como es empleo, el ingreso per cápita, etc.

IMPACTO AMBIENTAL

¿Qué es el impacto ambiental?

Impacto ambiental es la transformación, modificación, o alteración de cualquiera de los componentes del ambiente como resultado del desarrollo de un proyecto en sus diversas etapas .

METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN Y EVALUACION DE IMPACTOS AMBIENTALES

Modelos

Sobreposición de planos

Indice ó indicadores de calidad

Redes

Matrices

Lista de comprobaciones

CLASIFICACION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

Los podemos dividir en directos e indirectos, por su naturaleza en venèficos y adversos por su magnitud en significativos y en no significativos por su duración corto plazo, mediano plazo y largo plazo, por su persistencia reversible e irreversible y por su atenuación en mitigables y no mitigables.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN COMPENSACIÓN Y/O RESTAURACIÓN

Se entiende como medida de mitigación la implementación o aplicación de cualquier política , estrategia , obra o acción tendiente a eliminar o minimizar los impactos adversos ocasionados sobre el ambiente debido a la implementación de cualquier proyecto de desarrollo.

Así mismo , las medidas de mitigación pueden estar encausadas a la instrumentación de programas de reglamentación y capacitación , orientados a el manejo y conservación de los recursos naturales , pero también a los procesos constructivos y operativos que pueden ocasionar impactos significativos de tal manera que dichas medidas requerirán a su vez de un programa .

Y de una ejecución durante las diversas etapas del desarrollo del proyecto.

Las medidas de mitigación son el resultado del análisis y evaluación de los impactos identificados en las matrices de evaluación y cribado como adversos .

La aplicación de dichas medidas se justifican por la necesidad de mantener un desarrollo ecológico equilibrado acorde con las política de protección ambiental vigentes a nivel nacional he internacional . utilizando como base para su instrumentación los siguientes puntos .

- **sujetar la construcción a las normas , especificaciones y características del proyecto**
- **manejar de manera adecuada los residuos líquidos y sólidos instrumentar una adecuada instrumentación final de los residuos**
- **respetar el libre flujo de las zonas de inundación**
- **optar de servicios y aplicar medidas de seguridad en el trabajo , al personal empleado durante las diferentes etapas del proyecto**
- **cumplir con las normas y reglamentos emitidos por SEMARNAP y PROFEPA , SCT entre los principales organismos .**
- **verificar el cumplimiento de los calendarios de trabajo en la obra**
- **aplicar el programa de reordenamiento territorial por parte de las autoridades municipales que permitan en primer termino que las diversas obras y servicios que se generen en el municipio se realicen en congruencia con los usos y destino del suelo y se evite así la creación de asentimientos irregulares**

- **diseñar y ubicar las obras de drenaje , considerando los escurrimientos y excedentes extraordinarios , durante la época de lluvia**
- **establecer un plan de contingencia para derrames accidentales**
- **consientigar a las empresas constructoras que es de suma importancia el cuidado del medio ambiente al igual que la gente que toma decisiones en la SCT**

Occidente mexicano

Oriente mexicano

CUATERNARIO
 PLEISTOCENO
 MIOCENO
 OLILOCENO
 EOCENO
 PALEOCENO

CENOZOICO

CRETACIO SUPERIOR

MESOZOICO

CRETACIO INFERIOR
 JURASICO
 TRIASICO

PRE-CAMBRICO Y PALEOZOICO

Depósitos clásticos
 a: Marinos
 b: Continentales (reflejos de bolsones y valles)

Molosas tardías
 a: Marinas
 b: Continentales

Molosas
 a: Marinas
 b: Continentales

Sedimentos clásticos marinos, tipo flysch

Secuencias carbonatadas del Jurásico Superior-Cretácico Inferior

Depósitos continentales rojos

Sedimentos pre-cambrio (rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas)

ROCAS IGNEAS

Vulcanismo Plio Cuaternario
 a: Basaltos y andesitas
 b: Riolitas

Vulcanismo Oligo-Mioceno
 a: Andesitas
 b: Ignimbritas

Rocas ultramáficas (riolitas) mesozoicas

Rocas ígneas intrusivas de varias edades
 5: Terciario
 4: Mesozoico Tardío
 3: Mesozoico
 2: Paleozoico
 1: Pre-Cámbrico



INSTITUTO DE GEOLOGIA DE LA U.N.A.M.
 CARTA GEOLOGICA
 DE LA
 REPUBLICA MEXICANA

1976



Condensada del original a escala 1:2,000,000

dib. Esteban Monroy Soto

585
 NEBO
 ↑
 RUERREPU
 90



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN

TEMA

GRAFICAS DE MÓDULO DE REACCIÓN

**EXPOSITOR: ING. RAÚL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

TIPO DE TERRENO	C (t/m ³)
Turba ligera y terreno pantanoso	500 - 1 000
Turba pesada y terreno pantanoso	1 000 - 1 500
Arena fina de playa	1 000 - 1 500
Rellenos de limo, arena y grava	1 000 - 2 000
Arcilla mojada	2 000 - 3 000
Arcilla húmeda	4 000 - 5 000
Arcilla seca	6 000 - 8 000
Archilla seca endurecida	10 000
Limo compactado con arena y pocas piedras	8 000 - 10 000
Lo mismo con muchas piedras	10 000 - 12 000
Grava menuda con mucha arena fina	8 000 - 10 000
Grava media con arena fina	10 000 - 12 000
Grava media con arena gruesa	12 000 - 15 000
Grava gruesa con arena gruesa	15 000 - 20 000
Grava gruesa con poca arena	15 000 - 20 000
Grava gruesa con poca arena, muy compactada	20 000 - 25 000

Si se conoce la rigidez del terreno se puede utilizar la expresión siguiente.

$$C = \frac{E}{f \cdot \sqrt{F}}$$

en donde

C = Coeficiente de balasto (t/m³)

E = Rigidez o módulo edométrico del terreno (t/m²)

F = Superficie de la cimentación (m²)

f = Coeficiente sin dimensiones, dependiente de la superficie de la cimentación (para simplificar se toma 0.4)

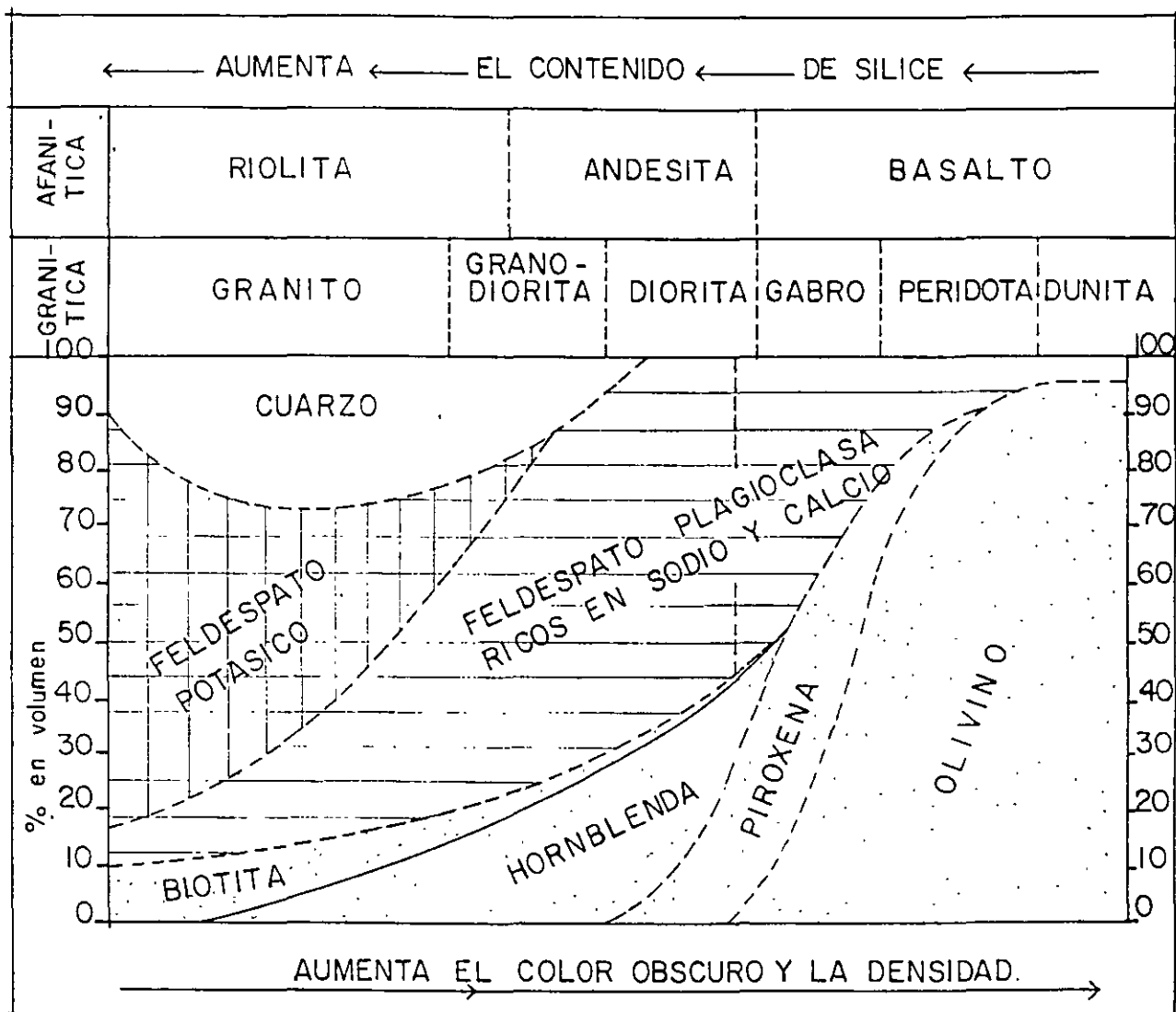
Como es sabido, el coeficiente de balasto "C" no es una constante sino que depende de una serie de factores (forma de la cimentación, tipo de construcción, etc.).

Données indispensables pour les calculs.

Dans le tableau I sont consignées les valeurs approximatives du coefficient k_1 dont on peut se servir dans l'absence des données expérimentales.

Caractéristiques du sol	Composition du sol	Valeur de k_1 en kg/cm^2	valeur de k_1 en T/m^3
Sol de faible densité	veze, sablo fraichement rapporté, argue humidifiée	0,1 - 0,5	100 - 500
Sol de densité moyenn	Sable tassé, gravier rapporté, argile humide	0,5 - 5	500 - 5 000
Sol dense	Sable fortement tassé, gravier fortement tassé cailloux, argile peu humide, mamo.	5 - 10	5 000 - 10 000
Sol tres dense	Argile sablonneuso tasseé artificielbomat argile dure	10 - 20	10 000 - 20 000
Sol dur	Roche fissurée calcaire, grés, sol geldó	20 - 100	20 000 - 100 000
Sol rocheux	Roche duro	100 - 1500	100 000 - 1500 000
Sol artificiel	Fondation sur pieux	5 - 1500	5 000 - 15 000
Materiaux de construction	Brique	400 - 500	400 000 - 500 000
	Maconnerie	500 - 600	500 000 - 600 000
	Béton	800 - 1 500	800 000 - 1.500 000
	Béton armé	800 - 1 500	800 000 - 1.500 000

Dan le tableau II on trouve les valeurs des expressions: $\eta, \eta_3, \eta_1, \eta_2$



COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ROCAS

FELDESPATOS (SILICO ALUMINATOS)

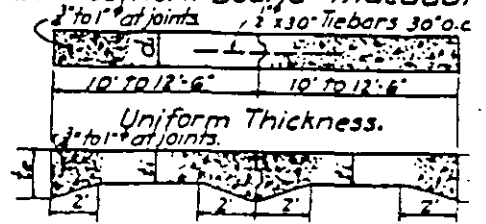
- 1.- Feldespato potásico= $6SiO_2 Al_2O_3 K_2O$ (ortoclasa)
Cristaliza en sistema monoclínico, tiene 2 planos de cruceo ortogonales
Color: gris, blanca a rosa. Dureza 6
 - 2.- Feldespato cálcico: $6SiO_2 Al_2O_3 CaO$ (anortita)
 - 3.- Feldespato sódico: $6SiO_2 Al_2O_3 Na_2O$ (Albita)
- } Plagioclasas

ROADS - DESIGN OF RIGID PAVEMENTS

DESIGN OF SLAB THICKNESS BY SHEETS' EMPIRICAL FORMULA

For stresses and thickness of plain or reinforced concrete and cement bound macadam

Case I - Corners protected by adequate load transfer at joints and cracks such as shown on Page 3-81 for unreinforced slabs and Page 3-82 for reinforced slabs.

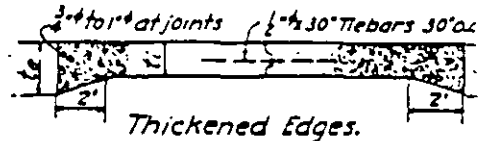


Formulas: $d_1 = \sqrt{\frac{1.92 Wc}{S}}$; $t_i = 0.85 d_1$; $t_e = 1.5 t_i$
 $t_i = \frac{2}{3} t_e$; $t_e = 1.275 d_1$

For 2'-6" edge slope $t_e = 1.43 t_i$; for 3'-0" edge slope $t_e = 1.33 t_i$

Case II - Corners unprotected, no adequate load transfer at joints and cracks. Space contraction and warping joints at 15'-25' centers and expansion joints at 90' to 120' centers.

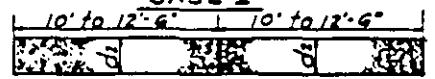
Slab thickness at free transverse joints to be t_e and sloped back 5' to 10' for thickened edge designs.



Formulas: $d_2 = \sqrt{\frac{2.4 Wc}{S}}$; $t_i = 0.85 d_2$; $t_e = \frac{d_2 - 0.47 t_i}{0.53}$

Note: When subgrade support is uncertain slab may be checked by cantilever formula: $t_e = \sqrt{3W/S}$; $t_i = \sqrt{1.5W/S}$

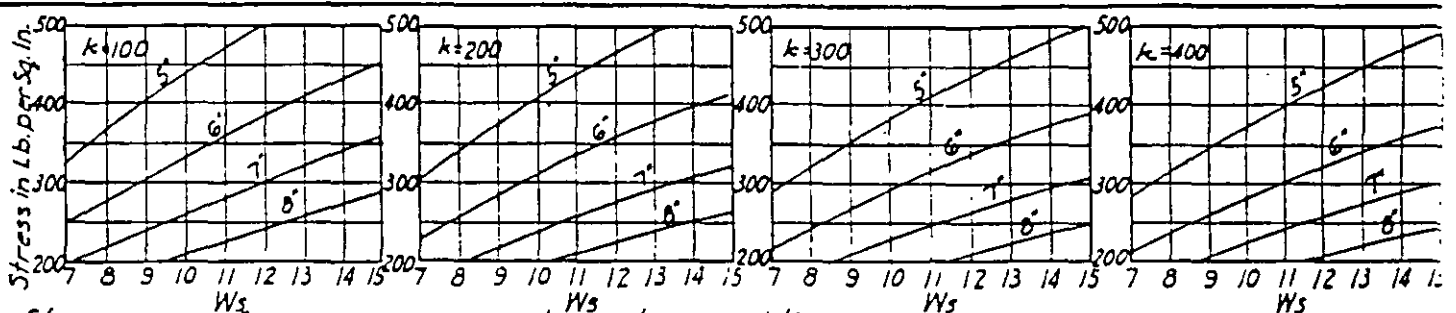
Where: W = Moving wheel load in pounds. Factors 1.92 and 2.4 include allowance for impact factor of 1.20; for other impact factors multiply 1.92 or 2.4 x $\frac{\text{impact factor}}{1.20}$
 c = Coefficient of subgrade support, see Table "D"
 S = Modulus of rupture or "Flexural Strength" of concrete Factor of Safety.



APPLICABLE DESIGNS CASE I
 APPLICABLE DESIGNS CASE II

Recommended value of $S = \frac{1}{2}$ Modulus of rupture. Usually varies in highway practice from 300 to 375 pounds per sq. in.

FIG. A-DESIGN SECTIONS:



Stresses are for average concrete and normal tire pressures. Where W_s = Gross Wheel Load in thousands of pounds (Static wheel load plus any impact) applied at slab interior, i.e., 2 to 3 feet from any edge. The edge and corner stresses will approximate the interior in slabs with edges t_e thickened from 1.33 to 1.6 of t_i and sloped 2' to 3', and with joints and reinforcing designed as shown on Pages 3-81; 82.

k = Modulus of subgrade reaction in lb. per sq. in. for settlement of one inch based on 0.1" or 0.05" settlement of 30" dia. rigid circular bearing plate. k should preferably be determined by actual test with subgrade in weakened condition, i.e., saturated or frost coming out.

FIG. B-STRESSES IN SLABS OF 5, 6, 7 & 8" THICKNESS (BY WESTERGAARD'S ANALYSIS)

TABLE C-RECOMMENDED THICKENED EDGE DESIGNS:

7" - 4.7' - 7" , 2' Slope.
7 1/2" - 5' - 7 1/2" , 2' Slope.
8" - 5 1/2' - 8" , 2' Slope.
9" - 6" - 9" , 2' Slope.
10" - 6.7' - 10" , 2' Slope.
10" - 7" - 10" , 2'-6" Slope.

TABLE D-RELATION OF SOIL, SUB GRADE, BEARING VALUE & CONSTANTS 'C' & 'K'.

SOIL	SUBGRADE	BEARING VALUE †	VALUE OF 'K'	VALUE OF 'C'	APPROX. C. B.
Clay & silt	Soft & Plastic	10 lb. per sq. in.	100	1.000	3 to 10
sand clay	Fairly Hard	20 lb. per sq. in.	200	0.900	10 to 25
Poor Gravel.	Hard	30 lb. per sq. in.	300	0.842	20 to 35
Sand, sand	Very Hard	40 lb. per sq. in.	400	0.800	35 to 50
Clay, Gravel.	Extremely Hard.	50 lb. per sq. in.	500	0.770	50 to 80

† Where sub grade bearing value = lb. per sq. in. on circular plate 30" to 36" dia. causing settlement of

* From Concrete Road Design by Frank T. Sheets. Ref.: Structural Design of Concrete Pavements by Teller & Sutherland. Reinforced Concrete Pavements by R.O. Bradbury; Stresses in Concrete Runways by H.M. Westergaard.

ROADS - DESIGN OF PAVEMENTS - 1

TABLE A - WHEEL LOADS FOR PAVEMENT DESIGN.*

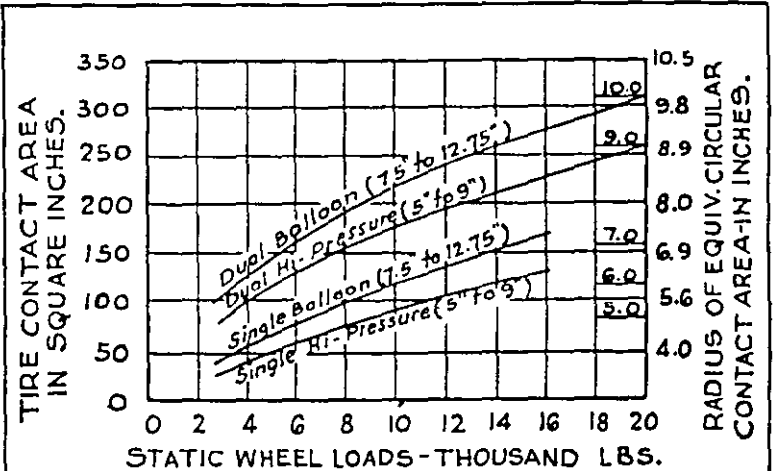
TYPE OF HIGHWAY, STREET OR ROAD.	WHEEL LOAD (STATIC)
Heavy duty urban routes, downtown business streets, State and County trunk lines through cities & urban zones, Class "AA", "A" and "B" roads with "T" traffic abnormally high.	12,000 Lb. (85 to 100 lb./sq. in.)
Heavily traveled rural routes, principal city streets, State and County trunk line roads in rural zones. Class "AA", "A" and "B" roads with "P" or "M" traffic.	10,000 Lb. (80 to 90 lb./sq. in.)
Roads and streets carrying only occasional 8000 lb. wheel loads (A.A.S.H.O. & P.R.A. maximum and legal limit in many states) with moderate volume of mixed traffic. Class "C" and "D" roads with "P" or "M" traffic.	7,000 lb. (70 to 85 lb./sq. in.)
Roads and streets carrying a light volume of passenger vehicle traffic with occasional light commercial vehicles. Class "E" or "F" roads with "P" or "M" traffic, private roads & drives.	4,000 Lb. (60 to 75 lb./sq. in.)

NOTES: Wheel load selected should be based on local laws and regulations, and if possible on traffic studies of load intensity and frequency. Pavement design is based on the wheel load and not on the gross weight of vehicle. Rigid pavements are designed with a safety factor (usually 2) allowing practically unlimited stress repetitions caused by the design load. Thus an occasional overload up to as high as twice the design load will not be destructive. Flexible pavements, while not adapted to such exact analysis, will also carry occasional overloads if conservatively designed. Dual wheels are considered as one wheel load and one contact area if tires are within 3' centers.

TABLE B - IMPACT FACTORS

STATIC WHEEL LOAD	DUAL HI-PRESSURE	DUAL BALLOON
** 4,000 Lbs.	2.05	1.70
** 5,000 "	1.80	1.54
** 6,000 "	1.67	1.43
** 7,000 "	1.56	1.37
** 8,000 "	1.48	1.31
** 9,000 "	1.41	1.27
** 10,000 "	1.36	1.24
12,000 "	1.3±	1.2±

Speed 50 m.p.h., pavement reasonably smooth.



$$\text{Unit pressure in p.s.i.} = \frac{\text{Wheel loads in lbs.}}{\text{Contact area in inches.}}$$

FIG. C - TIRE CONTACT AREAS & RADII.**

For use in pavement design formulas and selecting size of bearing plates for field load tests

* Reference: The Design of Street Pavements, R-153, Portland Cement Assoc., Chicago, Ill. & Reinforced Concrete Pavements, R.D. Bradbury, Wire Reinf. Institute, Washington, D.C.

** Adapted from American Highway Practice by L.I. Hewes, Vol. II.

ROADS - DESIGN OF PAVEMENTS-2

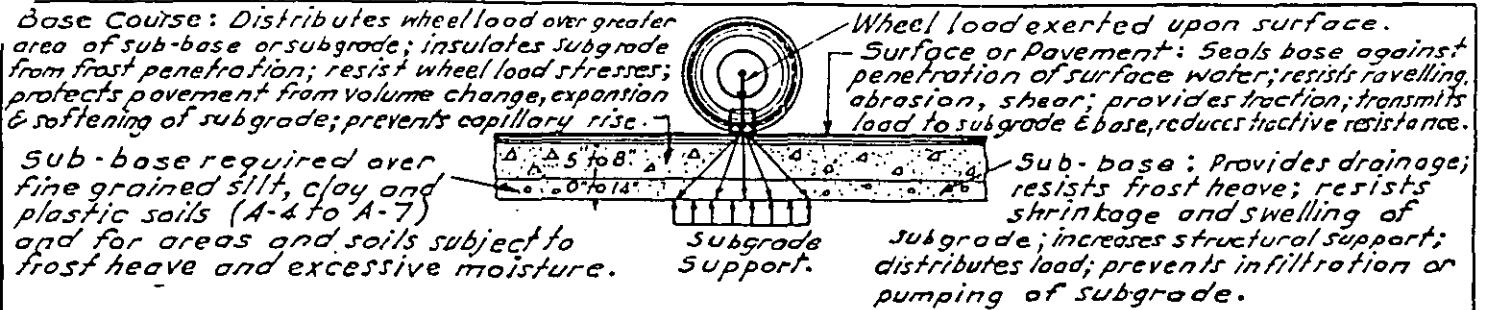


FIG. A - FUNCTIONS OF PAVEMENT, BASE AND SUB-BASE.

FACTORS - SELECTION OF RIGID OR FLEXIBLE TYPE.

RIGID (CONCRETE)	FLEXIBLE (BITUMINOUS)
<p>Low maintenance cost - long life - high salvage value as base for future re-surfacing - high visibility and reflection at night - spreads load over wide area - may be placed directly on weak or sandy subgrades - resists turning stresses - undamaged by oil or gas drip - low tractive resistance - can be designed and built close to tolerances.</p>	<p>Adaptable to stage construction - low cost types may be built with local labor, materials and equipment - easily opened and patched - low initial cost (except high types) - frost heave and settlement easily repaired - resists formation of ice glaze - great variety of types to fit a wide range of conditions - has no joints, has resilient riding qualities.</p>

NOTE: Bitum. surface may be placed on rigid base. Concrete may be darkened & bitum. may be lightened in color.

SELECTION FACTORS: Use Table A, Pg. 3-72 to select the type of bituminous pavement, consider all of the factors listed as they pertain to the proposed road.
BEARING VALUES OF BASE & SUBGRADE: See Pg. 3-80 for CBR and load bearing value in p.s.i. for various soils and bases. Also see Soil Mechanics section.

DESIGN METHODS.

PAVEMENT DESIGN FLEXIBLE

PRACTICAL: Requires identification of soils into PRA group by appearance, texture & simple tests. Use Highway Research Board Table B - Pg. 3-72 to determine thickness of pavement, base and sub-base needed over each soil type. Customary sections for various Classes of Roads based on construction practice are shown on Pages 3-43, 44. These sections are adequate with sub-base added where necessary.

CALIFORNIA (CBR): Requires laboratory tests or assumption of CBR value of subgrade and available base and sub-base materials. Use the most economical combination with soils of lower CBR in bottom layers. CBR curves show directly the total thickness needed over any subgrade soil. The curves do not show the thickness necessary for frost heave prevention. As curves are based on 60 p.s.i. tire pressure, thickness should be increased 20% for pressures of 80 - 90 p.s.i.

ASPHALT INSTITUTE: Requires load bearing test or assumed bearing value of subgrade & base. Curves show the thickness of High Type Bitum. pavement needed over base or subgrade. Make economic study of pavement thickness balanced against cost of base or raising subgrade bearing value.

GRAYS FORMULA: Requires bearing value of subgrade by load test or assumption. Formula gives the total thickness of granular base and pavement needed over subgrade. May be used in conjunction with Asphalt Institute curves to determine the base thickness needed by subtracting the pavement thickness from the total.

RIGID

SHEETS & WESTERGAARD: Requires load bearing test or assumed bearing value of subgrade or base. Sheets formulas give the pavement thickness. Take the nearest inch or 1/2 inch & check the stresses by Westergaard curves. (Check on corners by cantilever formula $t_c = \sqrt{\frac{3W}{k}}$.) The customary sections for various Classes of Roads based on construction practice are shown on Pg. 3-44. When load tests are impracticable or subgrade conditions are uncertain these sections are recommended for Roads & Traffic as shown.

ROADS - DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS-1

TABLE A - FACTORS FOR SELECTION & DESIGN.

FACTORS TO CONSIDER.	LOW TYPE BITUM. (SURFACE TREATMENT).	INTERMEDIATE TYPE BITUM.	HIGH TYPE BITUMINOUS.
		Prime & Seal, Blotter Coats, Carpet Coats, Armor Coats (under 1" thickness).	Penet. Macadam, Road Mix, Cold Plant Mix. Low Cost Hot mixes, Sand-Asphalt.
Wheel Loads. See Pg. 370	4,000 to 7,000 See Note 1.	7,000 to 10,000.	10,000 to 12,000 or over.
Traffic Character.	Passenger or Mixed.	Passenger or Mixed.	Mixed or Truck.
Traffic Density.	to 750 Daily	to 2,000 Daily.	To Road Capacity.
Probable Life.	6 Months to 2 years	5 to 15 years.	15 to 25 years.
Maintenance.	Annual Seal- Continual Patching & Repair.	Occasional Seal. Inter-mittent patching & Repair.	Very little - Occasional Seal Coat & Patching.
Constr. Equipment Required.	Trucks, Dregs, Spreaders & Distributor.	See Note 2.	Central Plant, Trucks, Mech. Spreaders, Heavy Rollers.
Labor Required.	Unskilled, Semi-skilled & Equipment operators.	Unskilled, Semi-skilled & Equipment operators.	Unskilled, Semi-skilled & Highly skilled.
Aggregates.	Usually Local.	Usually Local.	High grade - May necessitate importing.
Bitum. Materials.	Liquid or Semi-Solid.	Liquid or Semi-Solid.	Solid Asphalts or Tars.
Initial Cost.	Low	Medium.	High
Mainten. Cost.	High	Medium.	Low
Type of Base Required.	Gravel, Sand-Clay, Crushed Stone, Stabilized soil, Lime Rock, Soil Cement.	Gravel, Sand-Clay, Crushed Stone, Stabilized Soil Caliche, Scoria, Slag or Slag.	Water or Dry Bound Macadam Bitum. Macadam, Soil Cement or Cem. Concrete.

NOTES: 1. Low and intermediate types may be used for heavy wheel loads or dense traffic for temporary or stage construction and over fills where settlement is expected. 2. Road Mix (Mix-in-Place): Graders, harrows, tillers, trucks, spreaders, loaders & distributors. Plant Mix: Temporary or Travel Plant, spreaders, graders, trucks, loaders & rollers (optional). Penetration: Crusher, Trucks, spreaders or graders, heavy rollers, dregs & distributors.

EXAMPLE: Use of Table A - Given: Low initial funds, light traffic, rural area, provisions for maintenance, abundant local gravel. Required: Pavement type. Solution: From study of factors, either a prime & seal on gravel base with gravel cover or a gravel road-mix would be logical. If initial funds are ample, traffic is dense & heavy, area is urban consider Bitum. Conc. or Sheet Asphalt.

TABLE B - PRACTICAL DESIGN THICKNESS OF PAVEMENT BASE AND SUB-BASE.*

Compiled by Highway Research Board from State Highway Experience based on 10,000 lb. wheel loads.

MAJOR DIVISIONS SUBGRADE SOILS.	Coarse grained Sandy & gravelly soils.					Fine grained silt & Clay soils.			
	A-1-b Non- Plastic	A-1-a Plastic	A-2-a Non- Plastic	A-2-b Plastic	A-3	A-4 A-4-7	A-5 A-5-7	A-6	A-7
PAVEMENT.	2"	2"	2"	2"	2"	2"	2"	2"	2"
BASE COURSE.	0"	5"	5"	6"	5"	8"	8"	8"	8"
SUB-BASE COURSE.	0"	0" to 12"	0"	0" to 12"	0"	2" to 14"	4" to 14"	0" to 14"	0" to 14"
TOTAL THICKNESS.	2"	7" to 19"	7"	8" to 20"	7"	12" to 24"	14" to 24"	10" to 24"	10" to 24"

NOTES: For detailed characteristics to identify soil classes, see Soils section. Pavement may be Surface Treatment, Road-Mix, Cold Plant Mix, Penetration or Central Plant Hot-Mix. When Surface Treatment is used the base thickness should be as shown plus 2" in lieu of pavement. Base course thicknesses as shown are for gravel, crushed stone, slag, sandy clay, sand-clay-gravel, caliche & lime-rock. For Soil Cement Base use 5" over A-1 plastic to A-3 and 6" over A-4 to A-7 sub-grades. Sub-Base may be sand, gravel, cinders, slag, crusher-run stone, shale, screenings, stabilized local soil. The Plasticity Index of Base & Sub-base should not exceed 6 in any case. For frost protection the base & sub-base material should have under 8% passing a 200 mesh or under 3% passing 0.02 mm.

*Adapted from The Thickness of Flexible Pavements by Highway Research Board.

ROADS - DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS-2

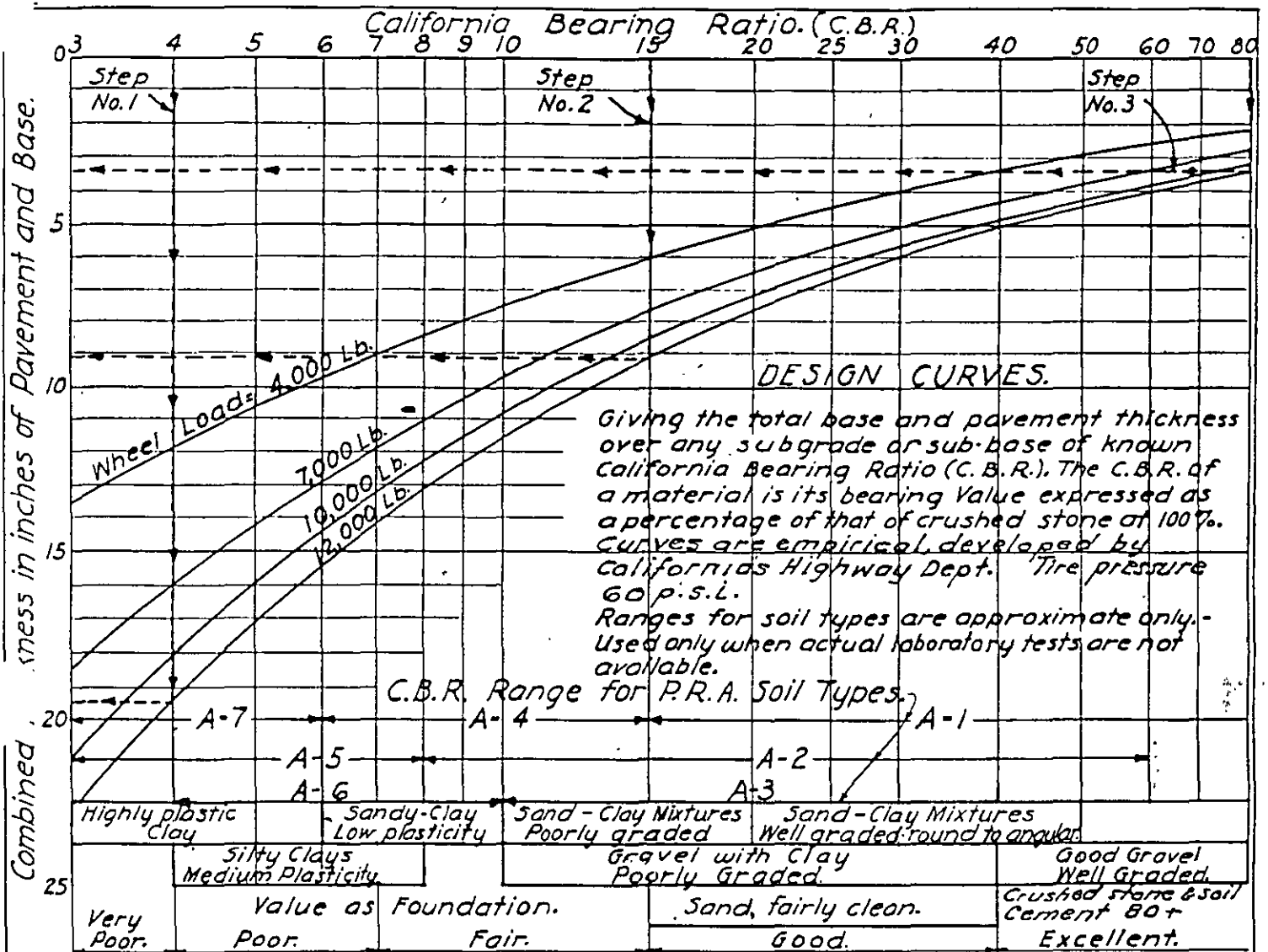
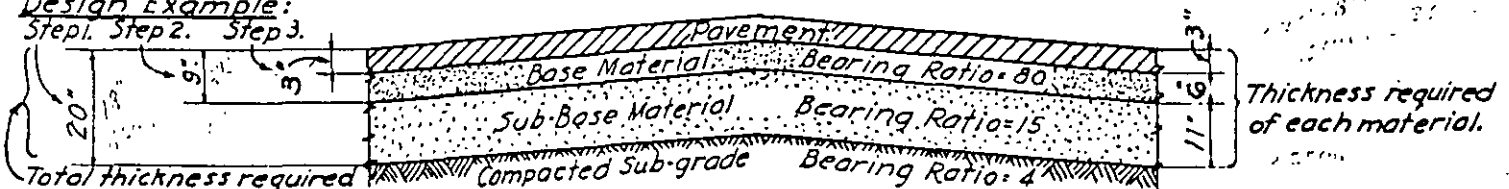


FIG. A-DESIGN OF PAVEMENT & BASE THICKNESS BY CALIFORNIA METHOD.

NOTE: Using base material with a high C.B.R. for lower layers in place of material with a lower C.B.R. does not decrease the total base thickness, which is governed by the C.B.R. of the subgrade. In any case the combined thickness of pavement and non-frost action base material such as clean sand or gravel should be from 1/2 to full depth of frost penetration. The minimum C.B.R. of the upper base material for a depth of 5" to 8" beneath the pavement should be 80 for 10,000# and 12,000# wheel loads and 40 to 65 for 4,000# and 7,000# wheel loads.

Design Example:
Step 1. Step 2. Step 3.



Total thickness required above each layer of known C.B.R.

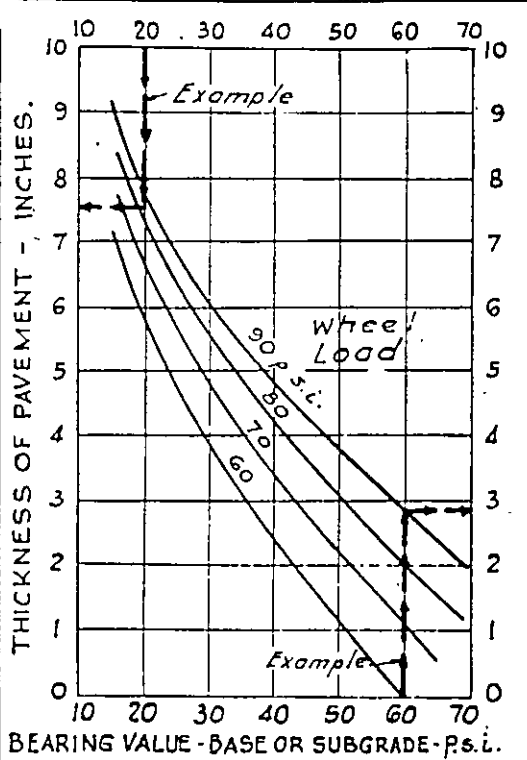
Given: A heavy duty Class "A" highway, "T" traffic with up to 12,000# wheel loads, a plastic clay b grade with a C.B.R. of 4. Available sandy borrow for sub-base with a C.B.R. of 15. Available e material with a C.B.R. of 80.

Required: Thickness of sub-base, base and pavement.

Solution: - Step 1; from the 12,000# curve the required total thickness of base and pavement above the subgrade (C.B.R. of 4 per cent) is 20 inches. Step 2; the minimum depth of more stable material (higher C.B.R.) above the sub-base (C.B.R. of 15 per cent) from the 12,000# curve is 9" very nearly. Step 3; The required thickness of pavement over the base (C.B.R. of 80 per cent) is 3", say 2" of bit concrete binder and 1" of bit-concrete wearing course.

References: A. Casagrande, O. J. Porter, Eng. Manual of U.S. Eng. Dept. 1941 to 1943 & Eng. News Record, Jan. 28 1943.

ROADS - DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS-3



ASPHALT INSTITUTE DESIGN CURVES.

Giving the total thickness of Asphaltic Concrete pavement required over any base or subgrade of known bearing value. The bearing value is based on the p.s.i. on a circular plate (of the same contact area as that of the design wheel load) causing a deflection of 0.5 inch - See Soils

Section for evaluation of subgrade & bases and approximate bearing values of soils & bases. See Page 3-70 for wheel loads & contact areas.

DESIGN EXAMPLE.

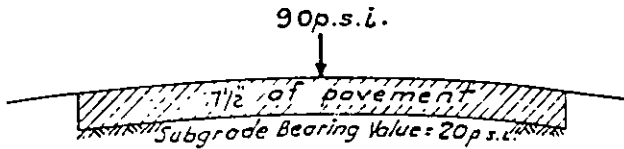
Given: A heavy duty Class "A" highway, "T" traffic with 12,000* wheel loads (90 p.s.i.), contact area 133 sq. in., Subgrade with bearing value of 20 p.s.i. Available base material with bearing value of 60 p.s.i.

Cost of pavement is 30¢ and of base is 12¢ per sq. yd. for each inch of thickness (assumed for example only).

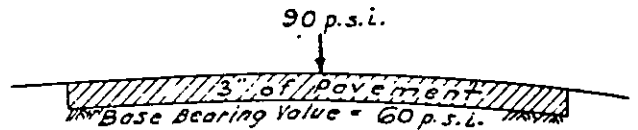
Required: Alternate designs; N° 1, all pavement & N° 2 pavement & base.

Solution: From curves 7 1/2" of pavement is required over 20 lb. subgrade and 3" is required over 60 lb. base of 4 1/2" thickness.

(See problem Fig. B below) ∴ Cost of Design N° 1 = 30 x 7 1/2 = \$ 2.25 per sq. yd. Cost of Design N° 2 = (30 x 3) + (12 x 4 1/2) = \$ 1.44 per sq. yd.



DESIGN N° 1 - PAVEMENT OVER SUBGRADE.

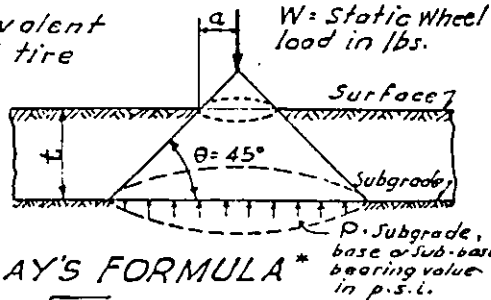


DESIGN N° 2 - PAVEMENT OVER BASE.

FIG. A - CURVES FOR THICKNESS OF ASPHALTIC CONCRETE PAVEMENT.

a = radius of equivalent circular area of tire contact.

t = thickness of flexible pavement and base in inches.



GRAY'S FORMULA *

$$t = .564 \sqrt{\frac{W}{P} - a}$$

GRAY'S FORMULA.

Flexible pavement design methods (such as C.B.R. and formulas by Hager & Bonney, Hawthorne, Hausel, Downs, Goldbeck, etc.) are based on the intensity of pressure on the subgrade varying in some inverse ratio with the thickness of pavement and base. Gray's formula is typical in which the load "W" is distributed downwards conically with an angle of load distribution θ of 45° as shown. The unit pressure and required bearing value at any plane may be computed. Or, if the bearing value is known the required pavement and base thickness may be computed.

DESIGN EXAMPLE.

Given: W = 12,000 lbs. (90 p.s.i.) Contact area = 133 sq. in.

$$a = \sqrt{\frac{133}{\pi}} = 6.5" \text{ (or from Fig. C - Pg. 3-70).}$$

P = 20 p.s.i. (W, a & P from Example Fig. A)

Required: Thickness of base (t-3") in Example Fig.

Solution: $t = .564 \sqrt{\frac{12,000}{20} - 6.5} = 7 1/2". \therefore t - 3" = 4 1/2"$

DESIGN N° 2 - PAVEMENT & BASE.

FIG. B - THICKNESS OF FLEXIBLE PAVEMENT AND BASE.

NOTE: Curves Fig. A are based on the confining effect of Asphaltic Concrete Pavement and should not be used for low type pavement or base thickness. Formula Fig. B is suitable for granular bases. Concrete bases should be designed by Rigid Pavement Formulas, Pg. 3-80.

Reference: Research & Construction Series, The Asphalt Institute, Design of Flexible Pavement;

ROADS - DESIGN OF RIGID PAVEMENTS

DESIGN OF SLAB THICKNESS BY SHEETS' EMPIRICAL FORMULAS*

For stresses and thickness of plain or reinforced concrete and cement bound macadam.

Case I - Corners protected by adequate load transfer at joints and cracks such as shown on Page 3-81 for unreinforced slabs and Page 3-82 for reinforced slabs.

Formulas: $d_1 = \sqrt{\frac{1.92 Wc}{S}}$; $t_i = 0.85 d_1$; $t_e = 1.5 t_i$
 $t_i = \frac{2}{3} t_e$; $t_e = 1.275 d_1$

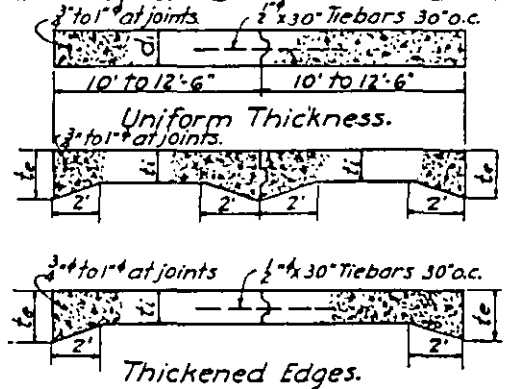
For 2'-6" edge slope $t_e = 1.43 t_i$; for 3'-0" edge slope $t_e = 1.33 t_i$

Case II - Corners unprotected, no adequate load transfer at joints and cracks. Space contraction and warping joints at 15'-25' centers and expansion joints at 90' to 120' centers. Slab thickness at free transverse joints to be t_e and sloped back 5' to 10' for thickened edge designs.

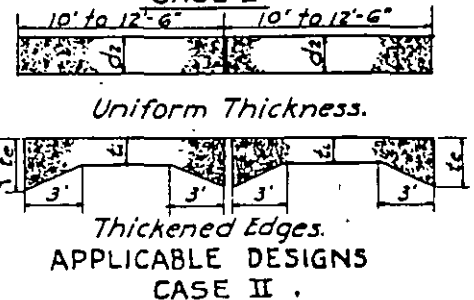
Formulas: $d_2 = \sqrt{\frac{2.4 Wc}{S}}$; $t_i = 0.85 d_2$; $t_e = \frac{d_2 - 0.47 t_i}{0.53}$

NOTE: When subgrade support is uncertain slab may be checked by cantilever formula: $t_e = \sqrt{3Ws}$; $t_i = \sqrt{1.5Ws}$
 Where: W = Moving wheel load in pounds. Factors 1.92 and 2.4 include allowance for impact factor of 1.20; for other impact factors multiply 1.92 or 2.4 x $\frac{\text{impact factor}}{1.20}$
 c = Coefficient of subgrade support, see Table "D"
 S = Modulus of rupture or "Flexural Strength" of concrete
 Factor of Safety.

Recommended value of $S = \frac{1}{2}$ Modulus of rupture. Usually varies in highway practice from 300 to 375 pounds per sq. in.

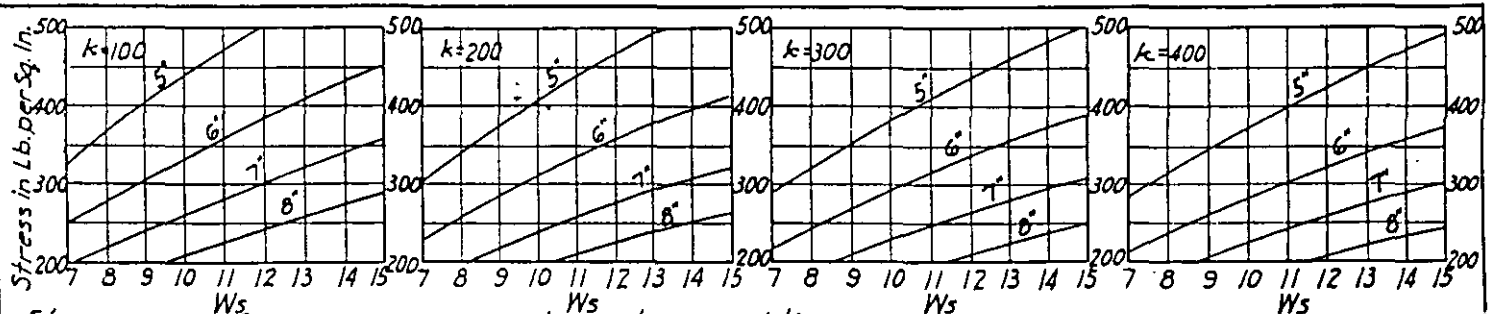


APPLICABLE DESIGNS CASE I



APPLICABLE DESIGNS CASE II

FIG. A-DESIGN SECTIONS.



Stresses are for average concrete and normal tire pressures. Where W_s = Gross Wheel Load in thousands of pounds (Static wheel load plus any impact) applied at slab interior, i.e., 2 to 3 feet from any edge. The edge and corner stresses will approximate the interior in slabs with edges t_e thickened from 1.33 to 1.6 of t_i and sloped 2' to 3', and with joints and reinforcing designed as shown on Pages 3-81; 82.

k = Modulus of subgrade reaction in lb. per sq. in. for settlement of one inch based on 0.1" or 0.05" settlement of 30" dia. rigid circular bearing plate. k should preferably be determined by actual test with subgrade in weakened condition, i.e., saturated or frost coming out.

FIG. B-STRESSES IN SLABS OF 5, 6, 7 & 8" THICKNESS (BY WESTERGAARD'S ANALYSIS).

TABLE C-RECOMMENDED THICKENED EDGE DESIGNS.

1" - 4.7" - 7" , 2' Slope.
7½" - 5" - 7½" , 2' Slope.
8" - 5½" - 8" , 2' Slope.
9" - 6" - 9" , 2' Slope.
10" - 6.7" - 10" , 2' Slope.
10" - 7" - 10" , 2'-6" Slope.

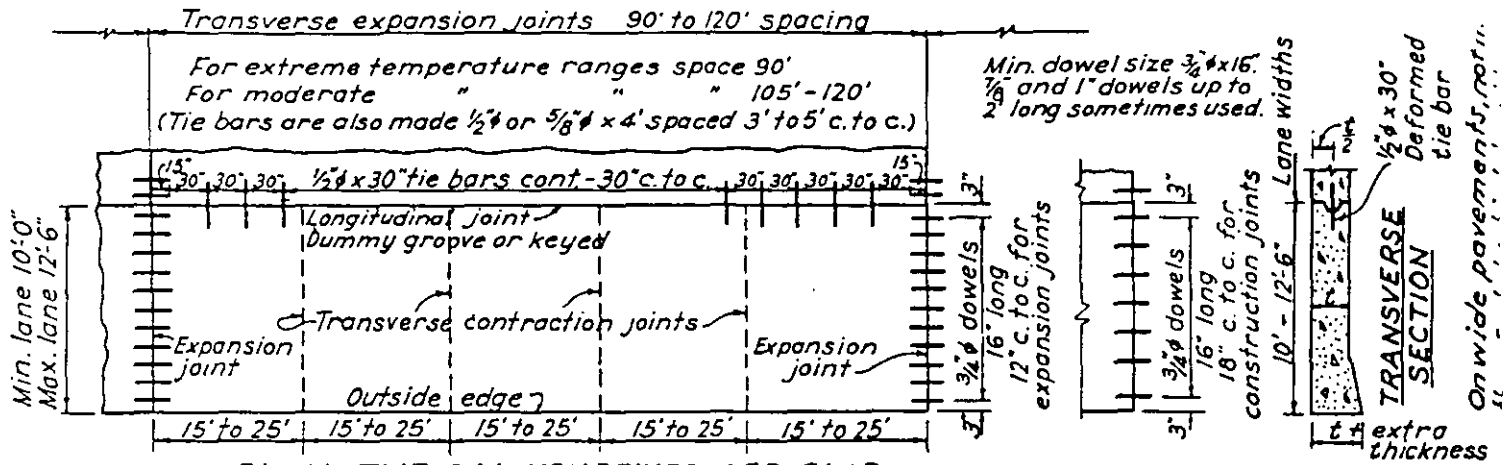
TABLE D-RELATION OF SOIL, SUBGRADE, BEARING VALUE & CONSTANTS 'c' & 'k'.

SOIL	SUBGRADE	BEARING VALUE †	VALUE OF K	VALUE OF 'c'	APPROX. C. B. R.
Clay & Silt	Soft & Plastic	10 lb. per sq. in.	100	1.000	3 to 10
Sand, clay	Fairly Hard	20 lb. per sq. in.	200	0.900	10 to 25
Poor Gravel.	Hard	30 lb. per sq. in.	300	0.842	20 to 35
Sand, Sand Clay, Gravel.	Very Hard	40 lb. per sq. in.	400	0.800	35 to 50
Gravel.	Extremely Hard.	50 lb. per sq. in.	500	0.770	50 to 80

† Where sub grade bearing value = lb. per sq. in. on circular plate 30" to 36" dia. causing settlement of 0.1"

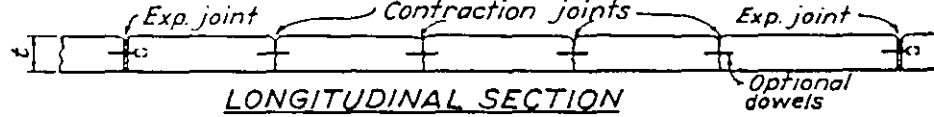
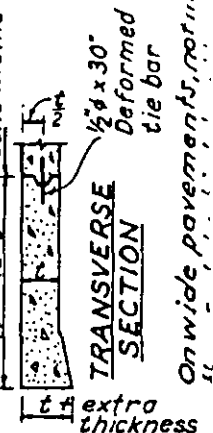
*From Concrete Road Design by Frank T. Sheets. Ref.: Structural Design of Concrete Pavements by Teller & Sutherland.

ROADS - CONCRETE PAVEMENT DETAILS - I



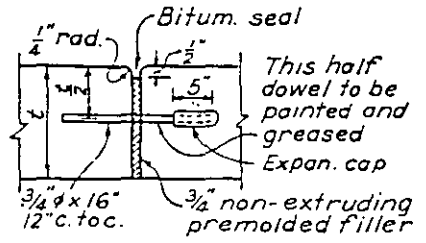
PLAN-TYPICAL NON REINFORCED SLAB

Min. dowel size $\frac{3}{4}$ " x 16".
 $\frac{7}{8}$ " and 1" dowels up to 2' long sometimes used.

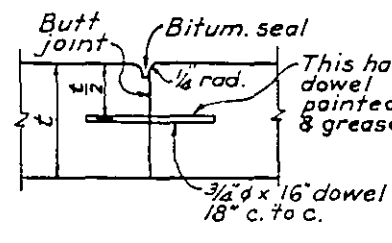


LONGITUDINAL SECTION

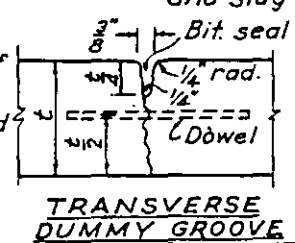
CONTRACTION JOINT SPACING
 Crushed granite aggregate - 25'
 Limestone & calcareous gravel aggregate - 20'
 Siliceous gravel and slag aggregate - 15'



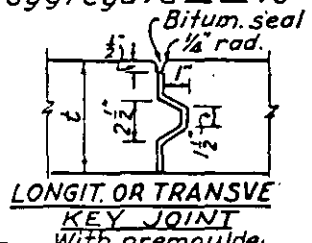
TRANSVERSE EXPANSION JOINT



TRANSVERSE DOWELED CONTRACTION JOINT

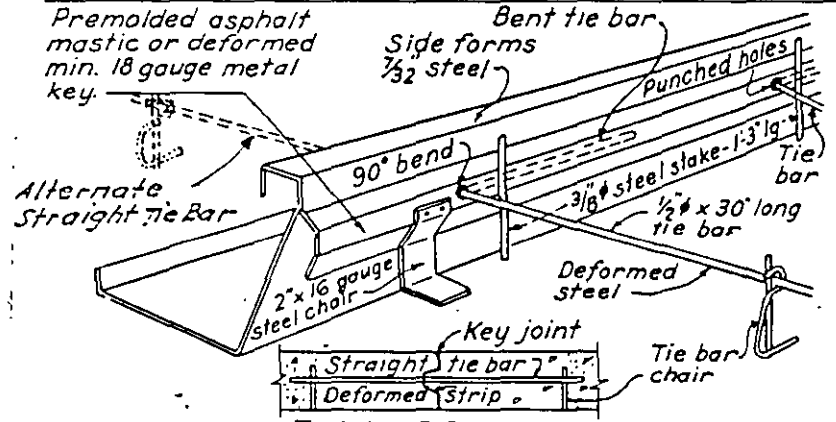


TRANSVERSE DUMMY GROOVE CONTRACTION JOINT
 Dowels $\frac{3}{4}$ " x 16" - 12" c. to c.
 Required by P.R.A. for A-4 to A-7 subgrades.

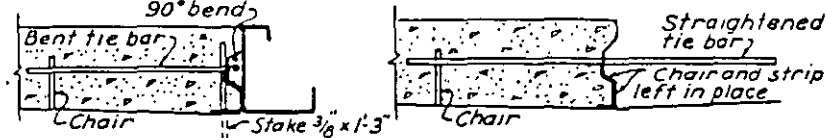


LONGIT. OR TRANSV. KEY JOINT
 With premolded mastic or deformed metal - to be left in concrete.

JOINT LOCATION & DETAILS* (No interior slab reinforcement)



STEPS IN THE CONSTRUCTION OF PAVEMENT WITH LONGITUDINAL KEY JOINT

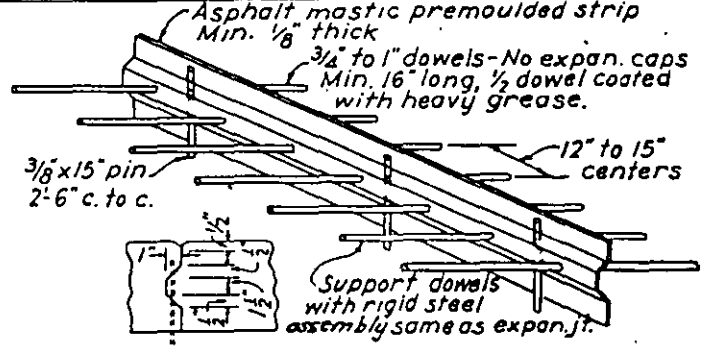


ONE-LANE PLACING

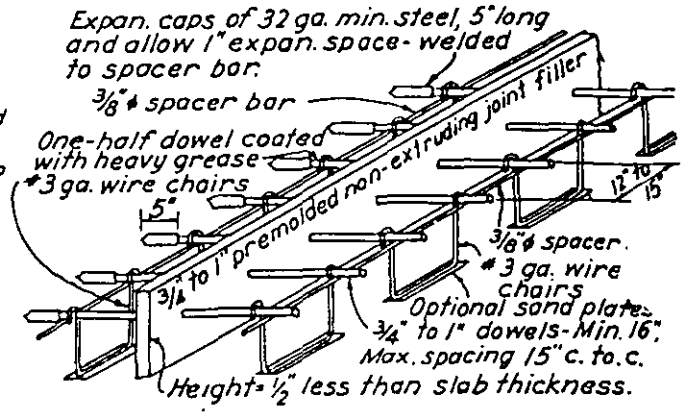
Step 1.- Keyed joint in place against side form
 Step 2.- Side form removed and tie bars straightened for adjacent lane.

LONGITUDINAL KEY JOINT ASSEMBLIES*

Two-lane placing-use straight tie bars inserted through deformed strip held by pins and chairs.
 One-lane placing-use bent tie bar assembly as detailed.



TRANSVERSE CONTRACTION JOINT ASSEMBLY

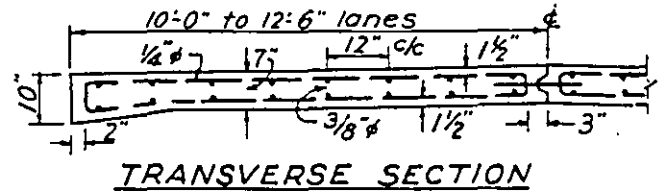
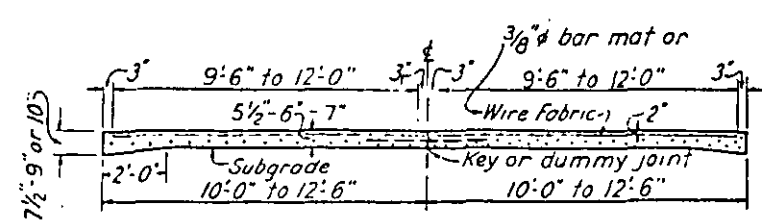
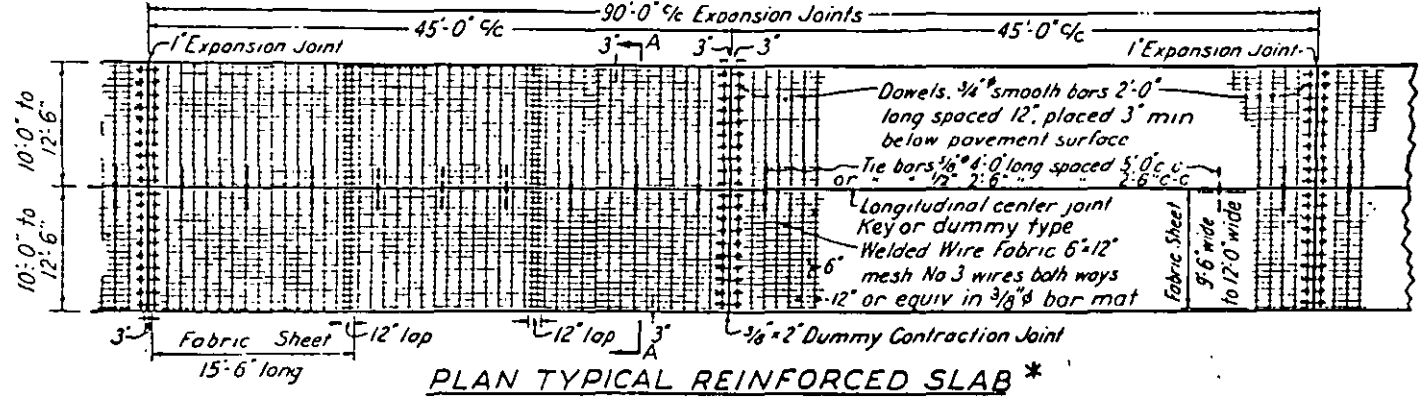


TRANSVERSE EXPANSION JOINT ASSEMBLY*

*Assembly details from LoCiede Steel Co.
 *In accordance with recommendations of P.C.A., P.R.A., A.A.S.H.O., C.A.A. and U.S.E.D.

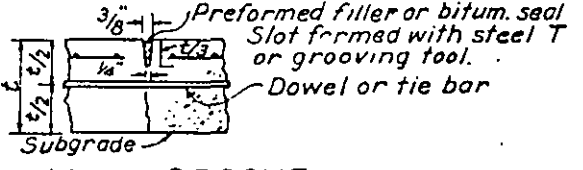
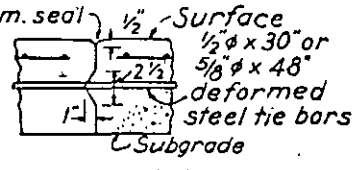
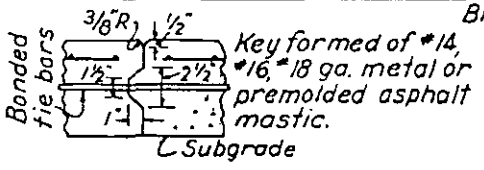
ROADS-CONCRETE PAVEMENT DETAILS - 2

E: Expansion joints commonly spaced from 90'-0" to 120'-0"; contraction joints 30'-0" to 50'-0".
 reinforcement is #6 wire on 6" x 12" centers. Wire mesh fabric should total 40 to 65 lbs. per 100 sq. ft. Single bar mats $\frac{3}{8}$ " & $\frac{1}{4}$ " bars to total 50-65 lbs. per 100 sq. ft. may be used.



Showing double bar mat $\frac{1}{4}$ " transverse bars at 20" c/c and $\frac{3}{8}$ " longit. bars at 12" c/c. Used for bridge approaches, extreme frost conditions, bad subgrades and over culverts. Use at least 100# per 100 sq. ft. of slab of $\frac{3}{8}$ " bars.

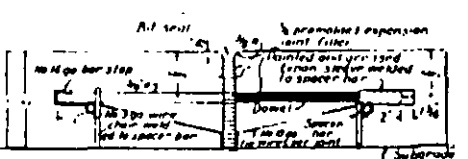
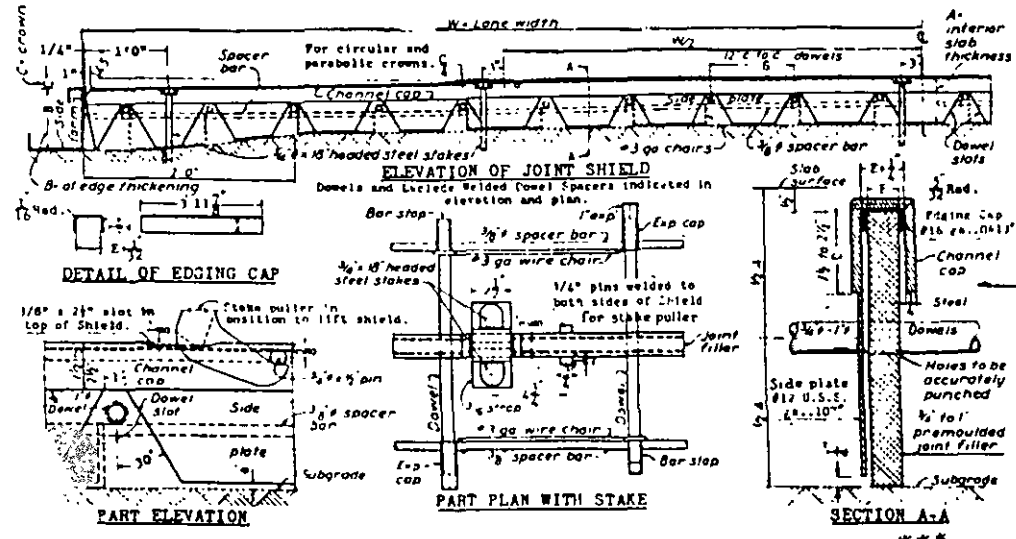
ing location of single bar mat or wire fabric. late for all usually encountered conditions when sizes and spacing shown in plan are used.



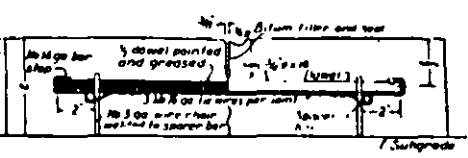
PREFORMED LONGITUDINAL JOINTS

DUMMY GROOVE

TYPES OF JOINTS **



TRANSVERSE DOWELED EXPANSION JOINT ASSEMBLY IN PLACE *** (Installing shield at left)



TRANSVERSE DOWELED CONTRACTION JOINT ASSEMBLY IN PLACE ***

The shield is removed before final screeding by pulling the $\frac{3}{4}$ " stakes and lifting the shield with the stake puller as shown. The edging cap is removed after the joint has been edged.

* Adapted from Bradbury, Reinforced Concrete Pavements, Wire Reinforcement Institute Wash., D.C. ** From P.R.A. *** From Laclede Steel Company

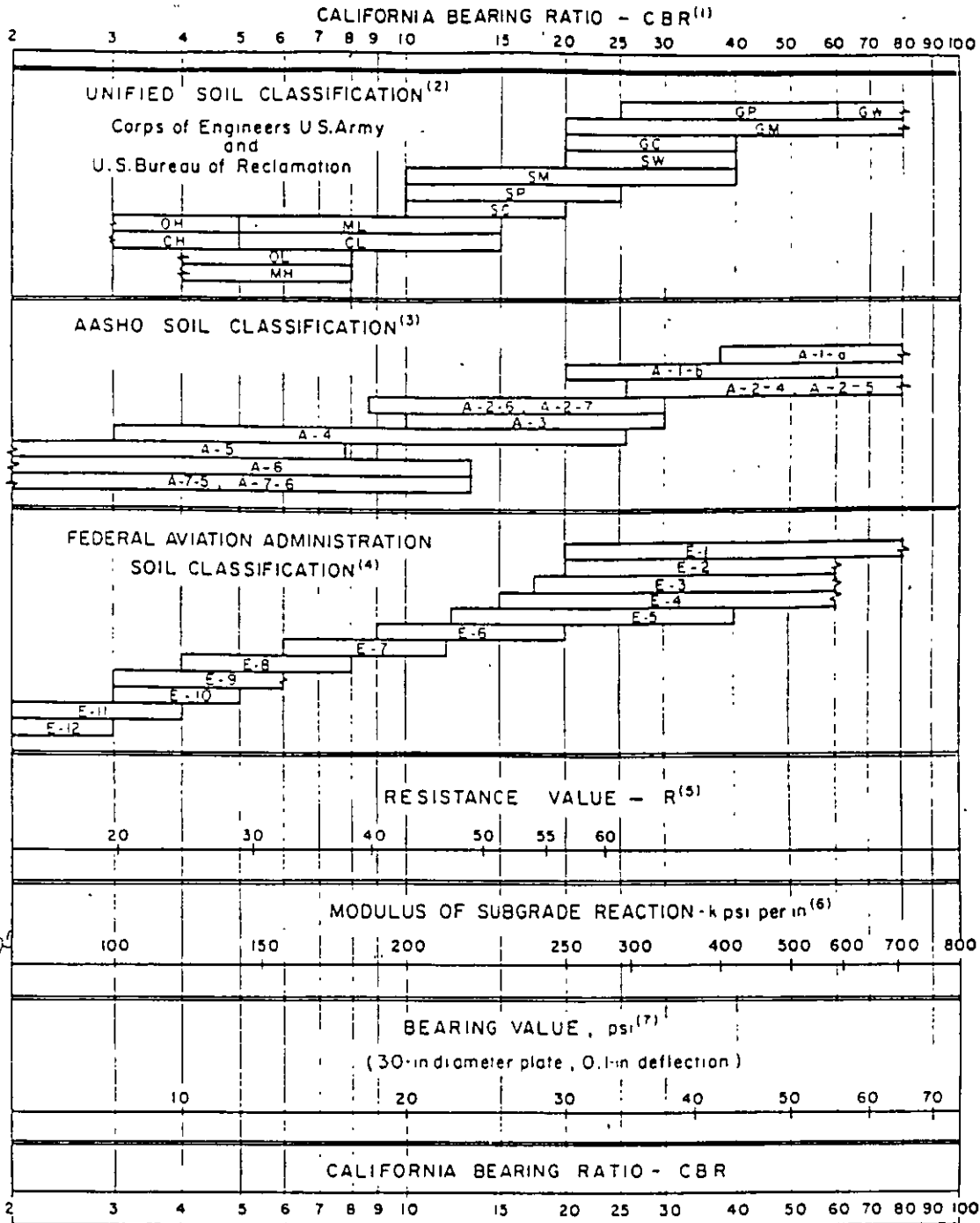


Fig. 22-1 Soil classification, resistance value, k-value, and bearing value vs. California bearing ratio.

(1) For the basic idea, see Porter, O. J., "Foundations for Flexible Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 100-136, 1942.

(2) "Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields," Appendix B, *The United Soil Classification System*, U.S. Army Corps of Engineers, Technical Memorandum 3-357, 1953.

(3) "Classification of Highway Subgrade Materials," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-fifth Annual Meeting*, 25, 376-392, 1945.

(4) *Airport Paving*, U.S. Department of Commerce, Federal Aviation Agency, pp. 11-16, May, 1948. Estimated using values given in FAA *Design Manual for Airport Pavements*.

(5) Hveem, F. N., "A New Approach for Pavement Design," *Engineering News-Record*, 141(2), 134-139, July 8, 1948. *R* is factor used in California Stabilometer-Method of Design.

(6) See Middlebrooks, T. A., and Bertram, G. E., "Soil Tests for Design of Runway Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 152, 1942. *k* is factor used in Westergaard's analysis for design of concrete pavement.

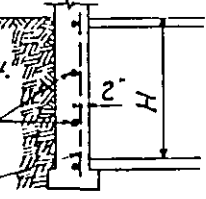
(7) See (6), page 184.

BASEMENT RETAINING WALLS.

$f'_c = 2,000 \text{ #/sq. in.} - f_s = 20,000 \text{ #/sq. in.}$

TABLE A - REINFORCEMENT FOR EARTH PRESSURE (DRY).

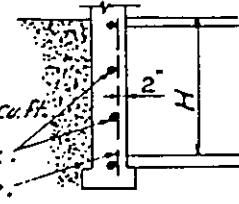
Angle of repose $\phi = 33^\circ$
 Earth $W = 100 \text{ lbs. per cu. ft.}$
 $\frac{3}{8}'' \phi$ 18" o.c. Horiz.
 Vertical steel in Table.



H	12" WALL	16" WALL	20" WALL
8:0"	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.
9:0"	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.
10:0"	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 10" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.
11:0"	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 7 1/2" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.
12:0"	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 10 1/2" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 8" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 10 1/2" o.c.
13:0"	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 8" o.c.	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 8 1/2" o.c.
14:0"	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 10" o.c.	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 9" o.c.	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 12" o.c.
15:0"	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 8" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.
16:0"	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 10" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 7 1/2" o.c.
17:0"	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 11 1/2" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 10" o.c.
18:0"	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 8 1/2" o.c.
19:0"	$1'' \phi$ - 10 1/2" o.c.	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 10 1/2" o.c.
20:0"	$1'' \phi$ - 11 1/2" o.c.	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 9" o.c.
22:0"		$1'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 10 1/2" o.c.
23:0"		$1'' \phi$ - 9 1/2" o.c.	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 9" o.c.
24:0"		$1'' \phi$ - 10 1/2" o.c.	$1'' \phi$ - 10 1/2" o.c.
24:0"		$1'' \phi$ - 9" o.c.	$1'' \phi$ - 10" o.c.

TABLE B - REINFORCEMENT FOR SATURATED EARTH PRESS.


Saturated Earth,
 Assumed equivalent
 fluid weight $W' = 75 \text{ lbs. per cu. ft.}$
 $\frac{3}{8}'' \phi$ 18" o.c. Horiz.
 Vertical steel in Table.



H	12" WALL	16" WALL	20" WALL
8:0"	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 7 1/2" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 12" o.c.
9:0"	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 10" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 7 1/2" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.
10:0"	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 10" o.c.	$\frac{3}{8}'' \phi$ - 7" o.c.
11:0"	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 11 1/2" o.c.	$\frac{1}{2}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.
12:0"	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 9" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 11 1/2" o.c.
13:0"	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 10" o.c.	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 10" o.c.	$\frac{5}{8}'' \phi$ - 9" o.c.
14:0"	$1'' \phi$ - 10 1/2" o.c.	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 11" o.c.	$\frac{3}{4}'' \phi$ - 10" o.c.
15:0"		$1'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 11 1/2" o.c.
16:0"		$1'' \phi$ - 12" o.c.	$\frac{7}{8}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.
17:0"		$1'' \phi$ - 10" o.c.	$1'' \phi$ - 10 1/2" o.c.
18:0"		$1'' \phi$ - 8 1/2" o.c.	$1'' \phi$ - 11" o.c.
19:0"			$1'' \phi$ - 9 1/2" o.c.
20:0"			$1\frac{1}{8}'' \phi$ - 10" o.c.
21:0"			$1\frac{1}{4}'' \phi$ - 11" o.c.
22:0"			$1\frac{1}{4}'' \phi$ - 9 1/2" o.c.

TABLE C - EARTH PRESSURES.

Angle of repose $\phi = 33^\circ$
 $W = 100 \text{ lbs. per cu. ft.}$
 $P = \frac{1}{2} WH^2 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
 per foot length of wall.
 (Rankine)



H FEET	P LBS.	P/SQ.FT. MAX.	H FEET	P LBS.	P/SQ.FT. MAX.
5	370	147	14	2890	413
6	530	177	16	3770	472
7	720	206	18	4780	531
8	940	236	20	5900	590
9	1200	266	22	7130	649
10	1470	295	24	8490	708
11	1800	324	26	9960	766
	2120	354	28	11560	825
13	2490	383	30	13260	885

TABLE D - SATURATED EARTH PRESS.

$W' = 75 \text{ lbs. per cu. ft.}$
 $P = \frac{1}{2} W' H^2$
 per foot length of wall.

H FEET	P LBS.	P/SQ.FT. MAX.	H FEET	P LBS.	P/SQ.FT. MAX.
1	38	75	12	5400	900
2	150	150	13	6330	975
3	338	225	14	7350	1050
4	600	300	15	8440	1125
5	940	375	16	9600	1200
6	1350	450	17	10800	1275
7	1840	525	18	12150	1350
8	2400	600	19	13500	1425
9	3040	675	20	15000	1500
10	3750	750	21	16600	1575
11	4530	825	22	18100	1650

TABLE E - COAL PRESSURES.

Total Pressure for
 Depth H for Bituminous
 Coal on Vertical Walls.
 Weight per cu. ft. 50 lbs. $\phi = 35^\circ$

H FEET	P LBS.	P/SQ.FT. MAX.	H FEET	P LBS.	P/SQ.FT. MAX.
5	170	68	11	820	149
6	240	81	12	980	163
7	330	95	14	1330	190
8	430	108	16	1730	217
9	550	122	18	2190	244
10	680	135	20	2710	271

NOTE: Use Table A for permanent dry earth only. Interpolate between Tables A and B for seasonal rains resulting in saturated earth against walls.

SOILS - SURVEYING & SAMPLING METHODS

SEE ALSO SOILS - SURVEYING & SAMPLING DEVICES - Pg. 3-10.

TABLE A - EXPLORATION & SAMPLING METHODS.*

METHOD	MATERIAL IN WHICH USED	PENETRATION METHOD	SAMPLING METHOD	TYPE OF SAMPLE	PURPOSE OR VALUE
Rod Sounding or Jet Probing.	All Soils except Hardpan or Boulders.	Driving 1" Steel Rod or 3/4" jet pipe with hand pump.	No Sample.		To obtain depth of Muck or soft strata. Location. Ledge or Boulders. Otherwise Valueless.
Wash Borings.		Washing inside 2 1/2" driven casing with chopping bit on end of 1" Ex. heavy pipe.	Sample recovered from sediment in wash water.	Disturbed - Sedimentary. Coarse grains only.	Depth to Ledge or Boulders. Otherwise valueless. Results deceptive & dangerous.
Dry Sample Boring.	"	"	Open end pipe or split spoon sampler driven into soil.	Disturbed but not separated.	Density Data from penetration of spoon. Fairly reliable and inexpensive.
Special Sampling Devices.	Cohesive Soils.	Driven Casing or Auger boring	By special sampling spoon or device.	Undisturbed.	To obtain samples for laboratory study.
Auger Boring.	Cohesive Soils. Cohesionless Soils above ground water.	Soil, Wood or Post Hole. Auger rotated by hand or machine & withdrawn.	Sample recovered from Soil brought up by Auger.	Disturbed but better than wash samples.	To locate soil strata & ground water. Roads, Airfields, Canals & Railroads. Samples for visual inspection and soil profile.
Well or Churn Drilling.	All soils including Boulders Rock & Gravel.	Churn Drilling by Power.	Bailed sample of churned material or use of "Clay socket".	"Clay Socket" or "Dry" Sample.	Occasionally used for foundations. Bailed samples worthless.
Rotary Drilling	"	Rotating Bit.	From circulating liquid.	Fluid Sample.	Samples worthless.
Core Drill Borings	Large Boulders & Solid Rock.	Diamond, Shot or Sawtooth Cutters.	Cores cut & recovered.	Rock Cores 7/8" and over in Dia.	Best method to obtain type & condition of rock.
Test Pits & Caissons.	All soils. Below ground water use pneumatic Caisson or lower water table.	Excav. by hand or Power. Pit over 6' sheeted or lagged.	Bulk sample by hand. Undisturbed sample with spoon, tube or spec. device.	Disturbed or Undisturbed.	Most satisfactory Method. Should supplement others. To obtain undisturbed sample Cohesionless soil. Soil can be inspected in natural condition.
Geophysical Seismic, Elec. Resistance, Elec. Potential.	No samples. Continuous vibration or impulse from dynamite explosion. Device to register vibrations. Mostly patented methods.				Primary exploration. Will indicate earth, loose rock or solid rock. Interpretation uncertain.

TABLE B - SPACING & DEPTH OF BORINGS & TEST PITS OR TEST HOLES.

HIGHWAYS: *At 100' stations plus additional necessary at culverts, bridges, weak zones, wide cuts & fills, muck deposits, borrow pits and sources of base material. Depth not less than 3' below subgrade. Locate ground water table, seepage sources & direction of flow.

AIRFIELDS: *At 100' to 1000' spacing on E, edge of pavement & edge of shoulders. Depth not less than 4' to 6' below subgrade in cut or ground surface in fill. Not less than twice diameter of tire contact area nor less than frost penetration. Locate ground water table & seepage data. Make Field Load Bearing Tests at time of survey (from 5 to 10 usual for each Airfield).

EDGES, DAMS & PIERS: † Borings spaced as needed to bed rock or well below foundation level. Make borings at least 20' into solid rock. Make one or more borings at each Pier 50 min. into solid rock. Use open pit exploration on land and in shallow water. Make soil bearing tests and pile loading tests.

BUILDING FOUNDATIONS, TOWERS, CHIMNEYS, ETC.: † Borings spaced not over 50' c. to c. Depth 15' to 20' min. below foundation level. Initial borings to depth = 2 x width loaded area. Core borings into rock greater than minimum design depth of rock required. Supplement borings with test pits, load tests and test piles.

*Adapted from Low Drains by Nat. Resources Council, Washington, D.C., 1954. † 1958 Bull. 1101



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN
Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

MÓDULO II: CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

TEMA

**SELECCIÓN DE MAQUINARIA Y EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN,
PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE TÚNELES**

**EXPOSITOR: ING. ARMANDO SORTIBRÁN CORNEJO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000**

**DIVISION DE EDUCACIÓN CONTINUA
FI-UNAM**

Diplomado, Construcción y Conservación de Carreteras

Tema: Selección de Maquinaria y Equipo de Construcción, Procedimientos Constructivos de Túneles.

INTRODUCCIÓN

Se ha dicho y con justificada razón que túnelear es un arte, y ello se deriva de que en la construcción de túneles, no existen reglas o procedimientos que puedan sistematizarse para los diferentes casos que se presentan en la construcción de los mismos.

En el diseño y construcción de túneles hay que emplear toda la información de que se disponga, en los aspectos geológicos, topográficos, de mecánica de rocas, en su caso de mecánica de suelos, además de la maquinaria y el equipo necesario, de los procedimientos de construcción, de los métodos de análisis y cálculo estructural, pero además en forma importante de la experiencia y hasta de la intuición del Constructor, por eso hoy en día se reafirma el concepto de que tunelear es un arte.

Esto no quiere decir que la construcción de túneles sea un procedimiento empírico, todo lo contrario, debe basarse en los más recientes avances de la ciencia y la tecnología, prueba de ello es que el avance en los logros alcanzados en la construcción de túneles son cada día mas espectaculares, y que con la construcción de túneles se han logrado sistemas de comunicación terrestre, que sin ellos no serían posibles, y que compiten ventajosamente con otros sistemas de comunicación.

En los túneles en forma mas significativa que en otras obras de Ingeniería, los procedimientos constructivos influyen en forma determinante en el comportamiento de los mismos y por lo tanto en su diseño estructural, y en algunos casos habrá que emplear, dependiendo de las circunstancias que se presenten diferentes procedimientos constructivos. Es muy importante resaltar la interacción que existe entre el proyecto y los procedimientos constructivos.

La construcción de túneles se remonta hasta los tiempos mas antiguos, de los cuales se puede mencionar un túnel construido en la antigua Babilonia, para pasar bajo el Río Eufrates y es probablemente el túnel mas antiguo construido por los humanos, esto fue aproximadamente 2,000 años antes de Cristo, lo que sumando a los 2,000 que estamos a punto de concluir de la era cristiana nos da un total de 4,000 años.

A través de estos 4,000 años los avances del conocimiento humano han sido verdaderamente asombrosos en todos los ámbitos, y en particular en la construcción de túneles también lo ha sido, un ejemplo de ello es el túnel recientemente construido bajo el canal de la Mancha, que sirve para comunicar a Inglaterra con la Europa continental, proporcionando un medio de comunicación mucho más eficiente que el que anteriormente se proporcionaba, por medio de transporte marítimo, el cual tenia grandes problemas debido a que frecuentemente en esa zona hay mal tiempo. Además de que había que realizar un cambio de transportación tanto de personas como de mercancías, o sea de transporte terrestre a transporte marítimo, y de este nuevamente a transporte terrestre.

CLASIFICACIÓN DE TÚNELES

En forma general los túneles pueden clasificarse de la siguiente manera:

TÚNELES DE TRÁNSITO

- Ferrovianos
- Carreteros
- Peatonales
- Para Metros

TÚNELES DE CONDUCCIÓN

- Hidroeléctricos
- De conducción de agua potable
- Para instalaciones
- Para drenaje
- Para bandas transportadoras

Los túneles también pueden clasificarse en:

- Túneles en montaña
- En ladera
- Verticales (lumbreras)
- Inclinados
- Subacuáticos
- En roca
- En suelos.

Respecto a su geometría los túneles pueden ser:

Rectos

En curva circular

En curva espiral

Respecto a su forma de excavación los túneles pueden ser:

Túneles falsos

Túneles propiamente dichos.

En las vías terrestres y especialmente en la construcción de carreteras que es el tema de este Diplomado, para salvar los cerros que se presentan en el trayecto y para evitar grandes desarrollos lo cual implica pendientes sostenidas tanto ascendentes como descendentes, así como muchas curvas con grado de curvatura fuerte, el proyectista puede recurrir al túnel para así cruzar el obstáculo que representa el cerro y evitarse el desarrollo anteriormente mencionado.

El proyecto y construcción de túneles esta principalmente asociado a las carreteras de altas especificaciones, con los cuales se logra una mayor eficiencia en su operación, proporcionando a los usuarios mayor velocidad, menores pendientes, menos curvaturas, menor distancia de recorrido, lo cual se traduce en mayor comodidad, seguridad, confort y menor consumo de combustibles, lubricantes, además de menos desgaste en los equipos. También en general esta asociado a terrenos montañosos.

Los primeros túneles carreteros en México se construyeron en la década de los treinta en la antigua carretera México-Acapulco, en la zona del cañón del Zopilote, actualmente en la moderna autopista México - Acapulco, conocida como la Autopista del Sol, y con mayor razón debido a sus altas especificaciones de curvatura pendiente y velocidad, existen varios túneles.

ESTUDIOS PREVIOS

Para realizar en Anteproyecto, el Proyecto, la Construcción, y en casos especiales durante la operación de un túnel, es indispensable contar con un amplio estudio geológico del terreno sobre el cual se pretende realizar el túnel.

LITOLOGÍA Y ESTRATRIGRAFÍA

En su caso se debe conocer el tipo de roca sobre la cual se va a construir el túnel, ya sea del tipo ígneo, sedimentario o metamórfico, así como sus características de textura, estructurales y propiedades físicas.

La textura es el resultado de la forma, tamaño y acomodo de los granos, cristales y restos orgánicos que forman la roca.

Las características estructurales se refieren a los rasgos mayores que se presentan en un macizo rocoso los cuales pueden ser vesiculares, foliada estratificada, laminada, etc.

La estratigrafía permite establecer la relación entre las distintas unidades litológicas o formaciones del macizo rocoso. El conocimiento de la Litología y estratigrafía es de mucha importancia, porque nos permite saber el tipo de roca que se encontrarán dentro del túnel y de esta manera poder prever el procedimiento constructivo a emplear.

DISCONTINUIDADES

El término discontinuidad se refiere a la designación de cualquier interrupción física en la continuidad del macizo rocoso, de los tipos de planos de fracturas, de la estratificación, de las fallas, de los contactos litológicos y discordancias.

Las discontinuidades son muy importantes en el proyecto y construcción de túneles, ya que forman los principales planos potenciales de deslizamiento, y también pueden ser posibles conductos por donde el agua presente en el macizo rocoso se deslice hacia la parte interior del túnel.

ESTRATIFICACIÓN

La estratificación del macizo rocoso respecto al eje del túnel puede presentarse en diferentes formas, por ejemplo en el caso de estratos verticales, estos pueden ser paralelos al eje del túnel o perpendiculares.

También puede presentarse la estratificación de tipo horizontal, en la cual es muy importante conocer el espesor y resistencia de los estratos, porque eso influye de forma importante en el proyecto y construcción del túnel.

También puede presentarse la estratificación del tipo inclinada, la cual puede representar problemas de estabilidad.

FRACTURAS O DIACLASAS

La presencia de fracturas o diaclasas en un macizo rocoso sobre el cual se va a construir un túnel, puede causar serios problemas de estabilidad, sobre todo si se presenta una combinación de fracturas que den origen a una o varias cuñas que puedan deslizarse hacia el interior del túnel.

FALLAS

La presencia de fallas en general pueden ocasionar varios problemas durante la construcción de un túnel, por lo tanto es importante conocer la posición de la falla respecto al eje del túnel, ya que según sea el caso pueden generarse fuertes presiones en la parte superior del túnel llamada clave, en las paredes o constituir planos de deslizamiento.

Es muy importante determinar si la falla es activa o inactiva, en ocasiones en las zonas de falla existe la presencia de materiales alterados o con poca cohesión y en ocasiones con materiales permeables por los cuales puede fluir el agua.

CONDICIONES HIDROLÓGICAS

La presencia de agua en un macizo rocoso que en el caso de túneles carreteros es generalmente en zonas montañosas, presenta grandes dificultades durante la excavación del túnel, ya que la misma excavación va formando un gran dren que anteriormente no existía, y que captará la mayor parte de agua que se encuentre en su zona de influencia, lo cual representa la necesidad de sacar el agua del interior del túnel.

ESTUDIOS

ESTUDIOS REGIONALES

El objetivo de los estudios regionales es comprender la historia geológica del área del proyecto, es decir comprender los procesos que contribuyeron a desarrollar la presente situación geológica, en particular es importante determinar si los procesos están activos o potencialmente activos, sobre todo con la alteración que sufrirá el macizo rocoso al realizarse la excavación del túnel.

Estos estudios también deben determinar la estratigrafía regional y la distribución de las principales unidades de roca, definiendo sus límites y contactos. Es muy importante la determinación de las condiciones del agua subterránea.

ESTUDIOS DETALLADOS

En estos estudios se explica el desarrollo de la topografía, en términos de la geología y de la historia geológica, se delimita con mayor precisión las fallas geológicas y se elabora un modelo del macizo rocoso para realizar el programa de muestreo, así como la aplicación de métodos geofísicos, los más usuales son la resistividad y refracción sísmica.

Dentro de los Estudios se encuentran los siguientes:

- Estudios de agua subterránea
- Estudios de permeabilidad
- Estudios geológicos
- Estudio sísmicos
- Estudio de mecánica de rocas

PRUEBAS DE LABORATORIO

El objetivo de las pruebas de laboratorio es el entender las propiedades de la roca, en particular la determinación de las características de resistencia, en sus diversos grados de intemperismo tal y como se encuentra en el sitio, determinando las relaciones entre esfuerzos, cohesión, ángulos de fricción interna y dureza.

Además de determinar las características de deformabilidad por cargas a corto y largo plazo, densidad, porosidad y contenido de agua.

SISTEMA CONSTRUCTIVO

CICLO DE EXCAVACIÓN

Para la excavación de un túnel, uno de los métodos mas empleado sobre todo en los túneles que se construyen en un macizo rocoso, es el método de barrenación y voladura, el cual es un proceso cíclico que consta de una serie de procedimientos que se suceden unos tras otros siguiendo un orden repetitivo.

Un ciclo básico de excavación consta de las siguientes actividades

Acercamiento del equipo.

Barrenación

Carga de explosivos

Retiro del equipo

Voladura

Ventilación

Amacice de la parte superior y partes laterales del tunel

Rezaga del material de la voladura

Dependiendo de las condiciones del túnel se pueden requerir las siguientes actividades:

Anclaje con pernos

Revestimiento de concreto lanzado

Instalación de marcos metálicos de soporte

Inyección de lechada

Barrenación de exploración.

En los túneles generalmente se trabaja las veinticuatro horas al día, dado que debido a sus condiciones la iluminación natural o sea con luz solar no existe, la iluminación siempre es por medios eléctricos, por lo cual las condiciones de trabajo son iguales de día o de noche.

Es importante para la debida programación de las actividades del tuneleo, determinar el tiempo que se emplea en cada ciclo de la excavación, este depende de las condiciones del macizo rocoso, las cuales pueden facilitar o dificultar el avance, por ejemplo en rocas muy fracturadas no es conveniente realizar perforaciones muy profundas y por lo tanto explosiones muy grandes, dado que estas alteran más al macizo rocoso.

En rocas muy fracturadas o de mala calidad para el túneleo, se requiere colocar inmediatamente después de la voladura, los dispositivos para apuntalar la excavación, los cuales pueden ser marcos metálicos y con madera de retaque, concreto lanzado, anclas con pernos, y en algunos casos inyecciones de lechada cemento, en estos casos cada ciclo de excavación requiere de mayor tiempo.

Además al término de cada ciclo de excavación y en preparación para el siguiente, se deben realizar algunas actividades como son, la colocación de extensiones de tuberías para aire comprimido que se emplean en los equipos de barrenación, así como de agua para los mismos, el bombeo del agua debida a las filtraciones, este bombeo en muchas ocasiones debe ser constante, dado que si por alguna causa accidental se interrumpe ocasionará la inundación en el frente de la excavación.

También deben instalarse los cables para la energía eléctrica y sistemas de comunicación telefónica. Deben realizarse así mismo los trabajos de topografía para que la excavación se vaya realizando dentro de lo especificado en el proyecto geométrico de la Carretera. El alineamiento horizontal y vertical en los túneles, es de particular importancia en el caso en que las excavaciones se realizan en frentes opuestos, es decir un equipo de trabajo ataca por el portal de salida y otro equipo de trabajo ataca por el portal de entrada, debiéndose encontrar mas o menos en al parte media del túnel.

Cabe destacar que a medida de que se avanza en la excavación, la distancia a la cual hay que transportar el material de rezaga, desde el frente de la excavación hasta el sitio de tiro se va haciendo cada vez mayor, situación que hay que tomar en cuenta en la cantidad de equipos y en el tiempo de ciclo de la excavación.

Los sistemas de ventilación y manejo de agua, van requiriendo también de mayor recorrido, lo cual significa que se necesitan equipos de mayor potencia.

Es muy importante determinar el grado de permeabilidad de las rocas.

PLANTILLAS DE BARRENACIÓN

Las plantillas de barrenación se deben diseñar para lograr un equilibrio entre el resultado de la voladura, la menor longitud de barrenación y la cantidad de explosivos. En una plantilla de barrenación se usan en términos generales los siguientes barrenos:

- Barrenos de cuña con ayudantes
- Barrenos de piso con salida hacia arriba
- Barrenos con salida hacia arriba
- Barrenos laterales con salida horizontal
- Barrenos con salida hacia abajo
- Barrenos con salida horizontal
- Barrenos de techo

Estos últimos deben realizarse con cargas controladas para alterar lo menos posible las rocas fuera de las líneas de proyecto.

NUMERO DE BARRENOS

El número de barrenos para realizar una voladura depende de lo siguiente:

- El tipo de roca
- El área del túnel
- El tipo de explosivos
- El diámetro y longitud de los barrenos
- El tipo de cuña, que puede ser paralela o en "V"

TIPO DE EXPLOSIVOS

Un tipo de explosivo muy usado es el que consiste en 94.3% de Nitrato de Amonio y 5.7% de Combustible Diesel, es barato y seguro. Los explosivos a base de Nitroglicerina y los Hidrogeles que vienen en forma de cartucho, tienen mayor fuerza explosiva que los mencionados anteriormente pero su costo es mayor.

DIAMETRO DE LOS BARRENOS

El diámetro de los barrenos depende del equipo de barrenación que se este utilizando, en general pueden ser de $\frac{3}{4}$ ", $\frac{7}{8}$ " o 1", cuando se incrementa el diámetro del barreno es posible lograr mas carga especifica con menos perforaciones.

TIPO DE CUÑA

Los barrenos de cuña tienen como finalidad crear un espacio generalmente al centro de la zona de explosión, para permitir que el material que se desprende del macizo rocoso como producto de las detonaciones sucesivas, se deslice hacia el espacio producido por la cuña de barrenación, que es la primera en detonarse.

Los tipos de cuña mas comunes son:

La cuña paralela que consiste en un grupo de barrenos paralelos, de los cuales algunos son de mayor diámetro y que se dejan vacios, para que cuando se detonan las cargas de los barrenos a su alrededor, la roca sea lanzada hacia el espacio vacío, el cual se va ampliando progresiva y uniformemente.

La cuña en "V" esta formada por barrenos simétricos, inclinados con respecto al eje longitudinal del túnel, en general estos barrenos no deben sobrepasar los 60°.

LONGITUD DE BARRENACIÓN

La longitud de barrenación en términos generales puede abarcar desde 0.80 m., hasta 6.00 m., pero en la práctica usual la mayoría de las barrenaciones se realizan entre 2.4 m. y 4.2 m. de longitud.

EQUIPOS DE BARRENACIÓN

La barrenación con equipo mecánico es actualmente de uso generalizado, se usan perforadores hidráulicas o neumáticas, las perforadoras hidráulicas tienen mayor velocidad que las perforadoras neumáticas.

Existen también dispositivos de barrenación llamados Jumbos, los cuales pueden tener 4 o 6 perforadoras trabajando al mismo tiempo.

TIPOS DE EXCAVACIÓN

Excavación a sección completa.

Cuando las condiciones de la roca, los equipos disponibles y la sección del túnel lo permiten, las excavaciones pueden realizarse sobre toda la sección frontal del túnel.

MEDIA SECCIÓN Y BANQUEO

Para alterar lo menos posible la estabilidad de la roca y colocar los elementos de apuntalamiento antes de continuar con la excavación, en ciertas condiciones del macizo rocoso, por ejemplo en rocas muy fracturadas, es conveniente efectuar la excavación a media sección.

Este procedimiento consiste en realizar todo el ciclo de excavación en la parte media superior de la sección frontal del túnel, colocar de inmediato los dispositivos de soporte, para después continuar con la excavación en la parte inferior de la sección frontal del túnel. Al proceso de excavación del túnel de la parte inferior se le denomina Banqueo.

EXCAVACIÓN CON TÚNEL PILOTO CENTRAL

En determinados túneles las condiciones del macizo rocoso, obligan a la necesidad de excavar un túnel piloto central, que hace las veces de galería de exploración, que permite conocer en detalle las características de la roca y así determinar el proceso constructivo, en sus detalles de barrenación explosión y revestimiento temporal.

EQUIPO PARA LA EXTRACCIÓN DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN

El equipo para la extracción del material producto de la excavación en los túneles, comúnmente llamado rezaga, puede ser de los siguientes tipos:

Sobre vía
Sobre neumáticos
Sobre orugas

El equipo de rezaga sobre vía se usa principalmente en túneles largos, en los cuales deben incluirse los equipos móviles, las vías, los cambios de vía y los patios. Los equipos móviles incluyen las máquinas de tracción que generalmente son diésel y en algunos casos eléctricas, además de las vagonetas especialmente diseñadas.

Este tipo de equipo de rezaga se usa generalmente en túneles con pendientes menores a 2° ya que para pendientes mayores su operación no resulta eficiente.

El equipo de rezaga sobre neumáticos es el más ampliamente usado en la actualidad, ya que proporcionan gran versatilidad en los trabajos de excavación por su autonomía y flexibilidad.

La pendiente máxima en la que pueden transitar los equipos es entre 15° y 20°, cuando la pendiente es mayor entonces es recomendable el uso de equipos montados sobre orugas.

SOPORTE TEMPORAL

ANCLAS

El sistema de anclaje constituye uno de los elementos fundamentales que intervienen en las técnicas de sostenimiento dentro de la excavación de un túnel.

ANCLAJE DE SOSTENIMIENTO PUNTUAL

El sistema de anclaje de sostenimiento puntual tiene por objetivo, conectar una vez realizada la excavación uno o varios puntos profundos con la superficie de la excavación. Este sistema asegura por medio de un dispositivo mecánico a base de pernos, varillas y cuñas de expansión, la conexión o incorporación del suelo excavado con la roca original. La mayor ventaja de este sistema es que su colocación es rápida y sus efectos inmediatos.

ANCLAS DE FRICCIÓN

Las anclas de fricción consisten en barras metálicas, fijadas en toda la longitud dentro del barreno por medio de resinas o mortero de cemento. Este tipo de anclas permite lograr la activación del comportamiento de autosustentación de macizo rocoso, así como el trabajo mecánico de las anclas.

ANCLAS CON SUJECIÓN A BASE DE RESINAS

Las anclas con sujeción a base de resinas convienen en particular en los suelos de baja porosidad, la resina se introduce dentro del barreno para rellenar el espacio del barreno que queda entre el suelo y el ancla.

MARCOS METÁLICOS Y MADERA DE RETAQUE

Este tipo de soporte se utiliza cuando el túnel se encuentra en material duro, consiste en la instalación de marcos metálicos que tienen la forma de la sección de excavación, que se van colocando por segmentos y soldando entre sí. En general constan de elementos curvos en la parte superior de la excavación, de elementos verticales que se colocan en las paredes de la excavación y placas metálicas para apoyo del marco que se colocan en el piso de la excavación.

Una vez colocados los marcos, se procede a acomodar madera que se le llama madera de retaque, para establecer la conexión entre los marcos y las paredes de la excavación, los marcos deben ligarse entre sí en el sentido longitudinal por medio de barras soldadas.

CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado se utiliza para evitar el intemperismo (pérdida de humedad) del material en la excavación. Es muy importante su colocación en los materiales que al intemperizarse pierden sus propiedades de resistencia, por lo cual el concreto lanzado debe colocarse inmediatamente después de concluir el proceso de excavación.

El concreto lanzado puede definirse como concreto transportado a través de una tubería o manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre la superficie de la excavación, el impacto producido sobre la superficie de la excavación compacta el concreto.

MÉTODOS DE LANZADO

Existen dos métodos de lanzado uno conocido como mezcla húmeda y el otro como mezcla seca.

El procedimiento de mezcla seca, consiste básicamente en mezclar en seco los componentes sólidos como son el cemento, la arena, la grava y en su caso el aditivo. La mezcla se introduce en la lanzadora y se transporta neumáticamente hasta una boquilla, en donde se introduce el agua a presión mezclándose con los ingredientes secos del concreto.

En el procedimiento de mezcla húmeda, se mezclan previamente los componentes sólidos y el agua, impulsando la mezcla a través de una tubería hasta la boquilla que proyecta el concreto sobre la superficie de la excavación.

SISTEMAS COMBINADOS

Los marcos metálicos son un muy buen sistema de soporte temporal y son utilizados con mucha frecuencia, pero por si mismos no impiden el intemperismo, en cambio el concreto lanzado es un excelente recurso para evitar el intemperismo, sin embargo su resistencia estructural es muy baja. Por lo tanto la combinación de ambos sistemas es una solución muy recomendable cuando se requiere resistencia estructural y evitar el intemperismo.

También pueden usarse combinaciones de concreto lanzado con mallas eléctrosoldadas o mallas formadas con varillas de acero de refuerzo.

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

El revestimiento definitivo de los túneles se puede llevar a cabo con:

- Concreto reforzado
- Concreto lanzado
- Marcos metálicos
- Mallas

La utilización de cualquiera de los sistemas mencionados o combinaciones de los mismos, dependerá de las condiciones del macizo rocoso, de la sección del túnel y en determinados casos de la utilización del túnel.

EQUIPO DE VENTILACIÓN

El sistema de ventilación es indispensable en la construcción de túneles, para sustituir el aire contaminado por los gases tóxicos acumulados, proporcionando aire fresco a lo largo del túnel y principalmente en el frente de trabajo, además de los gases tóxicos hay que extraer los vapores producidos por los equipos de trabajo, el polvo producido en las barrenaciones y por las detonaciones de los explosivos. Como una regla general se puede decir que el suministro de aire fresco debe ser del orden de 3 m³/ por minuto, por cada trabajador.

Los sistemas de ventilación pueden ser de extracción, el cual consiste en aspirar el aire mediante un ventilador o sistema de ventiladores que lo impulse hacia el exterior del túnel, permitiendo la entrada de aire del exterior a través de corrientes que establecen el equilibrio, entre el aire que se extrae y el aire que entra hacia el interior del túnel.

Otro sistema de ventilación es el de impulsión, el cual consiste en tomar aire del exterior del túnel y transportarlo por medio de ductos de lámina, tela o hule, hacia el interior del túnel, el aire se deberá descargar en términos generales a 30 m. del frente de ataque

MEDIDAS DE SEGURIDAD

ALMACENAMIENTOS DE EXPLOSIVOS

Los explosivos se deberán transportar y almacenar con apego a las disposiciones vigentes, en el reglamento para el Transporte y Almacenamiento de Explosivos y Usos y Consumo de estos.

Se designa como Polvorín de primera clase a cualquier edificio para el almacenamiento de más de 45 kg. de explosivos, y el Polvorín de segunda clase que es una caja resistente en la que se pueden almacenar pequeñas cantidades de explosivos que no excedan los 45 kg.

Sobre los polvorines debe existir un letrero con letras legibles y de suficiente tamaño que diga:

"POLVORÍN, EXPLOSIVOS, PELIGRO"

Personas competentes y autorizadas para el uso de explosivos deberán estar a cargo de todas las operaciones de las voladuras, antes de cada voladura se dará aviso al Personal a todo lo largo del túnel de que, la voladura esta próxima a realizarse y deberá asegurarse de que no existe ninguna persona dentro del túnel antes de autorizar la voladura. Además deberá retirarse del frente de ataque el equipo y maquinaria, a una distancia conveniente para que no sufra daños durante la voladura

Después de la voladura, el personal debe esperar por lo menos diez minutos antes de regresar al frente de la excavación, en realidad el tiempo requerido dependerá de que el sistema de ventilación halla extraído el aire contaminado durante la voladura.

Después de cada voladura y antes de iniciar una nueva barrenación, deberá efectuarse una inspección para detectar los barrenos en los cuales los explosivos no se hallan detonado, comúnmente llamados barrenos cebados, que deben detonarse antes de iniciar un nuevo ciclo de barrenación.

INSTRUMENTACIÓN

Cada vez es más frecuente el desarrollo de programas de instrumentación como parte del procedimiento constructivo de un túnel. Es muy conveniente llevar a cabo mediciones de convergencia, las cuales nos permitirán conocer si las paredes de la excavación presentan un comportamiento estable, o presentan deformaciones que nos permitan prever la posibilidad de un derrumbe.

Las medidas de convergencia se deben realizar constantemente y llevar un registro minucioso y detallado de las mismas. Estas medidas se pueden realizar por medio de micrométros con alambres invar o con sistemas electrónicos.

DIPLOMADO EN PROYECTO,
CONSTRUCCION Y CONSERVACION
DE CARRETERAS

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

SELECCIÓN DE MAQUINARIA Y EQUIPO DE CONSTRUC- CION, PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS: ESTRUCTURAS Y TUNELES

ING. ARMANDO SORTIBRAN CORNEJO

MODULO II
CONSTRUCCION

OCTUBRE, 1999

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA FI - UNAM

Diplomado, Construcción y Conservación de Carreteras

Tema: Selección de maquinaria y equipo de construcción, procedimientos constructivos de Estructuras, Puentes, Viaductos, Pasos a Desnivel y Muros de Retención.

TIPOS DE ESTRUCTURAS

Las estructuras en general pueden ser de los siguientes tipos:

- Simplemente apoyada longitudinalmente
- Simplemente apoyada con la subestructura
- Continua longitudinalmente y simplemente apoyada con la subestructura
- Continua longitudinalmente y continua con la subestructura

- Respecto a los materiales
 - De concreto reforzado
 - De concreto Presforzado, pretensada o postensada

- Respecto al proceso constructivo
 - Fabricada en sitio
 - De elementos prefabricados

- Respecto a Secciones
 - Losa maciza
 - Losa aligerada
 - Losa - hongo
 - Losa nervurada
 - Losa nervurada de Paso a Través
 - Vigas cajón
 - Estructura pórtico

VOLUMENES, ESPECIFICACIONES Y COSTOS

Para cada tipo de estructura, se deben obtener la dimensiones de todos sus elementos, las características de los materiales considerados, los volúmenes de obra, determinando las especificaciones generales, particulares, el proceso constructivo y el costo aproximado de la obra.

FUERZAS Y CARGAS

Cargas por peso propio incluyendo el asfalto, banquetas y parapetos

Cargas Muertas y Vivas, su aplicación y factores de reducción

Carga de Impacto, su aplicación y grupos de carga

Fuerzas longitudinales

Fuerza centrífuga

Carga por viento sobre la estructura y sobre la Carga Viva

Fuerzas por cambio de temperatura

Fuerzas sísmicas

SUPERESTRUCTURA

La superestructura está formada por el conjunto de elementos estructurales que, a través de su superficie superior permite que circulen los vehículos y en su caso las personas, salvado los claros que quedan entre los estribos y las pilas.

La Superestructura puede ser de uno o varios tramos, simplemente apoyada longitudinalmente, simplemente apoyada con la subestructura, continua longitudinalmente y simplemente apoyada con la subestructura, o continua longitudinalmente y continua con la subestructura.

Las superestructuras pueden estar constituidas por las siguientes formas estructurales:

LOSAS

Las superestructuras de losas pueden estar constituidas por losas continuas o por losas simplemente apoyadas por tramos y son usuales en estructuras de poco claro, para claros moderados o grandes claros no resulta económica a causa de su elevado peso propio.

Existen dos tipos de losas, las losas macizas y las losas aligeradas, la forma del aligeramiento puede ser de diferentes formas, circular o rectangular y su tamaño dependerá en general del claro de la superestructura.

Una característica importante de este tipo de superestructura es que su construcción es de fabricación en sitio, utilizando cimbra, esta característica constructiva proporciona a la losa la posibilidad de acoplarse a cualquier disposición geométrica en planta ya sea recta, curva, oblicua o de ancho variable.

En los caso de Superestructuras muy largas como las que son necesarias en los entronque vehiculares, lo más conveniente es diseñar losas continuas cuya funcionamiento es más favorable desde el punto de vista resistente, las losas pueden ser de espesor constante o con aumento del espesor en la zona de los apoyos.

En el caso de losas continuas deben ponerse la menor cantidad posible de juntas.

LOSAS - HONGO

Las losas - hongo resultan ventajosas en los caso de superestructuras muy anchas y claros moderados o pequeños, en los cuales la losa se polariza hacia la pila creándose un "hongo" de espesor variable, máximo en la pila y mínimo en el centro del claro, la disposición habitual de este tipo de losas es la de tramos separados por medio de juntas de dilatación, en donde cada tramo esta formado por un "hongo", lo cual asegura que no habrá acumulación de esfuerzos en pilas debido a la deformación de la losa.

LOSAS NERVURADAS

Las losas nervuradas están constituidas por un conjunto de vigas longitudinales, uniformemente repartidas en el sentido transversal, que se apoyan en sus extremos en las pilas o en los estribos y una losa en la parte superior que completa la superestructura.

La losa tiene dos objetivos:

Repartir el efecto de las cargas

Contribuir a la inercia longitudinal de las vigas

En el caso de Paso Superiores Vehiculares donde la carga viva puede estar en cualquier parte de la superestructura, la distribución de las vigas deberá ser lo más uniforme posible.

Las superestructuras de Losas Nervuradas podrán estar formadas por una serie de vigas longitudinales con sección transversal en "I", "T" o "T T", con una losa transversal en la parte superior, que formará el piso donde rodaran los vehículos y que formaran una estructura monolítica con las vigas para efectos de resistentes.

LOSAS NERVURADAS SIMPLEMENTE APOYADAS

La disposición más usual es la de Losas Nervuradas simplemente apoyadas, en las cuales las vigas se apoyan sobre las pilas o los estribos por medio de apoyos de neopreno. En la parte superior de las losas se necesita una junta de dilatación sobre la pila o estribo, para permitir los movimientos longitudinales por temperatura, expansión o contracción.

LOSAS NERVURADAS SEMI - CONTINUAS

En las Losas Nervuradas Semi - Continuas se establece la continuidad en los claros, exclusivamente a nivel de la losa quedando las vigas separadas y libremente apoyadas sobre las pilas o los estribos. Este tipo de unión tiene por objetivo eliminar las juntas de dilatación del pavimento, proporcionando una rodadura de los vehículos más confortable.

LOSAS NERVURADAS CONTINUAS

En las Losas Nervuradas Continuas se establece la continuidad estructural tanto en las vigas como en las losas.

LOSAS NERVURADAS CONTINUAS TIPO GERBER

Las Losas Nervuradas Continuas Tipo Gerber, se suelen utilizar cuando los claros del Paso Superior Vehicular que se desean salvar por medio de vigas prefabricadas, es mayor que la longitud de las vigas. Se componen de tramos sobre pilas y tramos intermedios apoyados sobre las primeras.

LOSAS NERVURADAS DE PASO A TRAVÉS

En los Pasos Superiores Vehiculares donde existe poco espacio vertical respecto a la corriente vehicular inferior o sea que existe un escasez de gálibo vertical, las vigas se deben proyectar hacia la parte superior de las losas, haciendo una superestructura que se denomina de Paso a Través, en donde las vigas están en la parte superior de la superestructura. Se recomiendan cuando existe poco gálibo en la parte inferior de la superestructura y cuando el ancho de la calzada no es muy grande.

VIGAS CAJÓN

La sección cajón desde el punto de vista resistencia, tiene las siguientes ventajas:

Es muy apta para soportar momentos flexionantes positivos y negativos.

Por ser una sección cerrada proporciona una gran rigidez a la torsión y albeo.

Es apta para soportar cargas descentradas sin que se produzcan grandes esfuerzos en su interior.

Su gran rigidez transversal permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes.

Tienen un gran radio de giro y gran relación inercia/área, por lo que se obtiene un excelente rendimiento para el concreto presforzado.

Estas propiedades le permiten sacar el máximo rendimiento al concreto, obteniéndose secciones muy ligeras y resistentes, lo que la convierte en la sección ideal para Pasos Superiores Vehiculares de gran claro.

Las superestructuras de sección cajón, pueden ser monocelulares o de varias células, o sea con sección transversal con una o varias células. En una sección cajón de varias células se reduce la deformación por esfuerzo cortante de las losas, ya que la separación entre las almas es muy pequeña. La sección cajón puede ser con almas verticales o almas inclinadas.

ESTRUCTURAS PORTICO

El objetivo de realizar una unión rígida de la losas de la superestructura con la pilas, es la de reducir los momentos flexionantes que se producen en la losa gracias al empotramiento parcial que le proporciona la rigidez de las pilas.

En determinados casos a base de marcos estructurales, cuya superestructura consta de 3 (tres) claros, se pueden usar pilas inclinadas, en este caso la inclinación de las pilas cumple una doble función reduce la longitud del claro central y se logra un mejor empotramiento en el claro central.

SUPERESTRUCTURAS RECTAS Y CURVAS

En los entronques vehiculares que se producen en las carreteras y autopistas modernas, en ocasiones existe un complicado trazo geométrico, las carreteras se cruzan entre ellas a distintos niveles, uniéndose y separándose según las condiciones de un desarrollo que permita una circulación vehicular adecuada.

La utilización en el proyecto de vigas cajón monocelulares o de losas aligeradas apoyadas sobre pilas cilíndricas, constituye una solución muy adecuada. En este caso la superestructura recta o curva, de sección constante, se acopla a las exigencias de la vialidad.

SUBESTRUCTURA

ESTRIBOS Y ALEROS

Los estribos tiene una función doble, por un lado constituyen el apoyo extremo de la superestructura, permitiendo a través de los apoyos que se produzcan las deformaciones de la superestructura debidas a temperatura, dilatación y contracción.

En segundo lugar es una estructura de contención que, soporta el empuje de las tierras que forman el terraplén de acceso y a su vez controla el derrame de la tierra delante o a los lados del estribo, este control se realiza en la parte frontal por el estribo propiamente dicho y el derrame lateral por los aleros del estribo.

El material de los estribos es normalmente el concreto reforzado o la mampostería.

ESTRIBOS CERRADOS

El Estribo cerrado es el más clásico de los estribos utilizados, consta de un muro frontal, aleros y losa de transición. Todo estribo debe estar impermeabilizado en la parte de contacto con la tierra y estar dotado del correspondiente material filtrante y drenes para evitar la presión hidrostática.

ESTRIBOS ABIERTOS (CABALLETES)

El estribo abierto tiene como función eliminar o por lo menos reducir el empuje horizontal de las tierras sobre el mismo estribo, para ello la viga cabezal se apoya sobre elementos estructurales verticales de sección variable, más ancha en la parte inferior, que permiten el paso de la tierra del terraplén.

Esta formado por los siguientes elementos:

Losa de transición

Cabezal

Aleros

Cuchillos verticales

Cimentación

ALEROS

El control del derrame del terraplén se realiza por medio de los aleros, los cuales tienen que estar proyectados con las dimensiones necesarias para que el derrame del terraplén no invada la línea del frente del estribo.

ESTRIBOS DE TIERRA ARMADA

Los estribos de tierra armada son muy adecuados por acoplarse a terrenos deformables, la intercalación en el terreno de bandas, barras o mallas metálicas en el suelo, constituye un refuerzo del mismo por la fricción que se desarrolla. El suelo se comporta entonces como un material que posee una cohesión anisótropa.

ESTRIBOS ANCLADOS

Los estribos están sometidos a varias cargas horizontales, una de ellas son las fuerzas sísmicas que en ciertas regiones suelen ser importantes, estas fuerzas pueden resistirse por medio de grandes estribos lastrados con tierra, que permitan tomar las fuerzas horizontales por la fricción desarrollada contra el terreno.

Otra forma de resistir las referidas fuerzas horizontales, es por medio de estribos anclados al terreno.

PILAS

Existe una estrecha relación estructural entre las pilas y la superestructura, el diseño de uno y otro elemento esta interrelacionado, tanto desde el punto de vista resistente como de forma.

En los Pasos Superiores Vehiculares las pilas en general son de poca altura, normalmente no sobre pasan los 10 (diez) metros.

La disposición de una serie de pilas independientes, constituye una configuración clásica para el apoyo de un Paso Superior Vehicular, con una superestructura a base de losas. La utilización de pilas cilíndricas es muy frecuente en este caso.

Cuando la superestructura esta constituida por vigas cajón, la configuración más usada es la formada por un cabezal y pilas independientes de forma cilíndrica, apoyadas en zapatas de cimentación.

También existe la configuración en donde las pilas son del tipo muro, o sea pilas de sección rectangular que tienen la misma dimensión transversal que la superestructura.

En el caso de Pasos Superiores Vehiculares que cruzan vialidades que se encuentran en el fondo de cortes de gran altura, en algunos puentes y viaductos, se requieren proyectar pilas de gran altura, en este caso se deben proyectar pilas huecas de sección rectangular, ya que su comportamiento estructural es muy ventajoso y la cantidad de material necesario es mucho menor que en el caso de pilas de sección maciza.

La gran altura de las pilas acentúa dos tipos de efectos, los producidos por las cargas horizontales, viento, sismo, frenaje y las correspondientes al pandeo en general, el resto de los parámetros que figuran en el diseño es común al de las pilas de pequeña y mediana altura.

La sección ideal de pilas de gran altura es la sección cajón o sea pilas huecas, debido a su gran radio de giro esta sección es la que mejor resiste los esfuerzos de flexión, producidos por las cargas horizontales.

La sección más clásica es la rectangular hueca, con paredes delgadas, puede ser de sección constante o variable tanto en dirección longitudinal, como en dirección transversal, lo más frecuente es que la variación sea en dirección transversal al eje longitudinal de la estructura.

Se pueden también usar otras secciones por ejemplo las llamadas seudo - rombicadas, cruz griega, cilíndricadas, elípticas o hexagonales.

APOYOS

Los apoyos deben ser del tipo denominado de "Neopreno Integral", constituido por placas de Neopreno puro, de dureza "Shore 60" de 1,3 (uno coma tres) centímetros de espesor vulcanizados con placas de acero de 0,3 (cero coma tres) centímetros de espesor.

CONCRETO REFORZADO

Los elementos de concreto reforzado se diseñaran empleando el Método de Cargas de Servicio (Diseño de Esfuerzos Permisibles) o con el Método de Diseño por Esfuerzos (diseño de Factores de Carga).

CONCRETO PRESFORZADO

Los elementos de concreto presforzado se diseñaran empleando el Método de Cargas de Servicio (Diseño de Esfuerzos Permisibles) o con el Método de Diseño por Esfuerzos (diseño de Factores de Carga).

CONSTRUCCIÓN DE LOSAS NERVURADAS

El proceso constructivo de las losas nervuradas varia según se trate de trabes prefabricadas en planta o de trabes construidas en el lugar.

LOSAS NERVURADAS A BASE DE TRABES PREFABRICADAS

Las fases de construcción de este tipo es la siguiente:

Fabricación de las trabes en planta

Transporte y montaje de las trabes

Construcción en sitio de la losa sobre las trabes prefabricadas en planta

FABRICACIÓN DE LAS TRABES EN PLANTA

Se pueden realizar por procedimientos muy industrializados en plantas de fabricación con instalaciones permanentes o en plantas de fabricación provisionales instalados junto a la obra, el primer procedimiento es el mas generalizado. Cada fabricante puede suministrar cierta cantidad de trabes que cubre las necesidades mas comunes del mercado.

En general su diseño esta muy optimizado y en muchas ocasiones son trabes pretensadas en las mesas de fabricación.

La fabricación en obra es poco frecuente, salvo en casos especiales en los cuales el transporte de las trabes, desde las plantas de prefabricación a la obra es demasiado costoso, lo cual justifica la fabricación de las trabes en el sitio de la obra.

MONTAJE DE LAS TRABES

Normalmente se siguen dos procedimientos.

1.- Con grúas móviles que apoyándose en el suelo, mueven y levantan las trabes colocándolas sobre las pilas en su posición definitiva. Este es el procedimiento mas simple, pero requiere que sea posible colocar la grúa mas o menos al centro del claro y que la altura de las pilas no sea demasiado grande.

2.- En el caso de que el fondo de la barranca o cause del río no sea accesible, o que la altura de las pilas sea muy grande, entonces se utiliza el sistema de vigas de lanzamiento.

Existen muchos tipos de vigas de lanzamiento, pero todas se basan en los mismos principios, los cuales consisten en una armadura metálica que, apoyándose sobre las pilas y sobre carros móviles, se desplazan de un claro a otro. El sistema toma una viga de concreto en la parte posterior y por medio de los carros es transportada al claro siguiente.

La colocación transversal de las trabes, la puede realizar el mismo sistema moviéndose transversalmente a la estructura.

CONSTRUCCIÓN DE LOSAS

Dentro del sistema de construcción de losas en sitio, existe una gran multitud de variantes, desde los procedimientos muy sencillos hasta los altamente industrializados. Todos ellos se caracterizan por la presencia de dos elementos: base, el molde que da la forma a las trabes y la cimbra que los sostiene.

Se puede distinguir dos clases de cimbras, aquellas que transmiten su carga al suelo, y la cimbra autoportante que transmite las cargas a elementos de la estructura por ejemplo a las pilas.

CIMBRAS APOYADAS EN EL SUELO

Dentro de este tipo de cimbras existen las de madera y las hechas a base de tubos metálicos. En el caso de cimbras a base de tubos metálicos, estas se apoyan en el suelo sobre tabloncillos de madera o pequeños dados de concreto, que tienen como finalidad repartir la carga y así reducir las deformaciones del suelo. Tanto en la parte superior como en la inferior, los tubos tienen perforaciones en las cuales se colocan pernos que permiten ajustar la altura de las cimbras.

Las cimbras apoyadas en el suelo se usa principalmente para estructuras de poca altura, hasta 8 o 10 metros.

El diseño y la utilización de este tipo de cimbras debe hacerse con gran cuidado, ya que cuando se trata principalmente de cimbras de madera, se van realizando en base a la experiencia del constructor y en ocasiones sin hacer el calculo estructural en la debida forma, o bien sin tomar en consideración correctamente las condiciones de resistencia de la madera, así como su unión entre sí. Esta situación ha dado motivo a muchos accidentes, en los cuales las cimbras no han resistido el peso del concreto fresco y se han derrumbado.

Por eso es mas recomendable el uso de cimbras metálicas, siempre y cuando se respeten las especificaciones el constructor, y queden debidamente arriostradas para evitar su desplazamiento lateral, que en caso de ser muy grande puede llevarlas a la falla.

CIMBRAS AUTOPORTANTES

Es el procedimiento más refinado para la construcción de losas construidas en el sitio, y en el que están controladas las operaciones de cimbrado, nivelación, ajuste y descimbrado. Tiene además la ventaja de eliminar en la construcción la influencia del suelo, sin embargo representa una inversión mas elevada, por lo que estas se usan en puentes largos, cuya utilización en repetidas veces justifica la inversión. Este procedimiento es normalmente usado en estructuras con claros de 30 a 40 metros, para claros mayores su costo resulta muy elevado.

CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN DOBLE VOLADIZO

En las estructuras de grandes claros la sección estructural mas comúnmente usada es la viga cajón y uno de los métodos de construcción es el llamado de Doble Voladizo. Este sistema constructivo es muy versátil ya que puede aplicarse tanto en puentes rectos, en puentes curvos, en puentes en arco o en puentes atirantados, su uso solo se justifica en estructuras de grandes claros y pilas de gran altura.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para la fabricación de estructuras en doble voladizo, la primera etapa consiste en colar la dovela de pila, la cual se sujeta a la pila por medio de cables de presfuerzo verticales.

A partir de la dovela de pila y avanzando hacia las siguientes pilas, se van fabricando las dovelas adyacentes, una a cada lado de la pila, de tal forma que la superestructura se encuentre en equilibrio. Para la fabricación de las dovelas se utilizan estructuras metálicas llamadas Carros de Avance, estos Carros de Avance sostienen los moldes sobre los cuales se va colocando el acero de refuerzo, los ductos del acero de presfuerzo, el acero de presfuerzo y posteriormente el concreto.

Una vez que el concreto alcanza la resistencia necesaria se procede a unir la dovela a la dovela de pila, o a la dovela inmediata anterior, por medio de cables de presfuerzo, estas maniobras se realizan en las dos dovelas, o sea una a cada lado de la pila para como ya se dijo conservar el equilibrio. Una vez tensadas las dovelas se procede a aflojar los moldes metálicos que sirvieron para su fabricación, para correr hacia el centro del claro el Carro de Avance y así iniciar un nuevo ciclo de construcción de dos dovelas.

ESTRUCTURAS EN DOBLE VOLADIZO CON VIGAS PREFABRICADAS

La construcción de estructuras siempre ha estado asociada con la tendencia a la industrialización, por lo que para estructuras de gran magnitud resulta conveniente y económico prefabricar las dovelas, para ir las montando sobre las pilas con el sistema de doble voladizo.

Para el montaje se utiliza una estructura de lanzamiento que va tomando las dovelas prefabricadas y las coloca en su lugar, inmediatamente después se efectúa el procedimiento para tensar las dovelas a las anteriormente colocadas; o a la dovela de pila, para así iniciar un nuevo ciclo.

DOVELA DE CIERRE

Una parte importante en el procedimiento de fabricación de estructuras en doble voladizo, consiste en la fabricación de la llamada dovela de pila, en esta dovela debe tenerse especial cuidado que exista una adecuada alineación tanto vertical como horizontal, respecto al alineamiento general de la estructura y con respecto a la última dovela que se fabricó o colocó en los dos lados del voladizo, dado que si no existe el debido alineamiento se inducirán esfuerzos no deseables en la estructura.

CABLES DE CONTINUIDAD

En este tipo de estructuras se van colocando y tensando los cables de presfuerzo diseñados para el proceso constructivo, los cables de continuidad de la estructura se colocarán y tensarán una vez concluida la fabricación del puente. Estos cables de presfuerzo tomarán las fuerzas inducidas por las cargas móviles.

EFFECTOS SÍSMICOS

Durante el proceso constructivo este tipo de estructuras son muy vulnerables a las fuerzas sísmicas, por lo que en caso de zonas propensas a sismos debe procurarse no interrumpir su construcción, ya que la estructura terminada es mucho más resistente a los fenómenos sísmicos.

ESTRUCTURAS LANZADAS EMPUJADAS

Las estructuras construidas con sistema denominado lanzado empujado pueden ser rectas o circulares, este procedimiento requiere tener terminada la pila hacia la cual se realizará el lanzamiento.

En una de las laderas o extremos en donde se construirá la estructura, se monta el parque de fabricación de las dovelas de concreto, los moldes para la fabricación de las dovelas son metálicos y poseen mecanismos manuales o hidráulicos, para poder realizar el encofrado y desencofrado de las dovelas; generalmente la sección de este tipo de estructuras es la de viga cajón.

En los moldes del parque de fabricación se coloca el acero de refuerzo, los ductos y los cables de presfuerzo, se realiza el colado del concreto y una vez que se ha adquirido la resistencia necesaria, se efectúa el presfuerzo de la dovela.

La siguiente maniobra consiste en lanzar hacia adelante o sea hacia las pilas esta dovela, lo cual se realiza por medio de gatos hidráulicos que levanta la dovela y la deslizan hacia adelante, para retraerse los gatos y volver a iniciar otro ciclo de lanzamiento, la carrera vertical de los dispositivos de lanzamiento es de unos cuantos milímetros y la carrera horizontal es de aproximadamente 30 cm.

Durante el proceso de lanzamiento de la superestructura, esta debe deslizarse sobre unas pistas de acero que deben estar perfectamente pulidas, para disminuir la fricción, así como niveladas con gran precisión para que la superestructura no tenga la tendencia a salirse de su eje longitudinal.

Durante el proceso de lanzamiento la superestructura queda en cantiliver hasta apoyarse en la siguiente pila, situación que produce grandes esfuerzos en la zona de apoyo, que es el estribo del parque de fabricación o bien la pila inmediatamente anterior, para disminuir estos esfuerzos se coloca desde el parque de fabricación una estructura metálica de forma triangular mucho más ligera que la superestructura, que es comúnmente llamada nariz de lanzamiento.

La nariz de lanzamiento va unida a la superestructura por medio de cables de presfuerzo, al llegar la nariz de lanzamiento a la siguiente pila, generalmente lleva una flecha hacia abajo, por lo que su nivel inferior queda debajo de la parte superior de la pila, por lo que lleva un dispositivo a base de gatos hidráulicos, que apoyándose en la pila corrigen la referida flecha, permitiendo que la nariz de lanzamiento se apoye sobre la pila.

Durante el proceso de lanzamiento de la superestructura y al irse deslizando sobre las pilas se produce una fuerza horizontal que las pilas deben ser capaces de resistir, pero debido a que generalmente estas pilas son de gran altura, esta fuerza induce un momento flexionante que produce grandes esfuerzos en la base de la pila. Por lo que lo más deseable es reducir las fuerzas horizontales que se producen durante el lanzamiento sobre las pilas, esto se logra por medio de unos dispositivos llamados Almohadillas de Deslizamiento que están formadas por laminas de acero inoxidable pulidas con gran precisión.

Una vez que la superestructura ha alcanzado el estribo opuesto, se procede a retirar la nariz de lanzamiento, colocar y tensar los cables de continuidad que servirán para tomar los esfuerzos producidos por la carga viva, además se retirarán las almohadillas de deslizamiento colocando los apoyos definitivos.

CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE POCA ALTURA

Se consideran pilas de poca altura las que tienen diez metros o menos, estas pilas son en general de forma rectangular o cilíndricas, de sección maciza o hueca.

Para la construcción de este tipo de pilas generalmente se usan cimbras hechas de madera o cimbras metálicas, vaciando el concreto directamente sobre la cimbra, esperando su fraguado para proceder al desmoldamiento.

Durante el colado del concreto se debe tener especial cuidado en no dejarlo caer desde mucha altura, porque esto traerá como consecuencia que el concreto se segregue, quedando en la parte inferior los elementos mas pesados como son la grava, en la parte media las arenas y en la parte superior casi exclusivamente la lechada, situación que propiciará que el concreto no tenga la resistencia adecuada.

Cuando es necesario vaciar el concreto desde cierta altura, lo recomendable es el uso de canales inclinados, para evitar el referido segregamiento. También debe vibrarse el concreto para evitar que se formen burbujas de aire que debilitarán la resistencia del concreto, presentándose también hoquedades en la superficie de las pilas, que además dan mal aspecto.

CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE GRAN ALTURA

Se consideran pilas de gran altura las que tienen arriba de los diez metros y que pueden llegar a los ciento veinte metros o más, estas pilas tienen diversas formas como ya se menciono anteriormente, siendo la forma mas usual la de sección rectangular hueca.

CIMBRA DESLIZANTE

La cimbra deslizante es un procedimiento constructivo usado en pilas de gran altura, que consisten en un molde metálico con la forma de la sección de la pila y que tiene una altura de uno o dos metros. En la primer etapa se coloca la cimbra en el arranque de la pila llenándose de concreto hasta el borde, una vez realizado el fraguado inicial del concreto el cual se logra en unos cuantos minutos, se procede a deslizar la cimbra hacia arriba unos cuantos centímetros, para proceder a colocar concreto hasta el borde superior de la cimbra, y así proceder en forma consecutiva hasta alcanzar la altura total de la pila.

Este procedimiento resulta sencillo de aplicar, el costo de la cimbra y de los equipos de deslizamiento es relativamente bajo. Tiene el inconveniente que es difícil controlar su alineamiento vertical en los dos sentidos, por lo cual se debe tener especial cuidado, generalmente se colocan equipos de topografía en los dos planos de la pila sobre bancos fijos, para controlar el alineamiento vertical.

No obstante este tipo de cimbras siempre tendrá la tendencia a girar sobre su eje vertical, debido a las fuerzas inducidas por la rotación de la tierra.

CIMBRA TREPADORA

Este tipo de cimbra también es usado en pilas de gran altura, y consiste en un molde metálico con la forma de la sección transversal de la pila, el cual se coloca en el arranque de la misma y se llena de concreto hasta su borde superior, estas cimbras pueden tener varios metros de altura generalmente tres o cuatro metros.

Una vez llenada de concreto la cimbra hasta su parte superior, tendrá que esperarse el tiempo suficiente hasta que el concreto alcance la resistencia suficiente, para aflojar la cimbra y llevarla hacia la parte superior.

Una vez llevada la cimbra hasta la parte superior del concreto recientemente fabricado, se efectúan los ajustes necesarios y las correcciones para conservar el alineamiento vertical en los dos planos, dado que estas cimbras se apoyan en el concreto que ya tiene la resistencia suficiente, es mas fácil controlar su posición respecto al alineamiento de proyecto de la pila.

MECANISMOS PARA LA ELEVACIÓN DEL CONCRETO

Para la elevación del concreto, las cimbras y dispositivos para la elevación de las mismas, en general se usan torres grúas apoyadas verticalmente sobre la parte ya construida de la pila, conforme avanza la construcción de la pila se van colocando secciones hacia arriba para ir aumentando la altura de la torre grúa.

También apoyada sobre la pila se colocan elevadores de tipo industrial, que servirán para que el personal llegue hasta el frente de trabajo.