

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

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

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001



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

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

INTRODUCCIÓN

**EXPOSITOR:
M.I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO**

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001

LA CALIDAD NO ES UN ARTE, ES UN HÁBITO

M.I. Raúl Vicente Orozco Santoyo

Director General, Raúl Vicente Orozco y Cía, S A de C V.

Miembro del Consejo Consultivo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Dirección Hacienda Chapa # 5, Col Prado Coapa, C P 14350, Deleg Tlalpan, México, D F

Teléfonos. 56-71-95-40, 56-71-95-70, 56-71-95-80, Fax 56-71-42-84,

E-mail: rvorozco@data net mx

RESUMEN

Se presentan los enfoques personales del autor sobre lo que es la calidad y como deben interpretarse los resultados de su control en la realidad

La construcción de obras civiles requiere una revisión minuciosa de los planos y las especificaciones de proyecto, una eficiente supervisión y un auténtico control de calidad. con el fin de lograr que tales obras cumplan con su propósito

Normalmente todas las actividades de una obra planificación, proyecto, construcción, supervisión, control de calidad, conservación y operación, se desarrollan con cierta independencia, lo cual da motivo a deficiencias y a conflictos innecesarios entre los responsables de esas actividades. Esto se evita con un sistema integrado de acciones de retroalimentación constante y de actitud siempre positiva

El nivel de calidad lo define el responsable de la planificación de la obra, para que el proyectista lo *establezca*, el constructor lo *asegure*, el supervisor lo *verifique*, el controlador de calidad lo *certifique*, los responsables de la conservación y la operación *vigilen* y *mantengan* respectivamente ese nivel de calidad estipulado, tanto en geometría y acabados como en materiales y procedimientos constructivos

El control de calidad debe llevarse en cada una de las etapas de previsión acción e historia, así como en todas las actividades de la obra. Es altamente recomendable la aplicación de las cartas de control de calidad actualizadas diariamente

LA CALIDAD NO ES UN ARTE, ES UN HÁBITO

M.I. Raúl Vicente Orozco Santoyo

INTRODUCCIÓN

El tema central de ANALISEC para esta XVII Reunión Nacional me gustó mucho porque efectivamente "La calidad está en todos nosotros". Por eso elegí para esta ocasión la frase de Aristóteles. **La calidad no es un arte, es un hábito**. Por lo tanto, debemos calibrar primero nuestro nivel de calidad personal (NCP), antes de pregonar en la práctica profesional lo avezados que nos sentimos en este tema.

Según el diccionario de la Lengua Española (Real Academia Española XXI, edición 1992), el término calidad viene del latín *Qualitas-atis*. Propiedad o conjunto de propiedades inherentes a una cosa, que permiten apreciarla como igual, mejor o peor que las restantes de su especie.

En esta ocasión mostraré lo que en mi vida personal y profesional estoy haciendo, tomando como pretexto LA CALIDAD, en forma global, para incursionar en la realidad. Muchas de las ideas aquí presentadas están tomadas de la bibliografía presentada al final de este escrito.

Respecto al nivel de calidad personal (NCP) utilizo una expresión que se me ha ocurrido para usarse en toda la vida. Esta es

$$NCP = \sum_{i=1}^n p_i C_i$$

donde

p_i = factor de peso para el concepto i

C_i = calificación correspondiente al concepto i

Los conceptos se refieren a lo siguiente

MEMORIA

- 1) Antigua o congénita (A)
- 2) Nueva o adquirida (N)

SALUD

- 3) Mental (M)
- 4) Física (F)

ESTADO

- 5) Anímico (A_n)
- 6) Afectivo (A_r)

En la carta de control del NCP, la zona de aceptación corresponde a calificaciones de 9 a 10, la de corrección de 8 a 9 y la de rechazo abajo de 8

EL NÍVEL DE CALIDAD DEBE RESPETARSE SIEMPRE

La característica o propiedad fundamental a medir es lo primero que debemos descubrir en cada caso o elemento de una obra. Esto obliga a conocer claramente cuál es el "rasero" o nivel de calidad característico (Lámina 1), tanto en geometría y acabados como en materiales y procedimientos constructivos. Este es independiente de la actividad ingenieril en que estemos involucrados: Planificación, Proyecto y Construcción, Supervisión y Control de Calidad, Conservación y Operación (Lámina 2), cada "actor" tiene una misión que cumplir para distintas responsabilidades (palabras clave: definir, establecer, asegurar, verificar, certificar, mantener y vigilar).

EL CONTROL DE CALIDAD DEBE SER AGIL Y OPORTUNO

En la bibliografía sobre control de calidad se explican en detalle las 3 etapas básicas que hay durante el control de calidad: Previsión, Acción e Historia (Lámina 3).

En cualquier etapa o nivel de control debemos estar impregnados (desde el dueño hasta los demás integrantes del equipo hacedor de las obras) de muchas dosis personales relativas a la responsabilidad y honradez para lograr la agilidad y la oportunidad en la información que se requiere, a fin de controlar *auténticamente* la calidad y tomar las medidas correctivas pertinentes a tiempo. Por ejemplo, en la Etapa de Acción se debe certificar el cumplimiento del nivel de calidad estipulado, como en el caso del colado de una losa de concreto hidráulico. Mediante una prueba de inmersión, en que se obtiene rápidamente la composición del concreto tierno (grava, arena, cemento y agua, más las relaciones y contenidos unitarios), se compara la dosificación real con la de proyecto. Se puede *certificar* casi de inmediato sería innecesario "tomar cilindros" para romperlos después; me pregunto ¿para qué esperar 28 ó 7 días y aún horas, si ya se coló?, en otras palabras, no es necesario

esperar a "romper cilindros" para "certificar", esta rotura corresponde a la Etapa de Historia que, desde luego, es útil para retroalimentar al proyecto.

SE PUEDEN CERTIFICAR LOS NIVELES DE CALIDAD CON ENSAYES Y EQUIPOS NO DESTRUCTIVOS

Como ejemplo de la certificación casi inmediata de los niveles de calidad, se tiene la obtenida mediante los equipos nucleares (compacidades y contenidos de líquido agua o asfalto), los perfilómetros láser (profundidad de roderas e irregularidades superficiales en pavimentos IRI), los deformómetros de impacto (desplazamientos verticales y cuencas de deformación en pavimentos), vigas Benkelman (deformaciones por capa durante la construcción), radómetros (espesores de capas de pavimento), etc. Otras aplicaciones en la geotecnia (geología, mecánica de suelos y de rocas) son similares a las tecnologías de los concretos (hidráulicos y asfálticos). Estos realmente son suelos que cambian con el tiempo sus isocaracterísticas esfuerzo-deformación (al respecto, véanse las referencias bibliográficas).

COMENTARIO

Las ideas aquí expresadas se hacen extensivas a casi todos los casos de la ingeniería (canales revestidos de concreto hidráulico o asfáltico, presas para agua o jales, vías terrestres, edificación, etc.) y sería muy cansado exponer más al respecto, en obsequio a la simplicidad conviene consultar la bibliografía incluida en este escrito.

BIBLIOGRAFÍA

- Orozco y Orozco, José Vicente (1970-1986) Escritos inéditos y comunicaciones personales México, D.F.
- Orozco Santoyo, Raúl Vicente (1977). "Reflexiones sobre Control de Calidad" Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, Vol. LVI, N° 2 Asociación de Ingenieros y Arquitectos de México (AIAM) México, D.F.
- Orozco S., R.V. (1978) "Compactación y Control de Calidad" IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), Mérida, Yuc.
- Orozco S., R.V. (1979). "Comentarios en el.. "Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Vol 2 SMMS Oaxaca, Oax.
- Orozco S., R.V. (1980) "Criterios Básicos de Control de Calidad" Asociación Mexicana de Caminos (AMC) México, D.F.

- R V Orozco y Cía., S A de C.V. (1986) "Control de Calidad en el Aeropuerto de Mazatlán, Sin "Aeropuertos y Servicios Auxiliares (ASA) México, D.F
- Orozco S, R V. (1986) "Construcción y Control de Calidad de Pavimentos." XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol I, Mazatlán, Sin
- Orozco S, R V y Torres Verdín, Víctor (1986) "Criterios de Aceptación para Mezclas Asfálticas" XV Congreso Panamericano de Carreteras (PIARC), Tomo II, México, D F
- Orozco S, R V (1996). El Concepto "Calidad en las Vías Terrestres", XII Reunión Nacional de Vías Terrestres (AMIVTAC), San Luis Potosí, S L P
- Orozco S, R V (1996) "Control de Calidad Geotécnico y Diseño de Normas" Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, Qro
- Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos (1997) Lineamiento de Supervisión de Obra Pública
- Orozco S, R V (1997) "Supervisión y Control de Calidad de Obras", Diplomado en Ingeniería de Sistemas Carreteros (CENTRO SCT, NL e ITESM, CAMPUS MONTERREY), Monterrey, N L
- Orozco S, R V. (1998) "Certificación de niveles de calidad característicos", XIII Reunión Nacional de Vías Terrestres", Oaxtepec, Mor.
- Orozco S, R V (1998 y 1999) Diplomado en "Proyecto, Construcción y Conservación de Carreteras", División de Educación Continua-Facultad de Ingeniería-UNAM, México, D F
- Orozco S, R V (1998, 1999 y 2000) "Control de Calidad de Obras", Maestría en Construcción y Geotecnia, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, Pue
- Orozco S, R V (1999) "Control de Calidad Aplicado a las Vías Terrestres", Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Dirección General de Carreteras Federales, Zacatecas, Zac
- Orozco S, R V (2000) "Reflexiones sobre la geotecnia mexicana en las obras de infraestructura del transporte", XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Oaxaca, Oax
- Orozco S, R V (2000) "Presas para sólidos residuales en la refinería electrolítica de zinc en San Luis Potosí, S L P, XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Oaxaca, Oax
- Orozco S, R V (2001). "Criterios Geotécnicos de Proyecto, Construcción y Operación para Depósitos de Residuos Mineros" Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D F



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

CURSOS ABIERTOS

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

**TEMA:
PROGRAMACIÓN DE OBRA Y
CRONOGRAMAS FINANCIEROS**

**EXPOSITOR:
ING. RIGOBERTO LIZÁRRAGA RUIZ**

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001

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.

Reportares 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:

DENOMINACION 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 substancias perjudiciales en el agregado grueso, que no deberá exceder los porcentajes máximos determinados.

SUBSTANCIAS PERJUDICIALES	% MAXIMO
Partículas deleznales.	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	% MÁXIMO
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 perdida 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	GRAMOS MÁX.
Sulfatos. (convertidos a Na₂SO₄)	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 la 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.

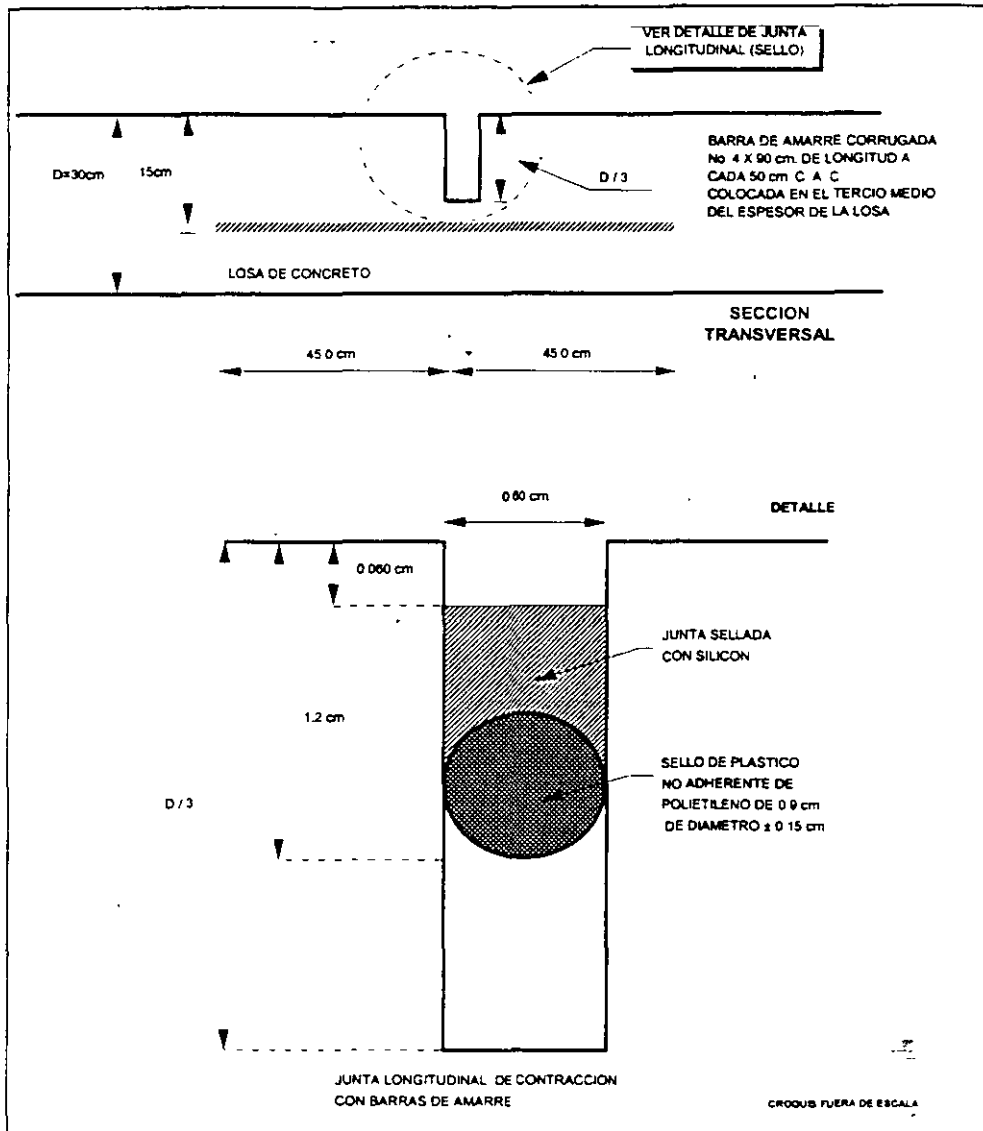
JUNTAS:

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:

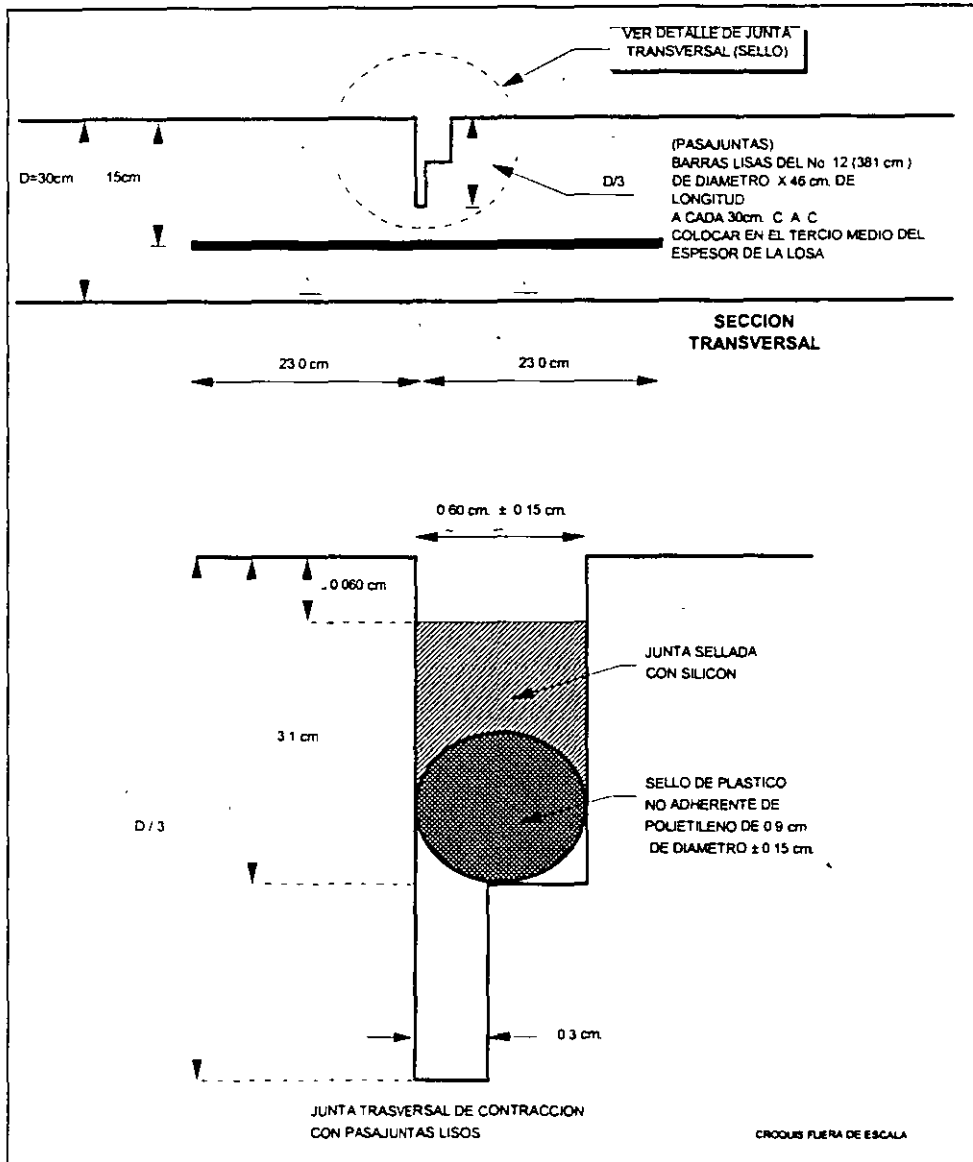
Las juntas se clasifican en:

- * 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).

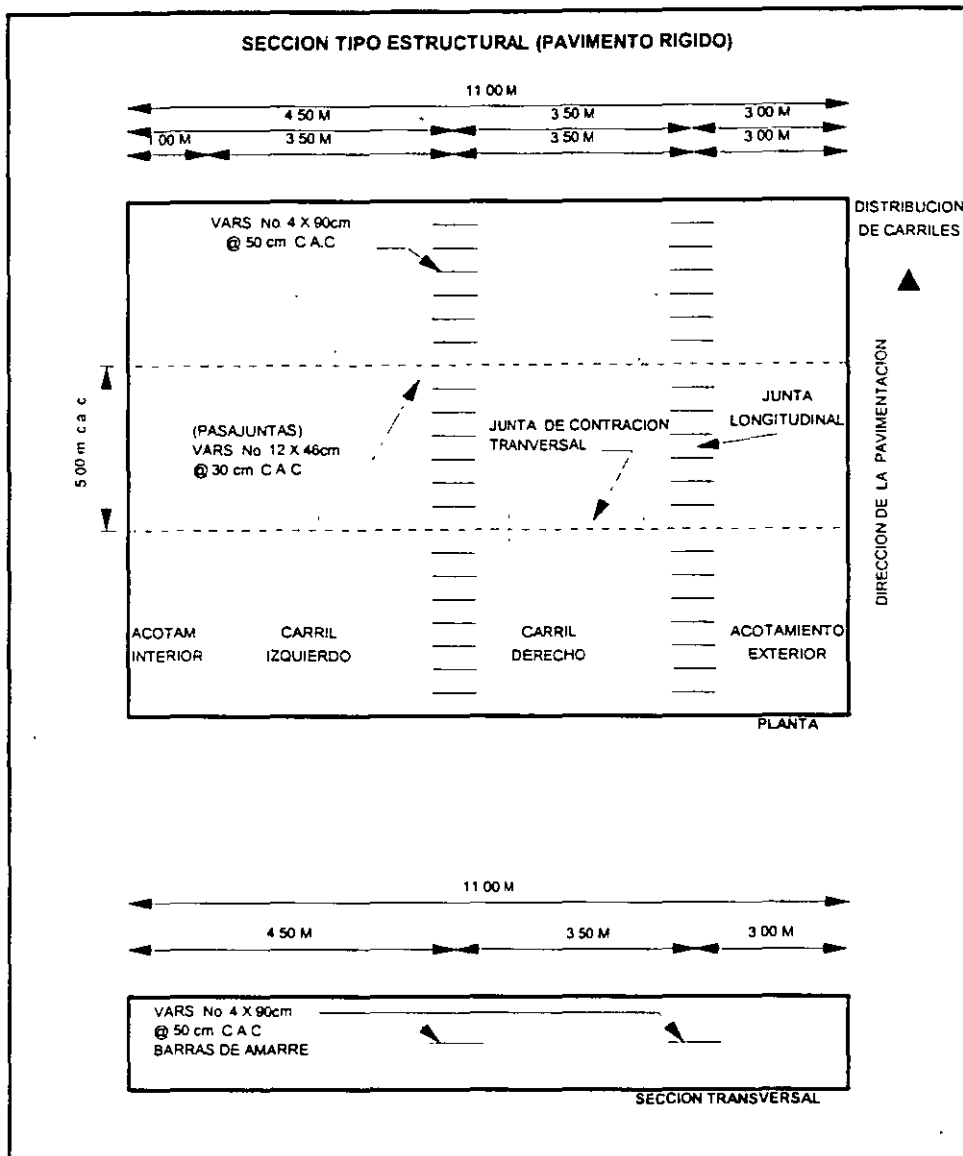
Las juntas longitudinales aserradas (Tipo A) con barras de amarre se construirán en los sitios que indique el proyecto de acuerdo a lo indicado en el CROQUIS 1.



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:

Sección transversal con respecto a la de proyecto		± 0.50%
Coeficiente de fricción inicial de la superficie de rodamiento.		
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 una 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 ($f_r = 48 \text{ kg/cm}^2$), 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 cubirán 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 Secretaria 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 pepena 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 ¾" y ¾" 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.



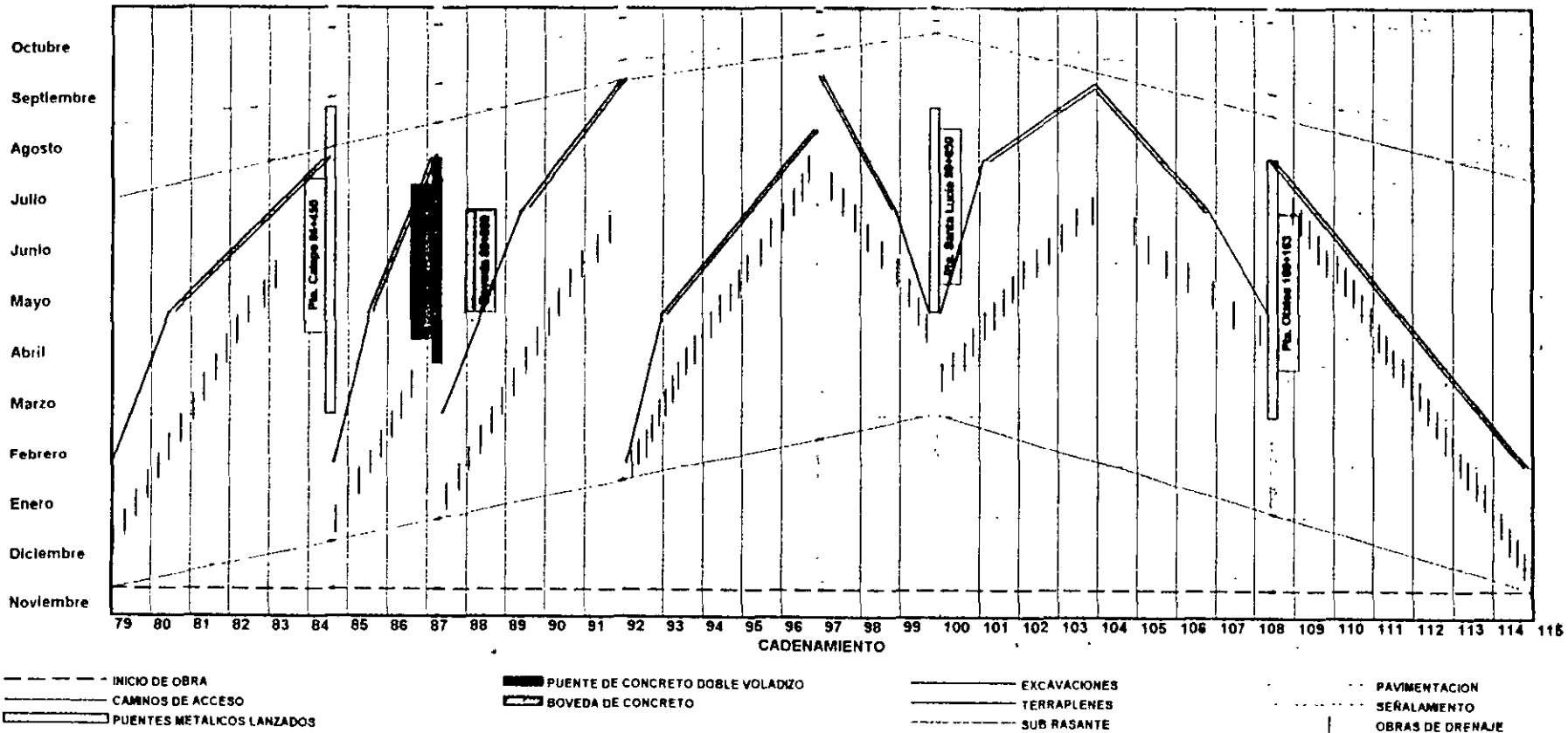
ZONA DE TENDIDO DE CONCRETO

Dentro de los controles de campo que se llevaron a cabo en la recepción del concreto, se tuvo especial cuidado en el revanimiento 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**

**TEMA:
SELECCIÓN DE MAQUINARIA Y
EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN,
PROCEDIMIENTOS
CONSTRUCTIVOS**

**EXPOSITOR:
ING. RIGOBERTO LIZÁRRAGA RUIZ**

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001

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 ño 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.

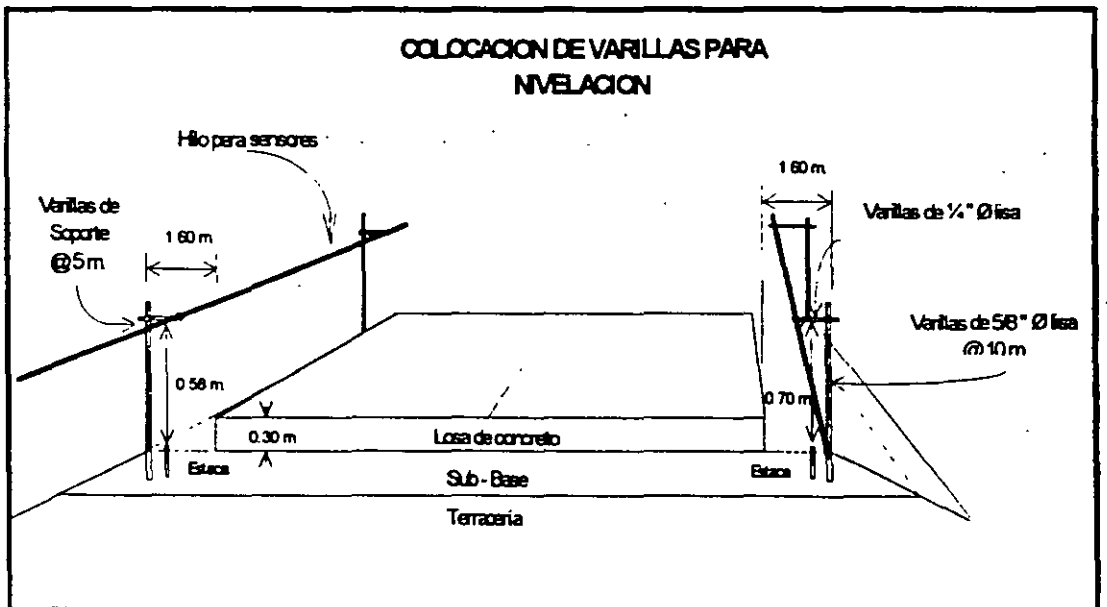
Colocados los datos por topografía se procede a la instalación de varillas, las cuales sujetarán el hilo que se nivelará y dará línea a la colocadora (foto 8). Estas varillas son colocadas en ambos lados del cuerpo, en el lado derecho se colocan varillas de soporte a cada 5 m. ya que de éste lado se 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

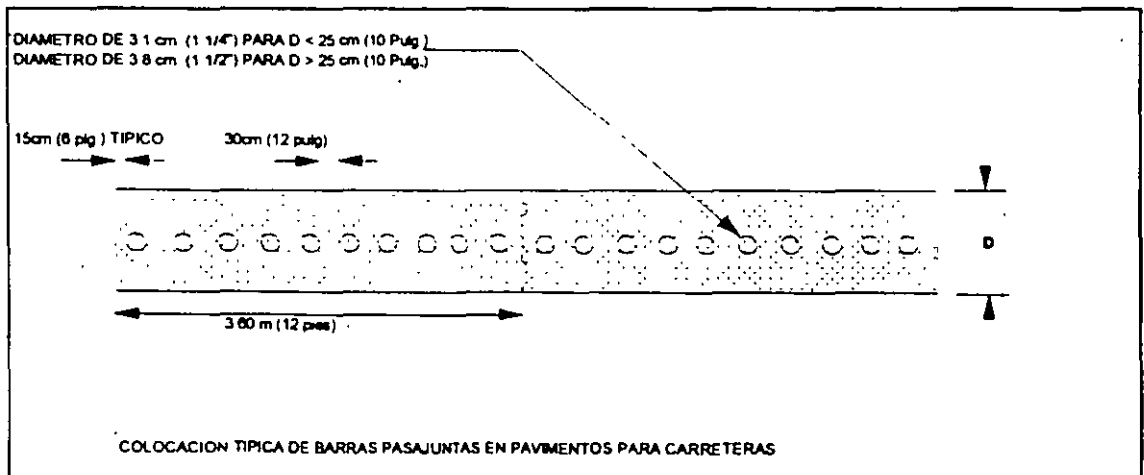
Iniciando el proceso de colocación de concreto, se asignaron dos linieros a cada lado de la maquina, su función era la de colocar la línea donde los sensores del equipo de colocación se guiaran. Este personal estaba equipado con cinta métrica, plomada y marro.

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 alambren 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 inclusor 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.

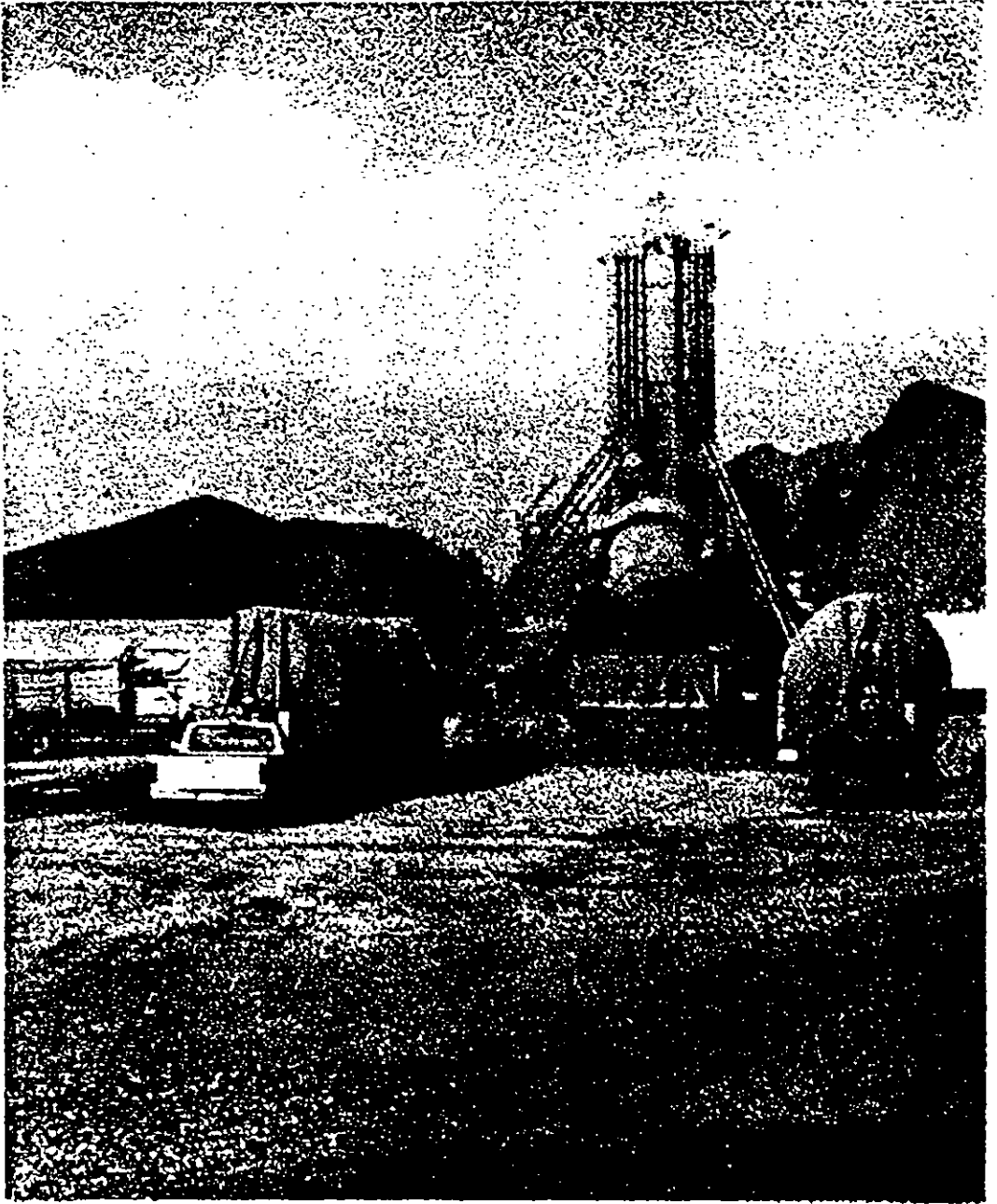


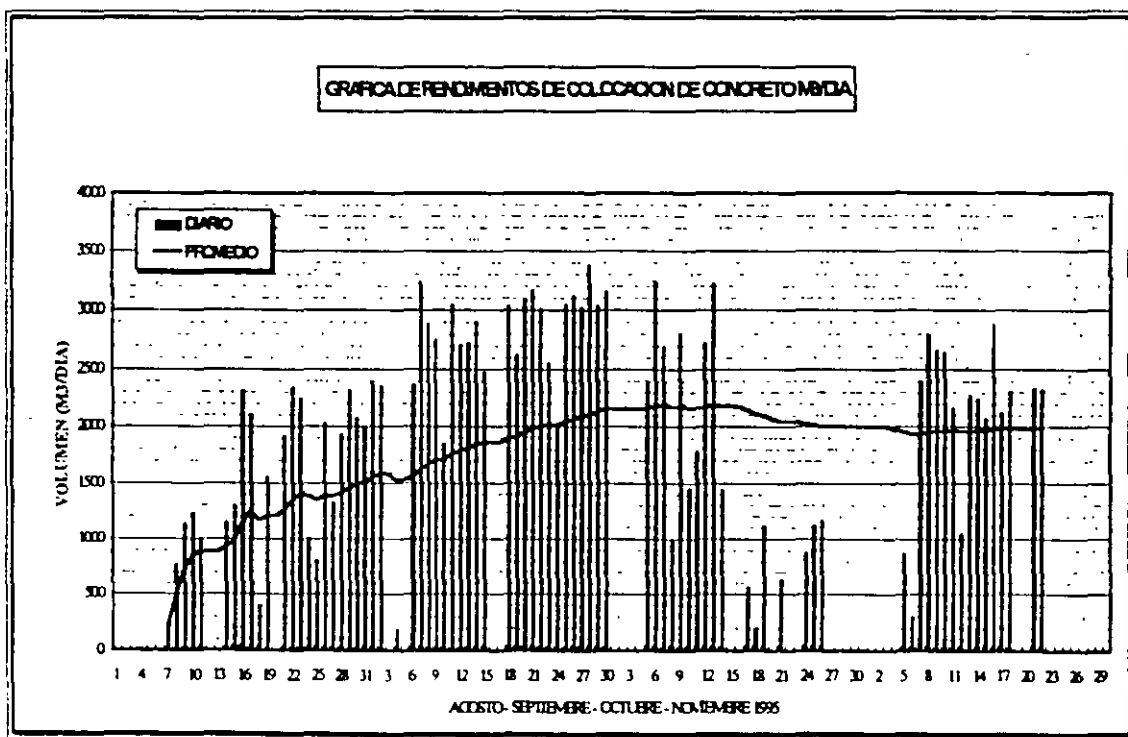
FOTO 9

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 Portlan 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
<p><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</p>	<p>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</p>
<p><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</p>	<p>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</p>
<p><u>EQUIPO AUXILIAR</u> Vibradores de chicote eléctrico Planta de luz de 5 kw. Rotomartillos eléctricos Equipo para reparar mangueras</p>	<p>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</p>

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).

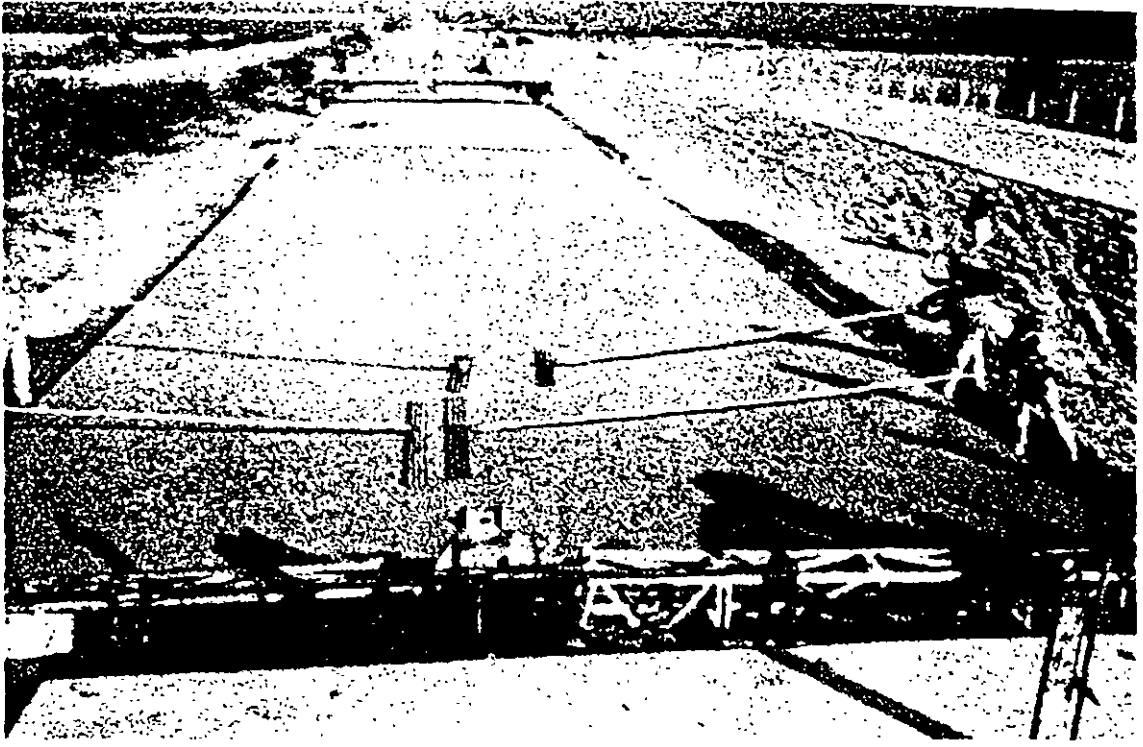


FOTO 13

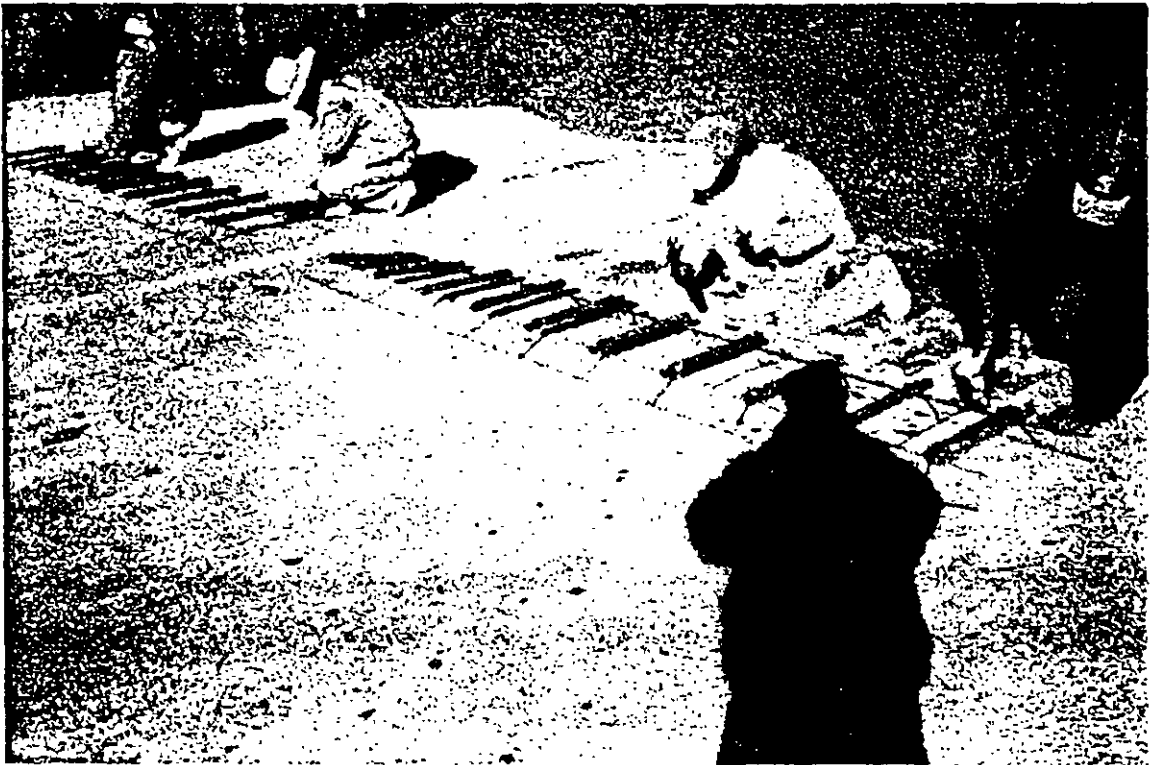


FOTO 14

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)

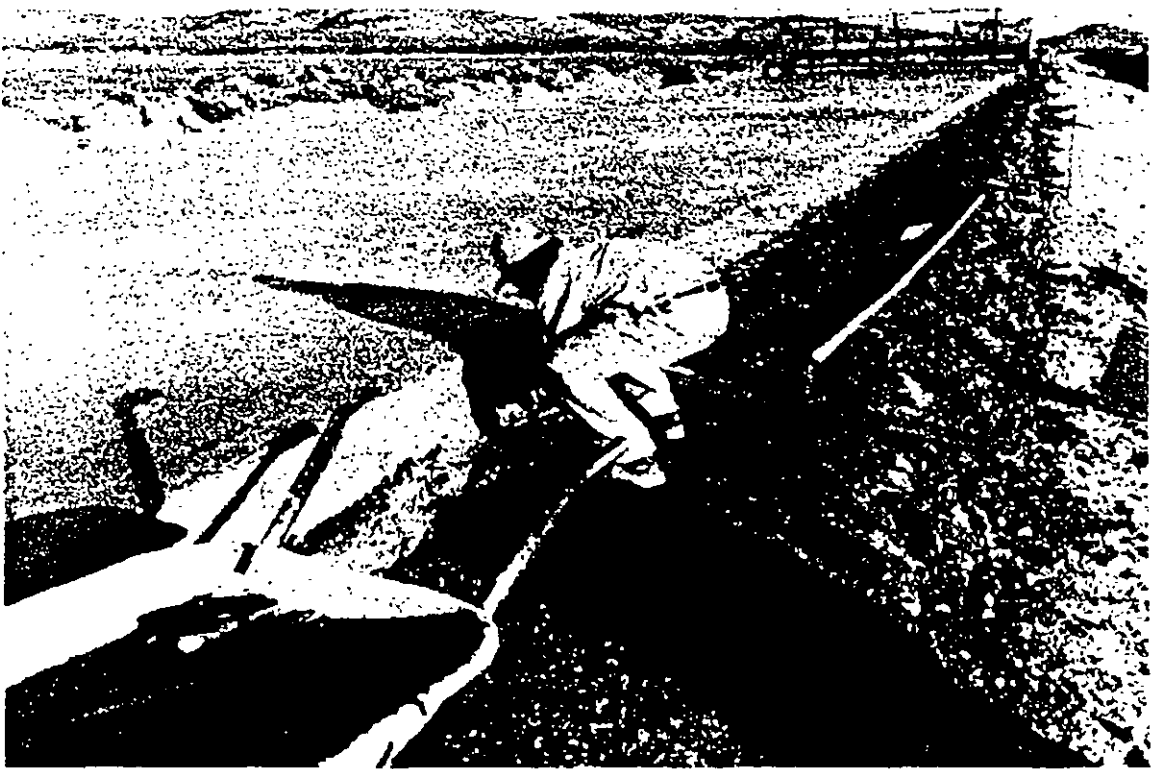
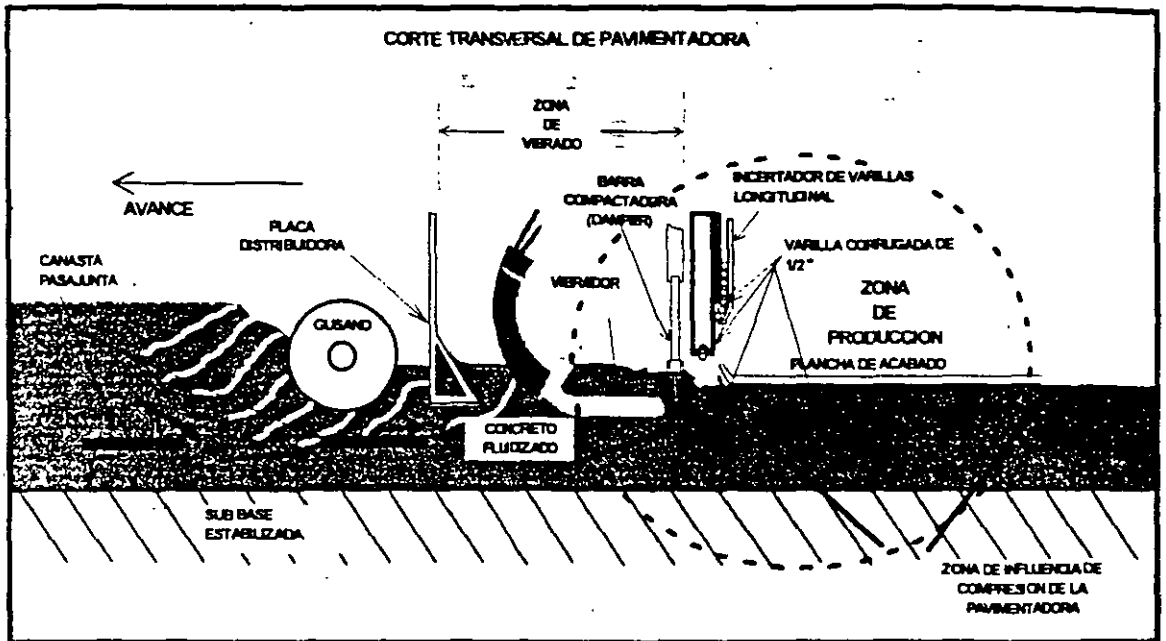


FOTO 16

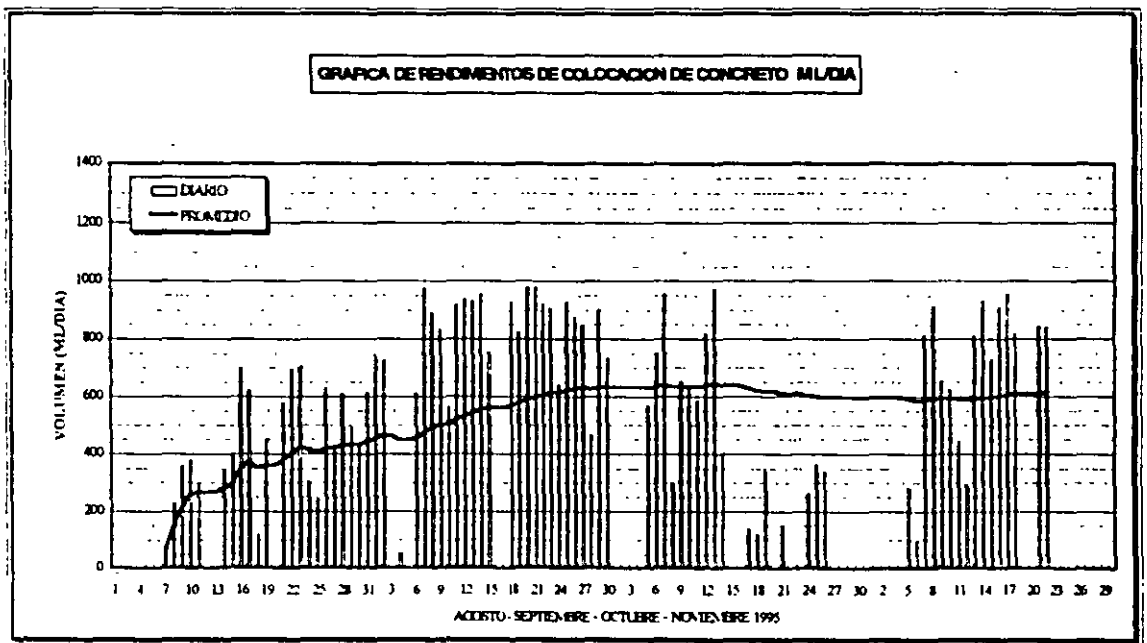
La tabla siguiente muestra le rendimiento promedio, equipos y consumos principales utilizados en la colocación de concreto.

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



CROQUIS 13

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.

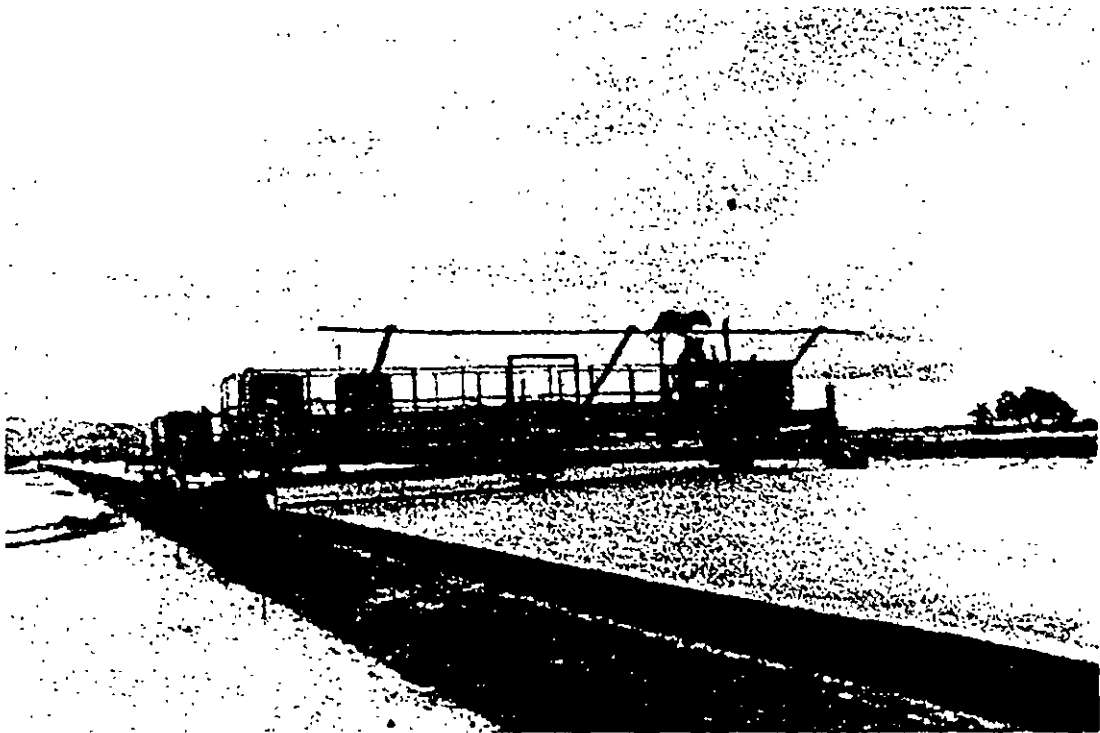


FOTO 17

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

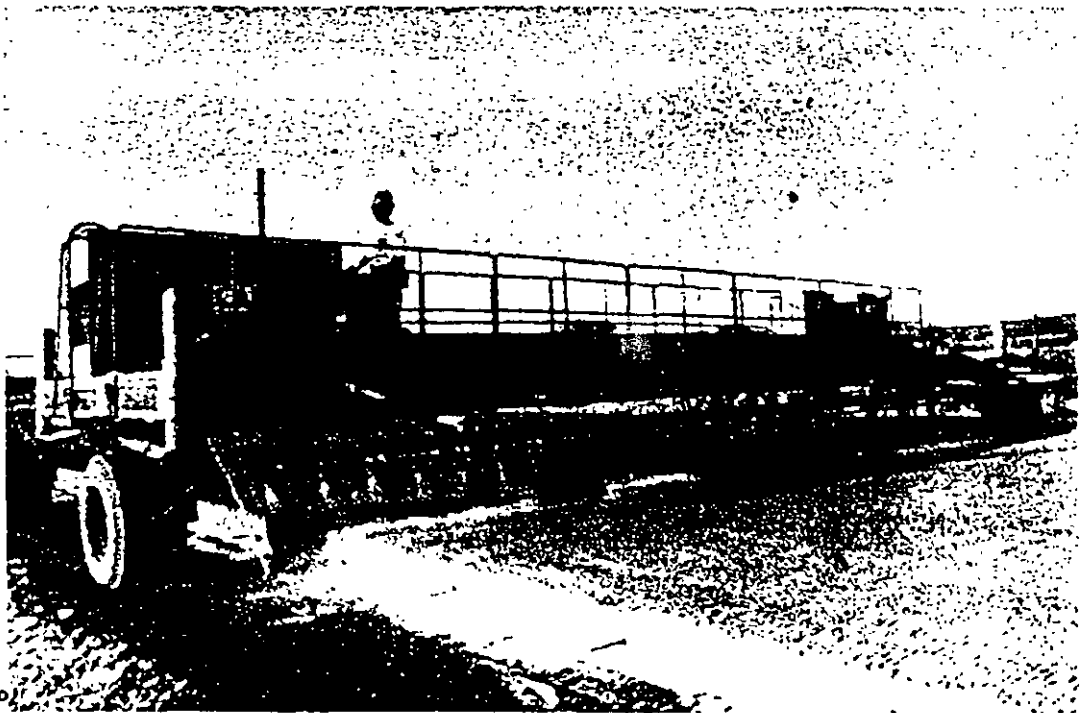


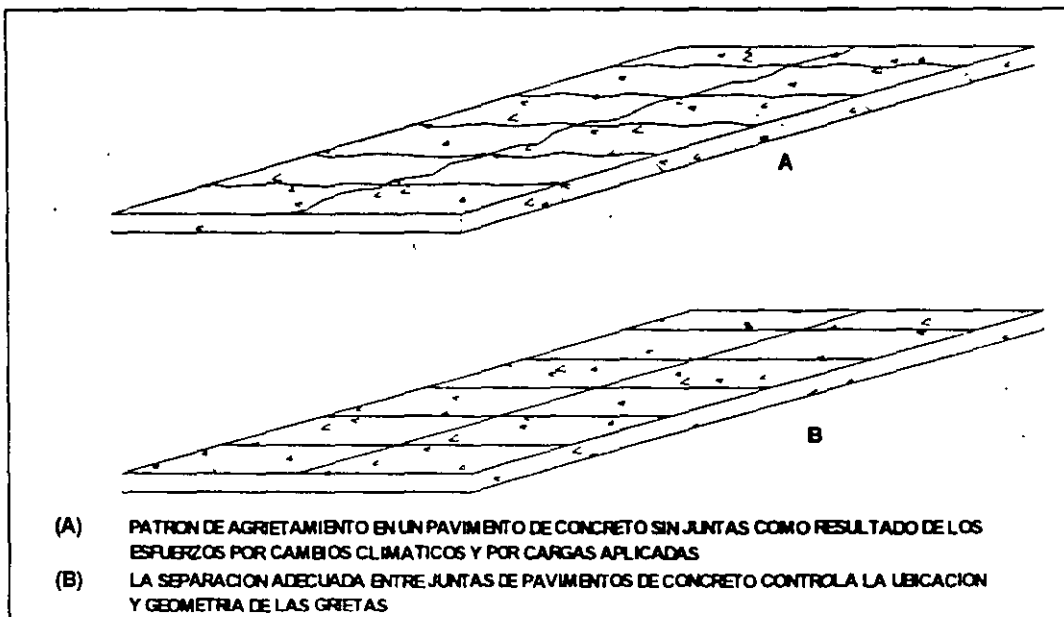
FOTO 18

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.

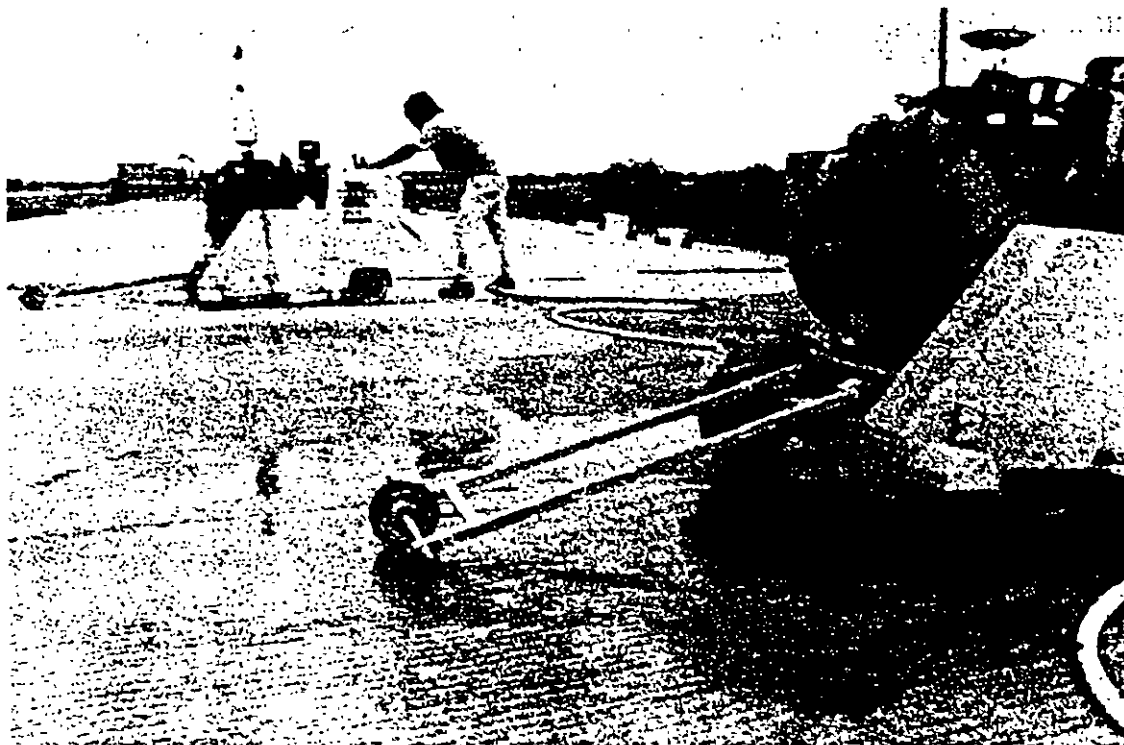


FOTO 19

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).

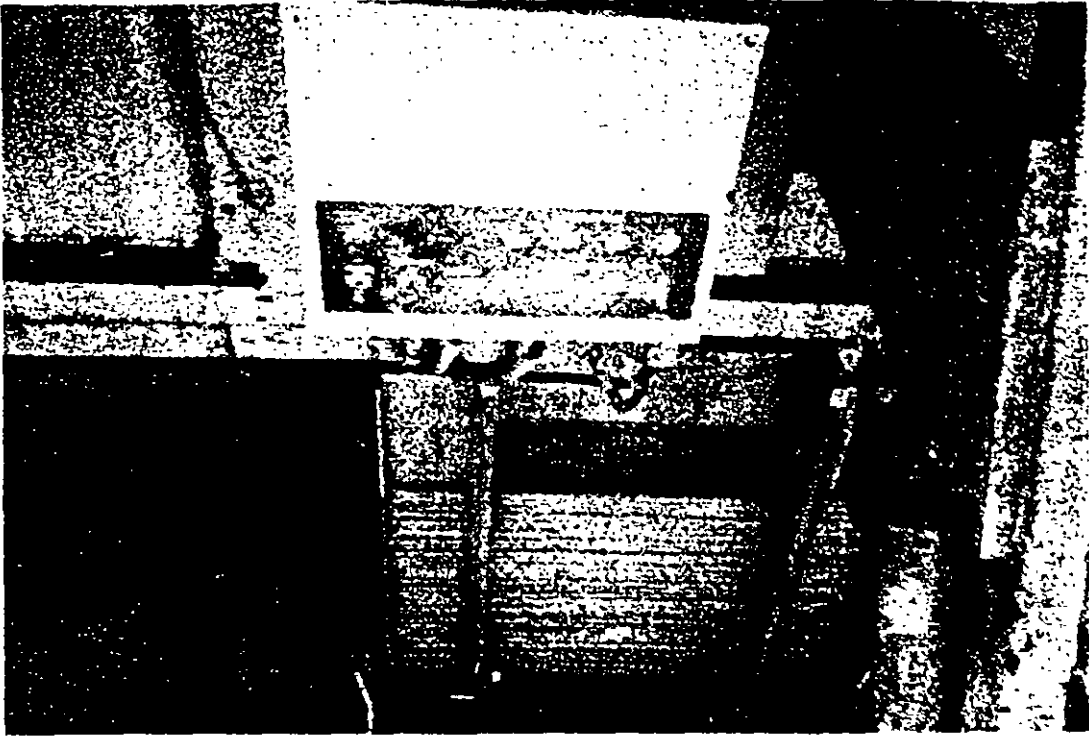


FOTO 20

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).

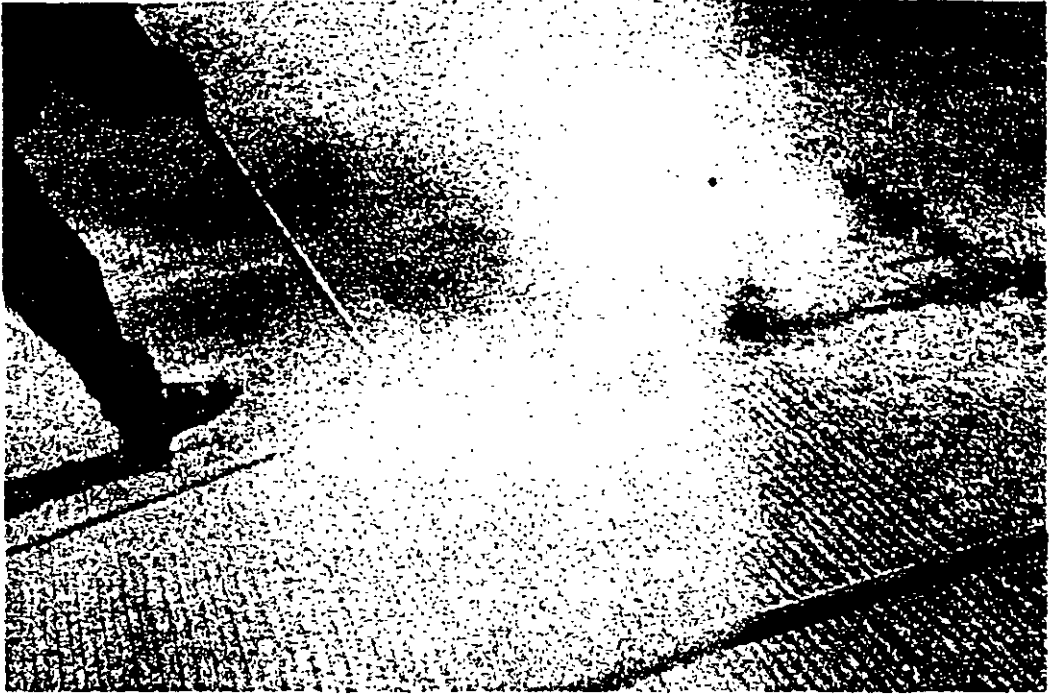


FOTO 23

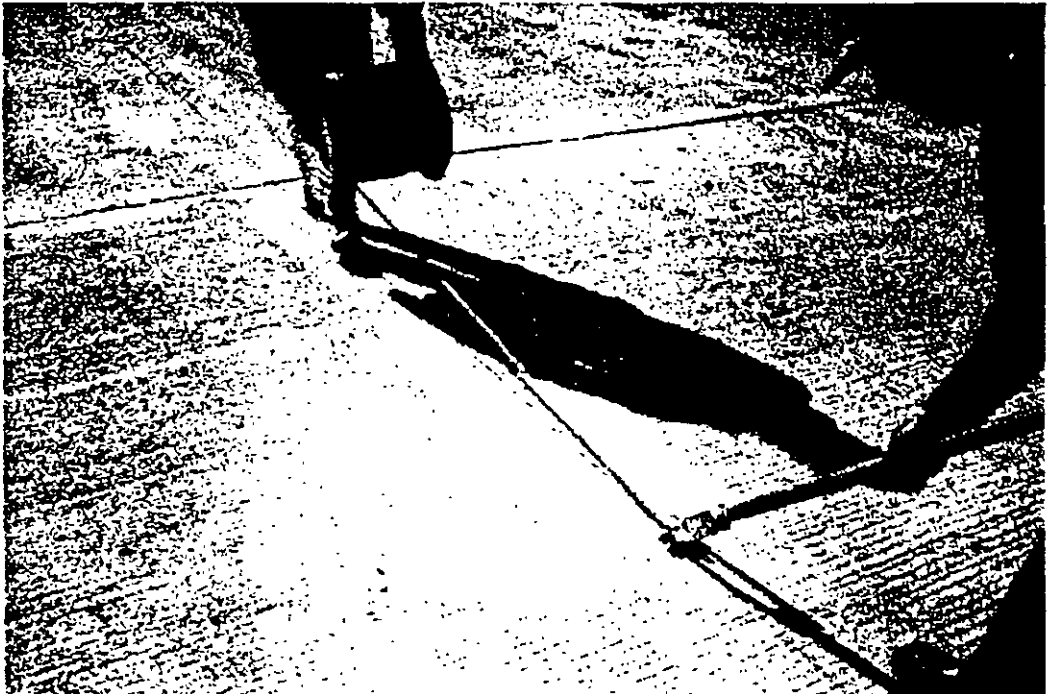


FOTO 24

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 lt/tno

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 arboles 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

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 arboles 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 acarrean 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 avanza: 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 acarrean 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 despalme 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 despalma 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

19

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 acarrearán 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.

24



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

DIPLOMADO EN PROYECTO,
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN
DE CARRETERAS

**TEMA:
ESTIPULACIÓN DE SISTEMAS DE
SUPERVISIÓN Y CONTROL DE
CALIDAD (“REGLAS DEL JUEGO”)**

**EXPOSITOR:
ING. RIGOBERTO LIZÁRRAGA RUIZ**

**MÓDULO II
CONSTRUCCION**

JUNIO, 2001

17

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

PLANEACION 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.

92 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 fantásticos 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 / 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 si 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 tiene 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 periodo 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, CONSTRUCCION . 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 criticas 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.



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 metálicos 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 presfuerzo, 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

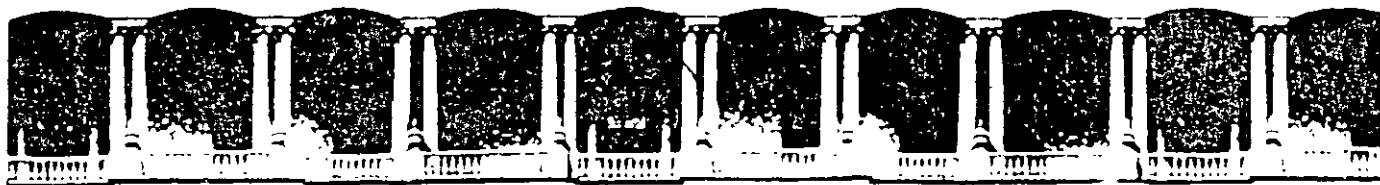
Cierre entre ejes 2 - 3

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.



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

CURSOS ABIERTOS

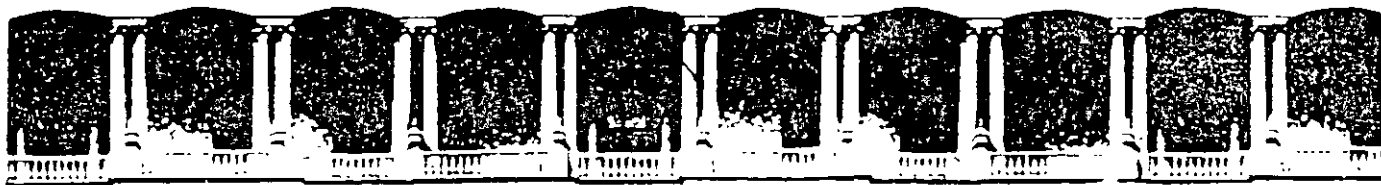
DIPLOMADO EN PROYECTO,
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN
DE CARRETERAS

**TEMA:
ESTUDIOS BÁSICOS:
GEOLÓGICOS APLICADOS A LA
INGENIERÍA**

**EXPOSITOR:
ING. JORGE ARMANDO RÁBAGO MARTÍN**

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2000



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

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO,
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN
DE CARRETERAS

**TEMA:
ESTUDIOS BÁSICOS: MECÁNICA
DE ROCAS APLICADA**

**EXPOSITOR:
ING. RAÚL CUÉLLAR BORJA**

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001

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 GEOMECANICAS 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 DE

1940'S

LAS INVESTIGACIONES QUE REALIZA DU PONT , GENERAN UN 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 CITY 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 GRANEL.

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 DOLORS 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 GRANEL.

ASI MISMO SE DESARROLLAN CONECTORES DE RETARDO PARA CORDON 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.

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 nos 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 = Alto explosivo (godyne, emulsión, etc.)
(anfós)

Estopin 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., dejando 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 podrán 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 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, contruidos 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 estos 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 tension	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, cordon 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 polvorin 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	55
	45,000	50,000	565	240	169	166	63
	50,000	60,000	575	250	171	168	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	185	183	86
	90,000	100,000	635	294	191	188	93
100,000	125,000	675	378	210	208	117	
4 Nitrocelulosa (30-70) o sea 30 partes en peso del solvente por 70 partes del producto, con una nitracion de 12.2% como maximo. Cloratos, Iostoros, 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	165	160	70
	75,000	100,000	570	275	170	166	85
100,000	125,000	607	340	190	188	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. 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.							
	A. Comercio								
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 cápsula							
		2. Cuando se almacenen cartuchos que solamente tengan colocada la cápsula, se tomarán 85 gramos del explosivo que contengan dichas cápsulas por cada metro cúbico de espacio libre.							
		3. Si las negociaciones están establecidas en calles de mucho tránsito, sólo 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%).

COMPATIBILIDAD DE MATERIALES EMPACADOS O ENVASADOS

LA "X" INDICA QUE EL MATERIAL DE LA LINEA HORIZONTAL PUEDE ALMACENARSE CON EL ARTICULO DE LA COLUMNA VERTICAL

	Pólvora	Acido picrico	Dinitrotolueno	Nitroalmidones	Nitroglicerina	Nitrocelulosa	Nitroguanidina	Tetrit	Pulminato de mercurio	Nitruros de plomo, plata y cobre	Estrianato de plomo	Cloratos, percloratos y peróxidos	Sodio metálico	Magnesio en polvo	Aluminio en polvo negro u opaco	Fósforo	P.E.T.N.	T.N.T.	Dinamita y amatoles	Nitrocarbonitratos húmedos	Nitrocarbonitratos secos	Nitrocarbonitratos ácidos	Fosgeno	Ciclonita (rdx)	Iniciadores de alta presión detonantes	Detonantes (estopines, capsulas)	Mechas de seguridad	Cordones detonantes	Cordones encendedores de mecha	Conectores detonantes	Conectores encendedores	Artificios pirotécnicos	Cargas industriales		
Pólvora	X																																		
Acido picrico		X																																	
Dinitrotolueno			X																																
Nitroalmidones				X																															
Nitroglicerina					X																														
Nitrocelulosa						X																													
Nitroguanidina							X																												
Tetrit								X																											
Pulminato de mercurio									X																										
Nitruros de plomo, plata y cobre										X																									
Estrianato de plomo											X																								
Cloratos, percloratos y peróxidos												X																							
Sodio metálico													X																						
Magnesio en polvo														X																					
Aluminio en polvo negro u opaco															X																				
Fósforo																X																			
P.E.T.N.																	X	X	X	X					X	X	X	X							
T.N.T.																		X																	
Dinamita y amatoles																	X	X	X	X					X	X	X	X							
Nitrocarbonitratos húmedos																	X	X	X	X					X	X	X	X							
Nitrocarbonitratos secos																	X	X	X	X					X	X	X	X							
Nitrocarbonitratos ácidos																									X										
Fosgeno																									X										
Ciclonita (rdx)																	X								X	X	X	X							
Iniciadores de alta presión detonantes																	X	X	X	X					X	X	X	X							
Detonantes (estopines, capsulas)																										X		X	X	X	X				
Mechas de seguridad																	X	X	X	X					X	X	X	X	X	X	X	X			
Cordones detonantes																	X	X	X	X					X	X	X	X							
Cordones encendedores de mecha																									X	X	X	X	X	X	X	X			
Conectores detonantes																									X	X	X	X							
Conectores encendedores																									X	X	X	X							
Artificios pirotécnicos																									X	X	X	X							
Cargas industriales																																			X



SECRETARIA
DE LA
DEFENSA NACIONAL
DIR. GEN. REG. FED.
ARMAS DE FUEGO 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.

CONTESTAR ESTE OFICIO CIERRE. LOS DATOS CONTENIDOS EN EL CUAL DEL ANGULO SUPERIOR DERECHO



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 s 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.

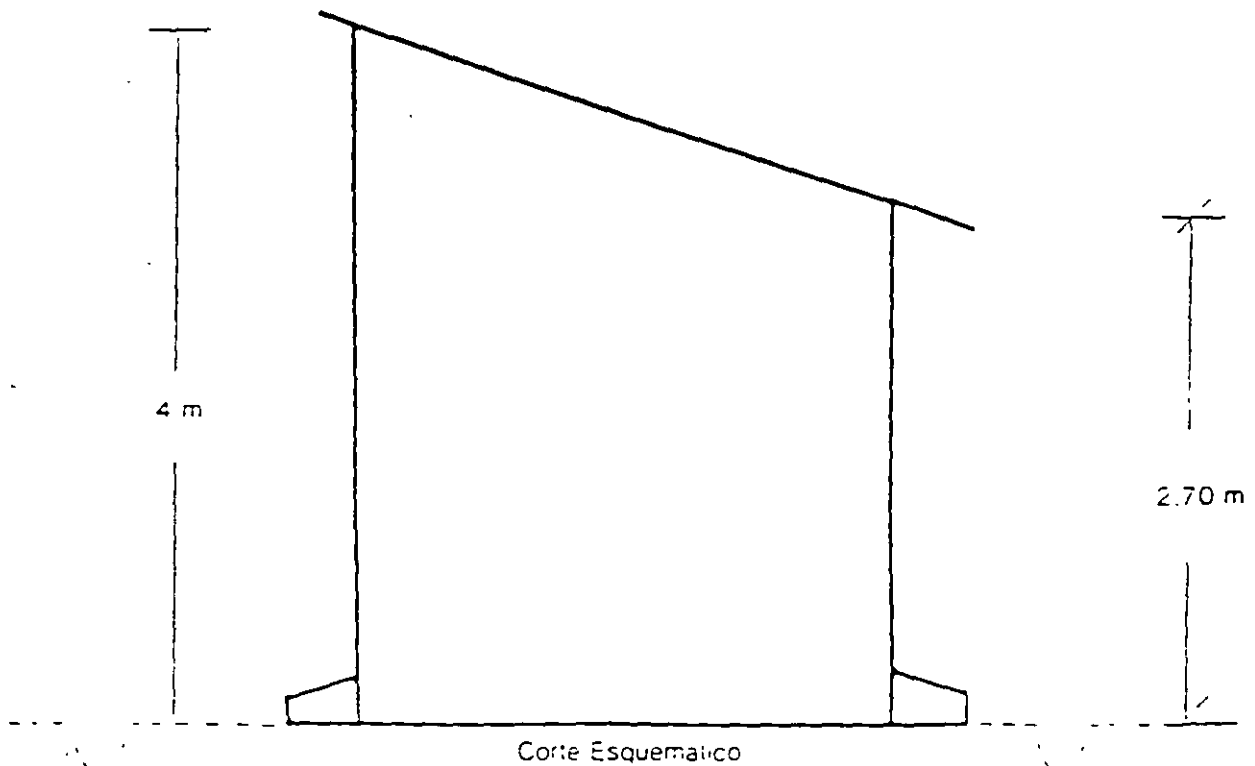
Por lo anterior, se le agradecerá hacerlo del conocimiento de sus agremiados; enfatizando que la tardanza es la obtención de los documentos que son expedidos en otras dependencias.

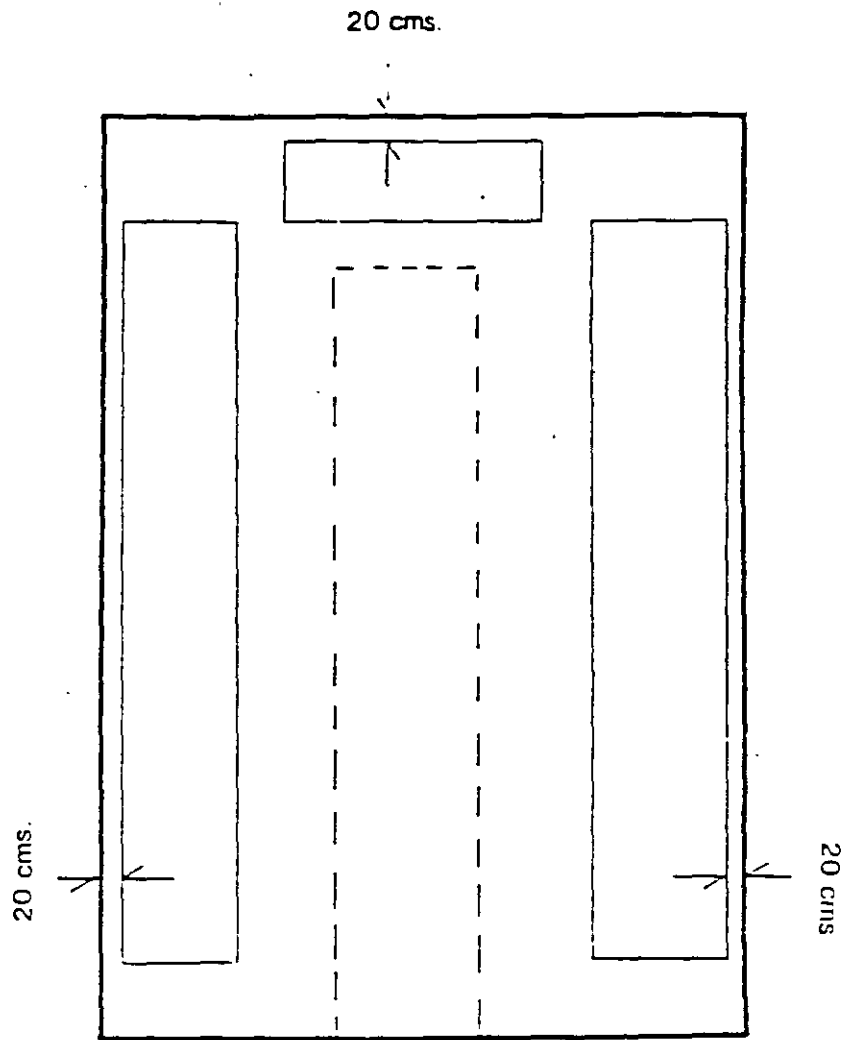
SUFRAGIO EFECTIVO. NO REELECCION.
E. DIRECTOR.

GENERAL  CARLOS CUERVO.

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

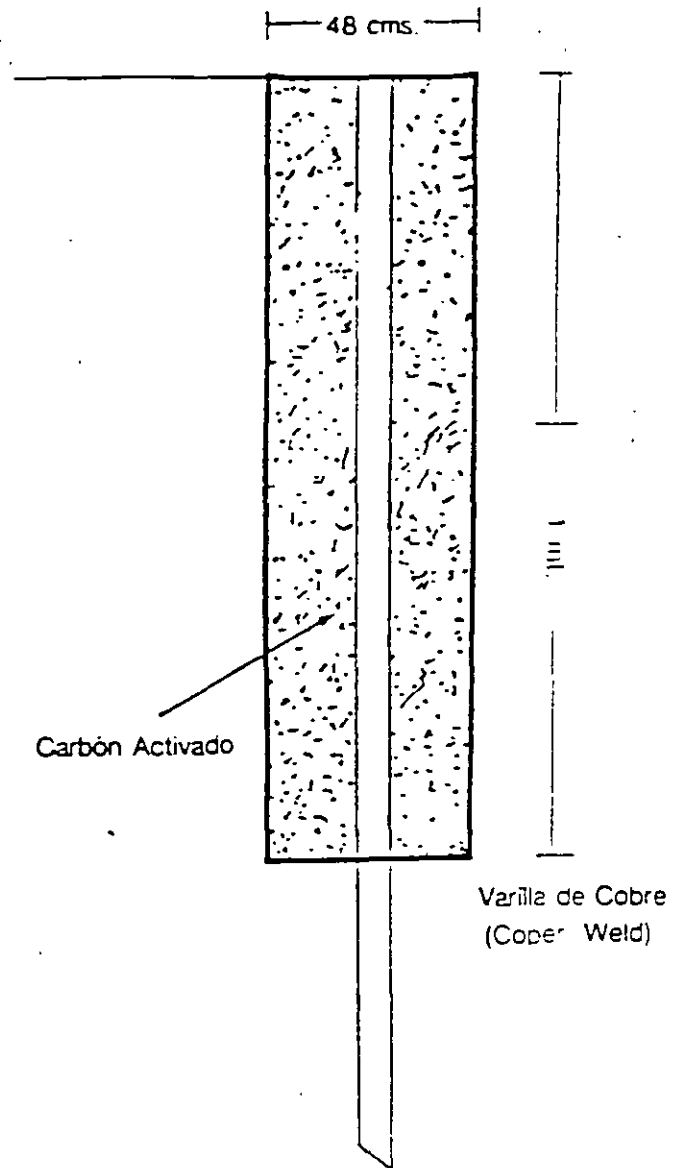
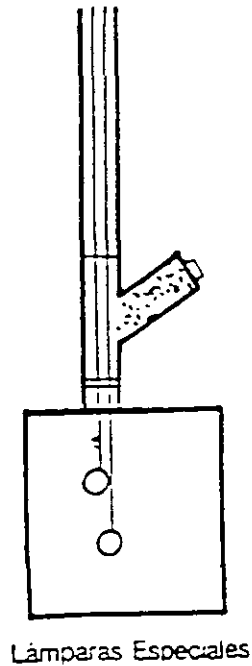




Planta Polvorin

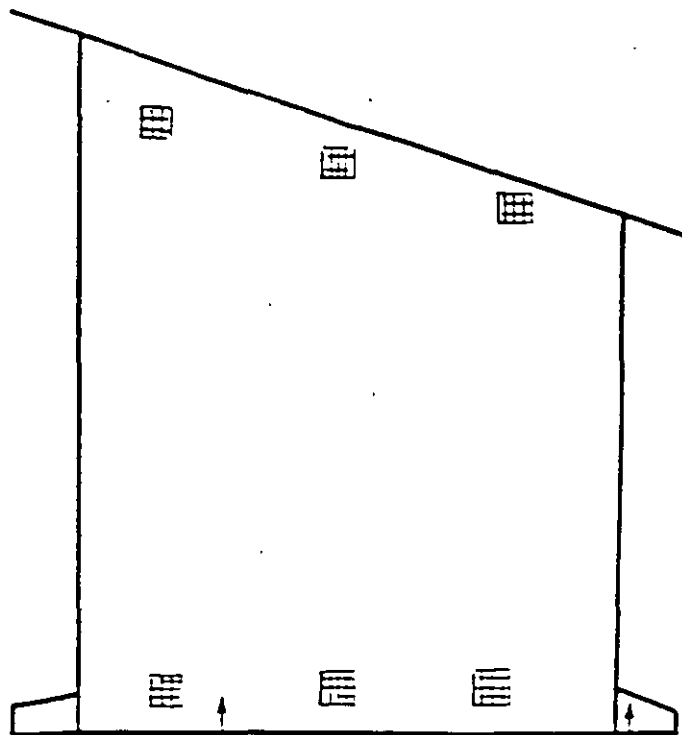
- 11.— Separar estibas de paredes
- 12.— VIGILANCIA (24 Hrs)
- 13.— Cercado
- 14.— Pararrayos
- 15.— Aplanado y Pintura
- 16 — Tarima de madera
- 17 — 20 mts. libre de mat. orgánica. alrededor
- 18 — Talud o protecc. natural

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



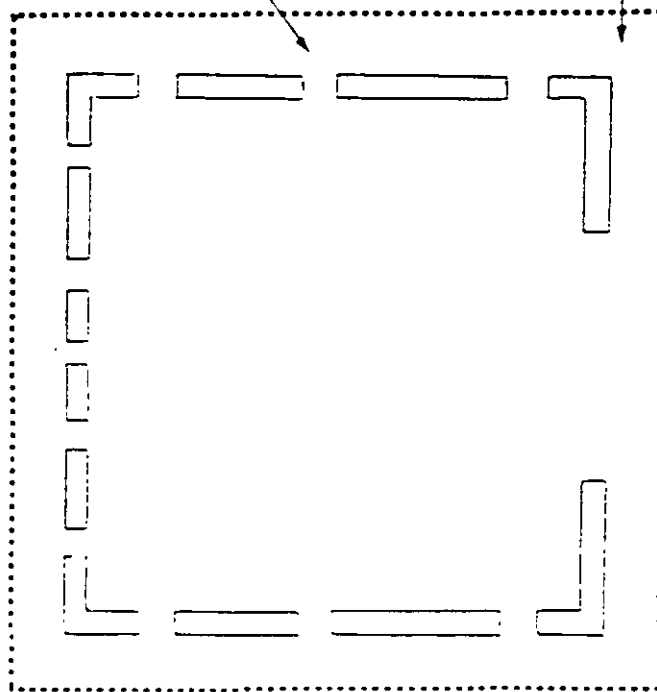
Detalles de tierra física

- 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

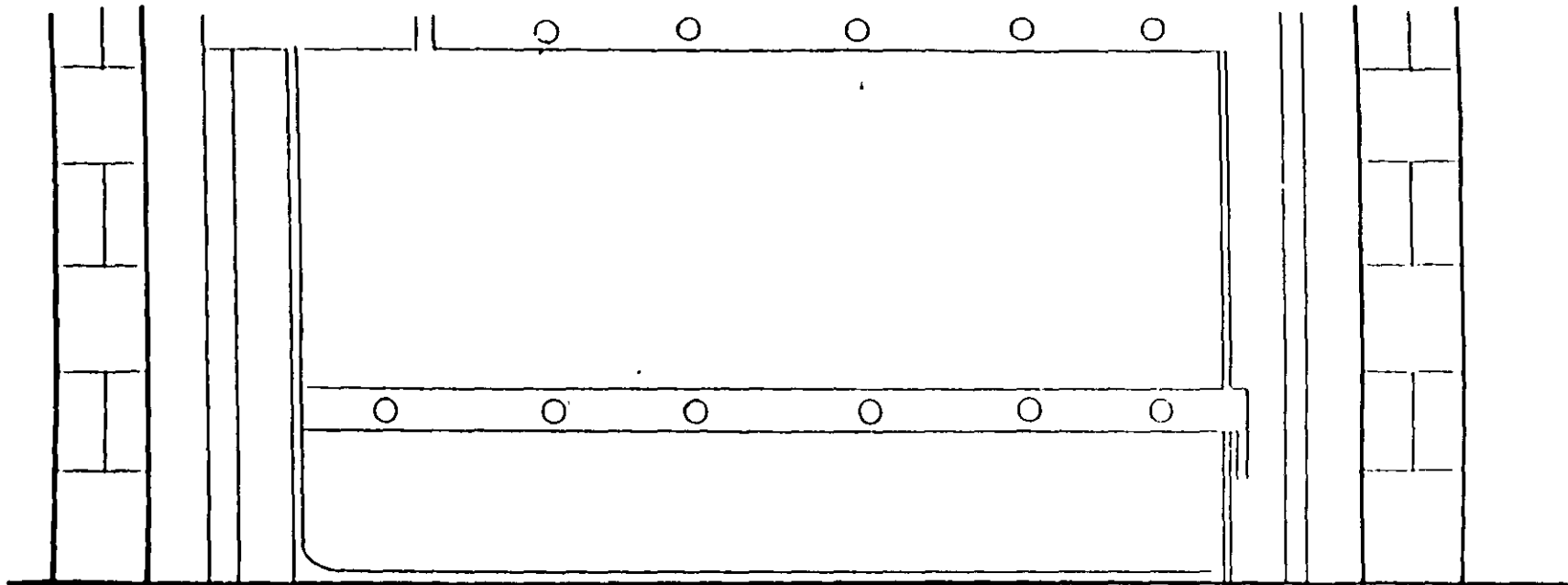


REJILLAS DE VENTILACION

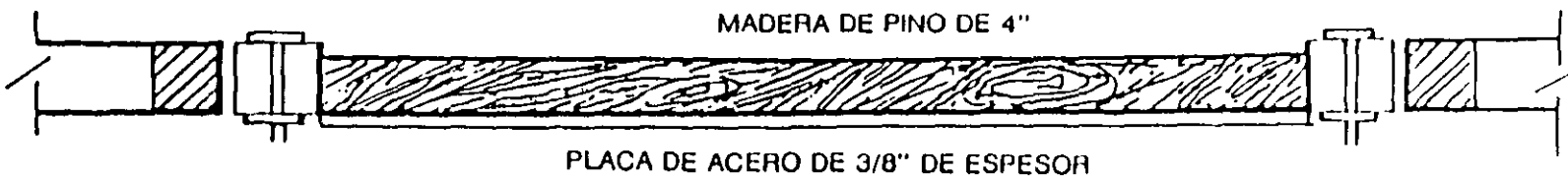
BANQUETAS



CROQUIS SIN ESCALA DE LA DISPOSICION DE LAS REJILLAS DE VENTILACION



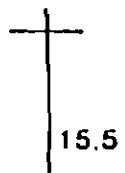
MARCO DE PUERTA
POLIN DE MADERA
2 PZAS. DE 4"X8"



PLACA DE ACERO DE 3/8" DE ESPESOR

MADERA DE PINO DE 4"

PUERTA DE ACCESO
DETALLE



SECRETARIA DE LA DEF. NAL.

DIR. GRAL. REG. FED. AF S
DE FUEGO Y EXPLOSIVO

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 razon social)

CON DOMICILIO EN:

_____ Localidad

_____ Municipio

_____ Estado

EN LA ACTIVIDAD DE.

_____ (Explotacion de canteras, industria de la construccion, minera metalúrgica, cerillera, 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 localización)

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,
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					Número
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	Número
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:

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

REFERENCIAS DEL DOMICILIO CUANDO LAS REQUIERA

DATOS DE LA NEGOCIACION

DENOMINACION O RAZON SOCIAL

CALLE	NUMERO	CIUDAD, POBLACION O LOCALIDAD
MUNICIPIO O DELEGACION	ESTADO, TERRITORIO O DISTRITO	Z.P. TEL

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 habitacion

MTS

MT

Carreteras

Vias Férreas

Lineas eléctricas

Povornnes

"EXISTE O NO" BARRERA DE PROTECCION A: _____

Casas habitación

Carreteras

Vias férreas

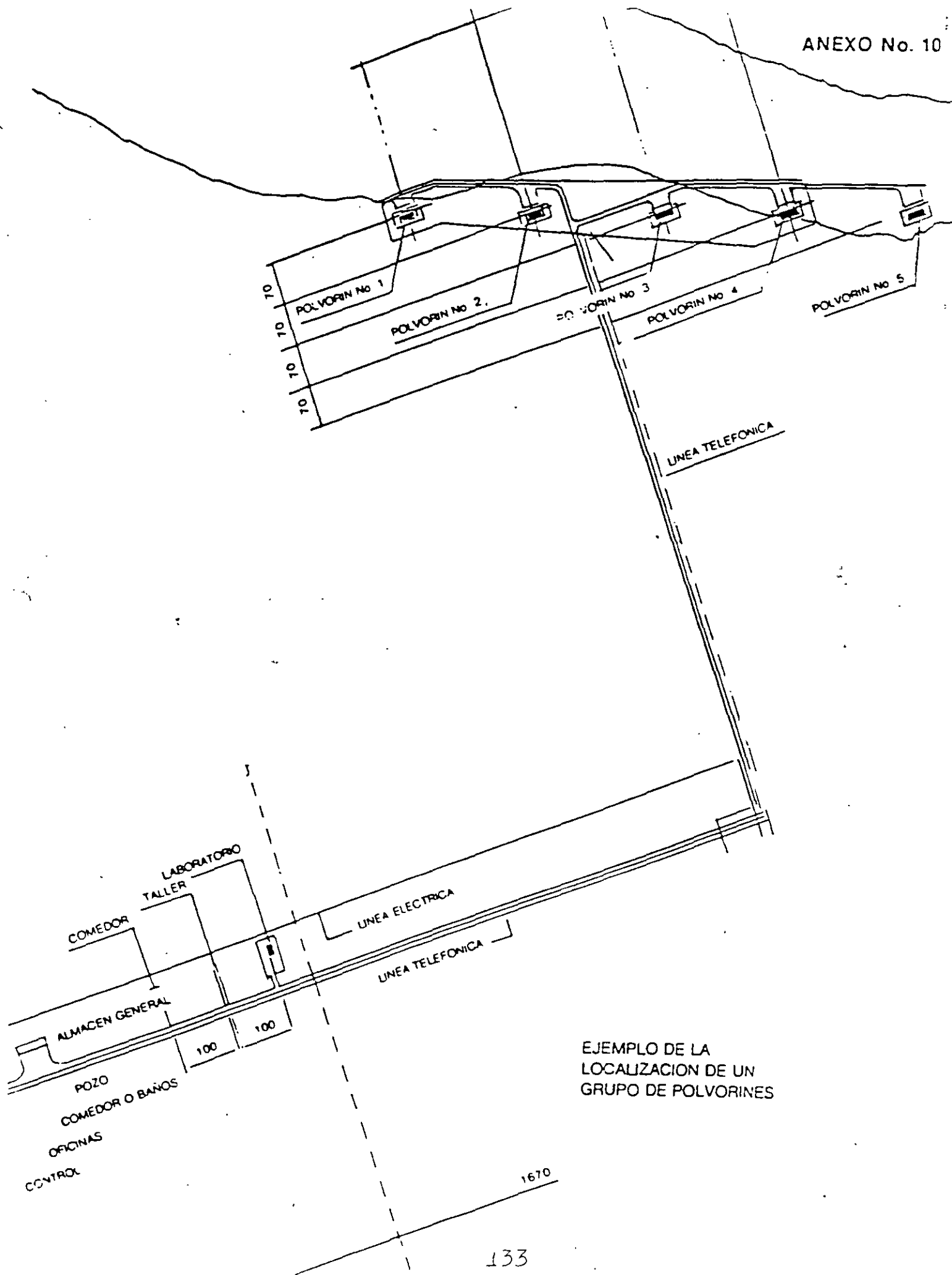
Lineas eléctricas

Polvornnes

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

vias

_____ mts. No. _____

mts. SI O NO EXISTE BARRA DE PROTECCION A:

férreas

polvorin

_____ mts.

mts.

mts.

mts. del polvorin

casas habitación

carreteras

vias férreas

líneas eléctricas

ARTICULO Y CANTIDAD POR ALMACENAR: _____

tratándose 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 A'
TIFICIAL DEL ESPESOR O MENOR DE UN METRO CONSTRUIDA CON TIERRA, ADOBES O SACOS TERR'
ROS O BOSQUE DE TAL DENSIDAD QUE LAS PARTES CIRCUNDANTES QUE REQUIERAN PROTECCIO'
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 aprovecha 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

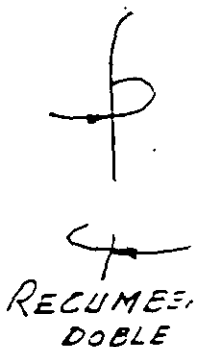
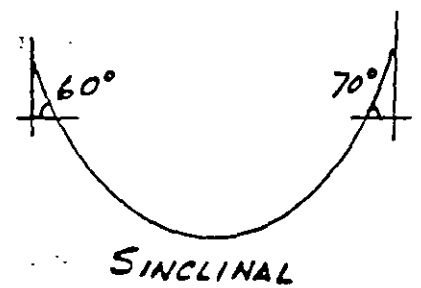
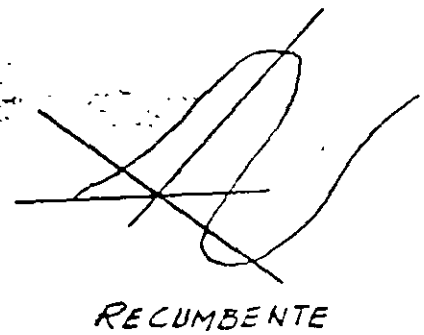
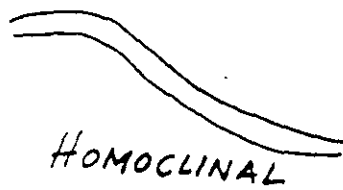
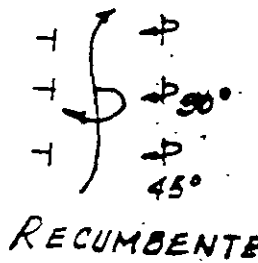
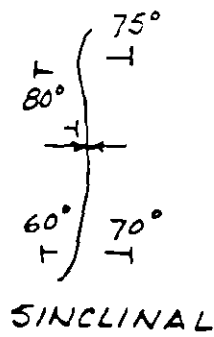
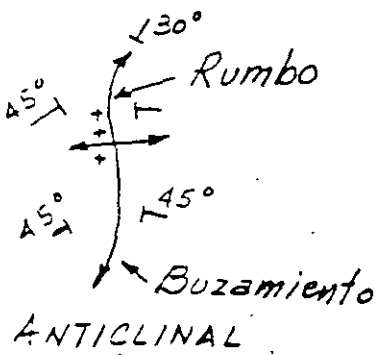
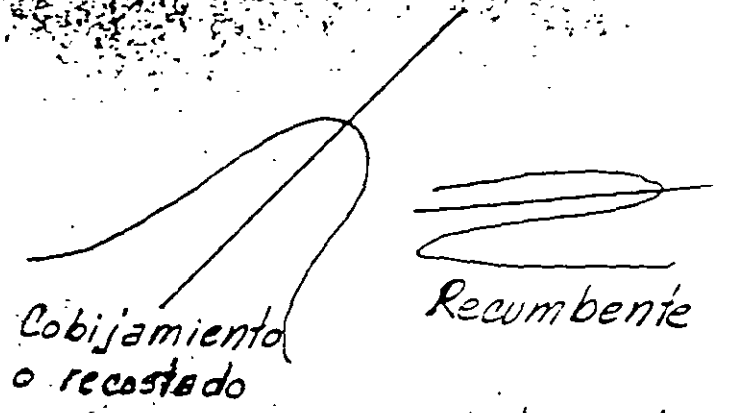
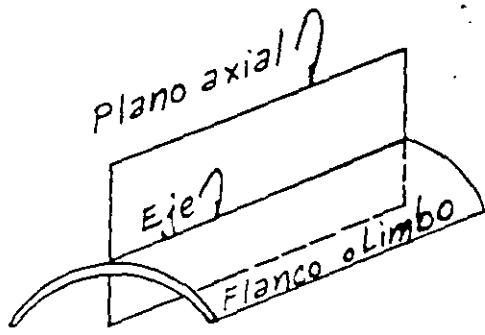
de estanqueidad de las discontinuidades, esta información debe acompañarse de una descripción del material de relleno. También deben anotarse las características de los planos en los que están contenidas las caras de las juntas, por ejemplo: si el plano es recto o alabeado y si las caras son lisas, rugosas 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.

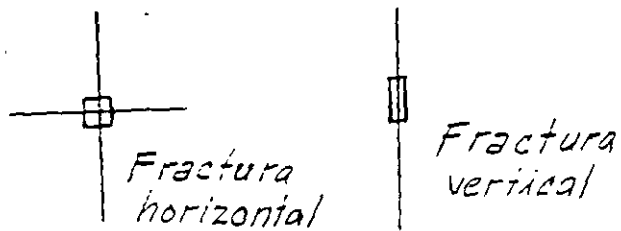
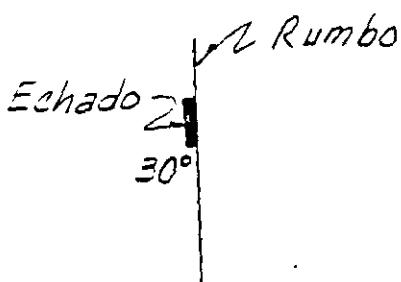
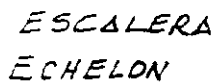
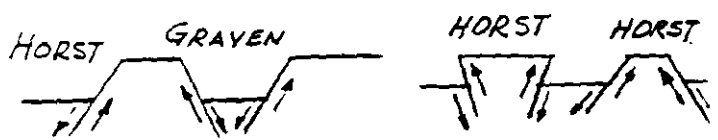
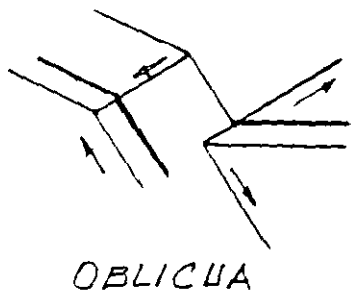
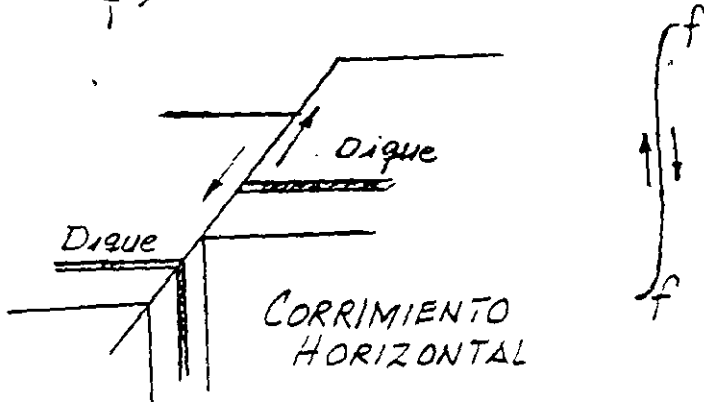
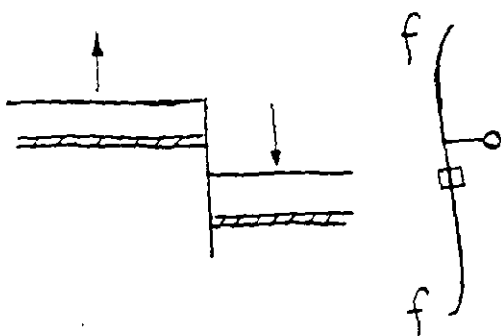
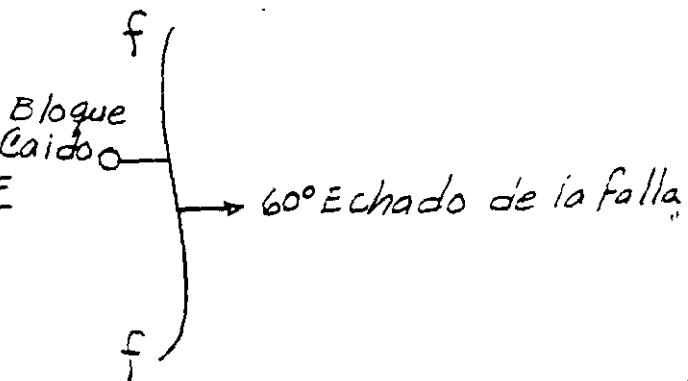
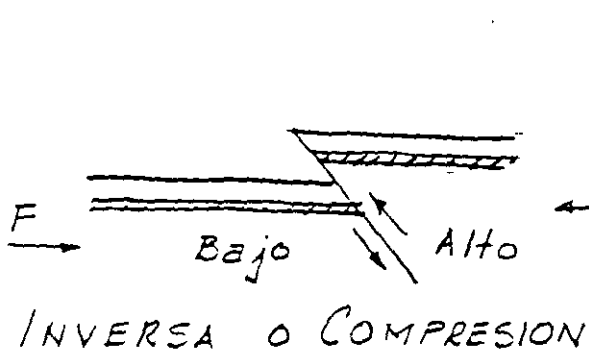
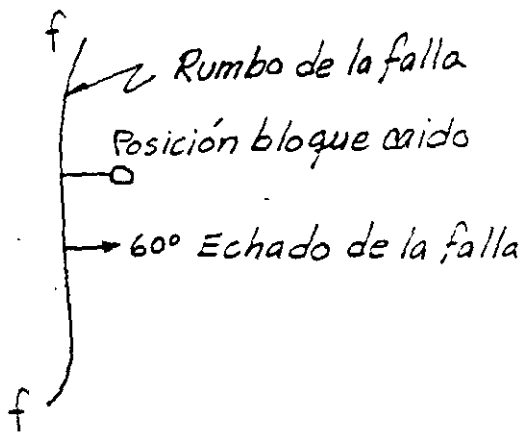
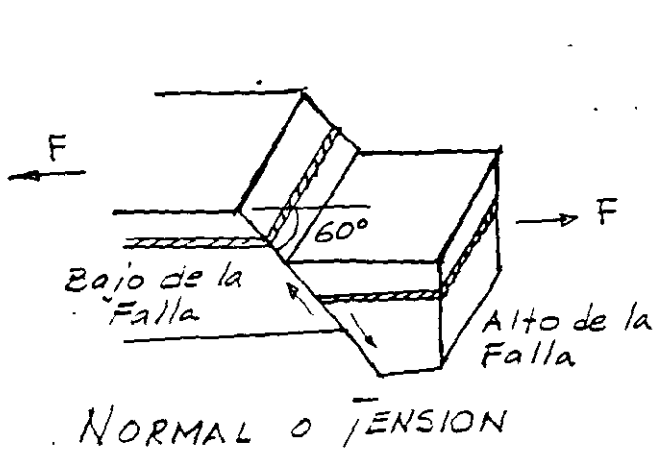
Las ventajas de estos sistemas es que permiten ubicar un gran número de observaciones y pueden sacarse valores "promedio". Hay que tener cuidado con esto pues el peligro puede venir de una sola discontinuidad mayor y que no necesariamente se encuentre en el promedio.

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.

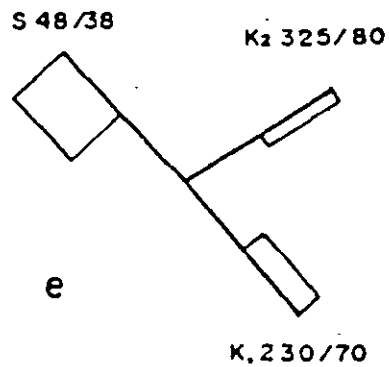
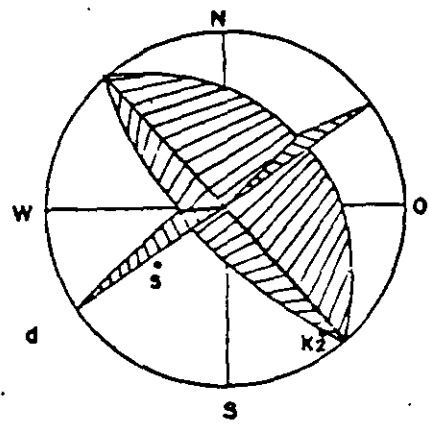
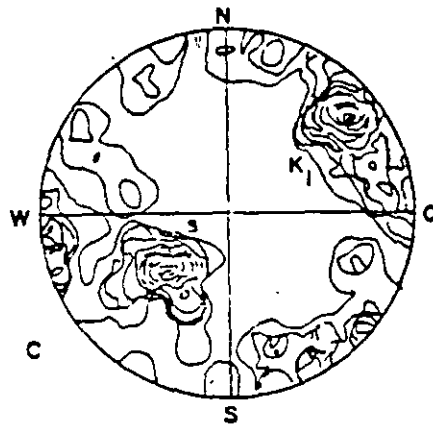
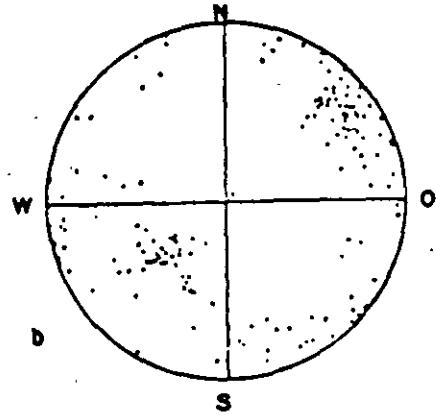
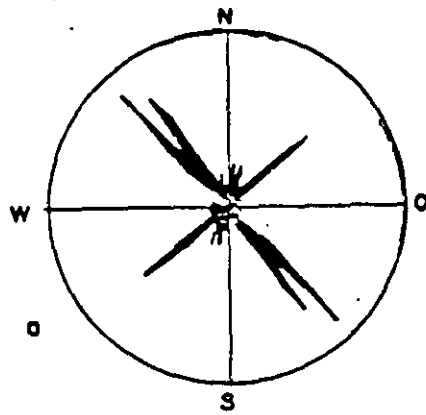
1.3. Clasificación de la roca "in situ" para propósitos ingenieriles.

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 para facilitar la comunicación entre ingenieros

FALLAS



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

.PREPARACION DE DIAGRAMAS

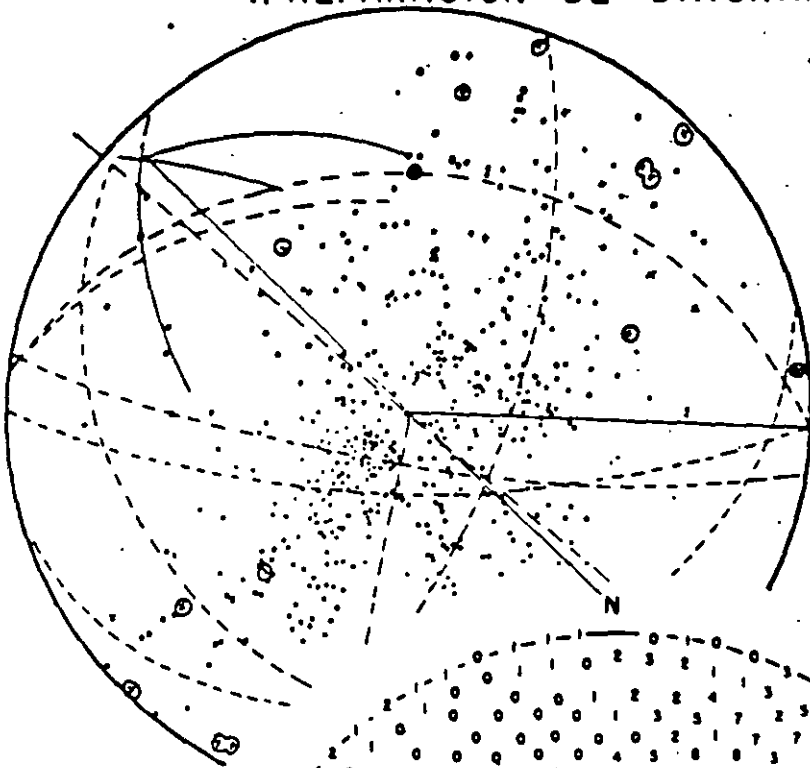
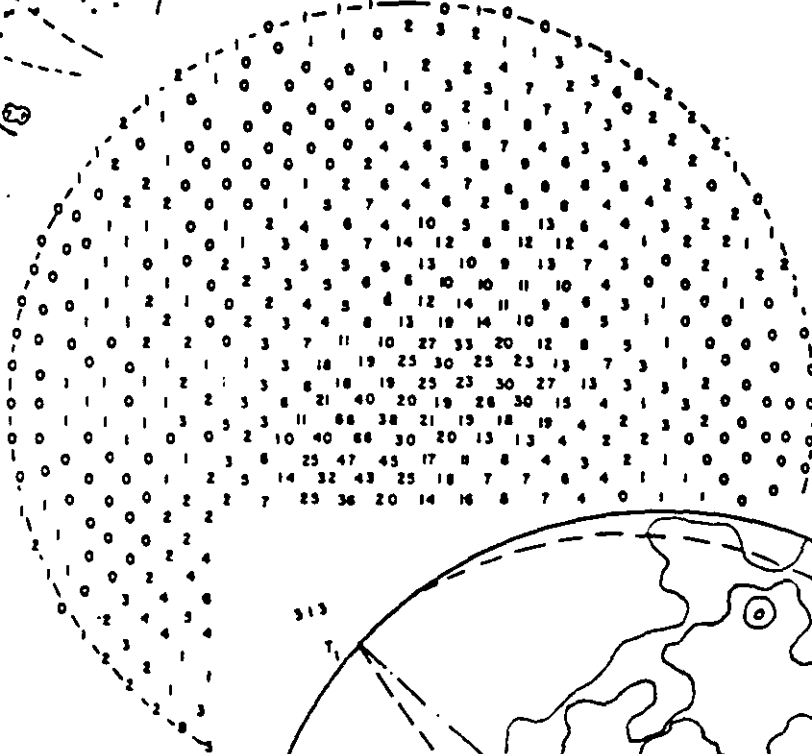


Diagrama de puntos



Conteo

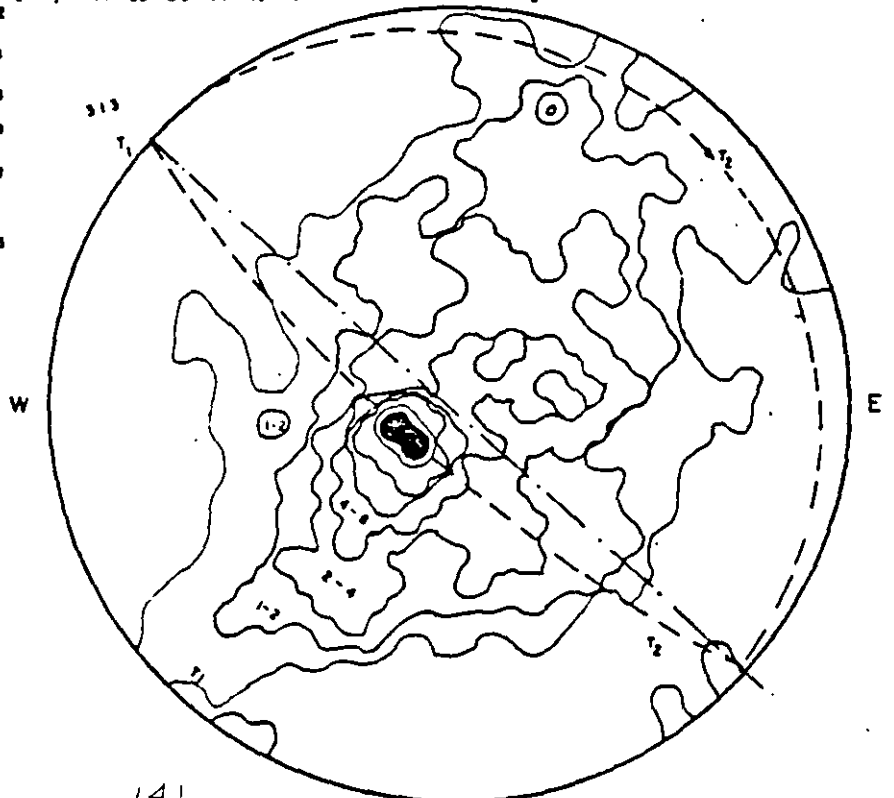
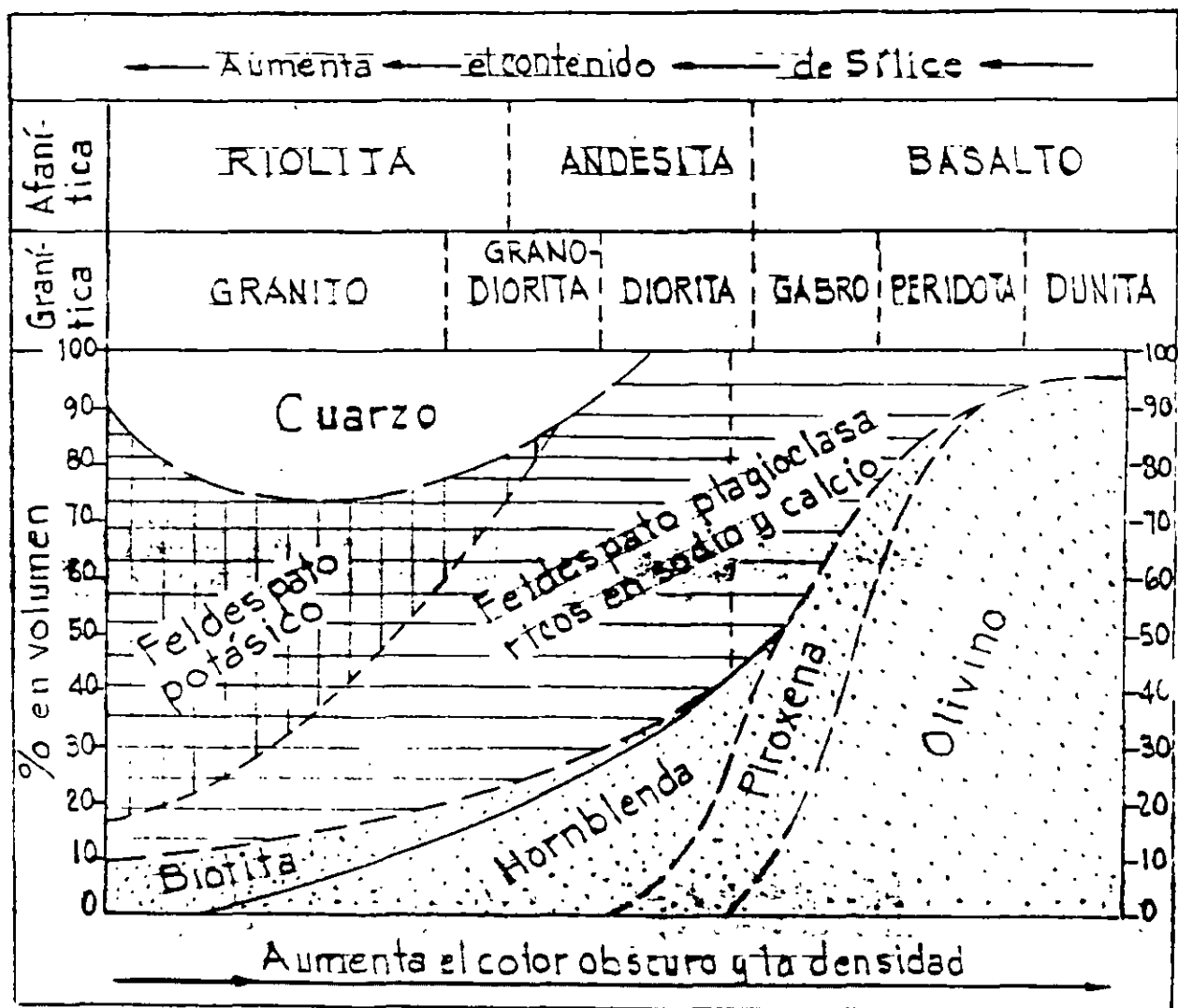


Diagrama de frecuencia



COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ROCAS

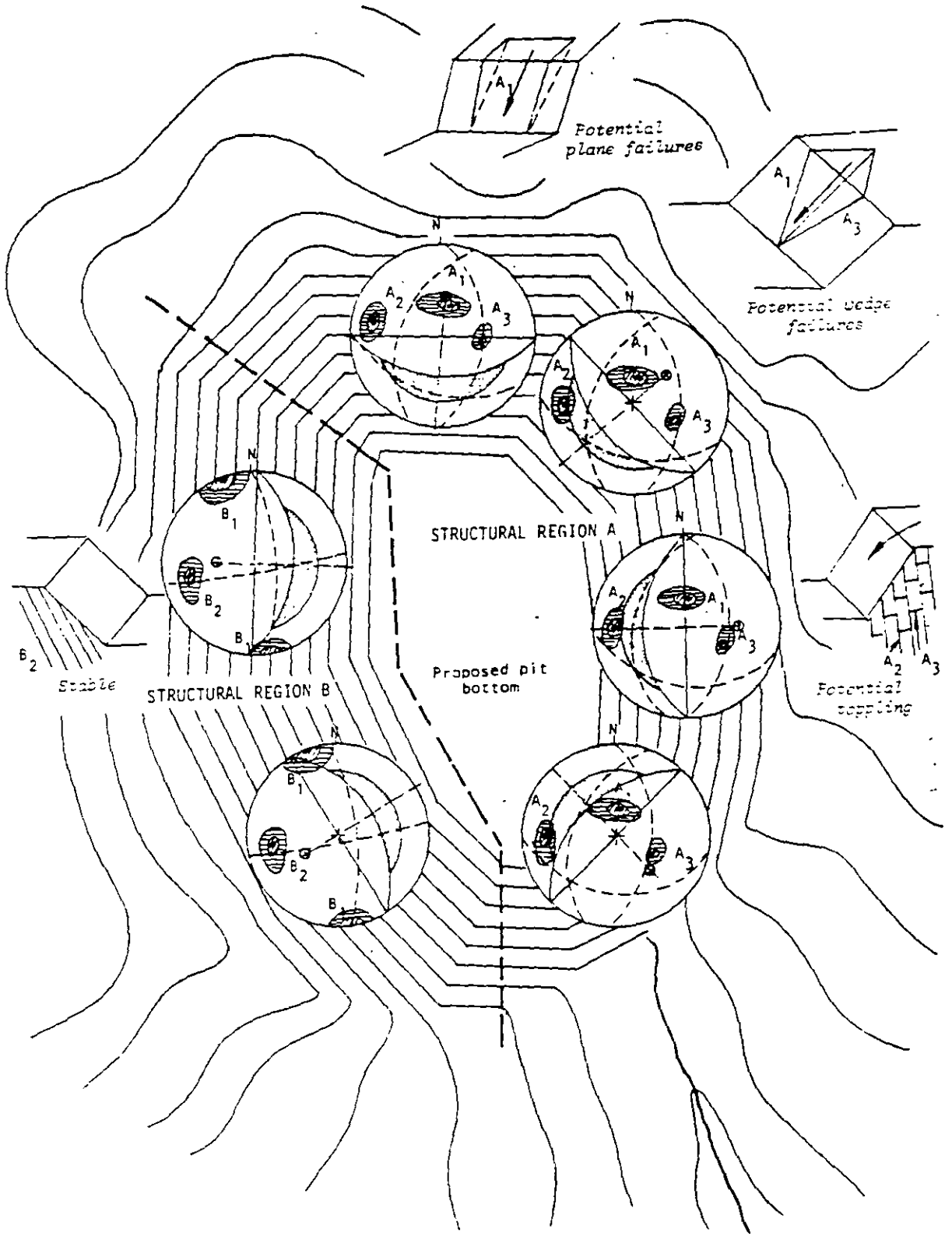
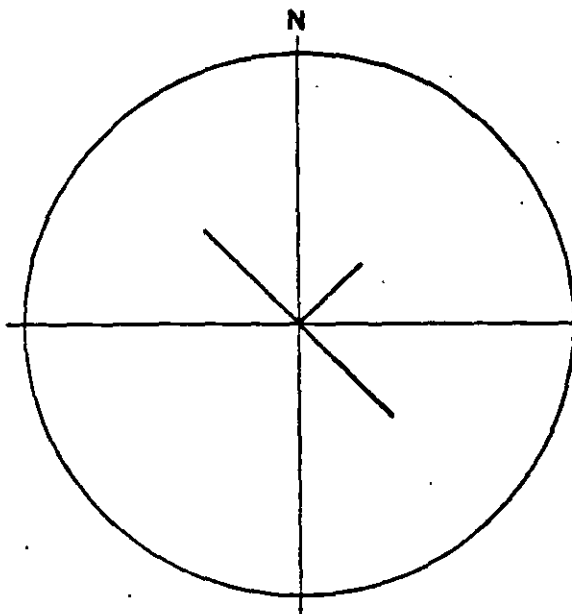


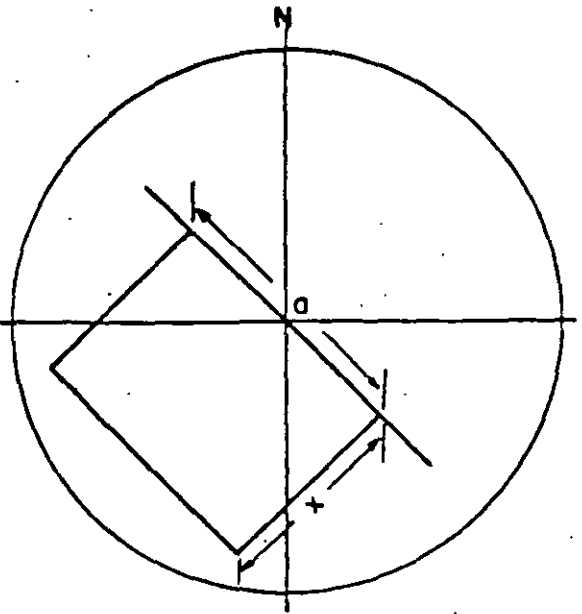
Figure 21 : Presentation of structural geology information and preliminary evaluation of slope stability of a proposed open pit mine.

La banderola de MÜLLER

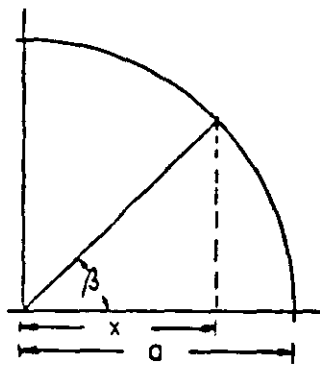
La representación de un plano geológico por medio del escorzo de un cuadrado unitario



Simbolo convencional

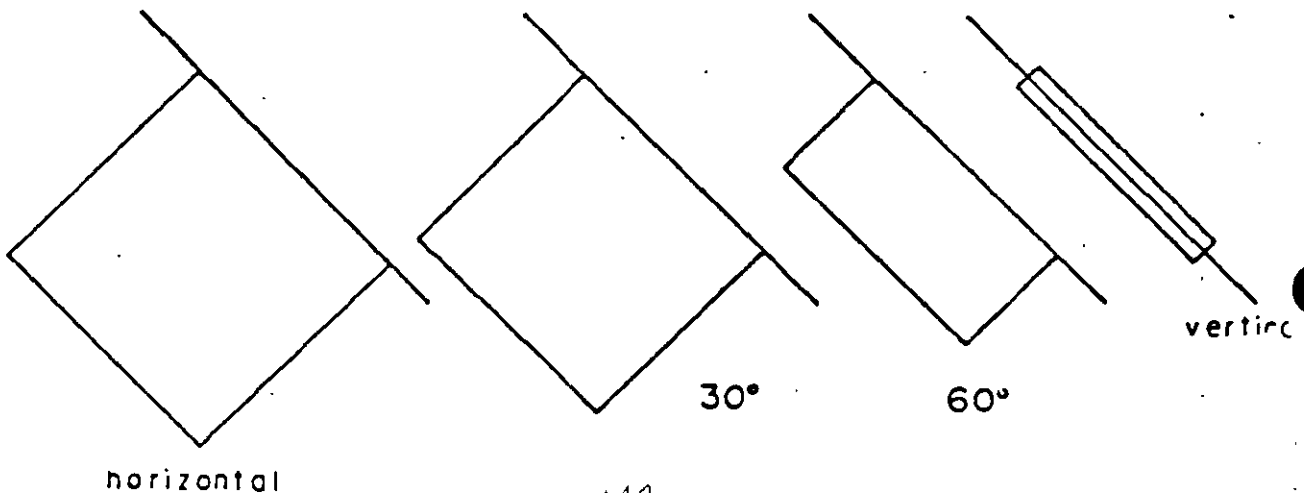


"Banderola de MÜLLER"



Determinación gráfica del escorzo x

$$x = a \cdot \cos \beta$$



geotecnistas, proyectistas y contratistas.

Una propuesta de Don H. 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

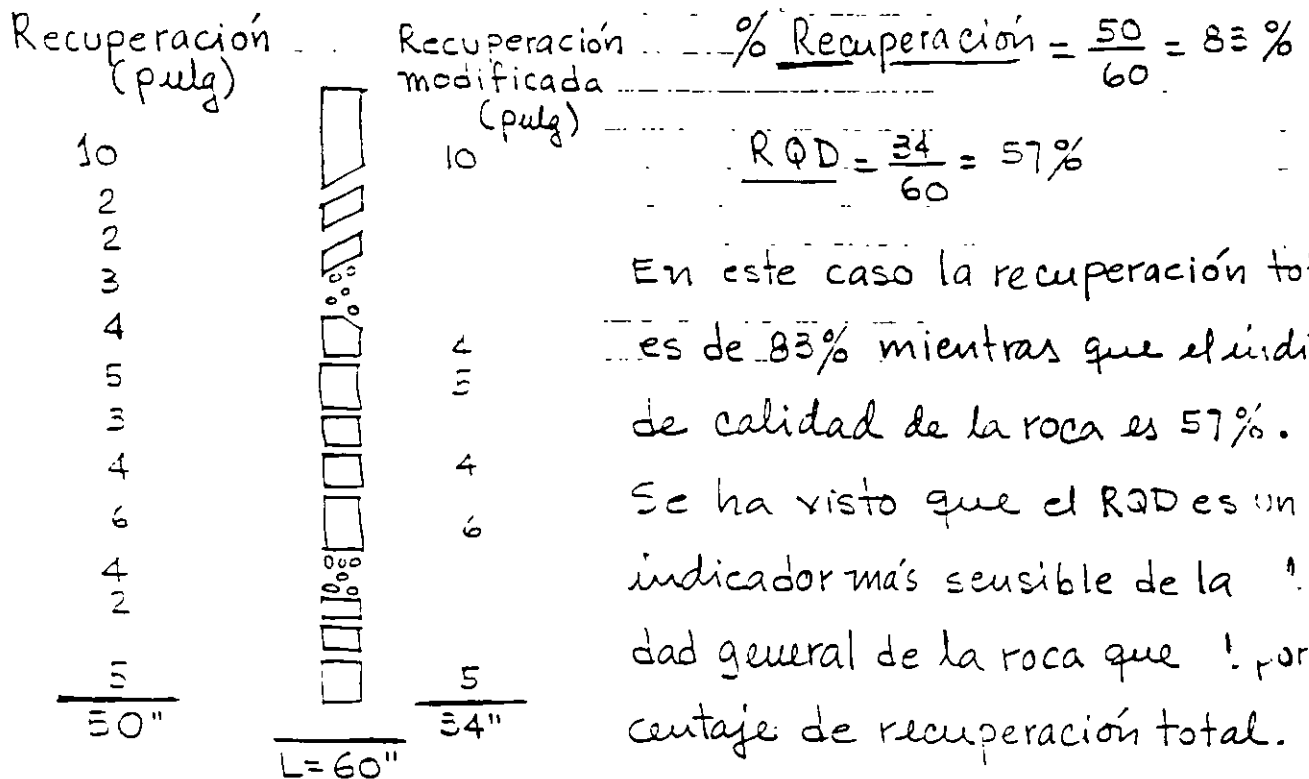
En los siguientes apartados se describirán dos métodos generales para calificar la calidad de la roca "in situ" basadas sobre la cantidad relativa de fracturamiento y alteración.

En uno de los métodos se utiliza una recuperación de núcleos modificada como base de la clasificación y 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 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:



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 fresca de berán unirse 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 aire.

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.

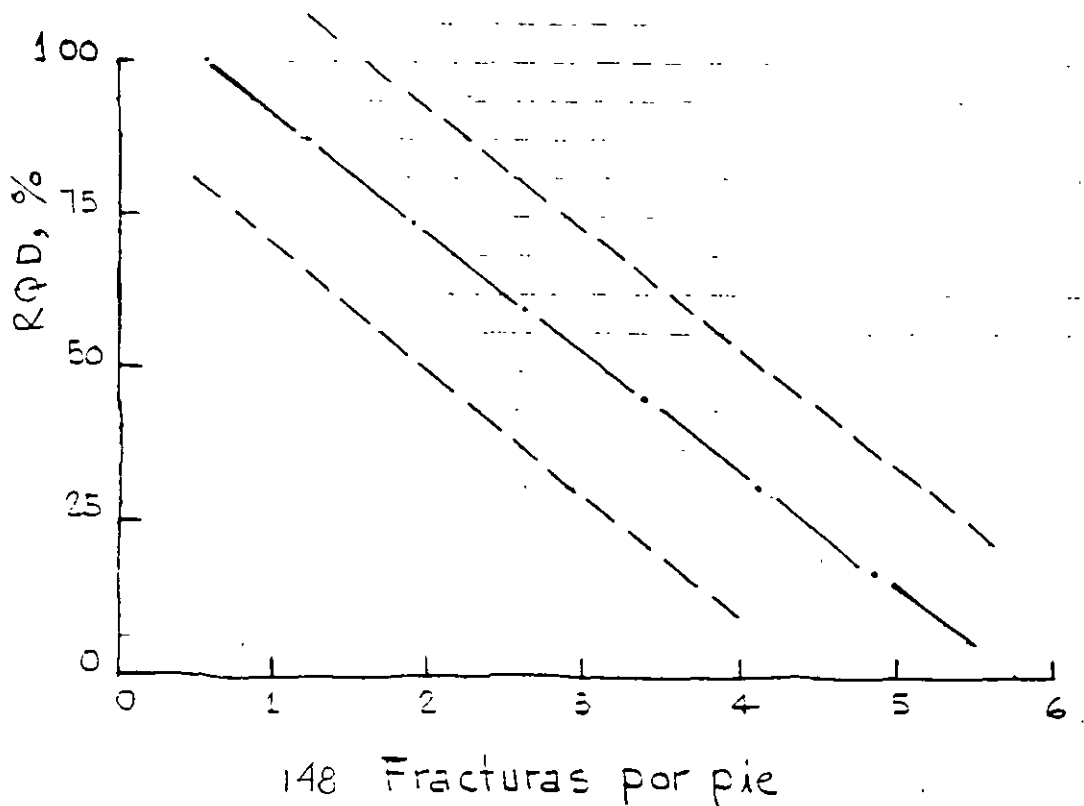
El RQD usualmente ha sido utilizado por algunas Compañías Americanas, Consultores en Geotecnia y Contratistas para la evaluación de la calidad de la roca.

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

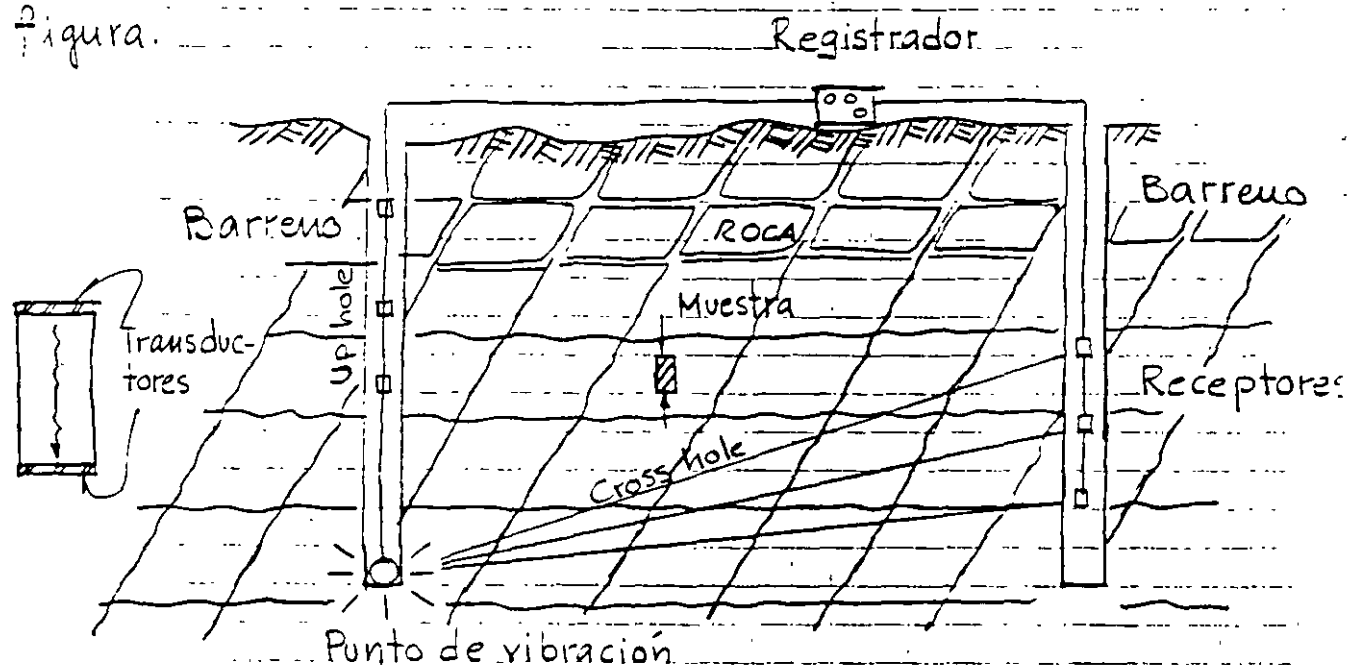
RELACION ENTRE EL RQD Y LA CALIDAD DE LA ROCA

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 :

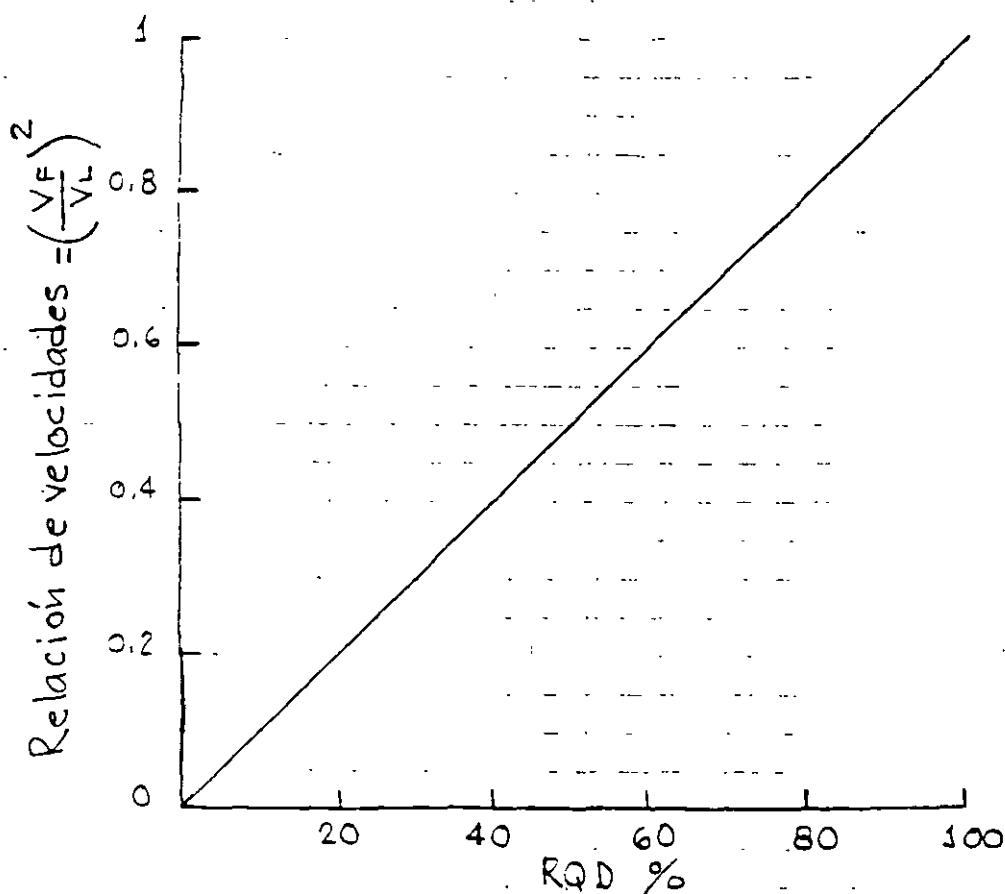
$$\text{Relación de velocidad} = \frac{V_F}{V_L} ; \begin{array}{l} \text{Velocidad de campo} \\ \text{Velocidad de lab.} \end{array}$$

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 propuesto

por Onoderá, 1963.

Para una roca masiva de alta calidad con pocas juntas, la relación de velocidades se aproxima a la unidad.



CORRELACION ENTRE EL RQD Y LA RELACION DE VELOCIDADES $(\frac{V_F}{V_L})^2$

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 mediante refracción superficial.

Parece que el cuadrado de la relación de velocidades es intercom-

2.- PROPIEDADES MECÁNICAS 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.

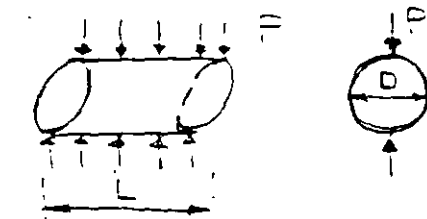
La causa de la dificultad arriba mencionada es más rápida obtener la resistencia en tensión en forma indirecta mediante la prueba "Brásileira". En esta prueba la probeta cilíndrica se ensaya acostada aplicándole una carga lineal diametralmente opuesta.

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 in

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

$$\sigma_c(\text{psi}) = 31 \sigma_t + 4000 \text{ lb/pulg}^2$$

en donde $\sigma_c(\text{psi})$ = 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 3 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, como es el caso en rocas metamórficas y sedimentarias con estratificación ésa

2.2.2.- Resistencia en compresión simple

El comportamiento de la roca intacta bajo compresión uniaxial está influenciado 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 puede 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:

$$\sigma_c(L/D) = \sigma_{c0} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

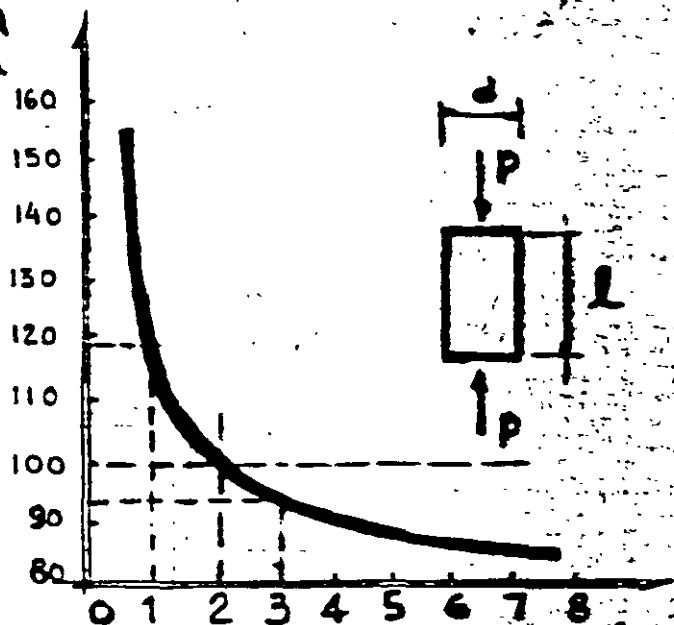
en donde: $\sigma_c(L/D)$ = resistencia en compresión para $L/D \neq 1$

y σ_{c0} 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 cargales. 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

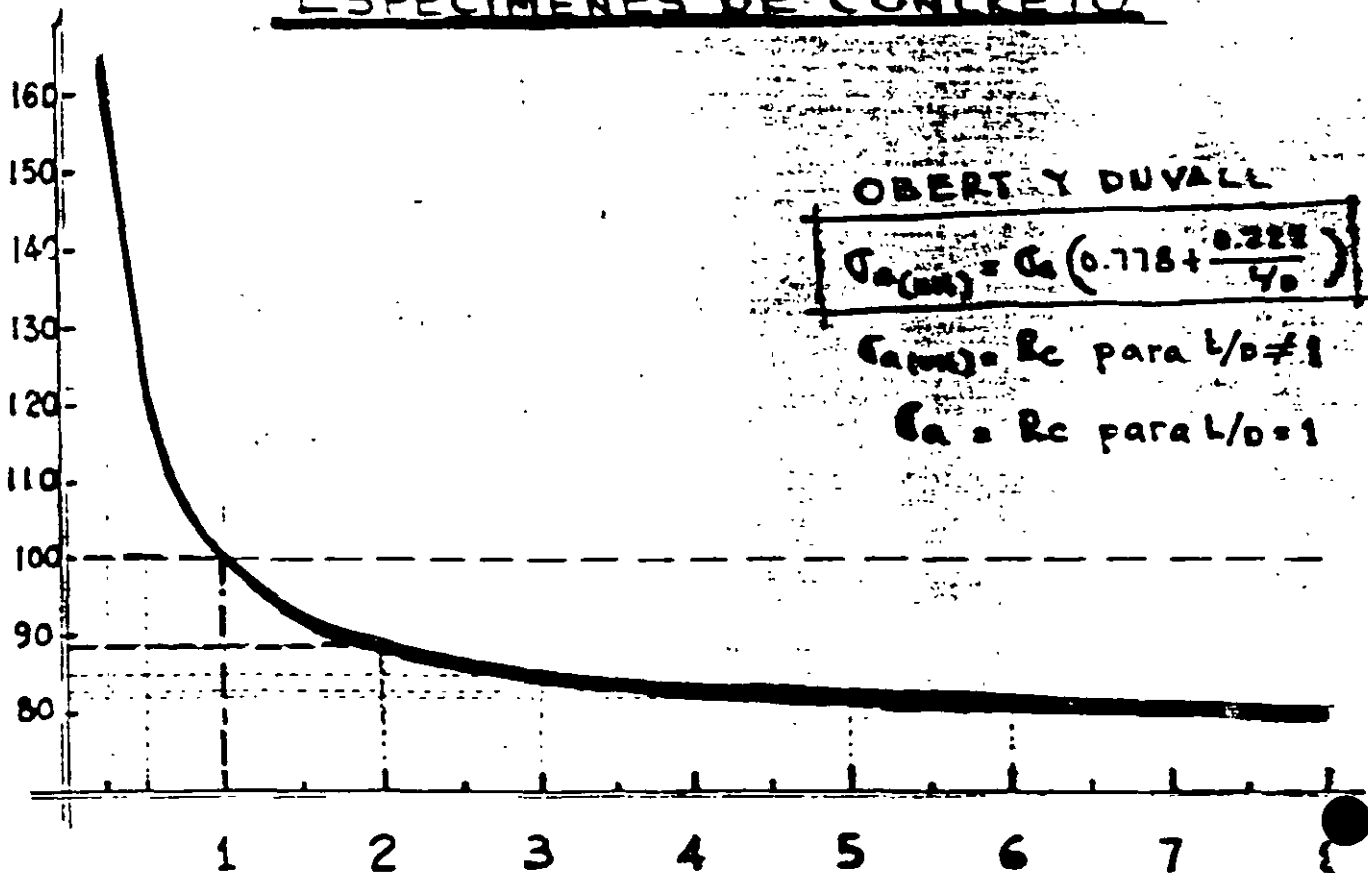
Resistencia relativa (%)



(l/d) Relación de esbeltez

ESPECIMENES DE CONCRETO

RESISTENCIA EN COMPRESION RELATIVA (%)



OBERT Y DUVALLE

$$C_{a(m)} = C_c \left(0.778 + \frac{0.222}{l/d} \right)$$

$$C_{a(m)} = C_c \text{ para } l/d \neq 1$$

$$C_a = C_c \text{ para } l/d = 1$$

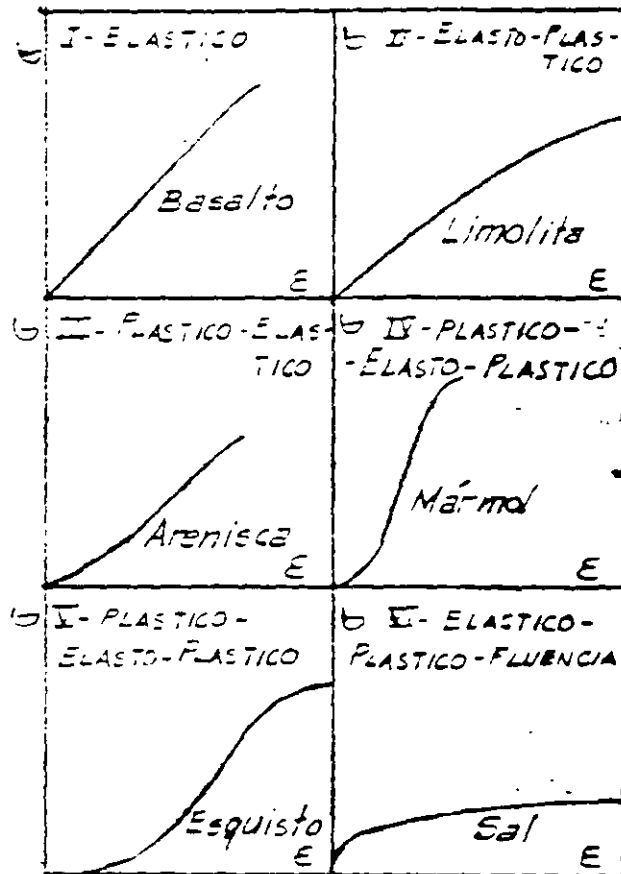
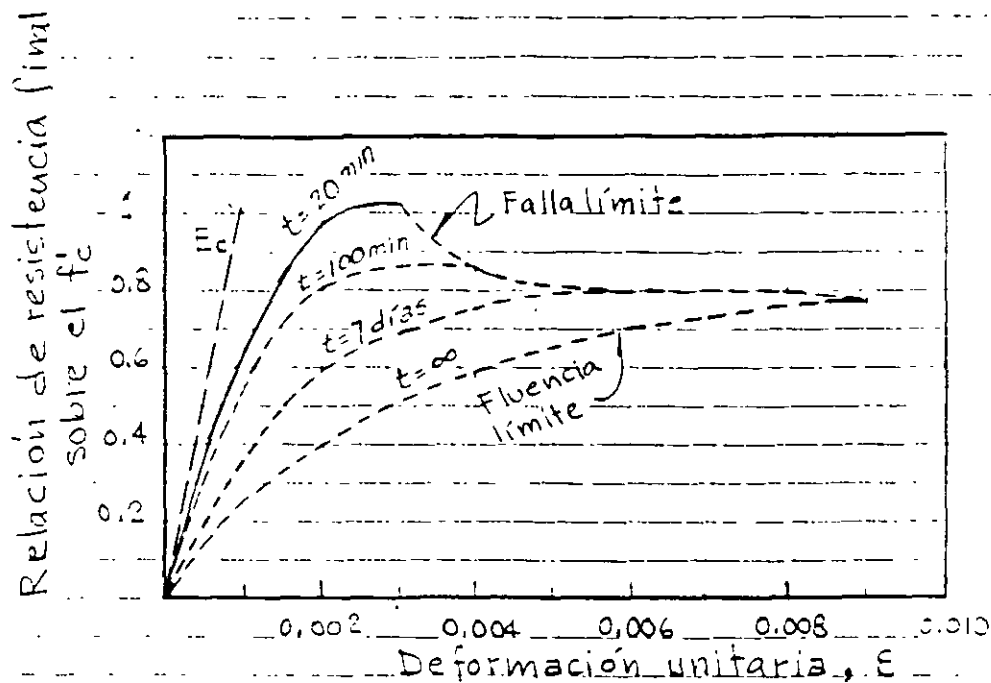


FIG. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS PARA ROCAS A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE



INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LA RESISTENCIA Y MOD. EN ESPECIMENES DE CONCRETO

En la Fig. — se presenta varias 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	σ_{cu} (lb/pulg ² × 10 ³)	c, Cohesión (lb/pulg ² × 10 ³)	ϕ (grados)	$N_p = k$
Granito	Intervalo	10-40	1.4-5.8	51-58
	Promedio	25	3.6	55
Calizas	Intervalo	5-20	0.5-5	27-58
	Promedio	15-20	2.5-3.3	50
Areniscas	Intervalo	5-20	0.6-6	43-50
	Promedio	8-20	1.6-4.1	43

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.

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

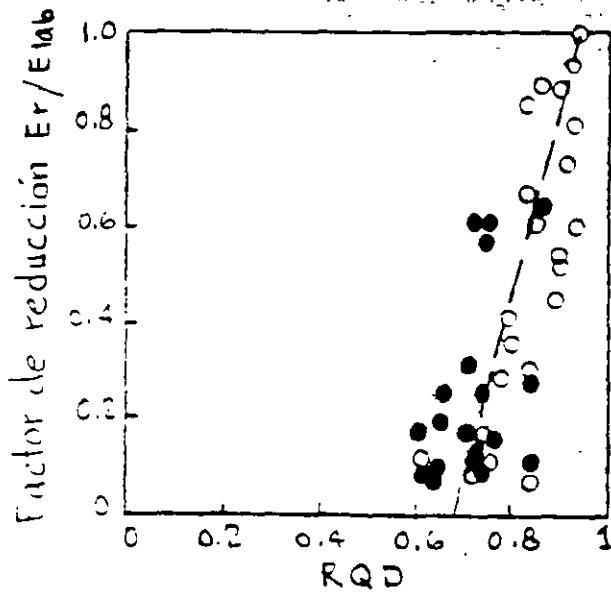
En el concreto simple sucede lo mismo, al incrementar la velocidad de carga, la resistencia y el módulo elástico aumentan y la deformación unitaria disminuye. Resultados similares se han obtenido en rocas carbonatadas de manera que pudiera esperarse este mismo efecto en otros tipos de roca. Werker y 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 Dworsnak, considerando al factor de reducción como la relación entre módulos elásticos de campo y laboratorio.

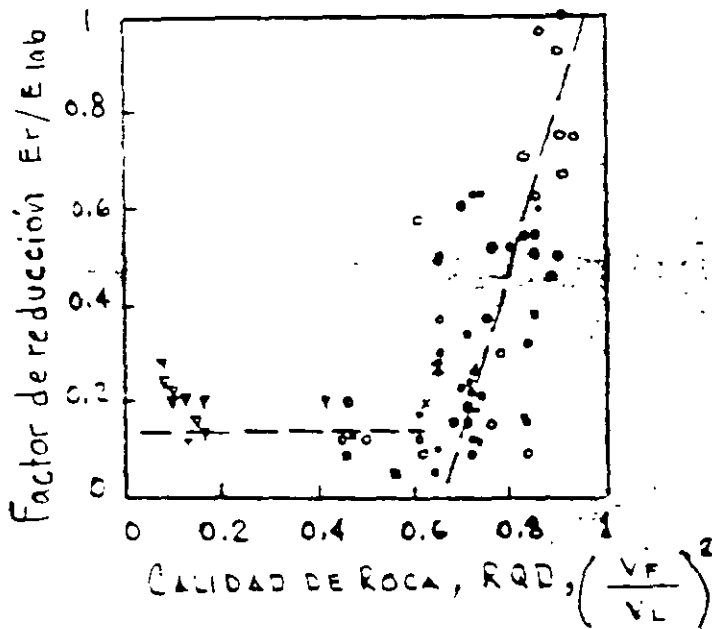
Se observa que los módulos de deformación son consistentemente más altos con la profundidad que los módulos superficiales, y que a mayor calidad de roca el factor de reducción va aproximándose a la unidad.

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.



○ Medidas profundas
● Medidas superficiales

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

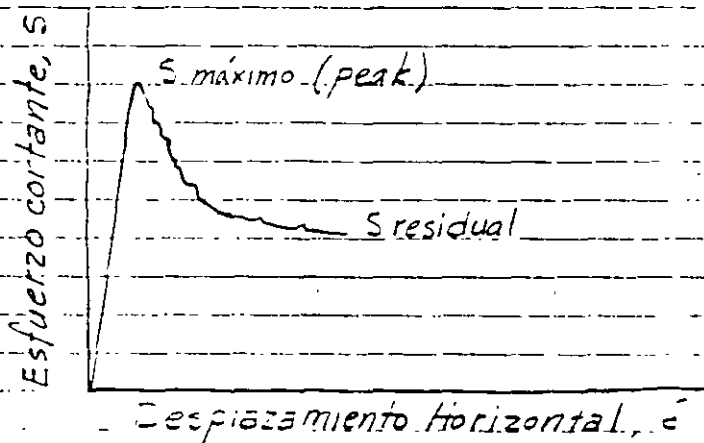


REF ROCK MECHANICS
Stagg y Ellenkiewicz
Ed. John Wiley & Sons 1968

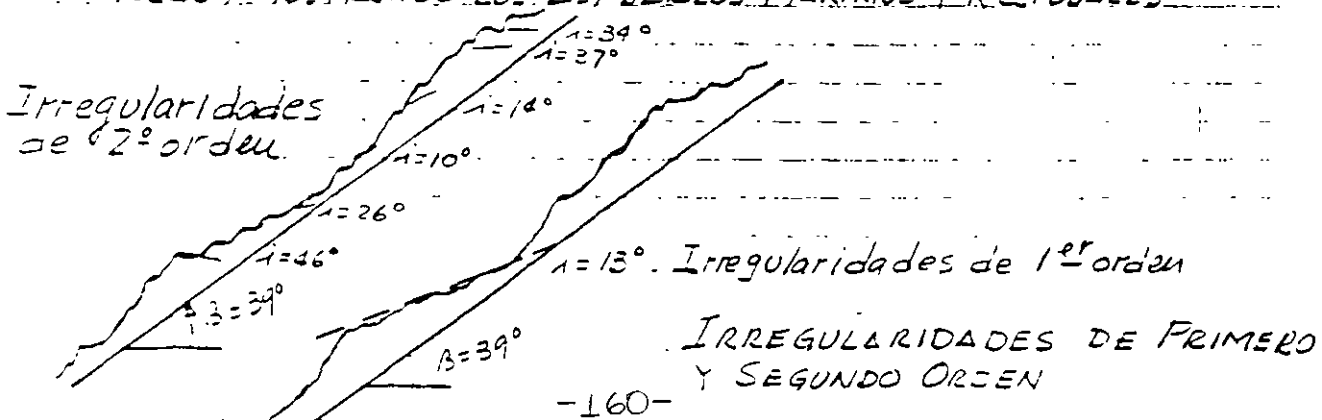
2.3.1. Resistencia al esfuerzo cortante

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.

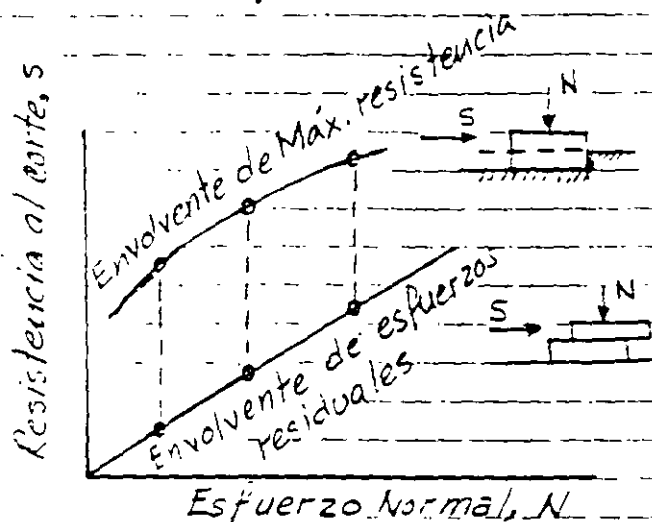


RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, MOSTRANDO LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Y RESIDUALES

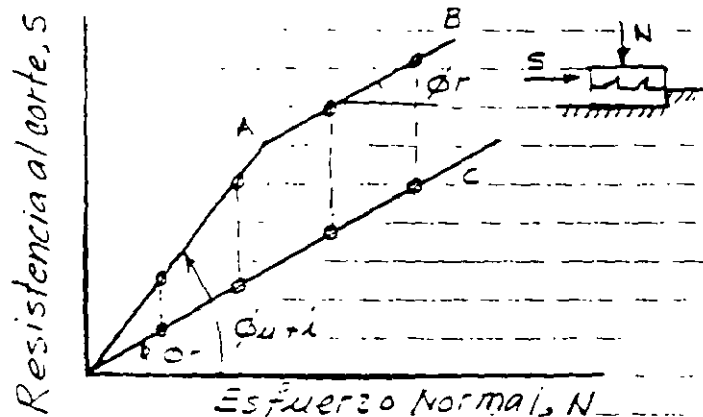


Se ha obtenido por F.D. Patton que $\alpha = \pm 10$ a 15° como componente de resistencia adicional por las irregularidades de "in situ".

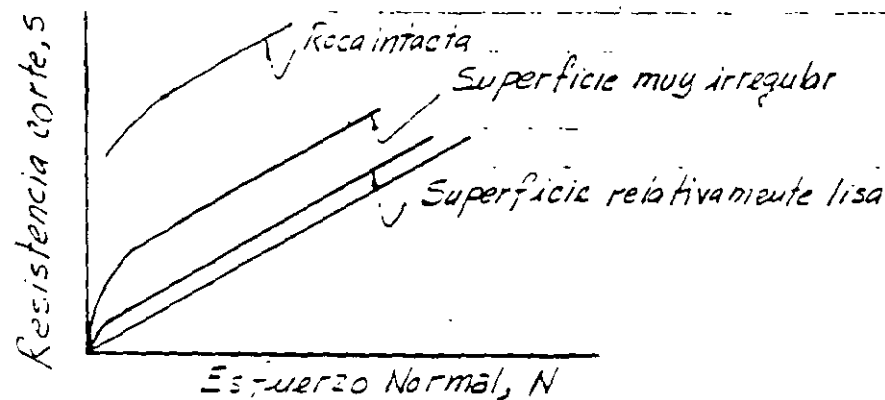
efectos de las irregularidades del plano de falla.



ESFUERZOS CORTANTES MAXIMOS Y RESIDUALES PIEL ROCA INTACTA



ENVOLVENTES DE FALLA PARA SUPERFICIES IRREGULARES



ENVOLVENTES DE FALLA COMUNES PARA MACIZOS ROCOSOS

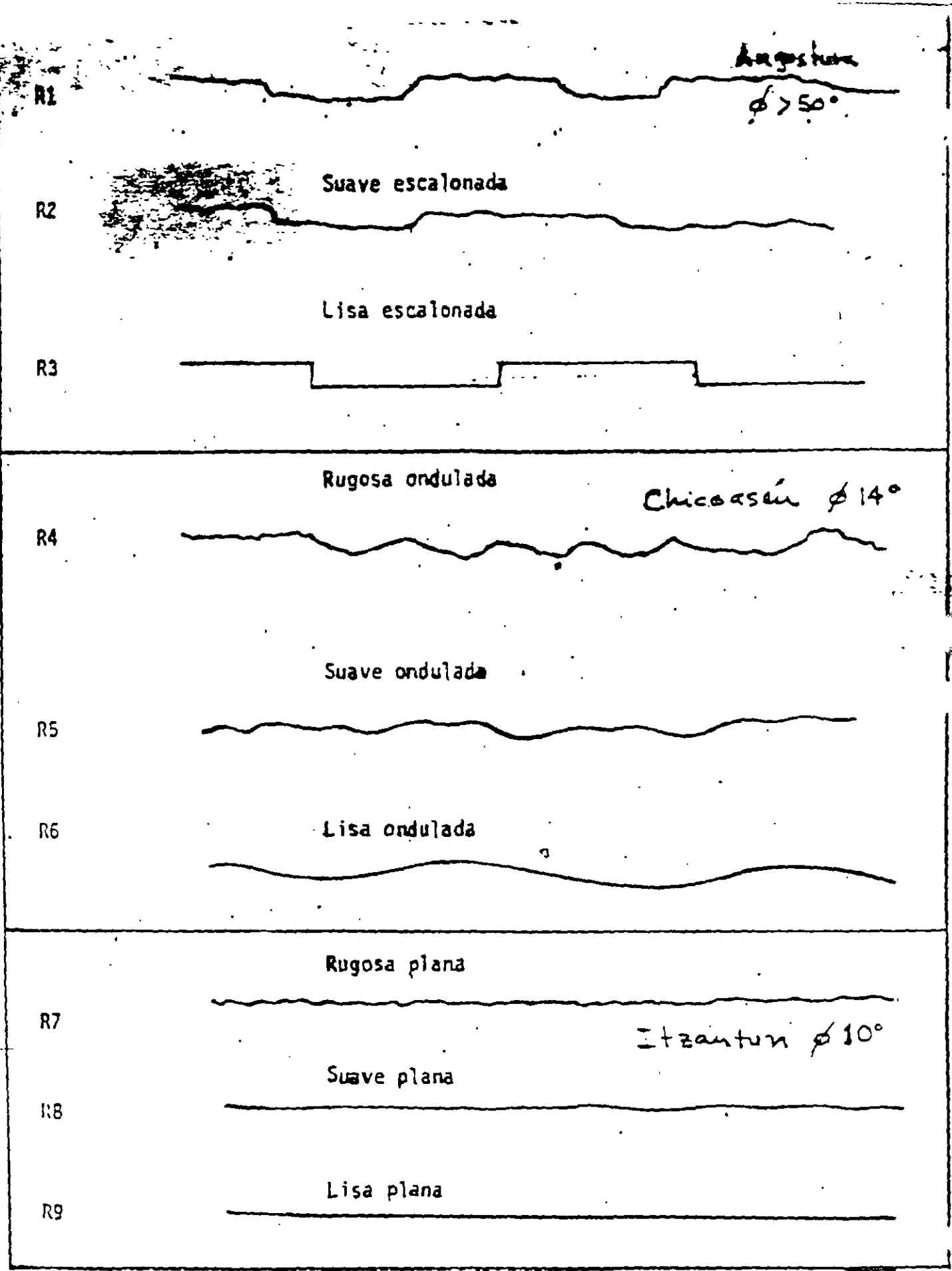


FIGURA N° .- JUNTAS RUGOSAS CERRADAS.

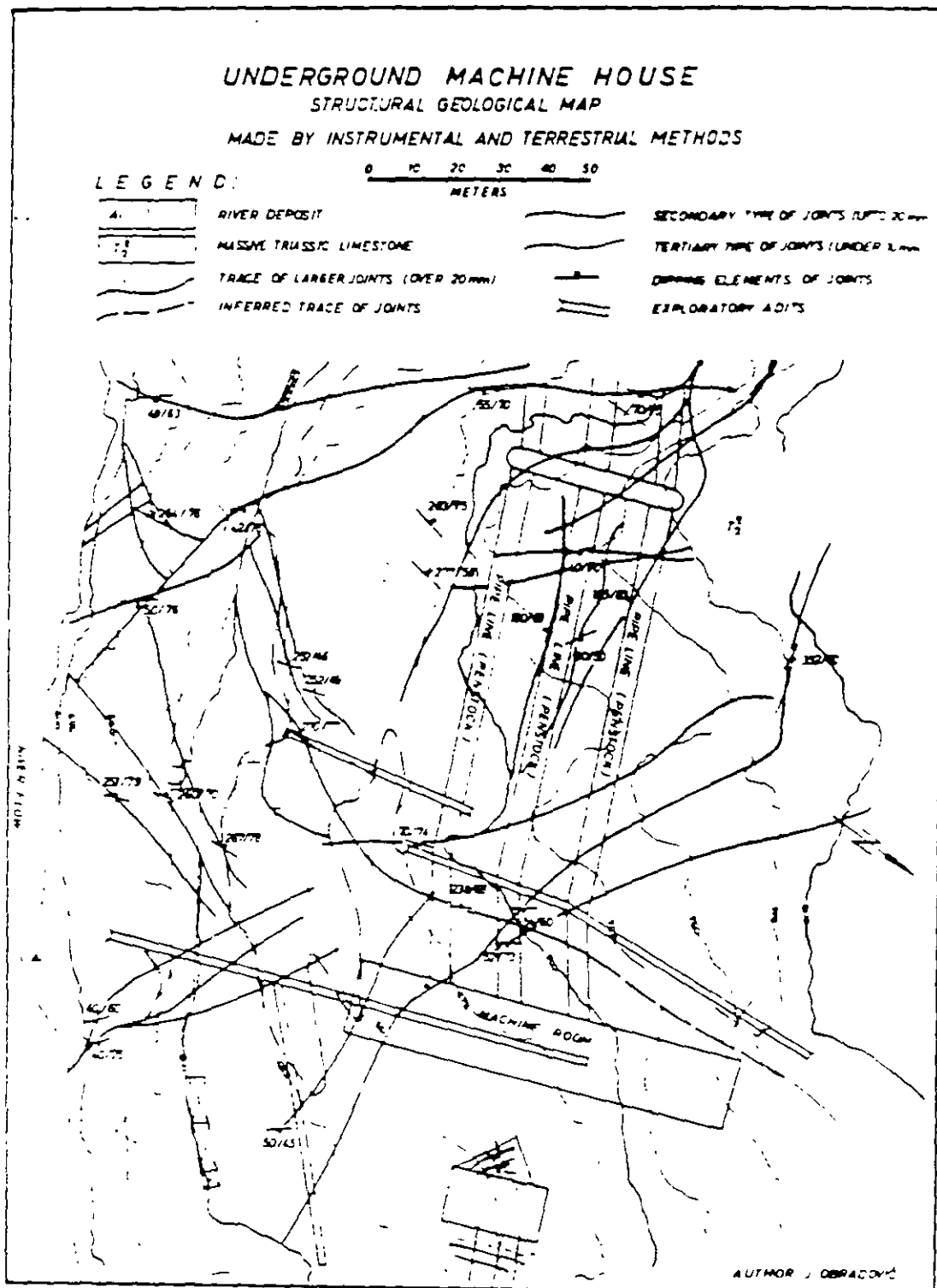
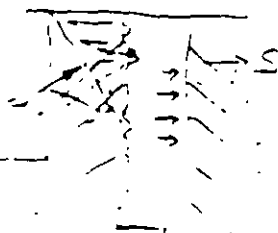


Fig. Underground machine house. Structural geological map



$$P_2 = 4 - 10^4 / m^2$$

$$d_1'' = 200^2 \cdot 0.5 m^2$$

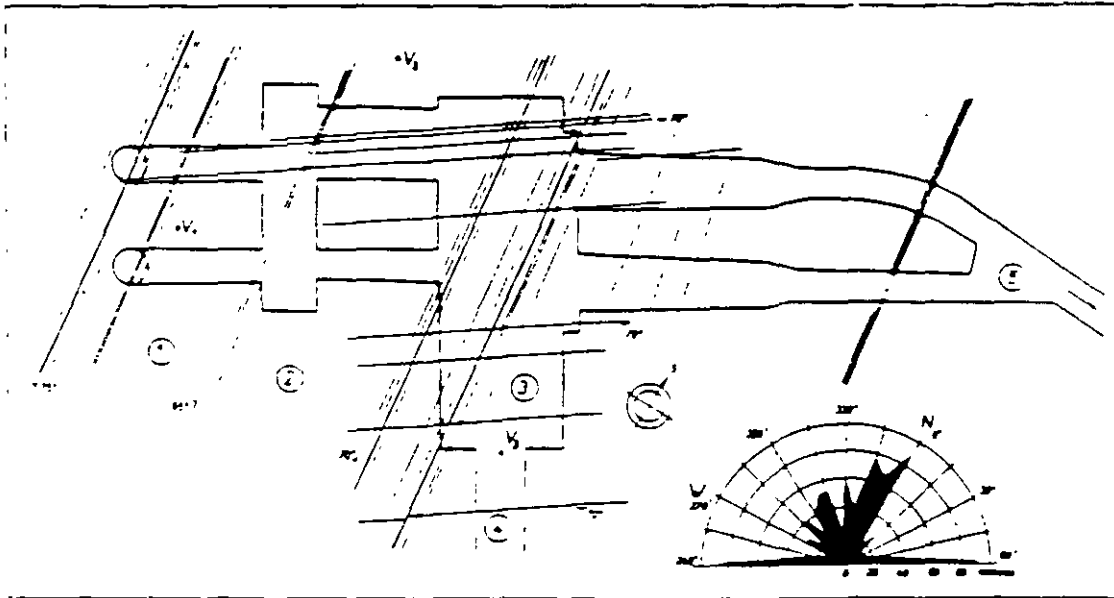


Fig. 2. Horizontal section of the underground openings. The main structural lines found in pilot tunnels are indicated in the situation. All measured joints are evaluated in the rose diagram.
 1 - penstock, 2 - inlet gate chamber, 3 - opening for the engine room, 4 - inclined tunnel, 5 - discharge tunnel;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

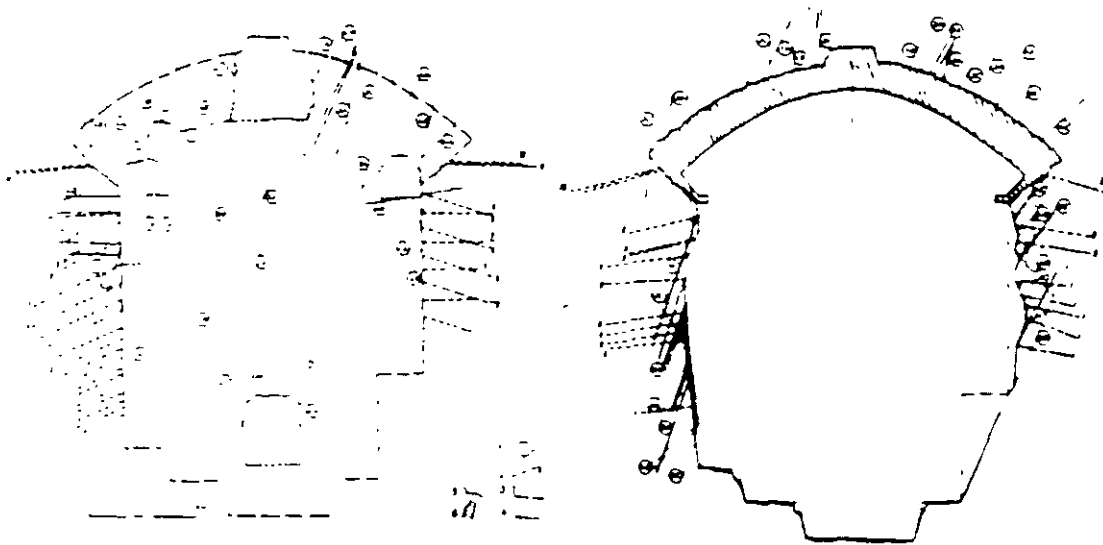


Fig. 3. Typical cross-section of the main cavern.
 A - distribution of the anchored steel bolts proposed on the basis of the structural conditions of granite found in pilot drifts B - structural conditions found during the full-scale excavation and bolts already fixed 1 - lines of intersection of joint 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

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 plato plano Frevssinet y un dispositivo de medición de los desplazamientos superficiales (marco fijo y merómetros). 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 w de la teoría de la elasticidad es

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

ecuación que se simplifica notablemente en casos particulares:

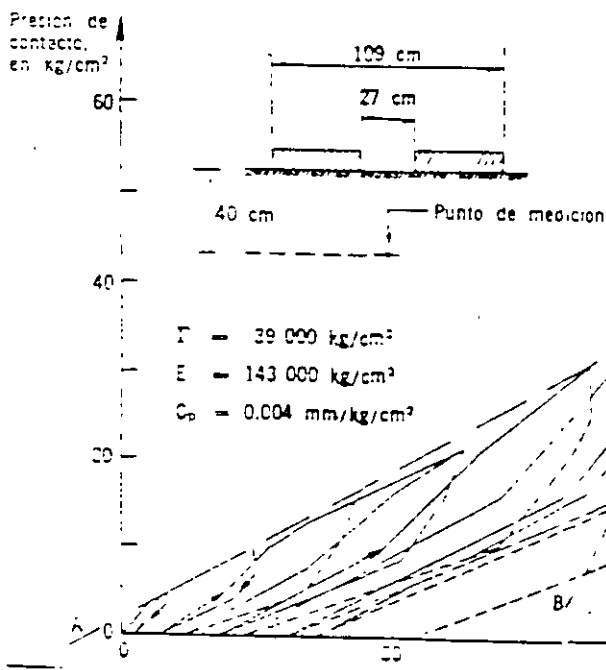
$$w = \frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E a}, \quad \text{si } r = 0 \quad (11.36)$$

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

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:

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



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

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 malterada 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

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

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

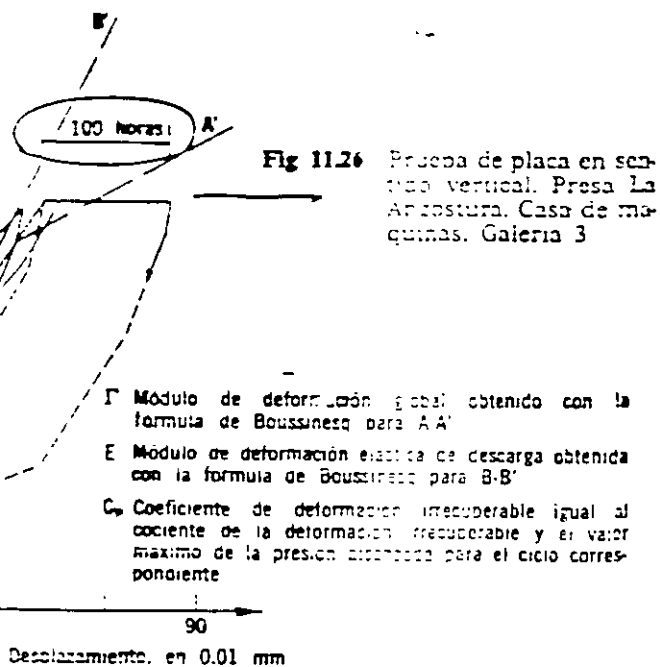
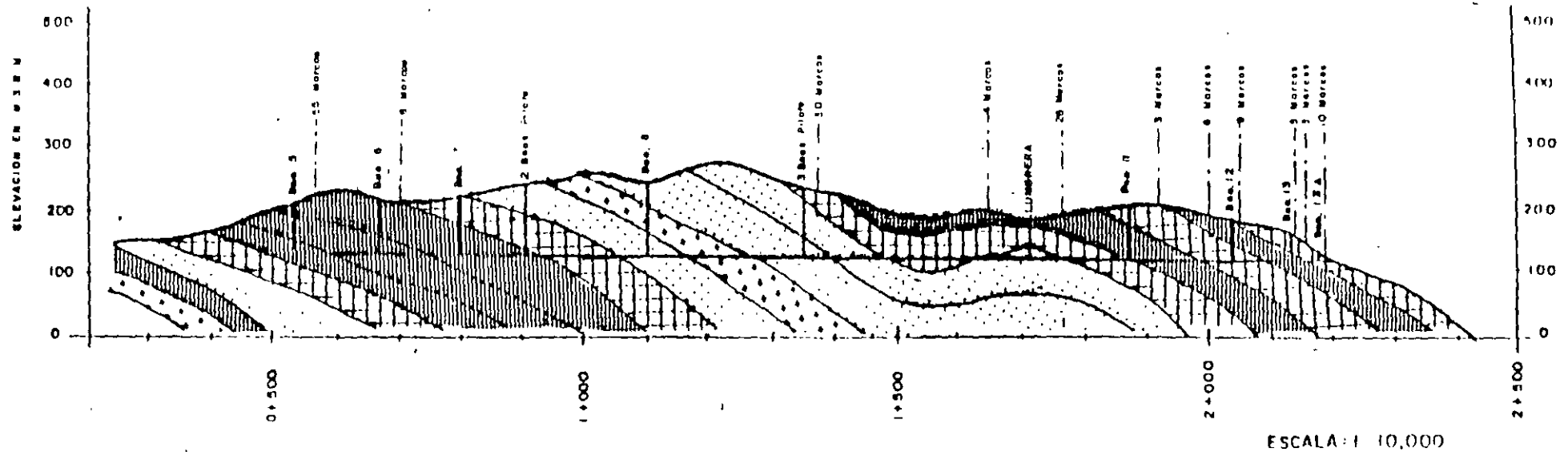
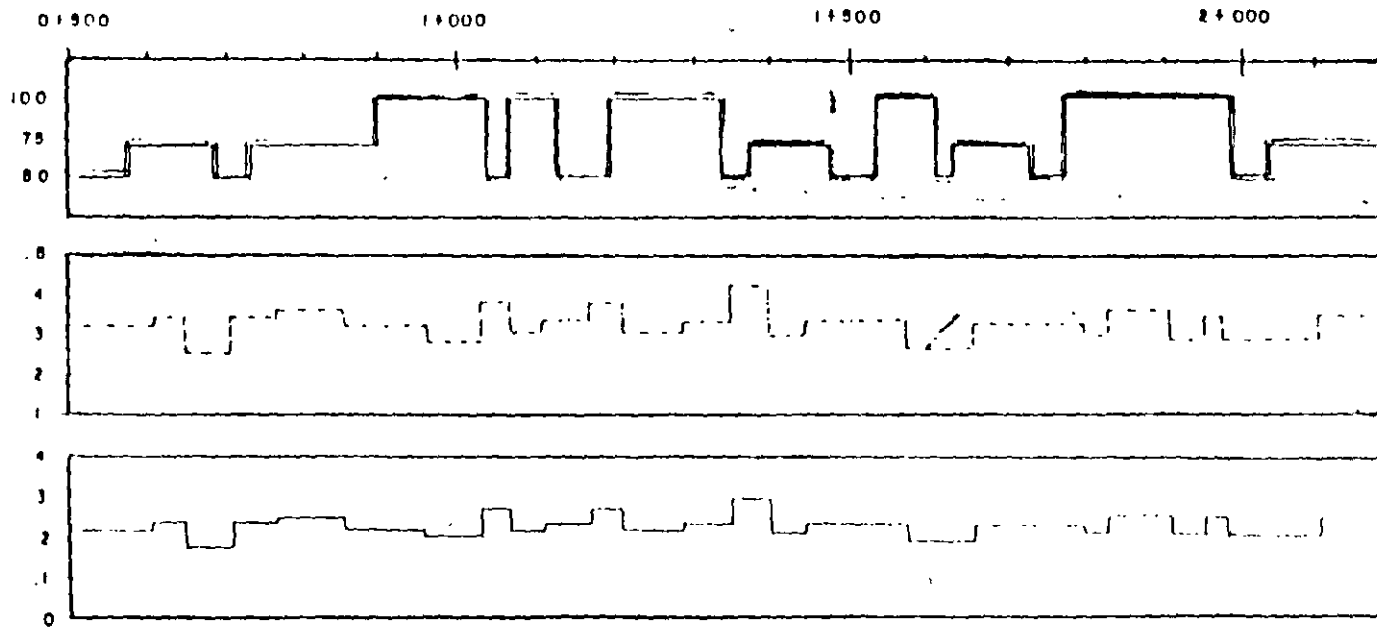


FIG. 5

P. II. DACURATO, SIN.



167



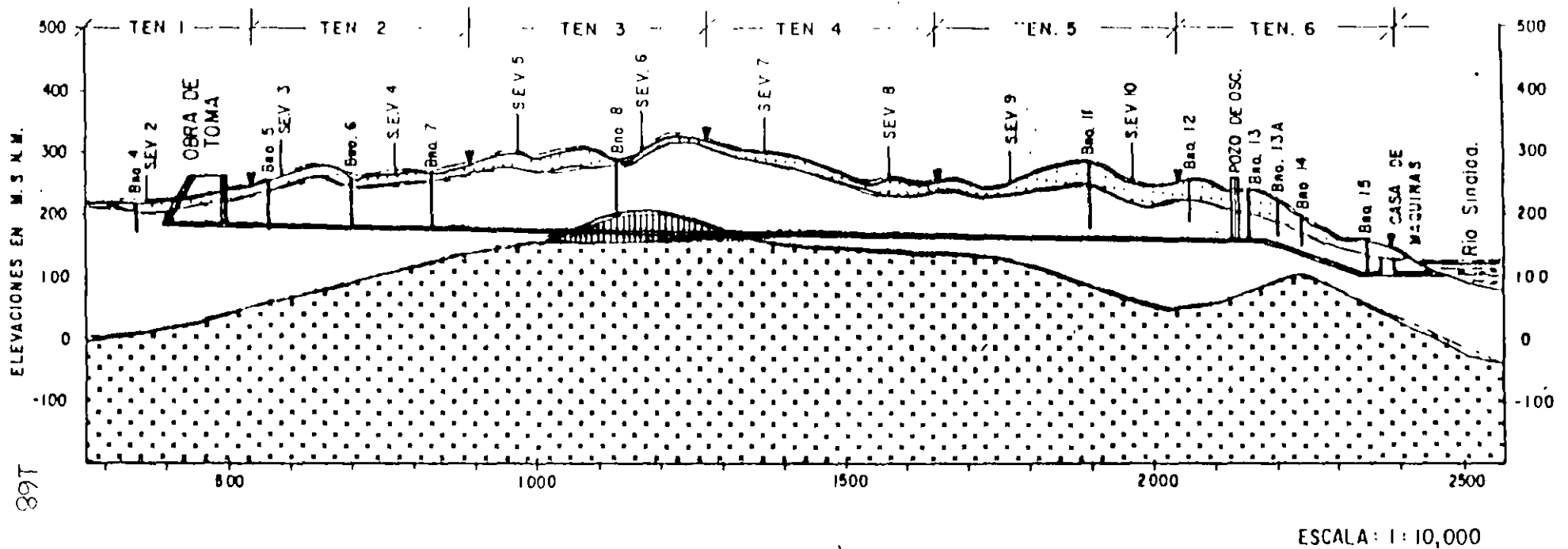
E (Ton/cm²) UTILIZADO PARA DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

DETERMINADO POR MICROSISMICA

CORREGIDO

SEGUN MEUNG Y STURDEVANT, 1970

P. H. BACURATO, SIN.







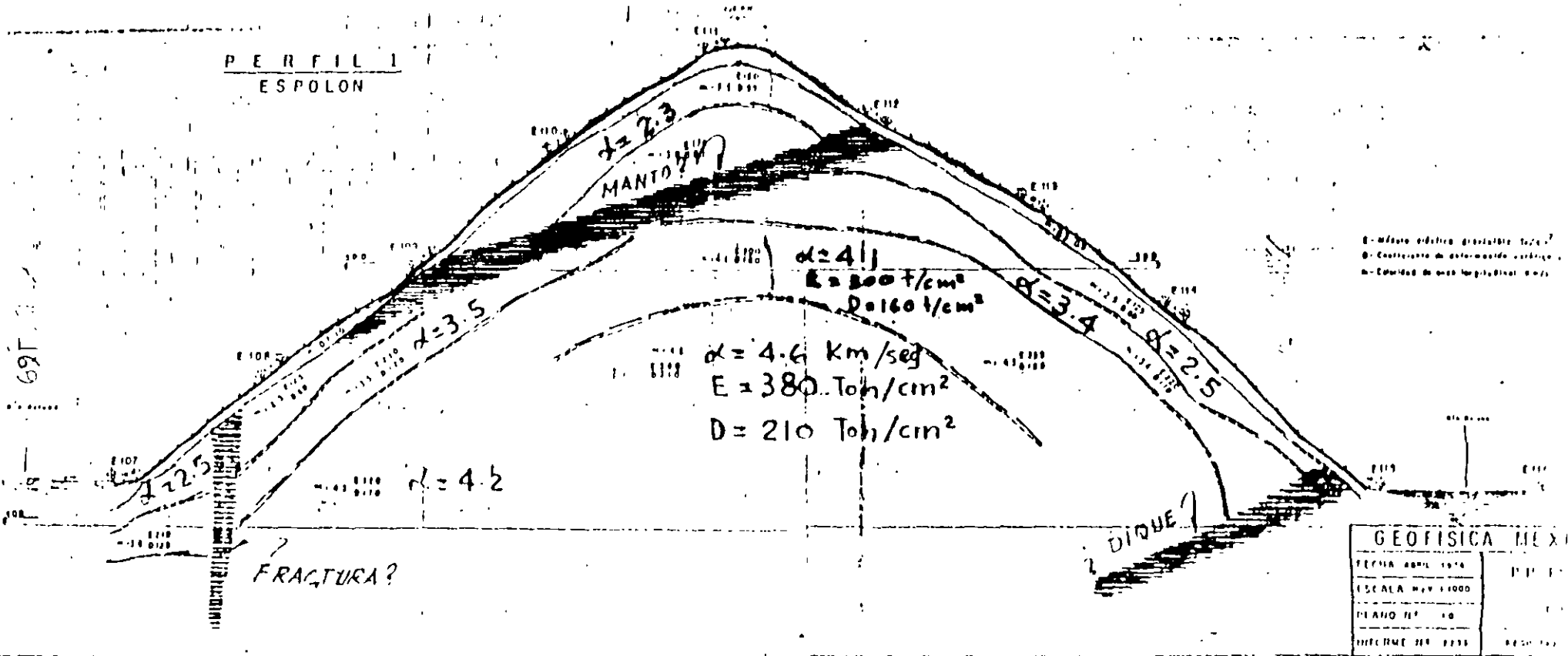
-  ZONA DE EXCELENTE CALIDAD ($V > 5000$ m/s , $200 < P < 7800$ OHM-m)
-  ZONA DE BUENA CALIDAD ($3564 < V < 4864$ m/s , $138 < P < 777$ OHM-m)
-  ZONA DE REGULAR CALIDAD (V Indeterminada , $P = 64$ OHM-m)
-  ZONA DE MALA CALIDAD ($826 < V < 1136$ m/s , $34 < P < 280$ OHM-m)

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

PERFIL I
ESPOLON



ZONA INESTABLE - CASA DE MÁQUINAS

CASO J. - PESO PROPIO

170 -

150 -

100 -

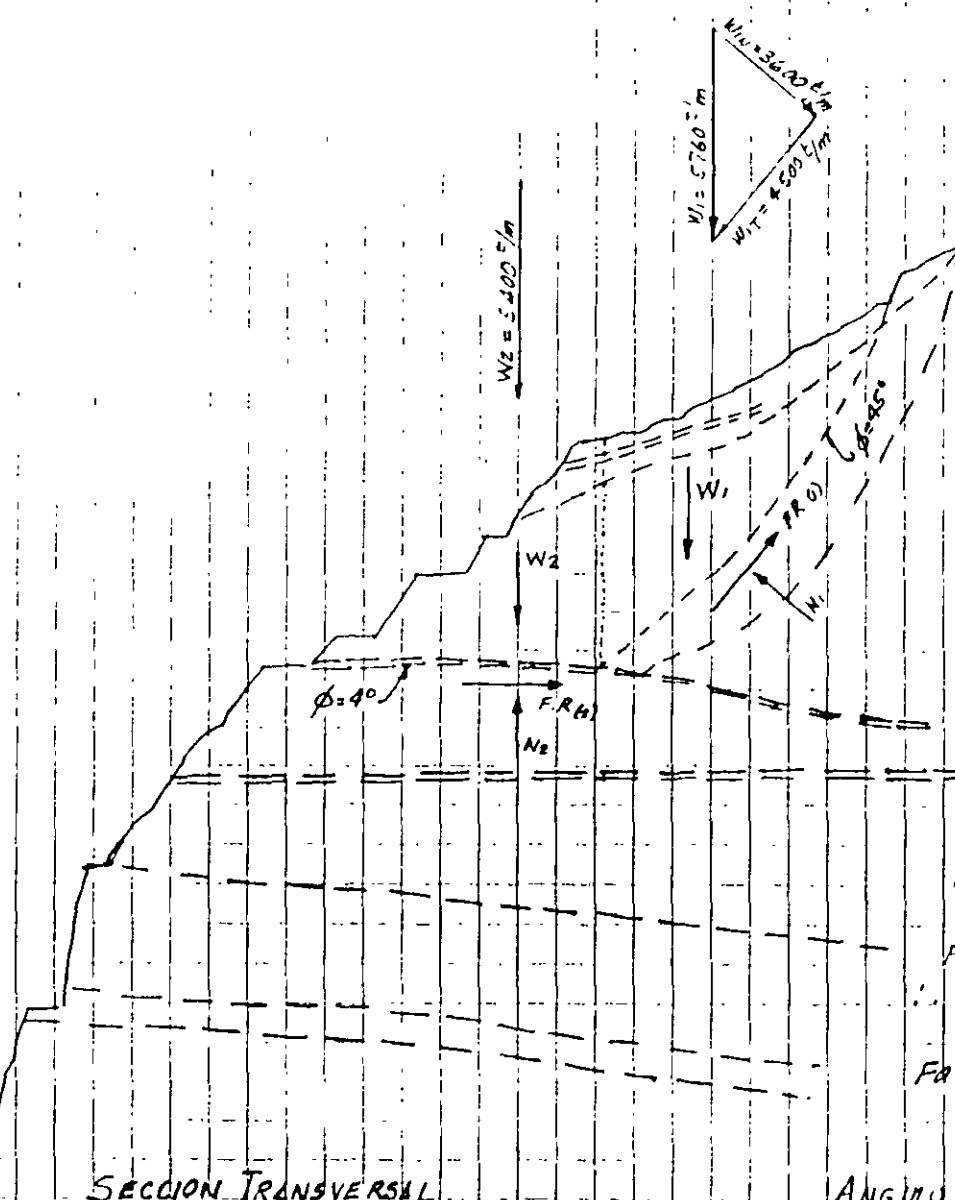
170 OLT

150 -

100 -

50 -

RIO



DOVELA 1

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

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

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

$$FZA. RESISTENTE = N \cdot \tan \phi; \phi = 45^\circ$$

$$\therefore FZA. RESIST = 3600 \text{ t/m}$$

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

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

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

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

DOVELA 2

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

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

$$FZA. Actuante = \text{Empuje} = 585 \text{ t/m}$$

$$FZA. Resistente = N \cdot \tan \phi; \phi = 40^\circ$$

$$\therefore F.R. = 5400 \tan 40^\circ = 378 \text{ t/m}$$

$$\text{Factor de Seg. } F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{378}{585} = 0.65 < 1$$

EQUILIBRIO INESTABLE

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

$$\tan \phi = \frac{585}{5400} = 0.1083 \Rightarrow \phi = 6^\circ$$

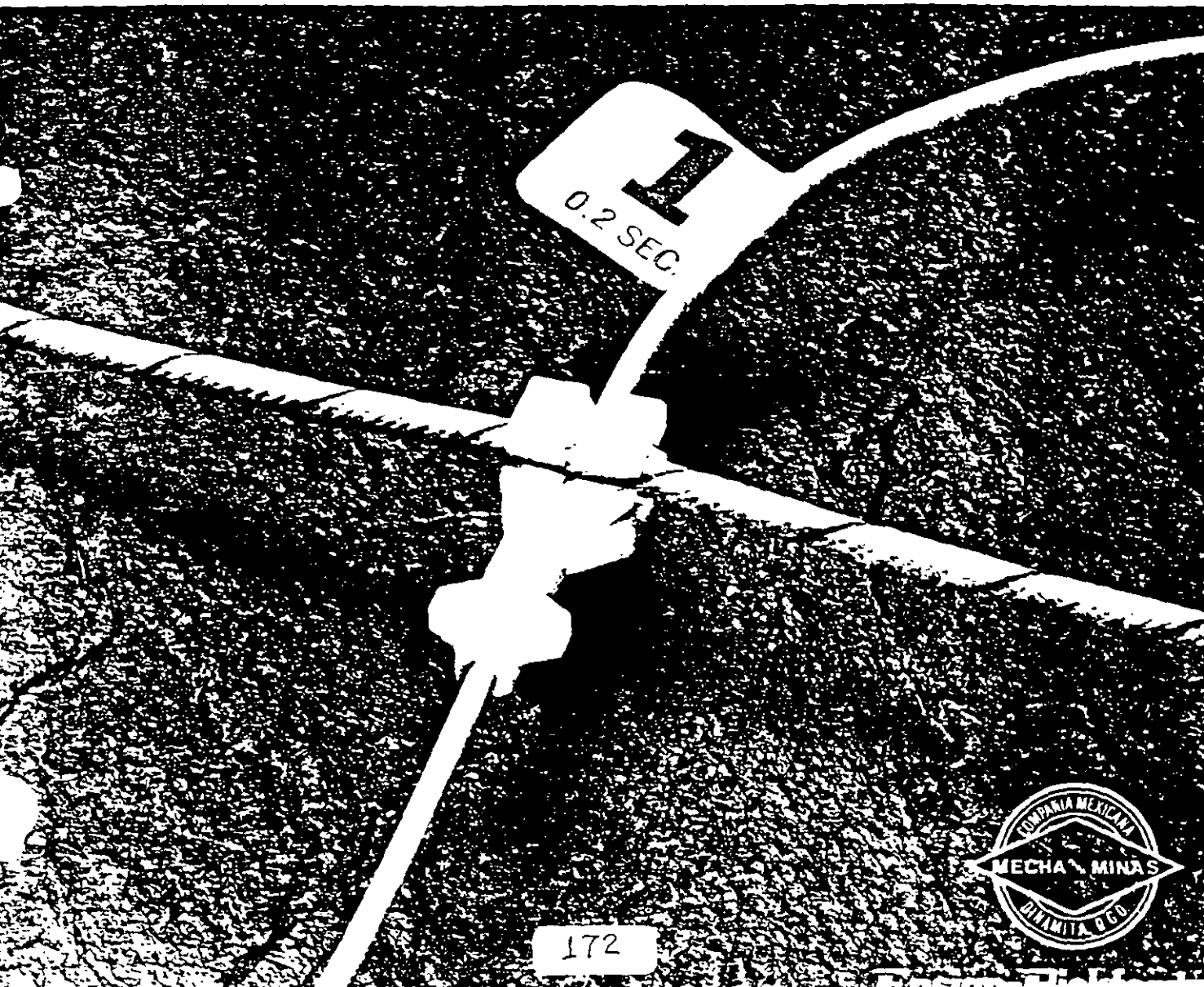
ANGULO DE FRICCION RESIDUAL: 6° A 90°

CONCLU Y: 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 causas... ANGULO DE FRICCION RESIDUAL: 6° A 90°

NONEL[®] Primadet

...El sistema iniciador de voladuras subterráneas más eficiente y moderno.

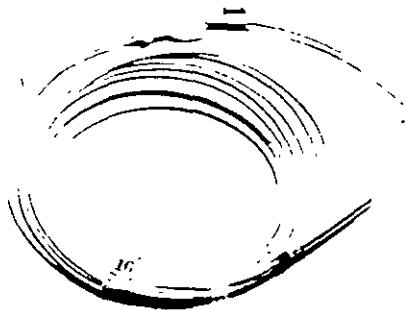


172



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 barrenos 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 Rebates, trabajos de construcción, Bancos, etc. (El tubo Nonel es de color naranja)

Características Técnicas.

Ambos tipos de iniciadores constan de 4 componentes primarios:

- **Tubo Nonel:** Es un tubo de plástico laminado que contiene sobre su superficie interna un pequeño capa de material reactivo solamente una onza (30.453 kg) de este material por cada 70,000 pies (21.304 m) de tubo. Cuando el tubo Nonel es iniciado va ser transmitido un impacto, cordón detonante o detonador de impacto, transmite confiablemente una señal de alta energía de un punto a otro, aproximadamente a 70,000 pies seg (21,000 Mts. seg). La detonación es controlada por una cantidad fija de energía de material reactivo ante 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 de 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 C.I.B.O.

a) Gancho "J"

Es un gancho de plástico totalmente inertes que facilita la conexión del tubo Nonel con la línea troncal del cordón detonante Primacord.

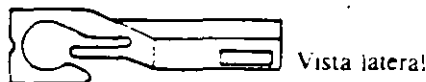
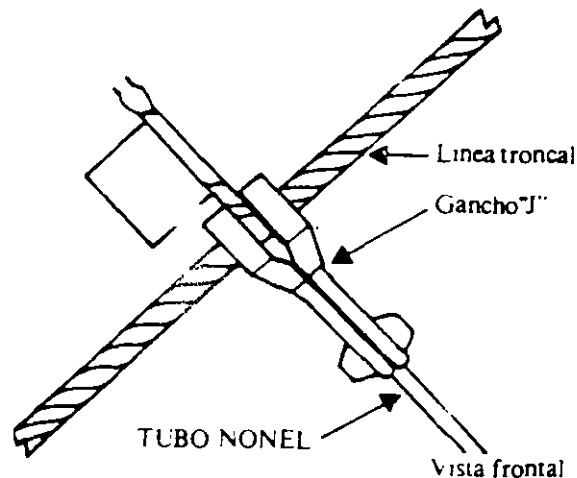




Tabla 2

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	7	1
200	7	1
300	10	1 1/2
400	12	2
500	14	2 1/2
600	15	3

Servicio

En México, el Servicio Técnico de los productos de los fabricantes de detonadores, está a cargo de los usuarios de los productos de los fabricantes de detonadores. No se debe confundir con el servicio de los productos de los fabricantes de detonadores. El servicio de los productos de los fabricantes de detonadores, está a cargo de los usuarios de los productos de los fabricantes de detonadores.

Empaque

Longitud de Iniciadores con retardo. No-Eléctricos Nonel Primadet MS y LP	Unidades Caja	Peso Lbs	Cajas Kg.
(Pies) (Mts)			
12 3.65	500	51	(23)
15 4.87	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.

Debido a los diversos usos fuera de los usos para los que intervienen en el uso de estos productos, el fabricante no ofrece garantía ni adquiere responsabilidad alguna.

Consúltenos

175 Calle Zacatecas No. 120 Cde. General Paz de Diego P. 35080 México, D.F. México

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.E.S	128
ASV. (KJ/100gr)	354
Resistencia al Agua	Excelente
Clasificación de Gases	N °
Sensitividad > 0 °C	Capsula No 6 Módulo E - Seguridad

R.W.S = Potencia relativa a peso
R.E.S = Potencia relativa al volumen
A.S.V. = Valor de la fuerza absoluta



176
Explosivos

Emulsiones para Plasteo

EXPLO

Emulsiones para Plasteo

Empaque

- Este producto es empaquetado en bolsas de polietileno en forma de almonadas de 1 Kg. c/u.
- 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 paletines 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.

EXPLO
Emulsiones para Plasteo



Explosivos

ICI Explosivos Mexico

Explosivos Mexicanos S.A. de C.V.
San Lorenzo Nc. 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 acompaña 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 desparte
- Se logra hasta un 98% de acoplamiento en el barreno con cartuchos conados
- 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	1.16
Vel. Detonación m/s	5200	5400	5400
F.W.S	94	94	94
F.B.S	123	126	132
ASV (KJ/100 gr)	354	354	353
Resistencia a Agua	Excelente	Excelente	Excelente
Clasificación de gases	N 1	N 1	N 1
Sensitividad > 0 °C	Capsula No. 6 Nudo E-Coro Int.	Capsula No. 6 E-Coro Int.	Capsula No. 6 E-Coro Int.
Sensitividad < 0 °C	Nudo E-Coro Int.	Nudo E-Coro Int.	Nudo E-Coro Int.

F.W.S = Potencia relativa a peso
F.B.S = Potencia relativa a volumen
ASV = Valor de la fuerza absoluta

S I E M P R E

MANTENGA LOS EXPLOSIVOS BAJO LLAVE Y ALEJADOS DE LOS NIÑOS.



178
Explosivos

EXPLO

Emulsiones Sensitivas

Empaque

- Este producto es empaquetado en cartuchos con una película triaminada, la cual tiene las siguientes características:
 - Altamente resistente al rasgado
 - No trasmite aceite
 - Contiene una barrera a gases

Tamaño Cartucho Pkg.	Cartucho por Caja de 25 Kg.
1 X 8	210 = 5
2 X 16	25
4 X 16	8
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 paletines 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

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 barrenado por su granulometría
- Producto con antiapelmazante
- Mayor contenido de energía
- Mayor rendimiento.

Agente Explosivo

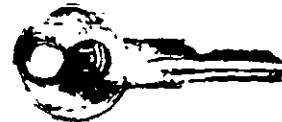
PROPIEDADES

Densidad gr/cc	.80
Vel. Detonación m/s	3200*
P.V.S	106
P.E.S	10*
A.S. (K/100g)	399
Resistencia al Agua	NULLA
Clasificación de Gases	N. 2
Sensibilidad	400-500 g

* Esta velocidad es medida en tubo de 4"

P.V.S = Potencia relativa a peso
 P.E.S = Potencia relativa a volumen
 A.S. = Activación de la fuerza absoluta

SIEMPRE



MANTENGA LOS EXPLOSIVOS BAJO LLAVE Y ALEJADOS DE LOS NIÑOS.



180
Explosivos

ANFOMEX "X"

Agente Explosivo

Empaque

- Es empaquetado en bolsas de 25 Kg. de papel doble con forro interno de plástico.

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 óptimas menores de 25°C.
- Estibar no más de 10 sacos
- La rotación de este producto debe ser 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 Mexico
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

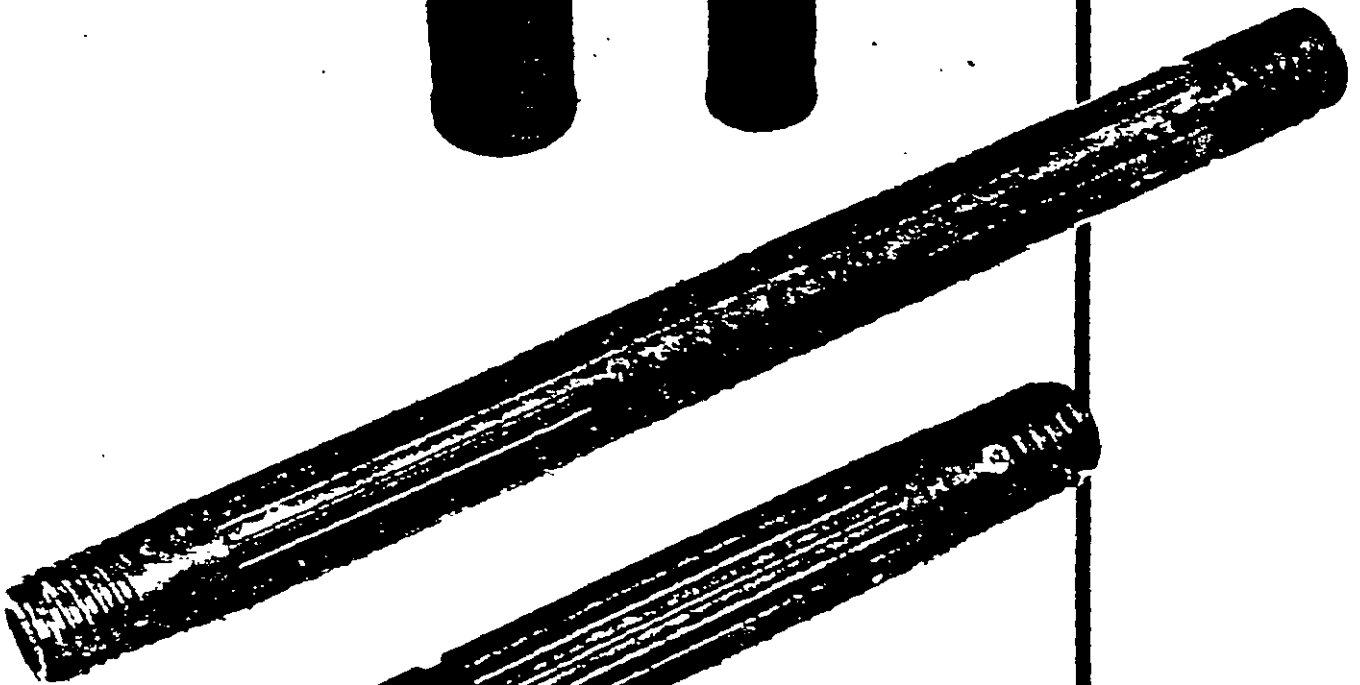
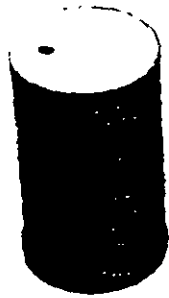
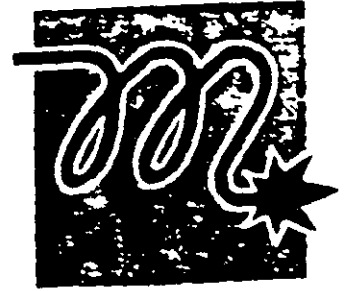
Se recomienda que los Productos Explosivos sean siempre manejados y usados por personas con el suficiente conocimiento técnico para poder apreciar el riesgo que acompaña su uso.

ICI Explosivos NO GARANTIZA los resultados FAVORABLES ni asume RESPONSABILIDAD alguna por cuanto a la aplicación de sus sugerencias

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 MECCHA PARA MINAS en diversas presentaciones:

Esta nueva línea de Boosters, es producida en su planta de Dinamita, Dgo. con la tecnología de Treon Corporation, líder mundial en la fabricación de boosters, bajo los estándares de calidad certificada internacionalmente por la Norma ISO 9002, lo que asegura su eficiencia en aplicaciones de voladuras y explotación cartográfica.

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 Pentolite (PETN) y TNT.

No contienen nitroglicerina, son impermeables y su vida útil es limitada si se le almacena adecuadamente.

Además de soportar altas temperaturas y de no exudar peligrosos aceites explosivos, pasan las pruebas estándar de disparo con rifle y pruebas de fuego, fricción e impacto.

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. o 7,925 m/seg) con densidad de 1.60 gr/cc se obtiene una presión de detonación de 250,000 psi.
- ▶ Incluye en su construcción una cavidad profunda que admite cualquier detonador.
- ▶ Una junta en el interior del Booster sirve de protección a la línea de señal del detonador, tubo, cable eléctrico o mecha de seguridad.
- ▶ $Presión = 2.5 \times Densidad \times velocidad^2 \times 10$

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



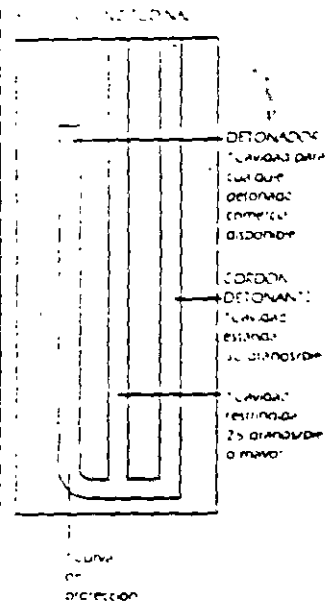
UNIDAD

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 hidrostaticas.
- ▶ Alcanza su velocidad maxima de detonación en pocos milímetros.
- ▶ Acentúa bajas frecuencias y acentúa altas frecuencias.
- ▶ Fabricado con materiales virgenes de alta calidad, no se utilizan subproductos o sensibilizadores internos.
- ▶ Contiene dos cavidades para aceptar dos detonadores.

PRESENTACIONES

ADVERTENCIA

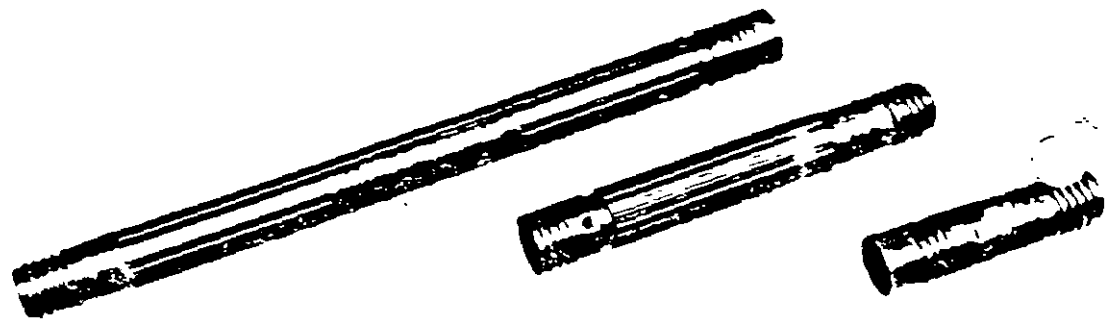
ATENCIÓN

La información y recomendaciones descritas en este artículo no cubren todas las posibles aplicaciones de producto o variaciones de las condiciones bajo las cuales este puede ser utilizado. Las recomendaciones incluidas están basadas en la experiencia, investigación y pruebas de laboratorio, que en nada se pretenden garantizar, ni se ofrece ninguna garantía expresa o subyacente, ni especificaciones adecuadas, con toda, nominal, la cual se representan nuestra producción normal. El producto descrito puede ser sujeto a cambio. Favor de comunicarse con el fabricante para cualquier aplicación.

NO GARANTIAS O

RESPONSABILIDAD

El producto descrito aquí es vendido COMO TAL, sin ninguna garantía expresa o subyacente, derivada de la ley u otra manera, inclusive cualquier garantía sin límites de comercialización o conveniencia de cualquier propósito. El comprador, usuario o acuerdan además liberar al vendedor de cualquiera y todas las responsabilidades derivadas de la compra o uso de producto aquí descrito, independientemente de que la responsabilidad sea causada por negligencia del vendedor o basada sobre responsabilidades estrictas del producto o sobre principios de indemnización o contribución.



5.5 lb.

2.5 lb.

1 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

UNIDAD
40 ONZAS
1,134 grs

2 1/4" x 15 3/4"
57 mm x 400 mm

CAJA

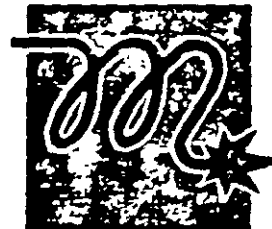
50 lbs /20 unidades
22.7 Kg /20 unidades

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 Telex: (17) 14 0378 (17) 14 7006 Fax: (17) 15 0344

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

Nonel Primadet conector bidireccional

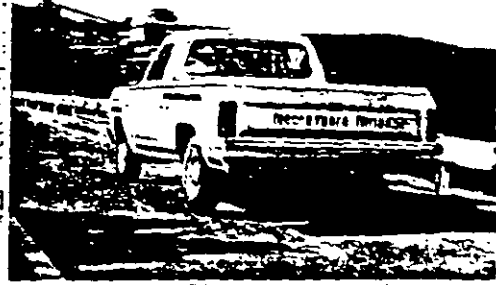
Empaque

Tiempos
(Milisegundos)

Código de color

9 Ms	Verde
17 Ms	Amarillo
25 Ms	Rojo
35 Ms	Negro
65 Ms	Bianco

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
100 pies (30.96 Mts.)	8	10Lb (4.5 kgs)	34" x 10 3/4" x 9 1/2"
500 pies (152.40 mts.)	8	19Lb (8.6 kgs)	34" x 16 3/4" x 7"
1000 pies (304.80 mts.)	7	18Lb (8.2 kgs)	34" x 16 3/4" x 7"

Ventajas:

Seguridad: No requiere modificaciones tales como cortar alambres, soldaduras, etc. El sistema Nonel Primadet garantiza un sistema de conexión seguro y estable que garantiza una operación segura y eficiente.

De uso sencillo y flexible: La conexión de sus guías de cable es sencilla y rápida. El sistema es flexible y puede ser utilizado en cualquier tipo de instalación.

Sistema No-Eléctrico: No es necesario entrenar a personal técnico para el manejo del sistema. El sistema es sencillo de instalar y operar. El sistema es seguro y confiable.

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.

Sin Ruido: El sistema Nonel Primadet no es ruidoso en su operación dentro del túnel.

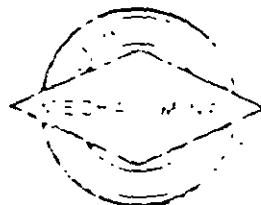
Economía: La flexibilidad del sistema al combinar los conectores bidireccionales de superficie con cualquiera de los modelos Nonel Primadet mencionados, no obliga a mantener un inventario de las diversas longitudes y tiempos de retardo existentes.

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.

Además de mantener constantemente la 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.



187-

Consúltenos:

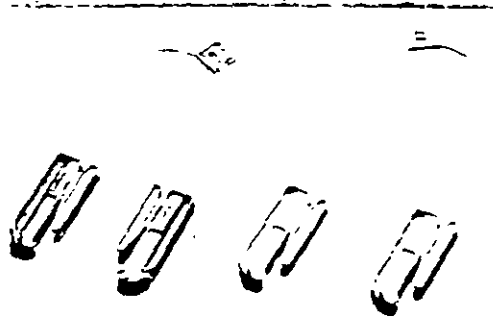
La Mexicana de Mecha para Minas S.A. de C.V.
Calle Zacatecas No. 120 Ofic.
Gómez Palacio, Dgo. Tel. (360) 96 11 11

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 sistemas disponibles, así como cualquier explosivo sensible al fujimante

3 - **Etiqueta.** Una etiqueta indica el periodo y el tiempo nominal de disparo.
Esta etiqueta está localizada justamente arriba 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 empaquetados 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 7.34 (0.35 x 0.305 x 0.196 mts.)

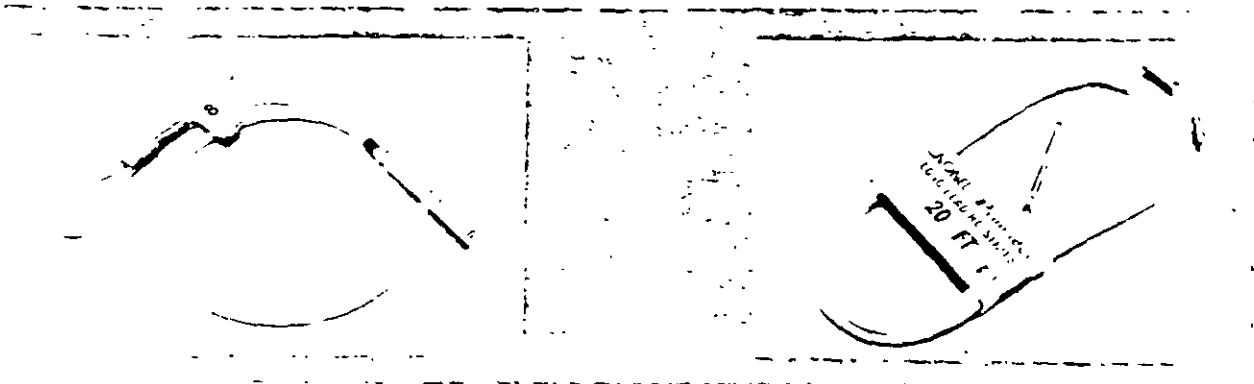
Empaque de Nonel Primadet de longitud larga para trabajo pesado (LLHD)

Longitud (Pulg)	(Mts)	Unidades / Caja	Peso (Lbs)	Caja (Kgs)	Dimensiones (Pulg)	(Mts)
20	0.69	200	39	17.64	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
30	0.75	150	41	18.54	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
40	1.20	125	47	19.96	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
50	1.52	100	47	21.32	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
60	1.52	100	49	22.22	24 x 17 x 12	0.61 x 0.43 x 0.305
(80)*	2.43	50	41	18.54	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508
(100)*	3.04	50	46	20.87	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508
(200)*	6.08	50	52	23.54	22 1/2 x 10 x 20	0.57 x 0.254 x 0.508

* Cada caja contiene 25 subempaques con 2 unidades cada uno.

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 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 Ni 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 "HD" Se utilizan como medio de iniciador con retardo dentro del barrenado en conjunto con Cordón Detonante Primadeto 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 de 30 pulgadas (762 mts). En un extremo tiene un fulminante de potencia 12 y en el otro tiene un tubo formado por tubo Nonel que es donde se coloca el cordón detonante. El tubo es elástico y está protegido por un recubrimiento plástico de color naranja. El tubo tiene 15 períodos de retardo distintos.

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 a fulminante sin que el tubo Nonel deflagre al detonar la carga explosiva. La potencia del detonador con retardo no-eléctrico equivale a la de un fulminante Num. 12 y se dispone de los mismos períodos de retardo que en el "HD".

- 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 a idénticos detonadores no eléctricos con retardo equivalentes a un fulminante con potencia No. 8, que a su vez se conecta por inserción en bloques de plástico.

sistema de retardo entre barrenos en la voladura donde solo 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 empujadas en carretes para facilitar su conexión y desenganche cuando todo el personal y equipo han sido evacuados del área de la voladura. El "iniciador" une el bloque plástico que contiene el Primadet (detonador) a la línea troncal de la manguera que va a ser volada.

El "iniciador" va descarrutando el tubo Nonel hasta un lugar seguro donde no 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. Soporta una libra (0.453 Kg) de este material por cada 70 000 pies (21 336 m) de tubo.

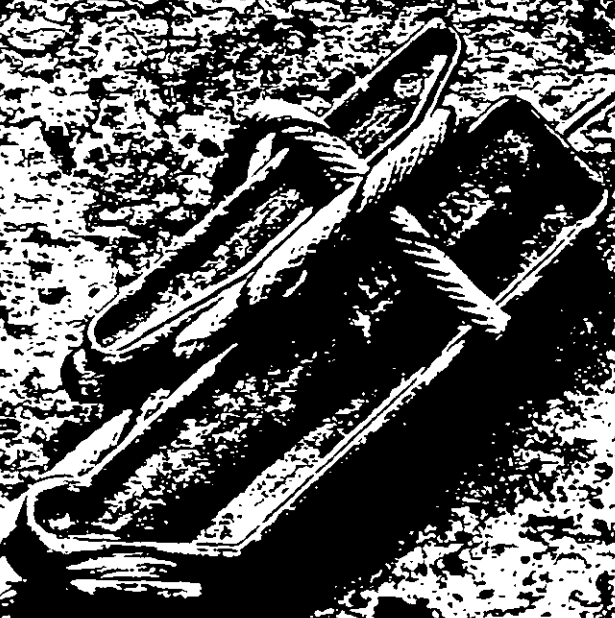
Cuando el tubo Nonel es iniciado, ya sea por un "detonador de impacto" fulminante ordinario o cordón detonante, transmite confiablemente una señal de baja energía de un punto a otro y aproximadamente a 2,000 Mts. Sec.

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.

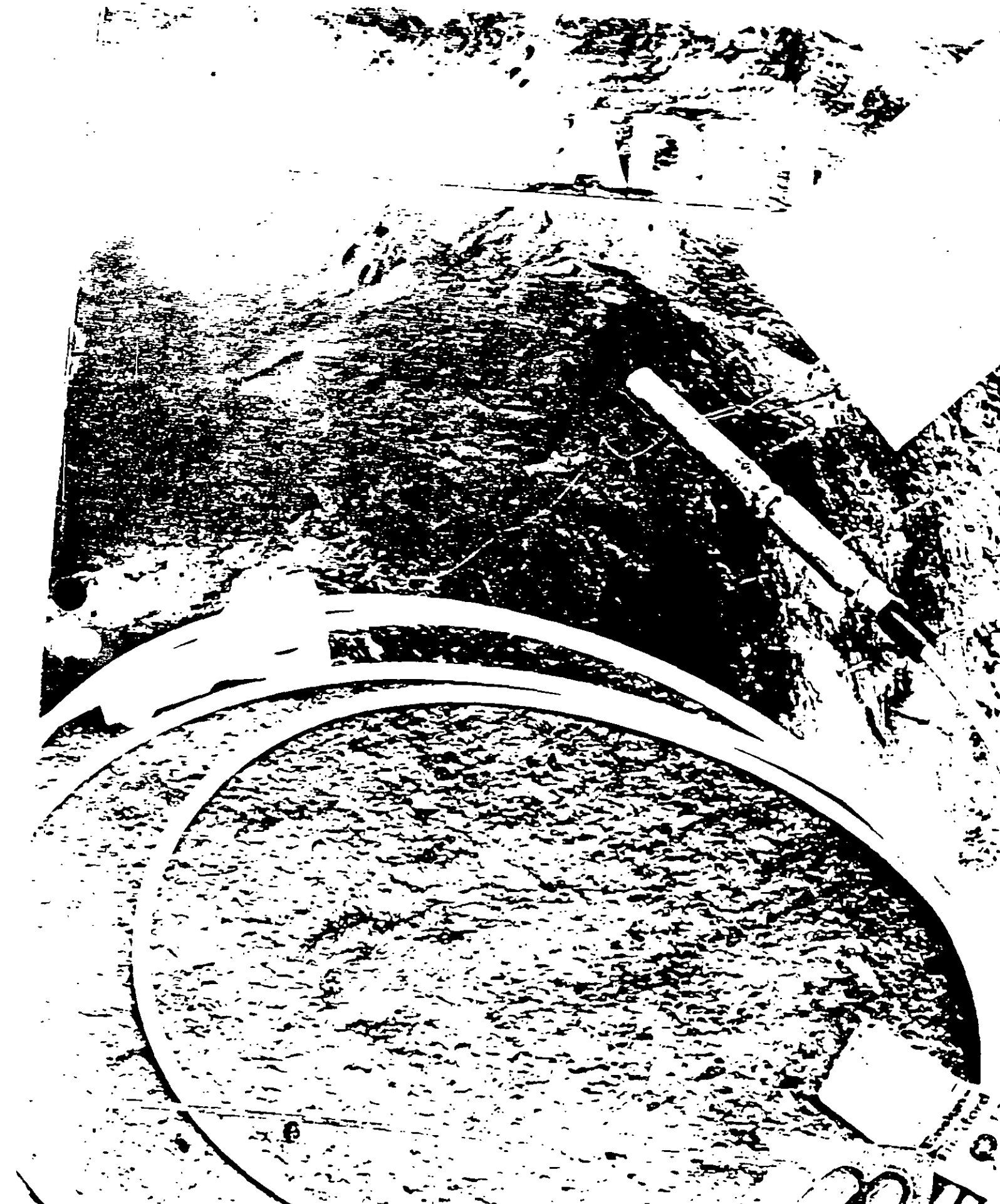
189

NONEL[®] Primado

El sistema iniciador de voladuras a cielo abierto más eficiente y moderno



PRIMADO
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 (0.453 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 dobles agujos, nudos o torceduras en el tubo transmisor, dejando intacta la superficie exterior durante su funcionamiento, es decir, el tubo no deflagra, ni detona ni 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 (1.1813 pulgadas) y una elongación de 200%. En el extremo libre del tubo hay un sello ultrasónico para evitar la entrada de humedad del ambiente al tubo.

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 pireotécnico.

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 de 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 Primadet tomando 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 disparo.

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 extranea, llama, 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 a personal en el manejo de complejos circuitos eléctricos.

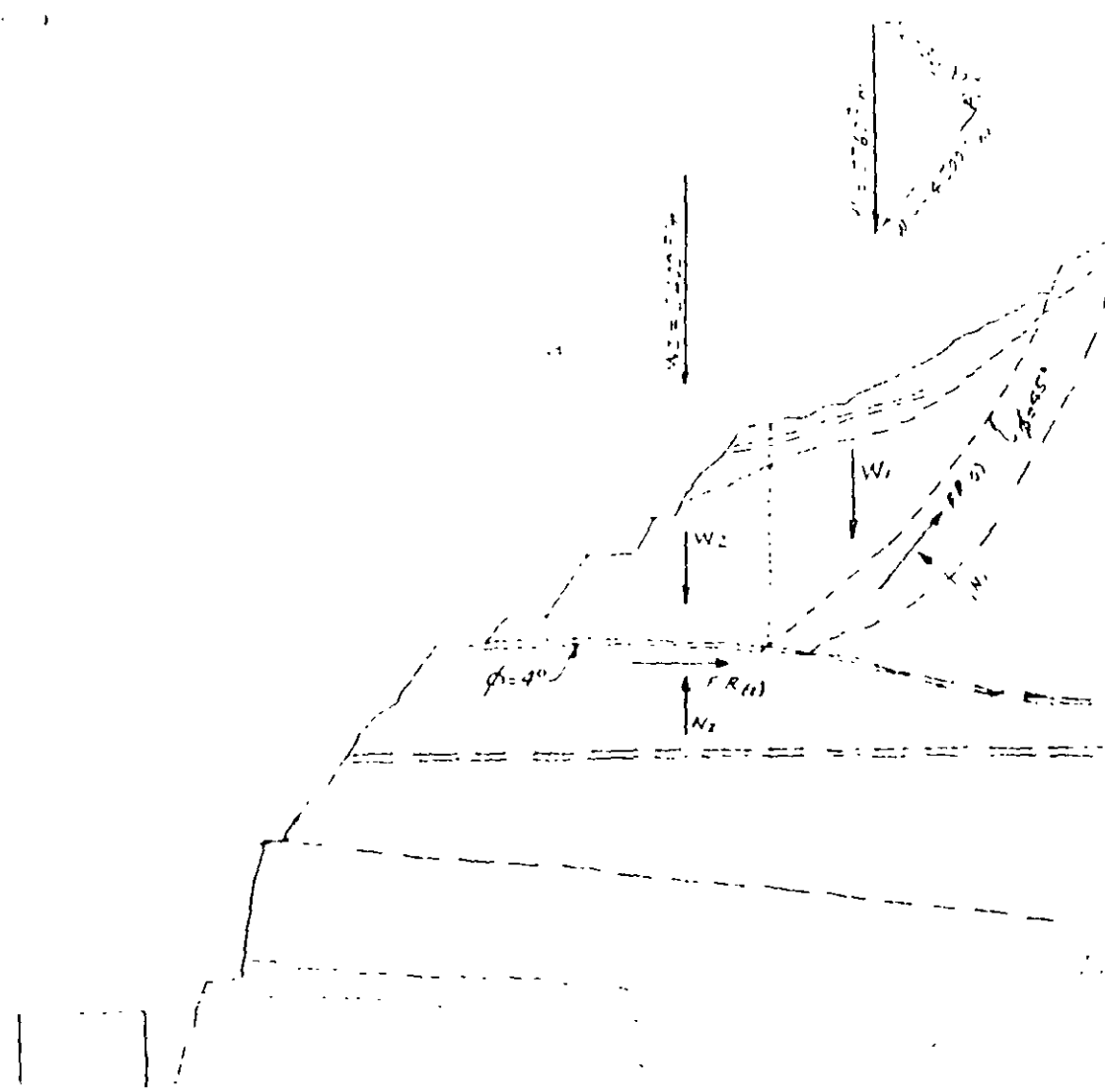
• Sin ruido

La señal transmitida por el sistema Primadet es totalmente silenciosa.

1. 1. 1. 1. 1

2. 2. 2. 2. 2

3. 3. 3. 3. 3



ZONA 1

$$W_1 = 3600 \text{ t/m} ; W_2 = 1500 \text{ t/m}$$

$$F_{2A} \text{ Activa} = W_1 \cdot \tan \phi = 4500 \text{ t/m}$$

$$F_{2A} \text{ Resistente} = N \cdot \tan \phi ; \phi = 40^\circ$$

$$\therefore F_{2A} \text{ Resist.} = 3600 \text{ t/m}$$

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

$$F_{2A} \text{ en Desequilibrio} = A - F.R. = 0.8 \times 4500 - 3600 = 900 \text{ t}$$

$$\text{Empuje} = 595 \text{ t/m}$$

ZONA 2

$$W_2 = \frac{75 \times 10}{2} \times 2 = 1500 \text{ t/m}$$

$$W_1/N = 5400 ; W_2/T = 0$$

$$F_{2A} \text{ Activa} = \text{Empuje} = 595 \text{ t/m}$$

$$F_{2A} \text{ Resistente} = N \cdot \tan \phi ; \phi = 40^\circ$$

$$\therefore F.R. = 1500 \cdot \tan 40^\circ = 378 \text{ t/m}$$

Handwritten notes and calculations at the bottom of the page, including a table with columns for 'ZONA' and 'F.S.' and some numerical values.

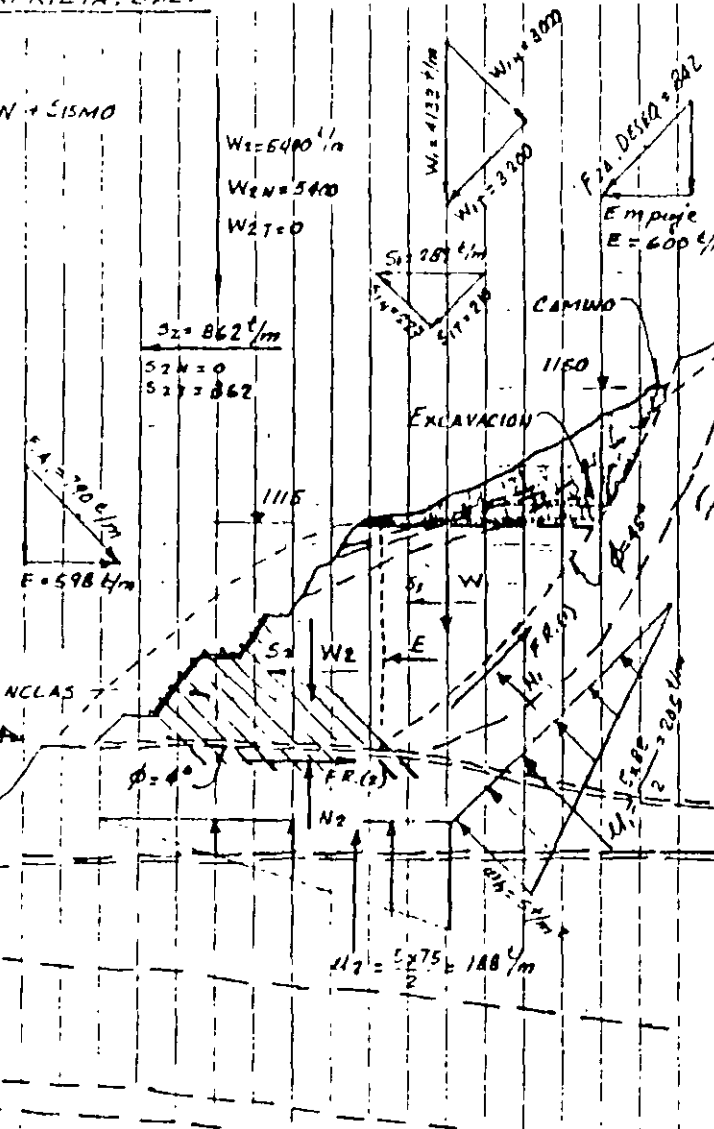
ZONA INESTABLE, CASA DE MAQUINAS

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

200
150
100
50
0
194

COSTO ANCLAS DE 40M

CAP.	F.S. = 1	SEPARACION	P. U.	IMPORTE
260 ton	356	4 x 4 m	29.03×10^6	10.335×10^6
90 ton	1027	2.4 x 2.4 m	10.56×10^6	18.945×10^6



DOVELA 1
 $W_1 = \frac{82 \times 42}{2} \times 2.4 = 4133 \text{ t/m}$
 Coef. sísmico = 0.29
 Rel. árens = 0.67

Reducción: $C = 0.2 \times 0.67 \times 50\% \rightarrow C = 0.067$
 (por frecuencias diferentes)
 $S_2 = 0.067 \times W_1 = 0.067 \times 4133 = 289 \text{ t/m}$
 $S_{1T} = 227 \text{ t/m}; S_{1V} = 210 \text{ t/m}$

Fza. Resist. = $N \tan \phi$; $\phi = 45^\circ$
 $N = W_{1T} - S_{1V} - 10 = 3007 - 227 - 205 = 2568 \text{ t/m}$
 $\therefore F.R. (1) = 2568 \text{ t/m}$

Fza. Actante + $W_{1T} + S_{1T} = 3200 + 210 = 3410 \text{ t}$
 Factor de Seg. F.S. = $\frac{F.R.}{F.A.} = \frac{2568}{3410} = 0.75 < 1$ Inest.

Fza. en Desequilibrio = $F.A. - F.R.$
 $= 3200 + 210 - 2568 = 842$
 Empuje = 600 ton/m.

DOVELA 2

$W_2 = \frac{75 \times 60}{2} \times 2.4 = 5400 \text{ ton/m}$
 $S_2 = 0.067 \times 5400 = 362 \text{ tm}$
 Fza. Normal, $N_2 = W_{2T} - 10 = 5400 - 10 = 5390 \text{ t/m}$
 Fza Resist. = $N \tan \phi$, $\phi = 4^\circ$; $F.R. = 5390 \tan 4^\circ$
 Fza. Actante = Empuje + Sismo
 $F.A. = 600 + 362 = 962 \text{ ton/m}$
 Factor de seguridad $\{ F.S. = \frac{F.R.}{F.A.} = \frac{1170}{962} = 0.78 < 1$

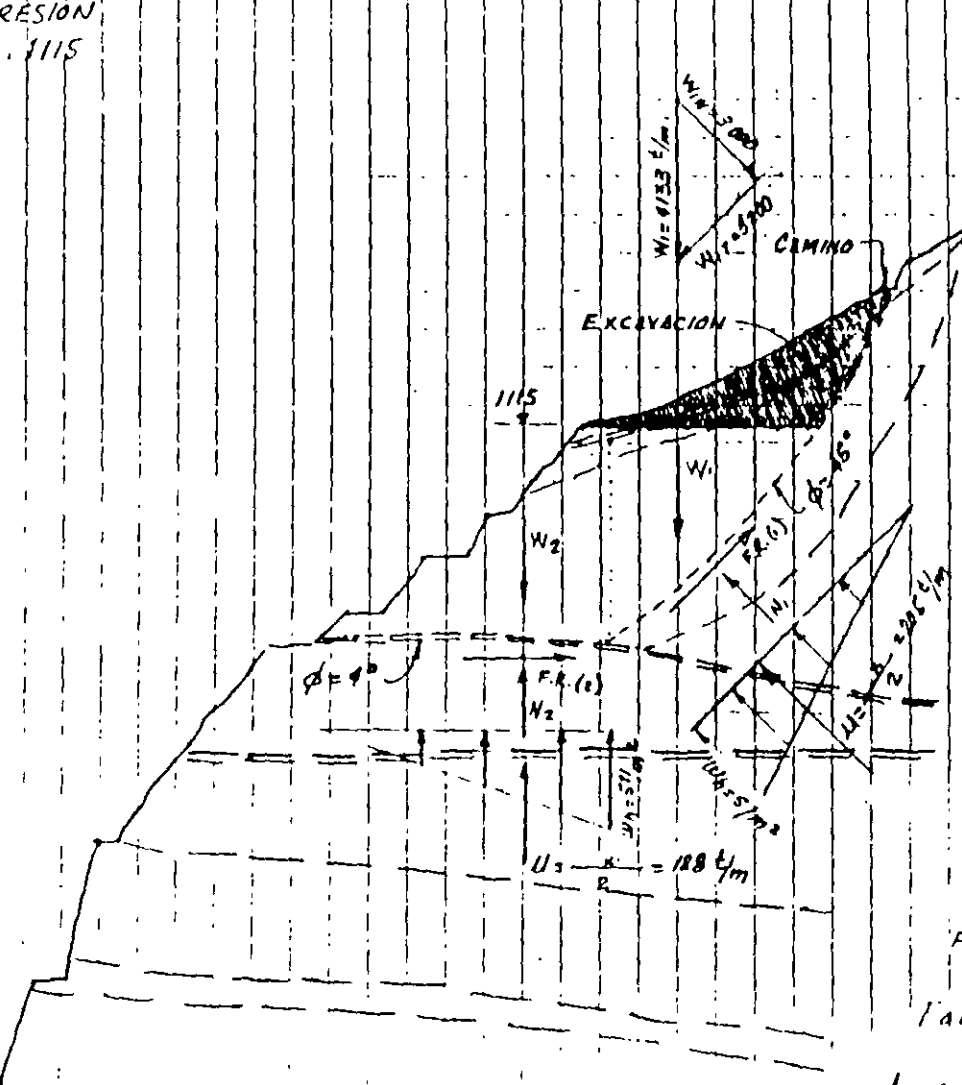
SECCION TRANSVERSAL

Fza. de Anclaje (F.A.); Empuje = $F.A. \cos 45^\circ + F.A. \cos 45^\circ \tan \phi$; $F.A. = \frac{598}{1.768} = 790 \text{ t/m}$
 Fza. Total o Inclaje = $790 \times 180 \times 65\% = 92.430 \text{ tm}$. Superficie de Ancl. = $40 \times 9 = 600 \text{ m}^2$
 $\lambda_{EP} = \frac{1}{10.5}$

ZONA INESTABLE - CASA DE MAQUINAS

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

200
150
100
50
56T



DOVELA 1

$$W_1 = \frac{82 \times 12}{2} \times 2.4 = 4133 \text{ t/m}$$

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

Subpresión $u = 205 \text{ t/m}$

$$F_{2A} \text{ Actuada } F_A = 3200 \text{ t/m}$$

$$F_{2A} \text{ Resist. } = N \tan \phi ; \phi = 18^\circ$$

$$= (3200 - 205) \times 0.31 = 2795$$

$$F.S. = \frac{F_R}{F_A} = \frac{2795}{3200} = 0.87 < 1$$

INESTABLE

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

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

DOVELA 2

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

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

Subpresión $u = 108 \text{ t/m}$

$$F_{2A} \text{ Actuada } = \text{Empuje} = 290 \text{ t/m}$$

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

$$F.R. = (5400 - 108) \tan 4^\circ = 365 \text{ t/m}$$

$$F.S. \text{ Act. } = \frac{F_R}{F_A} = \frac{365}{290} = 1.26 > 1 \text{ ESTABLE}$$

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

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

ANGULO DE FRICCION RESIDUAL (APROXIMADO)

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

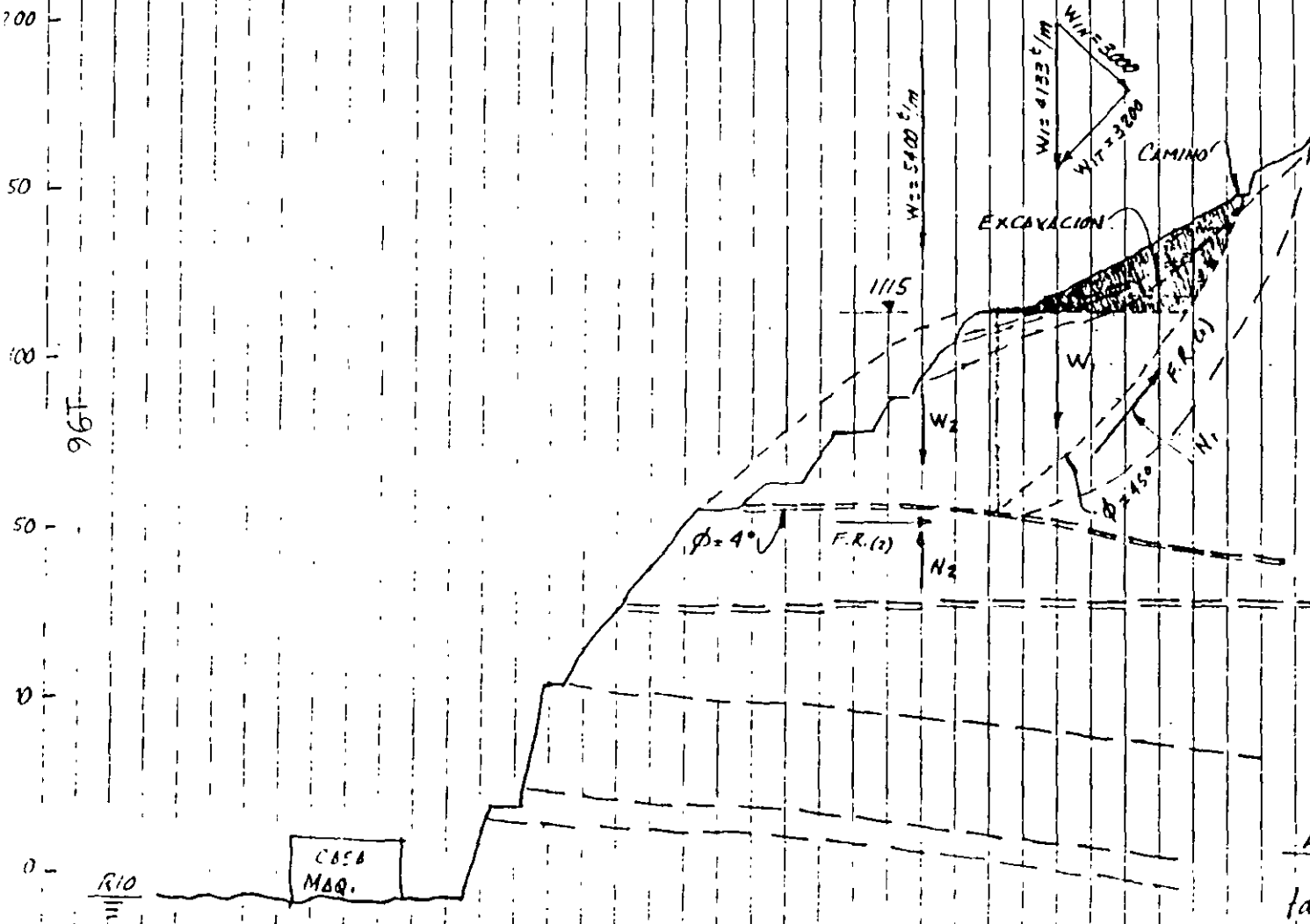
SECCION TRANSVERSAL

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

$$W_1 = \frac{82 \times 42}{2} \times 2.4 = 4132 \text{ t}$$

$$W_{1N} = 2000; W_{1T} = 3200$$

$$\text{Fza. Resist. } F.R. = N \tan \phi; \phi = 4$$

$$F.R. = 3000$$

$$\text{Fza. Actante: } F.A. = W_{1T} = 3200$$

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

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

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

DOVELA 2

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

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

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

$$\text{Fza. Resistente: } F.R. = N \tan \phi; \phi = 4$$

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

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

EQUIL. ESTABLE

ANGULO DE FRICCION REQUERIDO

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

ANGULO DE FRICCION RESIDUAL (I.A.P.)

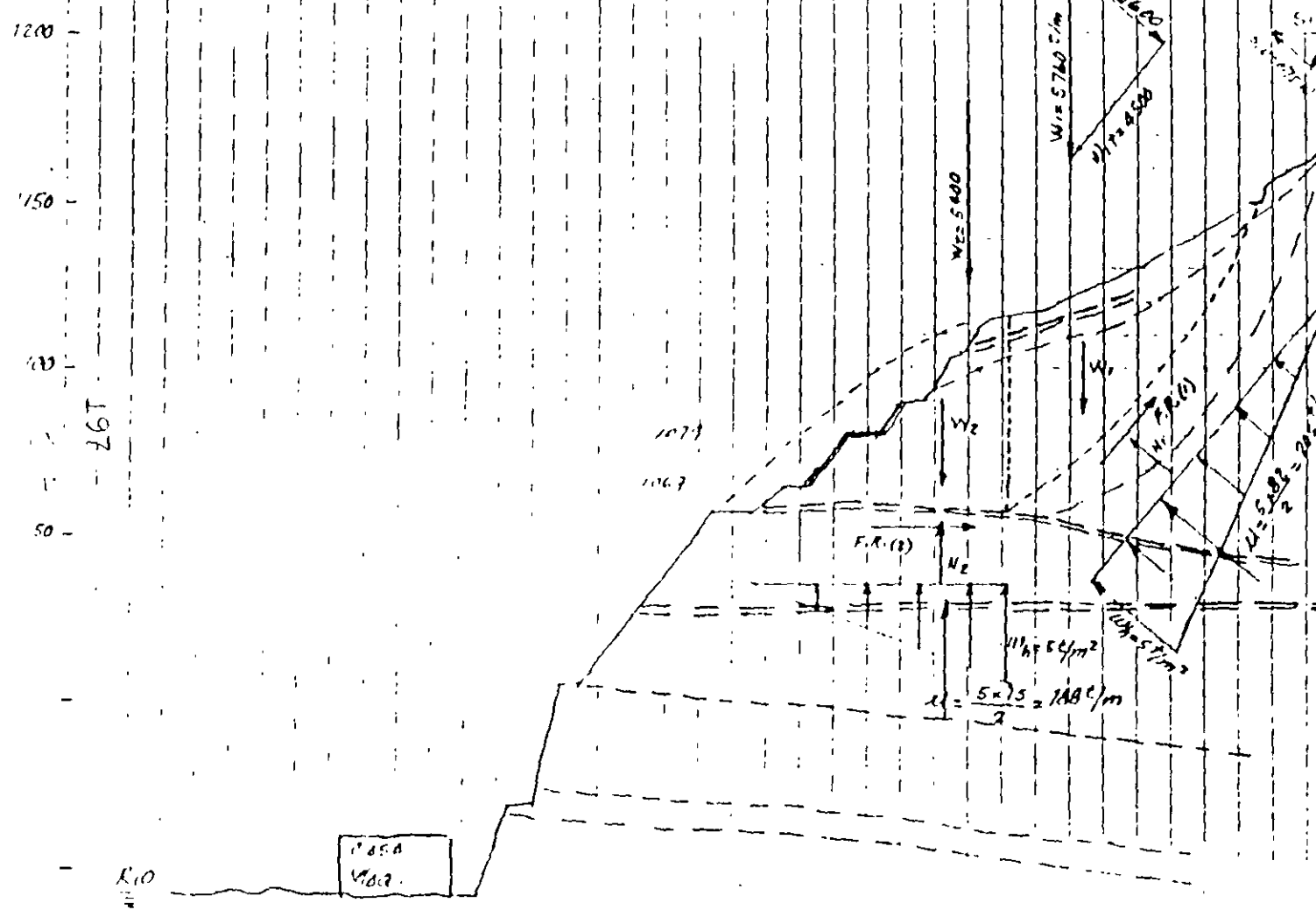
$$6^\circ \leq \phi_R \leq 9^\circ$$

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 $\pm 4^\circ$

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

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 = $4500 - 3395$

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: $3 \text{ t/m}^2; u = 188 \text{ t/m}$

$\therefore F_R = (N - u) \tan \phi = (5400 - 188) \tan \phi = 366$

Factor Seg. F.S. = $\frac{F_R}{F_A} = \frac{366}{718} = 0.51 < 1$

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 FRICCION REQUERIDO

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

ANGULO FRICCION RESIDUAL $6^\circ \phi_r = 9^\circ$
(LABORATORIO)

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 Túneles, tiros, rampas, contrapozos, 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 mas caras libres por ejemplo: Repajes, 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 "IP"	
Periodo	Retardo	Periodo	Retardo
1	35 MS	1	0.2 Sec
2	50 MS	2	0.4 Sec
3	75 MS	3	0.6 Sec
4	100 MS	4	1.0 Sec
5	125 MS	5	1.4 Sec
6	150 MS	6	1.8 Sec
7	175 MS	7	2.2 Sec
8	200 MS	8	2.6 Sec
9	250 MS	9	3.0 Sec
10	300 MS	10	3.4 Sec
11	350 MS	11	3.8 Sec
12	400 MS	12	4.2 Sec
13	450 MS	13	4.6 Sec
14	500 MS	14	5.0 Sec
15	600 MS	15	5.4 Sec

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

Longitudes	Longitudes
3.6 m (12 pies)	3.6 m (12 pies)
4.9 m (16 pies)	4.9 m (16 pies)
6.1 m (20 pies)	6.1 m (20 pies)
9.1 m (30 pies)	9.1 m (30 pies)
12.2 m (40 pies)	
15.2 m (50 pies)	
18.3 m (60 pies)	

24.4 m (80) y 30.5 m (100) pies**

* Porcentaje 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 sujetos 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 despiden 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 introduciendole el fulminante con retardo Primadet de forma tal que el 100% del mismo quede inmerso en la masa explosiva de cartucho. Se recomienda que al cargar el cebó, el extremo cargado de fulminante quede orientado hacia la columna explosiva.

(Figuras 1 y 2)

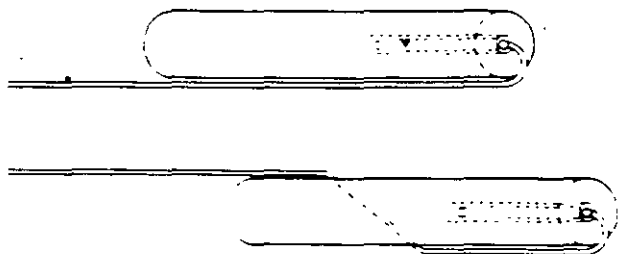


Figura 1 Cebado

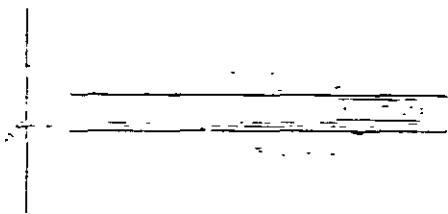


Figura 2 Barreno cargado con ANFO



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 angulo de 90° recomendado entre el tubo Primadet y la línea troncal.

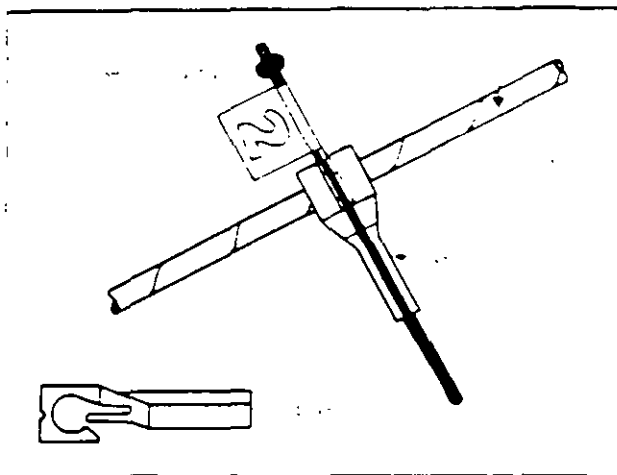


Figura 3: "Gancho J"

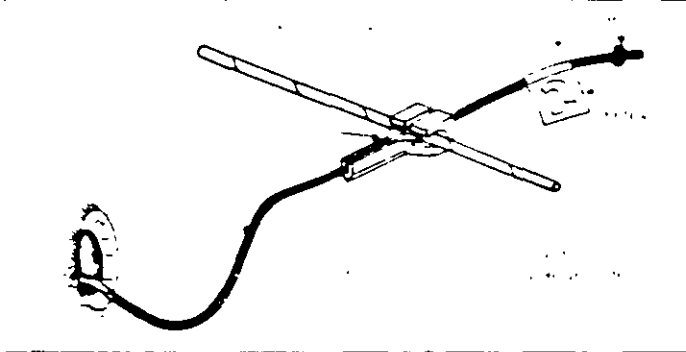


Figura 4A: Como conectar Primadet a la línea troncal con el gancho J

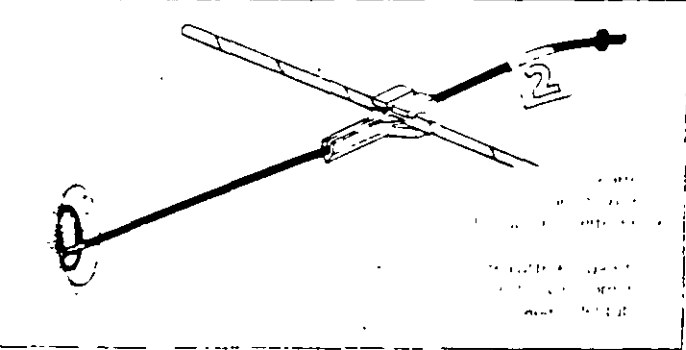


Figura 4B. Procedimiento para conectar Primadet

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).

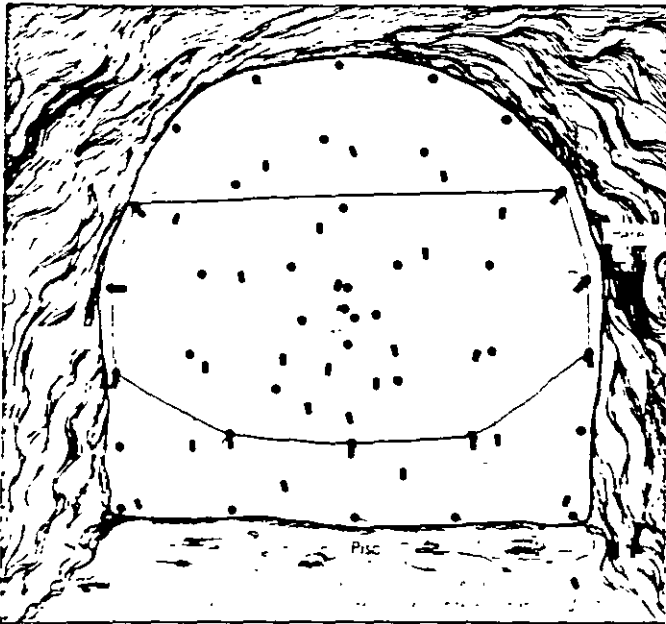
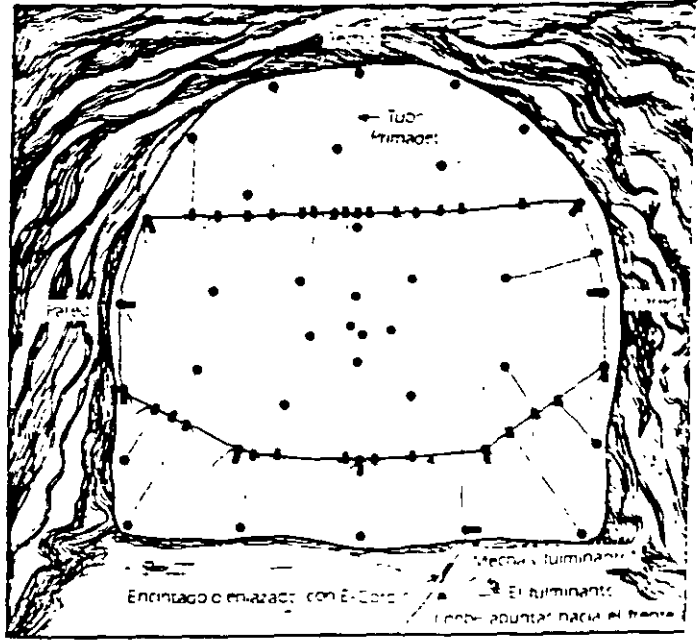


Figura 5A. Disposición de la línea troncal de E-Cord. sobre la cara de un túnel.



* No sujete el terminante a la línea de E-Cord hasta el momento de iniciar la voladura

Figura 5B. Conexión completa

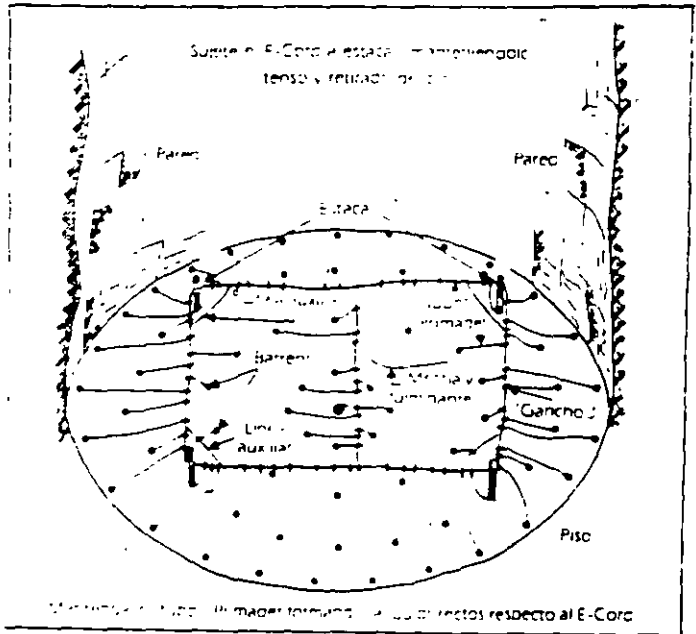
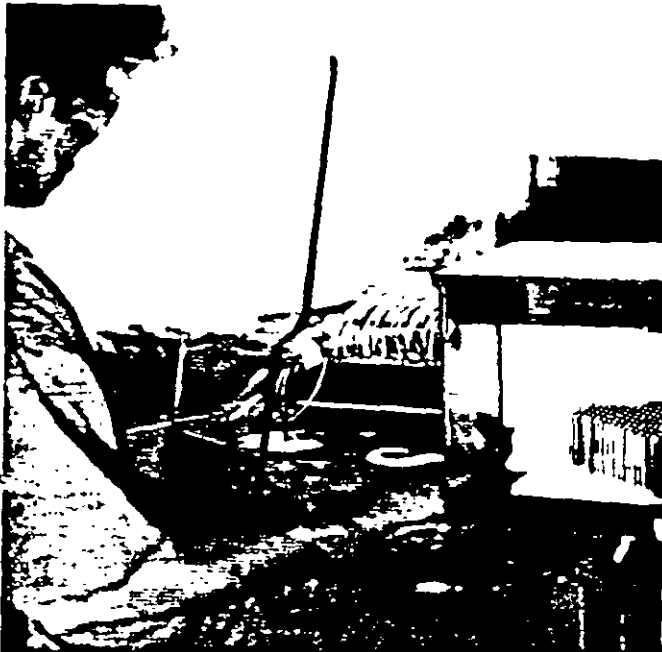


Figura 6. Conexión típica en un tiro usando "ganchos J"



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 chequear la colocación de sus colas, asegurandose de que todos los nudos estén bien hechos.

"El cordón detonante deber ser jalado lejos del manoj para evitar su contacto a una distancia de menos de 6 pulgadas de los tubos Primadet que vienen de los barrenos al nudo de manoj. Si el cordón detonante no tiene adecuado contacto con el tubo, su violenta explosión simplemente destruirá el tubo pero no lo iniciará."

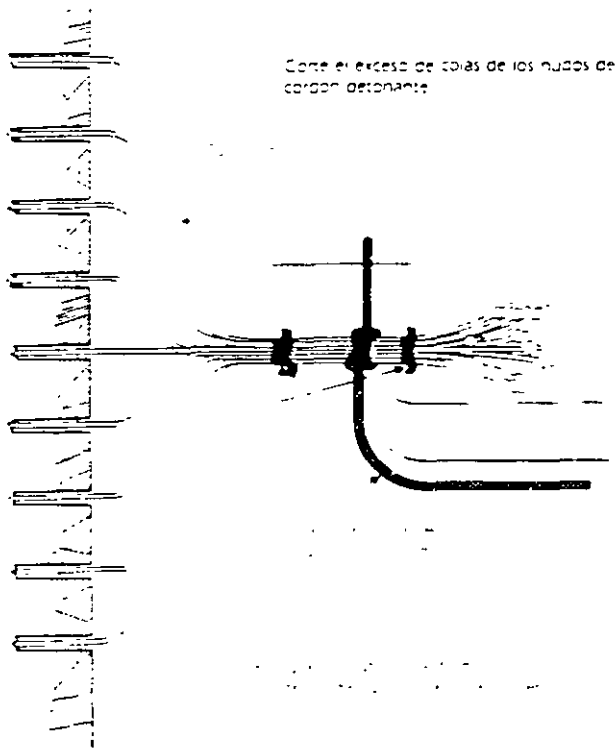


Figura 7. Metodo recomendado para hacer los manojos.

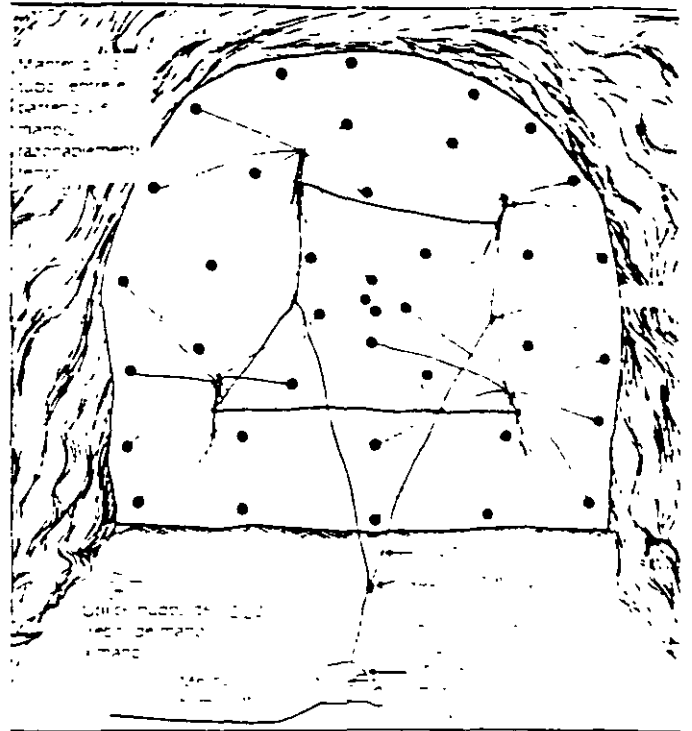


Figura 8. Conexión de tubos Primadet con cuatro manojos

II.- Trabajos de producción.

A continuación se ilustran algunas de las aplicaciones más comunes del Sistema Primadet y ejemplos que muestran la versatilidad de producto y sus ventajas, en voladuras subterráneas.

Voladuras en abanico.

La figura 9 muestra parcialmente la sección transversal de una planta en abanico cargada con Primadet MS.

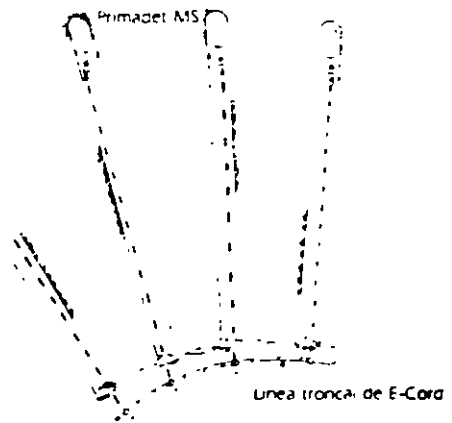


Figura 9. Barrenos en abanico cargados con Primadet MS.

Barrenacion larga.

El sistema Primadet, tambien 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

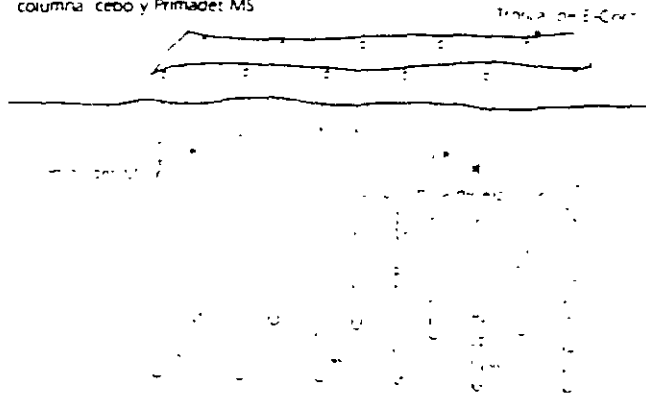


Figura 10. Barrenacion larga

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 puente, 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 10 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 cordón 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.

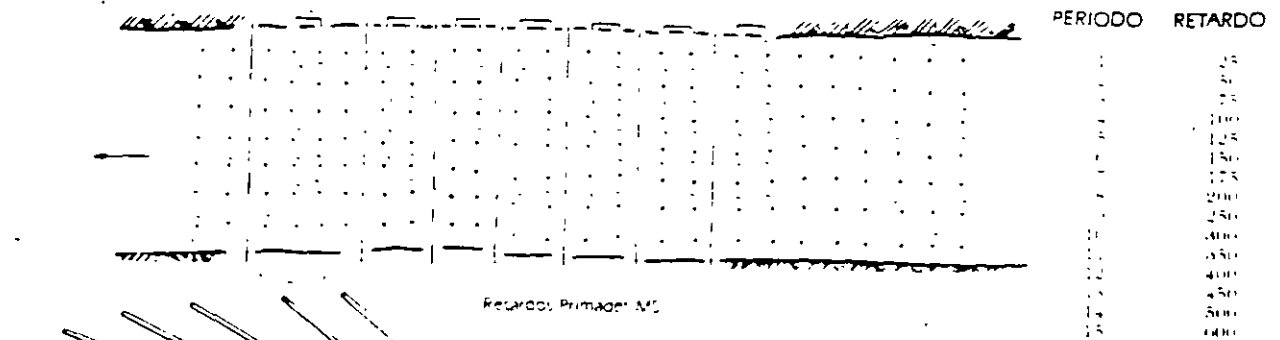


Figura 12. Secuencia de retardos sugerida con puenteo para rebajes largos.



Enlace las líneas de cordón detonante de manera que forme 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 fulminante del Primadet MS debe estar apuntando hacia la próxima serie que se quiera iniciar.

Recuerde, este es un puente unidireccional (Figura 14)

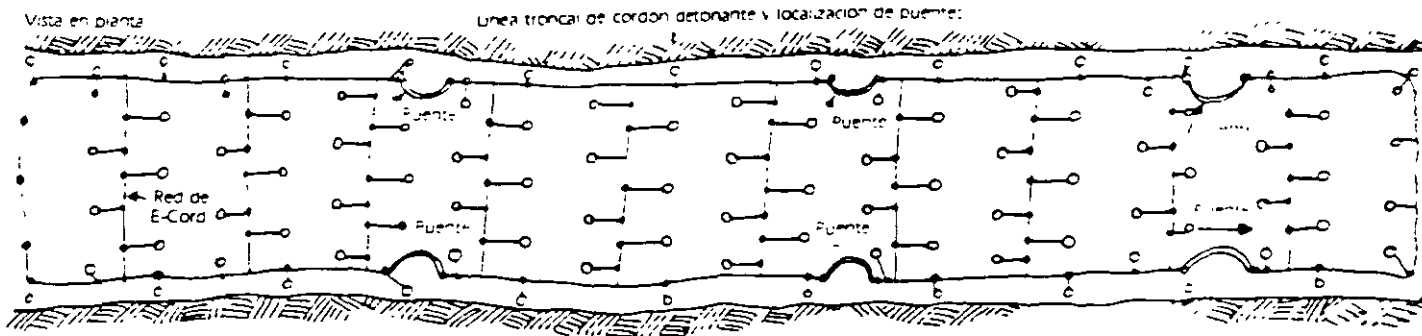


Figura 13A. Conexión con "Gancho J" utilizado en un rebaje largo y angosto

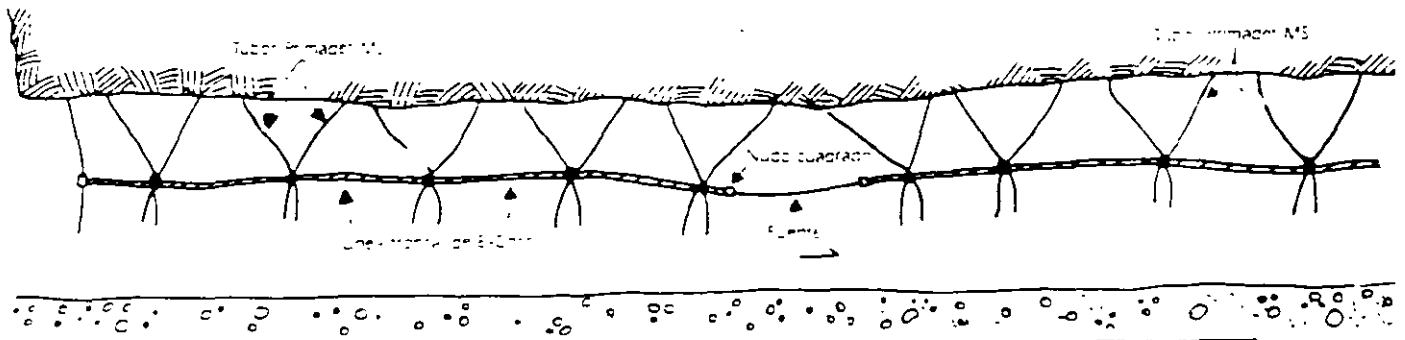


Figura 13B Tubos MS conectados a la línea troncal
Escala diferente a la utilizada en la figura 13A

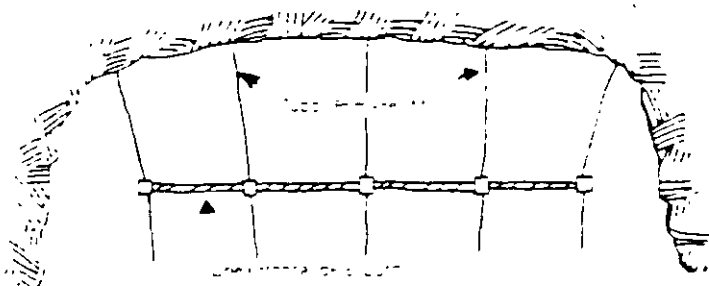
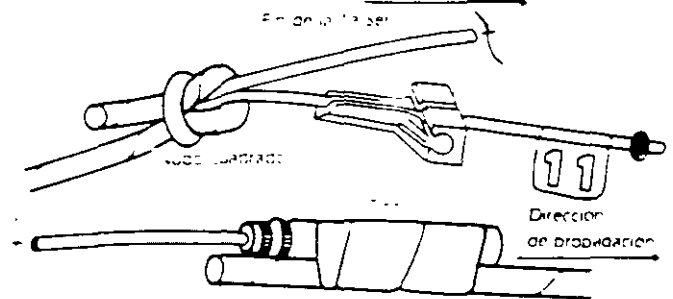


Figura 13C Vista frontal



Las conexiones con puente son muy importantes. Tome las siguientes precauciones:

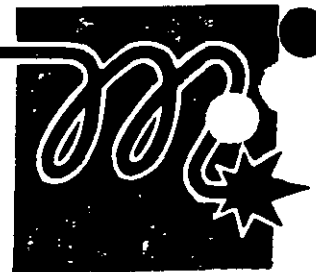
- 1- Que apunte en la dirección correcta
- 2- Que el fulminante esté bien sujeto, perpendicular a la línea troncal de la próxima serie
- 3- La cola del Primadet es anudada (o conectada mediante el "gancho J") al final de la 1ª Serie, con un nudo cuadrado a la línea troncal
- 4- Dos puentes como mínimo deben ser utilizados entre series por seguridad

Figura 14. Puenteo con Primadet

Compañía Mexicana de Mecha para Minas, S.A. de C.V.

204

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 minimize 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 strained sedimentary deposits.

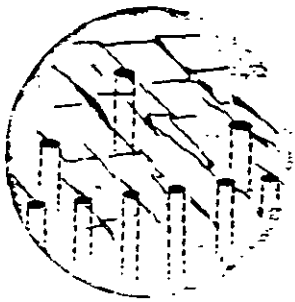
For many years, Line Drilling was the only technique used for overbreak control. Line Drilling simply involves a single row of unloaded, closely-spaced holes along the neat excavation line providing a plane of weakness to which the blast can break.

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

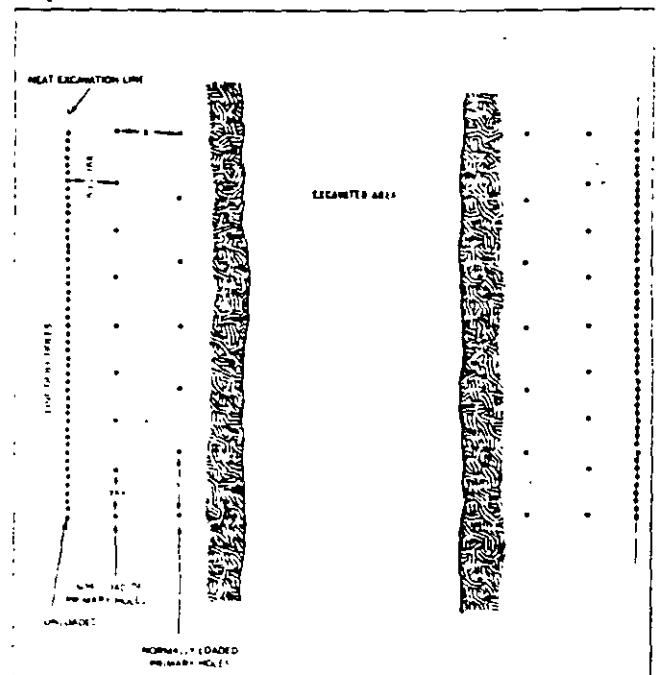
Line drill holes are generally 2 to 3" in diameter and are spaced from 2 to 4 times the hole diameter apart along the excavation line. Holes larger than 3" are seldom used in line drilling since the higher drilling costs cannot be offset by increased spacings.

The depth of line drill holes is dependent upon rock conditions; 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

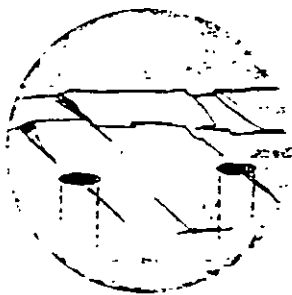
Line drilling is applicable in areas where even the light explosive loads associated with other controlled blasting techniques may cause damage beyond the excavation limit.

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, stabbing 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 6 1/2" diameter, this technique is also used with smaller diameter holes of 2 to 3 1/2". 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 experienced 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).

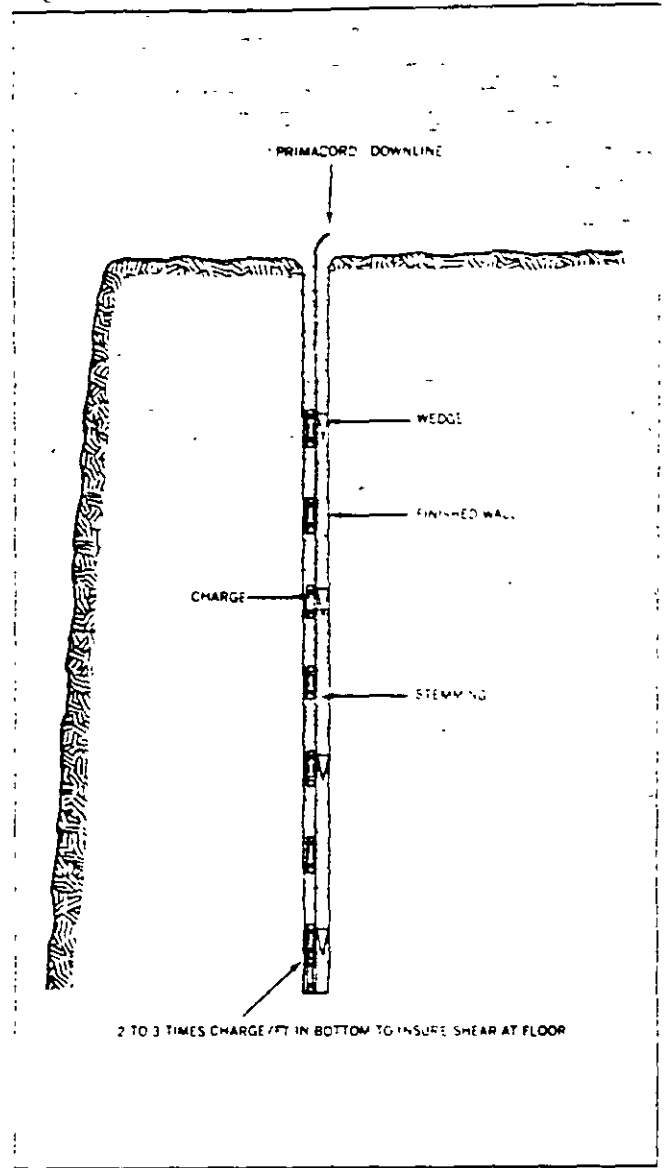
Cartridges are either taped to "Primacord" downlines or drop-loaded at the desired intervals if they have "Primacord" tubes. Spacing tubes can be used to obtain desired spacing between cartridges. If spacers are not used, stemming can be added between the drop-loaded cartridges. If a full length "Primacord" 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 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.

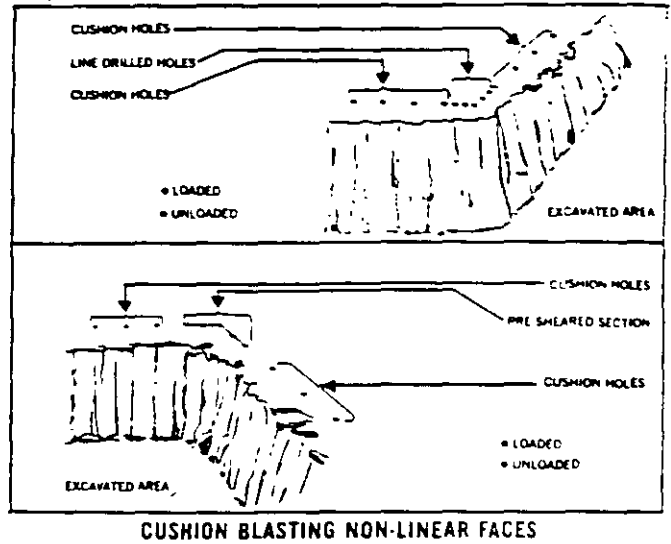
Where only the top of the formation is weathered, the guide holes need be drilled only to that depth and not to the full depth of the cushion holes. This procedure is common on the first lift or bench, since backbreak is more probable there than on lower benches. Figure 4 shows results of a combination of

Figure 4.



CUSHION BLAST RESULTS USING LARGE DIAMETER CUSHION HOLES AND SMALL DIAMETER GUIDE HOLES

Figure 3.



cushion blasting 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

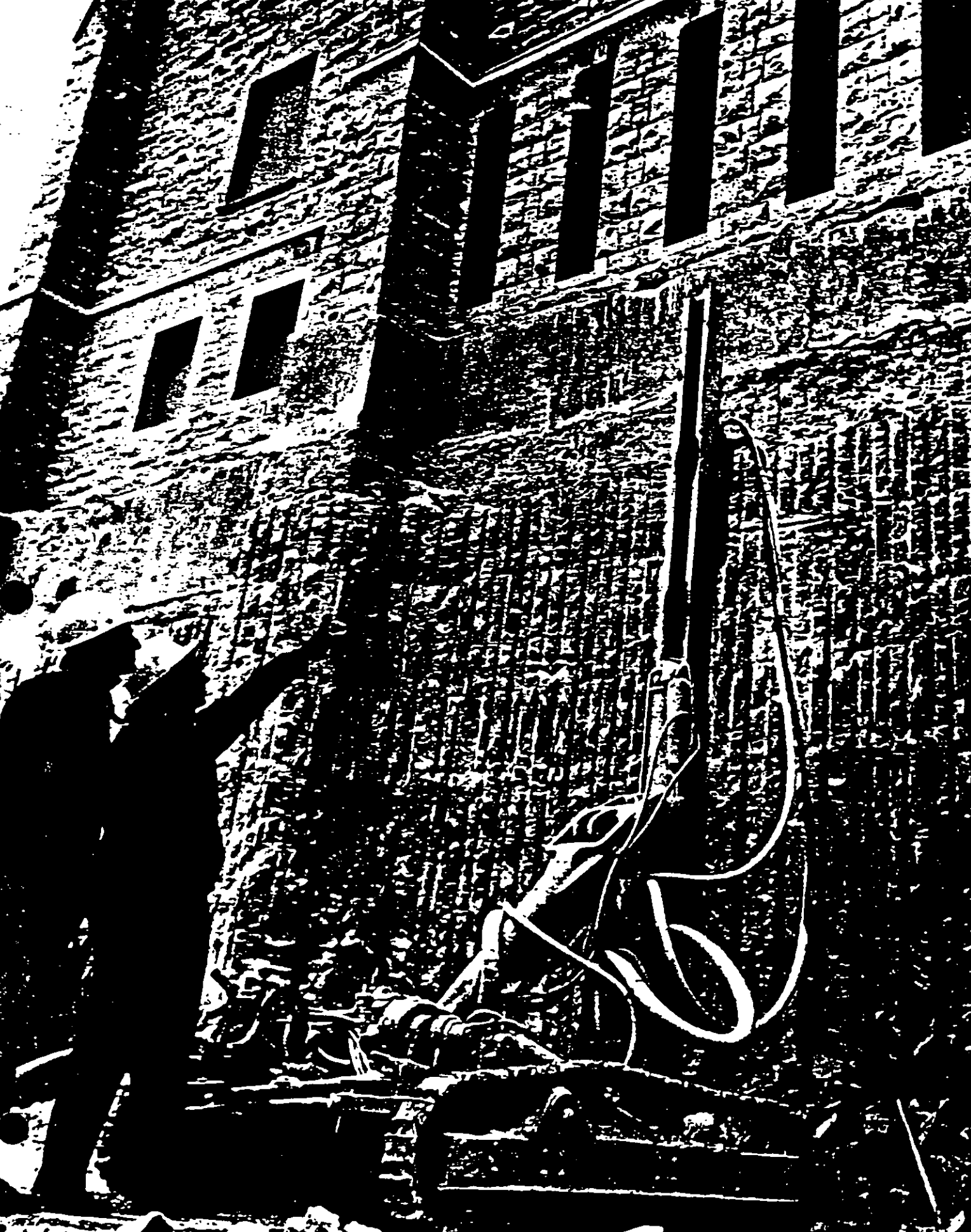
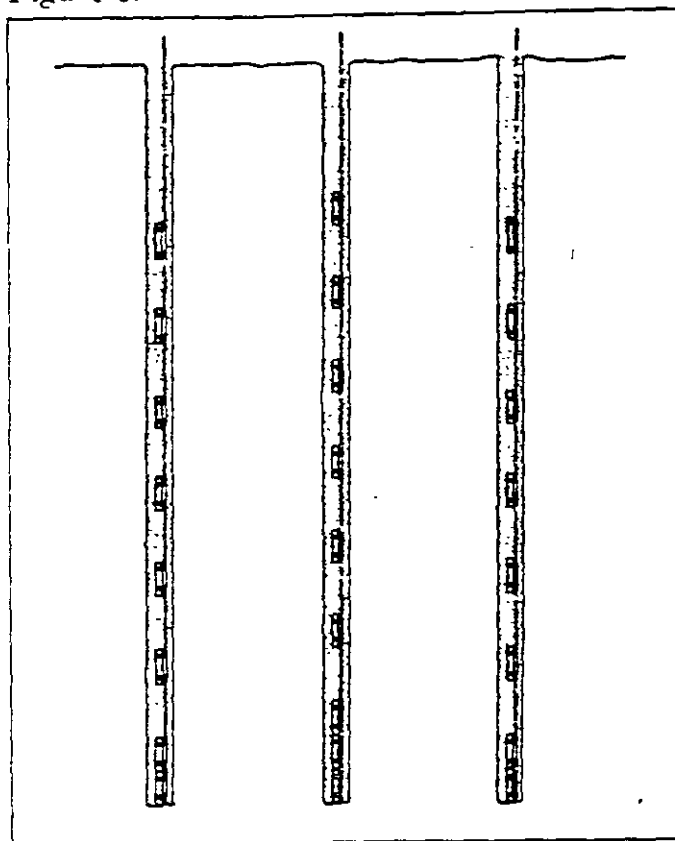


Figure 6.



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 Bjorn Kihstrom 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

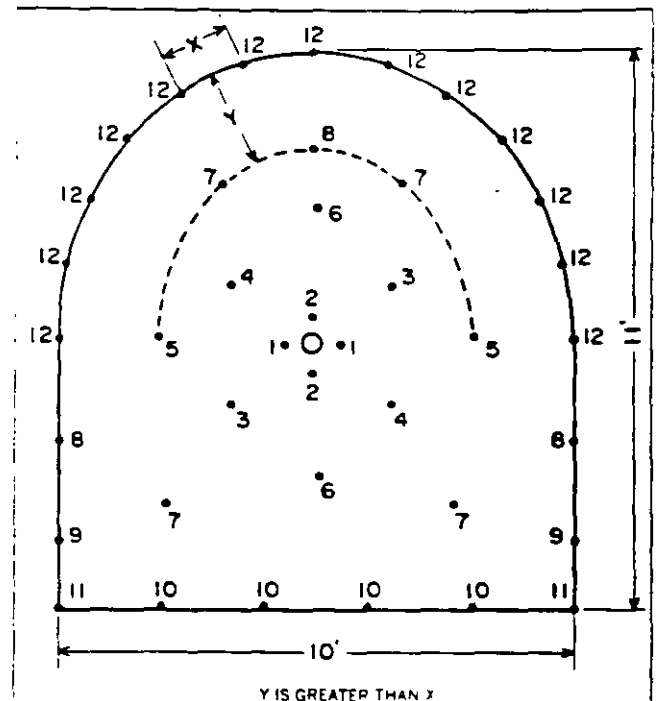
Underground Work — In underground headings where the back and ribs slough and cave because of unconsolidated material, overbreak is common due to the shattering action from the blasting.

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 1:1, loaded with light, well distributed charges, and fired with the fast 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



TYPICAL DELAY PATTERN FOR UNDERGROUND HEADING

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 rifting and permits the use of lighter charges

Figure 8.



SMOOTH BLASTING RESULTS IN UNDERGROUND HEADING

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.

Figure 9.

SMOOTH BLASTING TO REQUIRED CONTOURS

*From "The Modern Technique of Rock Blasting"
(John Winters & Sons, Inc. New York, 1963)
Courtesy Ulf Langefors*





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

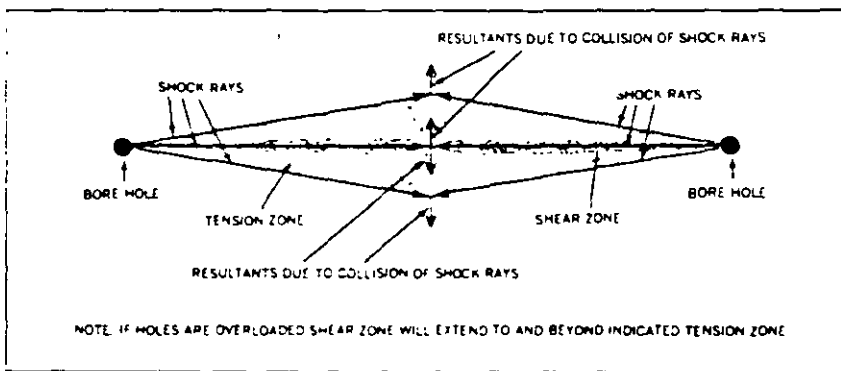
wall, minimizing shattering and overbreak. This reflection of shock waves from the primary blast also should tend to reduce vibration.

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 next 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

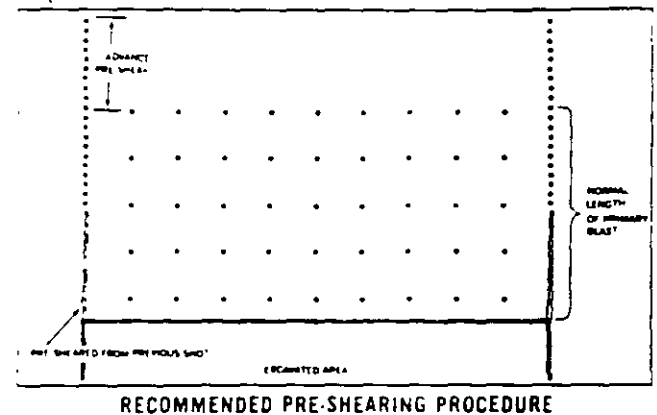
mations a Du Pont representative should be consulted before proceeding.

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

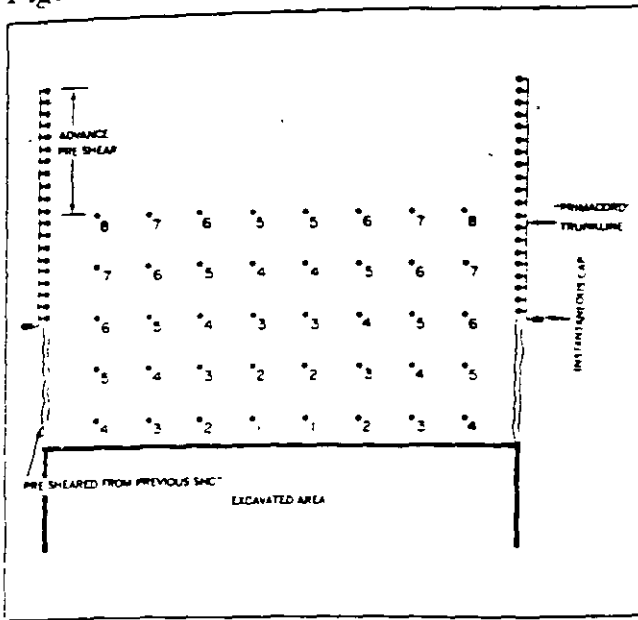
Figure 11.



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.

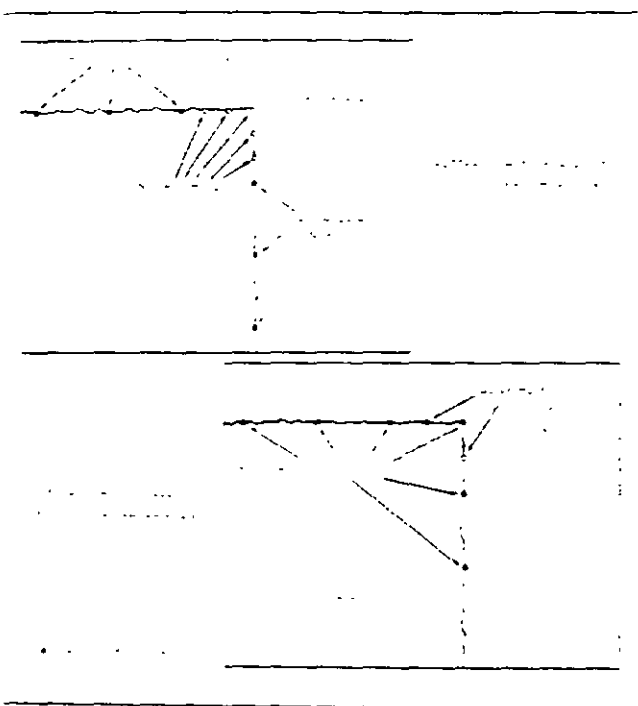


DELAY BLASTING TECHNIQUE FOR
PRE-SHEARING DURING PRIMARY BLAST

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 Lift Drilling between the normally spaced holes, the Lift 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, Lift 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 stope 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

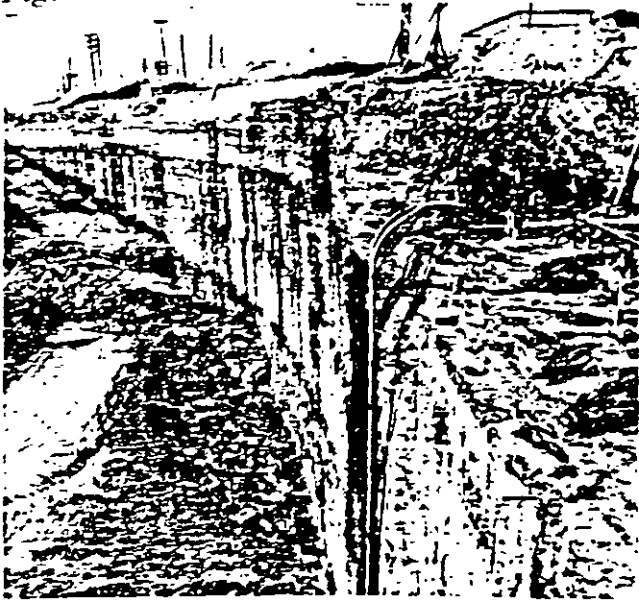
Pre-shearing offers these advantages:

- Increased hole spacing—reduced drilling costs.
- Not necessary to return to blast slopes or walls after primary excavation.

Limitations

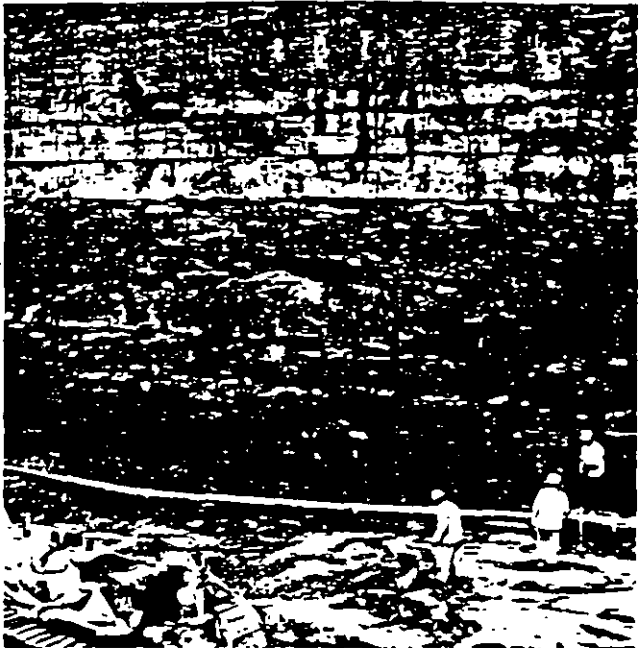
In pre-shearing, it is difficult to determine results until primary excavation is complete to the finished wall. Since pre-shearing is done before primary blasts are made, it is not possible to take advantage of the knowledge of local rock conditions that is gained in the primary blasts. Also, the hole spacings in Cushion and Smooth Blasting can usually be greater than in pre-shearing, thus reducing drilling costs.

Figure 14.



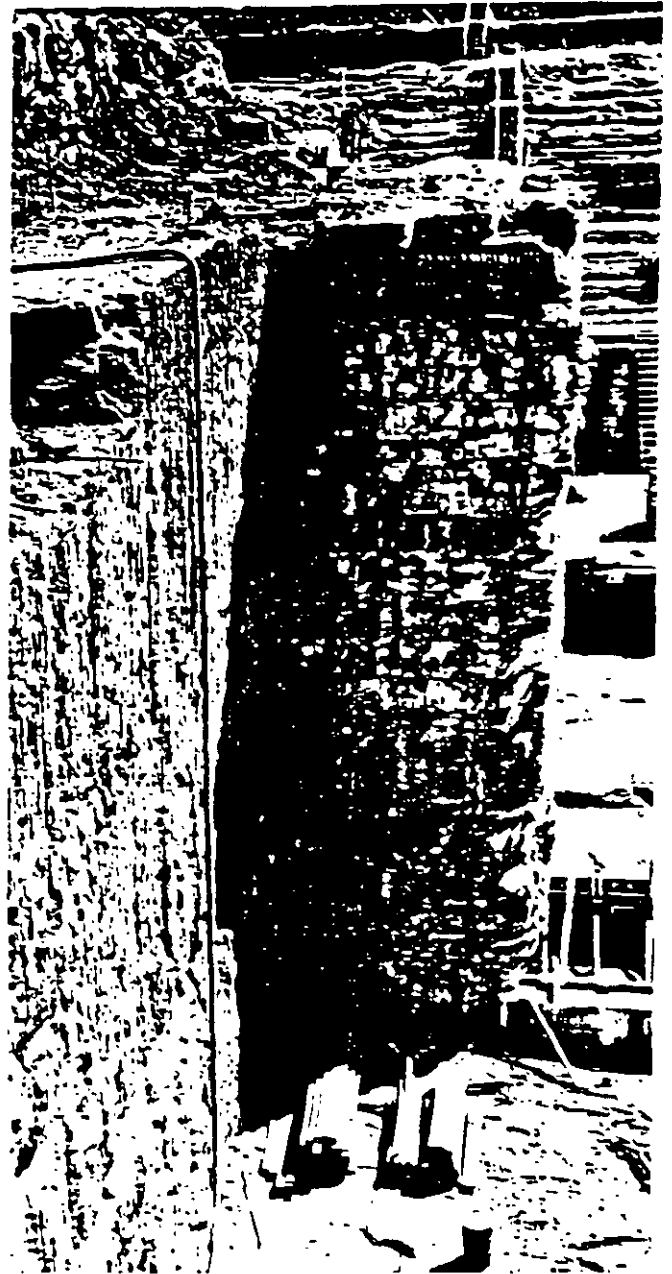
PRE-SHEAR RESULTS ACHIEVED IN LIMESTONE FACE

Figure 15.



PRE-SHEAR RESULTS IN HIGHLY STRATIFIED FORMATIONS

Figure 16.



PRE-SHEARING AROUND CORNERS—

Note line drilling between holes at top to prevent weathering 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 overshot.

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.

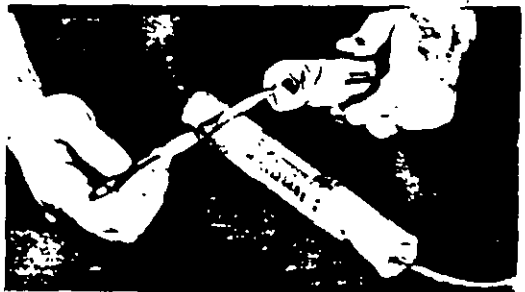
It is highly desirable that those engaged in blasting work recognize in advance the advantages and limitations of each technique. When using any of the types of controlled blasting, it is recommended that conservative trials be conducted to determine optimum loads and patterns. A few holes should be 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
1 1/8 x 8"	114	0.44	137	0.36
1 1/4 x 8"	90	0.56	110	0.45
1 1/2 x 8"	61	0.82	79	0.63
2 x 8"	36	1.40	42	1.20

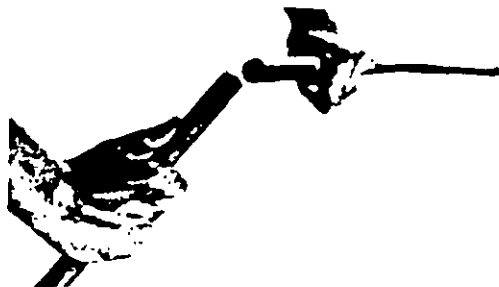
Above grades in 1 1/2" diameter and greater are either pre-bunched the full length of the cartridge or have an 8" "Primacord" tube attached for drop loading on "Primacord" downlines. "Primacord" tubes 8' long are also available for use as spacers between full or partial cartridges.



DU PONT GRADE FOR CONTROLLED BLASTING UNDERGROUND

"TRIMTEX" is a 1 1/2" diameter by 24" low density product with a stick count of 100 cartridges per 50 pounds, thus giving 1 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

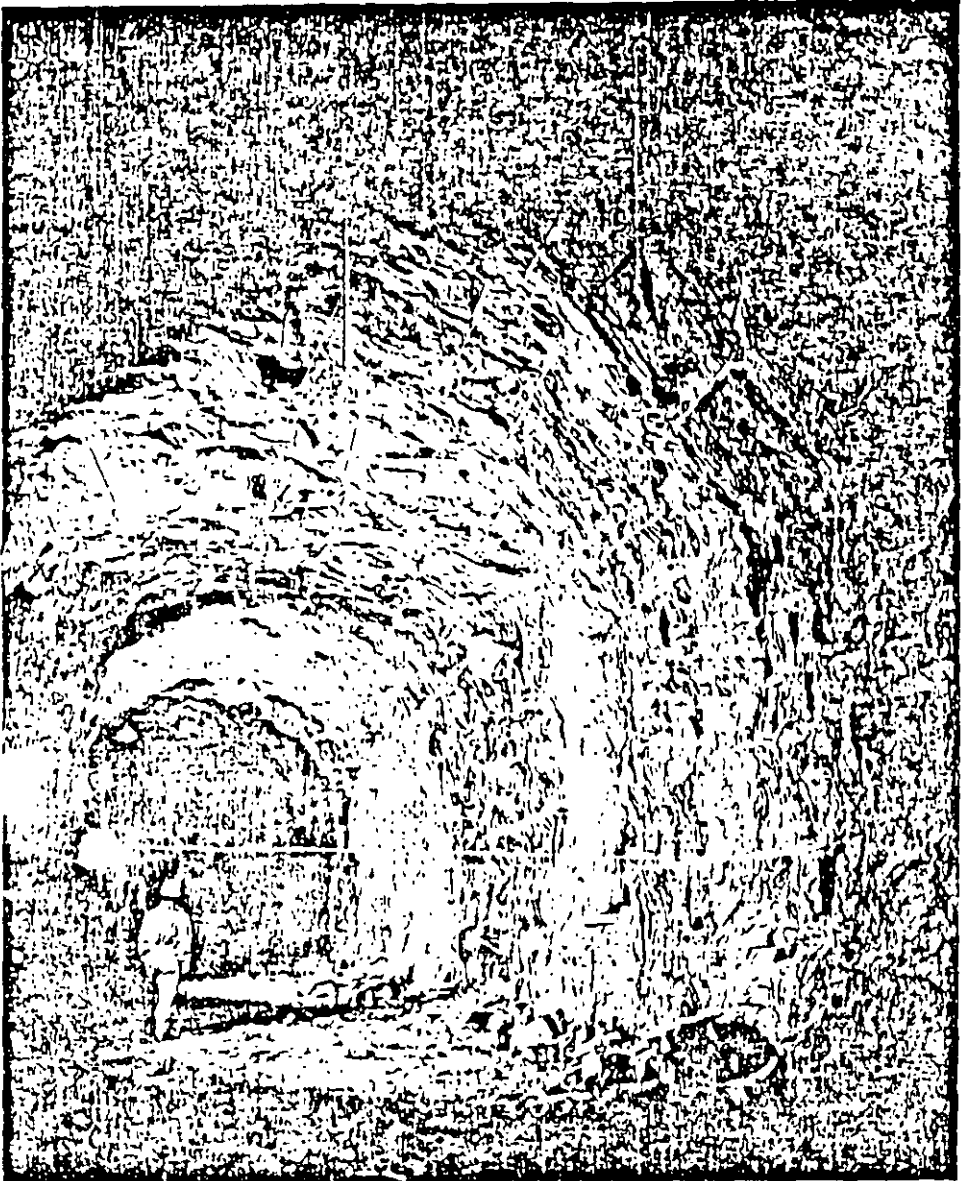


Fig. 7.1 Tunneling

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

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 ... 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.

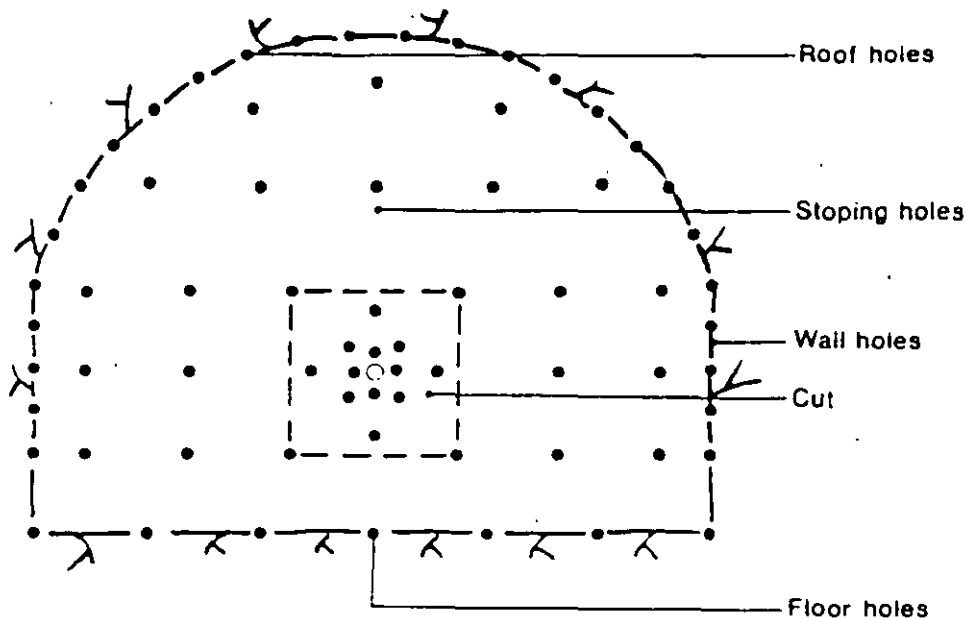


Fig 7.2 Nomenclature.

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.

$$10 \text{ cm} + 3 \text{ cm/m holedepth}$$

which keeps the "look-out" to around 20 cm

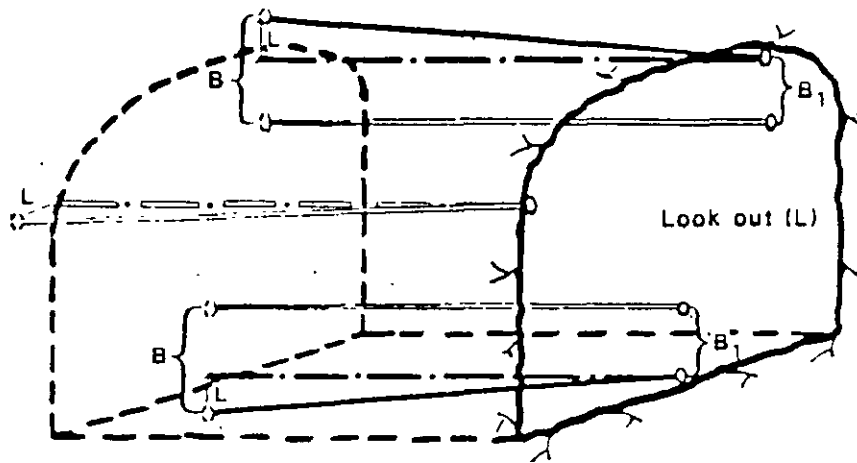


Fig. 7.3 Look-out.

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.

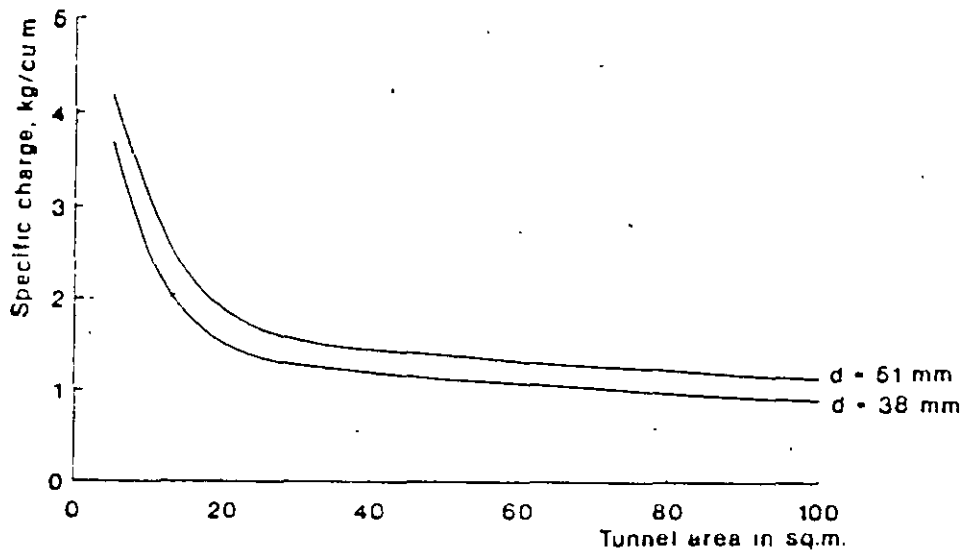


Fig. 7.4 Specific charge for different tunnel areas.

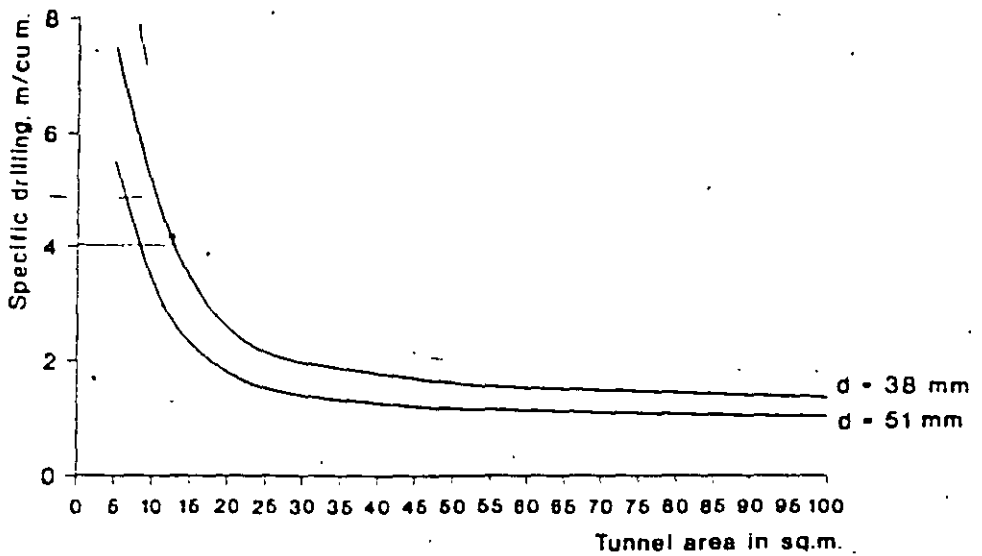


Fig. 7.5 Specific drilling for different tunnel areas.

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.

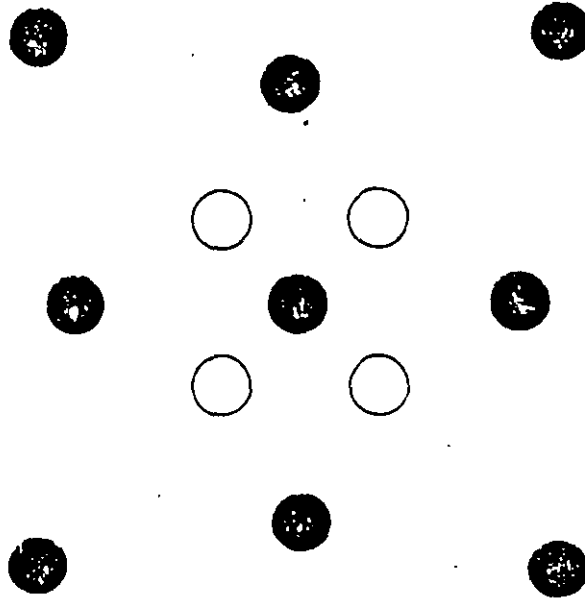


Fig. 7.6 Burn cut.

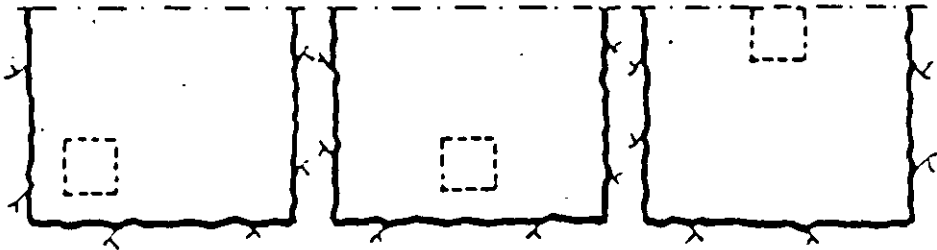


Fig. 7.7 Location of the cut.

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

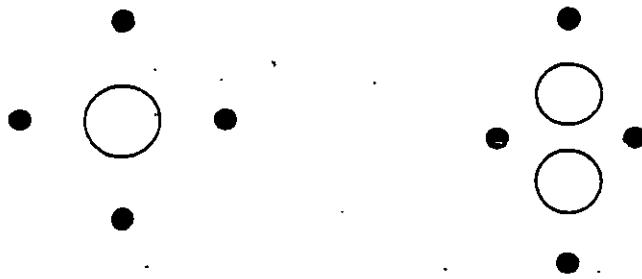


Fig. 7.8 Typical designs of large hole cuts.

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.

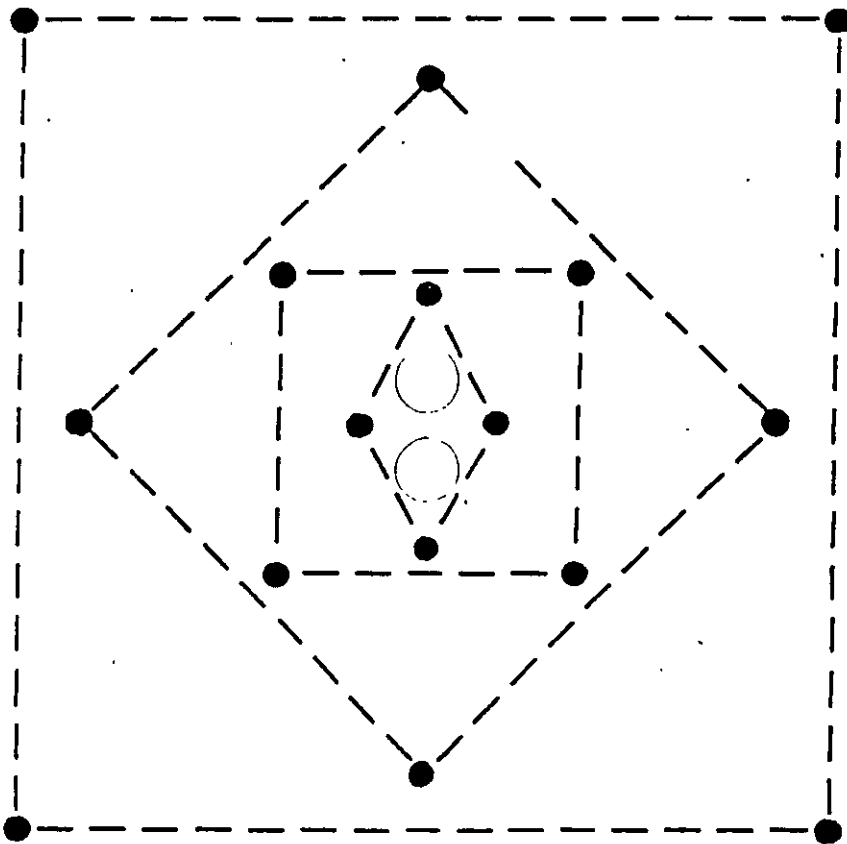


Fig. 7.9 The complete cut.

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.

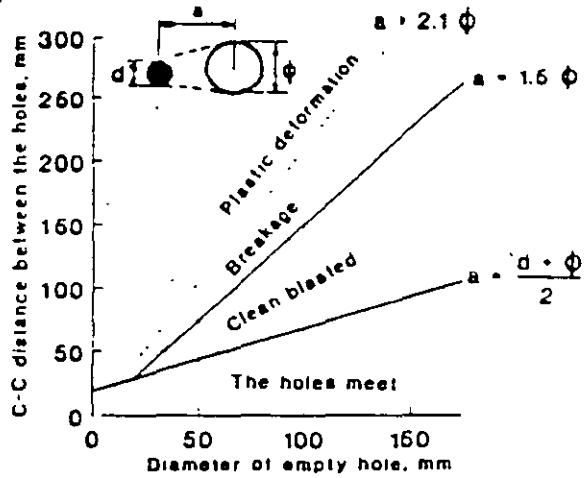


Fig. 7.10 Result when blasting from varying distances towards an empty hole of varying diameter.

(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.

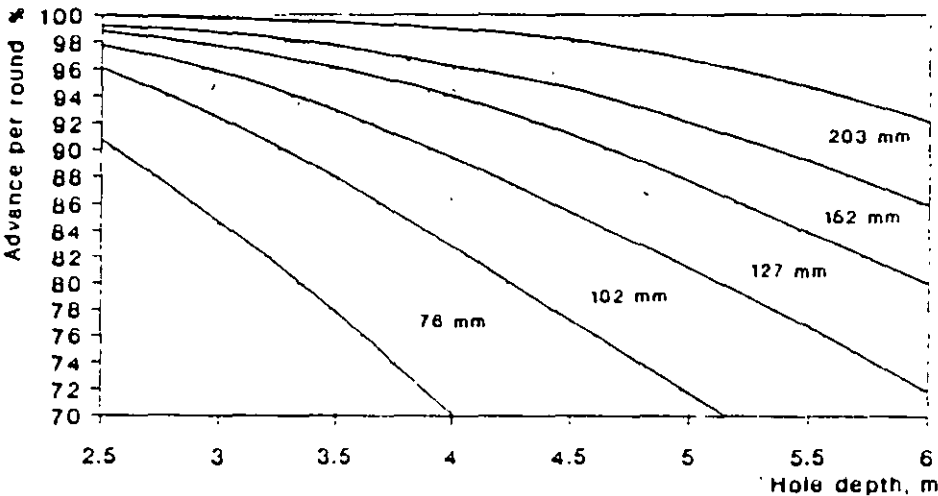


Fig. 7.11 The relation between advance in per cent of the drill depth and different empty hole diameters.

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 $1.5 \varnothing$ 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:

$$a = 1.5 \varnothing$$

Where a = C-C distance between the large hole and the blasthole

\varnothing = 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.

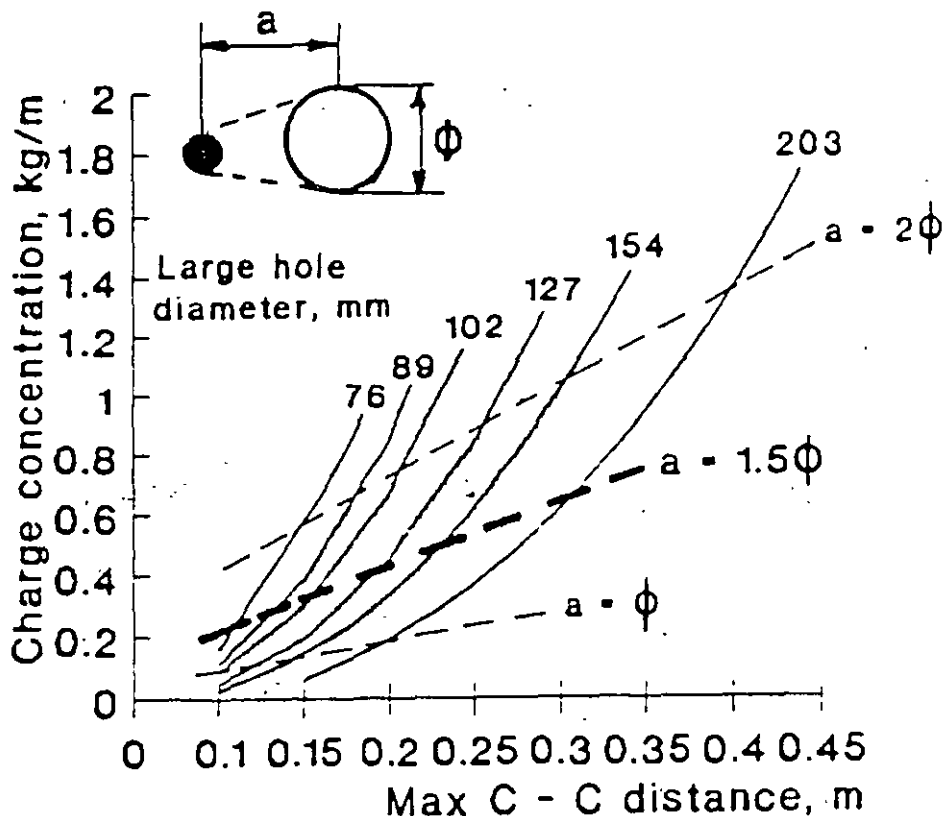


Fig 7.12 The minimum required charge concentration (kg/m) and maximum C-C distance (m) for different large hole diameters.

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 $B=W$.

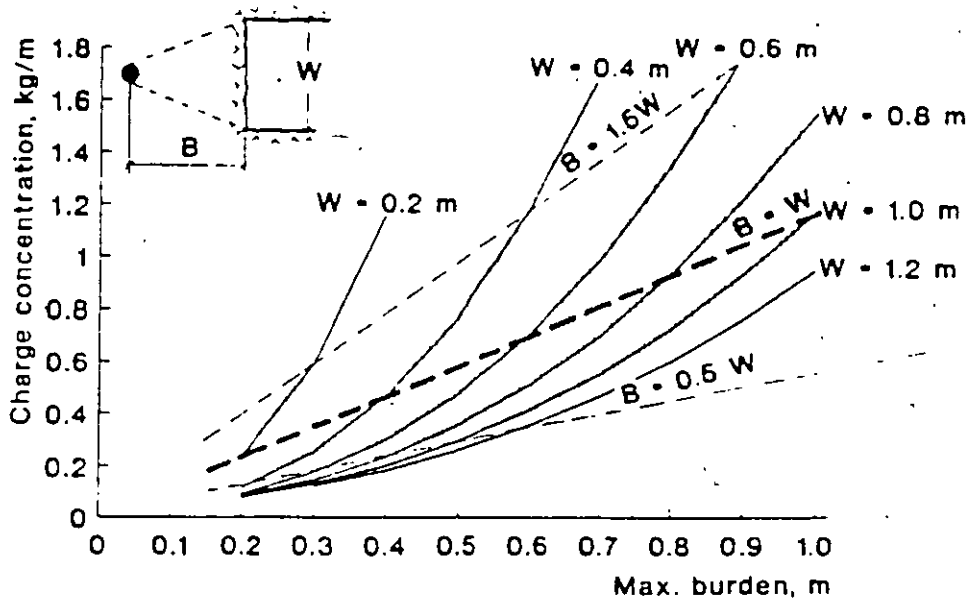


Fig. 7.13 The required minimum charge concentration (kg/m) and maximum burden (m) for different widths of the opening.

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:

$$a = 1.5 \text{ } \phi$$

$$W_1 = a\sqrt{2}$$

ϕ mm =	76	89	102	127	154
-------------	----	----	-----	-----	-----

a mm =	110	130	150	190	230
--------	-----	-----	-----	-----	-----

W_1 mm =	150	180	210	270	320
------------	-----	-----	-----	-----	-----



2nd square:

$$B_1 = W_1$$

$$C-C = 1.5W_1$$

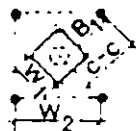
$$W_2 = 1.5W_1\sqrt{2}$$

ϕ 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:

$$B_2 = W_2$$

$$C-C = 1.5W_2$$

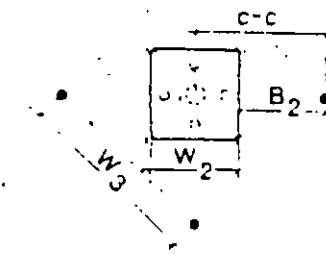
$$W_3 = 1.5W_2\sqrt{2}$$

ϕ 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:

$$B_3 = W_3$$

$$C-C = 1.5W_3$$

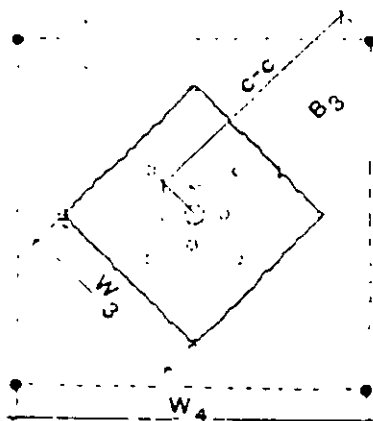
$$W_4 = 1.5W_3\sqrt{2}$$

ϕ 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.

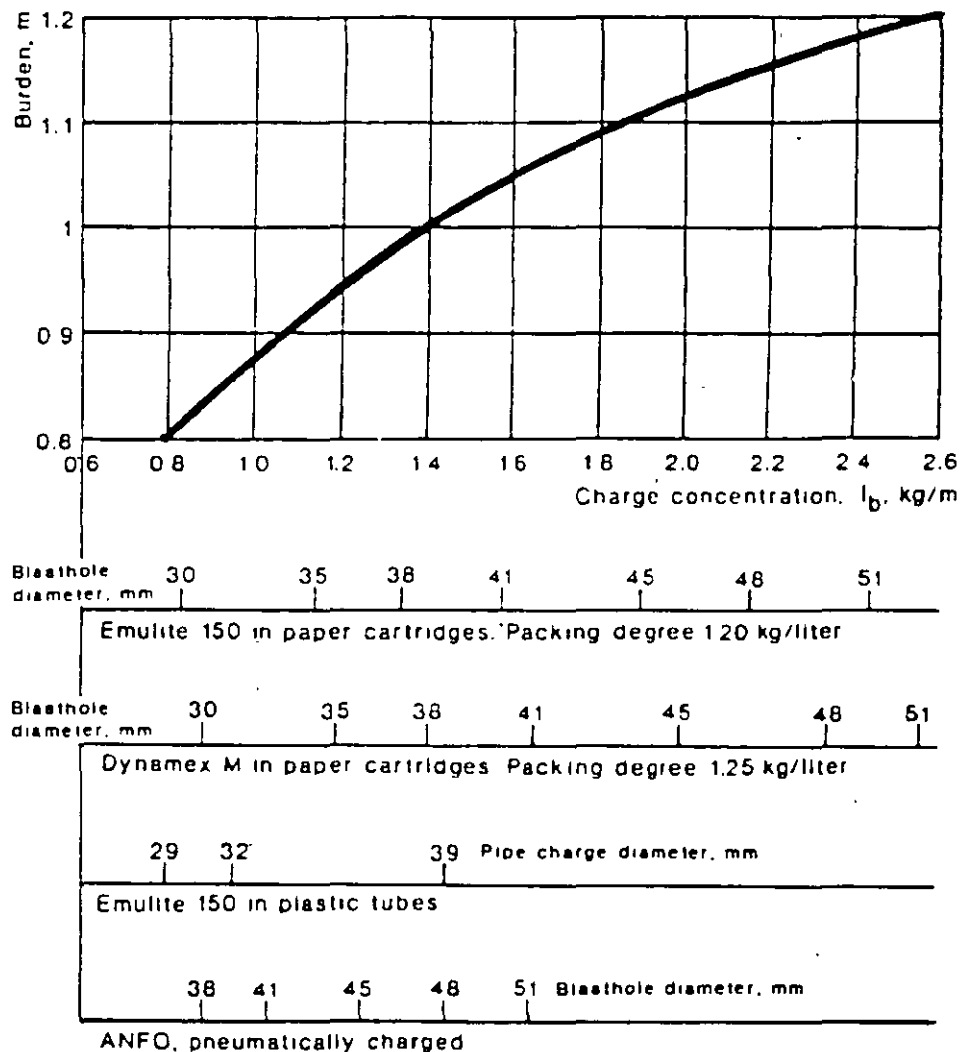


Fig. 7.14 The burden B in relation to the concentration of the bottom charge for different hole diameters and different explosives

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	$0.4 \times l_b$	$0.5 \times B$
Roof	$0.9 \times B$	$1.1 \times B$	$1/6 \times H$	l_b	$0.3 \times l_b$	$0.5 \times B$
Stoping:						
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 stoping holes. However, the floor holes are more heavily charged than the stoping 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° .

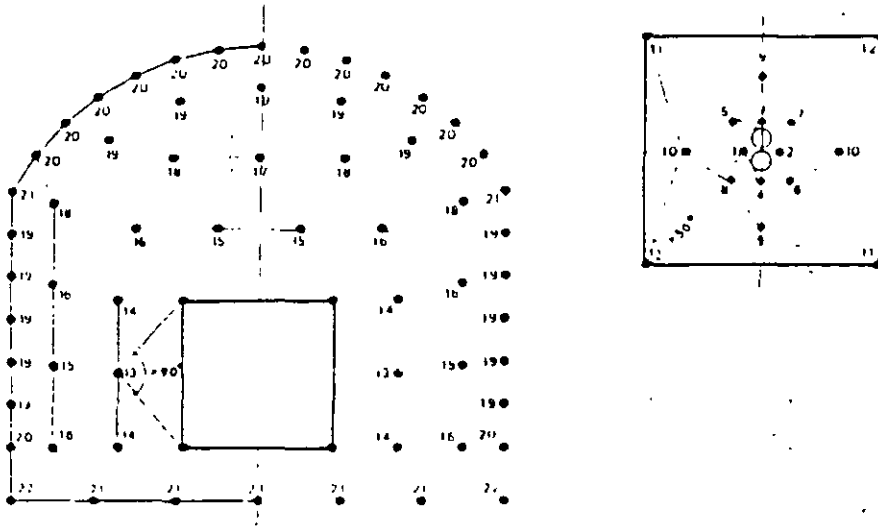


Fig. 7.15 Firing sequence for tunnel in numerical order.

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.

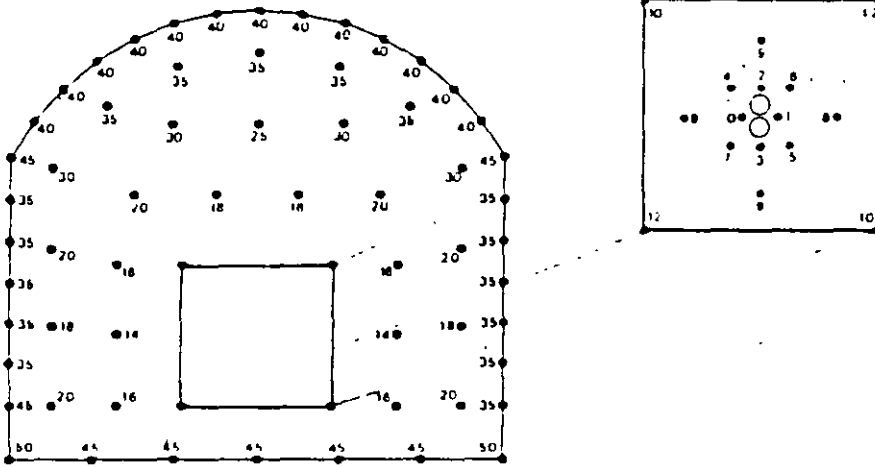


Fig. 7.16 Typical firing pattern for NONEL GT17.

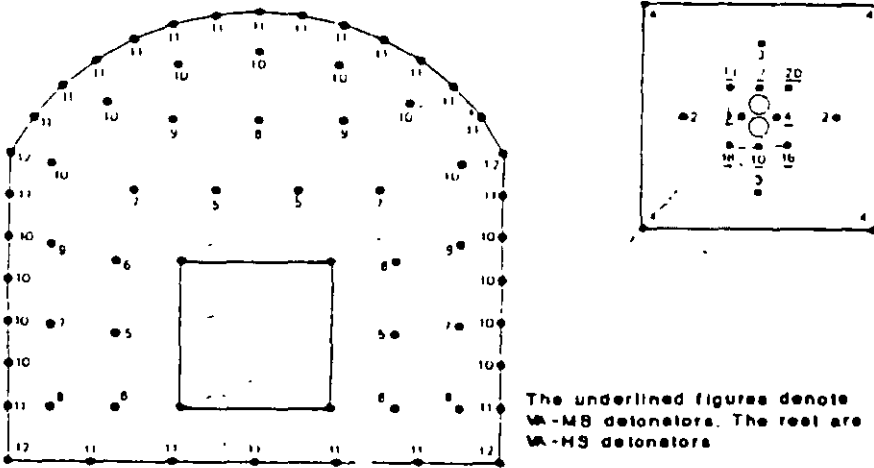


Fig. 7.17 Typical firing pattern for VAIMS and VAHS detonators.

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.

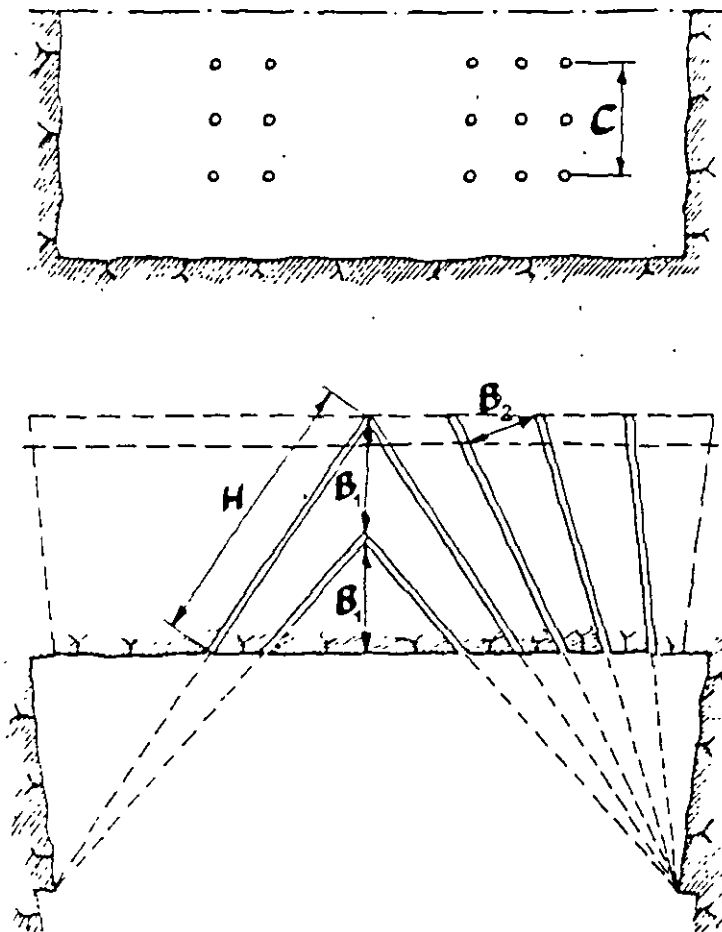
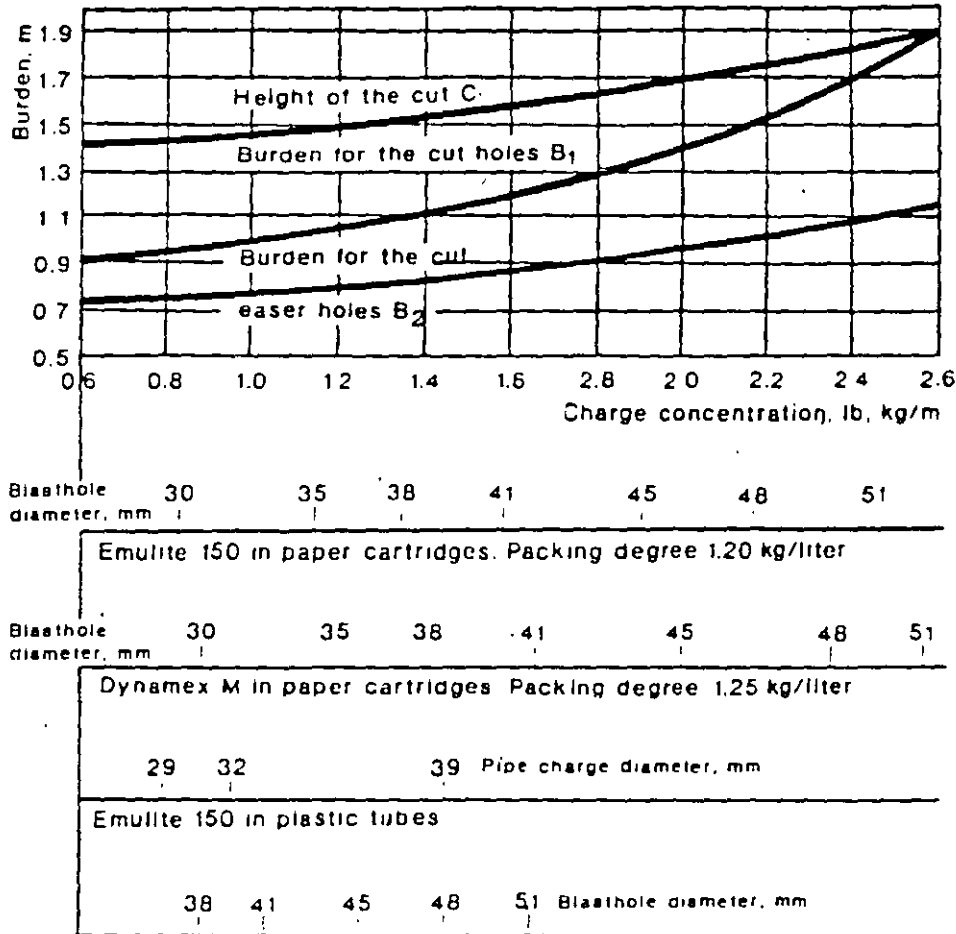


Fig. 7.18 V-cut.

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.

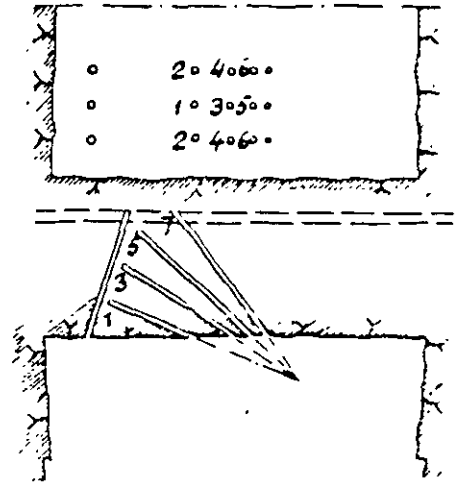


Fig. 7.20 Fan cut

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 stoping part of the round.

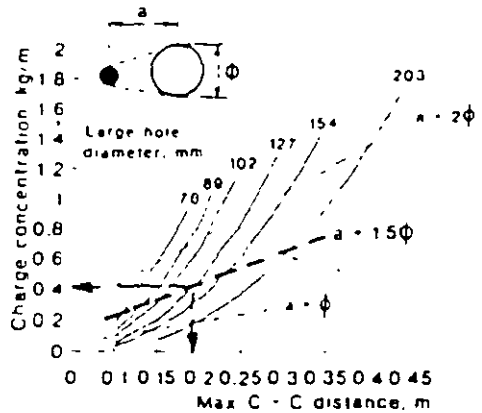
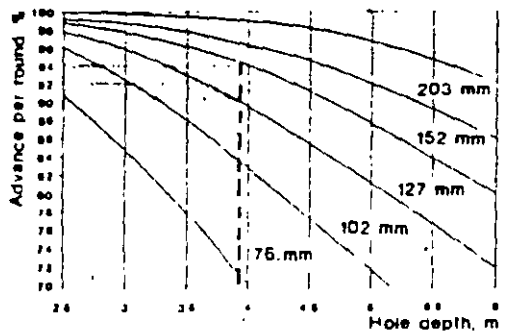
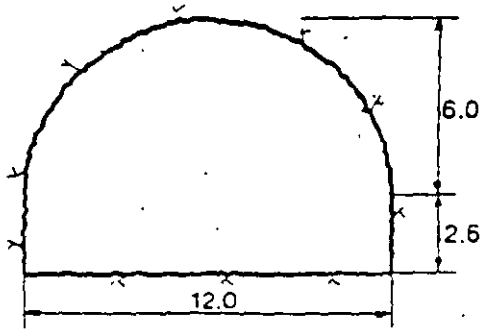
The drilling equipment is an electro hydraulic jumbo with 4.3 m steel length and feed travel of 3.9 m.

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 $0.5 \times B$.

$$Q = l_c(H - h_u)$$

$$Q = 0.55(3.9 - 0.15)$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$

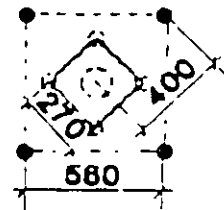
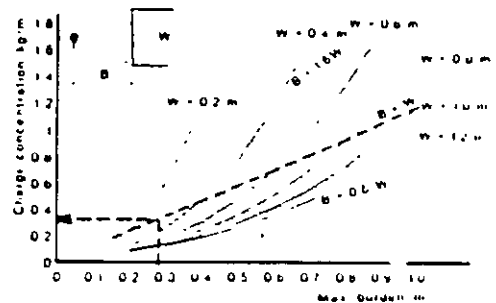
Key data for the 2nd square:

$$B = 0.27 \text{ m}$$

$$W_2 = 0.56 \text{ m}$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$

152



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 25×200 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 29×200 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 $0.5 \times B$.

$$O = I_1(H-h_0)$$

$$O = 0.90(3.9-0.3)$$

$$O = 3.2 \text{ kg}$$

Key data for the 3rd square:

$$B = 0.56 \text{ m}$$

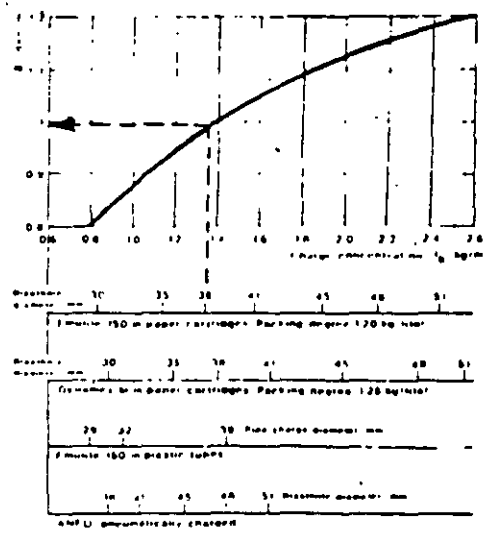
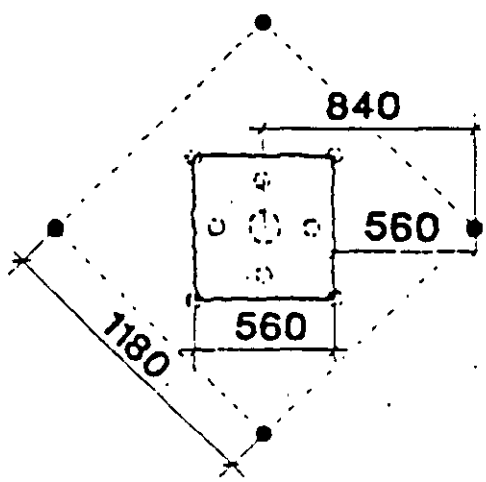
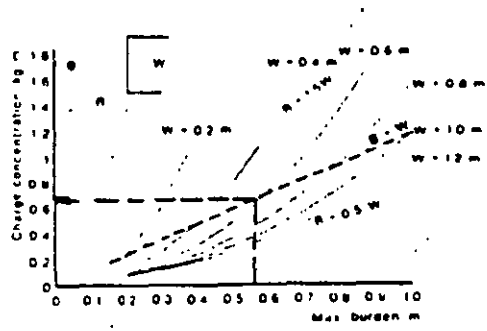
$$W_3 = 1.18 \text{ m}$$

$$Q = 3.2 \text{ kg.}$$

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 bottom charge (m)	Charge concentration		
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	Stemming (kg/m)
Face	1-B	1.1-B	1.3-M	✓	1.0-B	0.2-B
Wall	0.9-B	1.1-B	1.0-M	✓	0.5-B	0.1-B
Head	0.9-B	1.1-B	1.0-M	✓	0.3-B	0.3-B
★ Sloping						
Upwards	1-B	1.1-B	1.3-M	✓	0.5-B	0.5-B
Horizontal	1-B	1.1-B	1.3-M	✓	0.5-B	0.5-B
Downwards	1-B	1.2-B	1.3-M	✓	0.5-B	0.5-B

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 $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$

$$h_c = 0.5B$$

$$h_c = 0.5 \times 1.0 = 0.5 \text{ m}$$

$$h_1 = H - h_b - h_c$$

$$h_1 = 3.9 - 1.3 - 0.5$$

$$h_1 = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = l_c \times h_c$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1$$

$$Q_c = 1.9 \text{ kg}$$

$$Q_{tot} = Q_b + Q_c$$

$$Q_{tot} = 1.75 + 1.9$$

$$Q_{tot} = 3.65 \text{ kg}$$

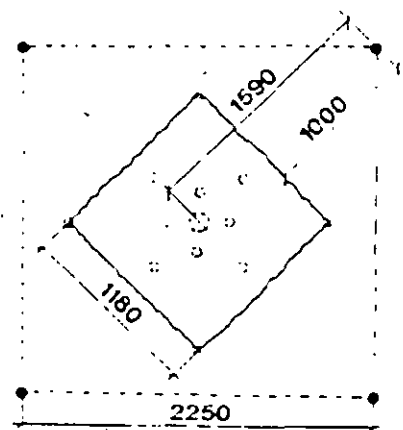
Key data for the 4th square:

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$W_4 = 2.2 \text{ m}$$

$$Q = 3.65 \text{ kg}$$

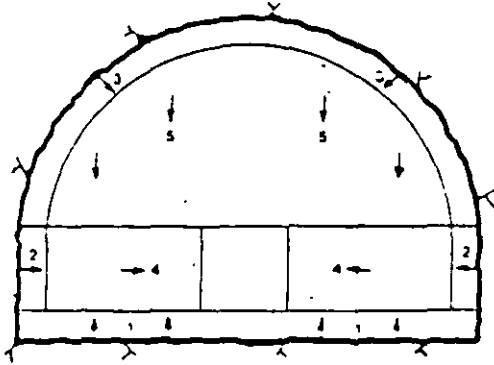
154



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.



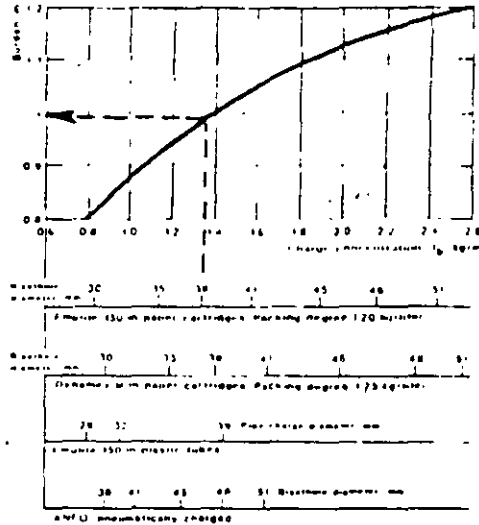
The reason for starting with the perimeter holes is to decide the burdens and spacings for the outer boundaries of the round.

When these calculations are completed the cut and the stoving 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 $10 \text{ cm} + 3 \text{ cm/m}$ 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 $1.1 \times B$. 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:

$$l_c = l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_c = 0.2 \times B = 0.2 \text{ m}$$

$$h_k = H - h_b - h_c = 2.4 \text{ m}$$

$$Q_c = 1.35 \times 2.4 = 3.25 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 3.25 = 5.0 \text{ kg}$$

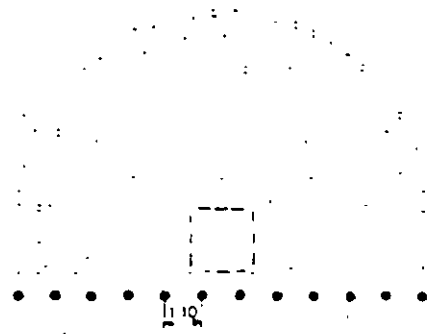
Part of round	Height (m)	Spacing (m)	Height of charge (m)	Charge		Stemming (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	1.0	1.1	1.3	1.35	1.0	0.2
Wall	0.4	1.1	1.3	1.35	0.4	0.5
Roof	0.9	1.1	1.3	1.35	0.3	0.5
Stopping						
Upwards	1.1	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
Horizontal	1.0	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
Downwards	1.0	1.1	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 drilling and charging pattern.

The drilling pattern is taken from the smooth blasting table and the burden is chosen to 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 $0.8 - 0.2 = 0.6 \text{ m}$

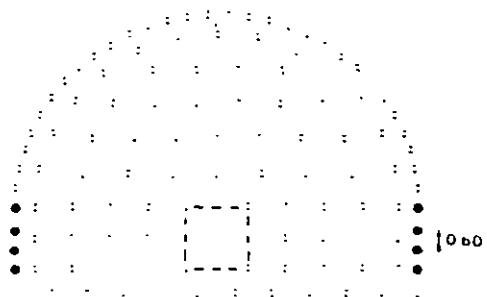
Key data for the wall holes:

$B = 0.8 \text{ m}$

$S = 0.6 \text{ m}$

$Q = 0.92 \text{ kg}$

Parameter Name Unit	Charge unit Concentration kg/m	Charge type	Burden m	Spacing m
25-30	0.11	17 mm Gurit	0.8	0.6
25-40	0.23	17 mm Gurit	0.6	0.6
25-60	0.42	17 mm Gurit	1.0	1.1
25-64	0.45	25 mm Emulite	1.1	1.2



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.

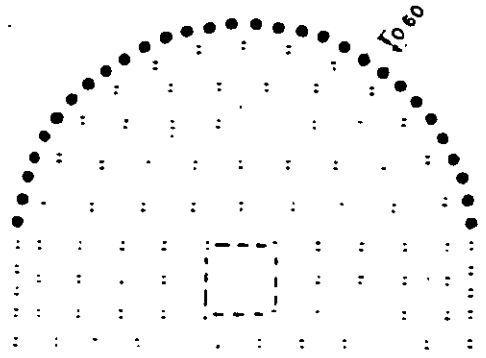
The "look-out" must be considered in this case as well.

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:

$$l_c = 0.90 \text{ kg/m}$$

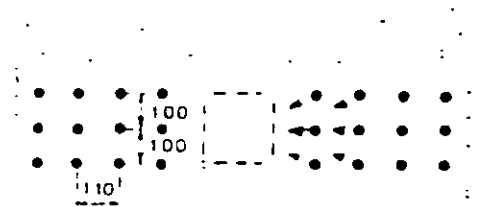
$$h_c = 0.5 \times B = 0.5 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_n = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1 = 1.9 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 1.9 = 3.65 \text{ kg}$$



Plan of site	Height				Charge	
	Bottom (m)	Top (m)	Bottom (m)	Bottom (m)	Column (kg/m)	Summing (kg)
Flow	1.8	1.1	1.3	1.3	1.1	0.7-0
Wall	0.4-0	1.1	1.6	1.6	0.4	0.5-0
Flow	0.9	1.1	1.6	1.6	0.3	0.5-0
Stopping						
• Stoppage	1.8	1.1	1.3	1.3	0.5	0.5-0
• Stoppage	1.8	1.1	1.3	1.3	0.5	0.5-0
• Stoppage	1.8	1.1	1.3	1.3	0.5	0.5-0

Key data for stoping holes upwards and horizontal:

B = 1.0 m
S = 1.1 m
Q = 3.65 kg

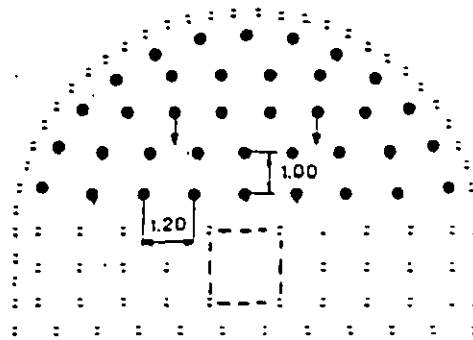
Part of the round	Bushing (m)	Spacing (m)	Magnum bottom charge (m)	Charge concentration		Summing (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	1 x B	11 x B	1/3 x M	1/2	10 x 1/2	0.2 x B
Wall	0.8 x B	11 x B	1/6 x M	1/2	0.4 x 1/2	0.5 x B
Roof	0.9 x B	11 x B	1/6 x M	1/2	0.3 x 1/2	0.5 x B
Stoping						
Upwards	1 x B	11 x B	1/3 x M	1/2	0.5 x 1/2	0.5 x B
Horizontal	1 x B	11 x B	1/3 x M	1/2	0.5 x 1/2	0.5 x B
Downwards	1 x B	12 x B	1/3 x M	1/2	0.5 x 1/2	0.5 x B

5. Stopping downwards.

The design of the drilling pattern for stopping downwards is similar to stopping 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.

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 $127 \times 425 = \text{approx. 54000 units.}$

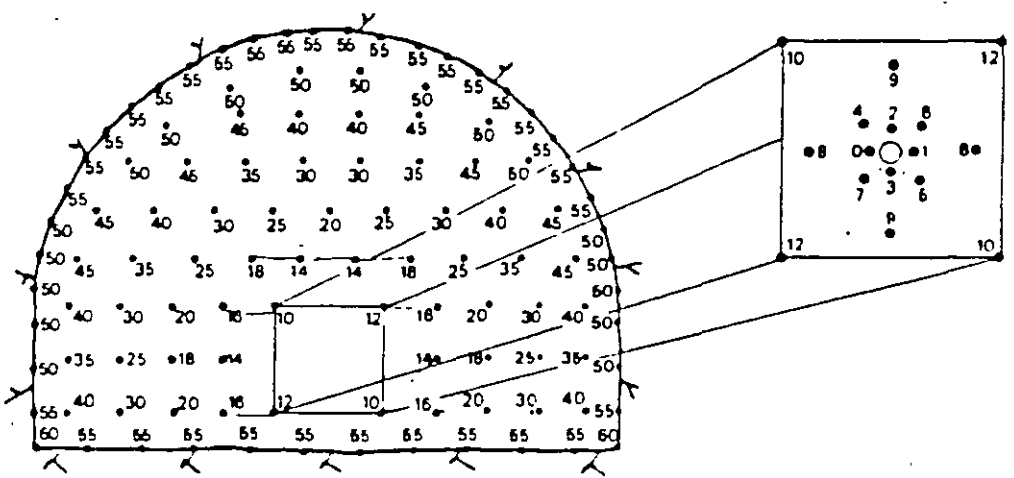


Fig 7.21 Drilling and firing pattern.

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.

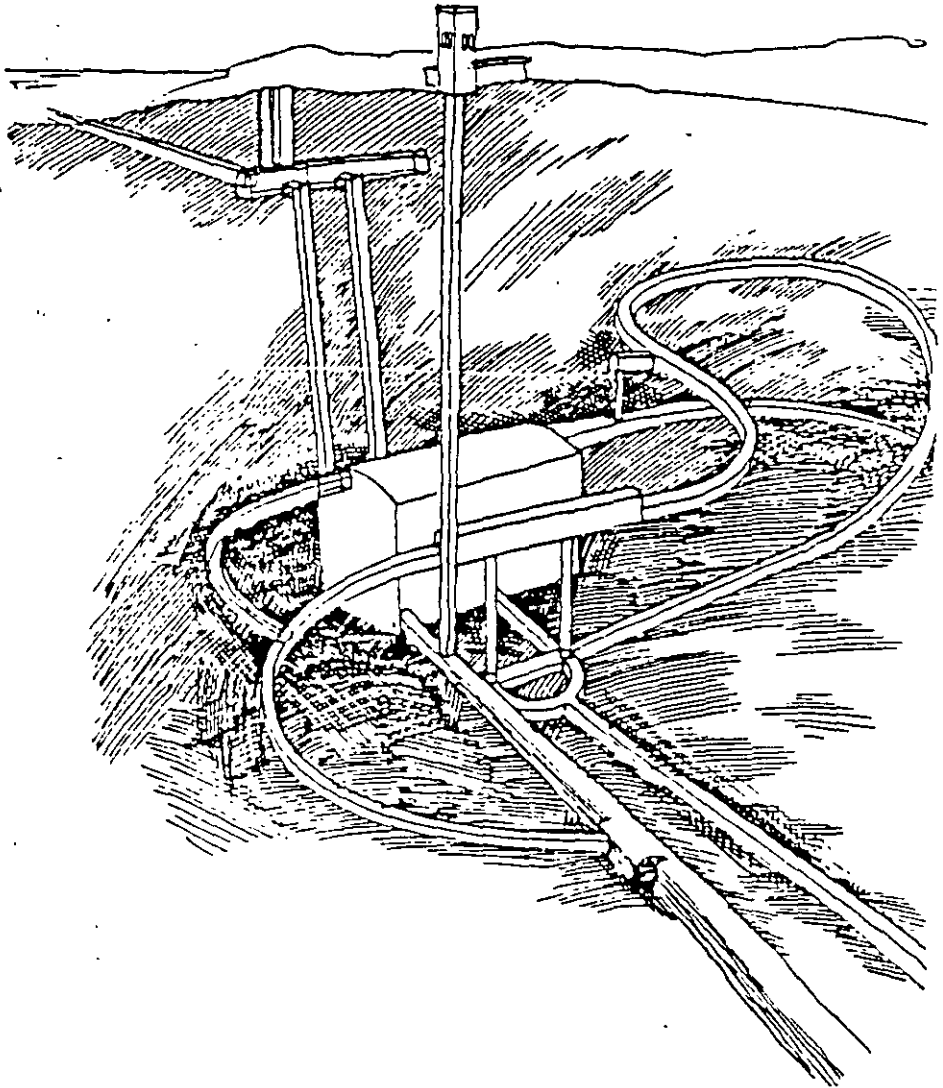


Fig. 7.22 Typical tunnel system in a hydroelectric power plant.

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.

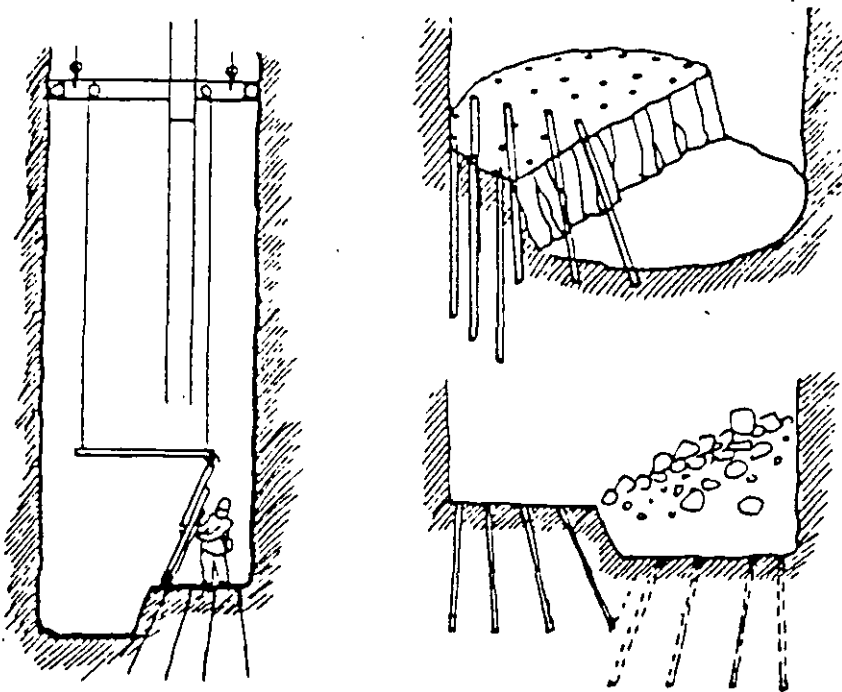


Fig. 7.23 Shaft sinking by benching.

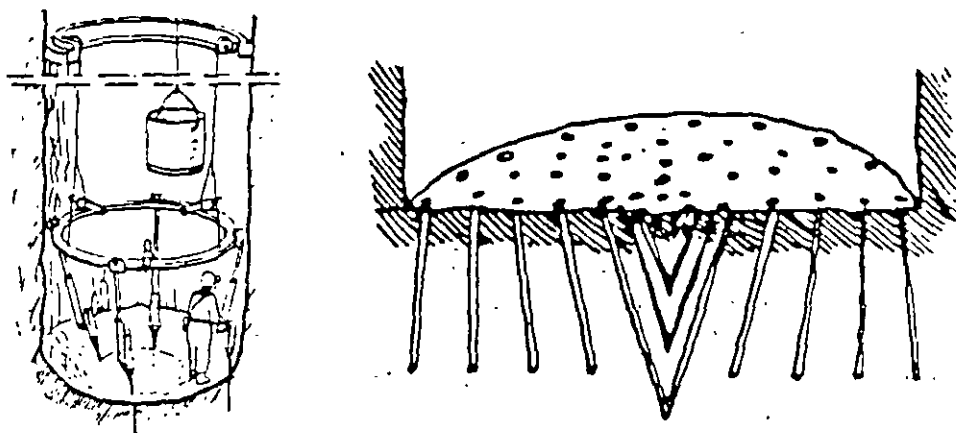


Fig. 7.24 Shaft sinking with pyramid cut.

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. Emulte 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.

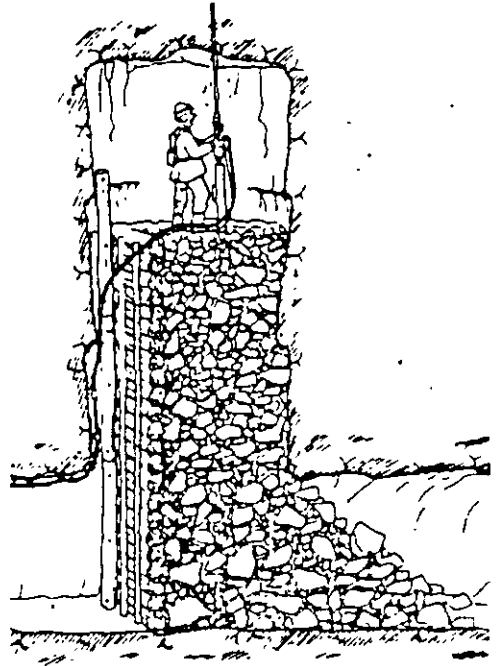


Fig. 7.25 Timbered raise shaft.

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.

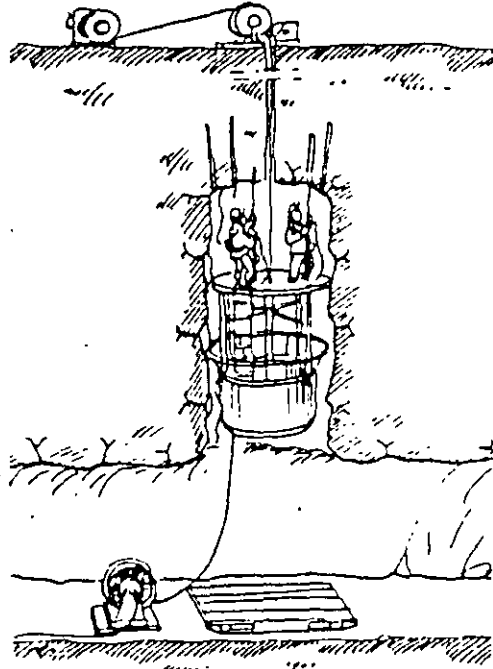


Fig. 7.26 The JORA lift.

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

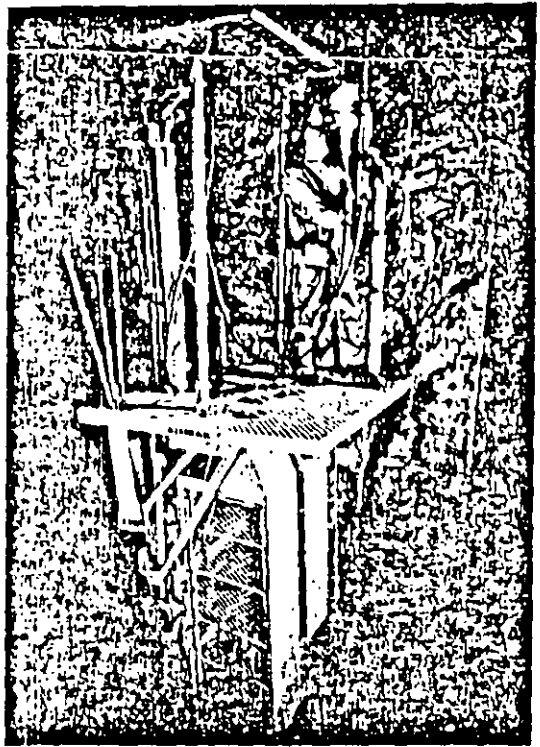


Fig. 7.27 The ALIMAK Raise Climber.

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.

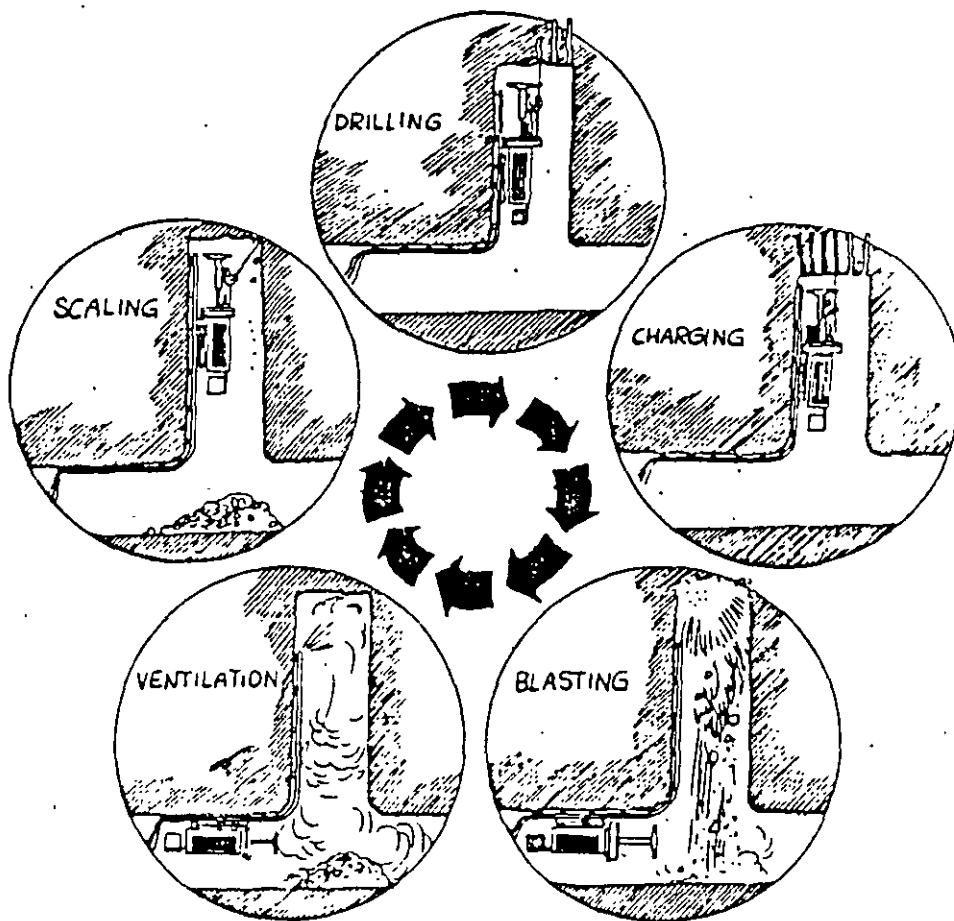


Fig. 7.28 The ALIMAK work cycle.

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. (Sec 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.

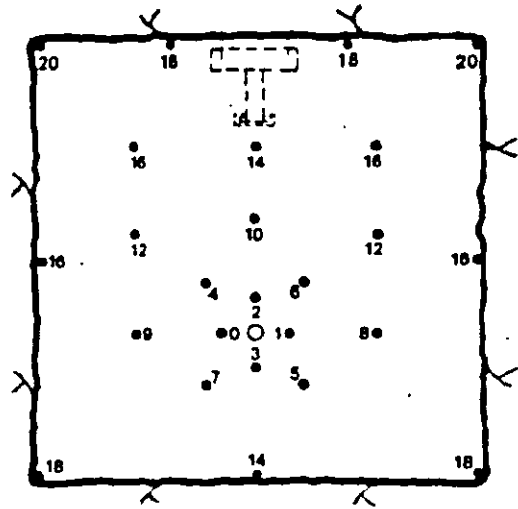


Fig. 7.29 Drilling and firing pattern for 4 sq.m. raise shaft.

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).

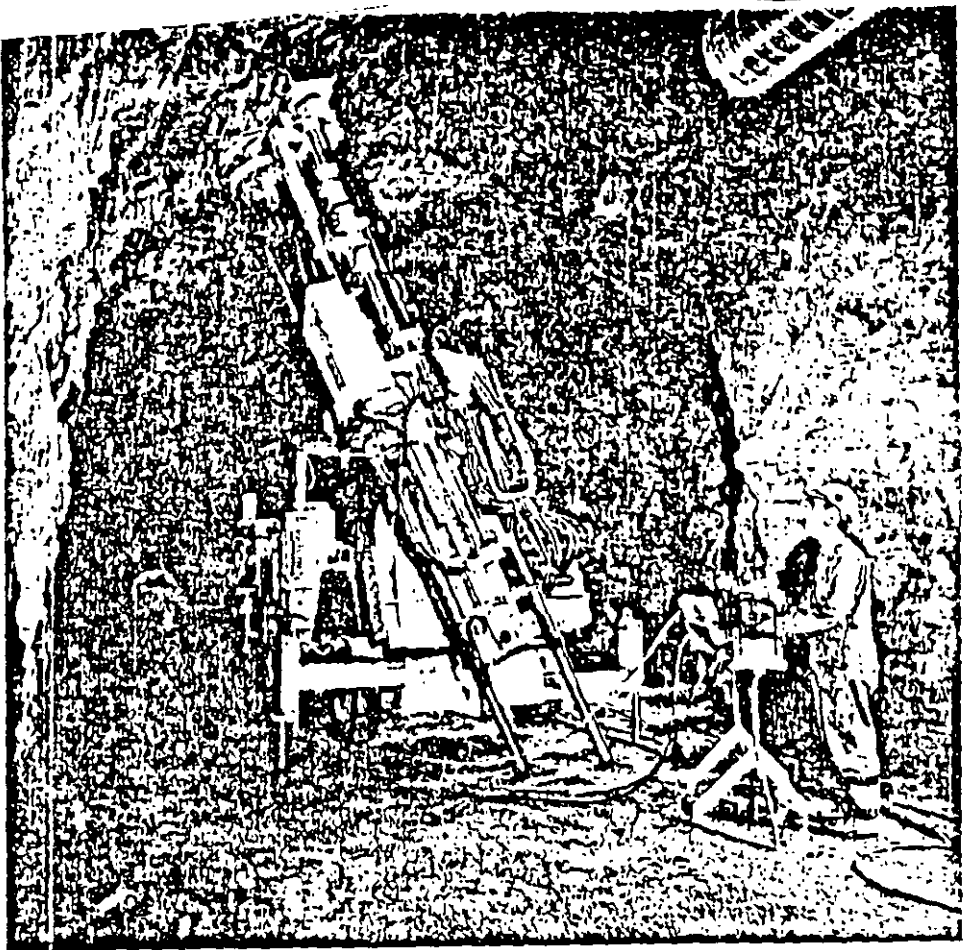
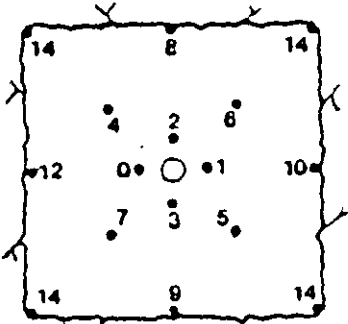


Fig. 7.30 Simbu.

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.

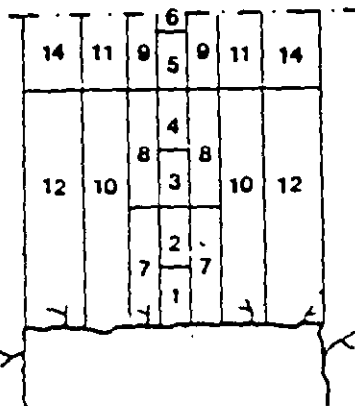


Fig. 7.32 Round sequence for raises with larger cross section.

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:

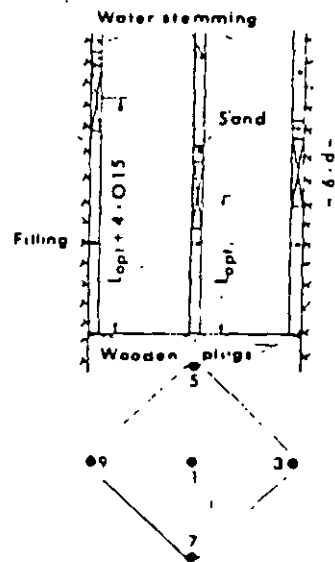


Fig. 7.33 Drilling, charging and firing pattern for crater cut.

$$l = 6 \times d \quad (\text{mm})$$

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.

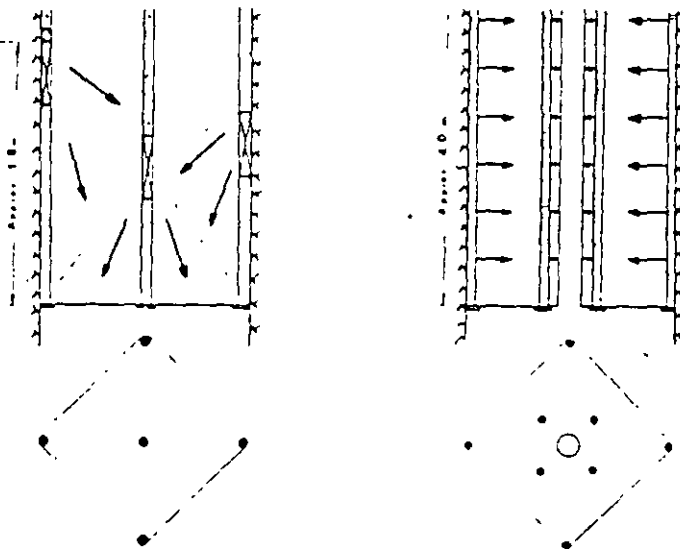


Fig. 7.34 Comparison of crater cut and standard large hole cut.

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 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, foodstuffs and not least as air-raid shelters for civilians.

Oil was initially stored in surface tanks, but after WWII storage in underground 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 operation 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. 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 big 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 quantitative 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.

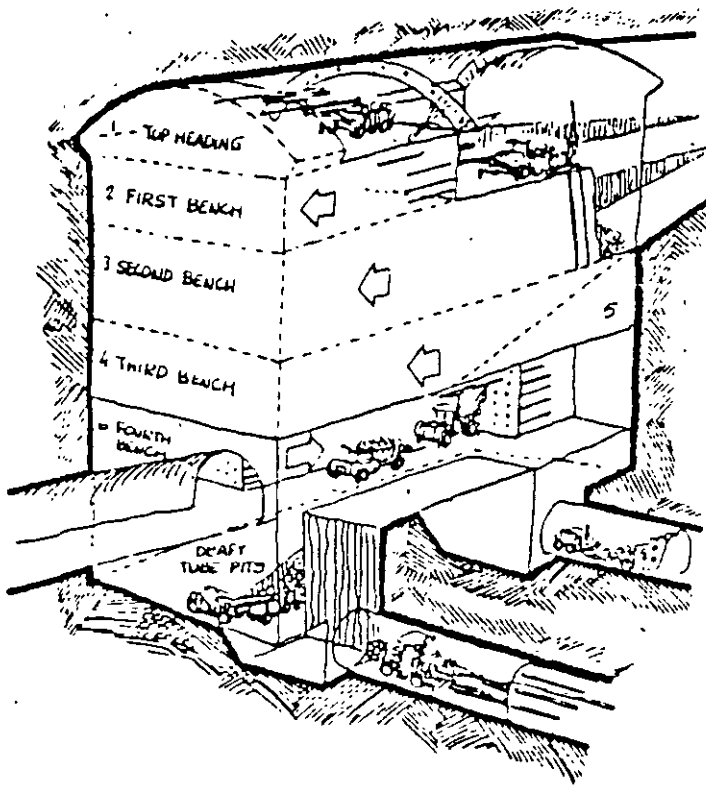


Fig. 7.35 Drifting stages in underground chamber.

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.

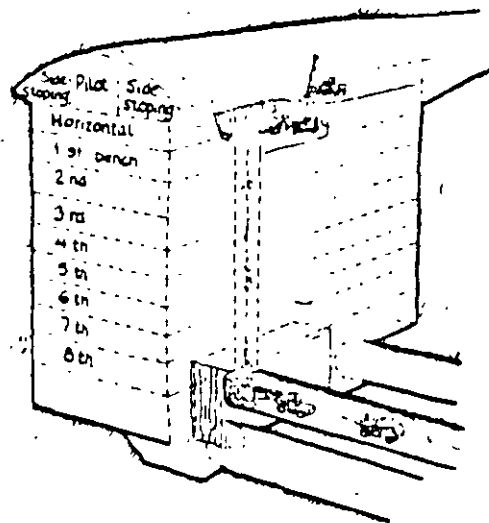


Fig. 7.36 Drifting stages for machine hall in hydro-electric power plant.

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_b for broken ore = 2.4,
 $\bar{\sigma}_c = 24,000$ psi, $\bar{\sigma}_t = 2,000$ 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, $\mu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_c} = \frac{104}{417} = 0.25 \quad \leftarrow$

(b) From Eq. 9, $E_r = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \frac{3000}{417 \times 10^{-6}} = 7.18 \times 10^6 \text{ psi} \quad \leftarrow$

(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, $S_f = \frac{S_{G_r}(\text{broken})}{S_{G_r}(\text{solid})} = \frac{2.4}{3.0} = 0.80 \quad \leftarrow$

(g) From Eq. 8(b), $\rho = 1.941 (S_{G_r}) = 1.941 (3) = 5.823 \text{ lb-sec}^2/\text{ft}^4$

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) $V_s = \frac{V_p}{K_i} = \frac{14,600}{1.732} = 8430 \text{ fps} \quad \leftarrow$

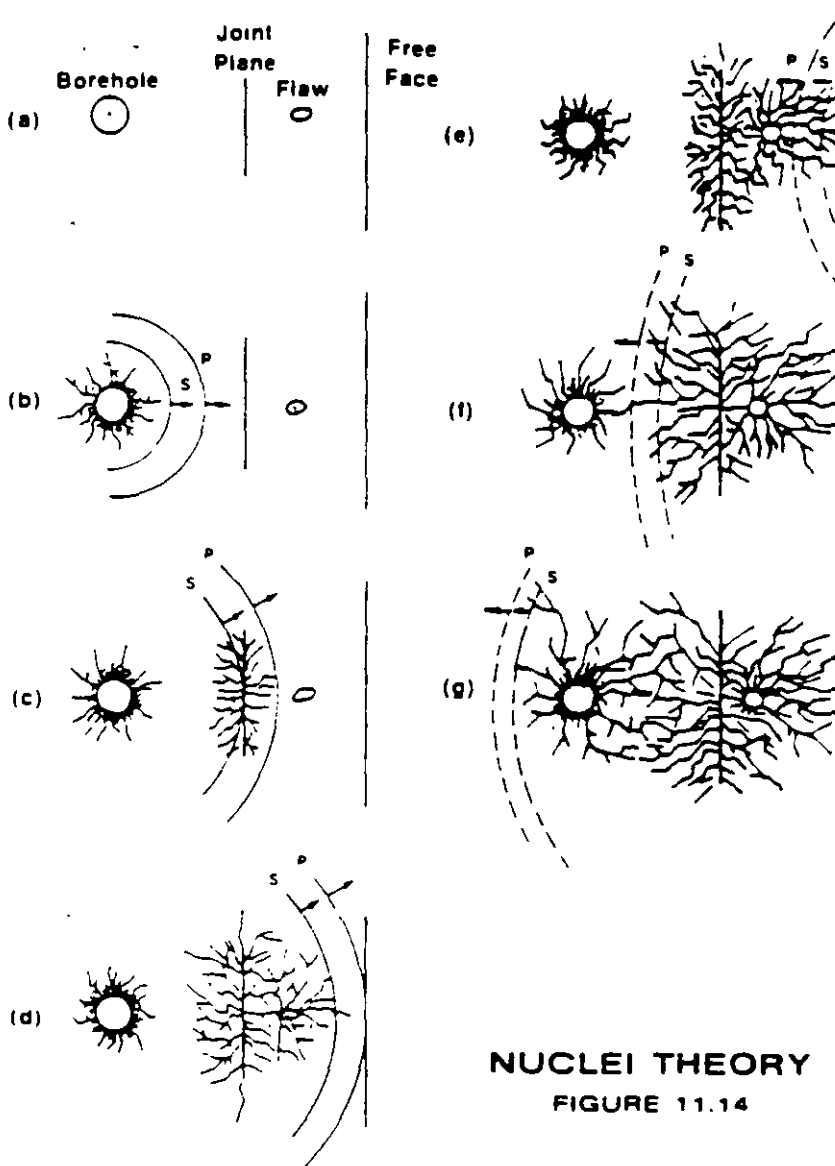
(i) From Eq. 21, $\sigma_t (1 + \sin \phi) = \sigma_c (1 - \sin \phi)$
 $2000 (1 + \sin \phi) = 27,000 (1 - \sin \phi)$

$$\sin \phi = \frac{11}{13} = 0.846$$

or $\phi = 58 \text{ deg} \quad \leftarrow$

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.



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

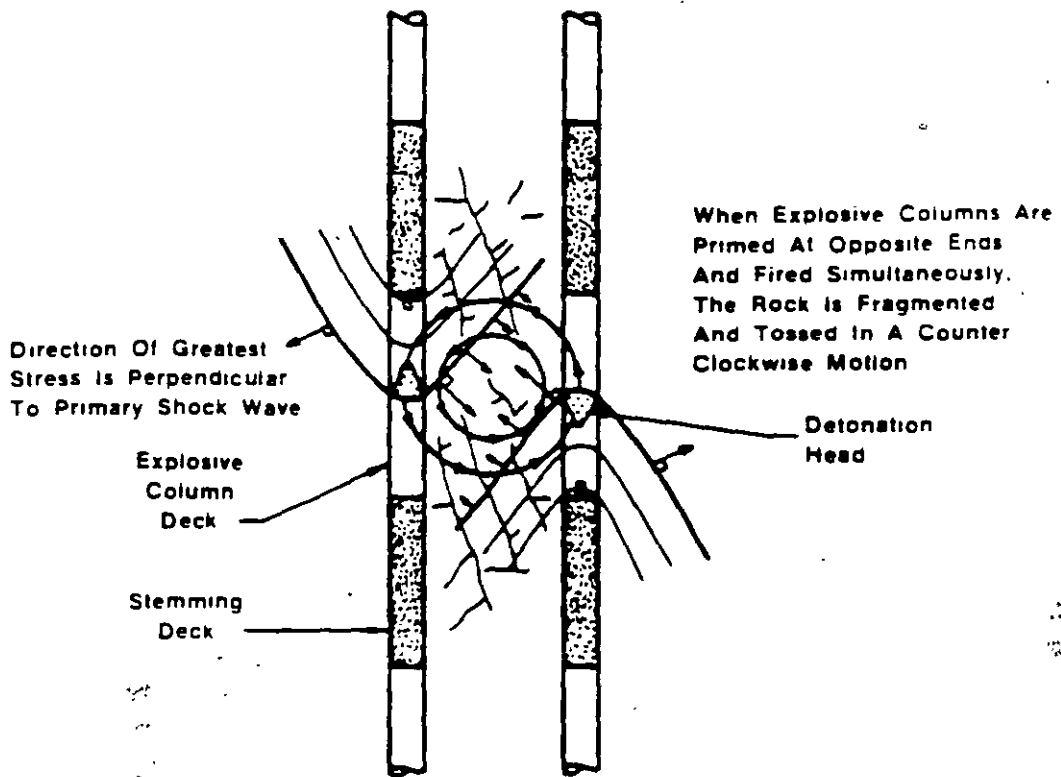
- viii) large fragments will form early in the event, and as they move and fractures open, large segments of the rock mass will be effectively isolated from further stress energy
- ix) in more heavily fractured rock, the stress wave velocity will be lower and attenuation higher, but there are more fractures 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.

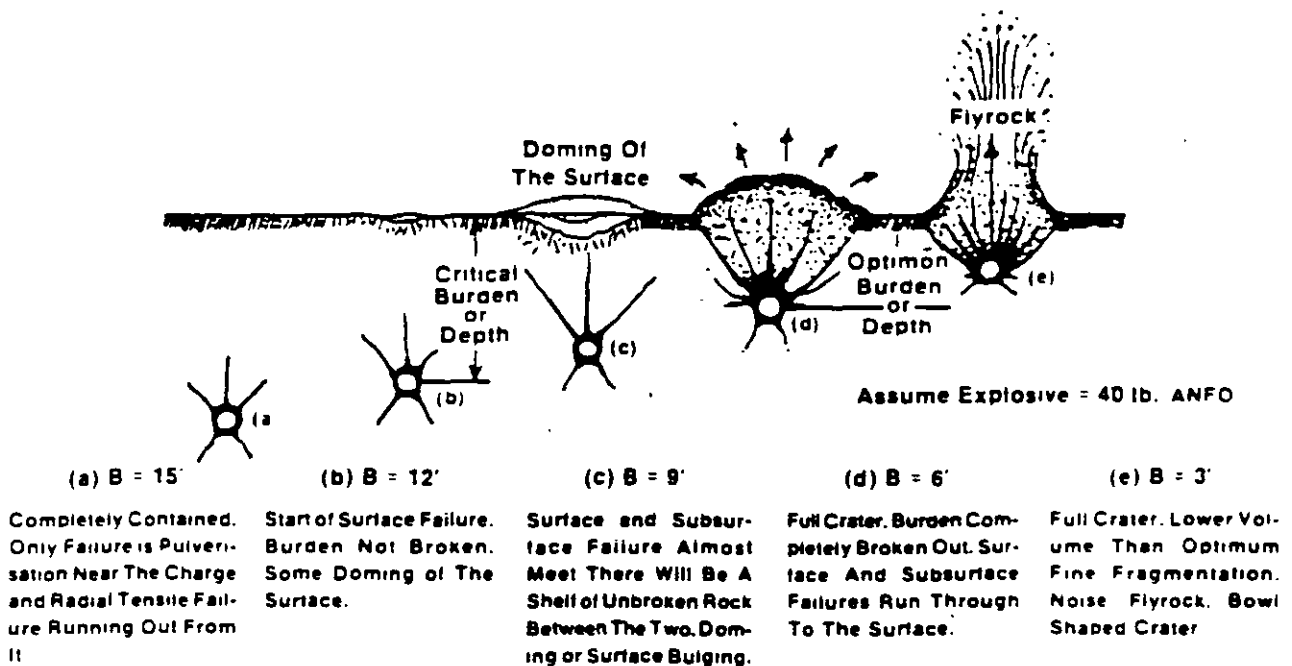
h. CRATERING THEORY (41-45)

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:

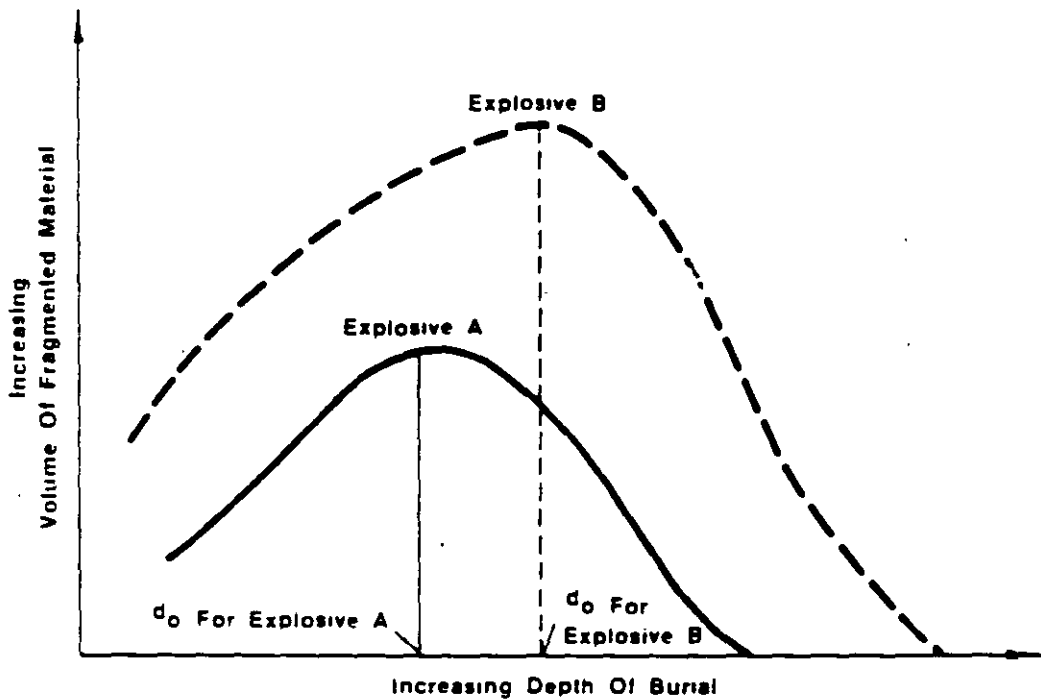
d_c = distance from surface to the center of gravity of the charge in feet

$$\Delta = \text{depth ratio} = \frac{\text{depth of burial}}{\text{critical depth}}$$

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.

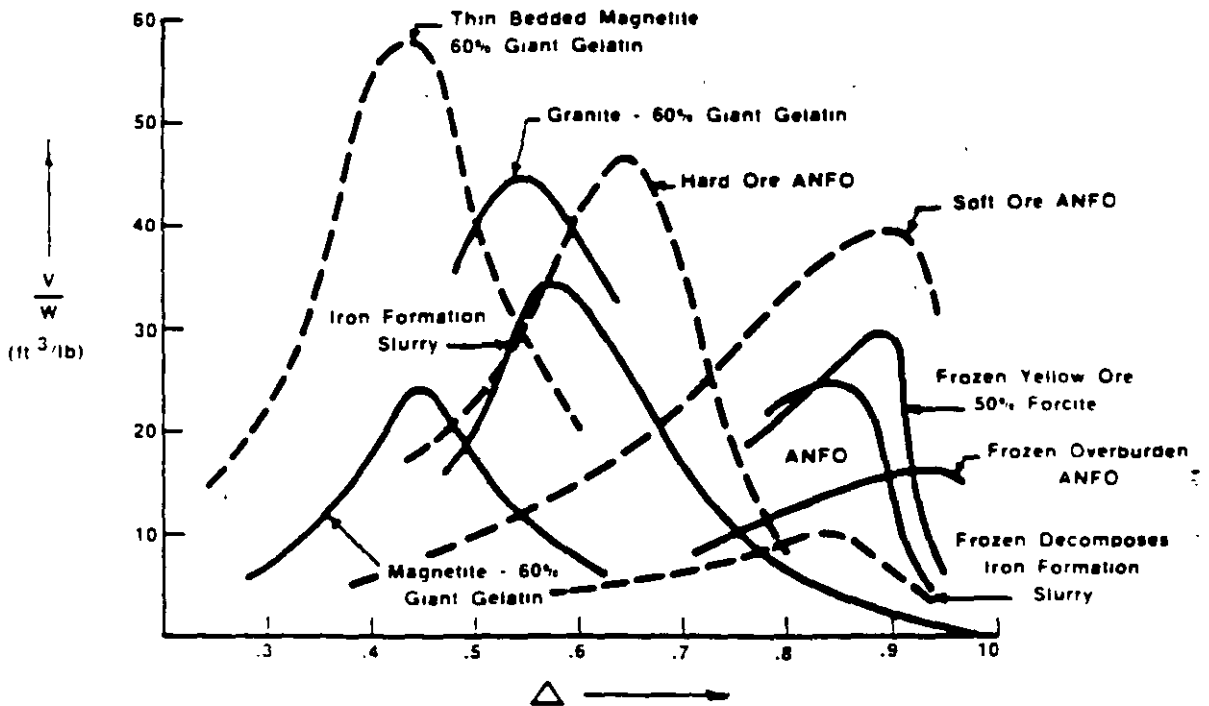


VOLUME OF FRAGMENTED MATERIAL VERSUS DEPTH OF BURIED FOR TWO EXPLOSIVES IN THE SAME MATERIAL

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-

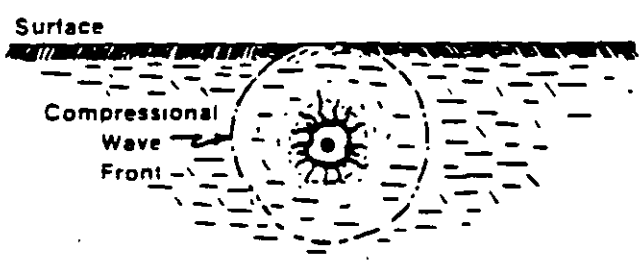
sives. Although the curves in Figure 11-18 are fitted as smooth curves, one should remember that some scatter of data is always present and it is important to take this into account for crucial applications of cratering



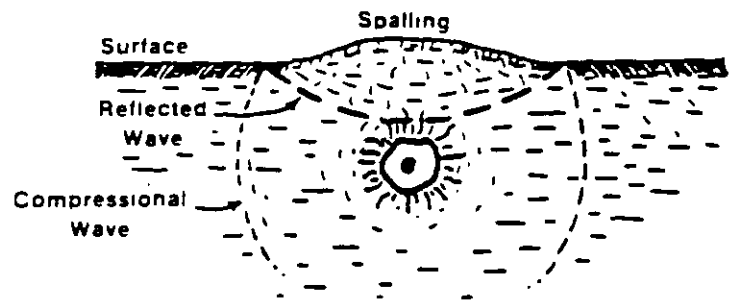
ROCK REMOVED IN CU. FT. PER LB.
OF EXPLOSIVE VS DEPTH RATIO
FIGURE 11.18 (44)

i. **CRATERING MECHANISMS (4) (45)**

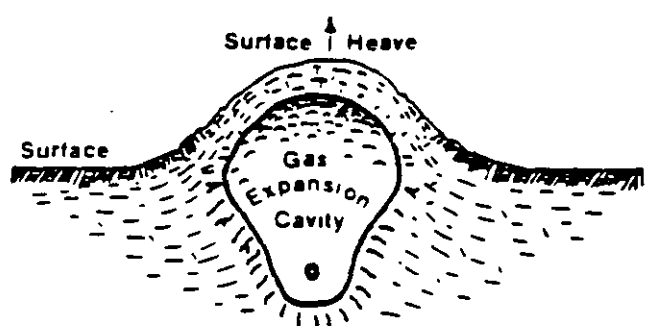
As the high pressure explosive gases expand against the medium immediately surrounding the explosion, a spherical shock wave is generated causing crushing, compaction and plastic deformation. (Figure 11-19a) For commercial explosives the initial shock pressures are on the order of 100 to 200 thousand 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



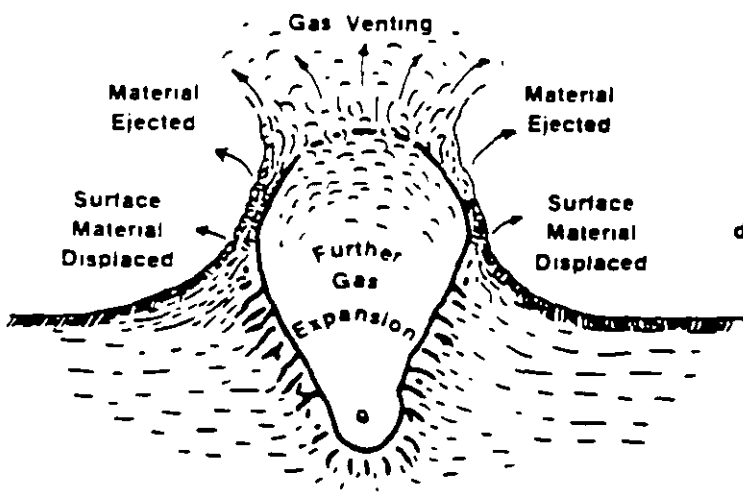
- a) • Detonation
Crushing Around Charge
Stress Wave Reaches Surface



- b) • Stress Wave Reflects
at Surface
Some Surface Spalling



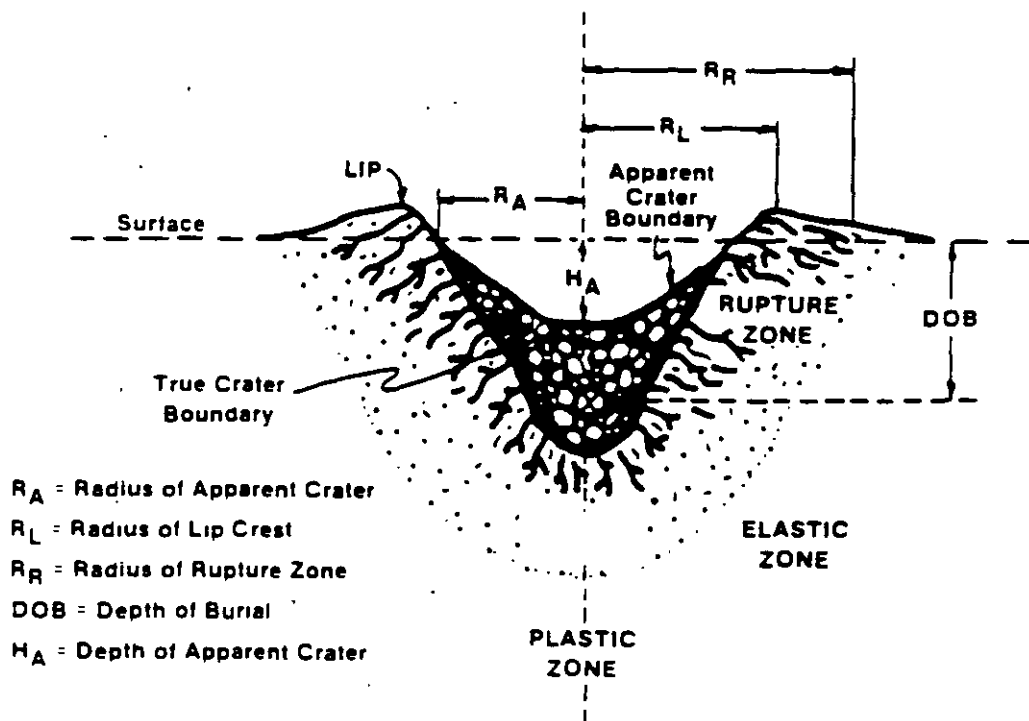
- c) • Gas Expansion And
Acceleration



- d) • Gas Venting And
Material Ejection

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 that of 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 80 feet in an unconsolidated, sedimentary type material. (46) High-speed photography was

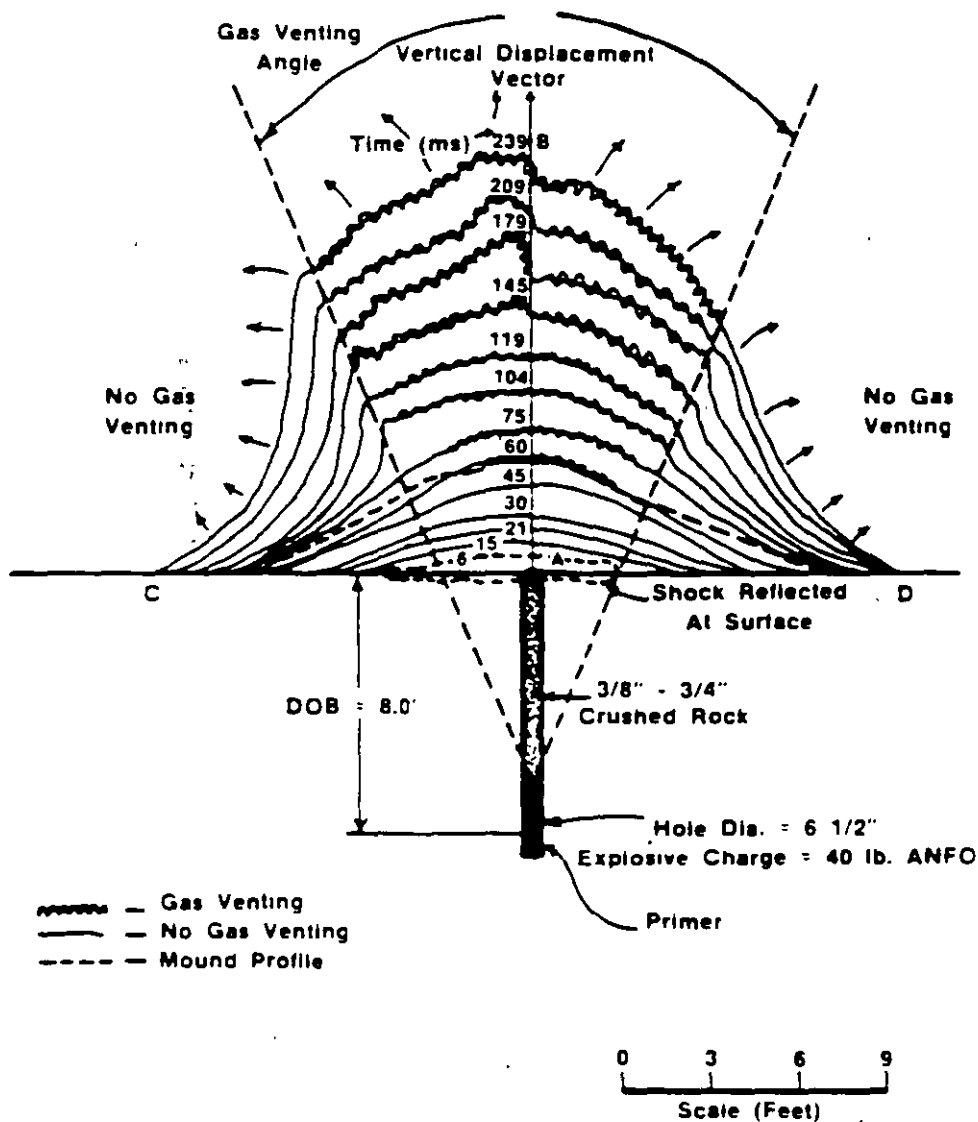
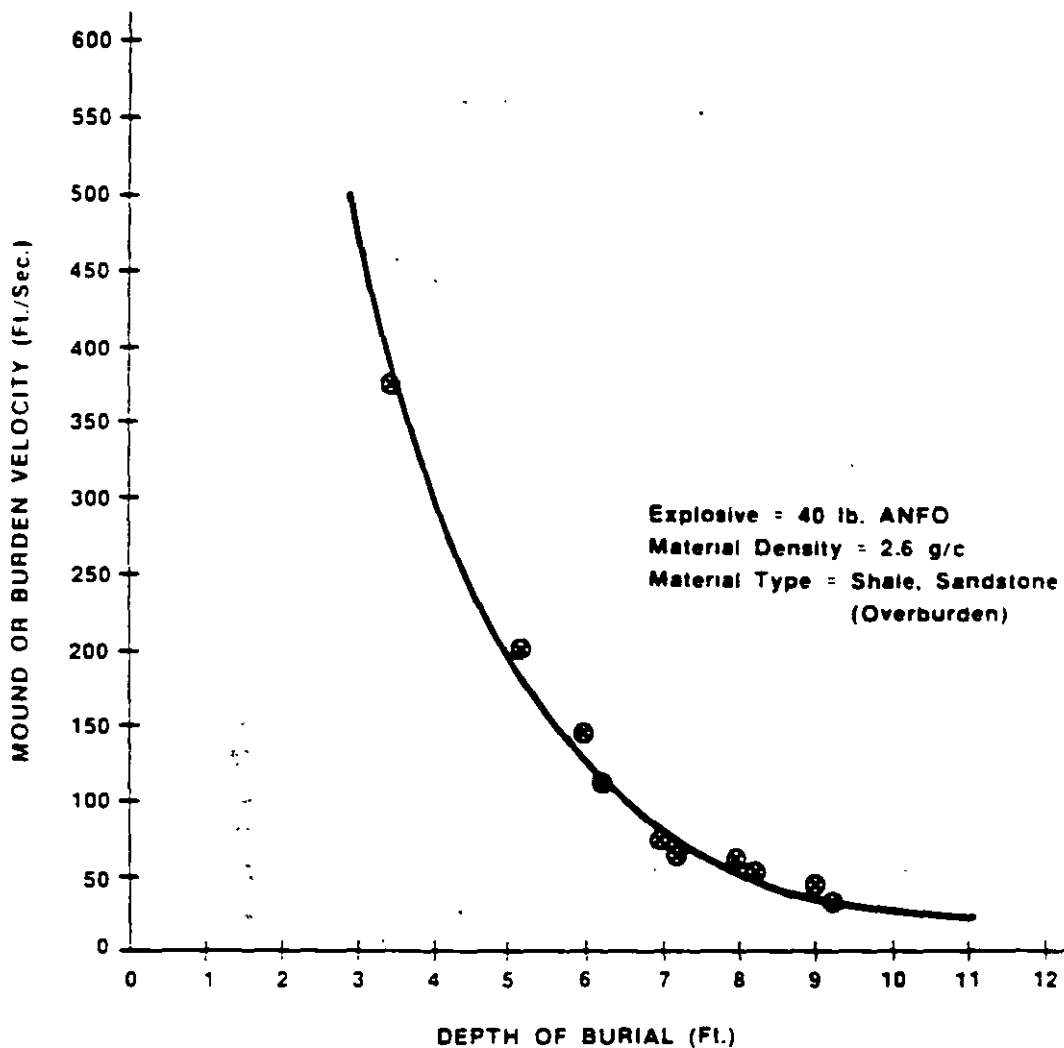


FIGURE 11.21

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 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

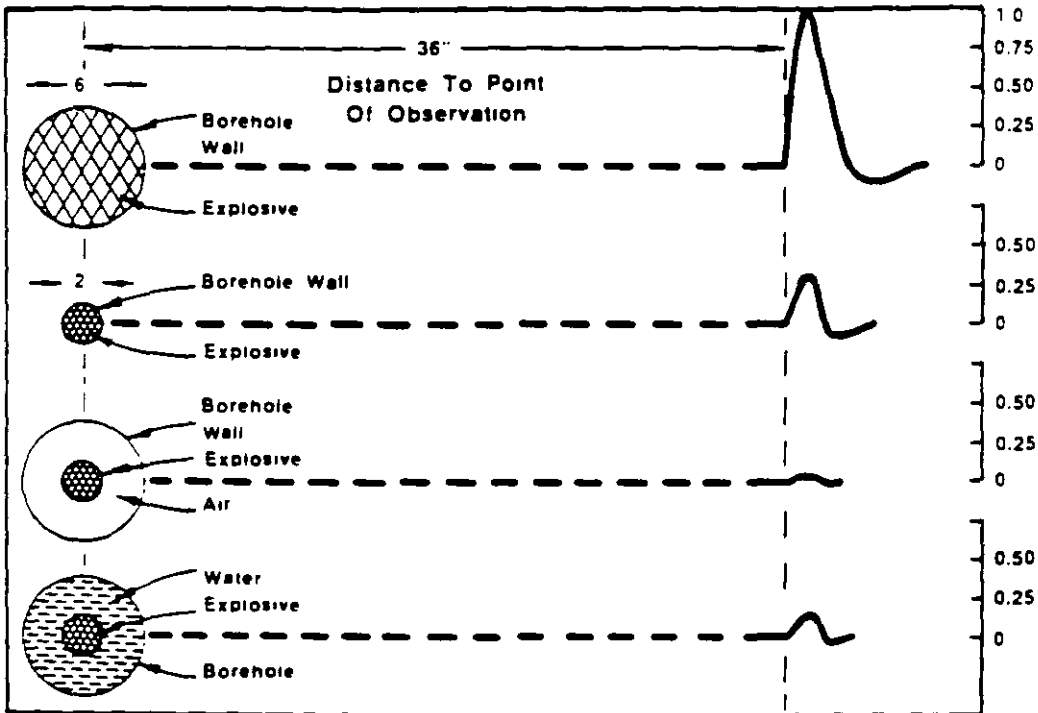
Decoupling is generally used as a control to reduce backbreak to the final planned excavation limit for pit wall slopes in open pit mines, shafts, drifts, ditches, road cuts and mine benches.

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)

$$P_b = 1.69 \times 10^{-3} \times \rho \times VOD^2 \times \left[\sqrt{c} \times \frac{d_e}{d_h} \right]^{2.6}$$

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

- 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., KIHLLSTROM. 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 p., 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 μsec . 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. heat 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 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 :

$$\rho_1 D = \rho_2 (D-U_p) \tag{1}$$

Furthermore the difference in momentum should be equal to the impulse of the net force. Thus:

$$\rho_1 D dt D - \rho_2 D dt (D-U_p) = (P_2 - P_1) dt$$

or $P_2 - P_1 = \rho_1 D U_p \tag{2}$

P_1 is very small compared to the detonation pressure. Therefore it can be ignored and equation (2) can be written as :

$$P_2 = \rho_1 D U_p \tag{3}$$

From equation (1), one can obtain:

$$U_p = (1 - \rho_1/\rho_2) D \tag{4}$$

According to Cook⁽³⁾ U_p/D and ρ_1/ρ_2 are slowly variable functions of the original density. Thus:

$$U_p = f(\rho_1) D \tag{5}$$

where $f(\rho_1) = 1 - \frac{\rho_1}{\rho_2}$

Therefore equation (3) can be written as:

$$P_2 = \rho_1 f(\rho_1) D^2 \tag{6}$$

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.

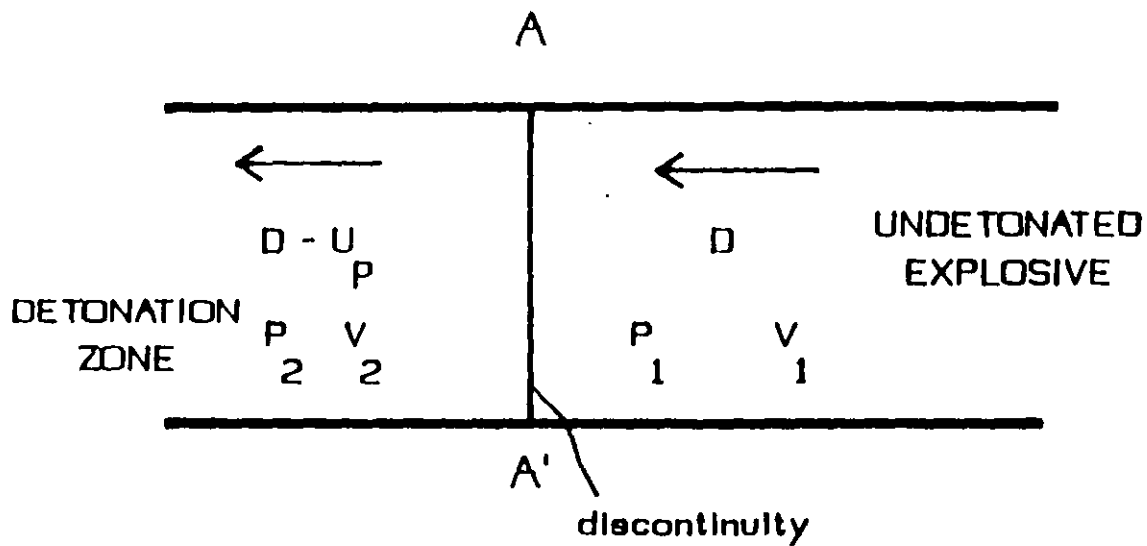


FIGURE 1: SECTIONAL DIAGRAM OF A DETONATION WAVE

Observer moves to right at wave velocity D .

The discontinuity is at rest

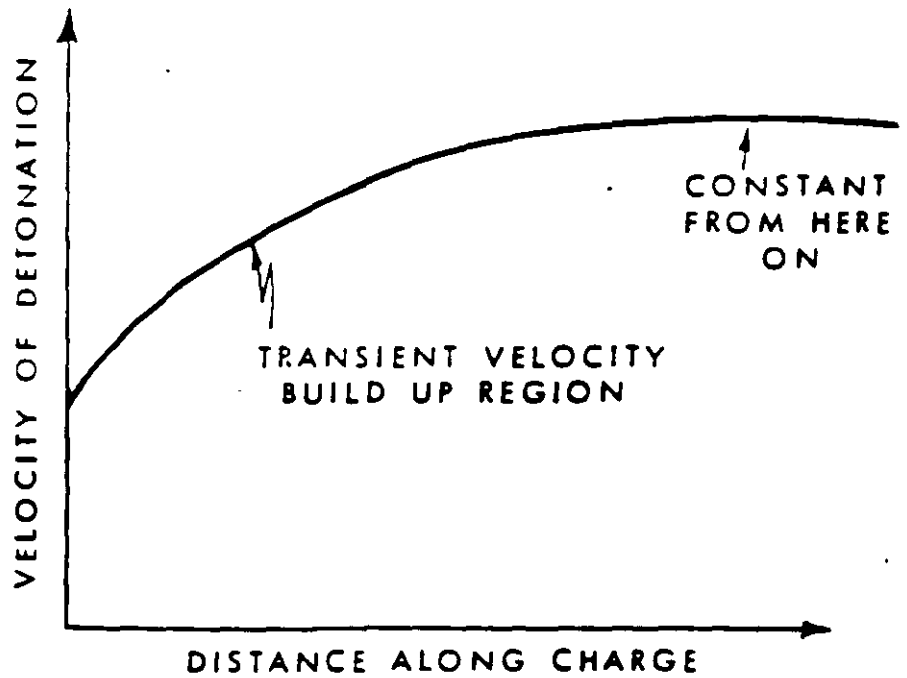
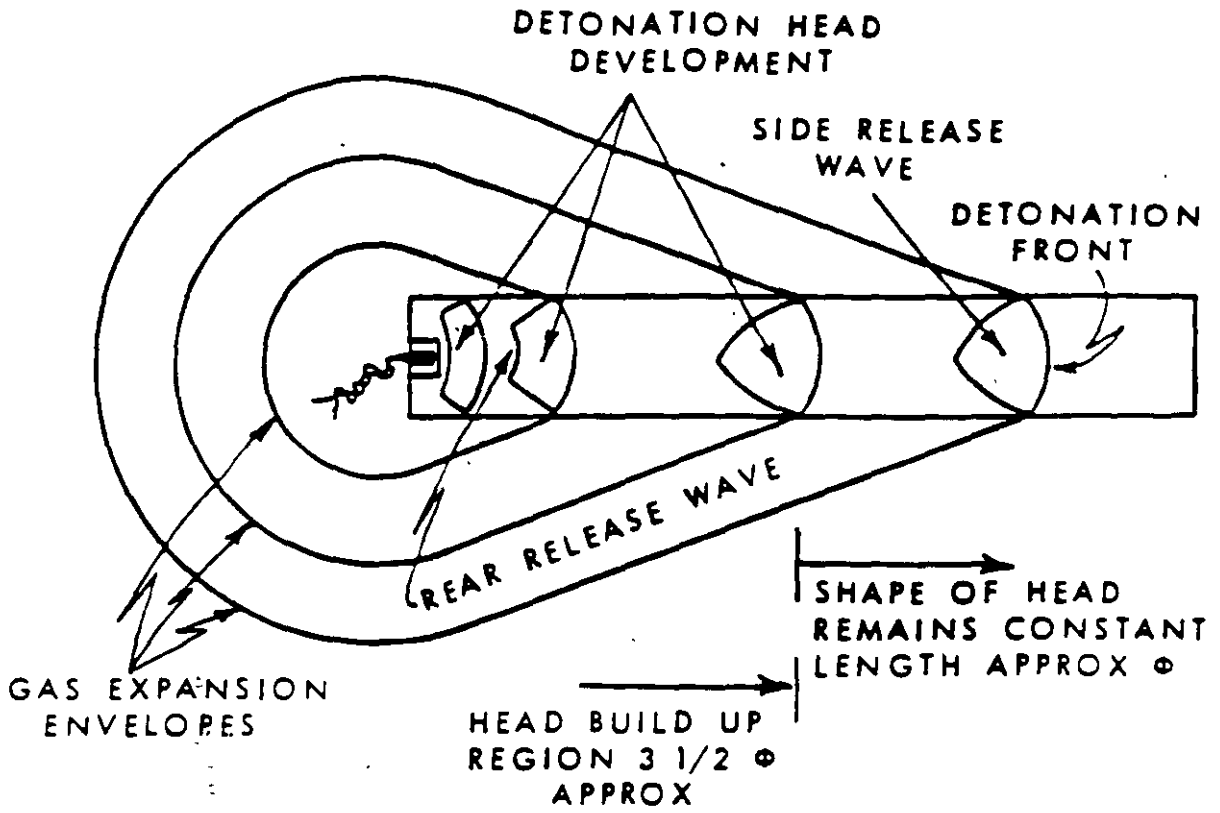


FIGURE 2: DETONATION HEAD FORMATION
(AFTER COOK AND BAUER)

detonation products without considering their chemical composition. He showed that the empirical values of the covolume fall in a common $\omega(V)$ 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:

$$\frac{PV}{RT} = 1 + x e^{\beta x}$$

where $x = \frac{K}{V(T+\theta)^{\alpha}}$

and $K = \sum k_i x_i$

with $\alpha, \beta, \theta, \epsilon$ 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 α, β, θ and ϵ and the covolumes of the detonation products. Cowan and Fickett² have shown that for a given α 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 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.

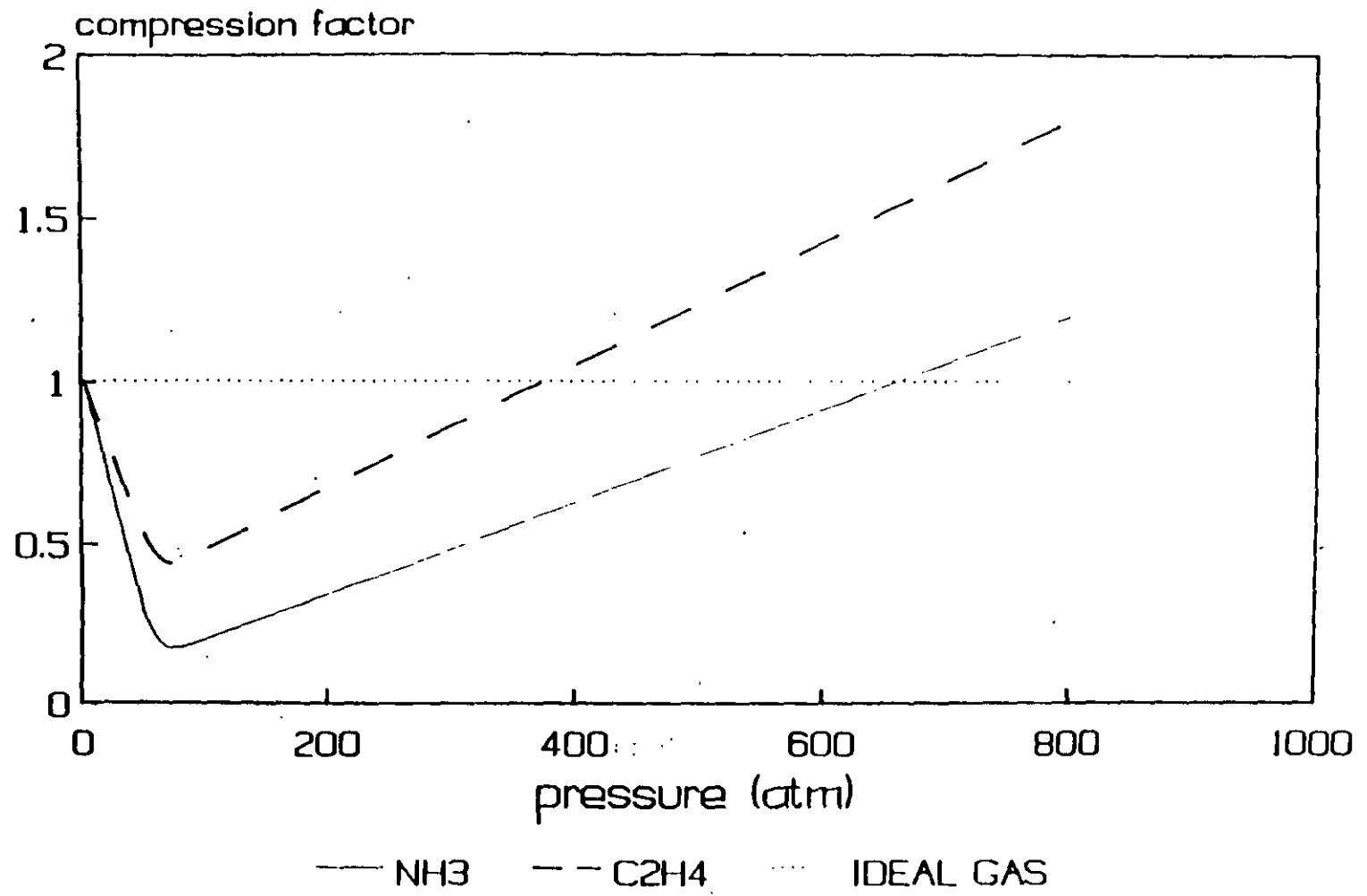
The Abel equation of state is a form of the Van der Waal's equation of state. It can be expressed as:

$$P(V-a) = nRT$$

where a 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 a 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:

$$V = 4\varepsilon[(\sigma/R)^{12} - (\sigma/R)^6]$$

where ε is the depth of the potential well and σ is the separation distance at which $V=0$.

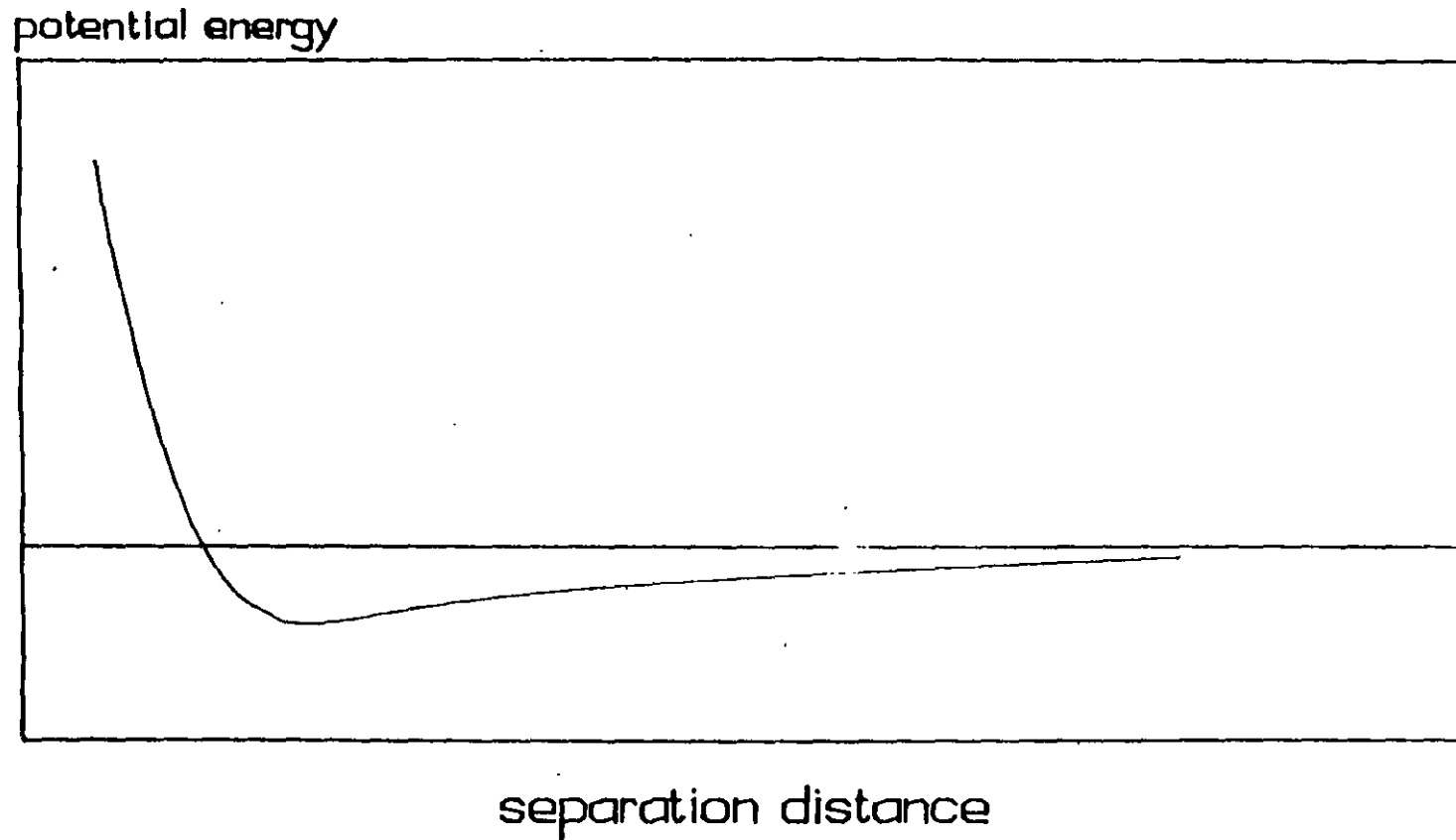
REFERENCES

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 1COMMONLY 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 $(\partial P/\partial T)_V > 0$	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 explosion 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	Toxic Gas
	ft ³ /lb	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	Toxic Gas
	ft ³ /lb	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'Auricchio 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:

1. 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:

$$P_d = P_{il} [(\rho U_s)_{il} + \rho_{le} U_{se}] / (2(\rho U_s)_{il})$$

where

P_d is the detonation velocity

ρ_{le} 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

$$P_{il} = \rho_1 U_{sl} U_{pl}$$

where P_{il} is the pressure in the liquid

U_{sl} is the shock velocity

U_{pl} 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:

$$P = \frac{\rho D^2}{4}$$

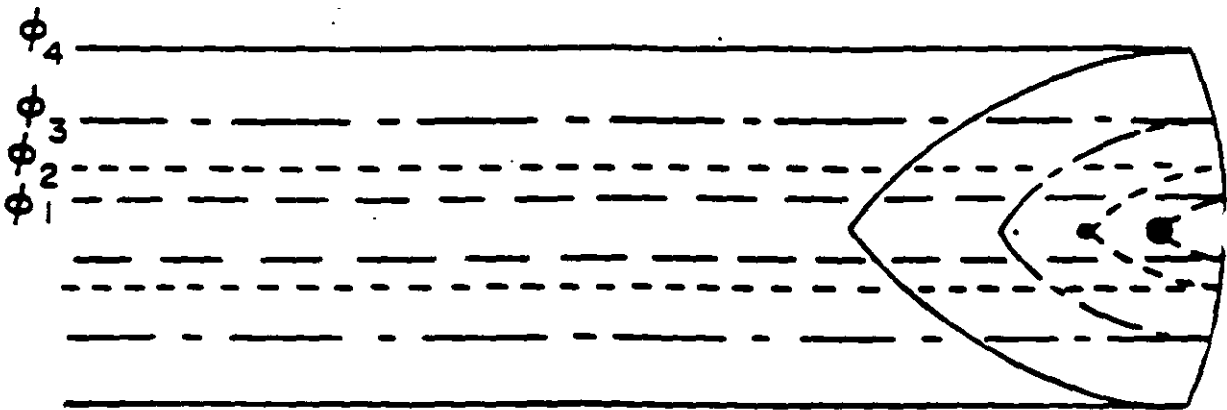
where P is the detonation pressure

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

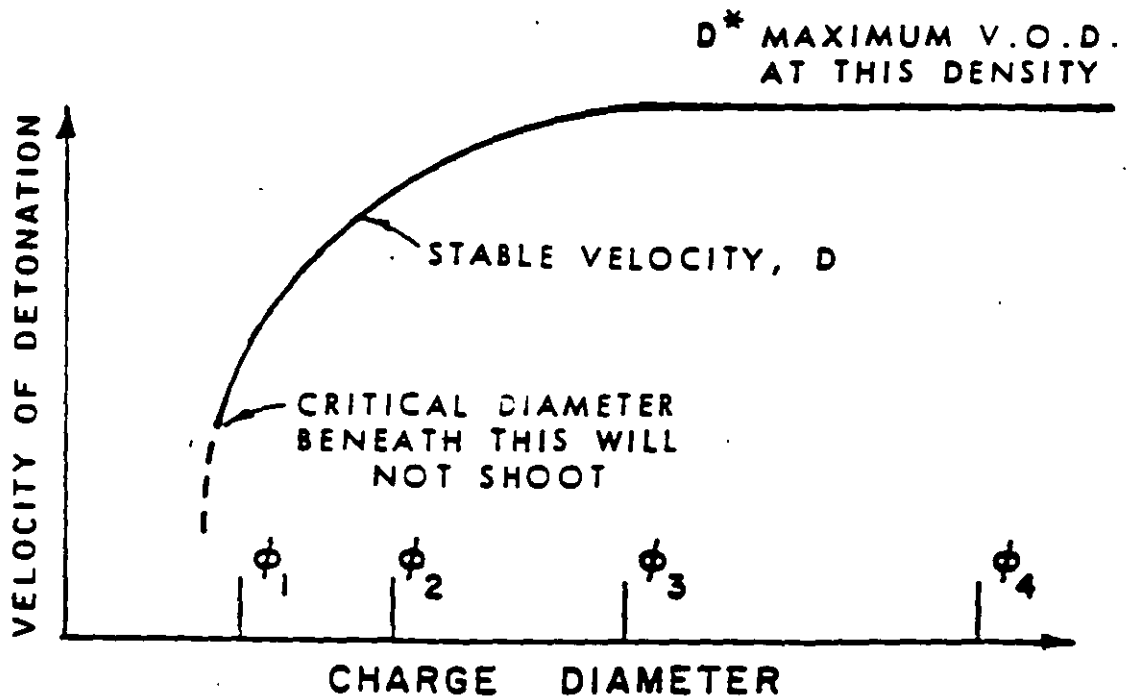


FIGURE 1: TYPICAL VELOCITY OF DETONATION CHARGE DIAMETER CURVE FOR A GRANULAR EXPLOSIVE (AFTER BAUER)

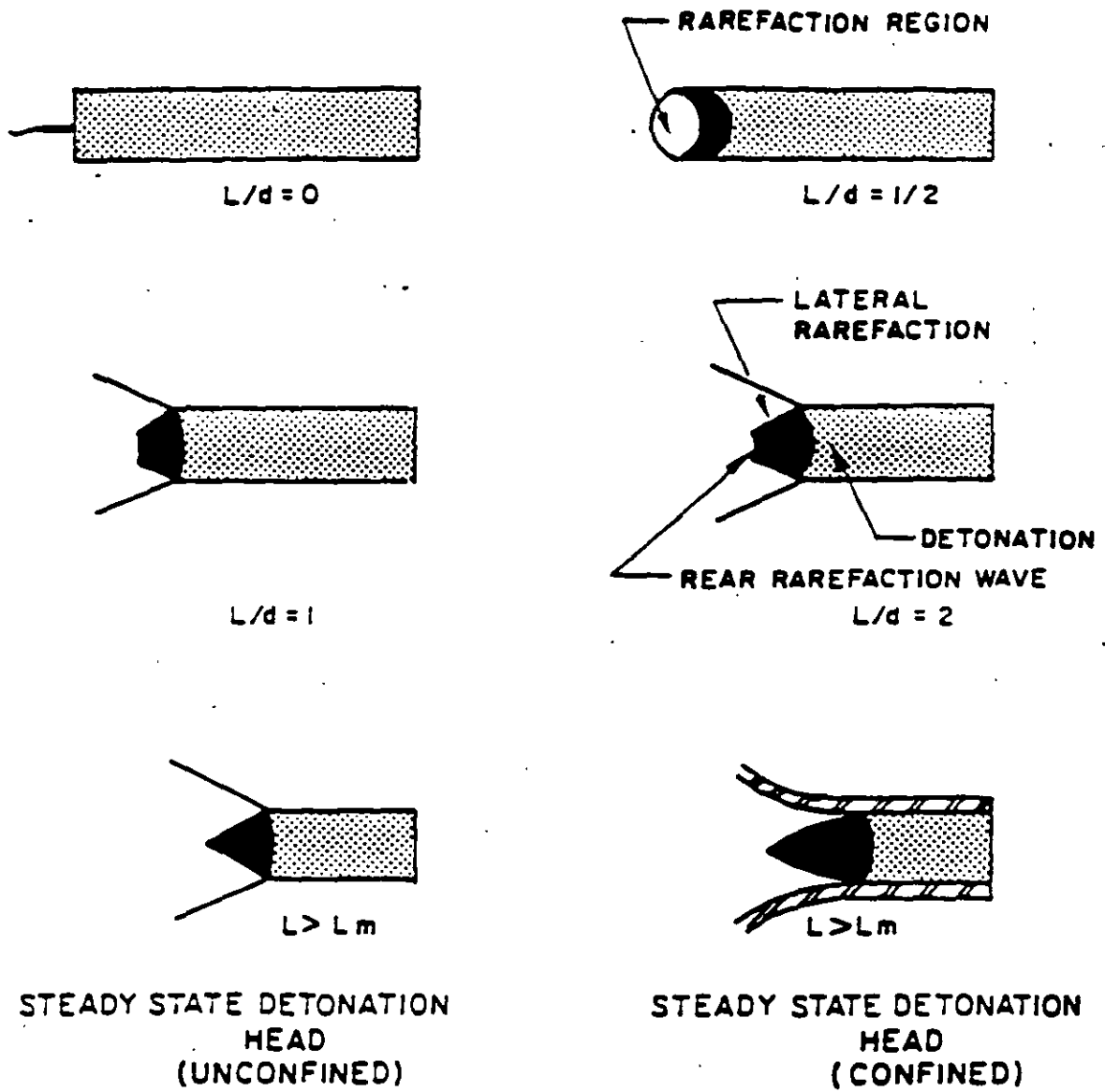
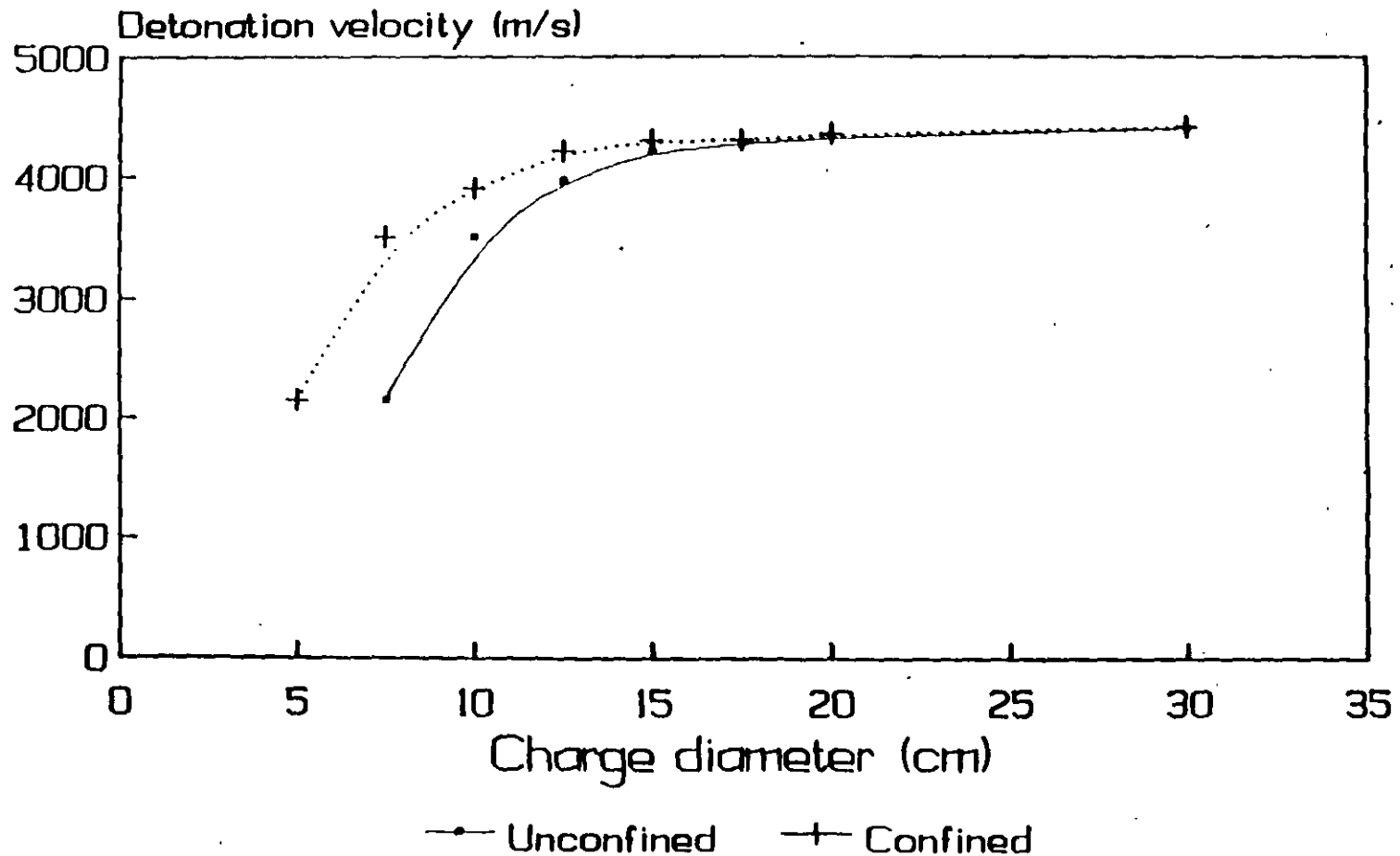


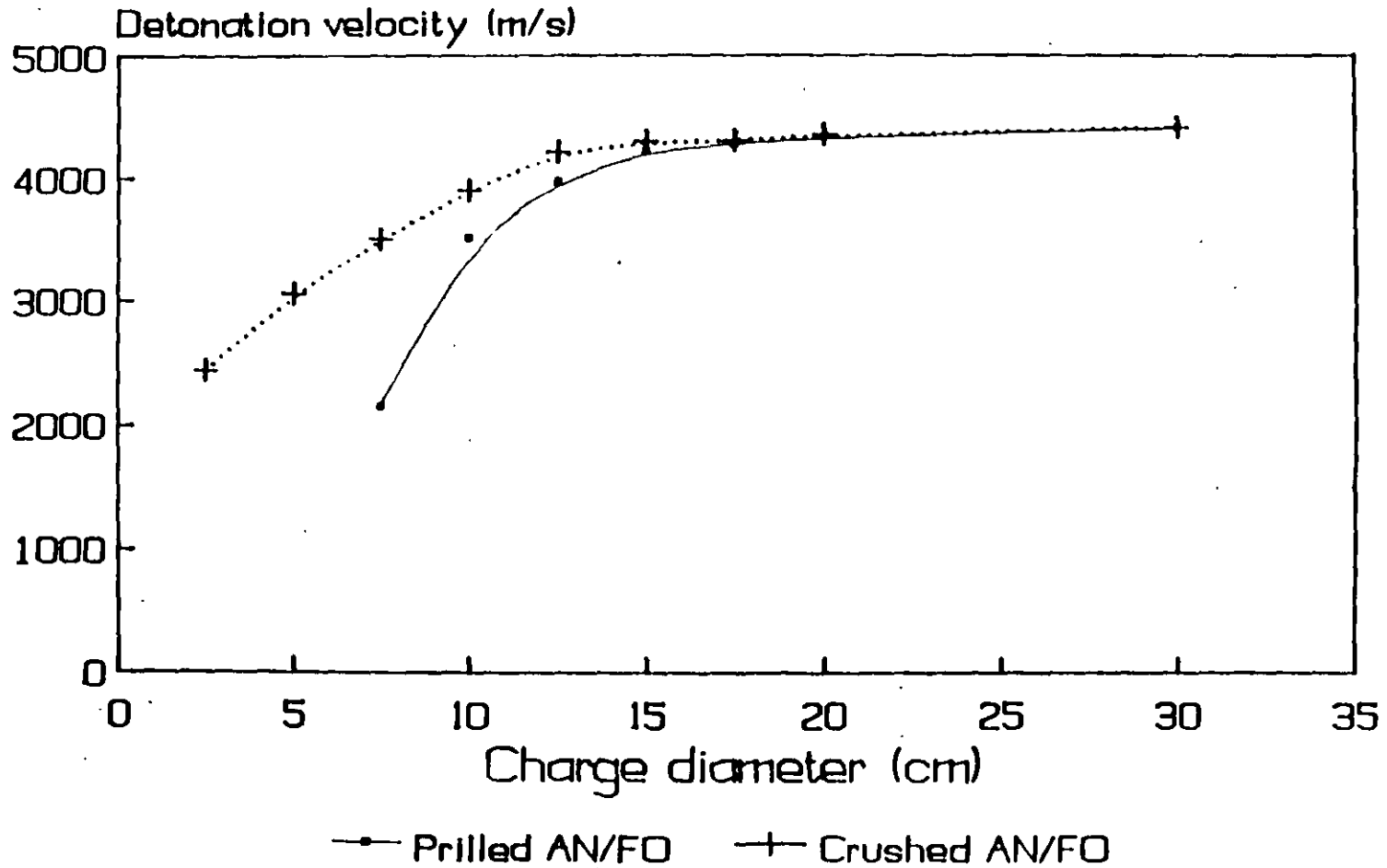
FIGURE 2: DEVELOPMENT OF THE DETONATION HEAD (AFTER COOK, 1958)

FIGURE 3: VOD - CHARGE DIAMETER CURVES FOR CONFINED AND UNCONFINED ANFO



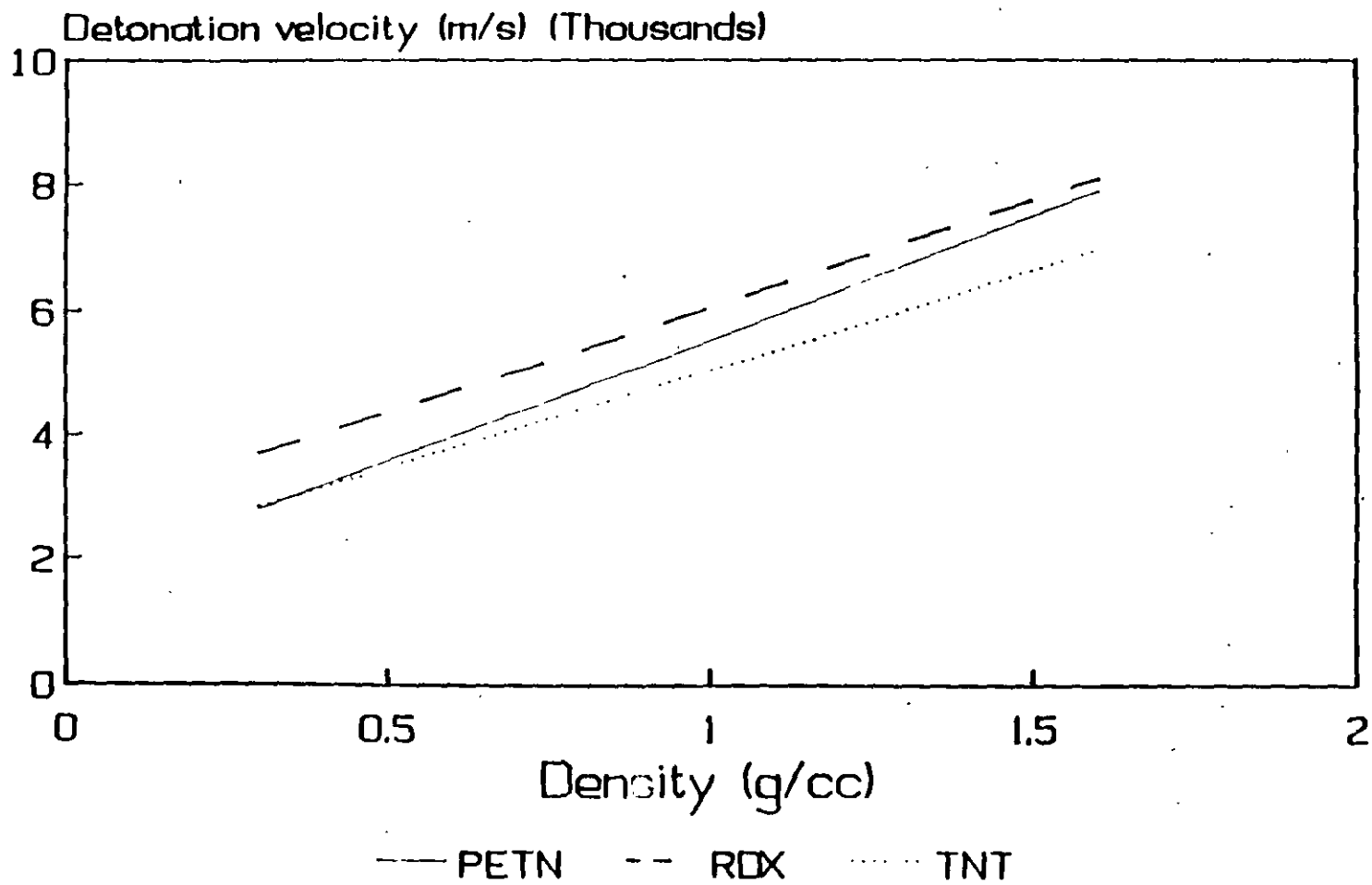
density = 0.85g/cc

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



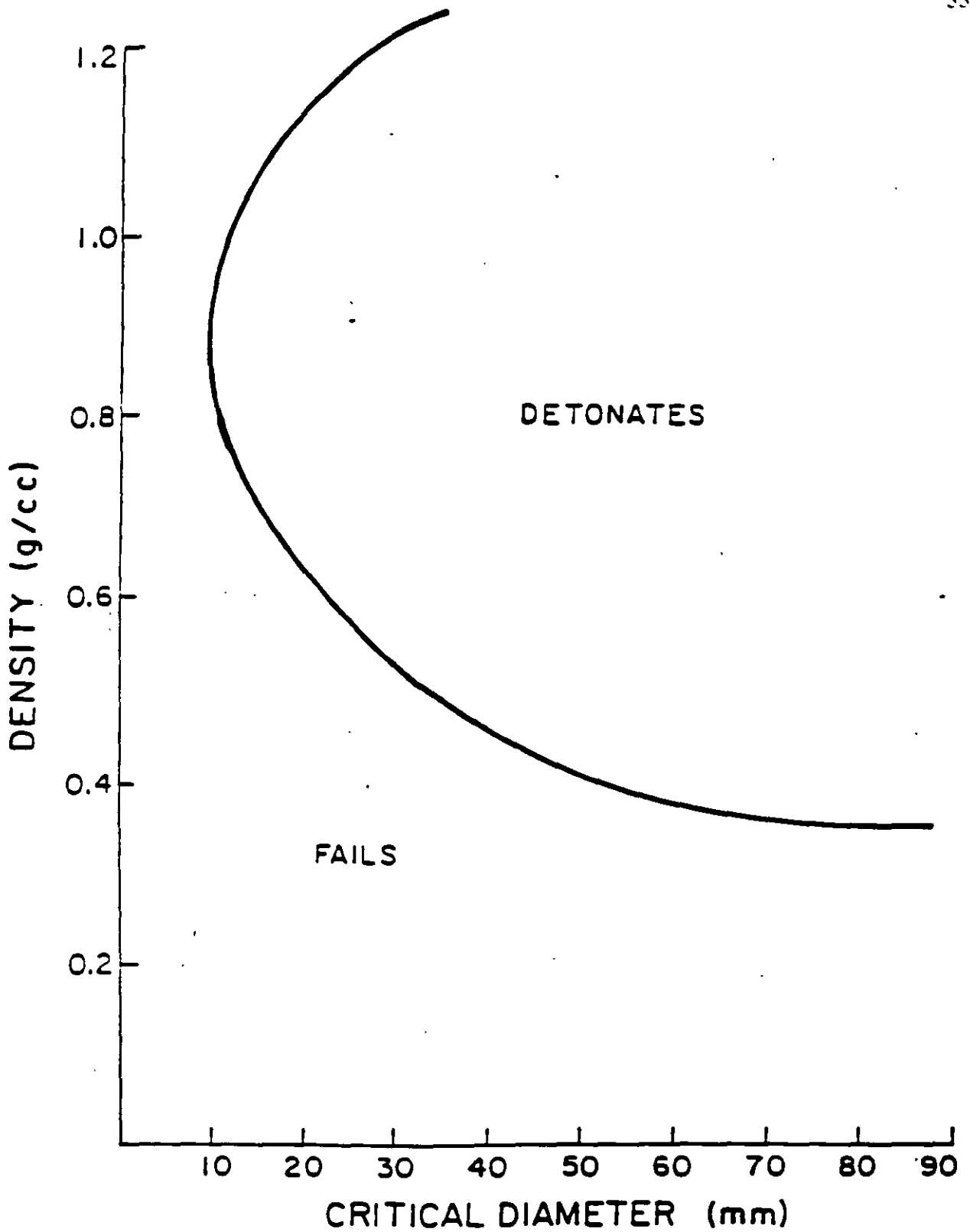


FIGURE 6: EFFECT OF THE DENSITY OF A TYPICAL EMULSION ON THE UNCONFINED CRITICAL DIAMETER

FIGURE 7: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL DIAMETER OF TNT

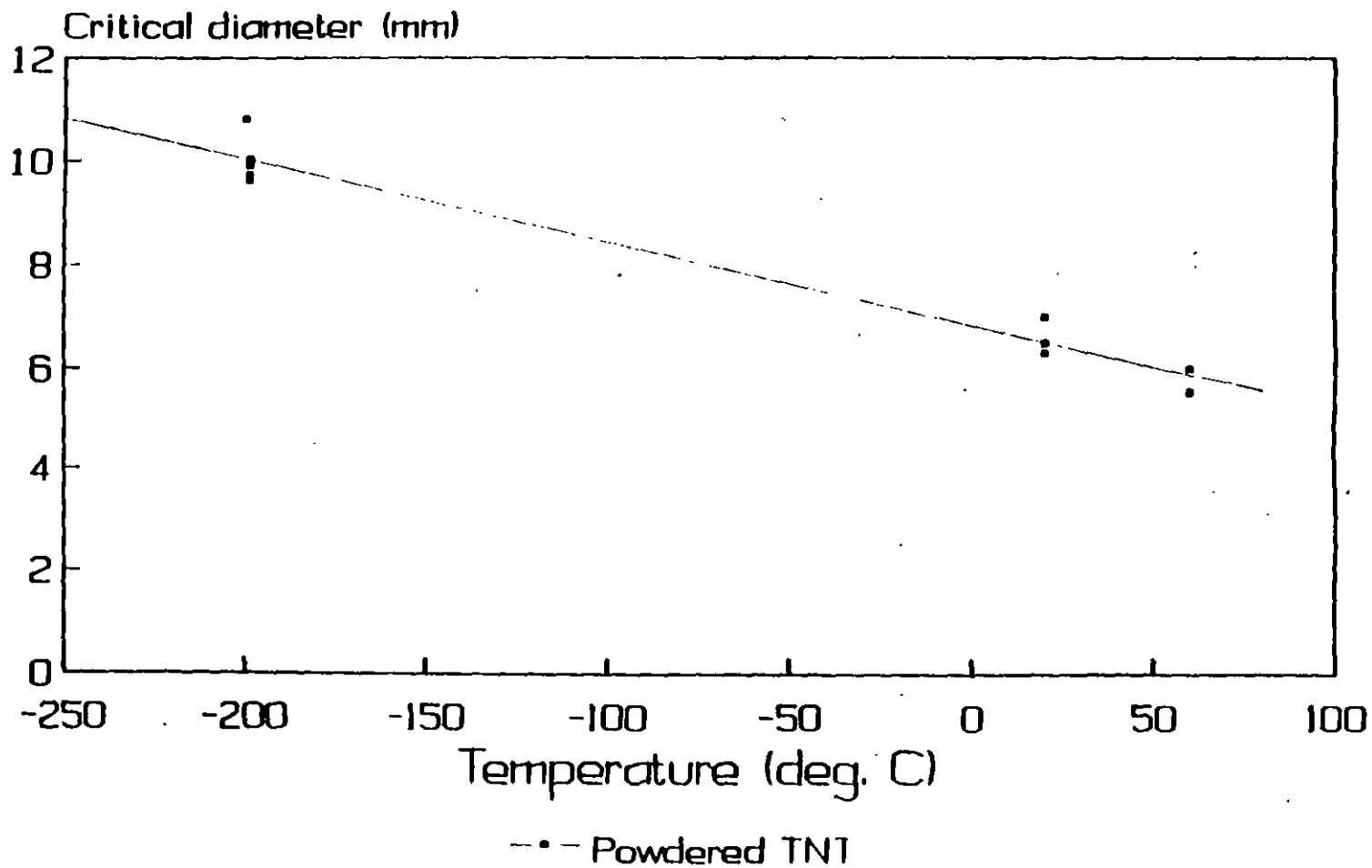
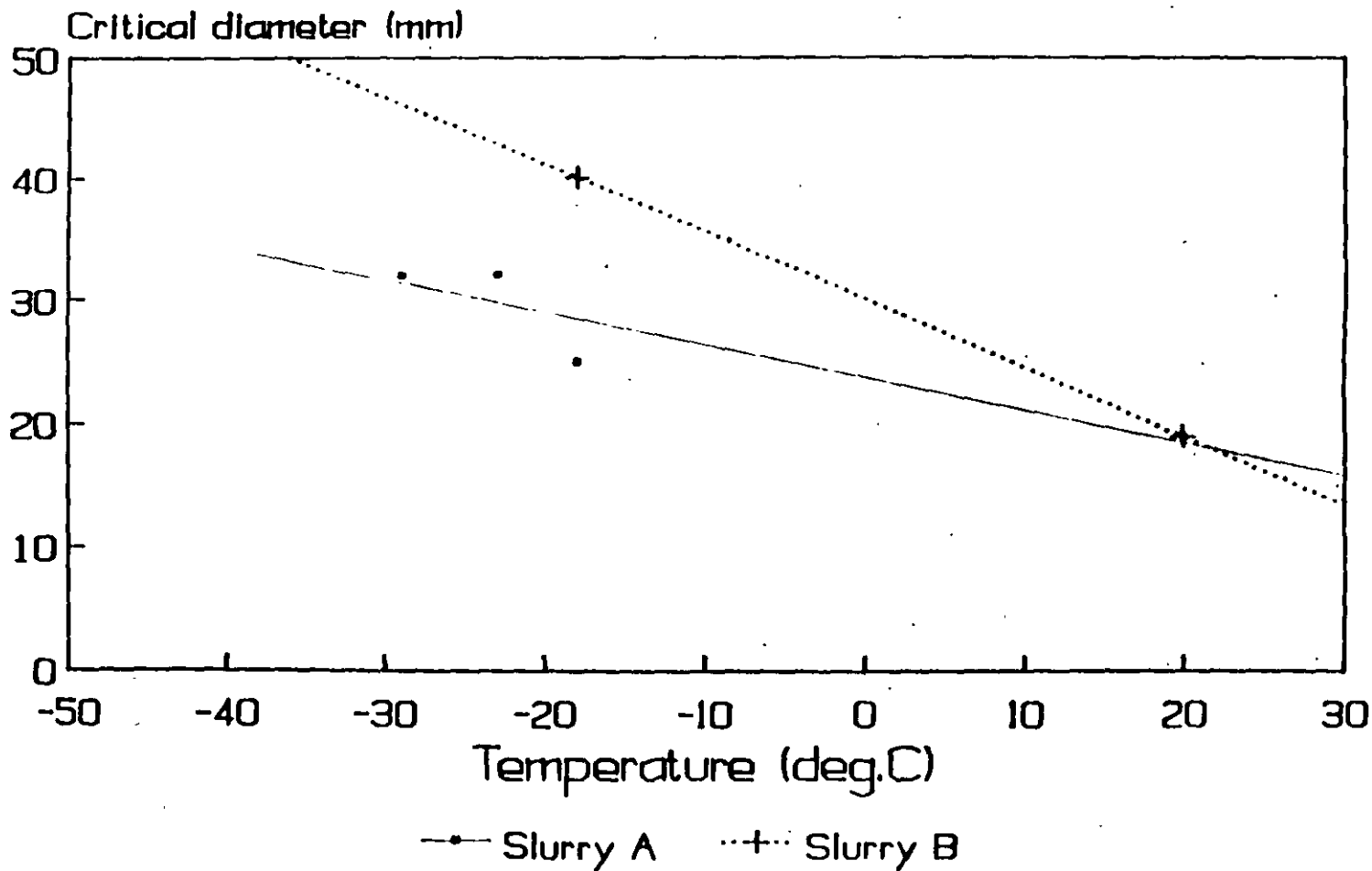


FIGURE 8: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL DIAMETER OF SLURRIES



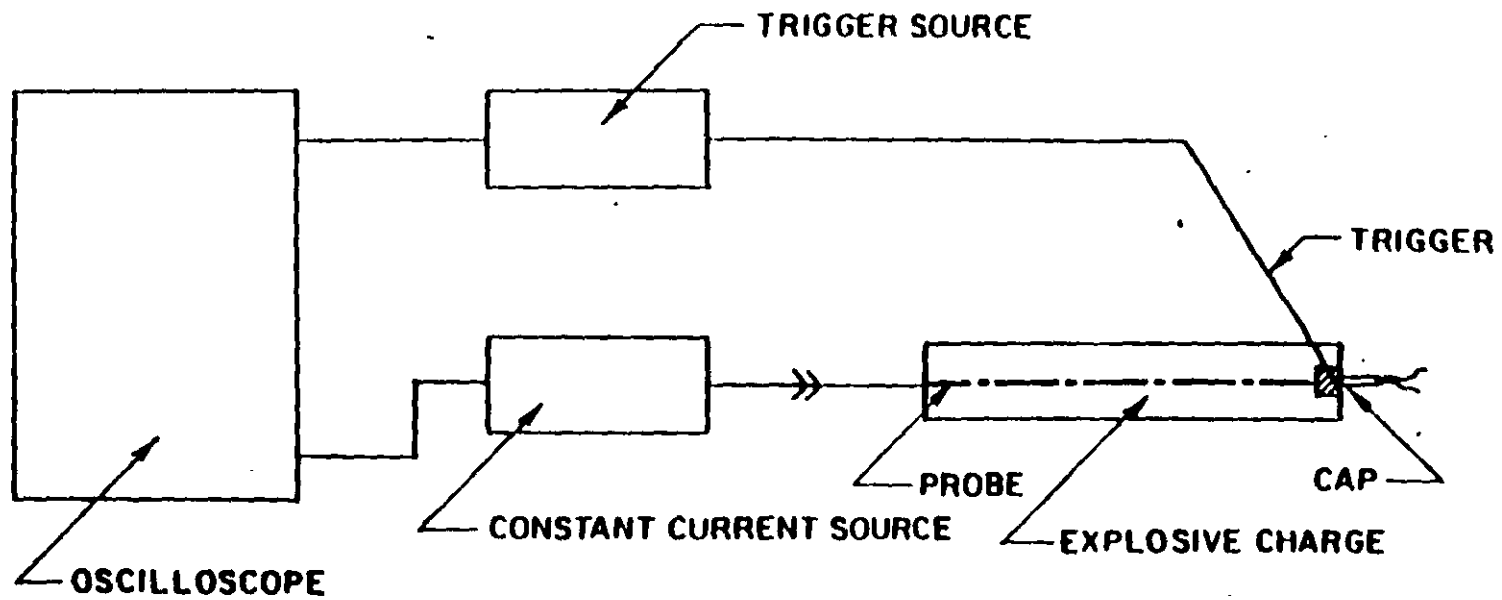


FIGURE 9. SCHEMATIC REPRESENTATION OF THE CONTINUOUS VELOCITY SYSTEM FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION

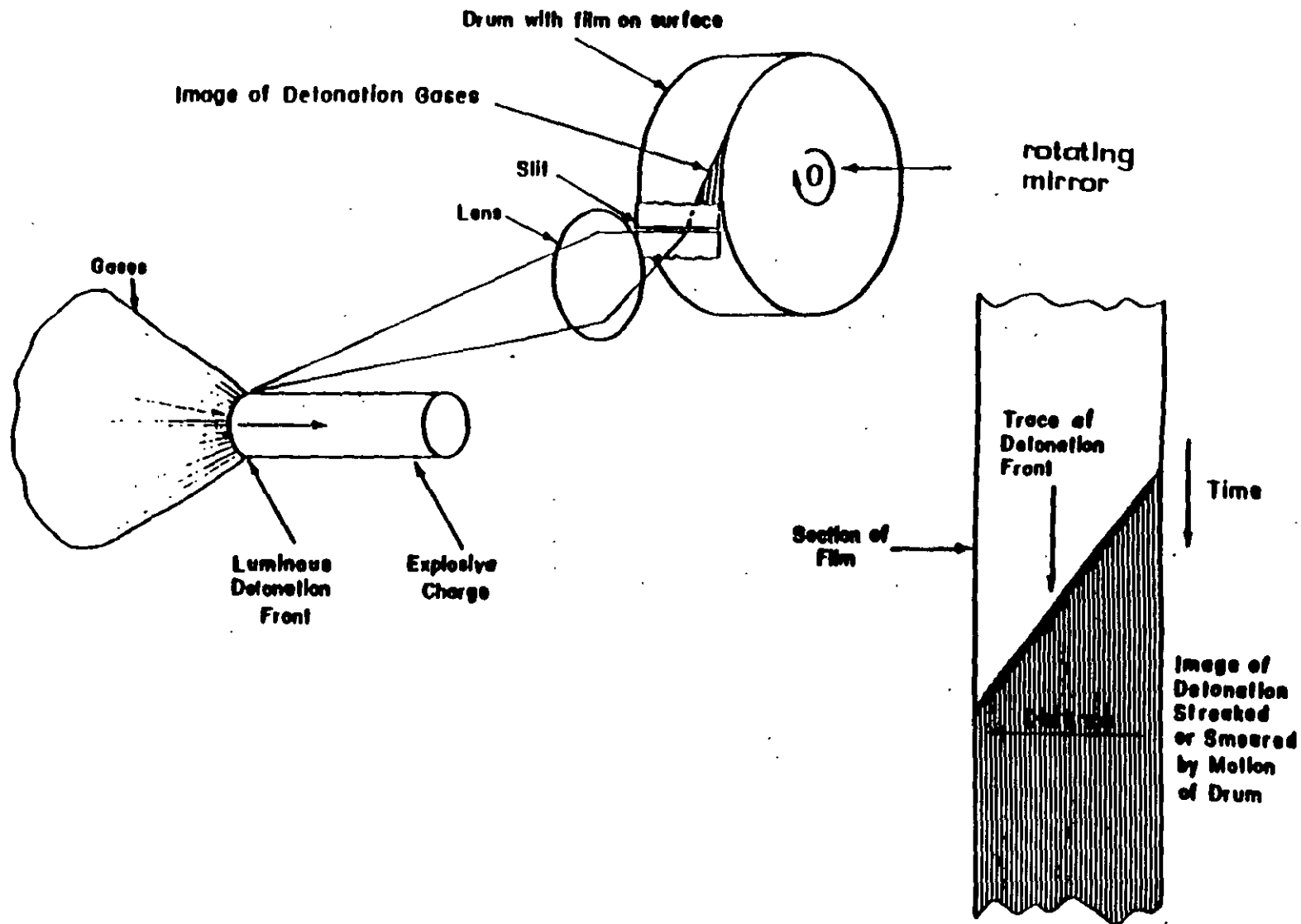


FIGURE 10: MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION BY USING A STREAK CAMERA (ref. 9)

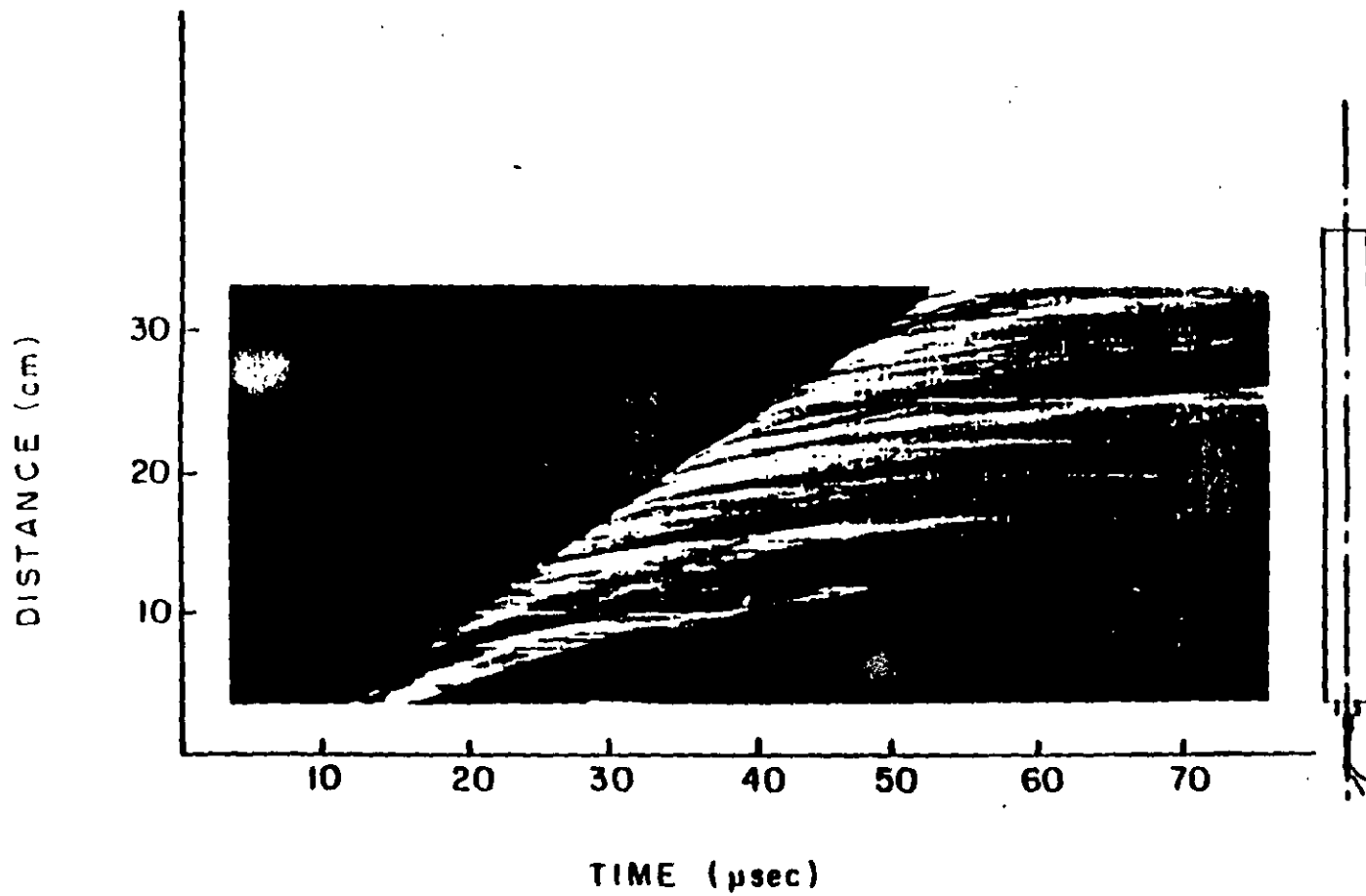


FIGURE 11: TYPICAL STREAK CAMERA RECORD FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION OF PENTOLITE

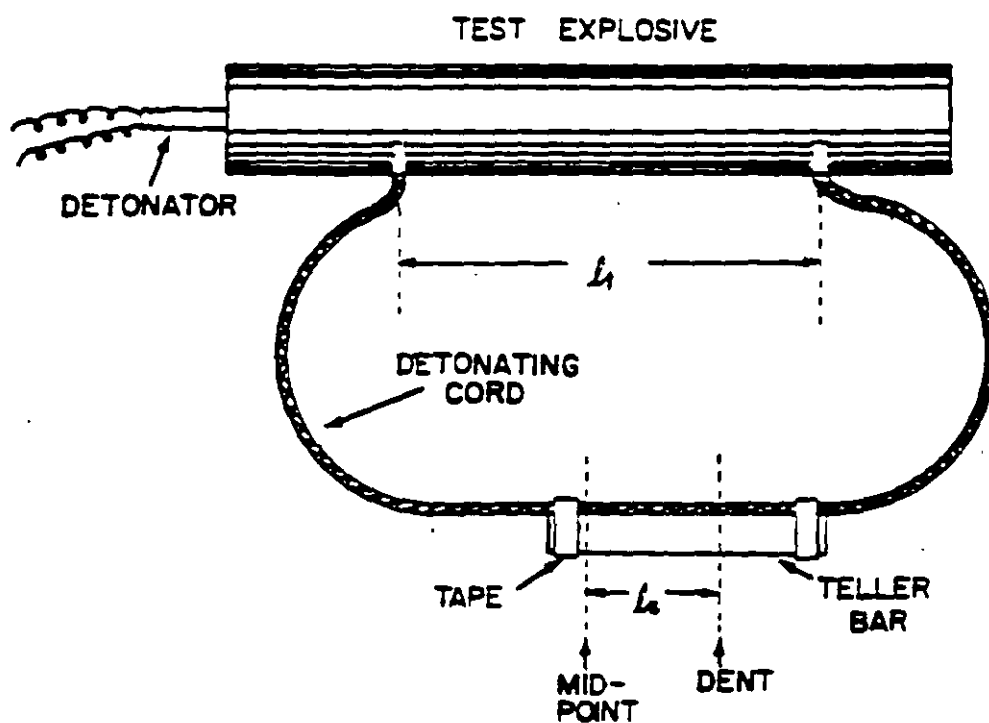


FIGURE 12: D'AUTRICHE METHOD FOR THE MEASUREMENT OF THE VELOCITY OF DETONATION

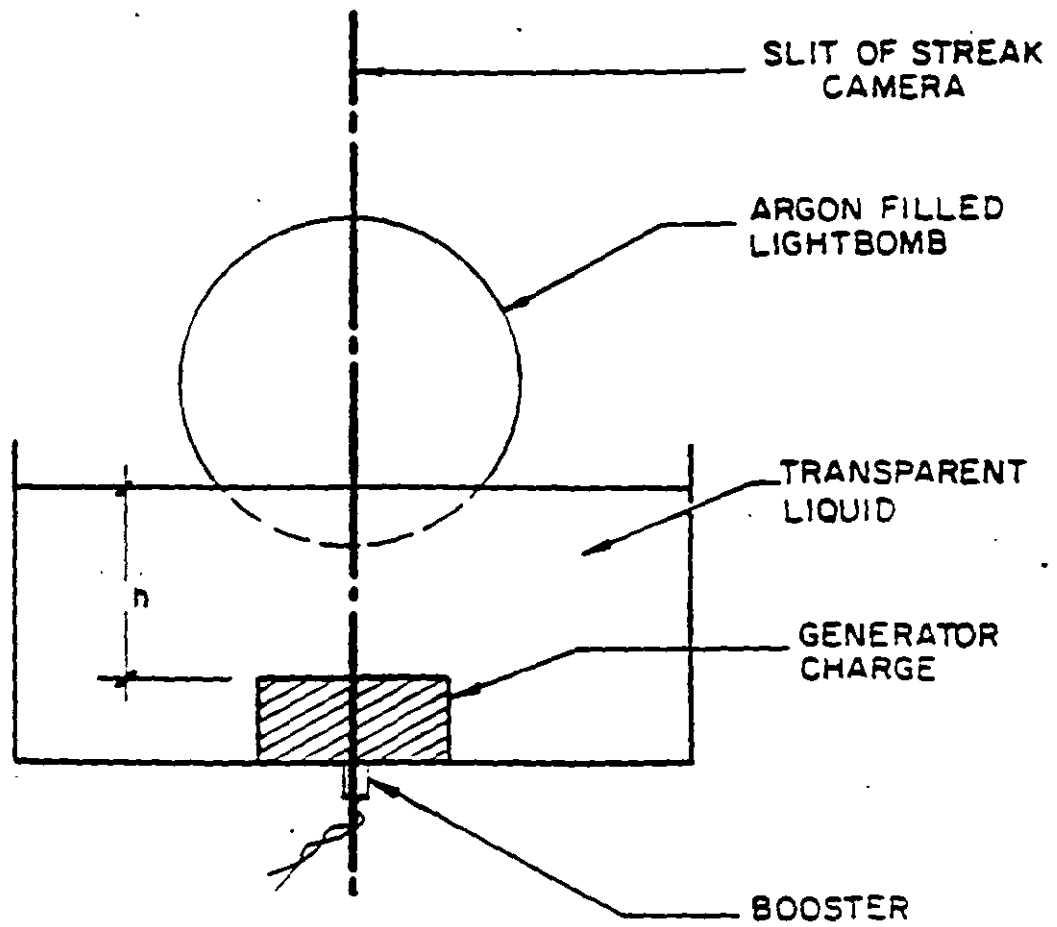


FIGURE 13: EXPERIMENTAL SET UP FOR DETERMINING THE HUGONIOT OF THE TRANSPARENT LIQUID

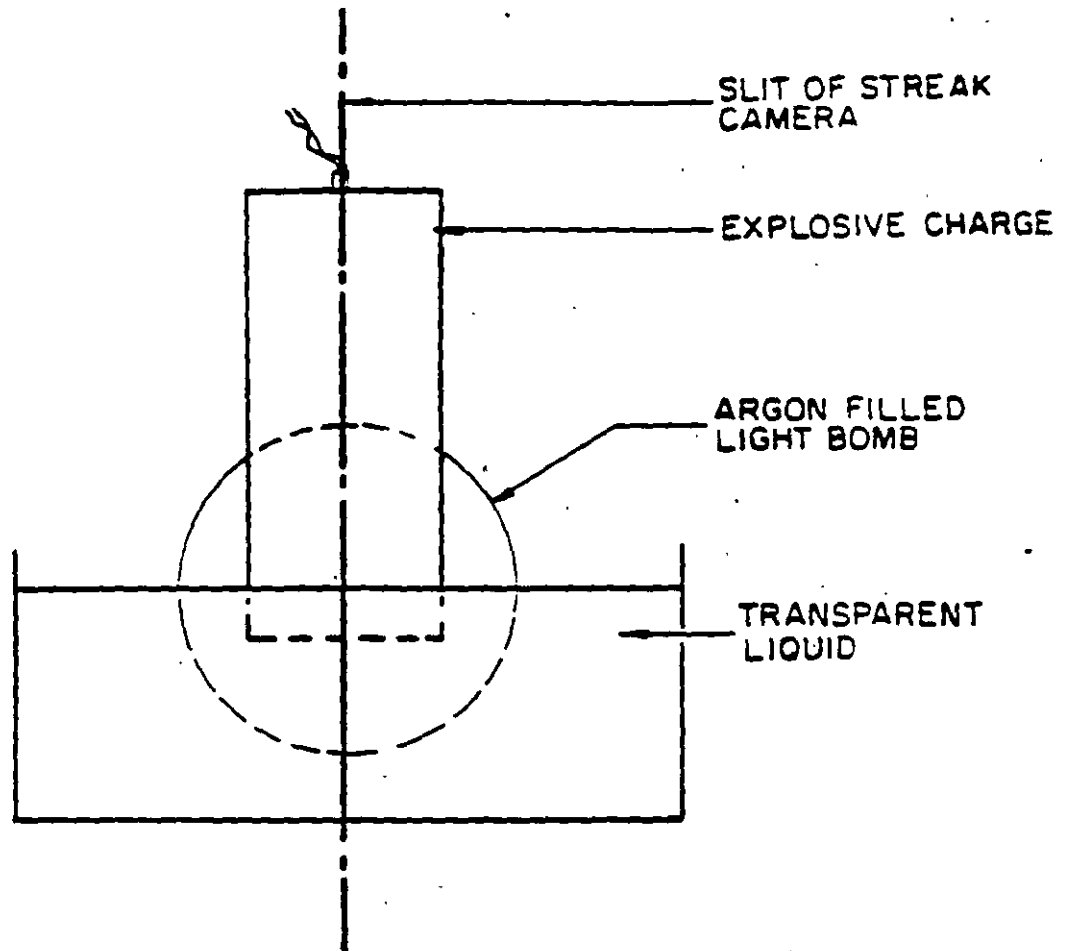


FIGURE 14: EXPERIMENTAL SET UP FOR THE MEASUREMENT OF THE DETONATION VELOCITY AND THE INITIAL SHOCK VELOCITY IN THE TRANSPARENT LIQUID

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

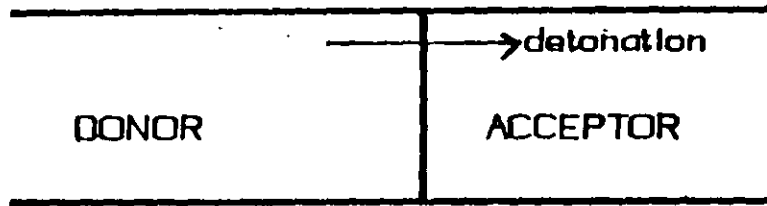
the groove and a slider moves on top. Various loads are put on the slider. The slider moves at a constant speed and the result is recorded as a function of the load.

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.

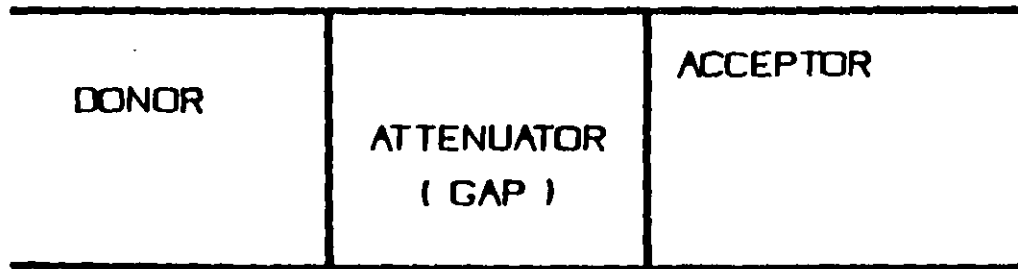
Similar tests have been developed in other countries.

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

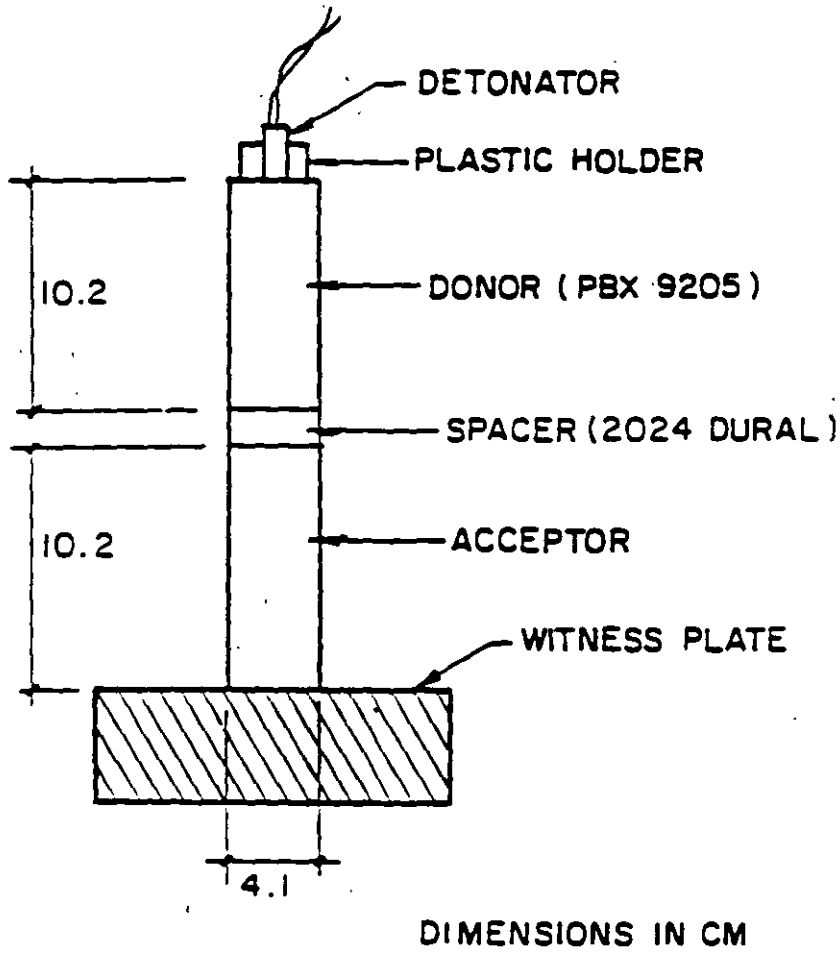


FIGURE 2: THE LOS ALAMOS LARGE GAP TEST

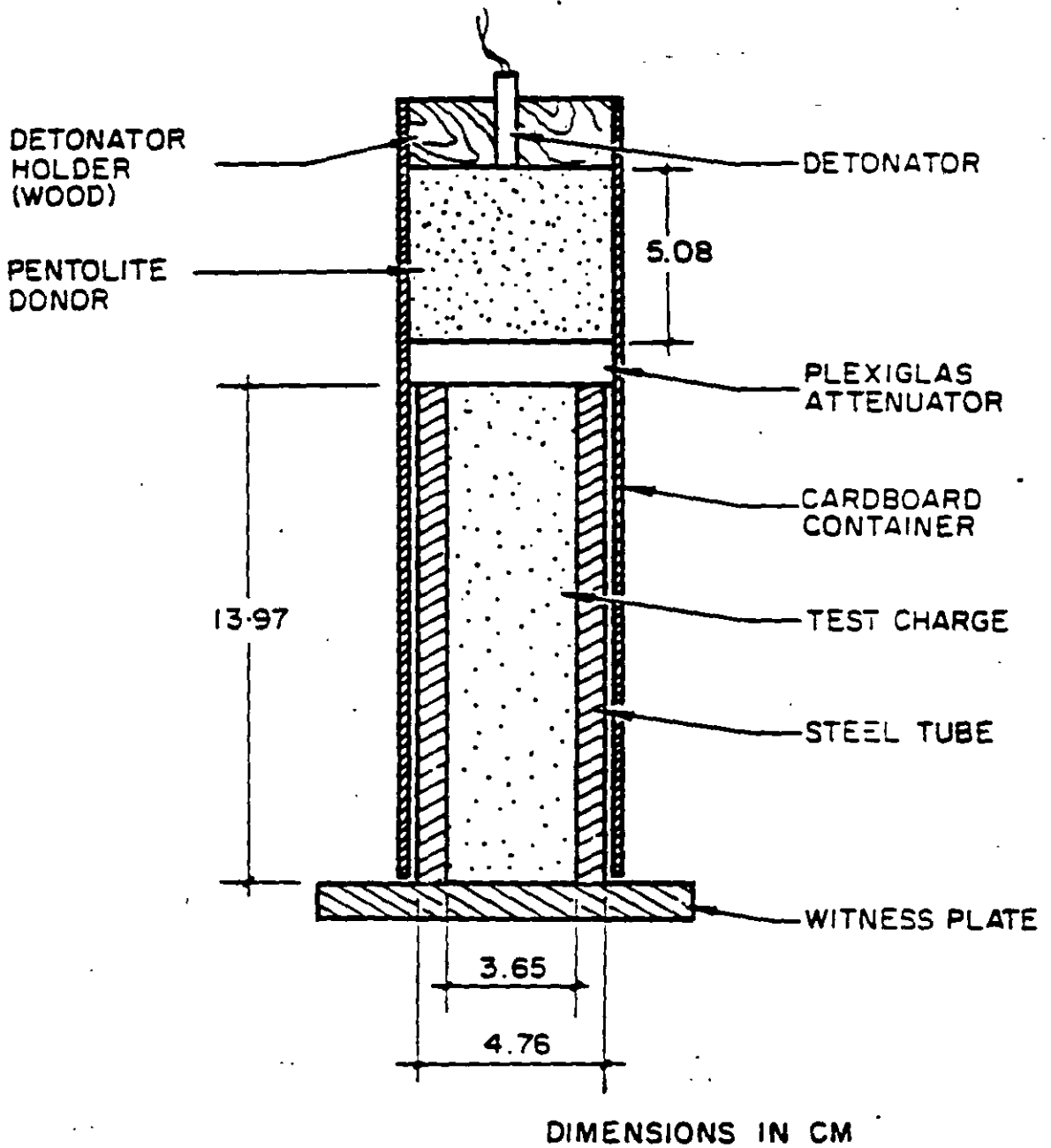


FIGURE 3: THE NOL GAP TEST

FIGURE 4: EFFECT OF DENSITY ON
CRITICAL GAP PRESSURE

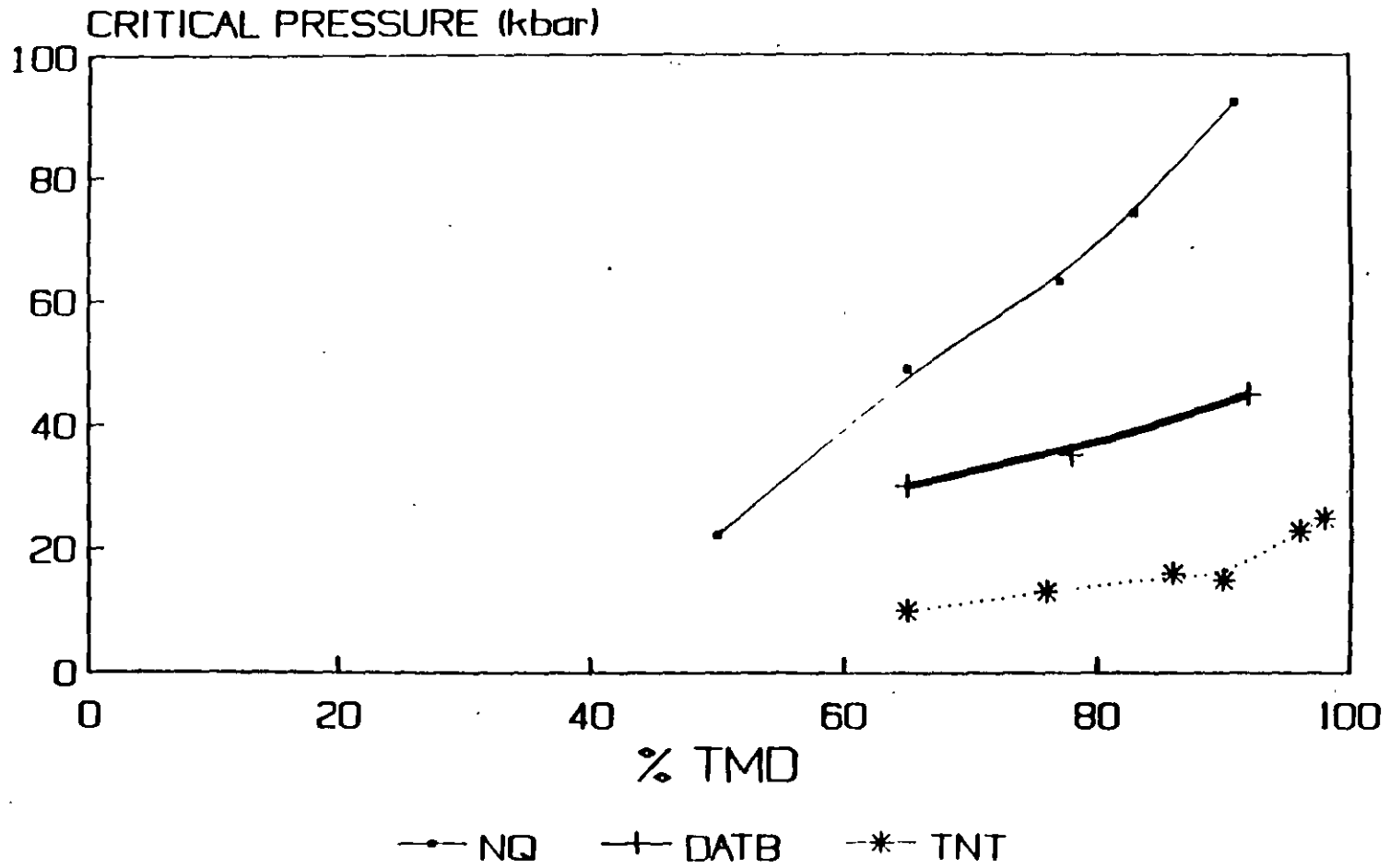


FIGURE 5: EFFECT OF THE COMPOSITION ON
CRITICAL GAP PRESSURE

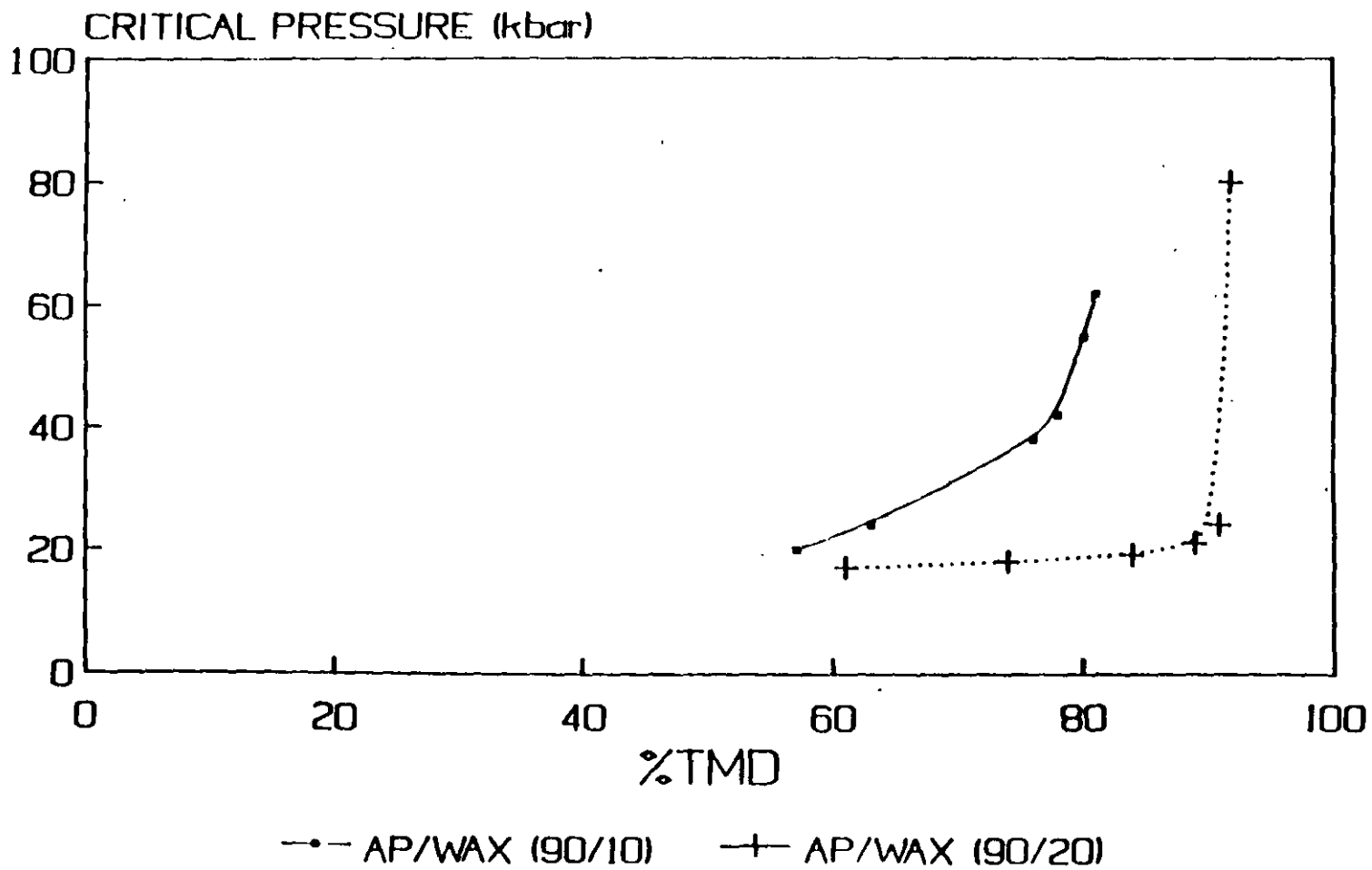
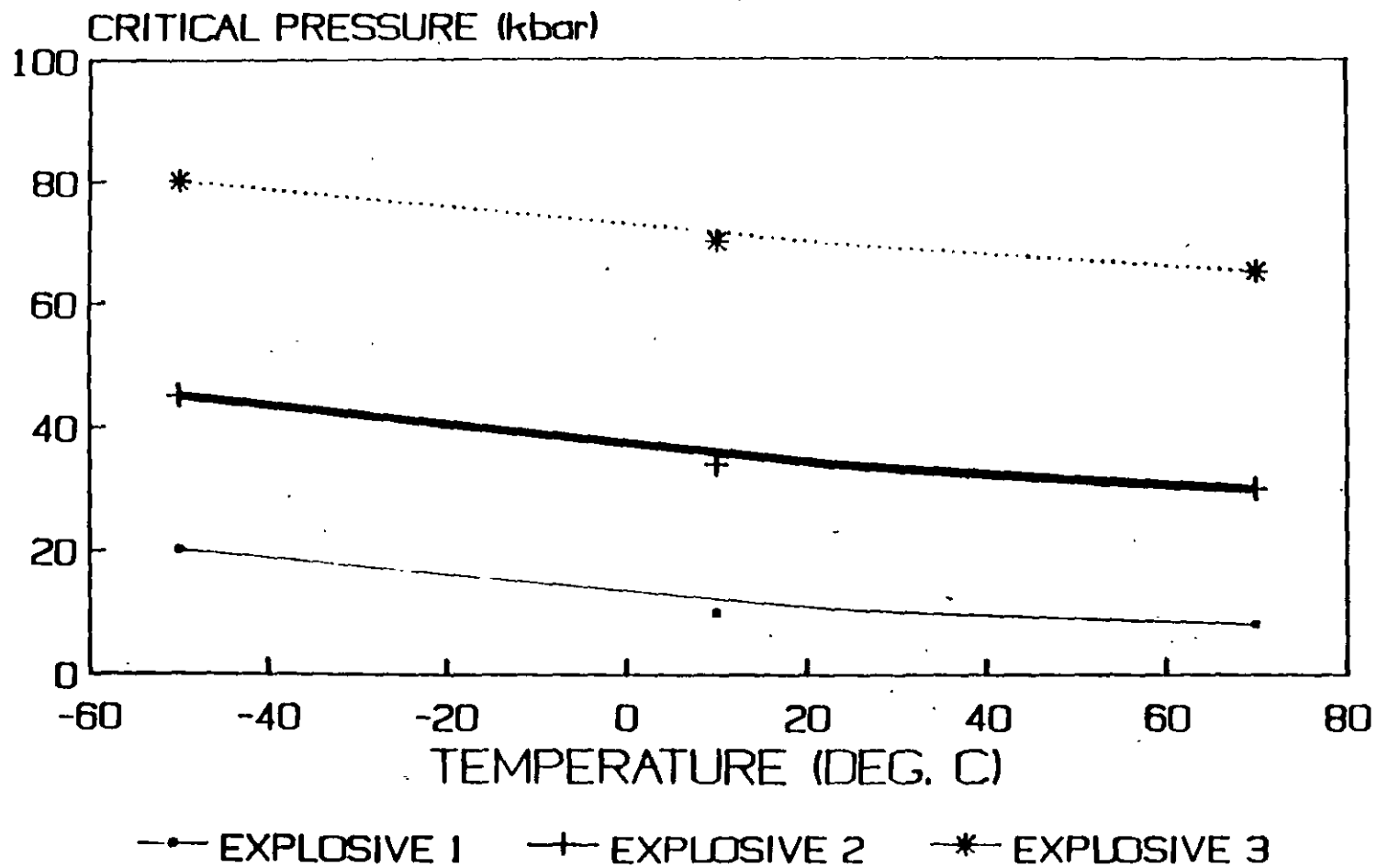


FIGURE 6: EFFECT OF TEMPERATURE ON THE CRITICAL GAP PRESSURE



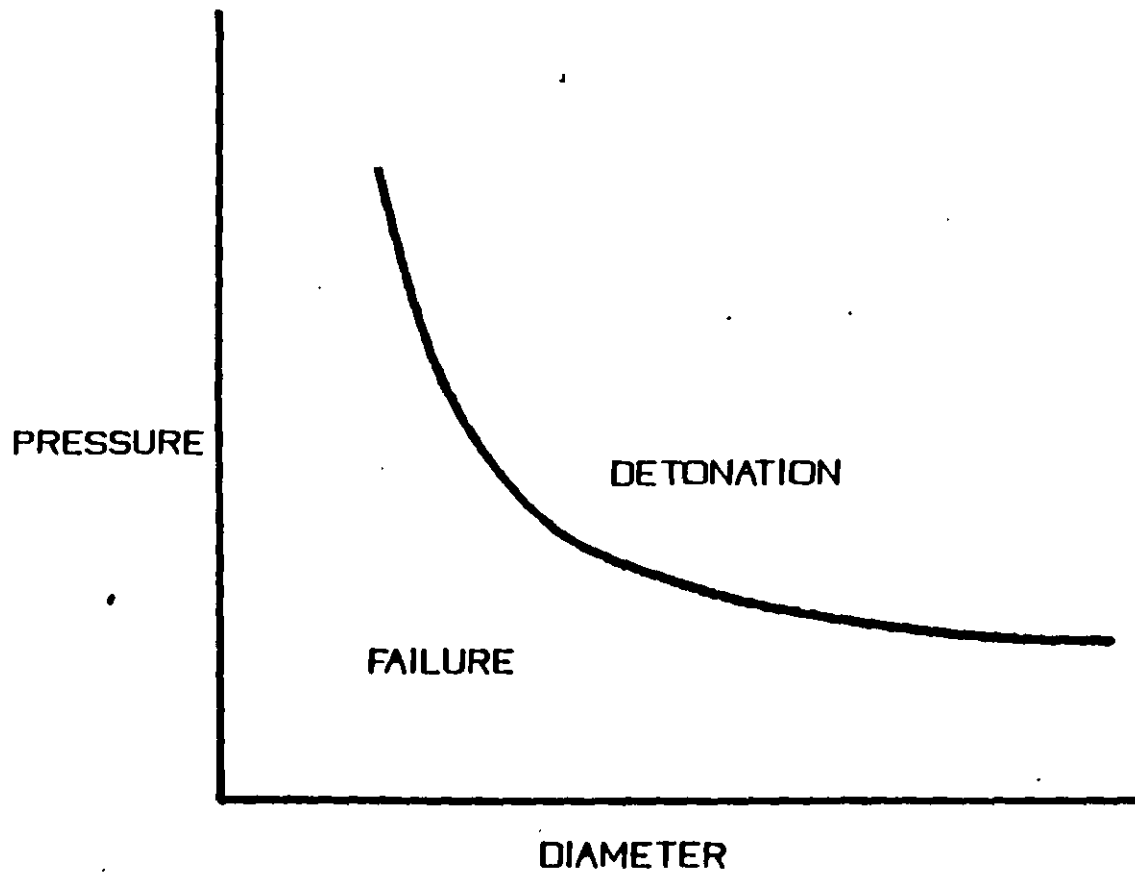
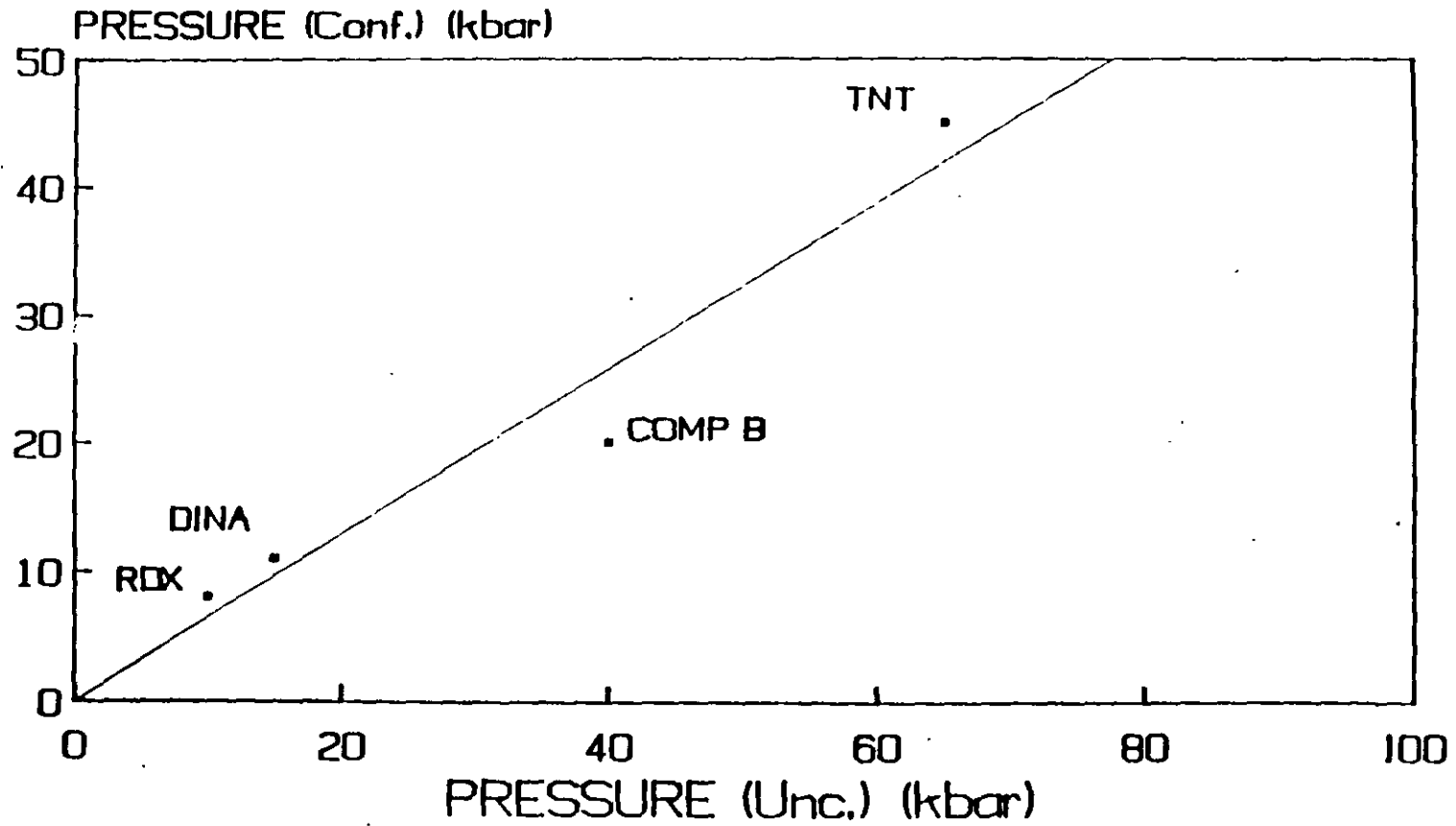


FIGURE 7: VARIATION OF CRITICAL PRESSURE WITH DIAMETER

FIGURE 8: EFFECT OF CONFINEMENT ON CRITICAL GAP PRESSURE



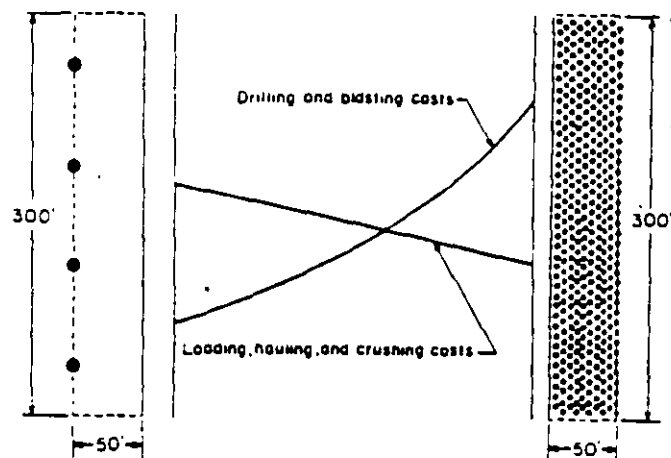
SURFACE BLAST DESIGN

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



Blast area = 15,000 sq ft
Borehole diameter = 20 in
Number of holes = 4
Total borehole area = 1,256 sq in
Burden = 50 ft
Spacing = 75 ft

Blast area = 15,000 sq ft
Borehole diameter = 2 in
Number of holes = 400
Total borehole area = 1,256 sq in
Burden = 5 ft
Spacing = 7.5 ft

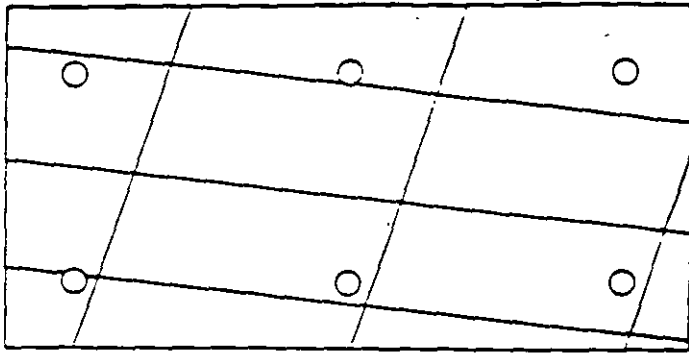
Figure 65.—Effect of large and small blastholes on unit costs.

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.

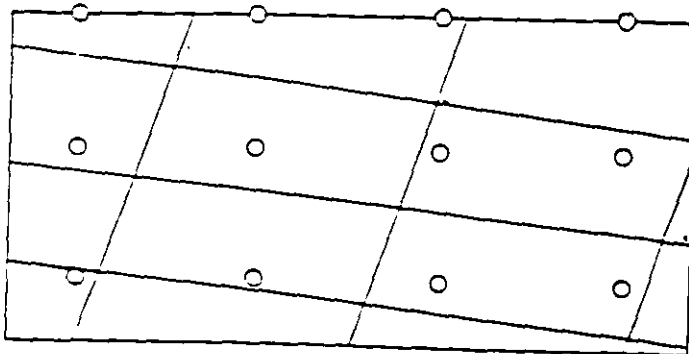
In a given rock formation, the four-hole pattern will give relatively low drilling and blasting costs. Drilling costs for the large blastholes will be low, a low-cost blasting agent will be used, and the cost of detonators will be minimal. However, in a difficult blasting situation, the broken material 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 these blocks are to be thrown unbroken into the muckpile.



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, fragmented rock without excessive, widely spaced pit weakness or voids. Many blasting jobs, however, present strains 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- 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.

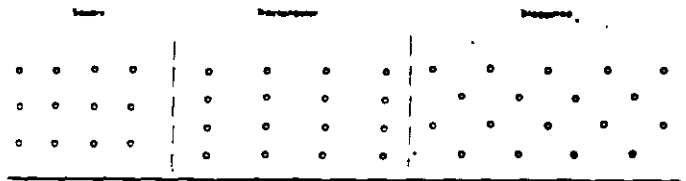
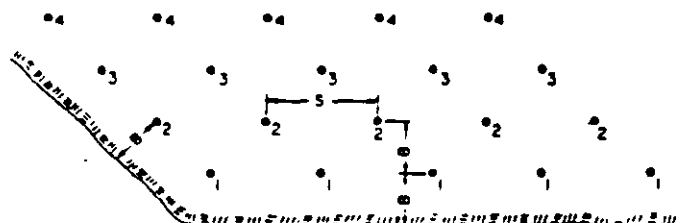


Figure 67.—Three basic types of drill pattern.



5 • 28
Figure 68.—Corner cut staggered blast pattern—Simultaneous initiation within rows (blasthole spacing, S, is twice the burden, B).

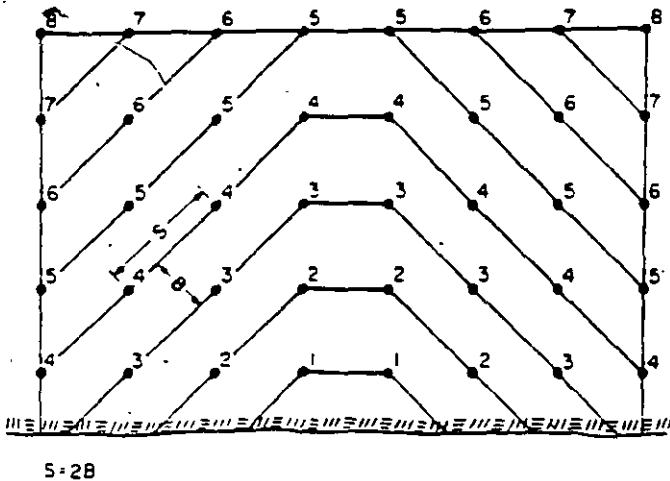


Figure 69.—V-echelon blast round (true spacing, S, is twice the true burden, B).

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

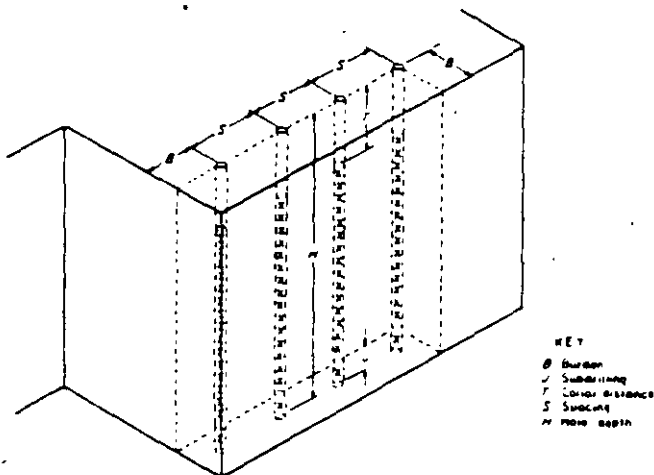


Figure 70.—Isometric view of a bench blast.

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, colar 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.

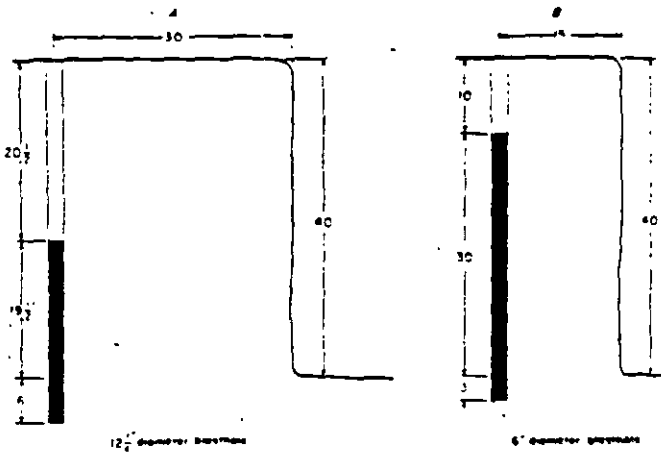


Figure 71.—Comparison of a 12½-in-diameter (A) blasthole (stiff burden) with a 6-in-diameter (B) blasthole (flexible burden) in a 40-ft bench.

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 collarng 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 toe	0.3
Difficult toe	0.4-0.5

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 backbreak. 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.

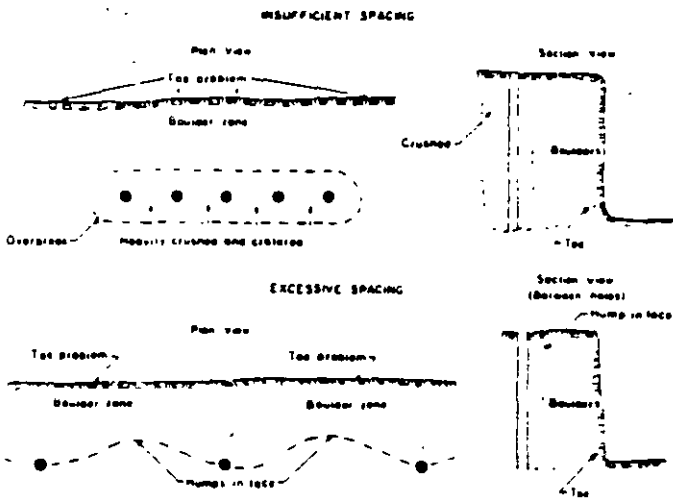


Figure 72.—Effects of insufficient and excessive spacing.

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

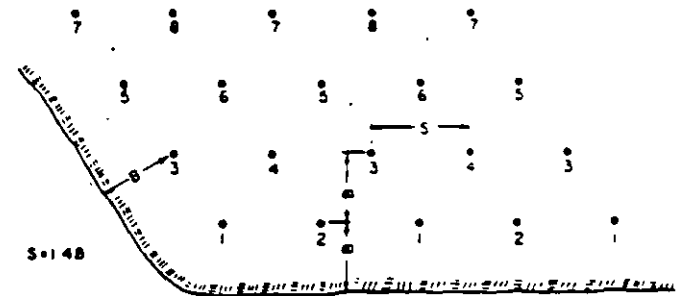


Figure 73.—Staggered blast pattern with alternate delays (spacing, S, is 1.4 times the burden, B).

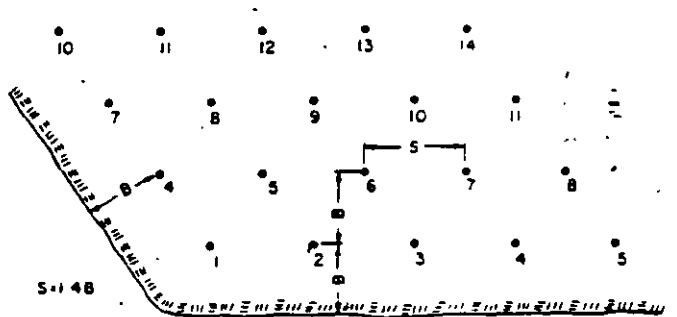


Figure 74.—Staggered blast pattern with progressive delays (spacing, S, is 1.4 times the burden, B).

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.

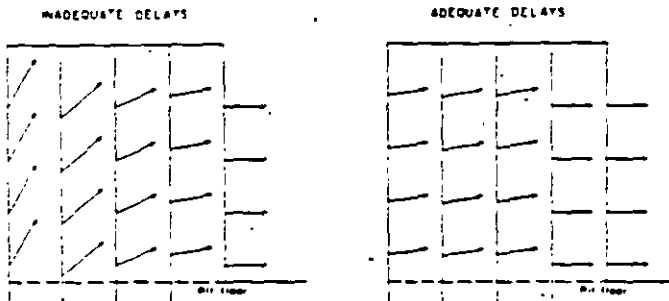


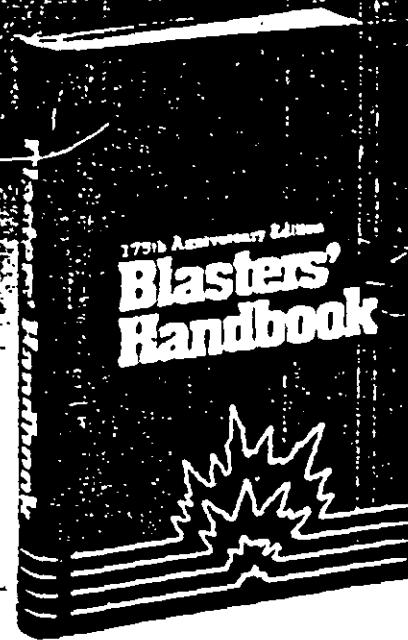
Figure 75.—The effect of inadequate delays between rows.

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.

**500 pages
of explosives
know-how...
only \$24.**



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 DuPont explosives experience: the how-to guide for explosives users. **Available by mail only.** Send your check for \$24 to:

BLASTERS' HANDBOOK
DuPont Company
Room G40052
Wilmington, DE 19898

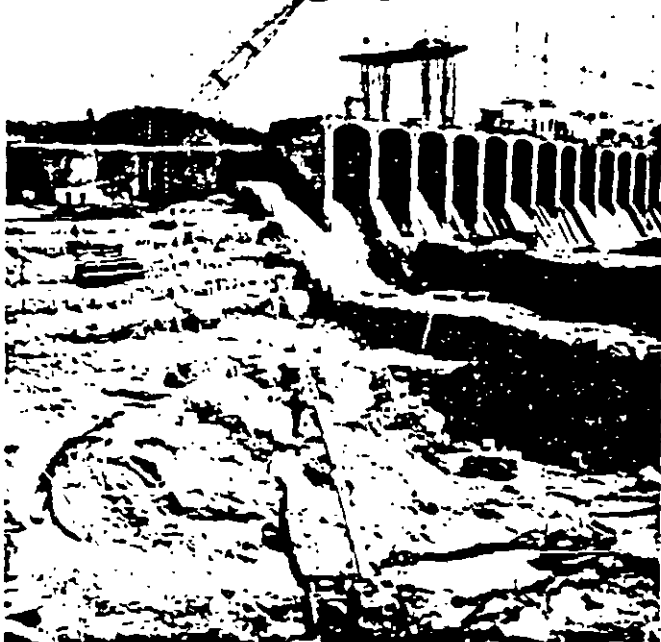
Only DuPont and its licensees manufacture and sell TOVEX the original water gel explosive

Order your copy now!



Here's Hercudet™

nonelectric delay blasting system

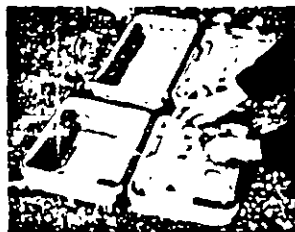


Mitchell Dam Floodcontrol Project, Coosa River, Alabama, where Hercudet provided safe, cost-effective blasting.

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

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</u> <u>in rock breakage</u>	<u>Powder factor,</u> <u>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 pan are 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 truly be called an art, with experience being an important to success.

LAS TROJES, COL.

PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL VERTEDOR

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

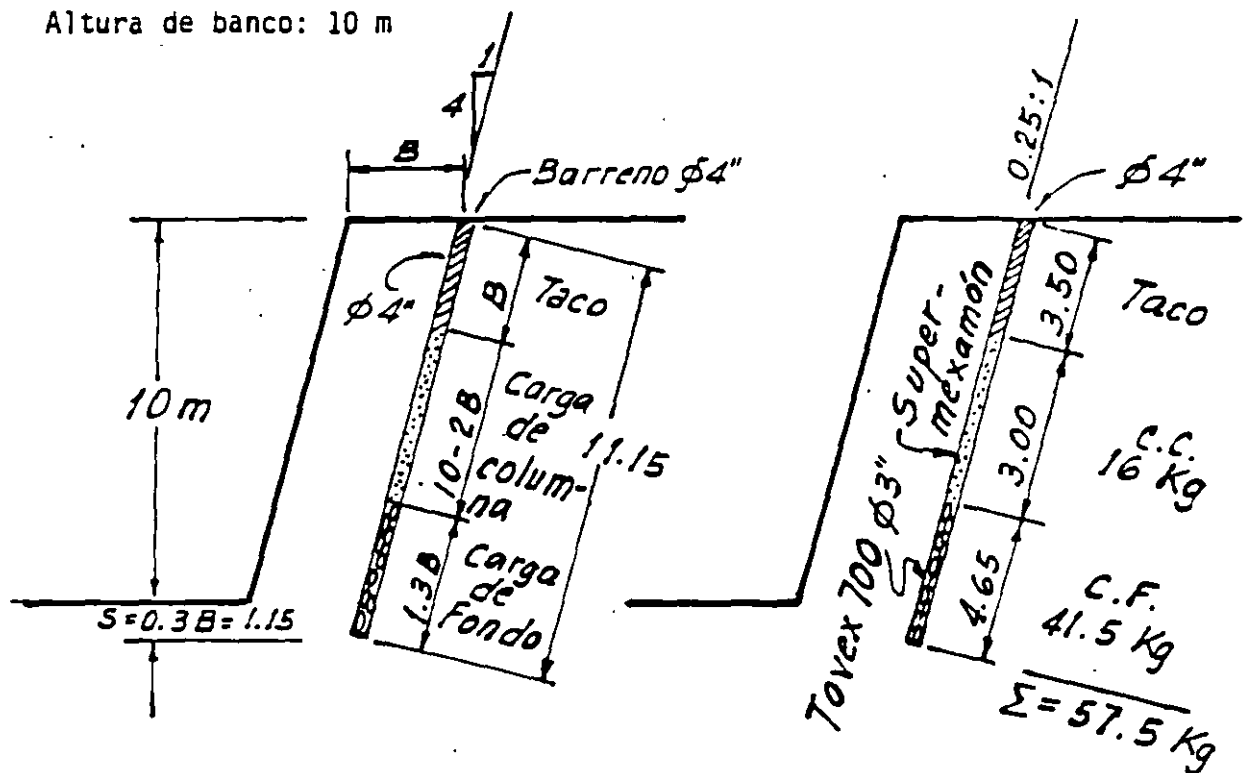
Índice de perforabilidad: 2.0

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)

$$\therefore B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = 10.16 \times 30 \sqrt{\frac{1.1 \times 0.9}{0.33 \times 1.02 \times 1.25}}$$

$$\therefore B_{\text{máx}} = 10.16 \times 30 \times 1.5339 = \underline{467.5 \text{ cm}}$$

e) Considerando el bordo máximo $B_{\text{máx}} = 45 \phi$

$$B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = B_{\text{máx}} \sqrt{\frac{\text{Pot. Tovex 700} \times \text{Densidad}}{\text{Pot. NG 40\%} \times \text{Densidad}}}$$

$$B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = B'_{\text{máx}} \sqrt{\frac{\text{Factor de roca } 0.4}{\text{Factor de roca } 0.28}}$$

$$B_{\text{máx}} \text{ Tovex 700} = 45 \times 10.16 \sqrt{\frac{0.75 \times 1.1}{1.00 \times 1.4}} = 457.2 \times 0.77$$

$$= \underline{350.96}$$

$$\therefore B_{\text{máx}} = 350.96 \sqrt{\frac{0.4}{0.28}} = \underline{419.47 \text{ cm}}$$

354

Utilizando el valor menor del bordo máximo se tiene:

$$B_{\text{máx}} = 406.4 \text{ cm}$$

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.

$$\therefore B_{\text{práctico}} = B_1 = B_{\text{máx}} - \text{Fallas}$$

$$B_1 = 406.4 - 60 = \underline{346.4 \text{ cm}}$$

Para un espaciamento $E_1 = 1.25 B_1$

$$\text{resulta: } E_1 = 1.25 \times 346.4 = \underline{433 \text{ cm}}$$

$$\therefore E_1 B_1 = 3.464 \times 4.33 = 15 \text{ m}^2$$

Utilizando $B_1 = 3.5 \text{ m}$

Resulta $E_1 = 4.5 \text{ m}$

Altura de carga de fondo = 1.3 B

$$\text{Sub-barrenación} = \frac{1}{3} B = \frac{350}{3} \approx 115 \text{ cm}$$

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 x 3.5 = 3 m

Carga de columna = 3 m x 8.107 l/m x 0.65 kg/l = 16 kg

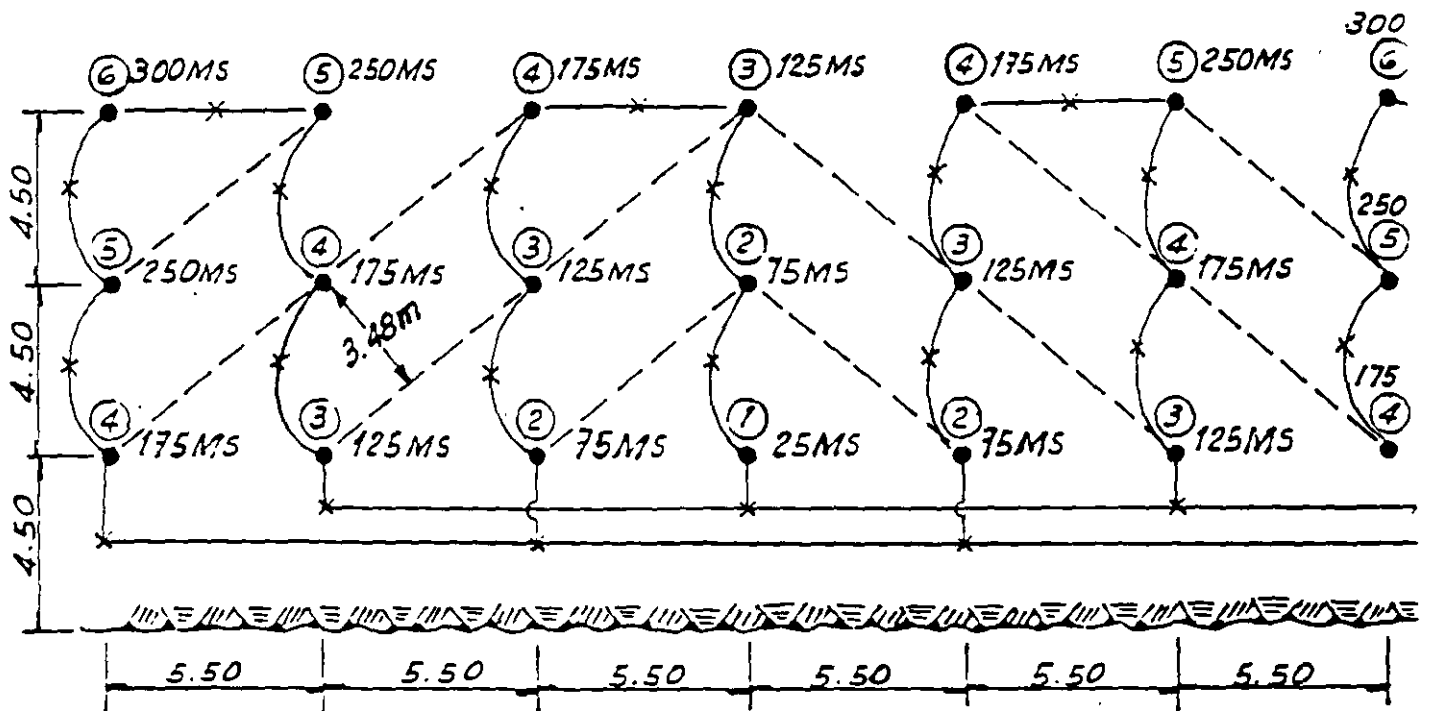
Carga total = 40.6 kg + 16 kg = 56.6 kg

$$\therefore \text{Factor de carga F.C.} = \frac{56.6}{10 \times 3 \times 3.5 \times 4.5} = 0.360 \text{ kg/m}^3$$

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 barrenoDensidad encartuchada del explosivo SC = 117Diámetro 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

$$\therefore K_B = 30 \left(\frac{160}{137.3} \right)^{1/3} \left(\frac{1.1}{1.3} \right)^{1/3} \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3}$$

$$= 30(1.05)(0.95) \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} = \underline{29.8} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}$$

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 propaación 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:

$$\text{Si } t = \frac{B}{V_f}; \quad \text{Para } D_e = 2''; \quad t_f = \frac{4.23}{1200} = 3.5 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; \quad t_f = \frac{11}{1200} = 9.2 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 3''; \quad t_f = \frac{7.65}{1200} = 6.4 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 5''; \quad t_f = \frac{14.39}{1200} = 12 \text{ ms}$$

363

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 Mfimo

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 mfimo para el primer o cebo a nivel del piso

$$B_1 = \frac{3L}{9K_v + 2}; \quad L = 32.8 \text{ pies (altura banco)}$$

$$\text{Para } D_e = 5"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.14 + 2} = \frac{98.4}{39.26} = \underline{2.51 \text{ pies}}$$

De la tabla $B = 14.39 > 2.51$ Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 6"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.17 + 2} = \frac{98.4}{39.53} = \underline{2.49 \text{ pies.}} \quad \text{Se puede redu. el diámetro}$$

$$\text{Para } D_e = 4"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 3.89 + 2} = \frac{98.4}{37.01} = 2.66 \text{ pies}$$

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 $B = 7.65 \text{ pies} > 2.96$ 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 $B = 4.23 > 3.83 \text{ pies}$

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

$$\text{Para } D_e = 3"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 3.47 + 1} = \frac{98.4}{63.46} = 1.55 \text{ pies}$$

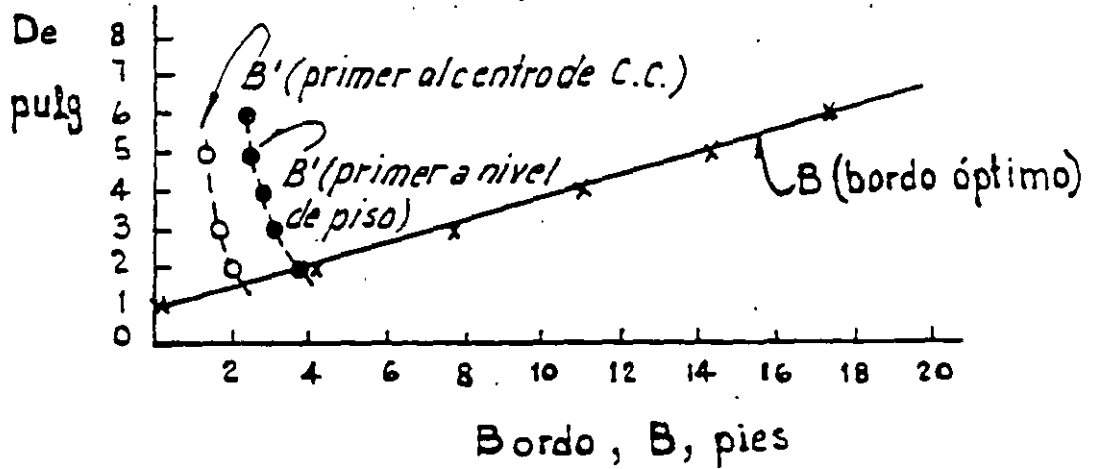
De la tabla B = 7.65 >> 1.55 El diámetro puede ser mucho menor

$$\text{Para } D_e = 2"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{18 \times 2.63 + 1} = \frac{9.84}{48.34} = 2.04 \text{ pies}$$

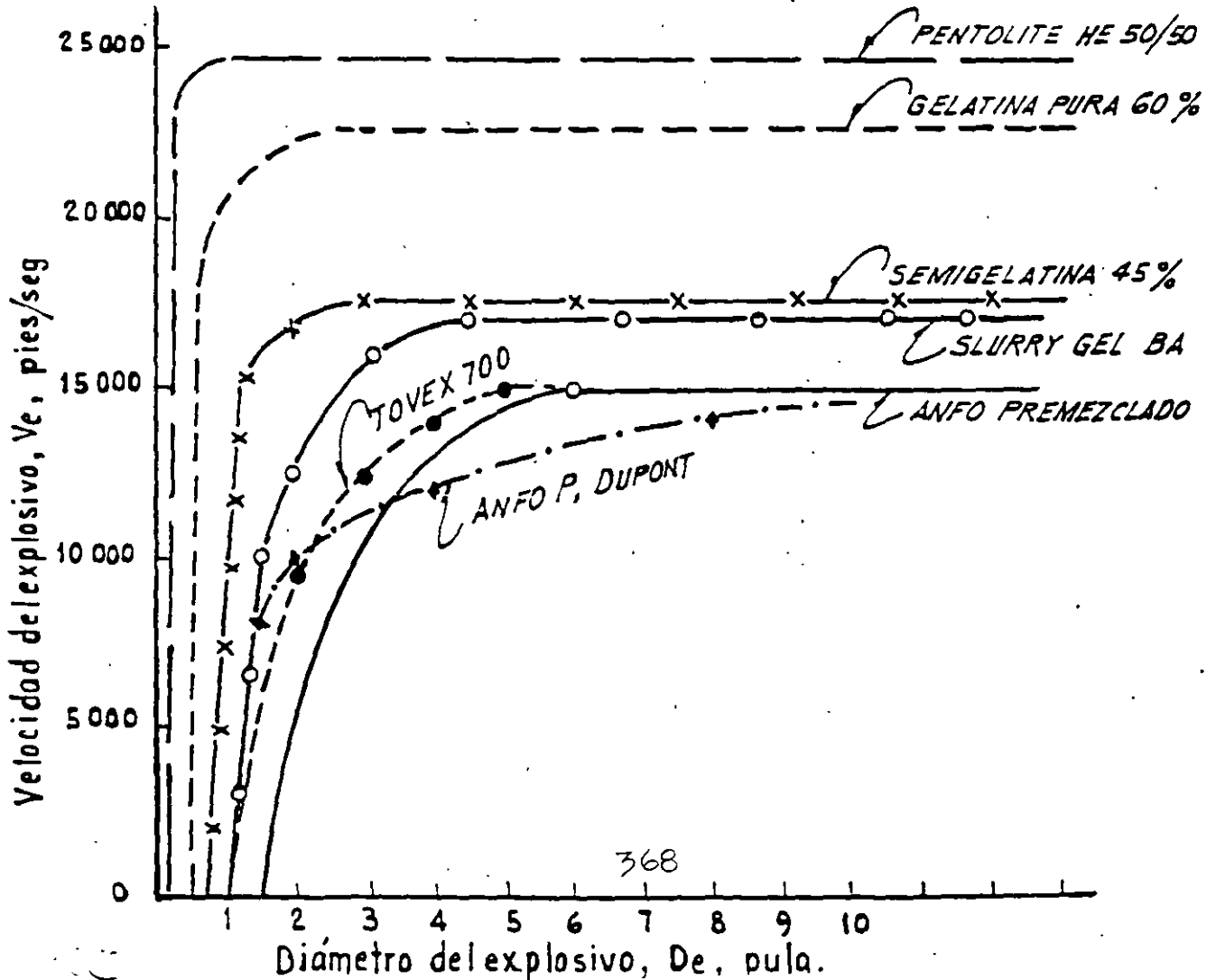
De la tabla B = 4.23 > 2.04 pies

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

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$E = 4.5 \text{ m}$$

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

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$E = 4.0 \text{ m}$$

RECOMENDACION

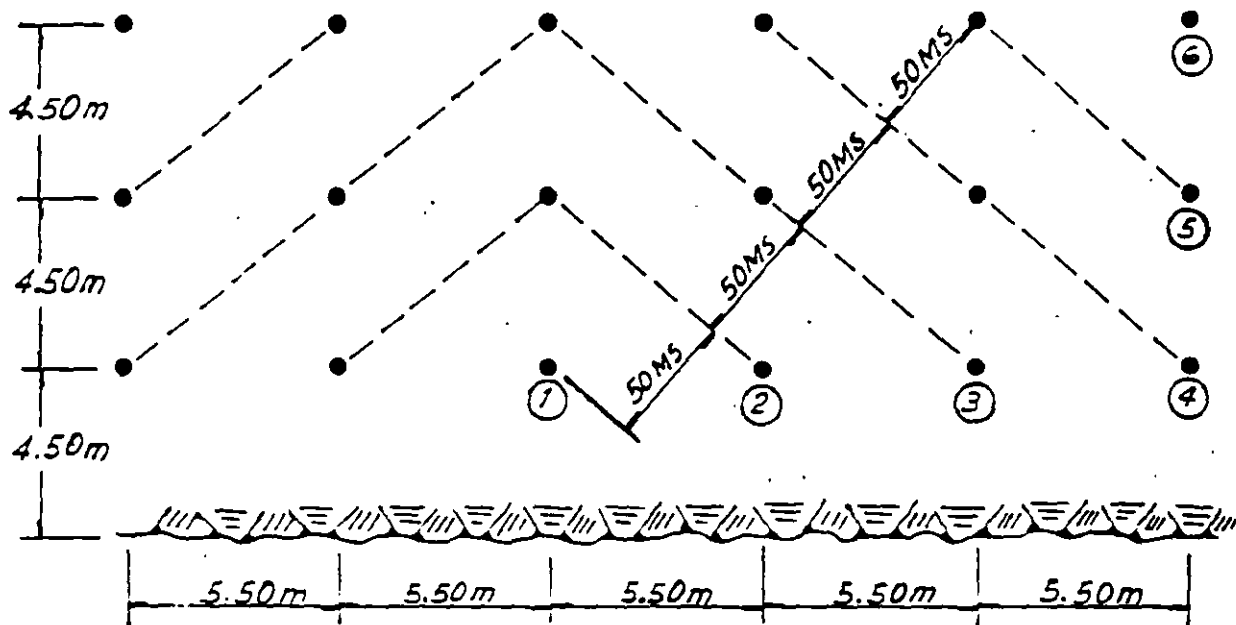
Utilizar el patrón resultante del Método Sueco realizando la voladura con secuencia de ignición en V, de manera que el bordo máximo se presente en forma diagonal resultando entonces un patrón rectangular de 4.5 x 5.5 que tiene un bordo diagonal de 3.48 m.

Resultando:

$$B = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro barreno } \phi = 4''$$

$$E = 5.5 \text{ m}$$

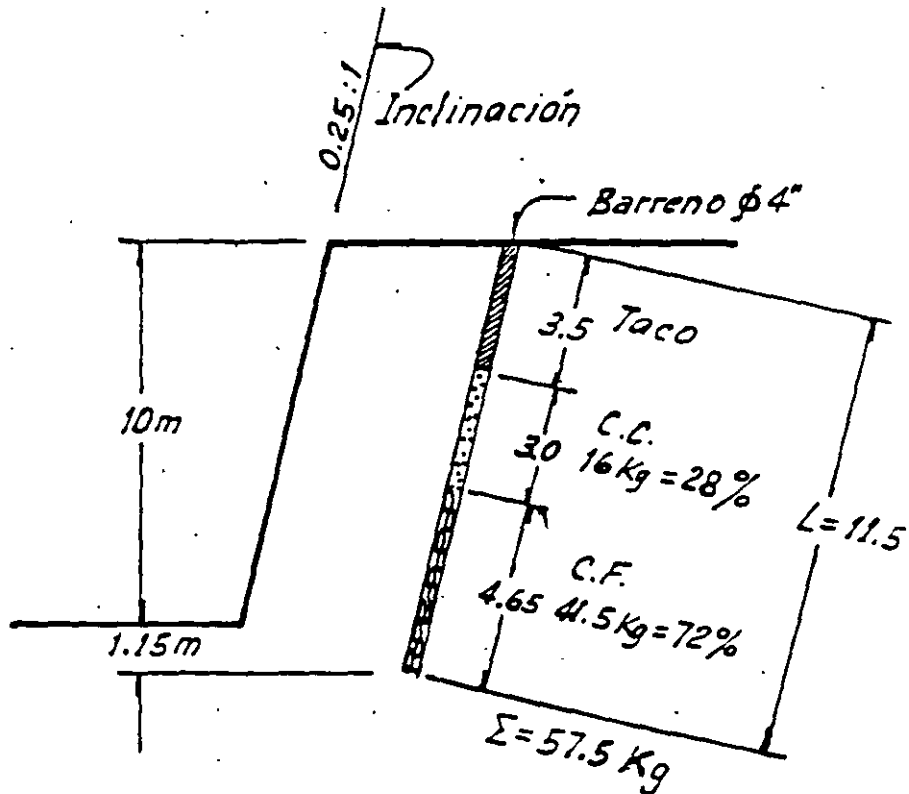


Explosivo: Tovex 700, 3" + Supermexamón

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 barrenos: 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 Kg/m³

Barreno ϕ 2 1/2"

Relación de cargas:

C.F. = 29%

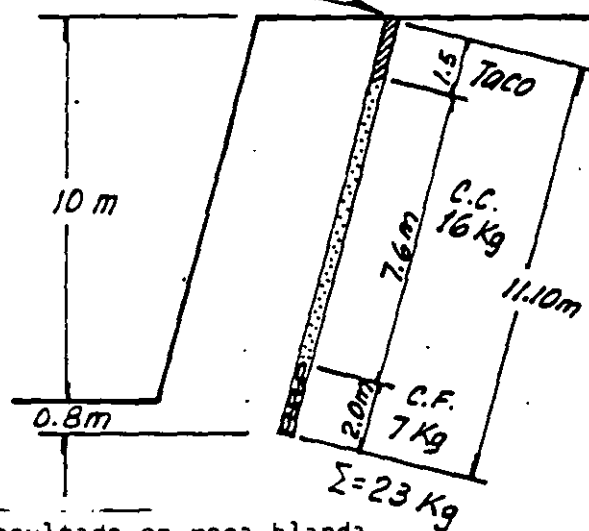
C.C. = 71%

Relación diámetro a bordo:

Para B = 2.5 m; ϕ 6.35 cm; $K_v = 39 \phi$

B = 2.75 m; ϕ 6.35 cm; $K_v = 43 \phi$

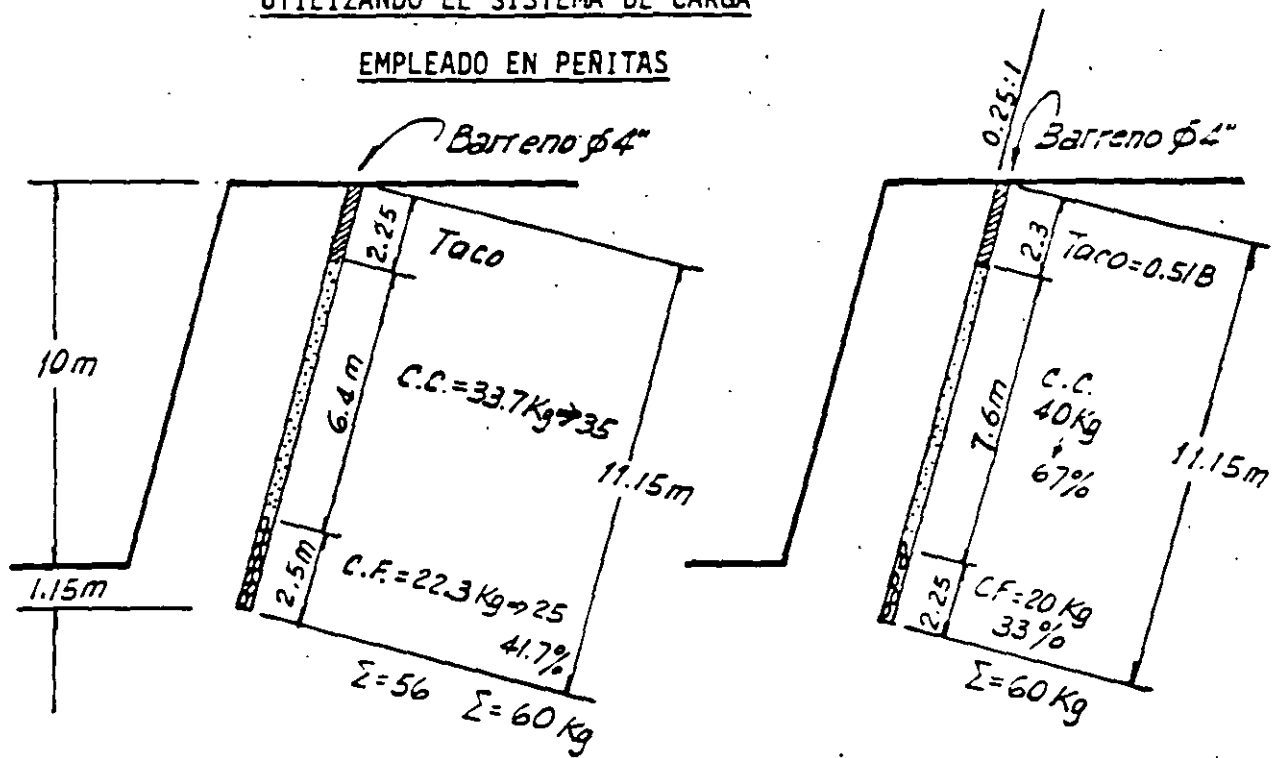
B = 3.00 m; ϕ 6.35 cm; $K_v = 47 \phi$



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.

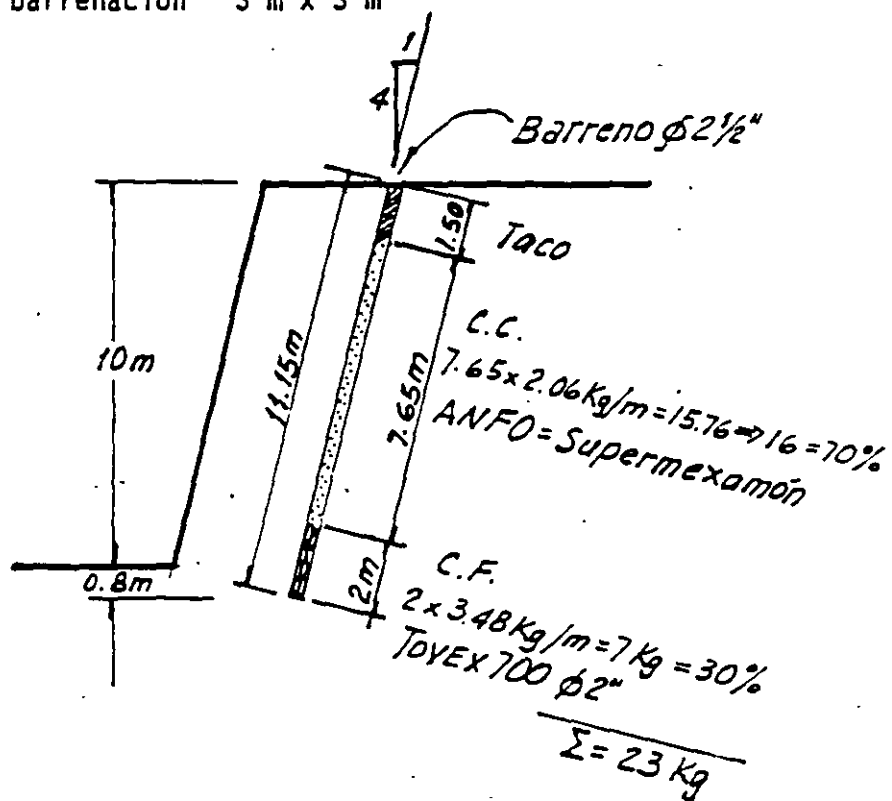
PROPUESTA:

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

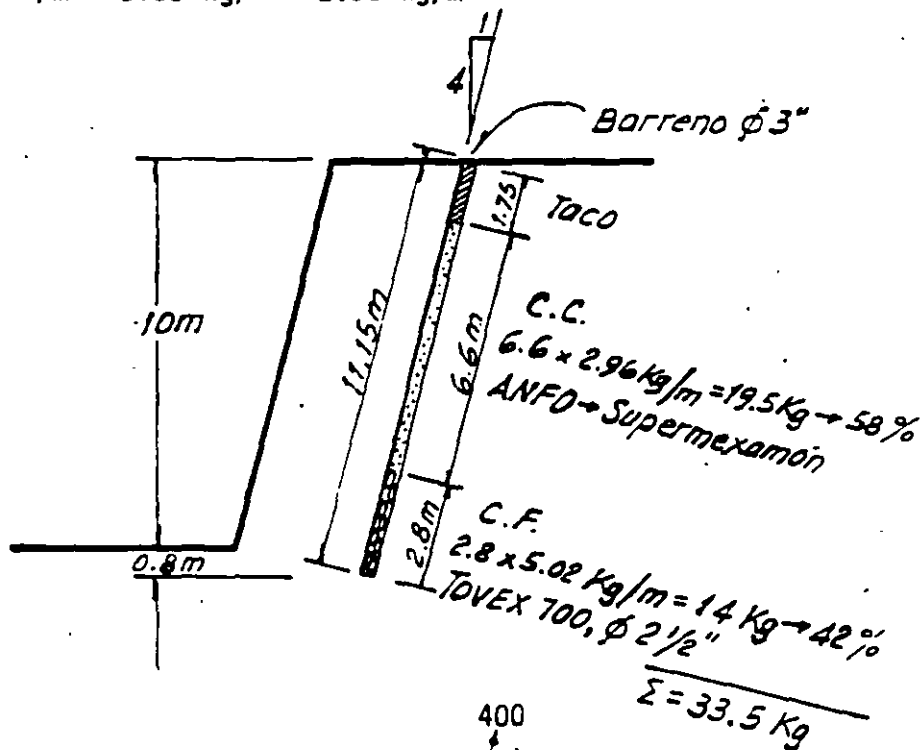
Diámetro barreno $\phi = 3''$ (7.6 cm) $A = 45.6 \text{ cm}^2$

Cambia a

Plantilla de barrenación 2.5 m x 2.5 m \rightarrow 2.75 m x 3.0 m

Tovex 4.56 l/m x 1.1 kg/l = 5.02 kg/m

ANFO 4.56 l/m x 0.65 kg/l = 2.96 kg/m



$$\text{Factor de carga} = \frac{33.5}{10 \times \underbrace{2.5 \times 2.5}_{2.75 \times 3}} = 0.536 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Factor de barrenación} &= \frac{11.15}{10 \times \underbrace{2.5 \times 2.5}_{2.75 \times 3}} = 0.18 \text{ m/m}^3 \\ &= 18 \text{ cm/m}^3 \\ &= 13.5 \text{ cm/m}^3 \end{aligned}$$

Rendimiento de barrenación: 12 m/h

Utilizar 6 tiempos: 25, 50, 75, 100, 125, 150 ms.

SOLUTION (CONT.)

(J) From Eq. 23,
$$c = \frac{\sigma_c}{2} [\cos \phi - (1 - \sin \phi) \tan \phi]$$

$$= \frac{24,000}{2} [0.530 - (1 - 0.548)(1.60)]$$

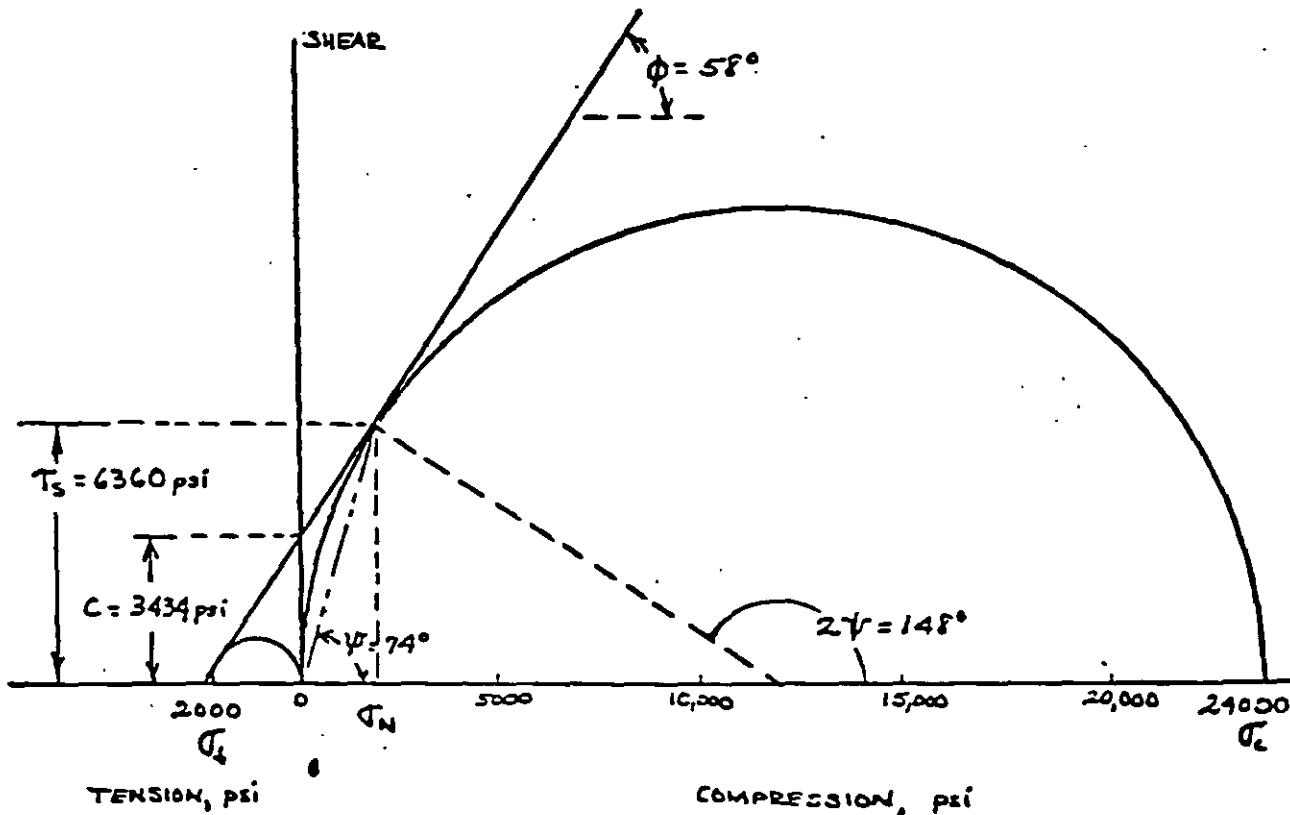
$$= 12,000 (0.530 - 0.243)$$

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:



$$\psi = 45^\circ - \phi = 2$$

SOLUTION (CONT.)

(n)

If the rock were completely saturated, there would be an increase of weight equal to $0.03(3) = 0.09 S_{Gr}$, or new $S_{Gr} = 3.09$. 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
- (6) S_f remains constant
- (7) V_p increases
- (8) v_s decreases slightly
- (9) ϕ decreases
- (10) c remains constant
- (11) T_s decreases
- (12) γ decreases

e.g. if $\mu = 0.27$, $E_i = 1.78$

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 $SO = 117$, $D_e = 1$ 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

$$y = \frac{cx}{a + bx}.$$

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) τ_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) E , (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,

$$\phi = 60 \text{ deg}$$

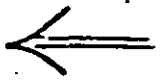
From Eq. 22(b),

$$\tau_s = \frac{\sigma_c}{2} (\cos \phi)$$

$$= \frac{25,000}{2} (0.5)$$

or

$$\tau_s = 6250 \text{ psi}$$



A(2) From Eq. 14(b)

$$V_p = \left[\frac{E_r (1 - M)}{P_r (1 + M)(1 - 2M)} \right]^{1/2}$$

From Eq. 8(b)

$$P_r = 1.941 S_{Gr}$$

Thus, substituting given values of V_p , M , 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

$$E_r = 13.5 \times 10^6 \text{ psf} = 9.4 \times 10^5 \text{ psi}$$



SOLUTION (cont.)

B(1) First determine relationship of V_c with D_c
from $y = \frac{cx}{a+bx}$ where $y = V_c$ and $x = D_c - D_c$

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.

Then @ $D_c = 3$ in.,
$$12,500 = \frac{c(3-1)}{a + b(3-1)} = \frac{2c}{a + 2b}$$

Assume $c = 5000$,

Then
$$a + 2b = \frac{2(5000)}{12,500} = \frac{4}{5} = 0.80 \quad (I)$$

For $D_c = 5$ in.,
$$15,000 = \frac{c(5-1)}{a + b(5-1)} = \frac{4c}{a + 4b}$$

or
$$a + 4b = \frac{4(5000)}{15,000} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad (II)$$

Regrouping
$$\begin{aligned} a + 2b &= 0.80 & (I) \\ a + 4b &= 1.33 & (II) \end{aligned}$$

Subtracting I from II,

$$2b = 0.53$$

or
$$b \approx 0.27$$

Substituting value of b in I and II,

$$a + 2(0.27) = 0.80 \quad (I)$$

or
$$a = 0.26$$

and
$$a + 4(0.27) = 1.33 \quad (II)$$

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.

$$V_e = \frac{5000(2-1)}{0.26 + 0.27(2-1)} = \frac{5000}{0.26 + 0.27} = 9450 \text{ fps} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.

$$V_e = \frac{5000(4-1)}{0.26 + 0.27(4-1)} = \frac{15,000}{0.26 + 0.81} = 14,000 \text{ fps} \leftarrow$$

B (2) From Eq. 4 (a)

$$P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} V_e^2 (S_{he})}{1 + 0.80 (S_{he})}$$

From Eq. 1

$$S_{he} = \frac{141}{50} = \frac{141}{117} = 1.2$$

Then

$$P_{d_{\max}} = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 1.5^2 \times 10^8 \times 1.2}{1 + 0.80(1.2)} = \frac{6.06 \times 2.25 \times 10^5 \times 1.2}{1.96}$$

or $P_{d_{\max}} = 835,000 \text{ psi}$

SOLUTION (CONT.)

B(2) (CONT.)

(a) $D_c = 2 \text{ in.}$

$$P_d = P_{dmax} \left(\frac{9450}{15,000} \right)^2 = 835,000 (0.397)$$

or $P_d = 331,000 \text{ psi}$ \leftarrow

(b) $D_c = 4 \text{ in.}$

$$P_d = P_{dmax} \left(\frac{14,000}{15,000} \right)^2 = 835,000 (0.87)$$

or $P_d = 730,000 \text{ psi}$ \leftarrow

B(3) From Eq. 4(b),

$$P_c = P_{dmax} / 2$$

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,

$$K_B = 30 \left(\frac{160}{d_r} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{56c}{1.3} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{V_c}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}}$$

From Eq. 7,

$$d_r = 62.4 (56c) = 62.4 (2.9) = 181 \text{ pc/f}$$

Substituting for values of d_r and $56c$, 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.

$$B = 2.33(2) \left(\frac{9,450}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 4.66 (0.86) = 4.0 \text{ ft} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.

$$B = 2.33(4) \left(\frac{14,000}{12,000} \right)^{\frac{2}{3}} = 9.32 (1.11) = 10.3 \text{ ft} \leftarrow$$

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, $T \approx 28.13$

Thus, (a) $D_c = 2$ in.,

$$T \approx 2(4)/3 = 2.7 \text{ ft} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.,

$$T \approx 2(10.3)/3 = 6.9 \text{ ft} \leftarrow$$

B(6) From Eq. 32, $J \approx B/3$

Thus, (a) $D_c = 2$ in.,

$$J \approx 4/3 = 1.33 \text{ ft} \leftarrow$$

(b) $D_c = 4$ in.,

$$J \approx 10.3/3 = 3.43 \text{ ft} \leftarrow$$

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,

$$E = d_c (PC) = 0.34 D_o^2 (SG_c) (L + J - T) \\ = 0.34 D_o^2 (1.2) (30 - B/3) = 0.41 D_o^2 (30 - B/3), \text{ lb.}$$

(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., $W = 3.8 (4)^2 = 61 \text{ lbs}$ $\leftarrow =$

(b) $D_o = 4$ in., $W = 3.8 (10.3)^2 = 402 \text{ lbs}$ $\leftarrow =$

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., $t_f = 4/5670 = 0.6 \text{ ms} \leftarrow =$

(b) $D_o = 4$ in., $t_f = 10.3/5670 = 1.5 \text{ ms} \leftarrow =$

B (10) If $t_i = 0.001 B$, sec.

(a) $D_o = 2$ in., $t_i = 0.001 (4) = 4.0 \text{ ms} \leftarrow =$

(b) $D_o = 4$ in., $t_i = 0.001 (10.3) = 10.3 \text{ ms} \leftarrow =$

(c) $D_o = 6$ in., $t_i = 0.001 (17) = 1.7 \text{ ms}$

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:

<u>D_c, in.</u>	<u>B, ft.</u>	<u>V_c, fps</u>	<u>K_v</u>
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

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, $B > B' \approx 13.5 > 9.1$. 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, $B > B' \approx 10.3 > 9.6$. 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, $B < B' \approx 7 < 10.4$. 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.)

(1) (CONT.)

(b) Primer at center of charge column.

$$\text{From Eq. 38(b), } B' = \frac{3L}{18K_v + 1}$$

1. At $D_c = 5 \text{ in.}$

$$B' = 3(30) / (18 \cdot 0.88 + 1) = 90 / 16.8 = 5.4 \text{ ft.}$$

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 $D_c = 3 \text{ in.}$

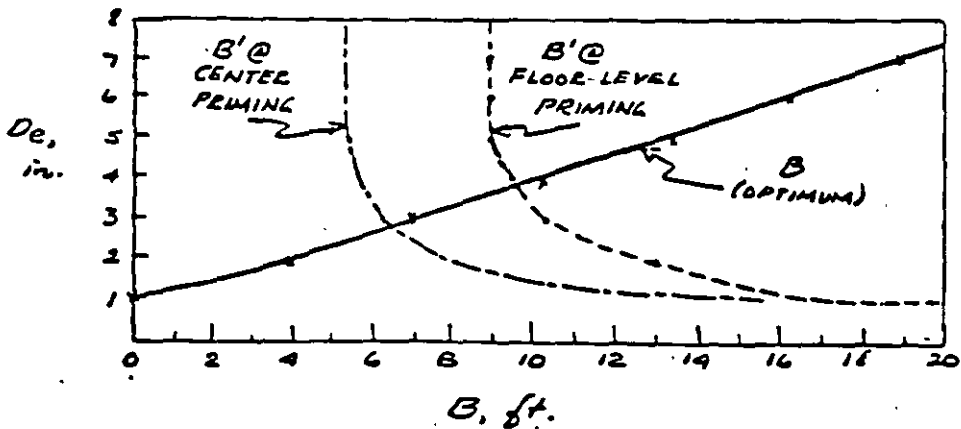
$$B' = 3(30) / (18 \cdot 0.74 + 1) = 90 / 14.3 = 6.3 \text{ ft.}$$

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)

From Eq. 39, $B'' = 0.62L = 0.62(30) = 18.6 \text{ ft}$ ←←

This burden would be for $D_c = \frac{B''}{2.7} = \frac{18.6}{2.7} = 6.9 \text{ in.}$

CHAPTER 1 1

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

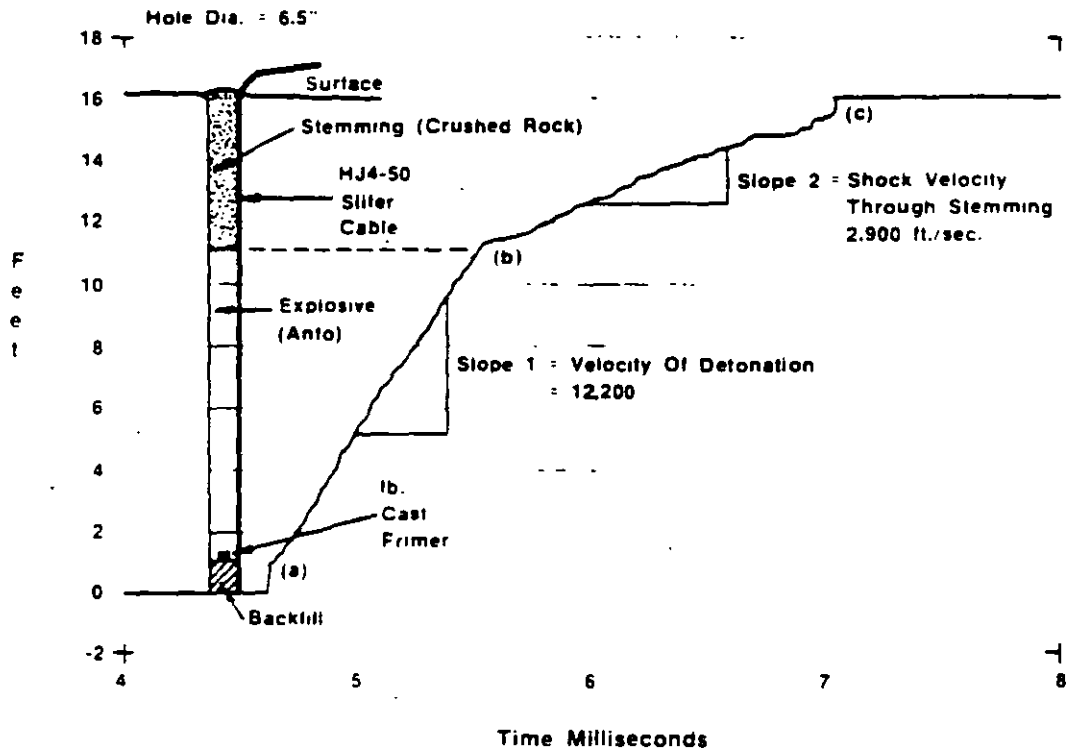
Each time frame is first discussed separately, and then discussed in conjunction with blasting theories for an overall, more detailed explanation and meshing of events. Although these are treated as discrete events, it should be emphasized that in a typical shot hole or production blast, one event phase 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

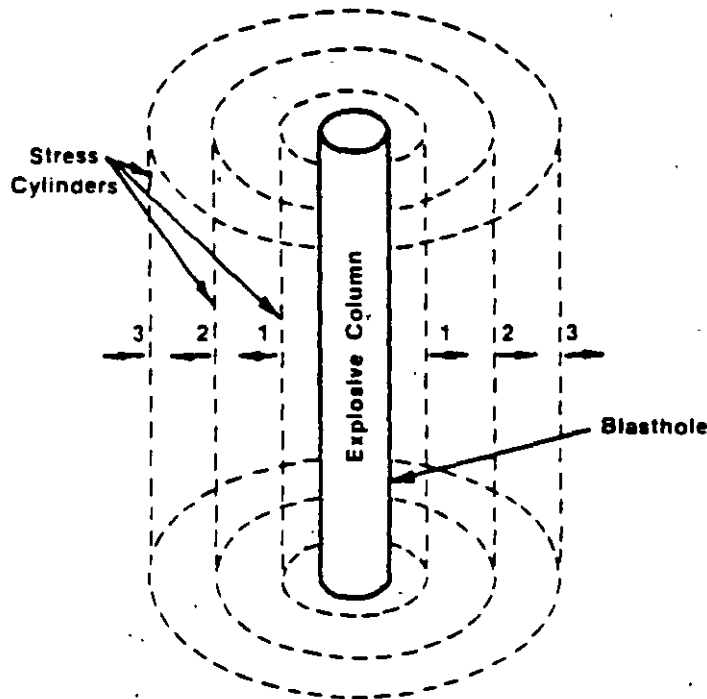


VELOCITY OF DETONATION MEASUREMENT USING THE SLIFER SYSTEM DEVELOPED AT SANDIA NATIONAL LABORATORIES
FIGURE 11.2

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.¹⁶¹ 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

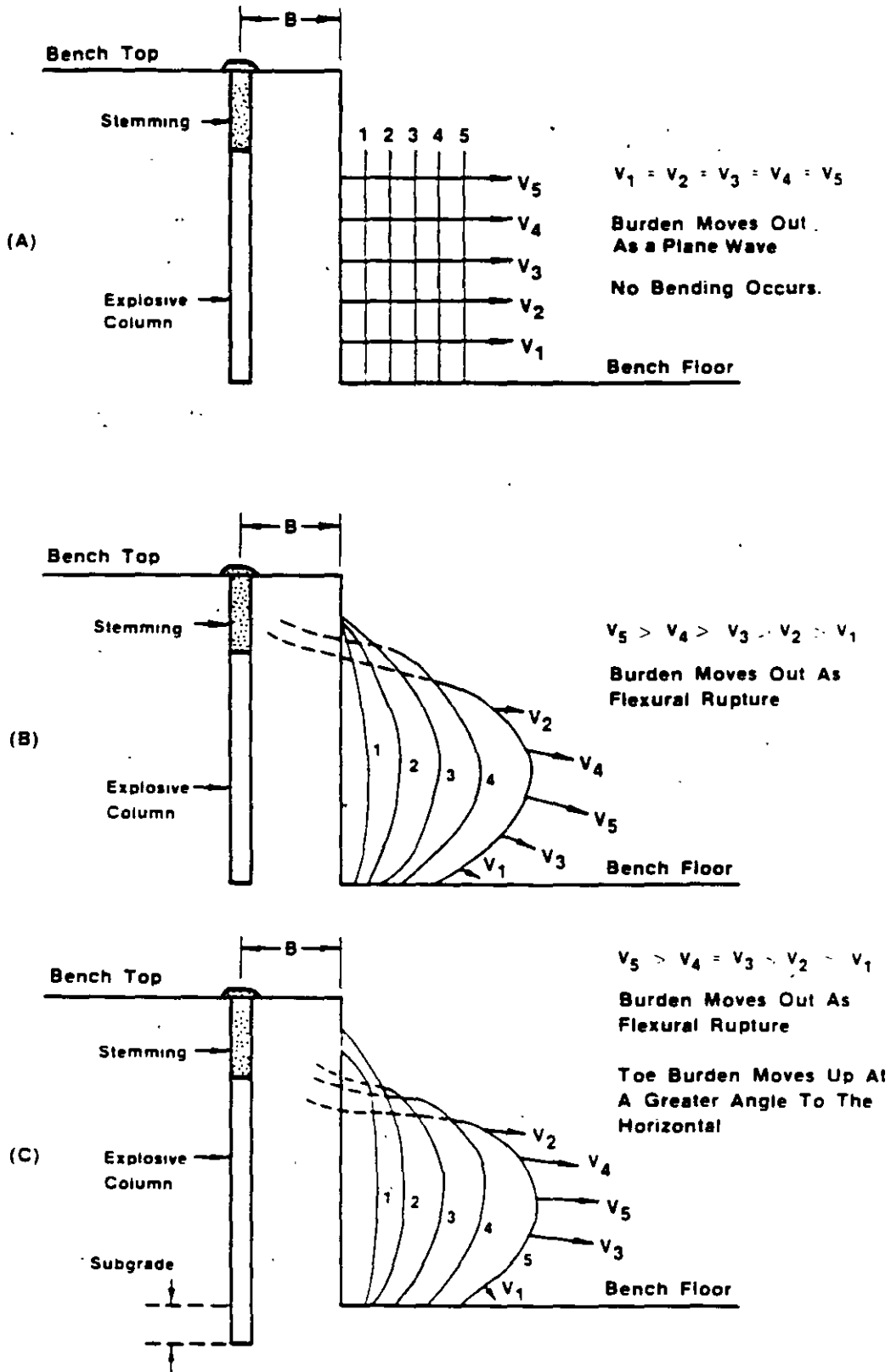


FIGURE 11.7

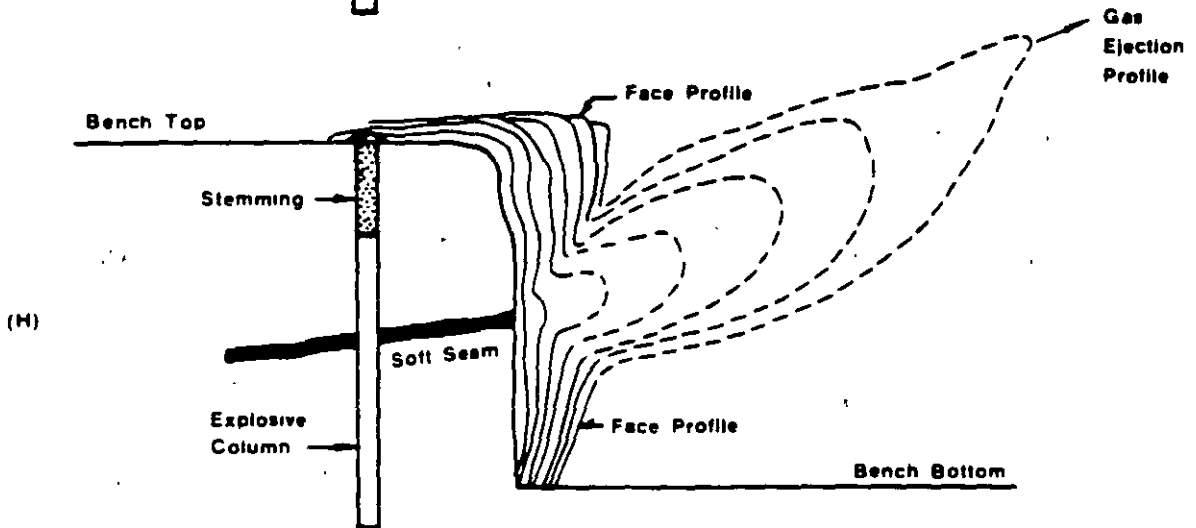
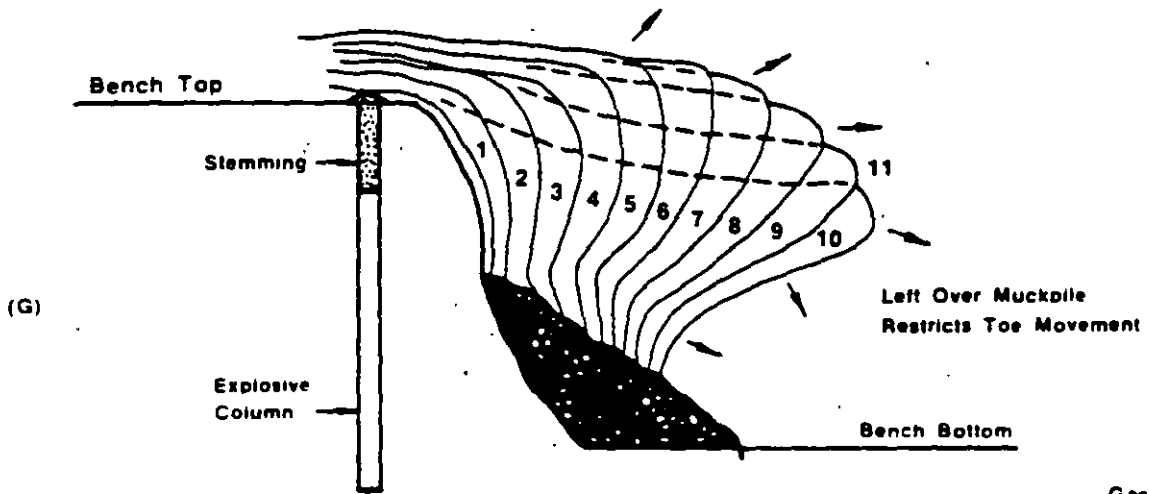
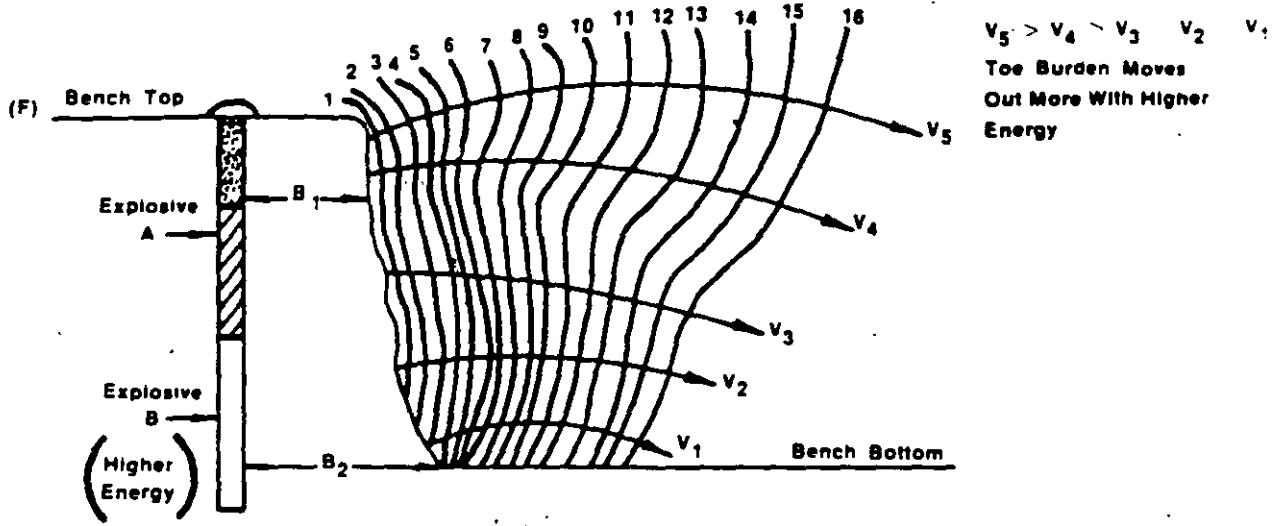
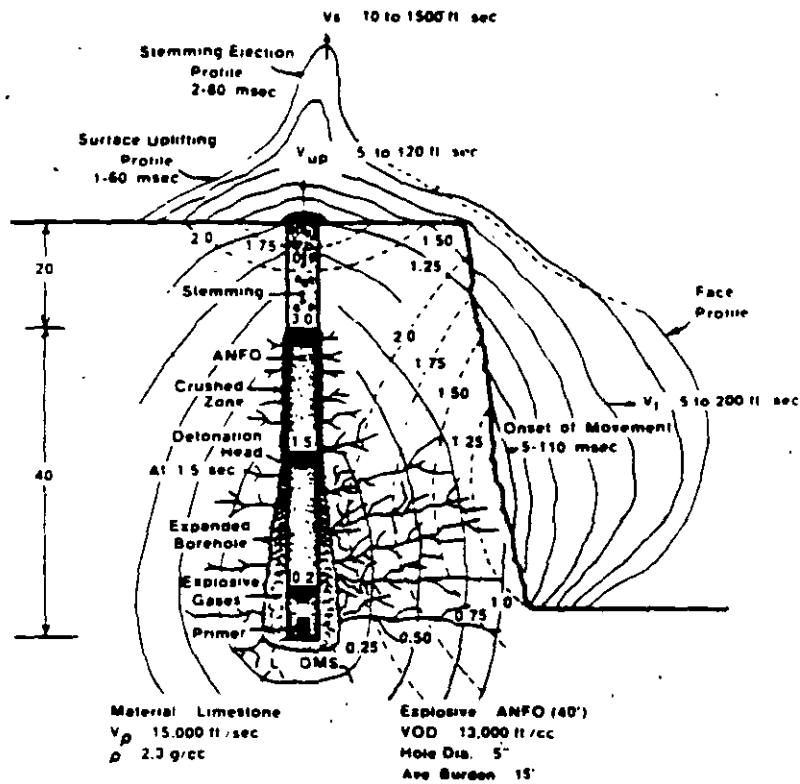


FIGURE 11.7 (Cont'd)



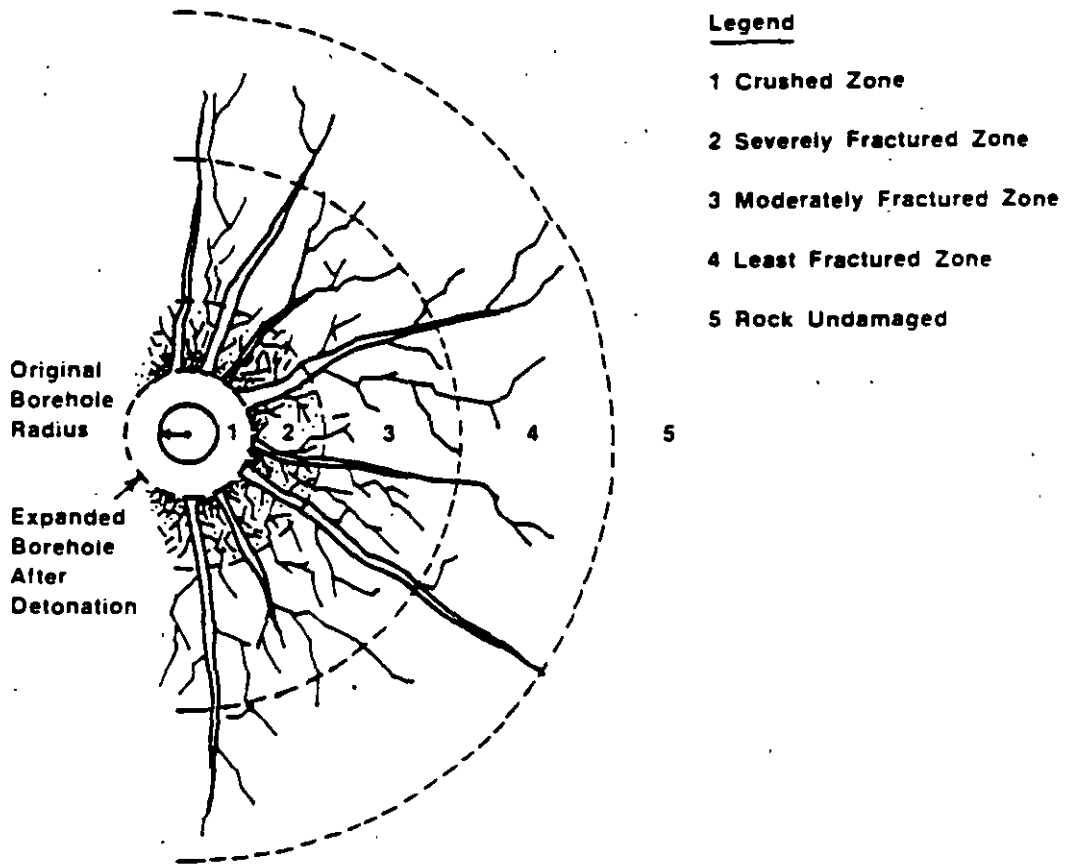
**ILLUSTRATION SHOWING THE INTERACTION OF
TIME EVENTS T1 TO T4 IN A
TYPICAL QUARRY BENCH
FIGURE 11.8**

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:

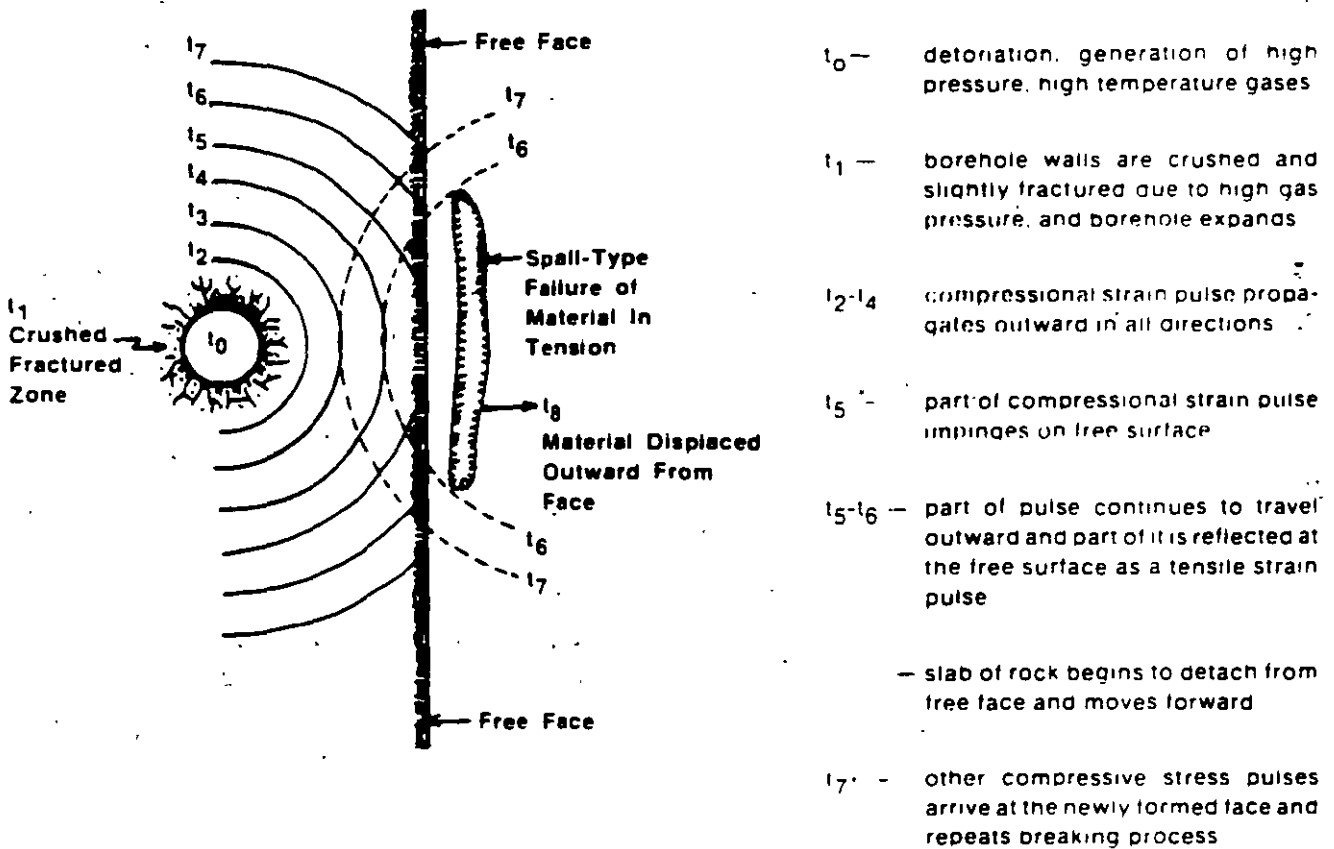
- a) Reflection Theory (Reflected Stress Waves)
- b) Gas Expansion Theory
- c) Flexural Rupture
- d) Stress Waves & Gas Expansion Theory
- e) Stress Waves, Gas Expansion & Stress-Wave/Flaw Theory
- f) Nuclei or Stress-Wave/Flaw Theory
- g) Torque Theory
- h) Cratering Theory
- i) Cratering Mechanisms

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, straight forward, 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

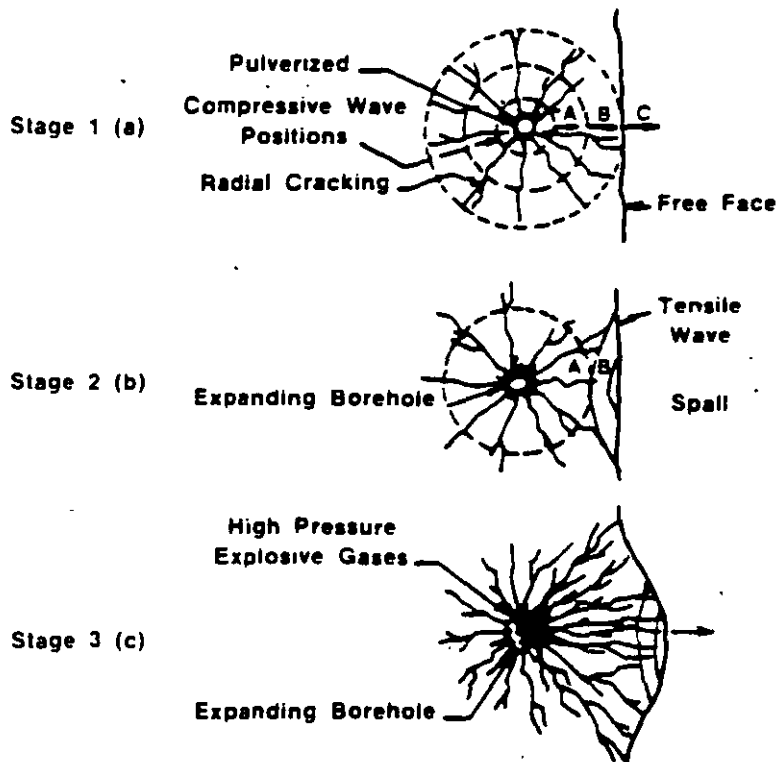
Slabs broken off closer to the hole are displaced with lower velocities

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 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 juntas o planos de discontinuidad. Por ejemplo: Los términos cerradas o abiertas se aplican para describir el grado

de estancamiento 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 tambien 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.

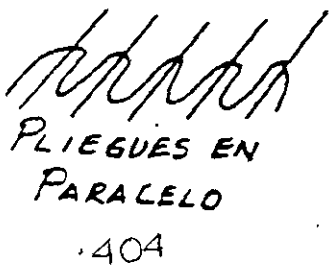
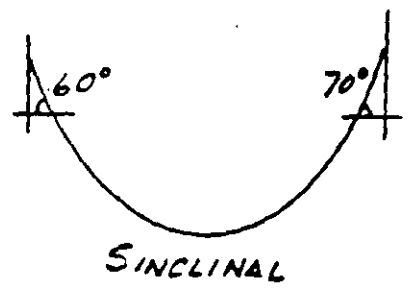
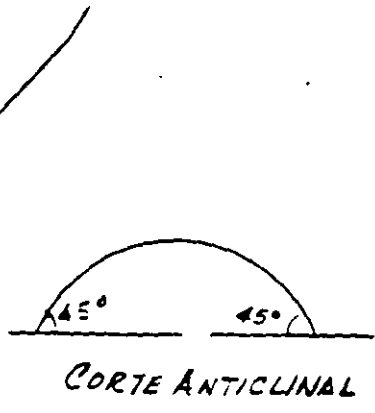
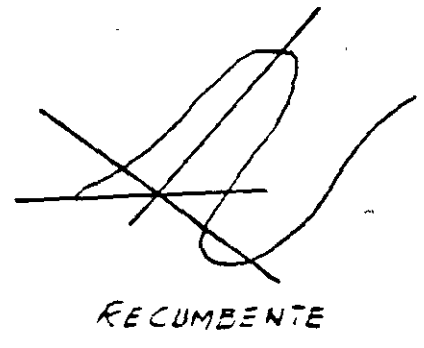
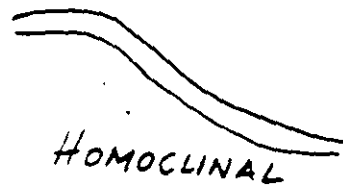
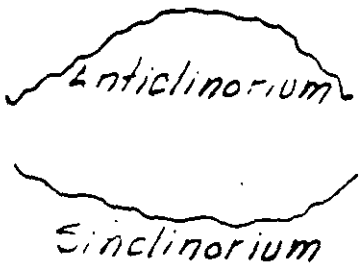
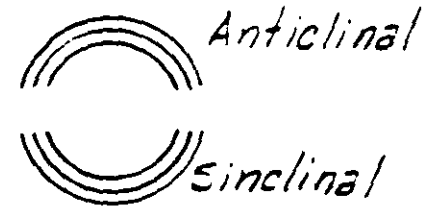
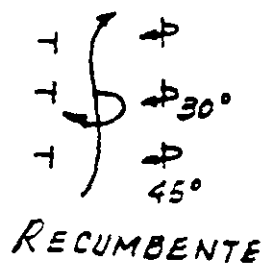
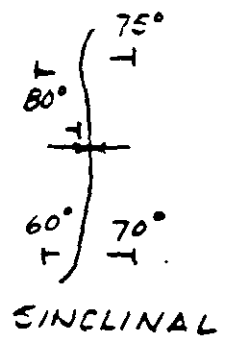
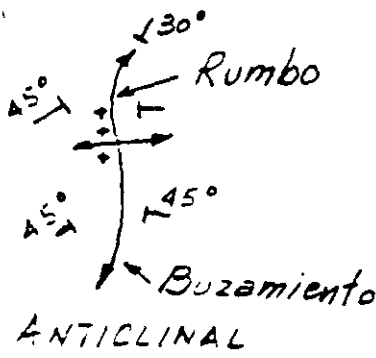
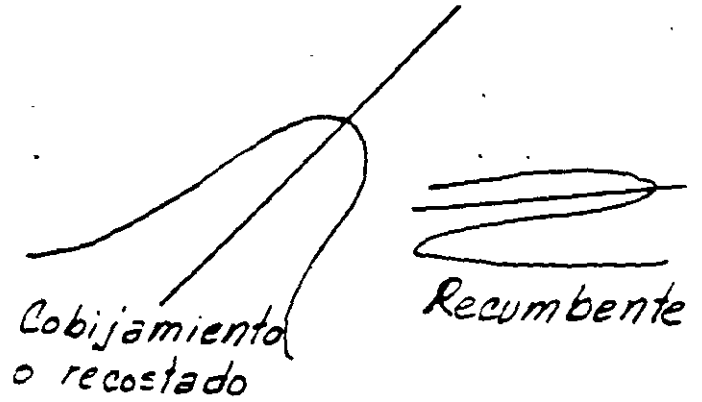
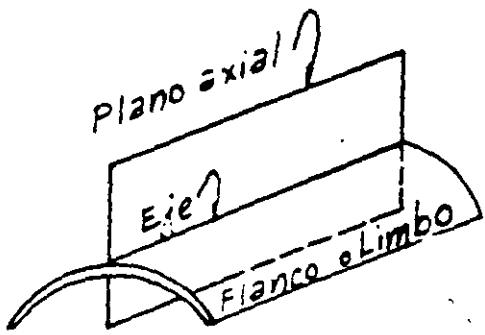
Las gráficas estadísticas más usuales son: a) La roseta de fallas y fracturas y b) Las proyecciones estereográficas.

Las ventajas de estos sistemas es que permiten ubicar un gran número de observaciones y pueden sacarse un "promedio". Hay que tener cuidado con esto pues el promedio puede venir de una sola discontinuidad mayor y que necesariamente se encuentre en el promedio.

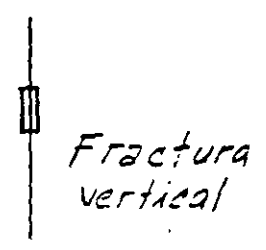
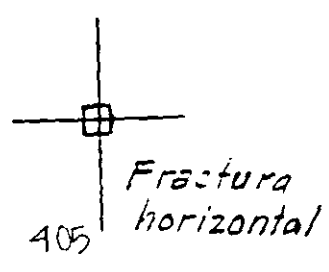
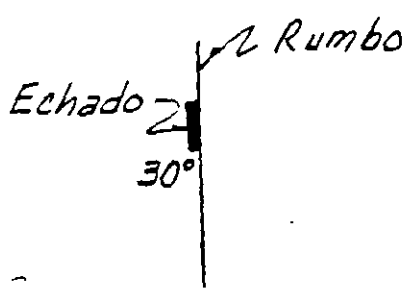
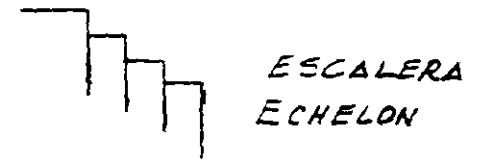
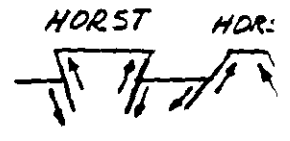
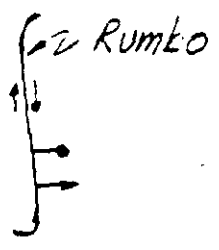
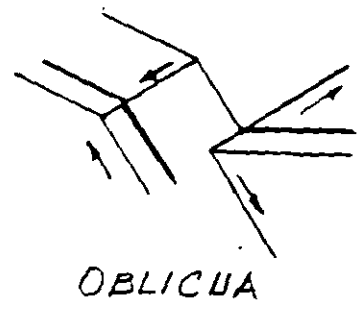
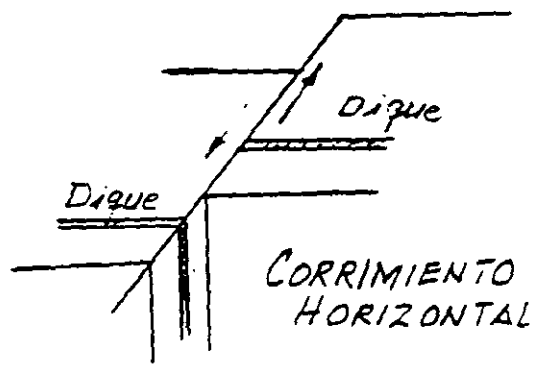
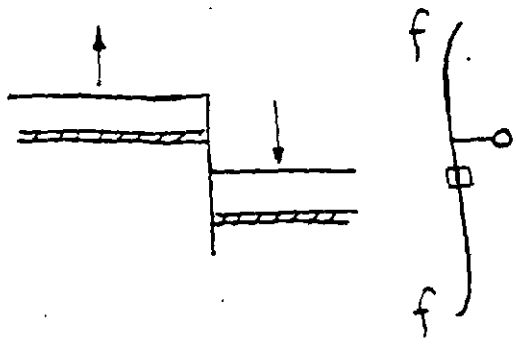
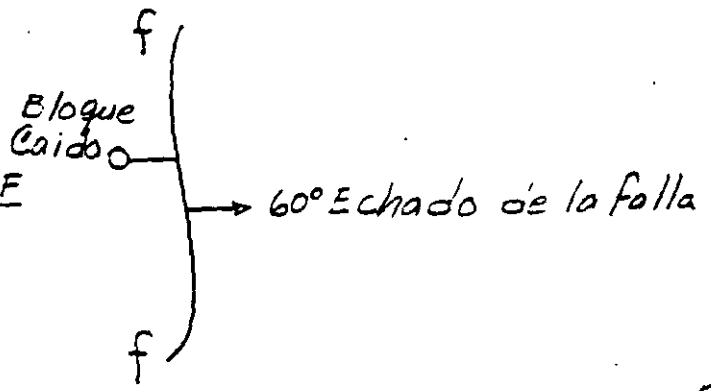
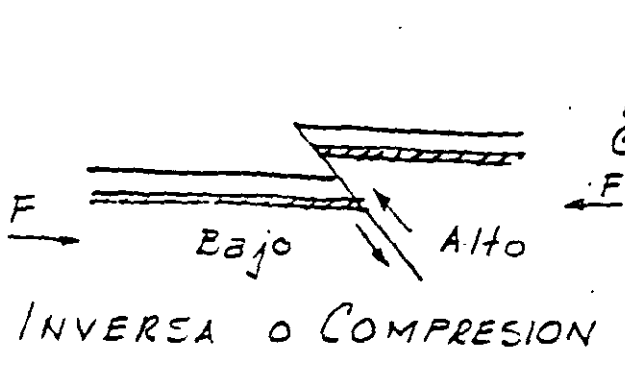
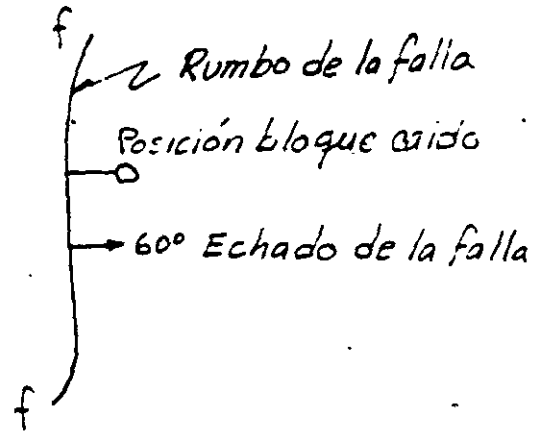
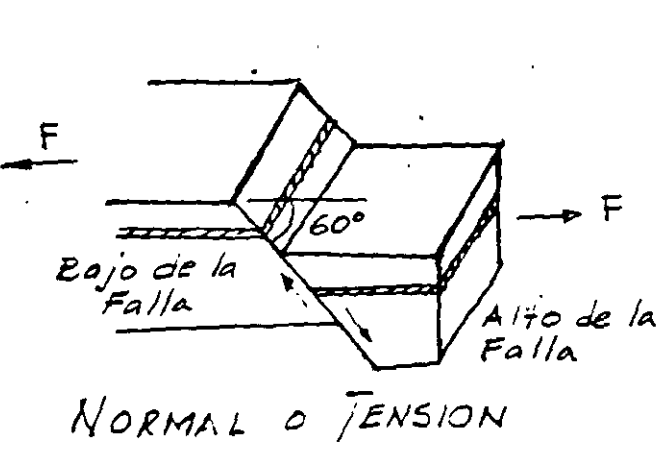
En la Fig. 3 se presenta una roseta de fracturas y fallas y en las Figs. 4 y 5 un sistema de representación estereográfica con base en el hemisferio inferior.

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

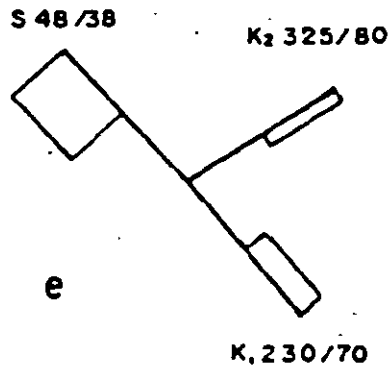
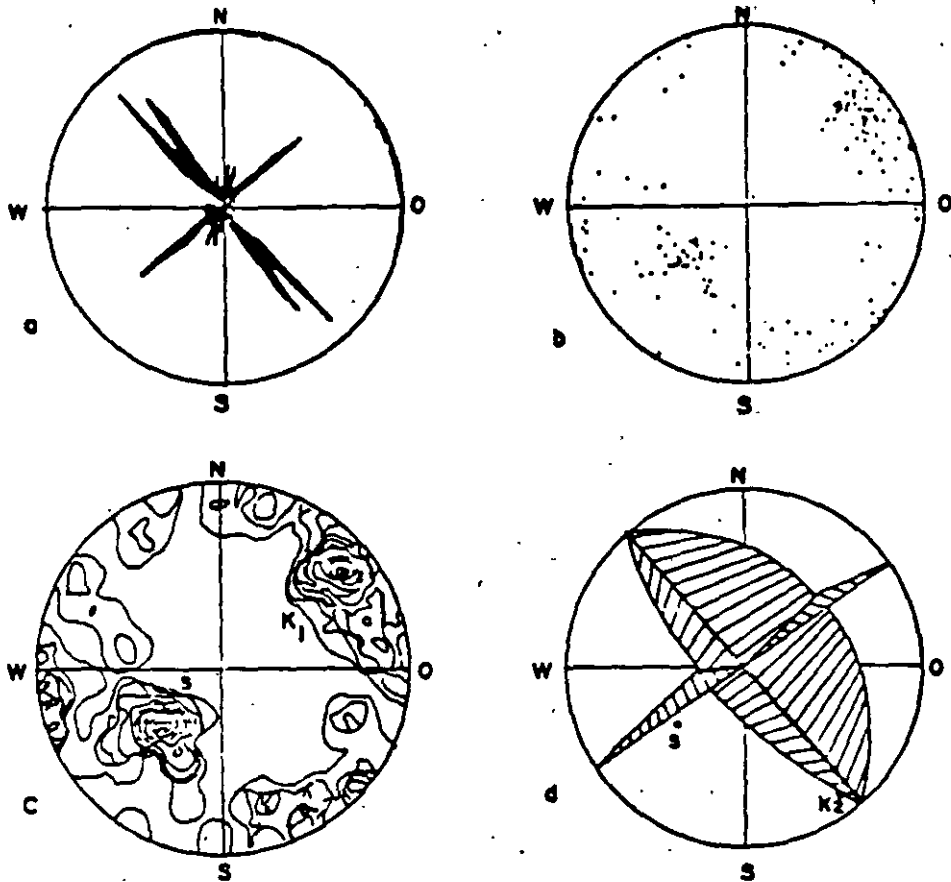
Además de los mapas y las graficas estadísticas de las discontinuidades geológicas, es deseable tener alguna forma de clasificación que permita la caracterización de los macizos rocosos. El propósito de esta clasificación es para facilitar la ⁴⁰³comunicación entre ingenieros



FALLAS



Representación de planos estructurales



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

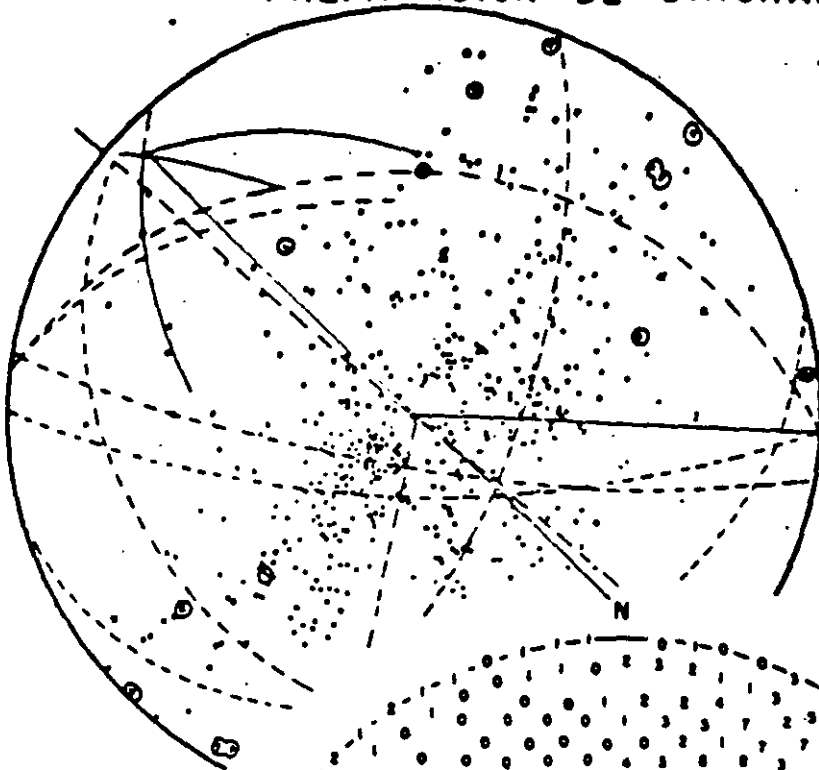
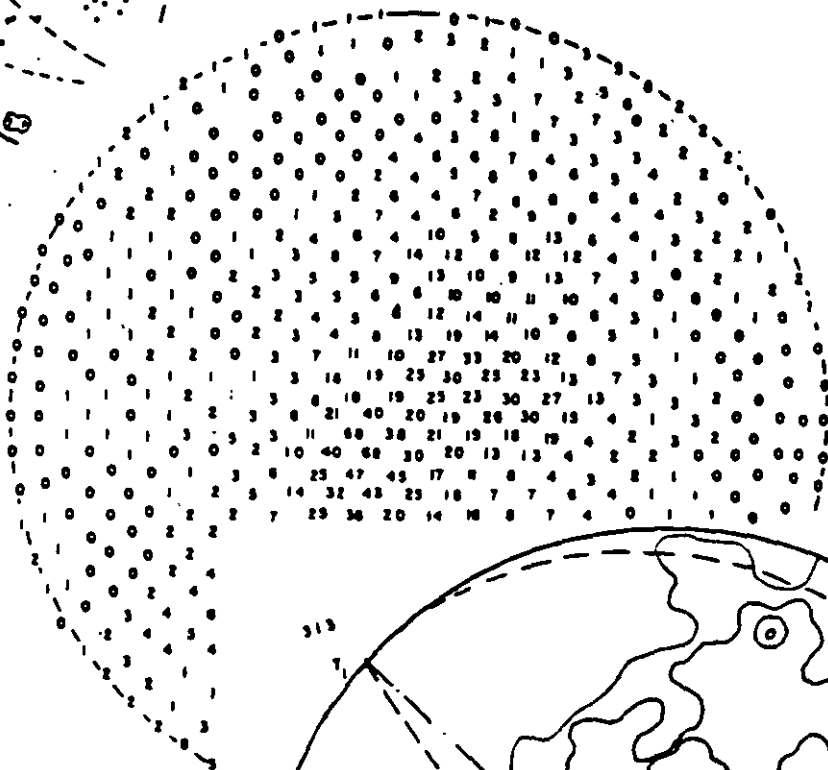


Diagrama de puntos



Conteo

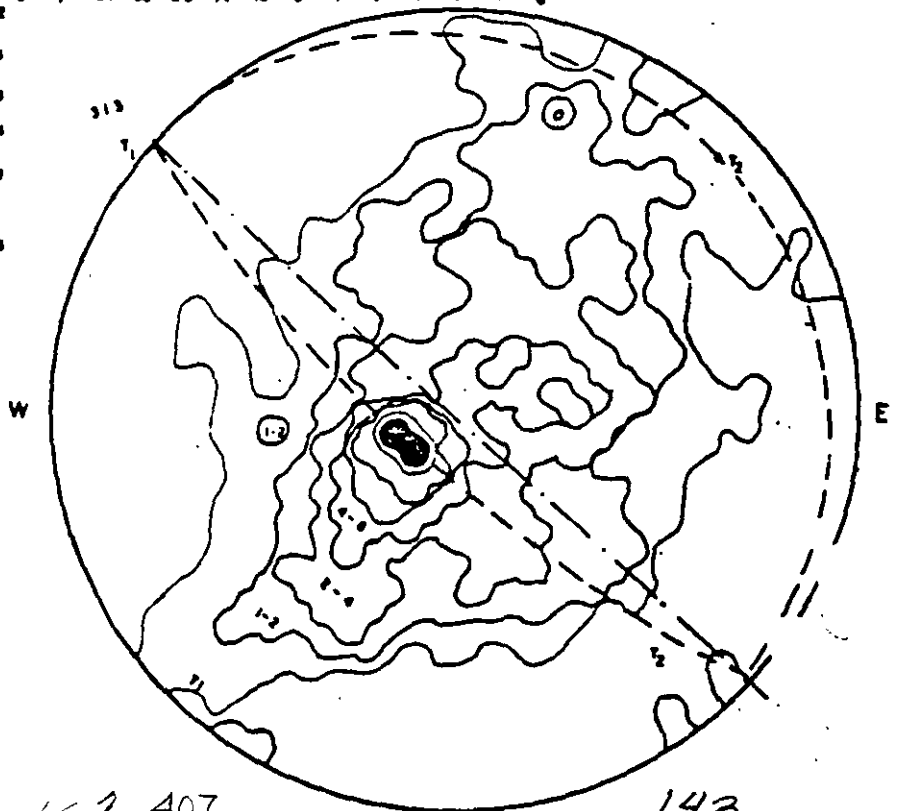
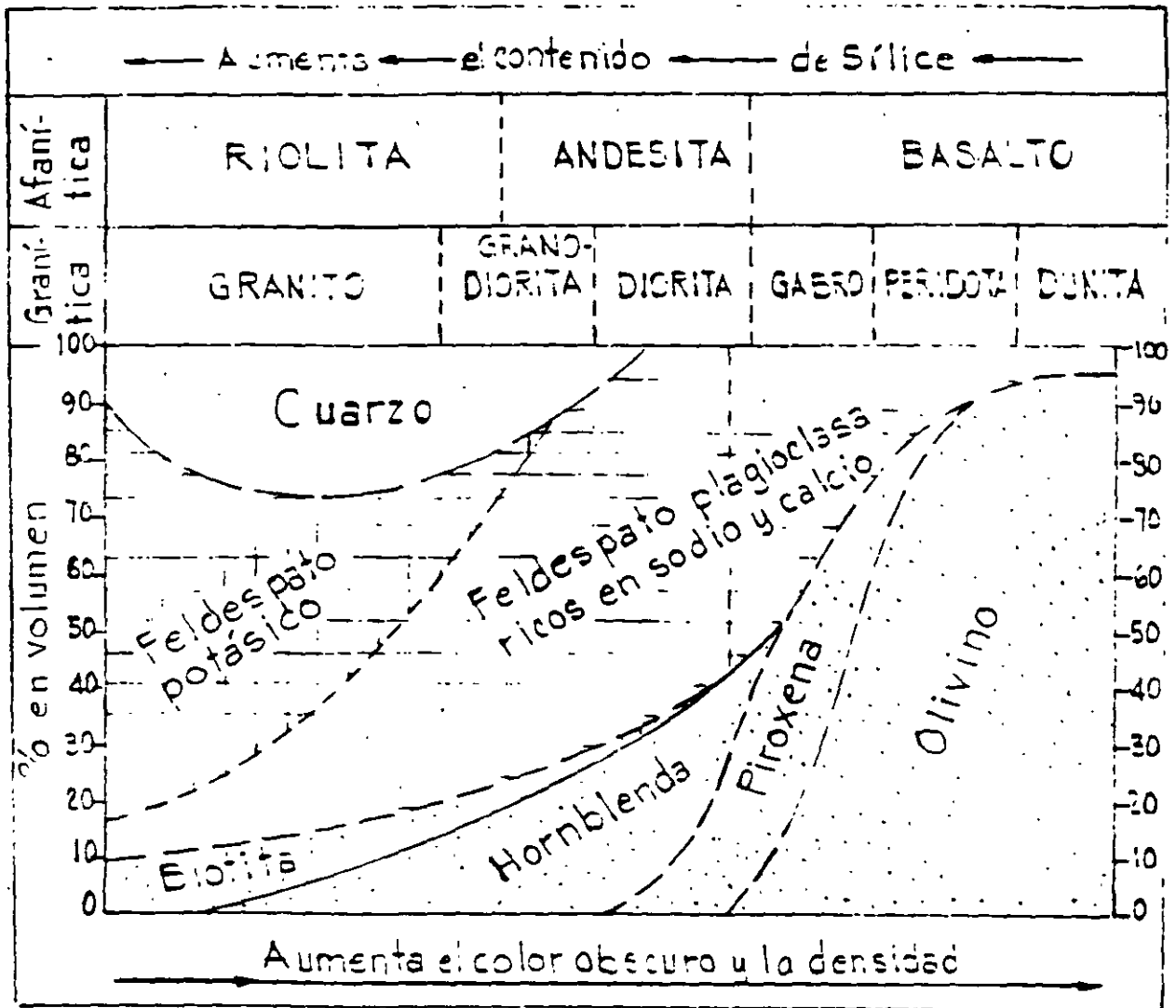


Diagrama de frecuencia



COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ROCAS

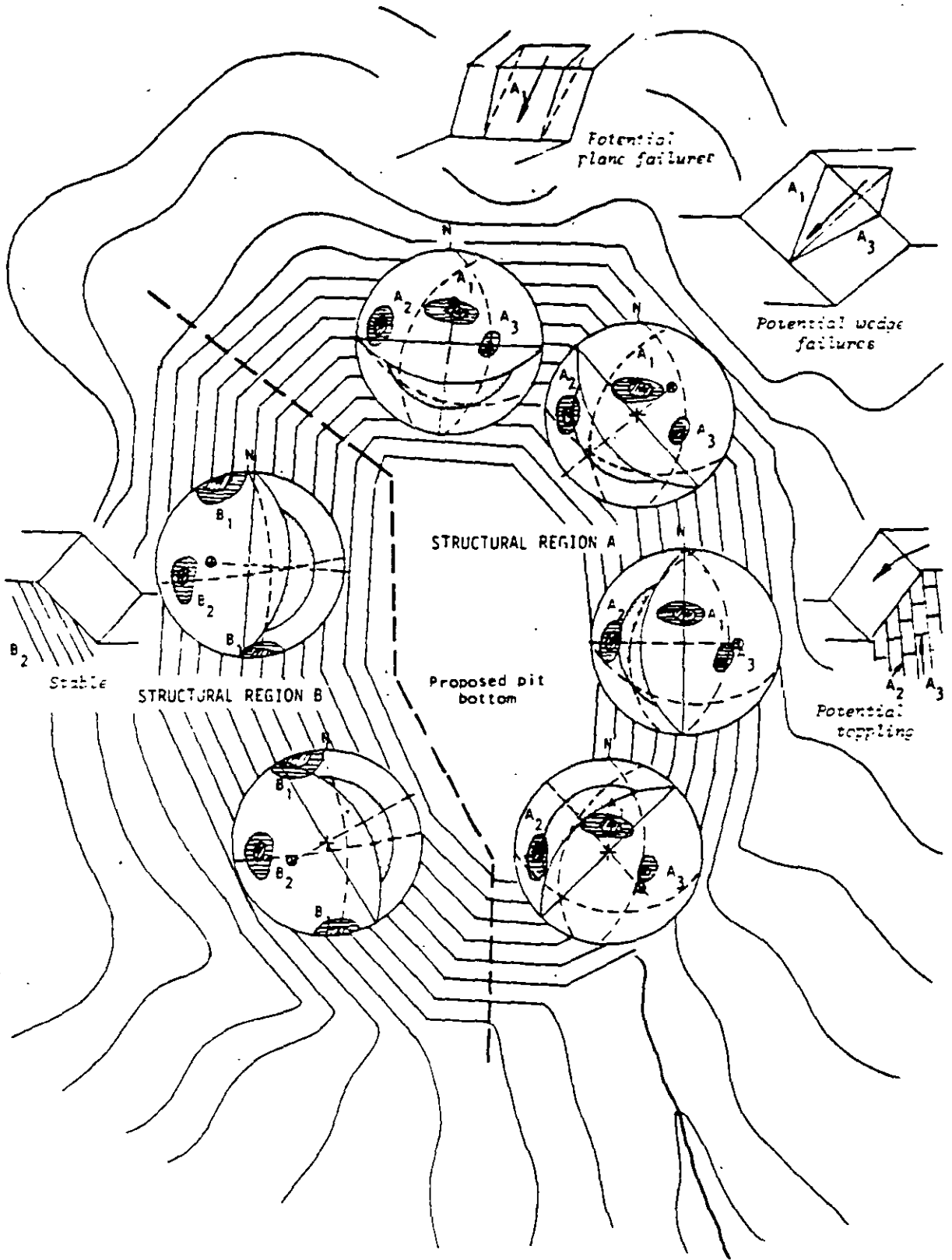
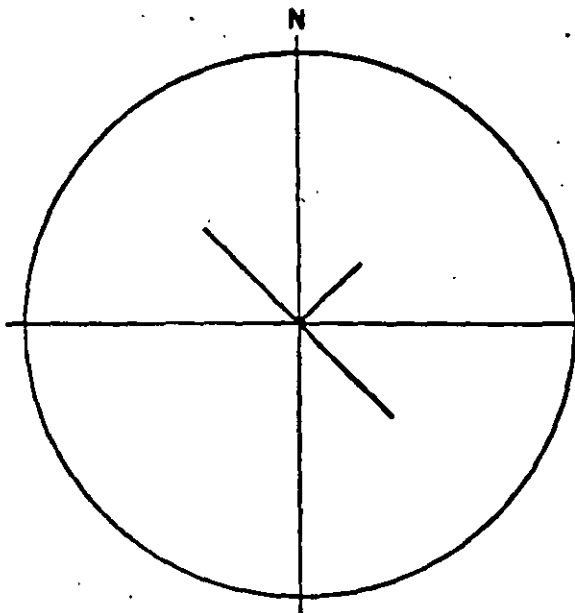


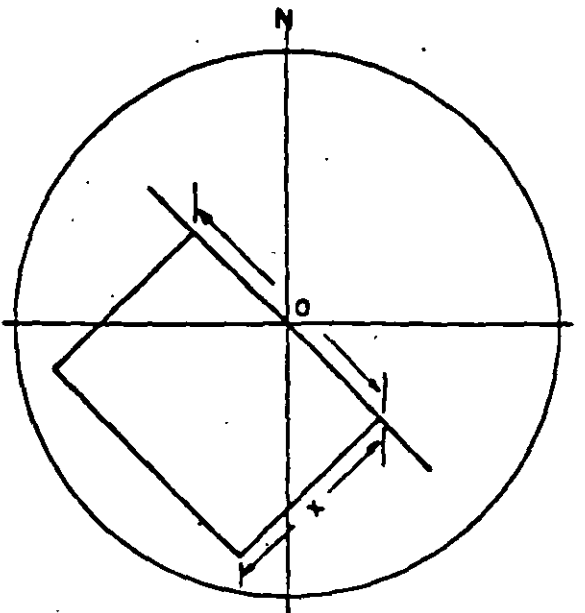
Figure 21 · Presentation of structural geology information and preliminary evaluation of slope stability of a proposed open pit mine.

La banderola de MÖLLER

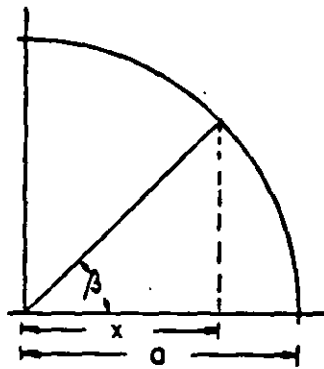
La representación de un plano geológico por medio del escorzo de un cuadrado unitario



Simbolo convencional

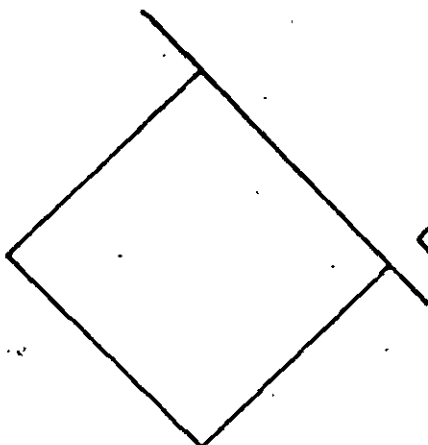


"Banderola de MÖLLER"

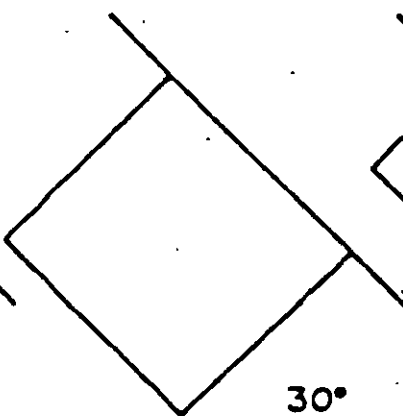


Determinación gráfica del escorzo x

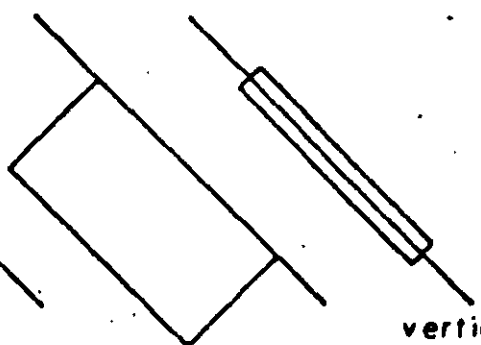
$$x = a \cdot \cos \beta$$



horizontal



30°



60°

vertical

geotecnistas, proyectistas y contratistas.

Una propuesta de Don H. 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)

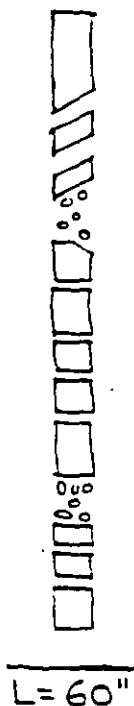
El índice de calidad de la roca (RQD) está basado sobre un procedimiento de recuperación de núcleos modificados, el cual está apoyado indirectamente sobre el número de fracturas y la cantidad de alteración o suavidad de la roca como se observa en los núcleos recuperados en un barrenamiento. En lugar 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"



Recuperación
modificada
(pulg)

10

4
5
4
6

5

34"

L = 60"

$$\% \text{ Recuperación} = \frac{50}{60} = 83\%$$

$$\text{RQD} = \frac{34}{60} = 57\%$$

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 libreberán unirse 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 muestra 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 un 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 ($2\frac{1}{8}$ ")

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.

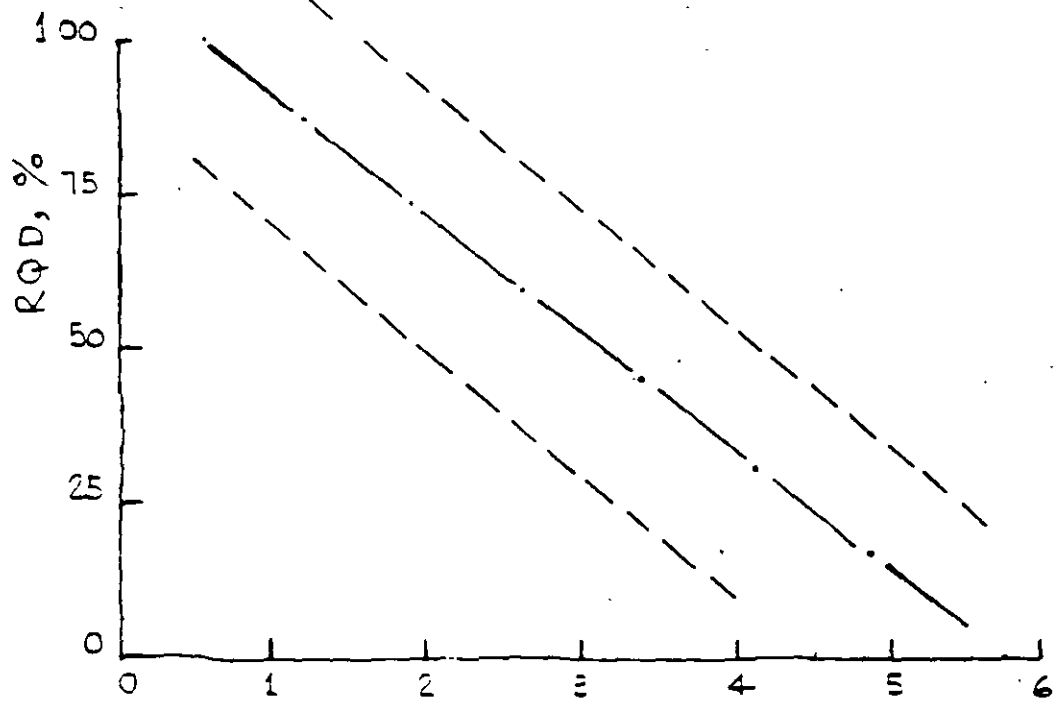
El RQD usualmente ha sido utilizado por algunas compañías: Americanas, Consultores en Geotecnia y Contratistas para la evaluación de la calidad ⁴¹³ de la roca.

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

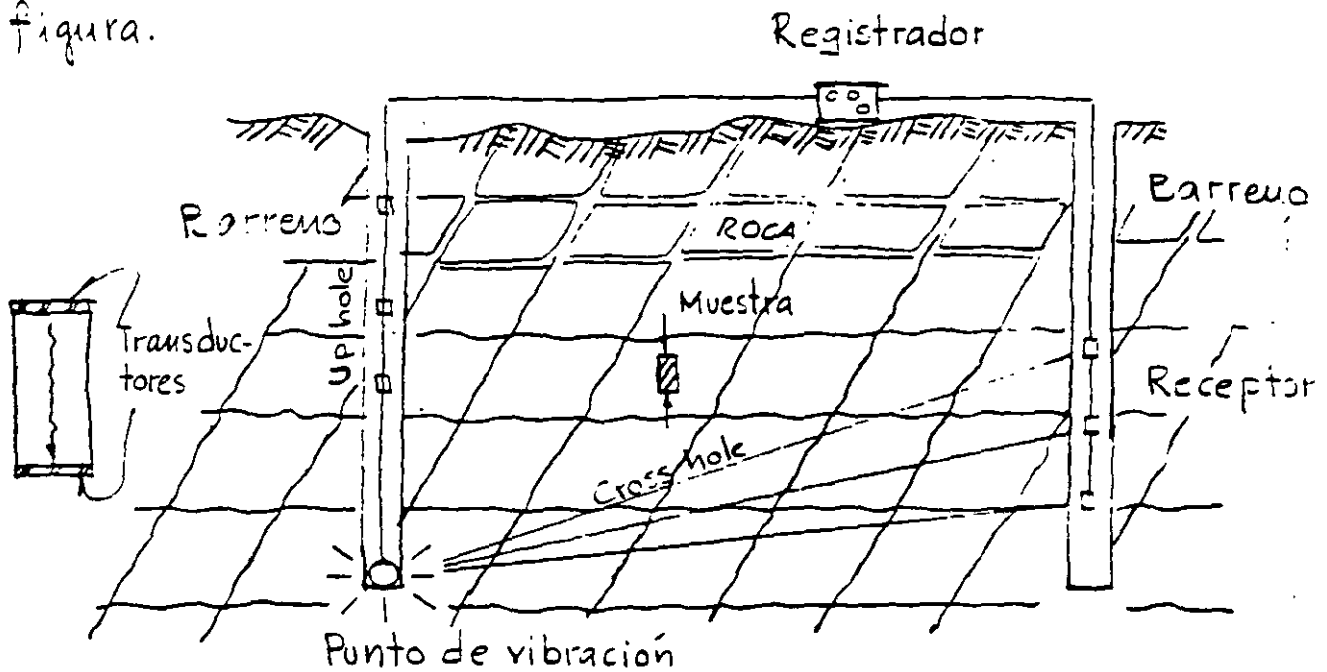
RELACION ENTRE EL RQD Y LA CALIDAD DE LA ROCA

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 ;

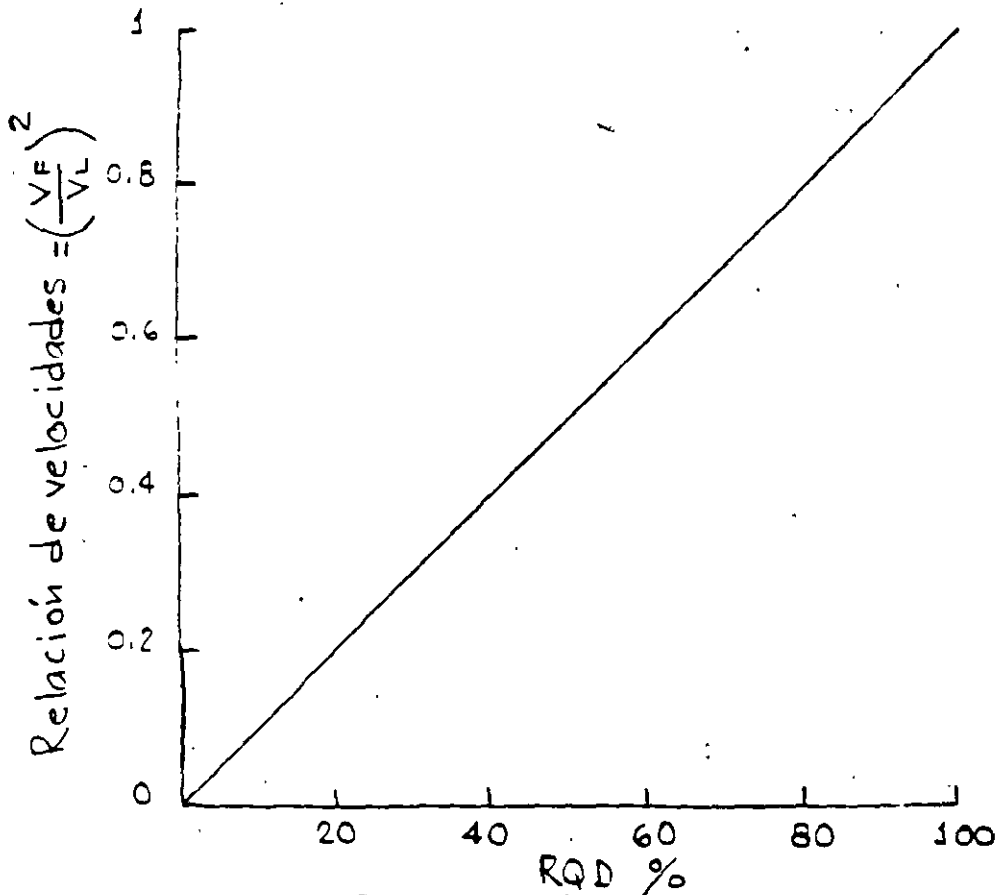
$$\text{Relación de velocidad} = \frac{V_F}{V_L} ; \begin{matrix} \text{Velocidad de campo} \\ \text{Velocidad de lab.} \end{matrix}$$

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. D. 415

por Quolera, 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 $(\frac{V_F}{V_L})^2$.

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 obtenida entre barrenos con el sistema "Up-hole" o "Cross-hole" que mediante refracción superficial.

Parece que el cuadrado de la relación de velocidades es inversamente

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.

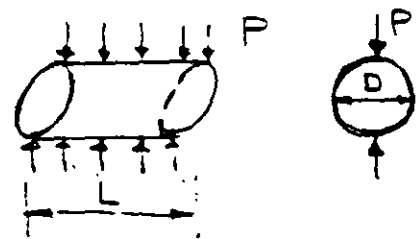
A causa de la dificultad arriba mencionada es más rápido obtener la resistencia en tensión en forma indirecta mediante la prueba "Brasileña". En esta prueba la probeta cilíndrica se ensaya acostada aplicándose una carga lineal diametralmente opuesta.

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 pulg.

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

σ_t = resistencia en tensión bajo carga puntual.

Para propósitos ingenieriles se tiene suficiente aproximación suponer una resistencia a la tensión comprendida 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 ⁴¹⁸ sedimentarias.

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 corte 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:

$$\sigma_{a(L/D)} = \sigma_{a0} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

en donde: $\sigma_{a(L/D)}$ = resistencia en compresión para $L/D \neq 1$

y σ_{a0} 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.

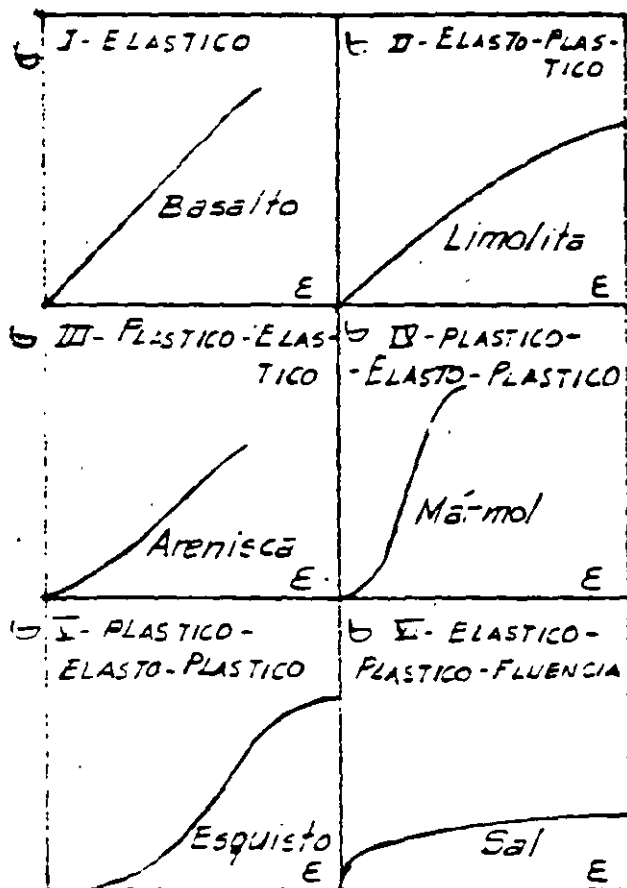
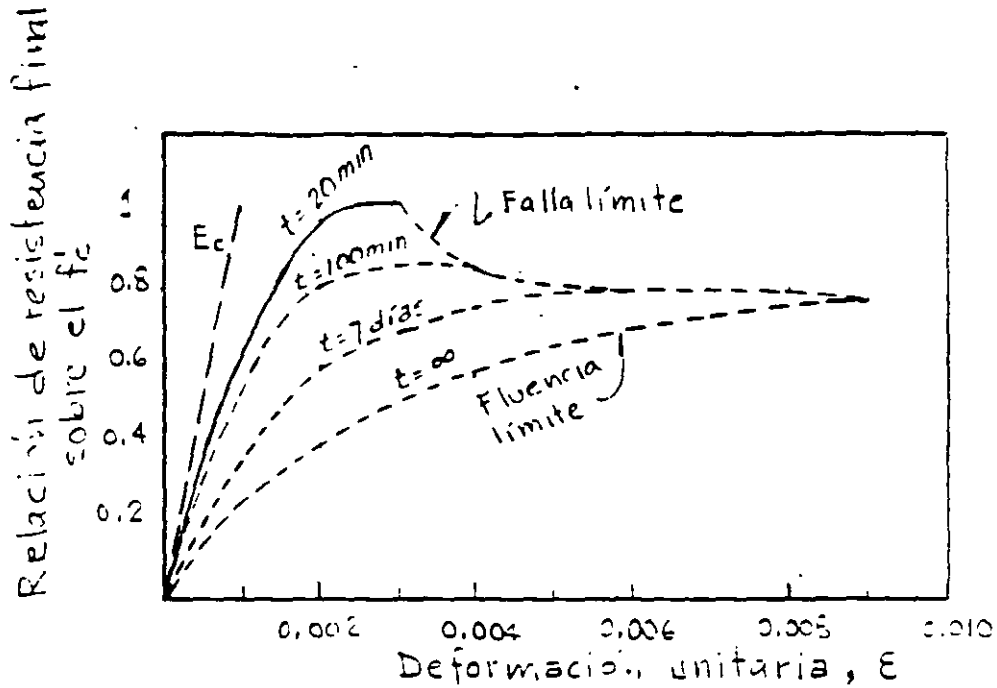


Fig. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS PARA ROCAS A LA FALLA EN COMPRESION SIMPLE



INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LA RESISTENCIA Y MÓDULO 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	σ_a (WH) (lb/pulg ² × 10 ³)	c , Cohesión (lb/pulg ² × 10 ³)	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	27-53
	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 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 = 0.02 seg	Incremento a resistencia (%)
Arenisca Berea	8 000	12 000	50
Gabro	31 000	40 000	20

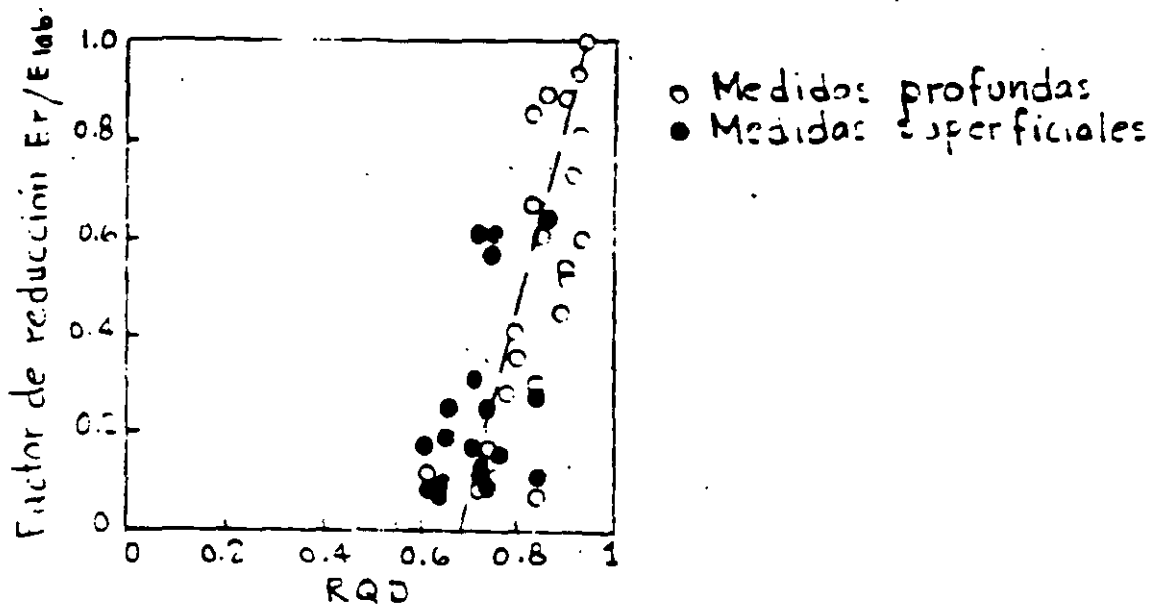
En el concreto simple sucede lo mismo, al incrementar la velocidad de carga, la resistencia y el módulo elástico aumentan y la deformación unitaria disminuye. Resultados similares se han obtenido en rocas carbonatadas de manera que pueden esperarse este mismo efecto en otros tipos de rocas. Werker y Watstein encuentran diferencias despreciables en resistencia variando la velocidad de carga entre 10 y 100 lb./pulg.²/seg, por lo que se ha considerado que este tipo de prueba se realiza con velocidades de carga comprendidas entre esos límites.

2 \equiv Propiedades inagotables de la roca "incita"

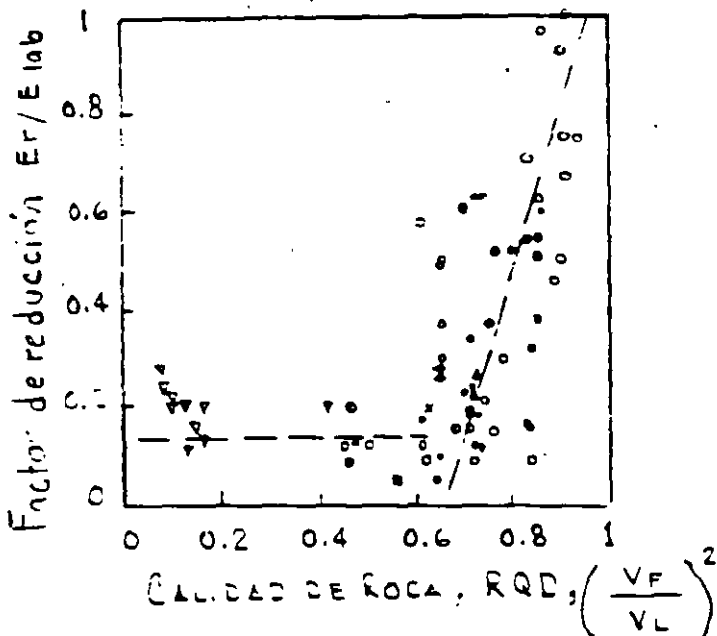
En la Fig. se presenta la variación del factor de reducción contra calidad de la roca (RQD) a partir de pruebas de placa flexible de 34" de diámetro en granitos de la Presa Dworsnak, considerando al factor de reducción como la relación entre módulos elásticos de campo y laboratorio.

Se observa que los módulos de deformación son consistentemente más altos con la profundidad que los 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% 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 $\phi 34''$ EN GRANITOS DE LA PRESA DWORSK

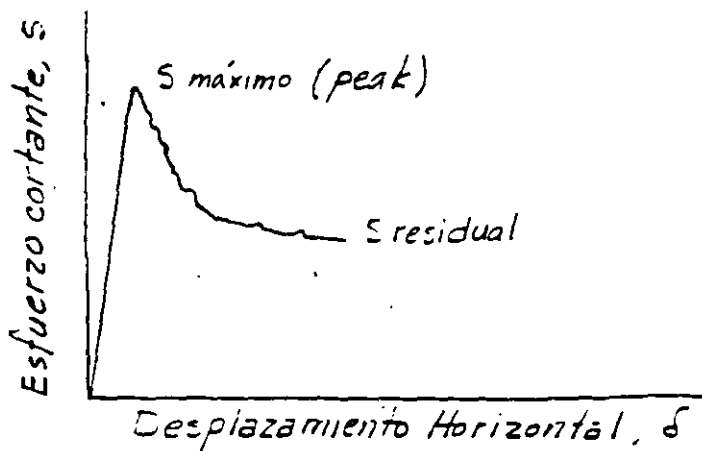


REF ROCK MECHANICS
Stagg y Zenkiewicz
Ed. John Wiley & Sons 1968

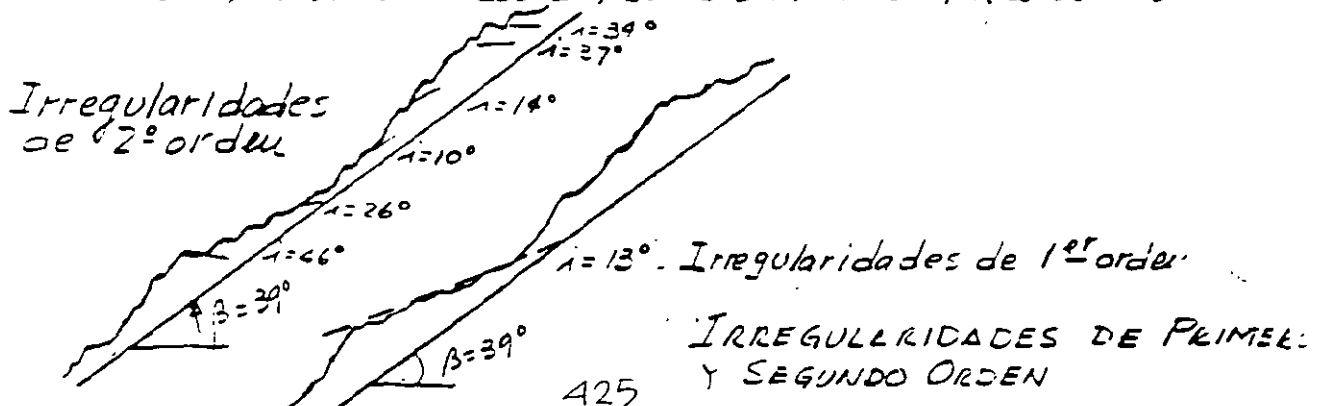
2.3.1. Resistencia al esfuerzo cortante

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

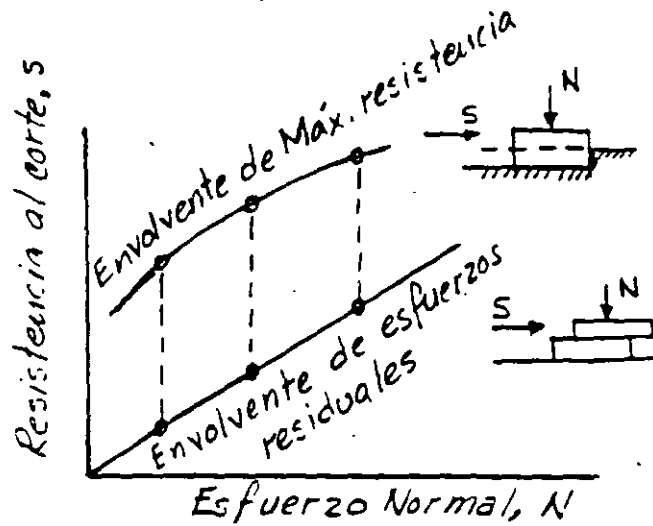


RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, MOSTRANDO LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Y RESIDUALES

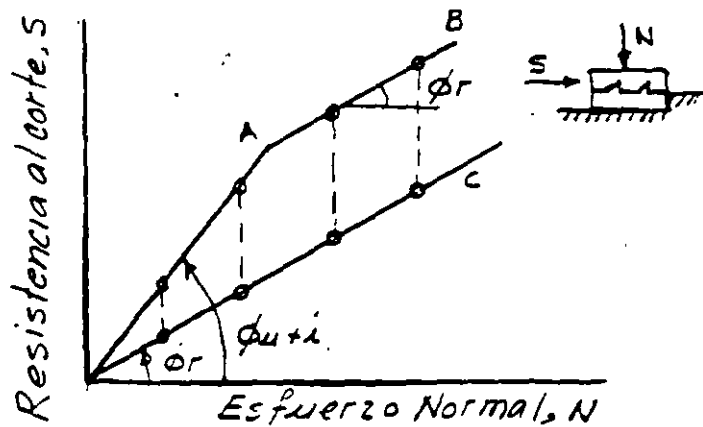


Se ha obtenido por F. D. Patton, que $\alpha = \pm 10$ a 15° como compo-
nente de resistencia adicional -

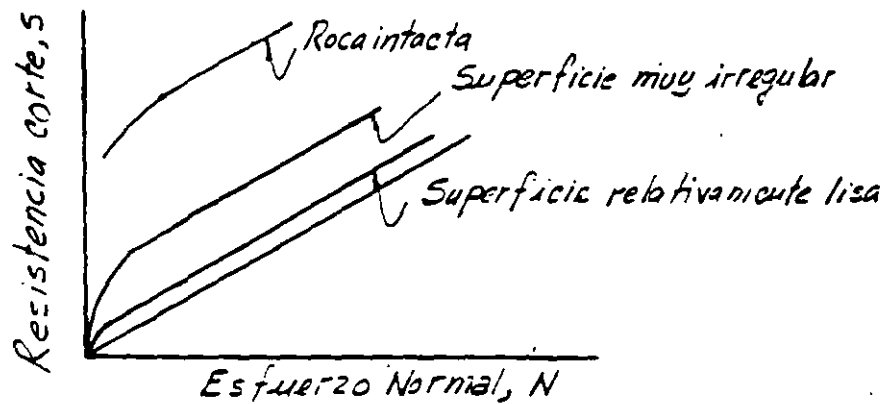
Efecto de las irregularidades del plano de falla.



ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS Y RESIDUALES PIEL ROCA INTACTA.



ENVOLVENTES DE FALLA PARA SUPERFICIES IRREGULARES



- 426 -
ENVOLVENTES DE FALLA COMUNES PARA MACIZOS ROCOSOS

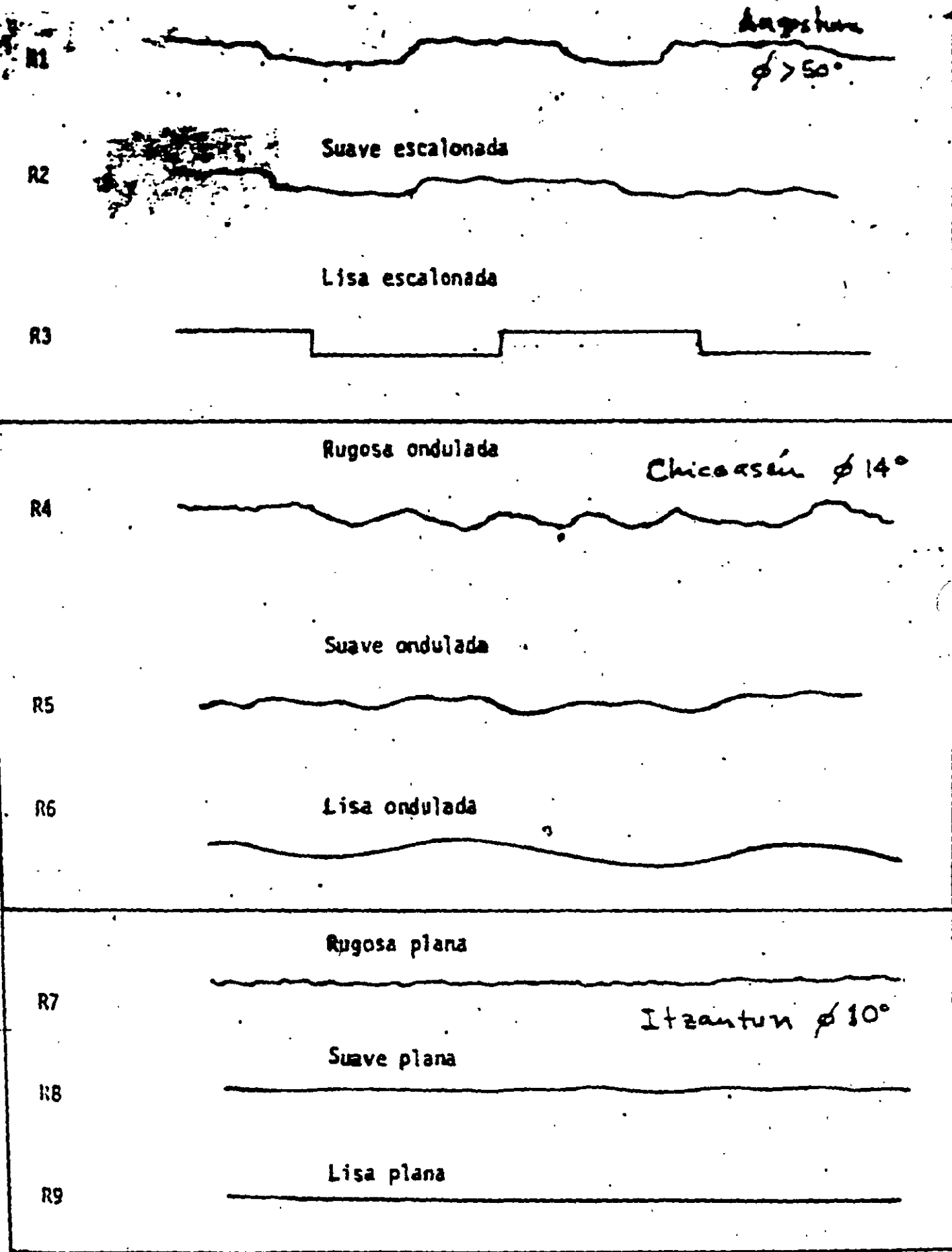


FIGURA N° .- JUNTAS RUGOSAS CERRADAS.

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 ton-m/seg o sea que puede levantar 1 ton a una altura de 580m en un segundo, equivalente a 5800 KW. y 100 kg a 580 000 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).

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).

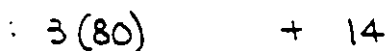
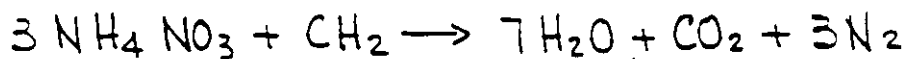
Estos gases son fácilmente detectables por su olor y color café-rojizo.

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 de eficiencia 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:

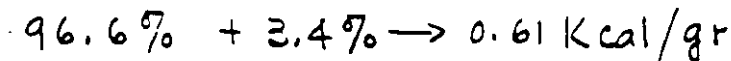
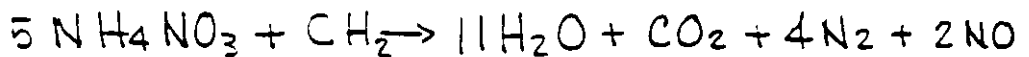
1. Oxígeno balanceado:



$$\frac{240}{254} = 94.5\% \quad ; \quad \frac{14}{254} = 5.5\% \Rightarrow 0.94 \text{ K cal/gr}$$

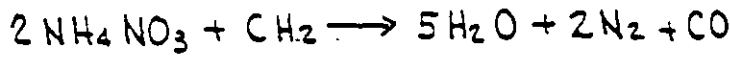
Nitrato de amonio + Aceite combustible (diesel)

2. Oxígeno en exceso : (positivo)



Además de que se produce menor temperatura y presión se produce gas nitroso (NO) que es un gas venenoso.

3.- Oxígeno deficiente: (negativo)

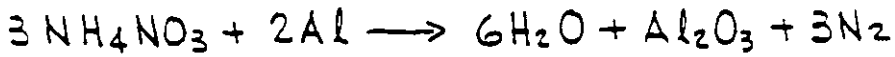


$$92\% \quad 8\% \rightarrow 0.82 \text{ Kcal/gr}$$

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.

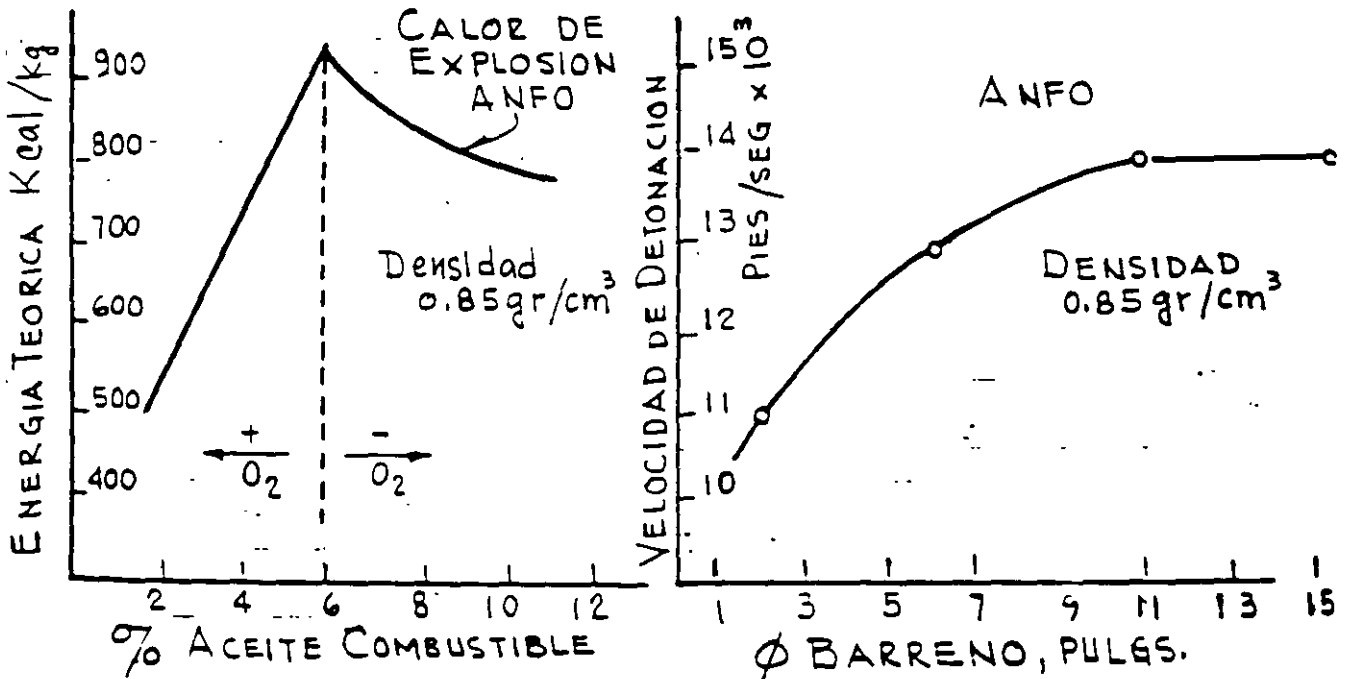
Se pueden producir otros agentes explosivos más potentes p.ej. utilizando aluminio:



$$240 \quad 2(27)$$

$$81.5\% \quad 18.5\% \rightarrow 1.55 \text{ Kcal/gr}$$

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 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 "sturry". 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, la 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.

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	- 44.9
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	$C_{17}H_{22}O_{11}$	s	342.4	+535.1
	ClO	g	51.5	+ 33.0
	ClO ₃	g	83.5	+ 37.7
	CO	g	28.0	- 26.4
	CO ₂	g	44.0	- 94.1
	H ⁺	ion	1.0	+ 52.1
	OH ⁻	ion	17.0	+ 10.4
→ Water	H ₂ O	g	18.0	- 57.8
Peroxide	H ₂ O ₂	l	34.0	- 47.1
Hydrochloric acid	HCl	l	36.5	- 40.0
Carbonic acid	H ₂ CO ₃	l	62.0	-157.0
	HN ₃	g	58.0	+ 70.3
Nitric acid	HNO ₃	l	63.0	- 49.4
→ Mercury fulminate	HgC ₂ O ₂ N 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	- 86.4
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

⑥

11.

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

TABLE 3. (2)

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/gm	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	-1,620	-2,285,770
$CaCO_3$	CaO, CO_2	+442	+ 552,775
→ (PETN) $C_5N_4H_8O_{12}$	H_2O, N_2, CO_2, CO	-1,402	-1,967,570
→ (RDX) $C_3N_5H_6O_6$	H_2O, N_2, CO	-1,220	-1,711,200
(NCNS) $C_6N_3H_7O_{11}$	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	-1,089,700
(Starch) $C_5H_{10}O_5$	H_2O, C	-517	-725,770
(Lead ozide) 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, N_2, CO_2, NO	-580	-813,040
Cellulose + 12AN (15/85)	H_2O, N_2, CO_2	-611	-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, N_2, CO_2, Na_2O	-693	-971,580

TABLE 3 (Cont.)

Formula	Products	Q _c , cal/cm	Q _c , ft-lb/lb
(Amatol 53AN + 10TNT (65/35)	H ₂ O, N ₂ , CO, C	-500	-701,500
(AMATOL) 21AN + 2TNT (79/21)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,310	-1,840,000
(TRITONAL) 10TNT + 21A1 (80/20)	H ₂ O, N ₂ , Al ₂ O ₃ , CO, C	-3,938	-5,525,300
(PENTOLITE) 14TNT + 10PETN (50/50)	H ₂ O, N ₂ , CO, C	-998	-1,400,330
(COMP. B) 70TNT + 10ORDX + 103 Wax + 8 Polyisobutylene	H ₂ O, N ₂ , CO, C	-1,157	-1,623,270
(COMP. C-4) 10ORDX + 28 Wax + 9 Polyisobutylene + 3 Sebacate	H ₂ O, N ₂ , CO, C	-1,293	-1,814,080
C + 4NG (1/99)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,598	-2,242,130
Cellulose + 24NG (3/97)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,595	-2,237,080
Cellulose + 12NG + 6AN (5/81/14)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,481	-2,077,420
Cellulose + 2NG + 11AN (11/30/59)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,124	-1,577,390
Cellulose + 4NG + 4SN (12/64/24)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂ , Na ₂ O	-1,289	-1,807,770
Nitrocellulose + 9NG (13/87)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂	-1,632	-2,290,000
Cellulose + 2NG + 6AN + 2SN (13/36/38/13)	H ₂ O, N ₂ , CO ₂ , Na ₂ O	-1,121	-1,572,623
CH ₄ + 2O ₂ (20/80)	H ₂ O, CO ₂	-2,375	-3,332,130

3,332,130

Charges → Initial pressure:

No charges → Thermal Chemical equilibrium pressure =
 = Explosion pressure
 = Borehole pressure

>
 Small compressive -
 with Thermo Chamber
 ≠ Ignition
 ≠ pressure.
 †

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



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

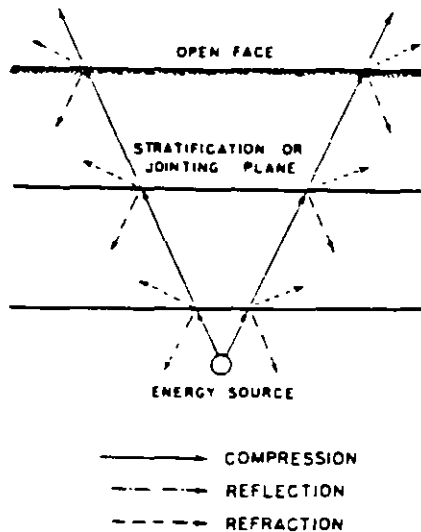


Figure 1—Energy reflection and refraction force components at density interfaces.

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

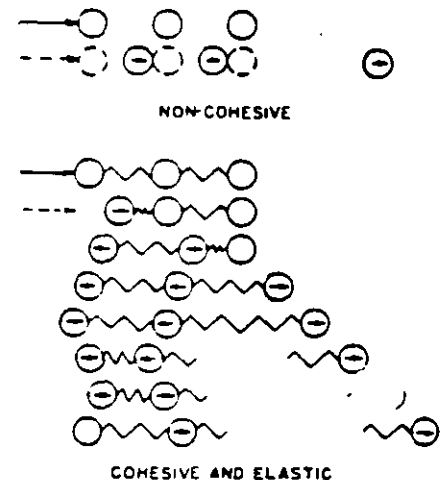


Figure 2—Energy transmission in materials from impulsive loads.

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
Eis	$CaCO_3$	Antiácido-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 nitrosos orgánicos		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	880
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	850

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 barrero 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 5 000 y 25 000 pies /seg.

Las velocidades no confinadas son del orden de 70 a 50% 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 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 Taconita 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 sónica 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

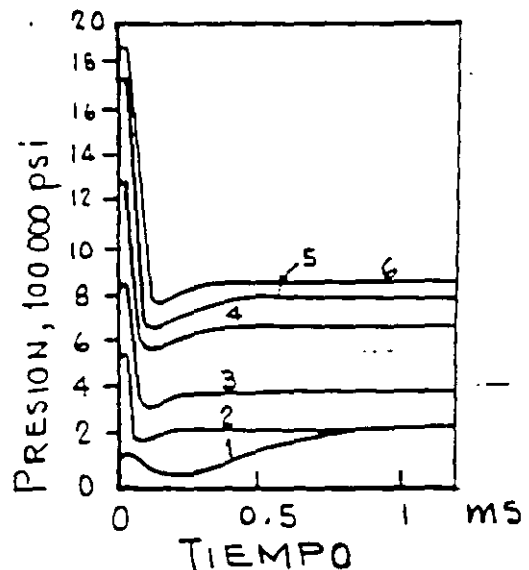
C = velocidad de detonación en pies/seg

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	19.2
AZUFRE	2.9	2.0	-	-	-
ANTIACIDO	1.3	1.0	.8	1.1	1.2
HUMEDAD	.9	1.0	.9	.9	1.2

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

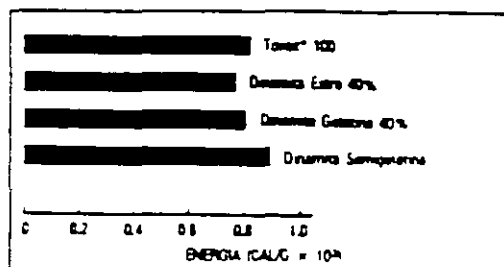
Gases toxicos: Minimos, clase 1

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 salga del cartucho.

Densidad: 1.10 gms/cc.

Energia



Velocidad

DIAMETRO	M/SEG	PIES/SEG
32 mm (1 1/4")	4050	13300

Resistencia al agua: Excelente. Sin envoltura sumergido en agua, mantiene sus optimas velocidad y energia

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 Toxicos y Humos: Minimos, 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 de este catálogo es un servicio que Du Pont S.A. presta a sus clientes como parte del servicio a sus clientes. Sin embargo, no se garantiza el uso de los productos explosivos mencionados en este catálogo para el propósito con el que se usen. Se recomienda leer las instrucciones de uso de los productos Du Pont no garantiza resultados favorables ni asume responsabilidad alguna por cualquier daño o interferencia que se produzca. Esta información no se ofrece como recomendación para usar o evitar cualquier producto explosivo.

DU PONT S.A. DE C.V. DEPARTAMENTO DE EXPLOSIVOS
HOMERO No. 206 MEXICO S. D.F. TEL. 250-90-33

PROPIEDADES DE DINAMITAS DE AMONIO
DE ALTA DENSIDAD

PORCIENTO EN PESO	DENSIDAD	VELOCIDAD CONTINADA 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



ventajas:

1. **Sensible al fulminante.** No requiere cebo suplementario.
2. **Versatilidad.** Adecuado para uso en barrenaciones de diámetro intermedio (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 violar 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 1.5%

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-Cord" 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 los kilos por metro lineal de barrenos de varios diámetros.

Diámetro Barreno cms. (pulgs.)	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 considerando 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 emvasa 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 presume 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

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.

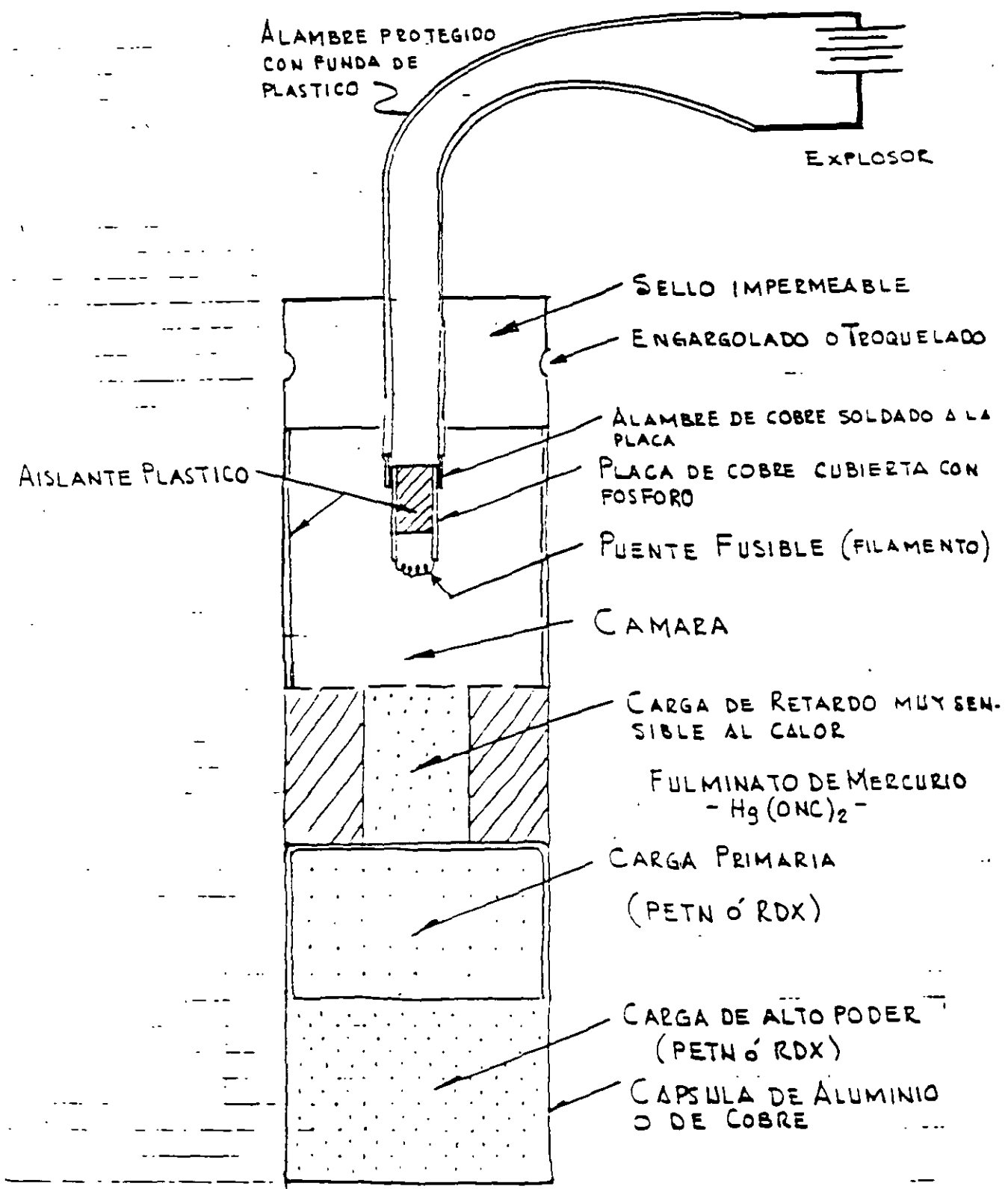
Cuando se le aplica la corriente eléctrica a los alambres el filamento de puente se calienta e inicia una carga instantáneamente de un explosivo altamente sensible al calor. La explosión del alambre detona una primera carga la cual a su vez detona una carga de un explosivo potente en el fondo de la cápsula 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.



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.

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 o a 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.

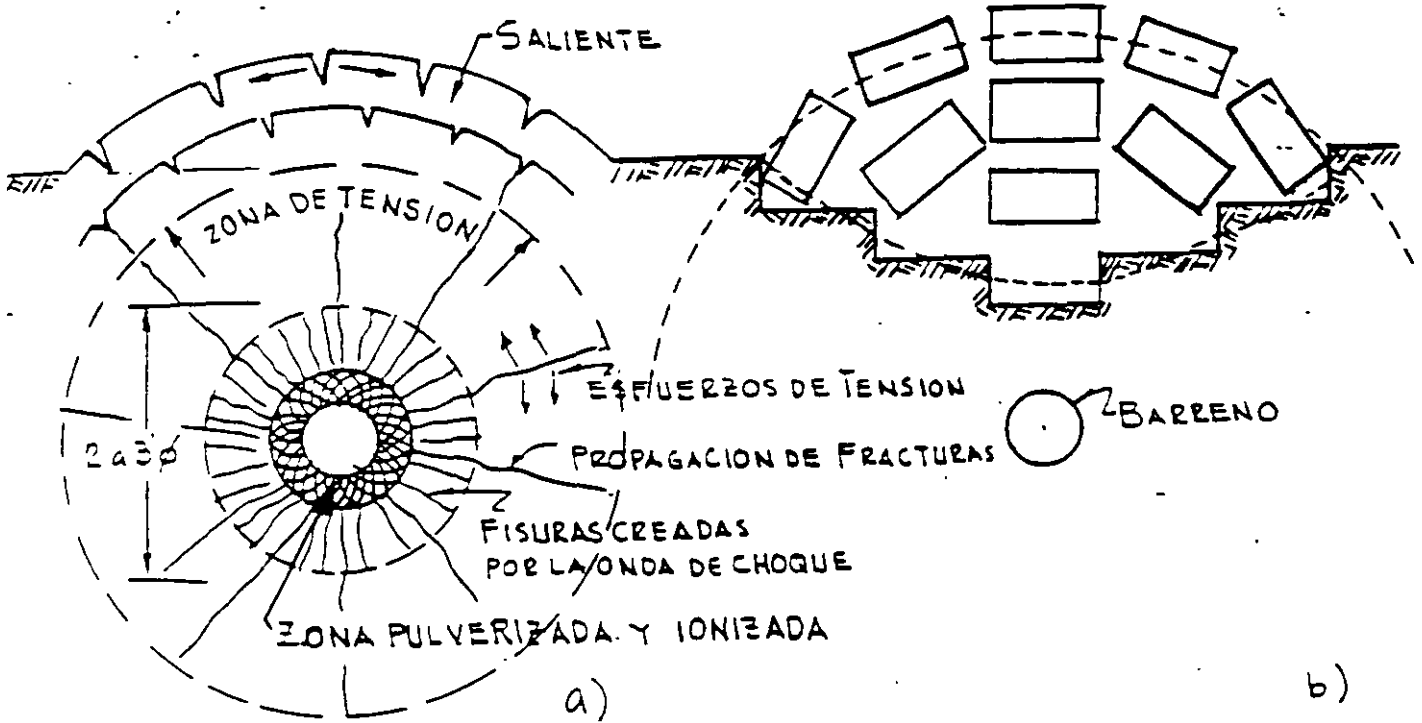
También existen conectores especiales de retardo constituidos por el mismo tubo de NONEL en longitudes de 2 pies con terminales de plástico.

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.

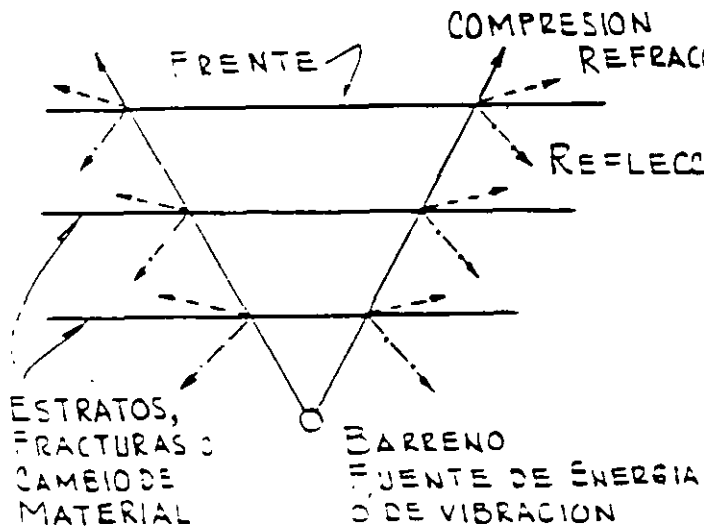
Su composición química es:



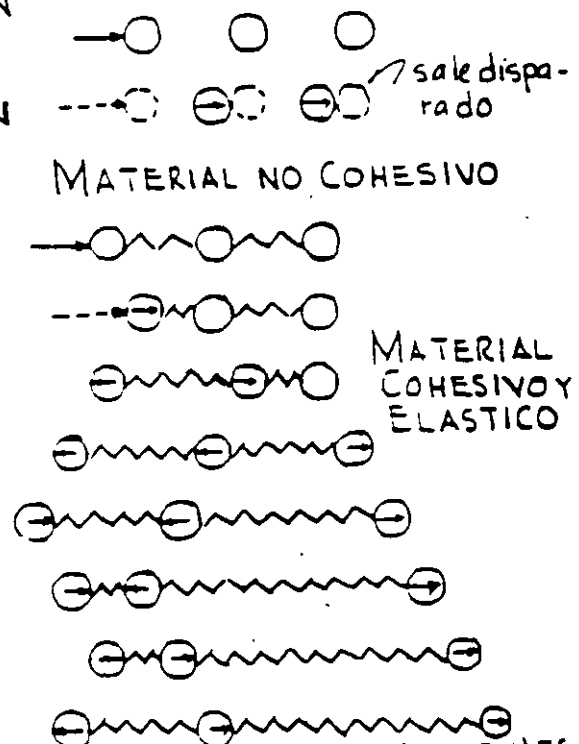
FRAGMENTAS RADIALES

SECUENCIA EN LA FORMACION DEL CRATER

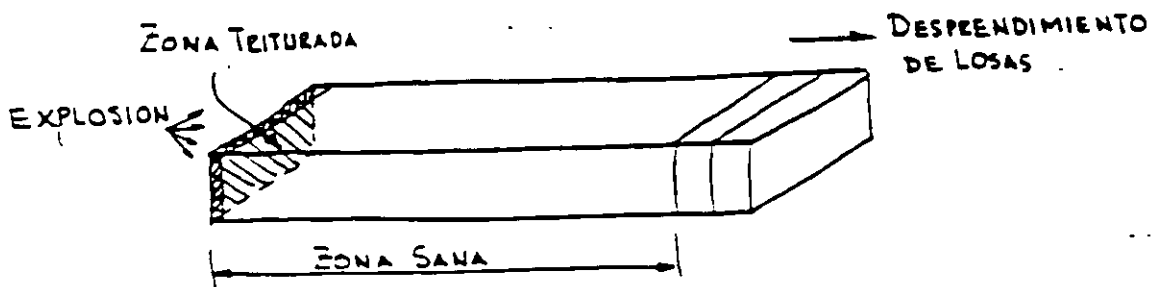
FRAGMENTACION Y DESPLAZAMIENTO = FUERZA - DISTANCIA = TRABAJO



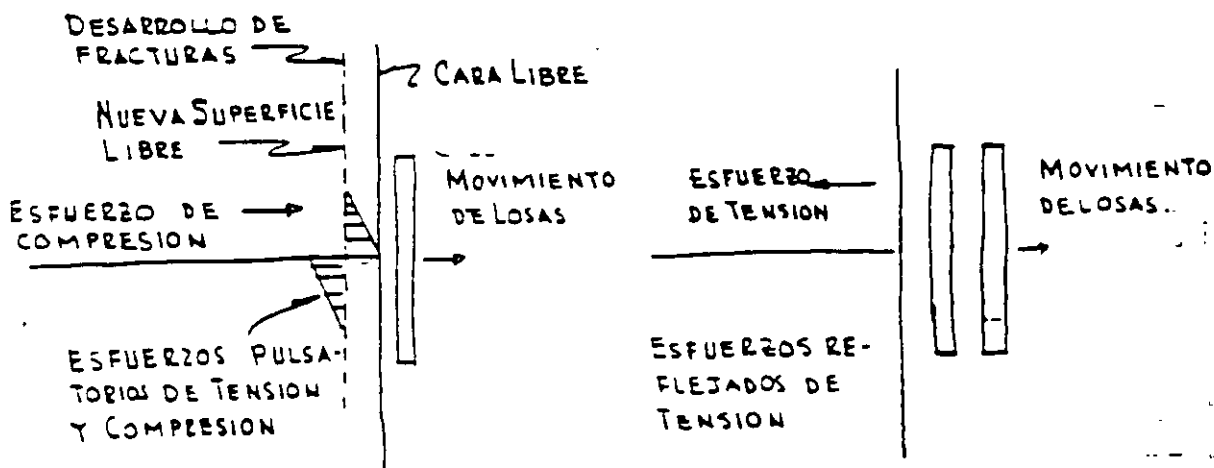
COMPONENTES DE LA ENERGIA POR IMPACTO DEL EXPLOSIVO



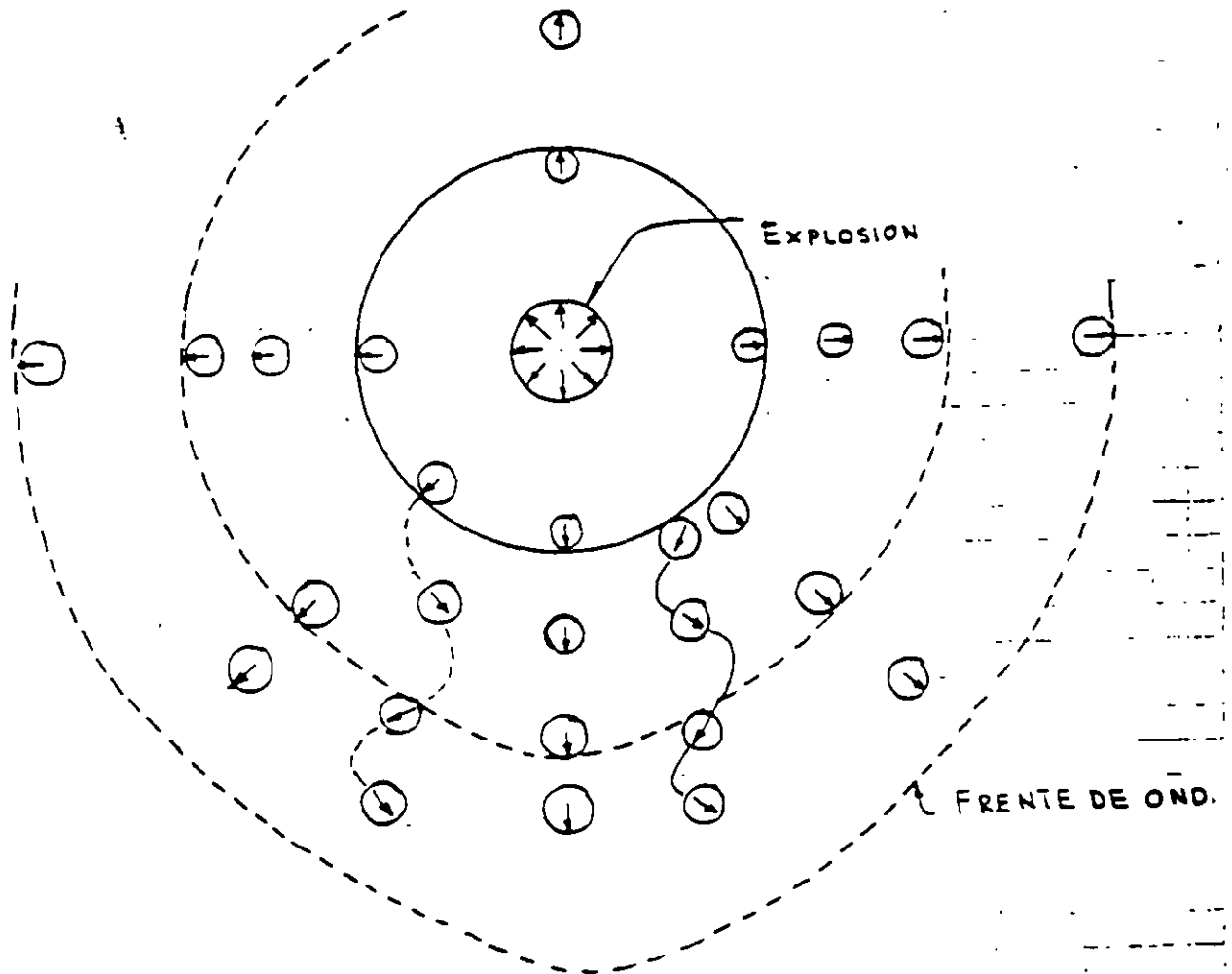
TRANSMISION DE ENERGIA EN MATERIALES CON CARGAS DE PULSACION



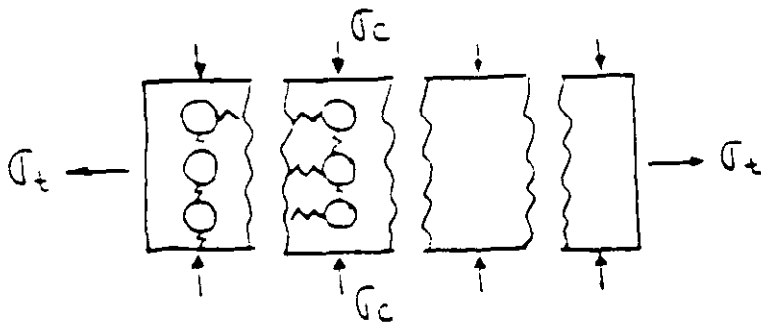
BARRA EXPERIMENTAL DE CONCRETO



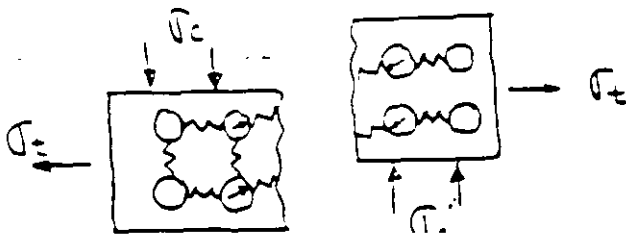
FRAGMENTAMIENTO DE TENSION POR REFLEXION DE IMPULSOS.



INFLUENCIA DEL PATRON ESTRUCTURAL DE LAS PARTICULAS.

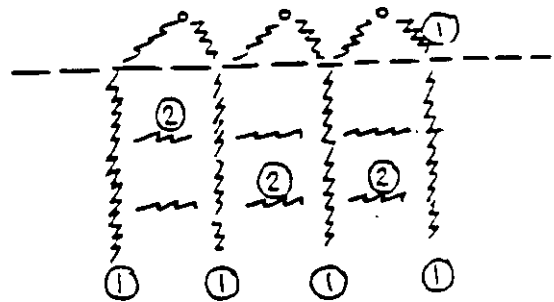
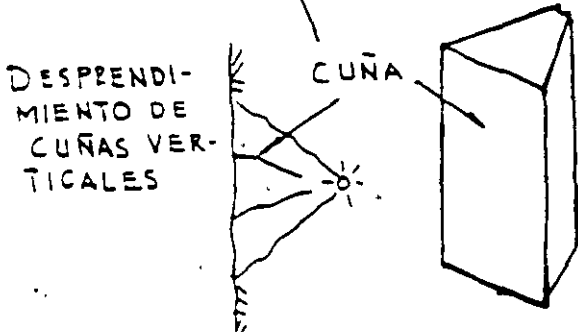
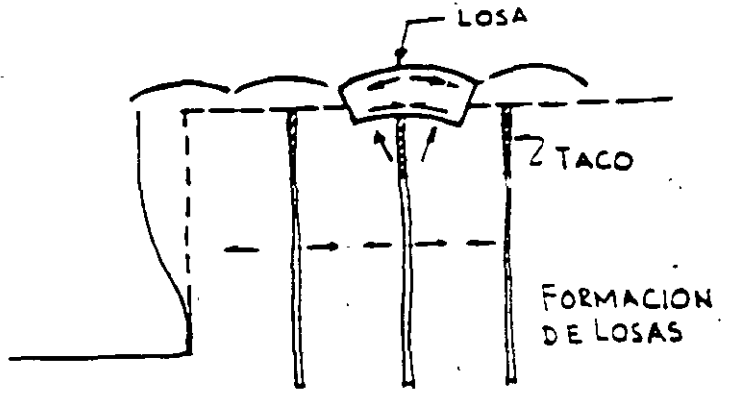
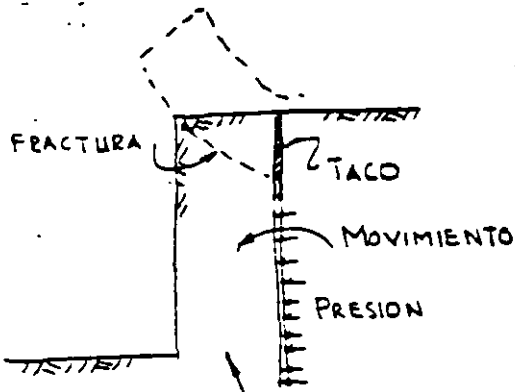


FRACTURAMIENTO POR COMPRESION O TENSION

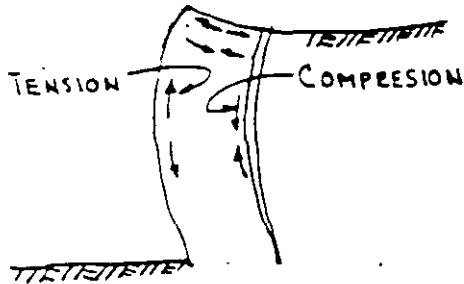


FRACTURAMIENTO POR CORTANTE

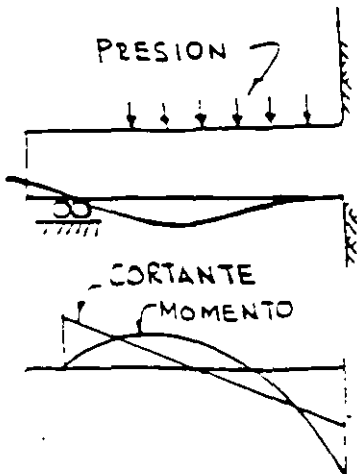
MECANISMO DE FRAGMENTACION Continúa



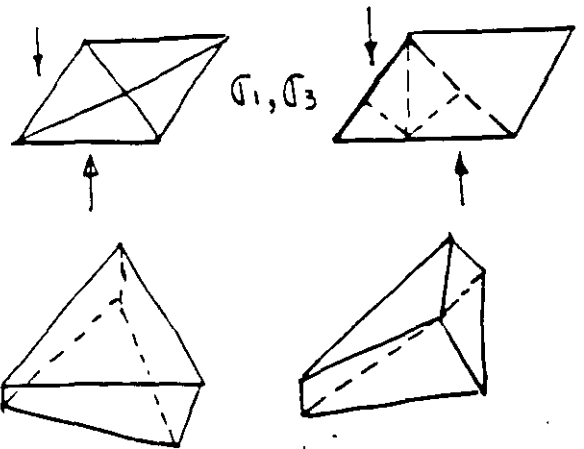
- ① FRACTURAS VERTICALES COMO CUÑAS
- ② FRACTURAS HORIZONTALES
- ③ SALIDA DE GASES



E FECTO DE VIGA



ANALOGIA DE LA VIGA



FRAGMENTOS EN FORMA DE TRIANGULOS
 POR EFECTO DE CORTANTE (TORSION)
 Y FLEXION

MECANISMO DE FRAGMENTACION... Continúa

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.

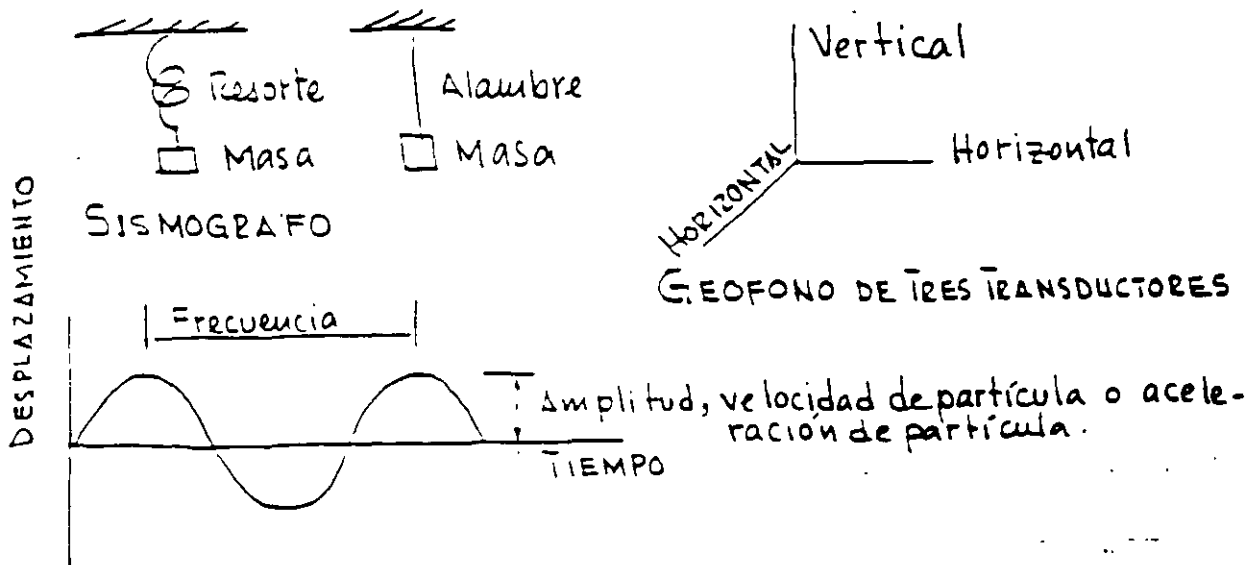
VIBRACIONES

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:

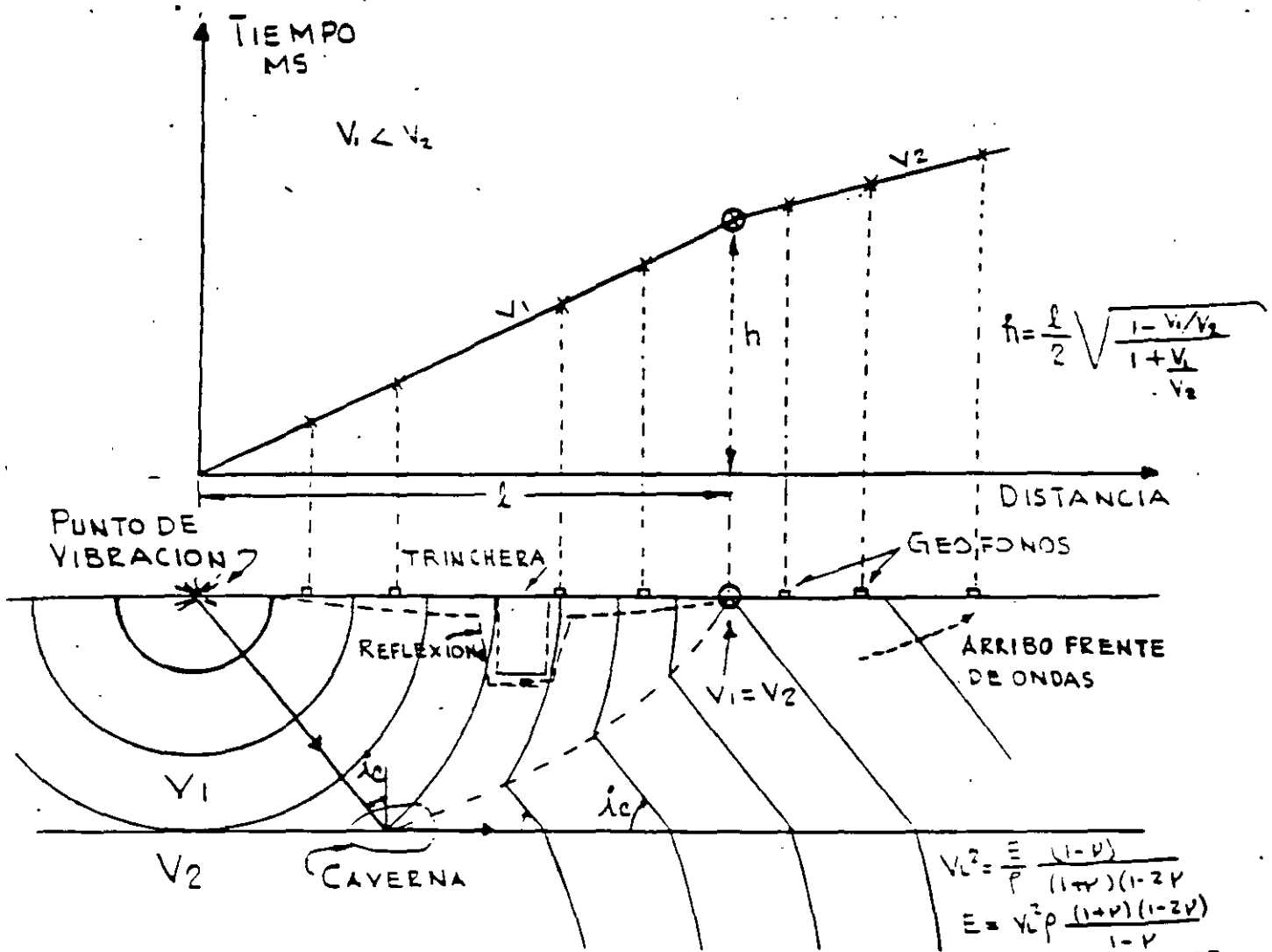
1.- Compresional
Longitudinal
Primaria - P.
De empuje

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.

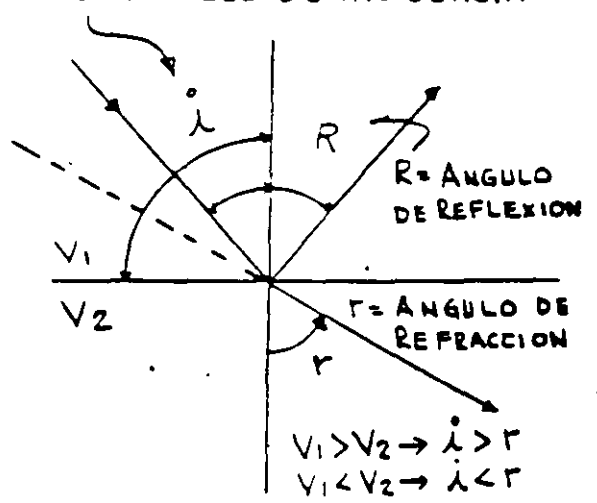
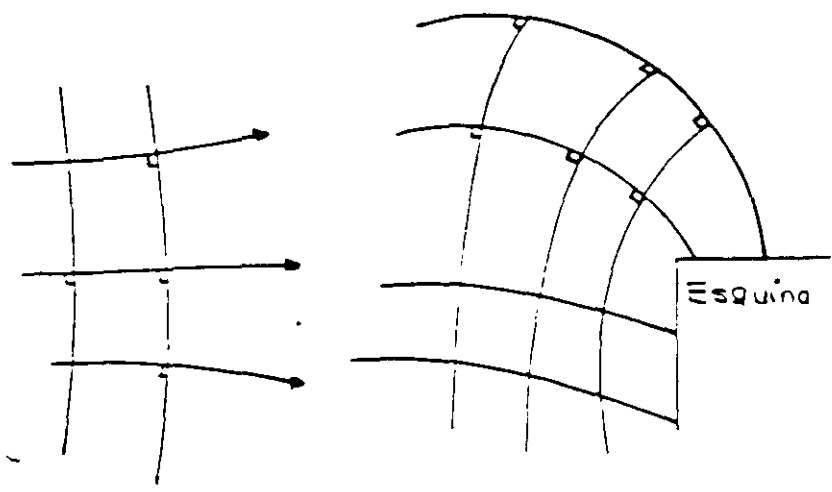


REFLEXION Y REFRACCION DE ONDAS

$V_1^2 = \frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}$

$E = V_1^2 \rho 2(1+\nu)$

$\lambda = \text{ANGULO DE INCIDENCIA}$



PRINCIPIOS DE REFLEXION

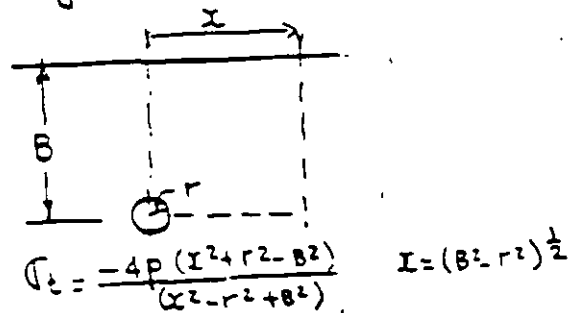
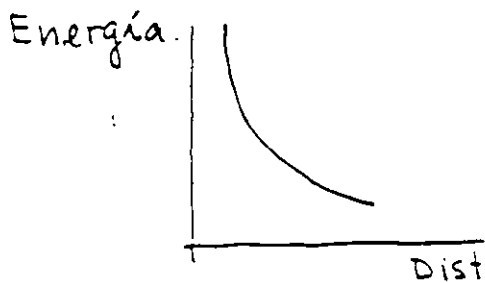
PROPAGACION DE ENERGIA

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 $SD = \frac{D}{W^{1/2}}$ o sea $W = \left(\frac{R}{SD} \right)^{1/2}$ en donde

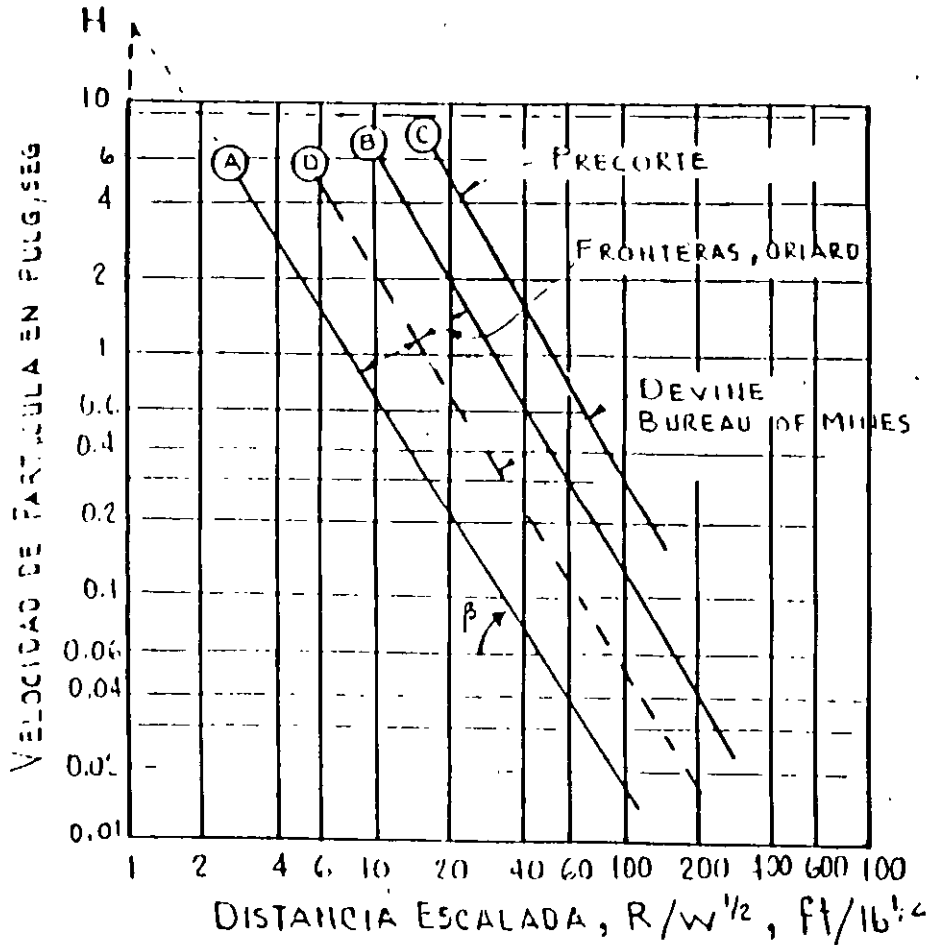
W = máxima carga por retardo

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.

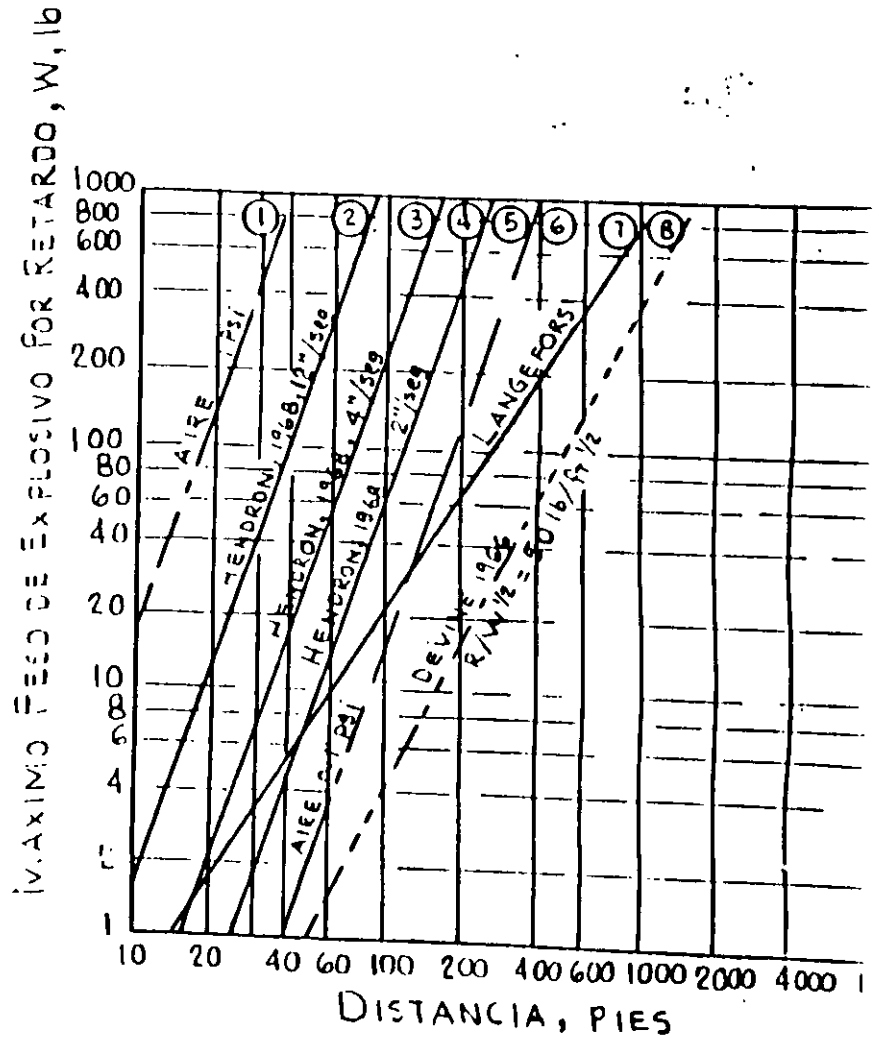
464



$$V = 11 \left(\frac{D}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

$$SD = \frac{K}{W^{1/2}} ; W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$$

FIG. 9



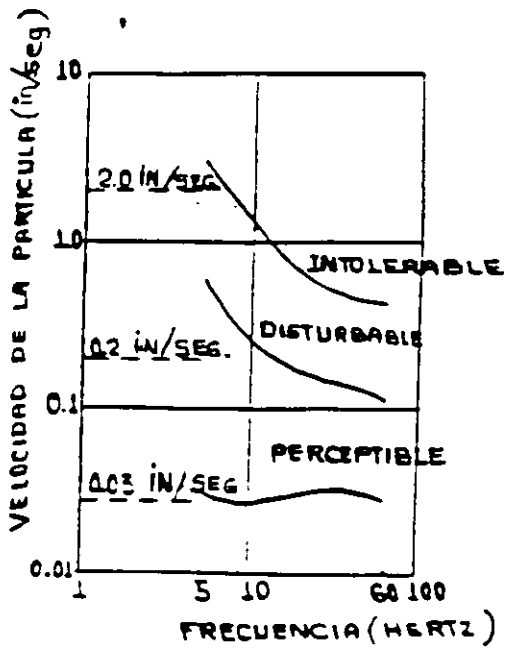
194

TABLA I

DISTANCIA m	GRUPO A	CAMERA EN TR. POR RETORNO					
		B	C	D	E	F	G
0.5				0,02	0,04	0,08	0,16
1	0,005	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	0,40	0,07	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	0,17	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	0,17	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	2,6	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	16,0	32,0	64
30	1,3	2,6	5,2	10,4	21	42	84
35	1,6	3,2	6,4	12,8	26	52	104
40	2,0	4,0	8,0	16	32	64	128
45	2,4	4,8	9,6	19,2	38	76	152
50	2,8	5,6	11	22	44	88	176
55	3,3	6,6	13,2	26,4	52	104	208
60	3,8	7,6	15,2	30,4	60	120	240
65	4,3	8,6	17,2	34,4	68	136	272
70	4,8	9,6	19,2	38,4	76	152	304
75	5,3	10,6	21,2	42,4	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	12,8	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	26,6	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

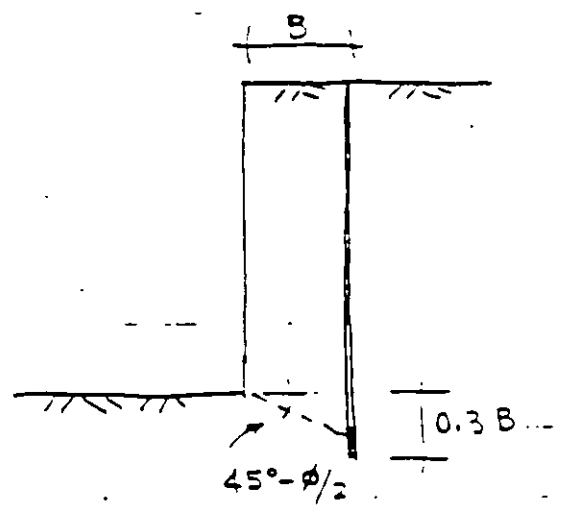
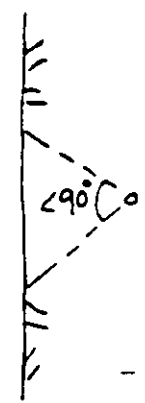
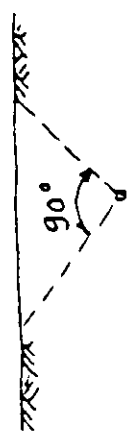
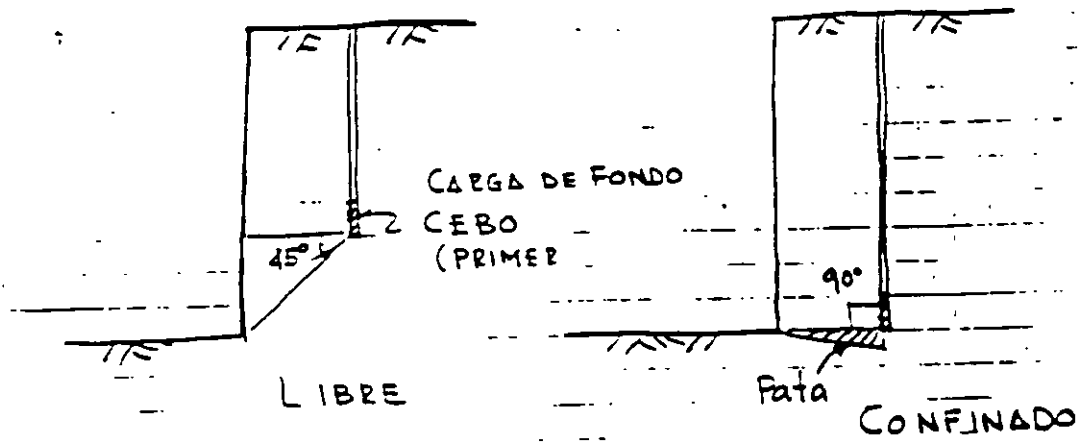
$$P_B = 1.69 \times 10^3 E D^2$$

E = Densidad explosivo

D = Vel. de detonación explosivo pies/s

P_B = Presión en el barreno en lb/pulg²

ROTURA DE LA ROCA



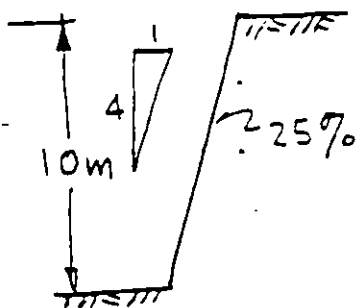
CONFINADO

EJEMPLO DE CALCULO VOLADURA DE CANAL

199

Banco de 10m 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/lt

TOVEX 700 $p = 0.75$ Densidad = 1.10 "

$$B_{\text{máx, TOVEX 700}} = B_{\text{máx}} \sqrt{\frac{0.75 \times 1.10}{1.00 \times 1.25}} = 3.42 \times 0.81 = 2.78 \text{ m}$$

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 = $2.71 \times 1.25 = 3.39 \text{ m}$.

$B = 2.70 \text{ m}$; $E = 3.40 \text{ m}$

$$\text{Carga de fondo} = 1.3 \text{ Bpráct.} = 1.3 \times 3.06 = 4.0 \text{ m}$$

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 Tovex 700

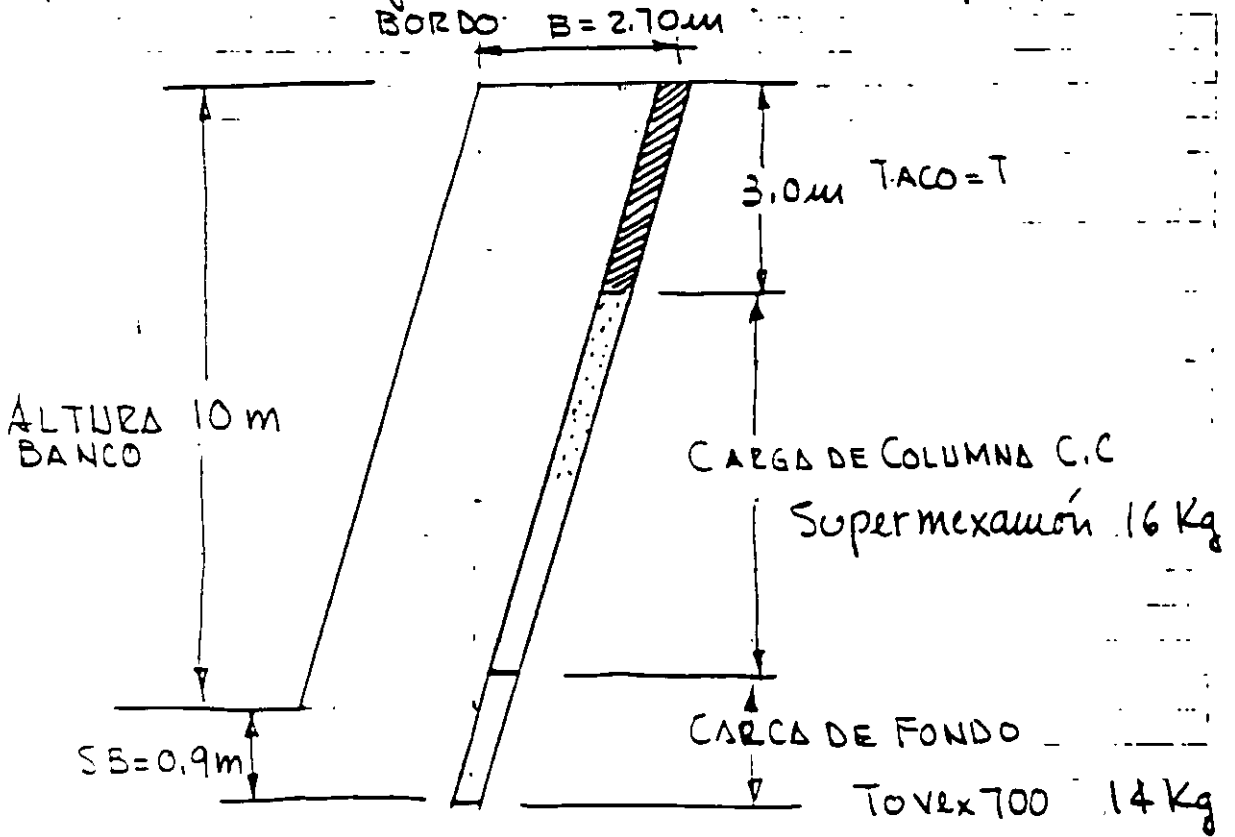
$$\text{Carga de columna C.C.} = 5.40 \times \underbrace{4.54}_{\text{lt/m } \phi=3''} \times \underbrace{0.65}_{\text{densidad}} = 16 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga de fondo C.F.} = 2.80 \times \underbrace{4.54}_{\text{lt/m } \rightarrow \phi 3''} \times 1.10 = 14 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga total} = 30 \text{ Kg}$$

$$\text{Factor de carga} = \frac{30}{10 \times 2.70 \times 3.40} = 0.325 \text{ Kg/m}^3$$

Haciendo intervenir la potencia del explosivo el factor de carga se reduce a $\approx 290 \text{ gr/m}^3$



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)

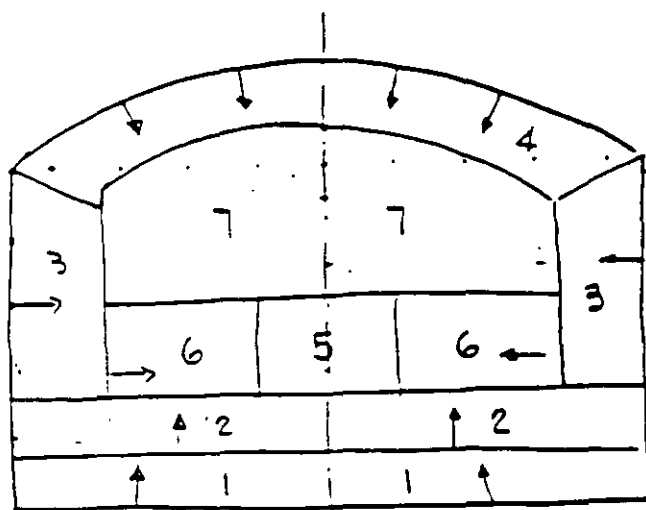
ESTA CONSTANTE TOMA EN CUENTA LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO.

+ 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. hazum. onda) > 3000

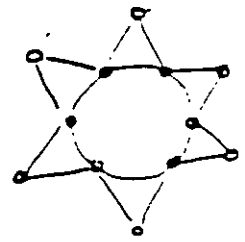
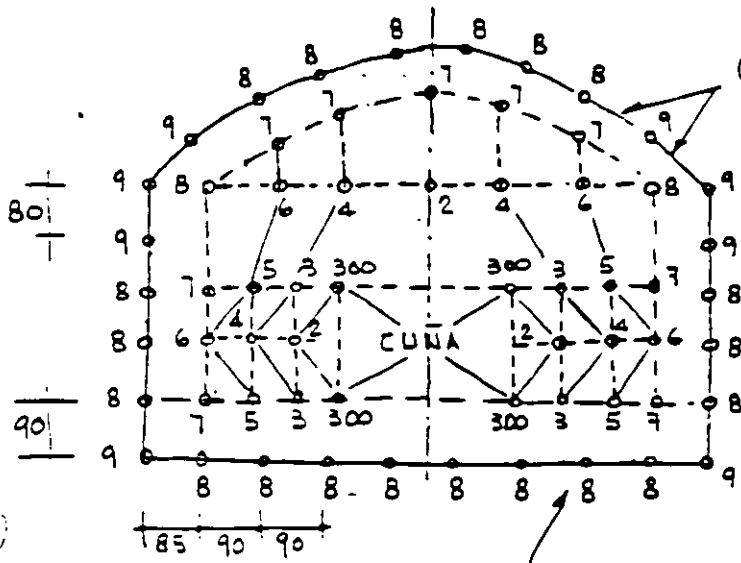
DIAGRAMA DE BARRENACION Y CARGA DE UN TUNEL



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



CUÑAS PARALELAS

Formar estrellas o cuadrados y no círculos

Los barroes de piso se cargan completos
C.C = 0.5 a 0.7 c.f.

28
14
5 ✓
6 ✓
6 ✓
78 (24)

CALCULO

Ancho = 8 m

Altura = 5.65 m

Pared = 4.0 m

Area = 40 m²

∅ 31mm = Serie II

Barreación = 3.20 m

Avance = 0.9 x 3.20 = 2.90 m

Explosivo: Gelatina extra 40%

Cuña: Paralela de 2 barroos vacíos grandes

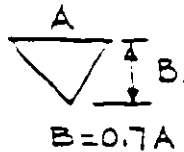
Barreación por picado = 10 cm.

Volumen por tirada = 40 x 2.9 = 116 m³

Factor de barreación = $\frac{275}{116} = 2.37 \text{ m/m}^3$

Factor de carga = $i = \frac{121}{107} = 1.13 \text{ kg/m}^3$

Barreos de Piso: Bordo = 90 cm.
 $B = \frac{\text{Prof} - 0.4 \text{ m}}{2}$
 $B_{\text{bór}} = \frac{2.9 - 0.4}{2} = 1.25$



Bordo real = $90 - \frac{0.10}{2} = 0.8$
Picado

Es paciamiento E = 1.1 B

$E = 1.1 \times 0.8 = 0.88 \rightarrow 0.90$

Hay 9 espacios = 7 x 0.9 y 2 x 0.85

Long. barreación:
86 barroos x 3.2
L = 275.2

Barreos de pared $B = 0.80 - 0.10 = 0.70 \text{ m}$

Espaciamiento = $\frac{3.9 - 0.4}{2} = 1.25 \text{ re mura}$ $E = 0.95 \text{ m}$.

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

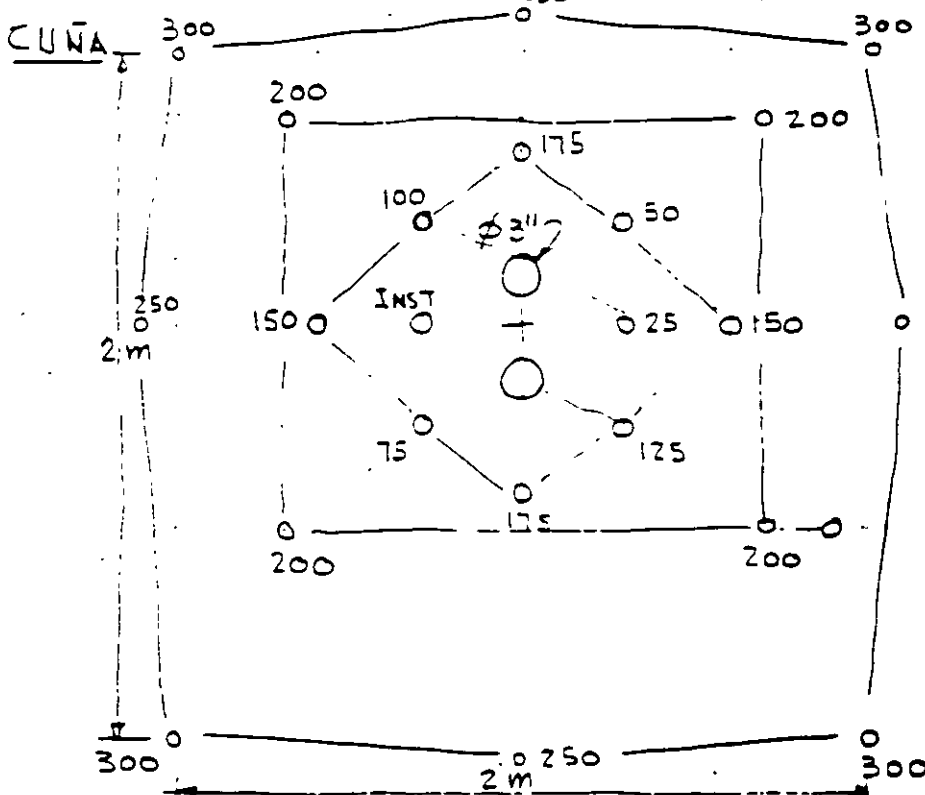
Barreos con salida hacia abajo

Bordo = 0.9 m c. f. = 0.90 Kg

Espac = 1.1 m c. c. = 0.90 Kg

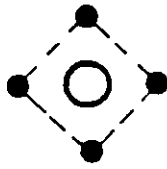
Según Gustaffson:

Para una sección de 40 m^2 la carga específica = 1.12 Kg/m^3

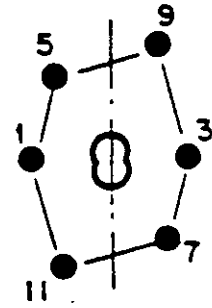


Los primeros 6 barr
concentración
C.C. = 250 gr/m
 175 gr/carrucho

Los extremos se
acercan al resto
de barreos
C.F. = 0.5 Kg
C.C. = 0.9 Kg .

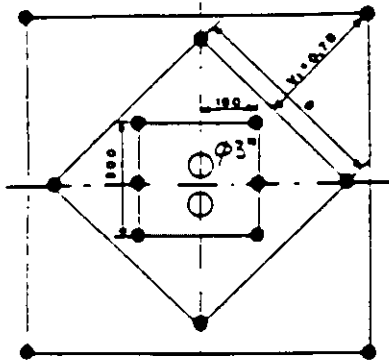


CUÑA "CINCO DE OROS"
CON UN BARRENO DE GRAN DIAMETRO

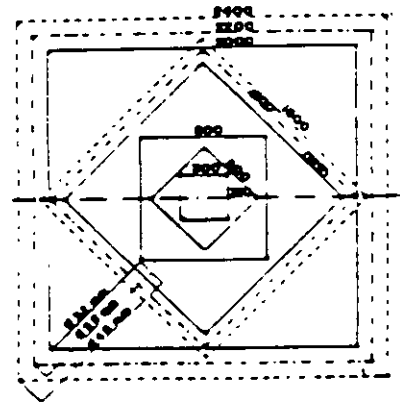


CUÑA COROMANT
(ADECUADA PARA GALERIA PEQUEÑA)

El dispositivo guía se fija a la roca mediante un expansor.



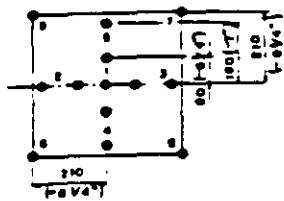
CUÑA DE EXPANSION CON DOS
BARRENOS QUEMADOS DE
GRAN DIAMETRO



CUÑA DE EXPANSION PARA UNO
O DOS BARRENOS QUEMADOS

Avance de 3.9 a 4 m

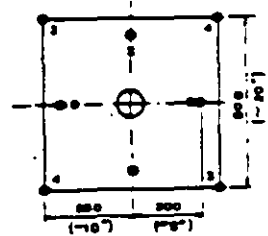
- - No se debe trabajar con diámetros grandes en todo el frente del túnel.



CUÑA QUEMADA CON CUATRO BARRENOS MUECOS Ø 35 mm (CUÑA GRONLUND)

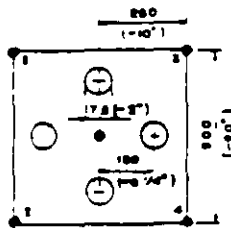
Buena hasta 3.2 m de profundidad.

- En el barreno central el estopín esta en la boca del barreno
- En los ayudantes el estopín esta al fondo.

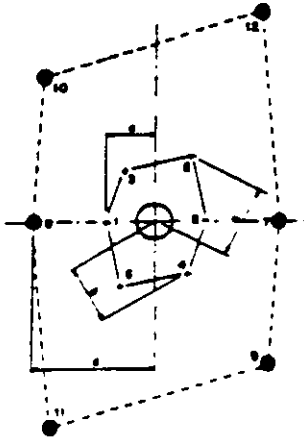


CUÑA QUEMADA MICHIGAN

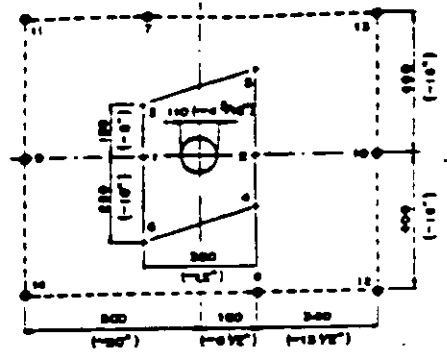
Avance 3.9 m



CUÑA TIPO GATO CON CUATRO BARRENOS VACIOS DE DIAMETRO GRANDE



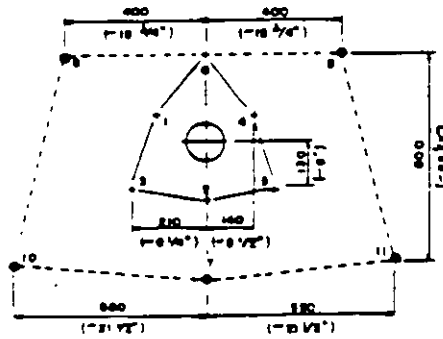
CUÑA EN DOBLE ESPIRAL CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE



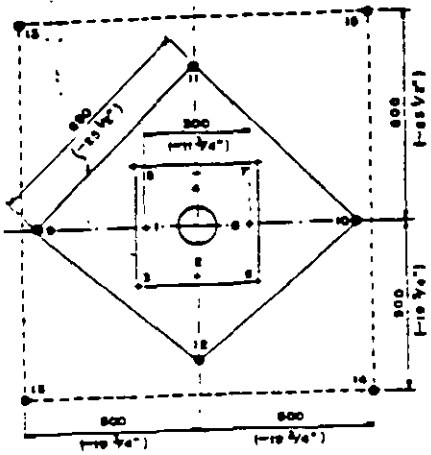
CUÑA EN DOBLE ESPIRAL MODIFICADO (CUÑA Taby) CON UN BARRENO DE DIAMETRO GRANDE

Más eficiente que la Fagersta

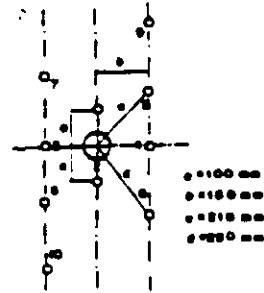
Es...



CUÑA DE TRES SECCIONES 25% MAS EFICIENTE QUE LA Taby



CUNA EN CUATRO SECCIONES CON UN BARRENO DE GRAN DIAMETRO (ES LA CUNA CILINDRINCA MAS UTILIZADA)



CUNA FAGERSTA (ADECUADA PARA GALERIA PEQUERA)

PATRONES DE BARRENACION USUALES PROMEDIO
 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 54	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

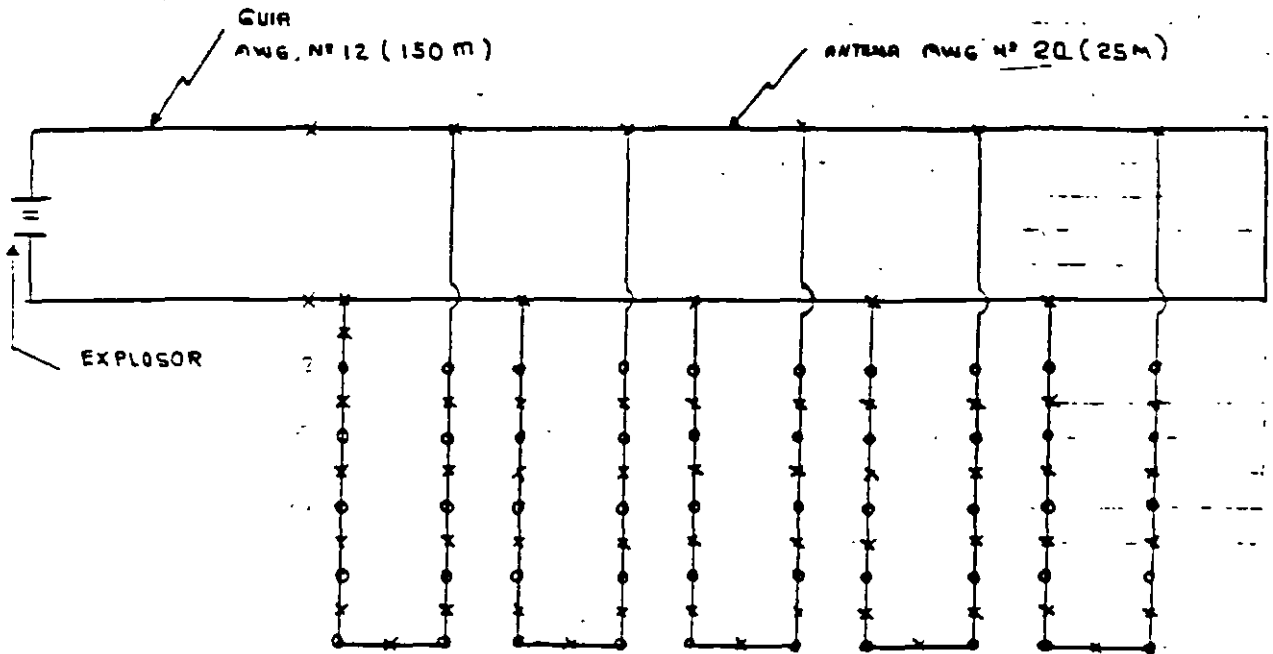
Diámetro del barreno d (mm)	Concentración de carga kg/m	Post-corte		Precorte
		E _i m	V _i	E _i m
30		0.5	0.7	0.25-0
37	0.12	0.6	0.9	0.30-0.5
44	0.17	0.6	0.9	0.30-0.5
50	0.25	0.8	1.1	0.45-0.70
62	0.35	1.0	1.3	0.55-0.80
75	0.5	1.2	1.6	0.6-0.9
87	0.7	1.4	1.9	0.7-1.0
100	0.9	1.6	2.1	0.8-1.2
125	1.4	2.0	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

$$R_g = 150 \text{ m} \times 2 \times \frac{1.588 \Omega}{0.304 (1000 \text{ ft})} = 1.567 \Omega$$

f).- RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO

$$R_T = 4 \Omega \times 1.67 \Omega \times 1.57 \Omega = 7.24 \Omega$$

g).- VOLTAJE REQUERIDO

$$E = 7.5 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 54.3 \text{ V}$$

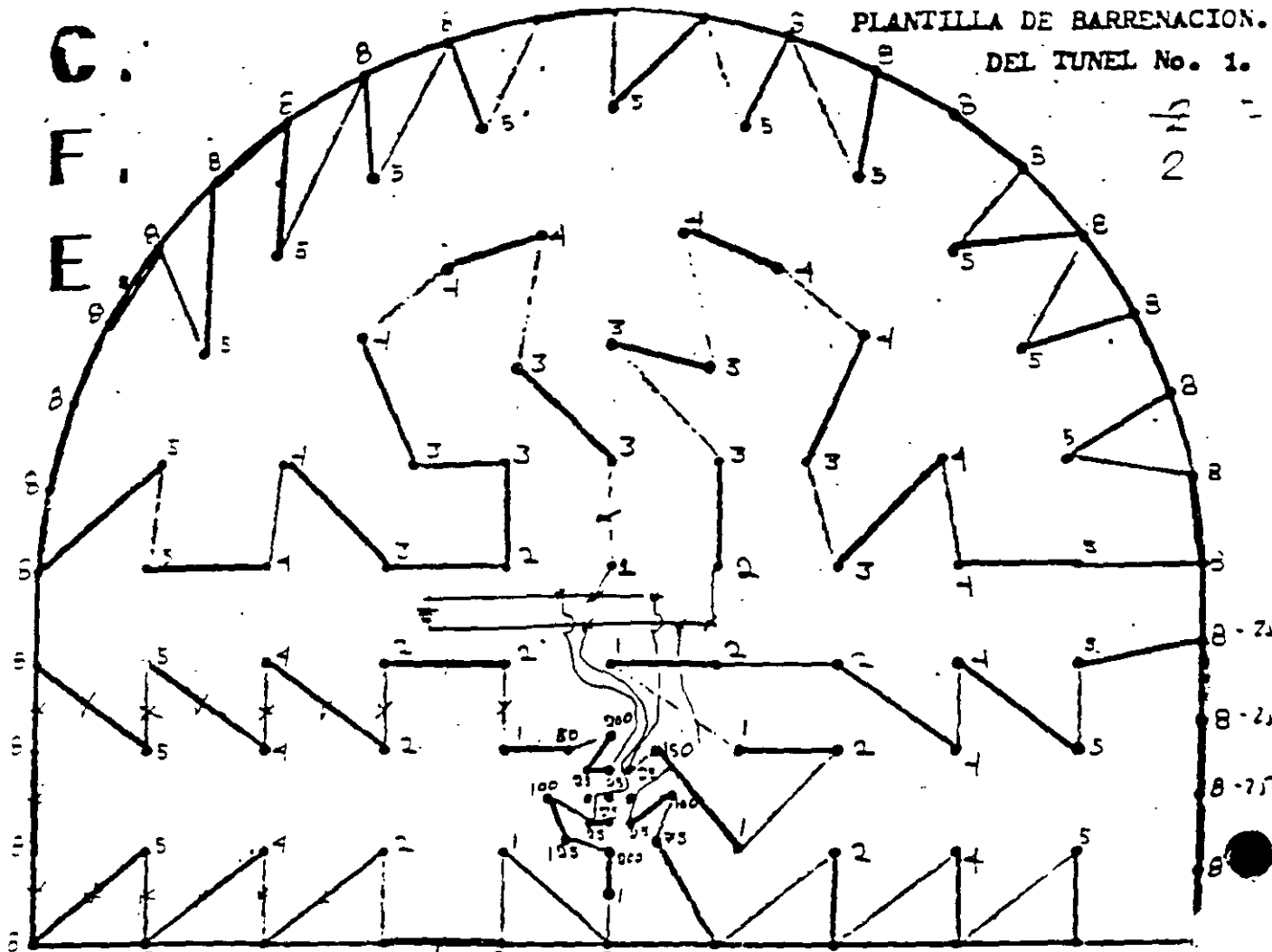
h).- POTENCIA REQUERIDA

$$P = I^2 R = (7.5)^2 \text{ A} \times 7.24 \Omega = 407 \text{ Watts}$$

$$P = IE = 7.5 \text{ A} \times 54.3 \text{ V} = 407 \text{ Watts}$$

C.
F.
E.

PLANTILLA DE BARRENACION.
DEL TUNEL No. 1.



15
2

BARRENACION INICIO 17⁰⁰ h 12' TURNO 1^o TERMINO 23⁰⁰ h 05'

BARRENACION CON —

PROFUNDIDAD Y Ø DEL BARRENO 2.60 mts 2" Diám.

TOTAL DE BARRENOS HECHOS. 119 Puntos

TOTAL DE BARRENOS CARGADOS 115 Puntos

TOTAL BOMBILLOS "TOVEX" 205 Kg

TOTAL KGS. "ANFOSEI" SUPER 100 Kg

TOTAL MTS. "PRIMACORD" 30 mts

HORA DE LA TRONADA 0.10 h

NUMERO DE LA TRONADA 55

AVANCE 2.50 mts

F = 1.73 k/m

INSTRUCTOR C.F.E. Edilberto Domínguez

BARRENACION LADO: Soco Completa -

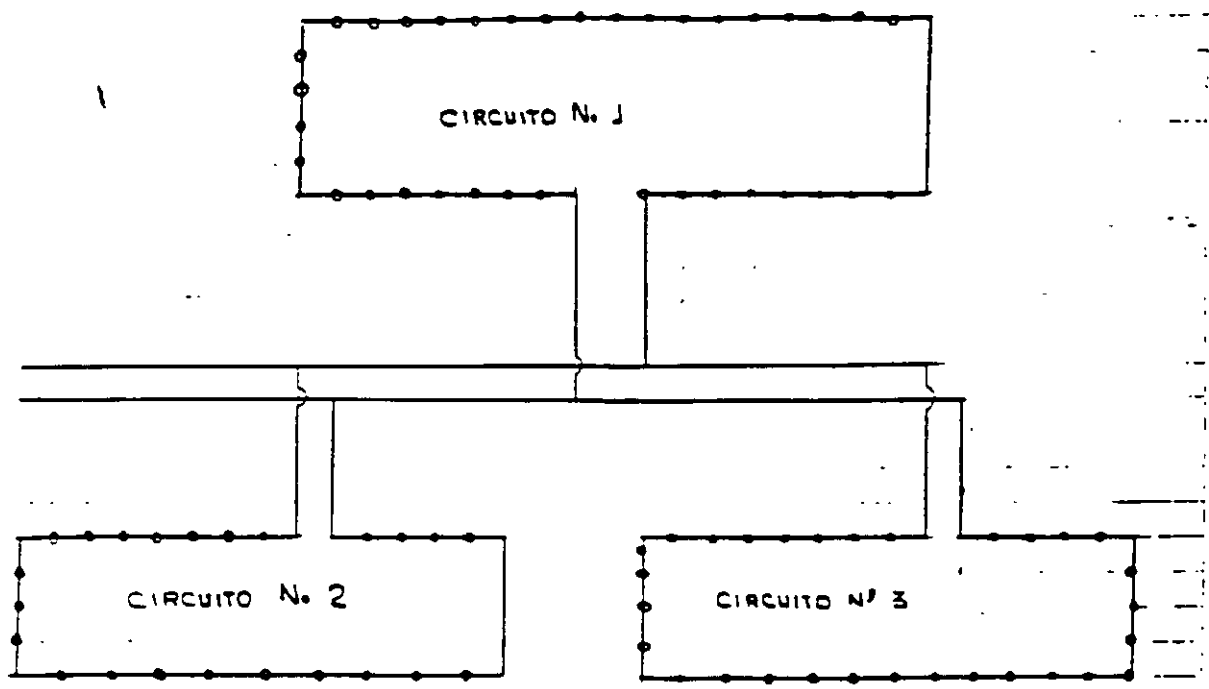
TURNO: 1^o u 2^o turno

FECHA: 89-09-17

Guía → 43 mts alambre calibre 20
+ 66 m alambre calibre 14
+ 50 m — — — — — 20

ESTOPIN Nº	CANTIDAD	Explos
2	30	
5	21	
1	15	
7	10	
1	7	
1	5	
25	5	
30	1	
75	1	
100	1	
125	1	
150	1	
200	1	

DE FRENTE. _____



CIRCUITO No.	ESTOPINES DE RETARDO	INSTANTANEOS	RESISTENCIA DEL CIRCUITO
1	57	1	$57 \times 1.32 = 75.24 \Omega$
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: $\frac{66 \text{ m} \times 3.28 \times 2.5 \times 10^{-15}}{1000} = 0.55 \Omega$

b) - RESISTENCIA DE LOS TRES CIRCUITOS EN PARALELO

$$R_c = \frac{1}{\frac{1}{75.24} + \frac{1}{41.82} + \frac{1}{36.14}} = 15.41 \Omega$$

c) - RESISTENCIA TOTAL.

$$R_T = 15.41 + 3.10 + 0.55 = 19.06 \Omega$$

d) INTENSIDAD REQUERIDA.

$$I = 3 \text{ Series} \times 1.5 \text{ Amp. por serie} = 4.5 \text{ Amp.}$$

e) VOLTAGE 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 ₂ /
4KClO ₃	Chlorate	695	752 (Decompose)	+ 6O ₂ + 4KCl	
4NaNO ₃	SN	585	712 (Decompose)	4H ₂ O + 3O ₂ + 2Na ₂ O	
4H ₂ H ₄ O ₃	AN	340	460	8H ₂ O + 3H ₂ + 2H ₂ O ₂	
4C ₃ H ₃ N ₅ O ₉	NG	55	420	10H ₂ O + 5N ₂ + 12CO ₂ + 2HO	
4C ₂ N ₂ H ₄ O ₆	LGDN	- 4	239 (Boils)	8H ₂ O + 4H ₂ + 8CO ₂	
4CaCO ₃	Limestone	--	--	4CO ₂	+ 4CaO
4C ₅ H ₄ H ₈ O ₁₂ *	PETH	282	420	16H ₂ O + 8H ₂ + 12CO ₂ + 8CO	
4C ₃ H ₆ H ₆ O ₆ *	RDX	252	500	12H ₂ O + 12N ₂ + 12CO	
4C ₆ H ₃ H ₇ O ₁₁ *	Nitrocellulose, Nitrostarch	212 (Decomp.)	345 250	14H ₂ O + 6H ₂ + 6CO ₂ + 18CO	
4C ₆ H ₃ H ₃ O ₇	Picric Acid	255	610	6H ₂ O + 6H ₂ + 22CO	+ 2C
4C ₇ H ₅ H ₅ O ₈	Tetryl	265	495	10H ₂ O + 10H ₂ + 22CO	+ 6C
4C ₇ H ₃ H ₅ O ₆	TNT	180	888	10H ₂ O + 6H ₂ + 14CO	+14C
4C ₆ H ₁₀ O ₅	Cellulose, Wood Pulp, or Starch			20H ₂ O	+24C
4C ₇ H ₂ H ₆ O ₄	DNT	158	752 (Decompose)	12H ₂ O + 4N ₂ + 4CO	+24C
4PbH ₆	Lead Azide	480 (Decomp.)	560	12H ₂	+ 4Pb

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. Nitrocellulose and nitrostarch are very sensitive to initiation when dry.

Avg.
O₂
/

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

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.

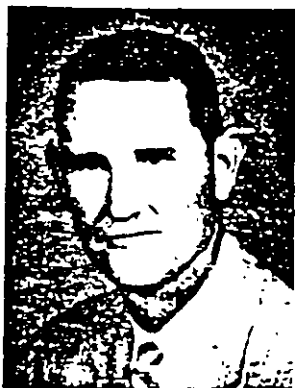
Since blastholes are circular, the energy propagation will spread out in distance from the source, or as a fan. This action causes the energy travel in particles to move in different directions. In addition, stresses developed in the walls of blastholes will decrease rapidly as the energy pulses travel 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. Special-

ties 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-

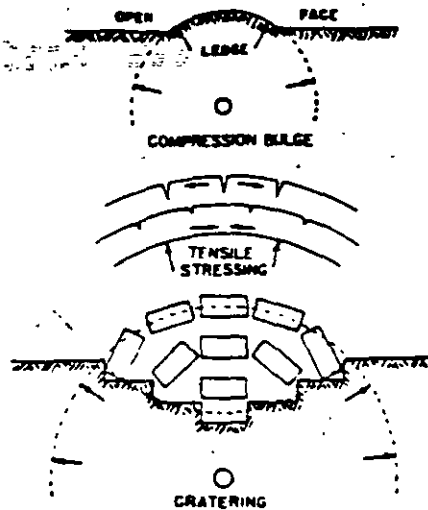


Figure 3—Sequence of actions in crater formation.

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-

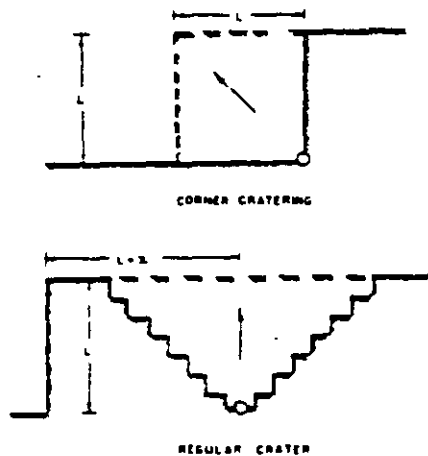


Figure 4—Influence of free-face locations on crater position.

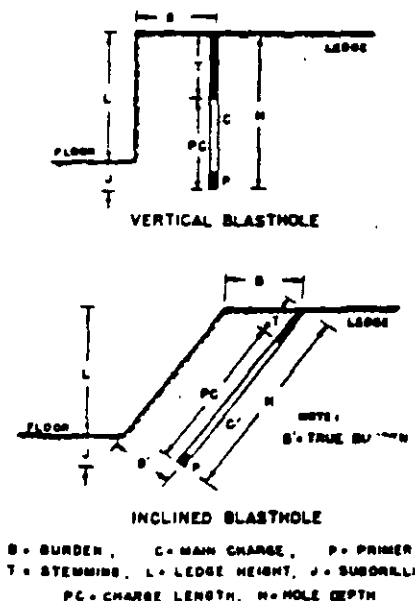
motes a waterfall effect, with the broken rock left in high piles directly against the vertical face. Bottom priming tends to scatter, or spread out, the broken rock over a larger floor area. Center priming, on the other hand, produces a compromise effect. Collar and bottom priming, when used together 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 ledge, the proportion greater the resistance to displacement of rock at ledge bottom in 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 occur since the volume of rock 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.



B = BURDEN, C = MAIN CHARGE, P = PRIMER
T = STEMMING, L = LEDGE HEIGHT, N = HOLE DEPTH
PC = CHARGE LENGTH, S = TRUE BURDEN

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_H 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_H 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	41			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 blast as well as in loading and haul operations. For most condition the 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

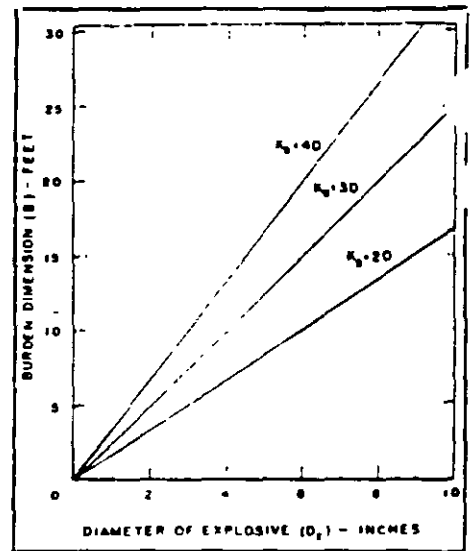


Figure 7—Relationships between burden dimension and explosive diameter.

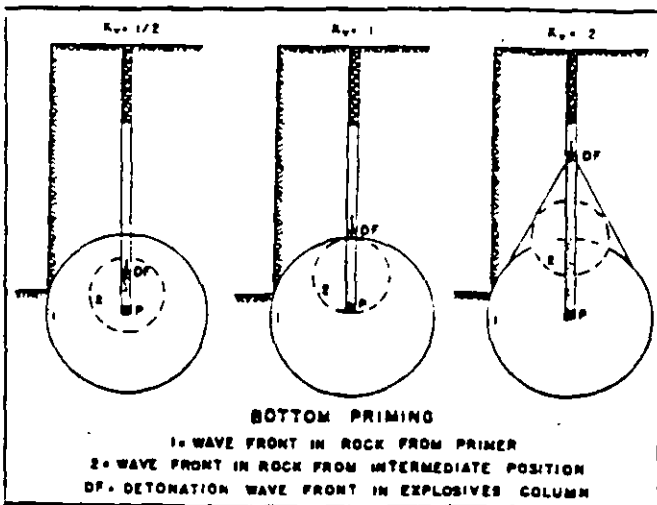
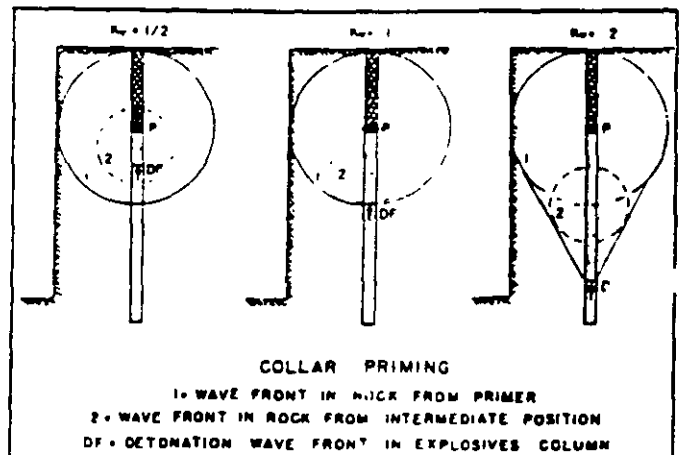


Figure 6—Compressive stress wave-forms in massive uniform rock.



0.3 the burden below the floor will insure that full ledge heights are obtained, provided, of course, that a proper K_1 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- 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_1 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_1 value of 0.7 is a reasonable approximation for the control of air 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 jointing, 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.

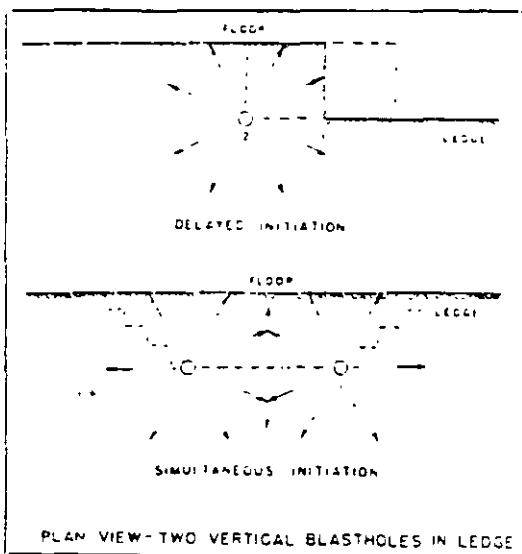
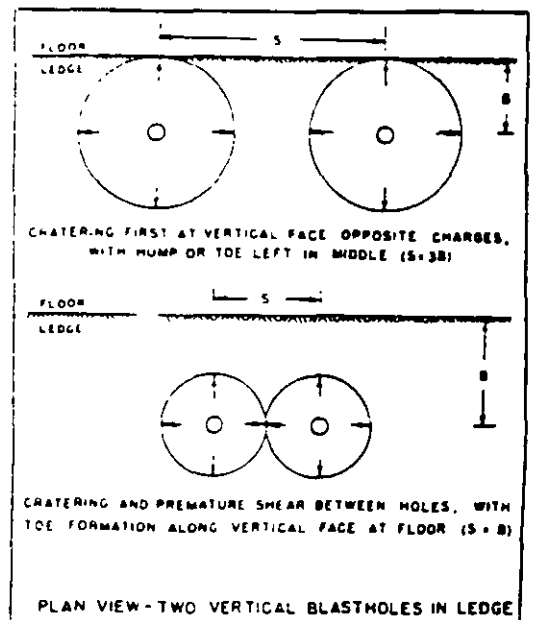


Figure 8—Compressive pulse force interactions for multiple charge initiation (balanced K_s ratios).

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).

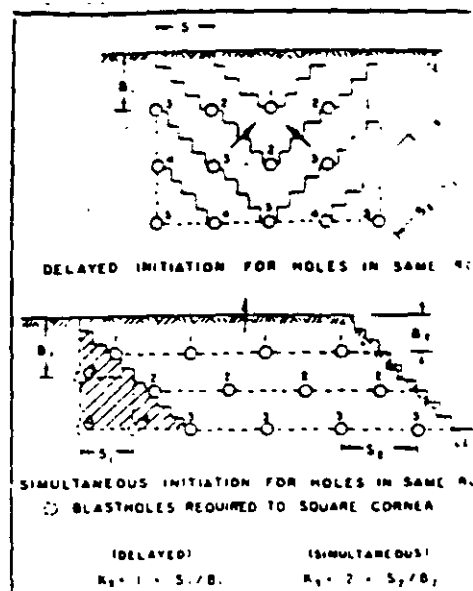


Figure 10—Basic drill-pattern relationships. (Ideal blasting conditions.)

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 deg with the open face for sequence timing, when holes in adjacent rows measured laterally are initiated 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	Equivalent Patterns			L (Max.)	Staggered (Simultaneous Timing)	Square (Sequence Timing)
	B	J	T			
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 qualities, explosive diameters and ledge height. The standards are as follows:

$$K_b = 20 \text{ to } 40 \text{ (30 avg.)}$$

$$K_d = 1\frac{1}{2} \text{ to } 4 \text{ (2.6 avg.)}$$

$$K_j = 0.3 \text{ minimum}$$

$$K_r = 0.5 \text{ to } 1 \text{ (0.7 avg.)}$$

$$K_s = 1 \text{ to } 2$$

As a rule, the K_b 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.

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 (H_2O), the carbon reacts to form only carbon dioxide gas (CO_2), and the nitrogen released

forms only free nitrogen gas (N_2).

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/NO_2). 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:*
 $3NH_4NO_3 + CH_2 \rightarrow 7H_2O + CO_2 + 3N_2$
- (2) *Excess oxygen:*
 $5NH_4NO_3 + CH_2 \rightarrow 11H_2O + CO_2 + 4N_2 + 2NO$
- (3) *Deficient oxygen:*
 $2NH_4NO_3 + CH_2 \rightarrow 5H_2O + 2N_2 + CO$

It is not necessary for an explosive to contain nitroglycerin (NG), nitrostar: (NS), TNT, and similar explosive compounds. The individ-

Table 3—Some Ingredients of Explosives

Name	Chemical Symbol	Function
Nitroglycerin (NG)	$C_3H_5(NO_3)_3$	Explosive base
Trinitrotoluene (TNT)	$C_7H_5CH_2(NO_2)_3$	Explosive base
Dinitrotoluene (DNT)	$C_7H_7O_2N_2$	Explosive base
Ethylene glycol dinitrate (EGDN)	$C_2H_4(NO_2)_2$	Explosive base, antifreeze
Nitrocellulose	$C_6H_7(NO_2)_3O_2$	Explosive base, gelatinizing agent
Ammonium nitrate (AN)	NH_4NO_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	$C_6H_{10}O_5$	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 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,

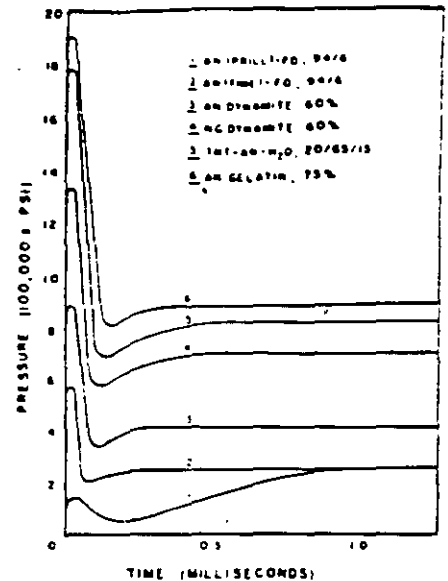


Figure 11—Curves of calculated pressure developed by some selected explosives under perfect confinement.

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
Suurry (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 explosives have a small one. By 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:

$$d_c = 48D_c^2 \cdot SC \quad (1)$$

$$d_c = 0.34D_c^2(SG) \quad (2)$$

$$SG = 141/SC \quad (3)$$

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

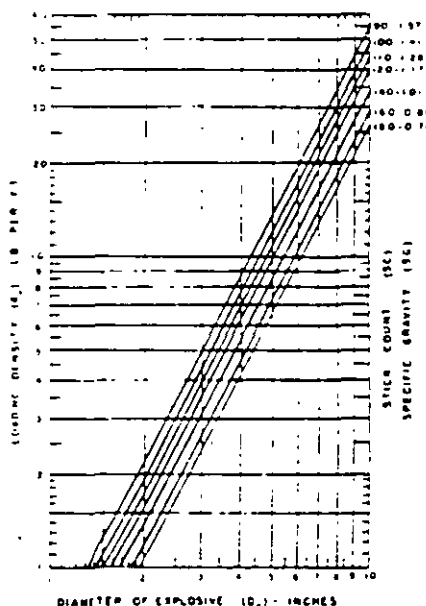


Figure 12—Relationships between densities of explosives.

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-

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 30 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 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_c of 12,000 fps could be considered the standard, or one with characteristics near that, for 40 percent to 60 percent Extra dynamite 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.), density (SG), and velocity

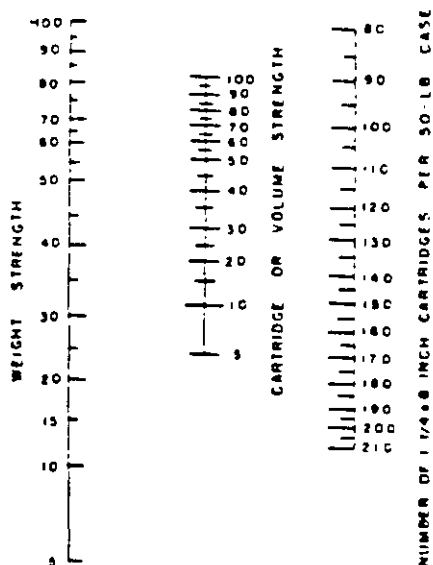


Figure 13—Chart for correlating explosive strengths.

(v_2) must be known, or approximated. Furthermore, to simplify calculations, one can assume blast-holes would be filled across their entire diameter, or $D_2 = D_1$. 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 $RE = a(SG)v^2$. 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.

$$RE_2 / RE_1 = (SG_2)(v_2)^2 / (SG_1)(v_1)^2$$

If Explosive No. 1 represented the average explosive ($SG_1 = 1.2$ and $v_1 = 12,000$ fps) and Explosive No. 2 had $SG_2 = 1.5$ and $v_2 = 18,000$ fps, the relative energy of the second compared to the first according to Expression (4) would be as follows: $RE_2 / RE_1 = (1.5)(18,000)^2 / (1.2)(12,000)^2 = 2.8$

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

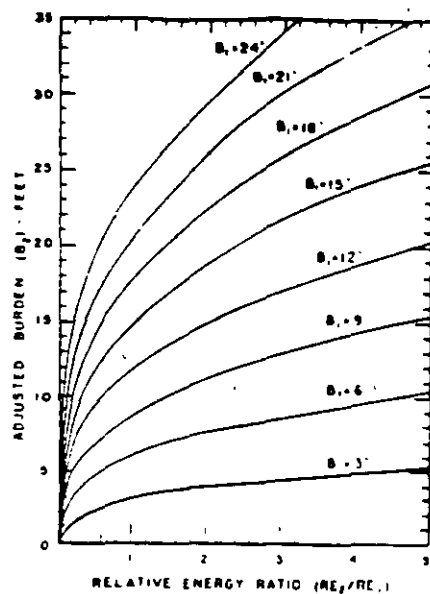


Figure 14—Relationships between burden dimensions for explosives according to their relative energy and when used under field conditions.

would be $7\frac{1}{2}$ ft. for a 3-in. diameter explosive, since $K_{B1} = 30 = 12B_1 / D_1$, which gives $B_1 = 30D_1 / 12 = 30 \times \frac{3}{12}$ 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 $B_2 = 42D_2 / 12 = 3\frac{1}{2} \times 3$. 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 $K_B = 30$ 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

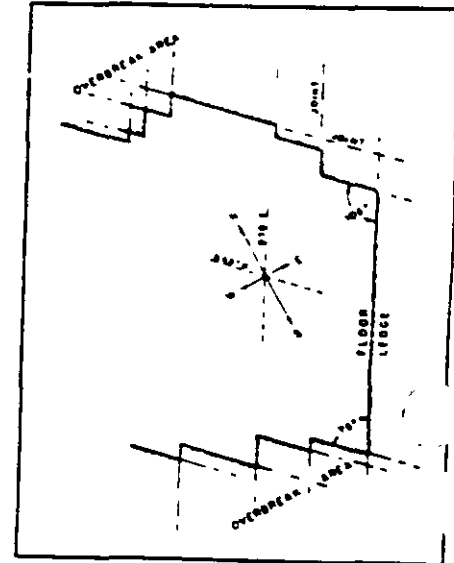


Figure 15—A representative plan sketch of a quarry in a sedimentary rock formation, showing tight (75-degree) and open (105-degree) corners.

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.) (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)	51,200	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

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_B 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:

$$d_r = \text{SG}(62.4/2000) = 0.0312(\text{SG}), \text{ tons/cu. ft. (7)}$$

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_{11} , 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:

$$v_r = v_{11} \left[\frac{(1-\mu)}{(1-\mu)(1-2\mu)} \right]^{1/2} \quad (8)$$

Because μ , or Poisson's Ratio, is usually considered as 0.25 for estimations, it is more convenient to

convert velocities by using $v_r = 1.095v_{11}$ 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 $K_r = v_r/v_e$, 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

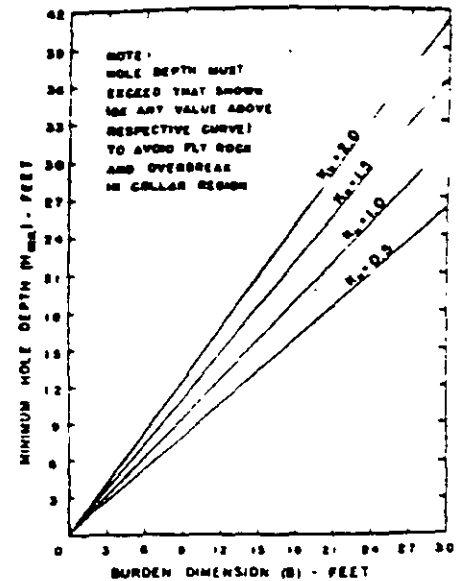


Figure 16—A graphic presentation of the relationship between minimum hole depth and burden dimension.

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 equation:

$$H_{min} = K_r \left[(B^2 + J^2)^{1/2} - T \right] + T \quad (9)$$

The relationship is illustrated graphically in Figure 16, in which $K_r = 0.7$ and $K_r = 0.3$ 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 L 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, P_f , an expression which relates the yield of material blasted to the quantity of explosives used. For quarry work and mining, the P_f 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 P_f 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 P_f 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 , 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.

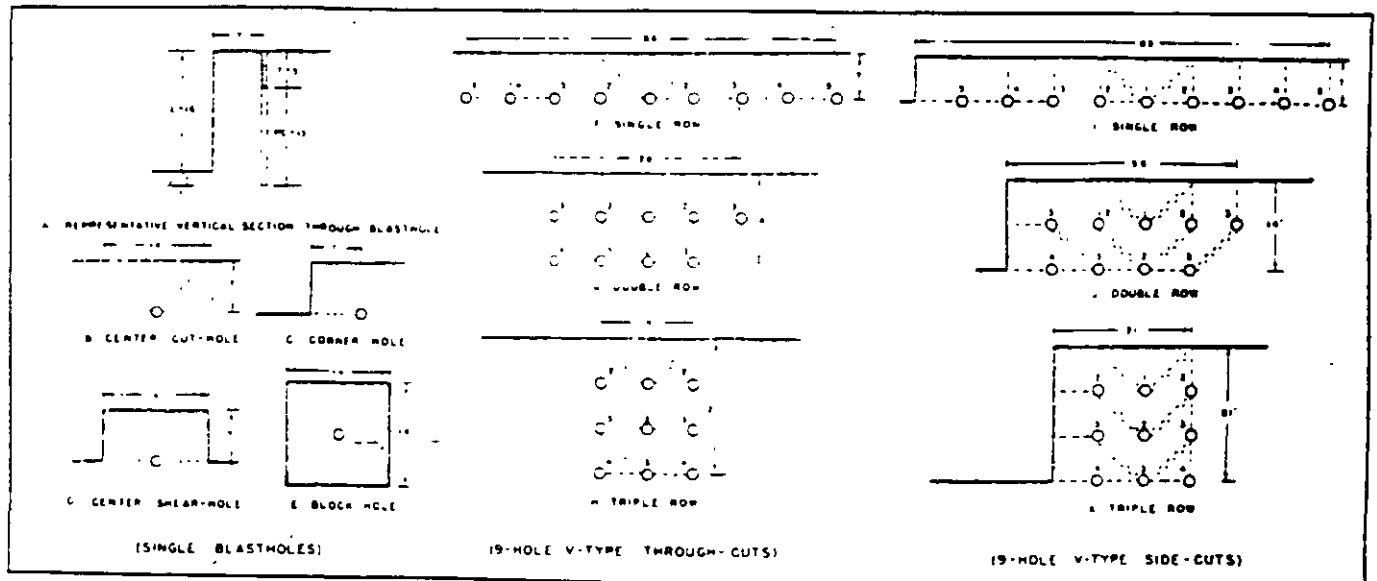


Table 8—Change in Powder Factor (Pf) With Variation In Drill-Pattern Configuration (a)

(For blasting limestone with $d_c = 0.084$ ton/cu. ft. (b) by Extra 60% dynamite, $D=2$ inches (c), and blastholes located according to average K_b 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 of a 9-hole blast shown in Figure 17E. 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. 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 $K_r = 0.7$, $K_s = 0.3$, $K_b = 1.0$, $D = 3$ in., $L = 20$ ft., and $d_s = 0.084$ ton/cu ft. ^(b)	(2) $E_1 =$ Extra 60% dynamite with $SG = 1.28$ and $v = 12,200$ fps ^(c)	(1) Drilling at \$0.363/ft. ^(d)	(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 ^(c)	(4) All holes drilled with 4½-in. hammer track-mounted air-drill with 500 cfm compressor at average drilling rate of 400 ft per 8-hour shift ^(e)	(3) AN-FO, 94/6 at \$0.05/lb	(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)		
$RE = (1.28)(12,200)^2 = 191 \times 10^6$ If $K_b = 30$, then $B = 7\frac{1}{2}$ ft for equivalent drill pattern of 10 x 10 ft. ^(f)		E_2 (Field-mixed AN-FO, 94/6)		
$T_1 = K_r B = (0.7)(7.5) = 5$ ft.		$RE_2 = (0.85)(11,100)^2 = 105 \times 10^6$		
$J_1 = K_s B = (0.3)(7.5) = 2\frac{1}{2}$ ft.		$RE_2/RE_1 = 105/191 = 0.55$, ^(g) or $K_b = 24\frac{1}{2}$ ft. ^(h)		
$H_1 = L - J_1 = 20 - 2\frac{1}{2} = 17\frac{1}{2}$ ft.		Thus, $B_2 = 6$ ft. ⁽ⁱ⁾ for equivalent square drill pattern of 8 x 8½-ft. ^(j)		
$PC_1 = H_1 - T_1 = 17\frac{1}{2} - 5 = 12\frac{1}{2}$ ft.		$T_2 = K_r B_2 = (0.7)(6) = 4$ ft.		
Since the blast consists of 3 rows of 3 holes each or $N_1 = 9$ holes then $W_1 = A L(d_s) = 10(10)(9)(20)(0.084)$ ^(k)		$J_2 = K_s B_2 = (0.3)(6) = 2$ ft.		
or $W_1 = 1510$ tons		$H_2 = L - J_2 = 20 - 2 = 18$ ft.		
If $d_s = 3.9$ lb/ft. ^(b) and $E = d_s(PC_1)N_1$, ^(l) then $E = (3.9)(12\frac{1}{2})(9) = 615$ lb.		$PC_2 = H_2 - T_2 = 18 - 4 = 14$ ft.		
Thus, if $Pf_1 = W_1/E_1$, ^(m) then $Pf_1 = 1510/615 = 2.46$ tons/lb.		To drill a complete pattern there should be 4 rows of 4 holes each, or $N_2 = 16$ holes		
The total required drill footage, or $H N_1 = (17\frac{1}{2})(9) = 203$ ft.		Thus, $W_2 = A L(d_s) = 8(8\frac{1}{2})(16)(20)(0.084)$ ^(k)		
		or $W_2 = 1830$ tons		
		If $d_s = 2.6$ lb/ft. ^(b) and $E = d_s(PC_2)N_2$, ^(l) then $E_2 = (2.6)(14)(16) = 750$ lb.		
		Thus, if $Pf_2 = W_2/E_2$, ^(m) then $Pf_2 = 1830/750 = 2.44$ tons/lb.		
		The total required drill footage, or $H_2 N_2 = (18)(16) = 352$ ft.		
D Blasting Cost Comparison (Calculated from B and C. above)				
Method of Initiation:	E_1 (Extra 60% dynamite)		E_2 (Field-mixed AN-FO, 94/6)	
	Electric	Nonelectric	Electric	Nonelectric
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	\$186.15	\$200.78
Cost per ton	0.144	0.149	0.102	0.109
E Percentage Distribution of Blasting Costs				
Drilling	33.8	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 determine the final required drill pattern dimensions, i.e., the K_B . Furthermore, some explosives simply will not be suitable for use under certain quarry operating conditions. One should, therefore, recognize the need for making a cost analysis, the final 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 pronounced effect on the most desirable drill pattern. As described earlier, the manufacturer's specifications may not clearly define whether the velocity is for unconfined or confined blast, for which charge, diameter applied. As one can see from Table 11, specifications vary considerably, a fact which in turn greatly affects estimates for designing blast patterns. The 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	Apache(b) Standard Dynamite	Atlas(c) Extra Dynamite	Du Pont(d) Red Cross Extra	Hercules(e) Extra Dynamite	Olin(f) Special Dynamite	Trojan(g) Standard Dynamite
Velocity (fps)	10,800	12,800	10,000	12,200	12,450	13,600	11,600
Open (O) or confined (C)	Not given	(O)	(O)	Not given	(O)	Not given	(O)
Charge diameter (inches)	Not given	1½	1½	1½	1½	Not given	1½
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:RE)	0.78	1.10	0.67	1.00	1.04	1.2	1.01
Adjusted burden (B ₁ in feet)	6.5	8.0	6.2	7.5	7.7	8.2	7.5
Equivalent drill Pattern (square)	8x9	10x11	8x8	10x10	10x11	11x	10x10

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 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, 1955, Hercules Powder Co.
- (f)—p. 4, 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 60% as units.
- (i)—Figures 7 and 14 with $K_H=30$ 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 material fractures, 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.

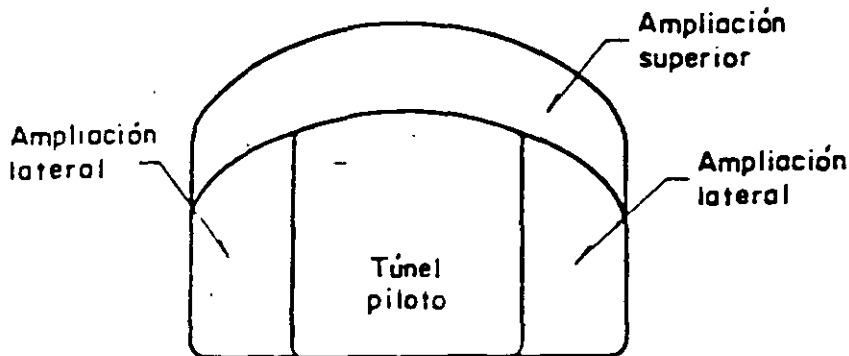


FIG I.27 Túnel piloto y ampliaciones laterales y superior

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 m^2 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 uno 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.

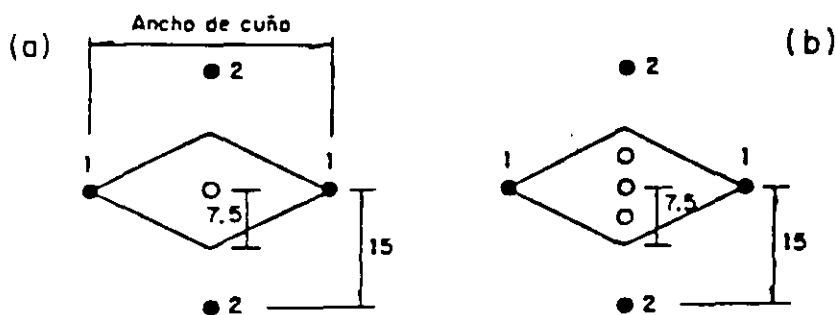
Un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos que disparan en primer término es el espacio mínimo que ha resultado adecuado para una fragmentación y desalojo apropiados. Este porcentaje varía de acuerdo con la

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

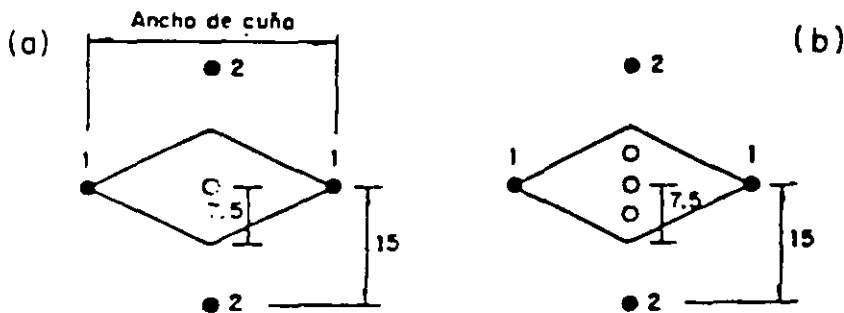
Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance sólo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

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 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.

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 1.29 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 1.30). 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 1.31) es cada vez más frecuente. Este procedimiento permite tramos de avance más largos y menor riesgo de expulsión deficiente de la cuña.

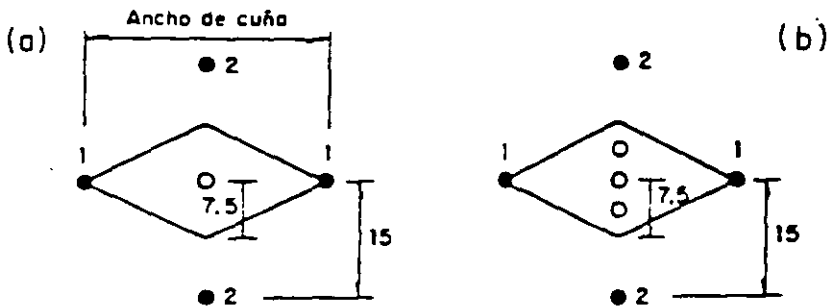
En el método de la cuña quemada se incluye la iniciación con periodos de retardo. Los primeros periodos corresponden a los barrenos de la cuña. Es importante dejar el tiempo suficiente entre el disparo de los barrenos de la cuña y los barrenos de alivio. En la fig 1.32 se muestra un arreglo típico para 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.

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 sólo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

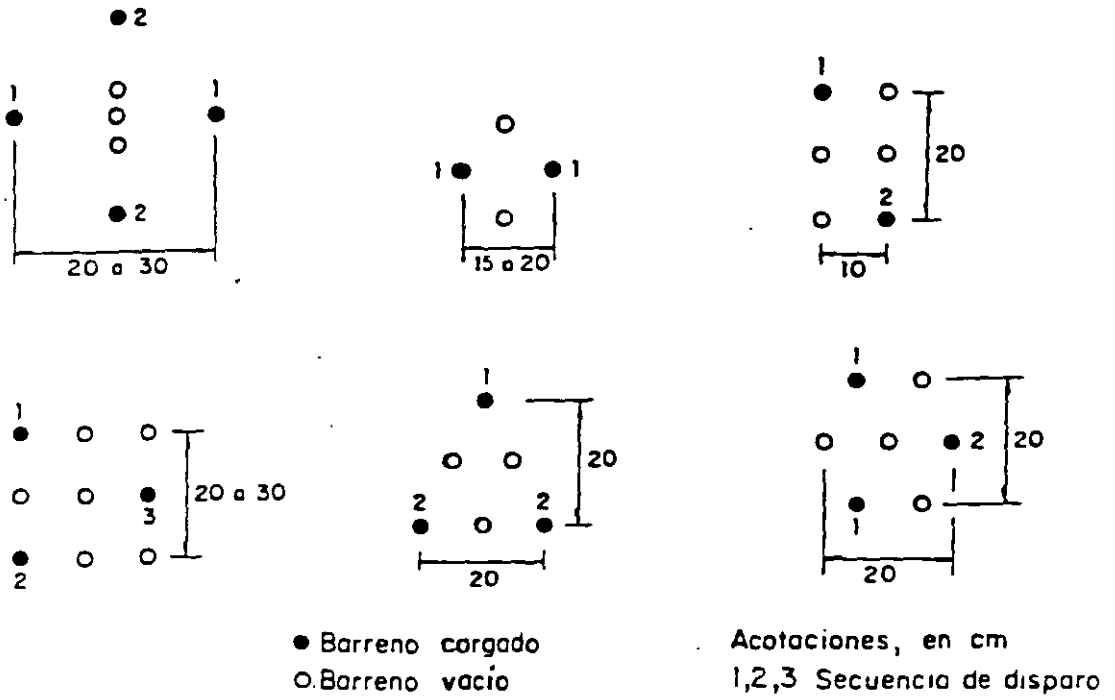


FIG I.29 Algunos diagramas típicos de cuñas quemadas

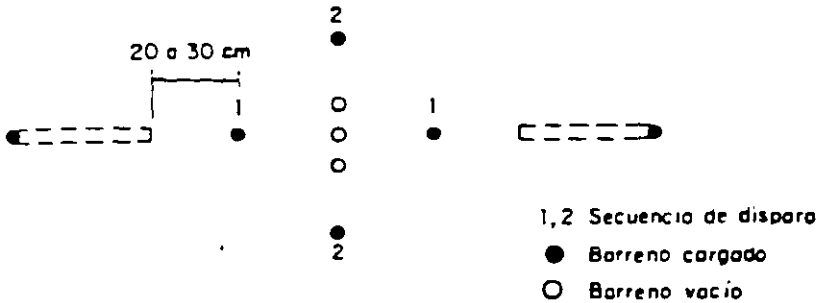


FIG I.30 Barrenos de alivio inclinados o diagonales

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.

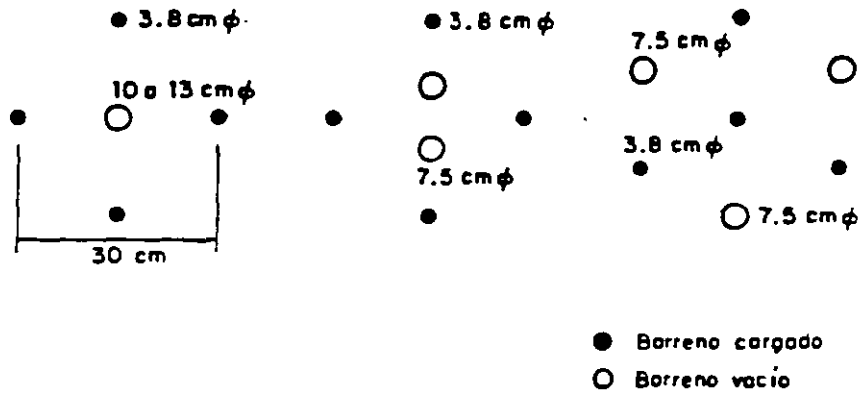


FIG I.31 Cuñas quemadas con barrenos vacíos de mayor diámetro

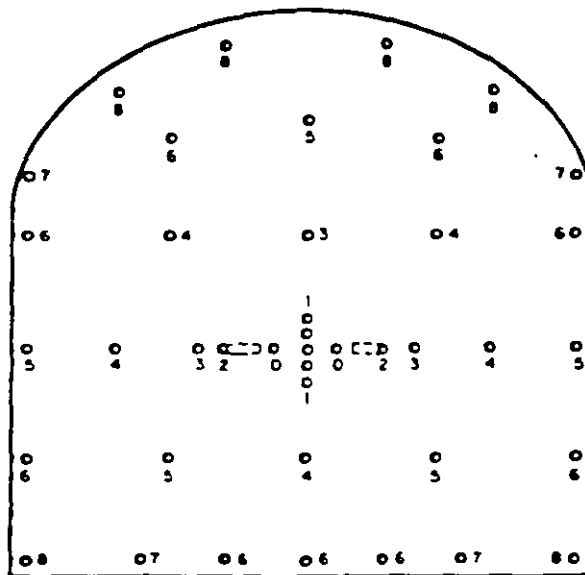


FIG I 32 Distribución típica de retardos en un frente de 3 por 3 m

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).

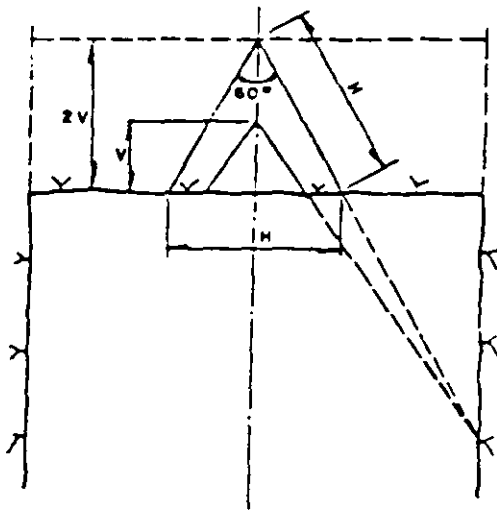


FIG I.33 Barrenos inclinados de la cuña en V

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

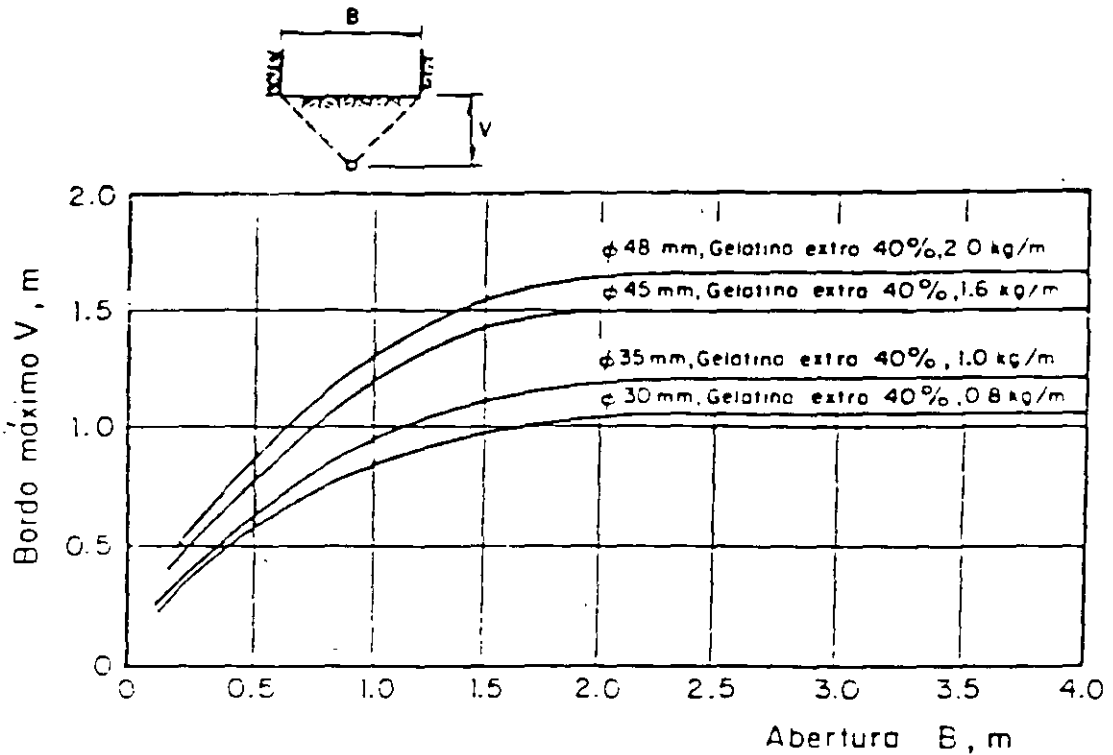


FIG 1.34 Relación entre abertura, B , concentración de carga y bordo máximo, V

cimientos de los barrenos de cada una de las zonas del túnel que se señalan en la fig 1.36.

-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.

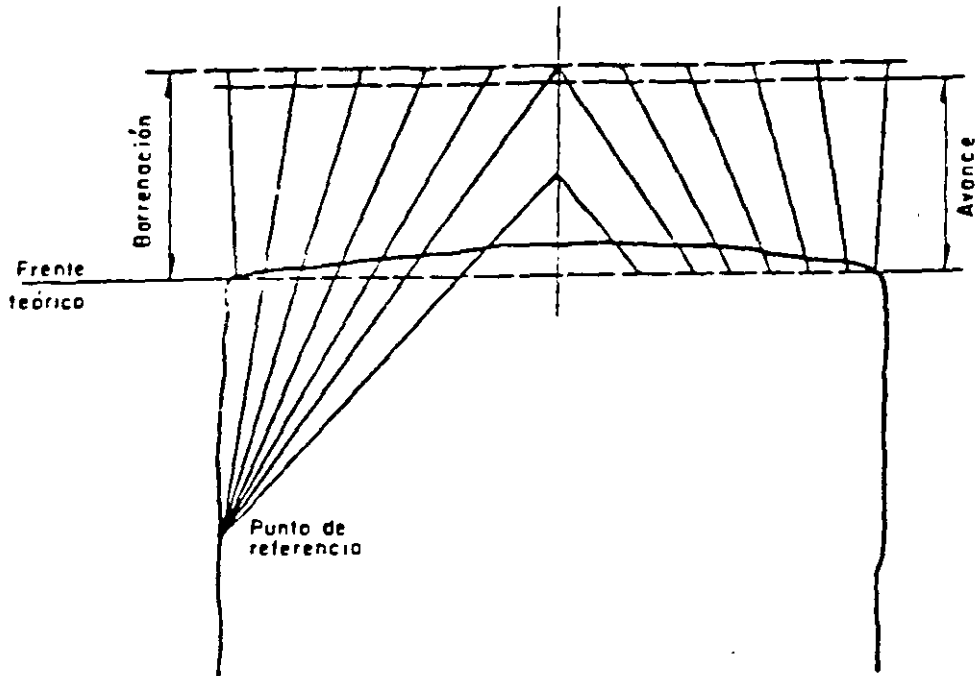


FIG I.35 Distribución en planta de los barrenos de la cuña y los de fuera de la cuña

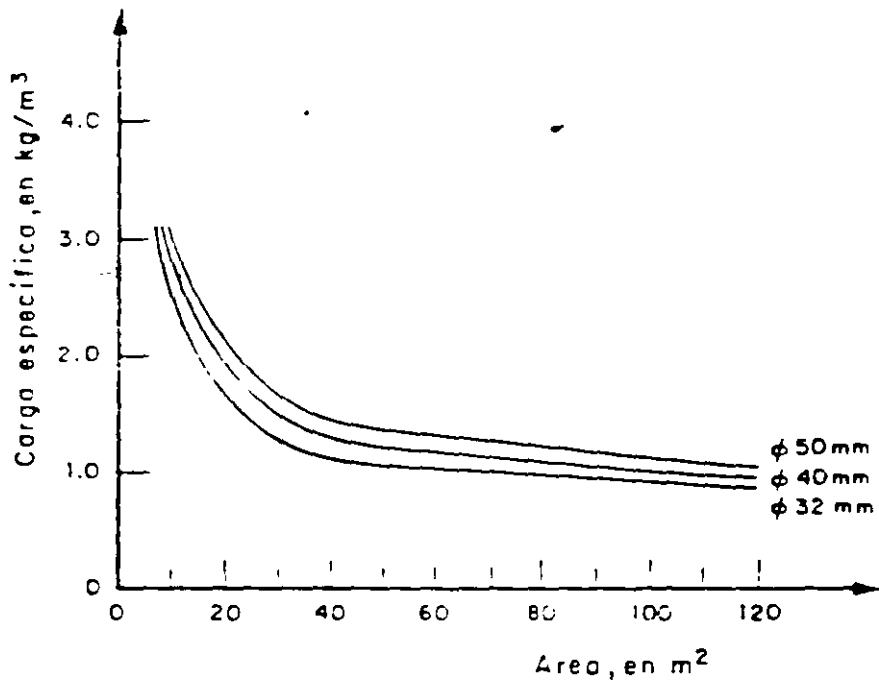


FIG I.36 Cargas específicas utilizadas normalmente en túneles

B.I

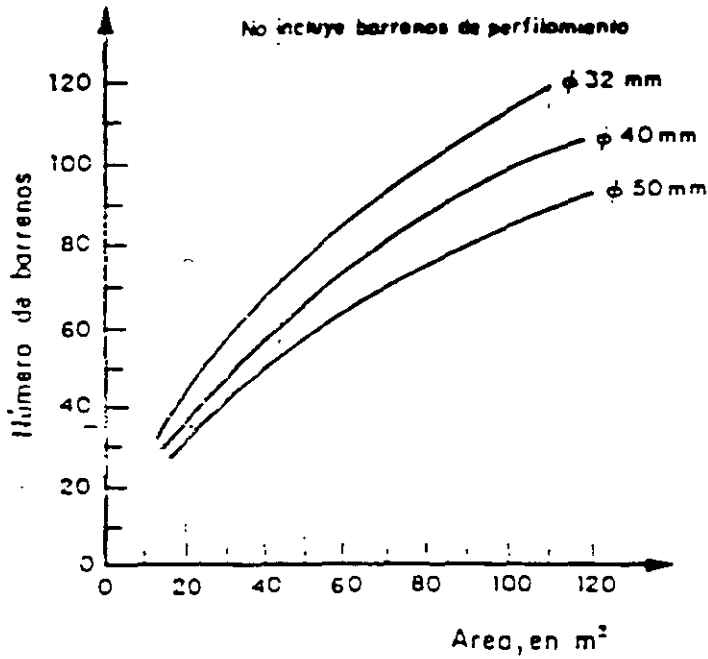


FIG I.37 Número de barrenos en función del área del frente

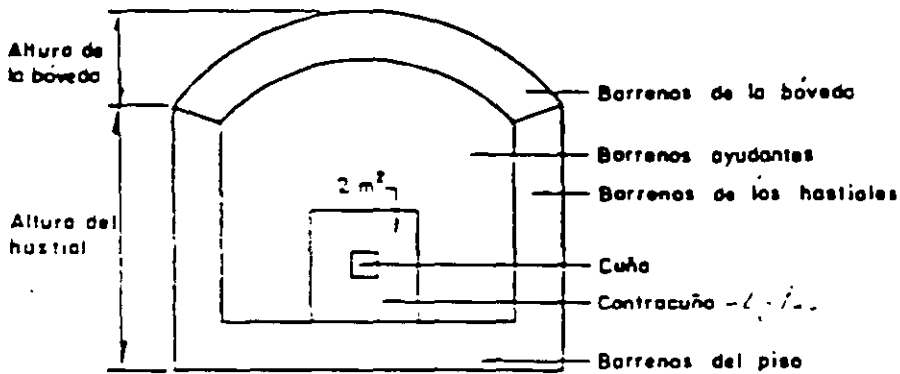


FIG I.38 Zonas de distribución de los barrenos

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

dad 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

*1 y 2s 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*

* 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, espaciamentos 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	0.50
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 espaciamento 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 espaciamento, 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.

TABLA I.15 Cargas, espaciamentos y bordos en barrenos de piso.

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	2.6	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-

concentración 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 m^2 . 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	Profundidad barreno, m	Bordo, m	Espaciamiento, m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque, m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
38	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	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	0.55	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 I.19 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos de la bóveda

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	0.35	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

$$V_1 \leq \frac{H - 0.40m}{2} \quad (\text{ésta es una condición y no es una base de cálculo}) \quad (I.4)$$

B.I

$$E = 1.1 \text{ V} \quad (I.5)$$

$$Q_{pk} = 0.50 Q_{bk} \quad (I.6)$$

$$h_o = 0.5 \text{ V} \quad (I.7)$$

-Barrenos de pisc

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$h_c = 0.2 \text{ V} \quad (I.8)$$

$$Q_{pk} = 0.70 Q_{bk} \quad (I.9)$$

-Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Las mismas características de los ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba, excepto

$$E = 1.1 \text{ V} \quad (I.10)$$

-Barrenos de los hastiales

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$V = 0.90 \times (\text{bordo de los barrenos anteriores}) \quad (I.11)$$

$$Q_{pk} = 0.40 Q_{bk} \quad (I.12)$$

$$h_c = h/E \quad (I.13)$$

-Barrenos de la bóveda

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$Q_{pk} = 0.50 Q_{bk} \quad (I.14)$$

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 1.22 se presentan valores de cargas que han dado buenos resultados en barrenos de contracuña.

TABLA 1.22 valores empíricos de carga en barrenos de contracuña (Ayudant

Espacio 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 de la columna (m) = $\frac{V}{d}$
 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

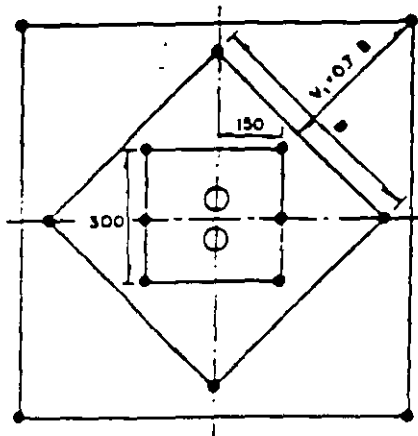


FIG I.39 Cuña de dos barrenos centrales y contracuña

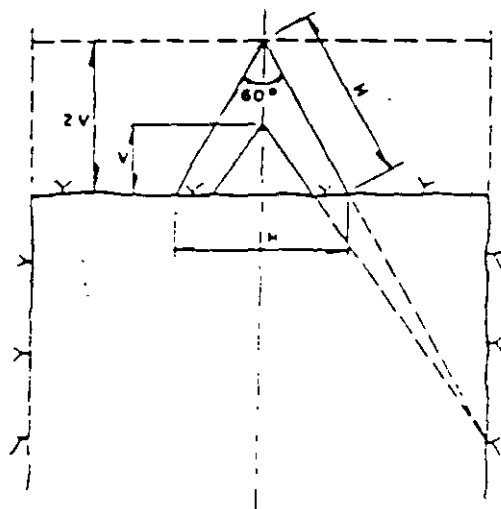


FIG I.40 Cuña en V

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	2.6	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 $(\text{Prof. barreno} - 0.40\text{m})/2$, 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 Recorte perimetral

El recorte 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 a 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

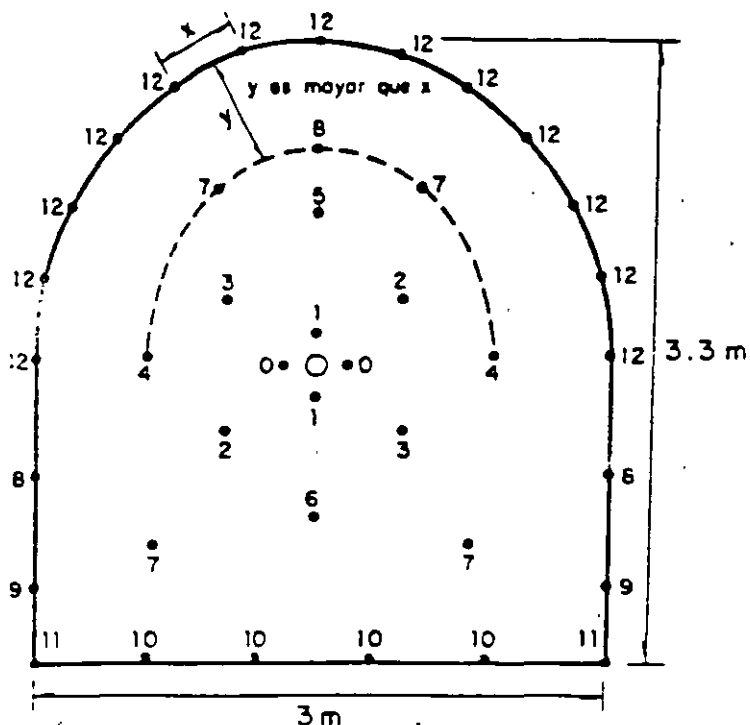


FIG I.41 Distribución típica de retardos en un túnel

que la roca fragmentada ya ha sido desplazada, ofreciéndoles un espacio de alivio suficiente. Este alivio permite una voladura del borde 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 Peseo corte 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

Los cartuchos largos de diámetro pequeño de explosivos de baja densidad, permiten una distribución adecuada de la carga a lo largo del barrenos. 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 barrenos mm	Espaciamiento 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

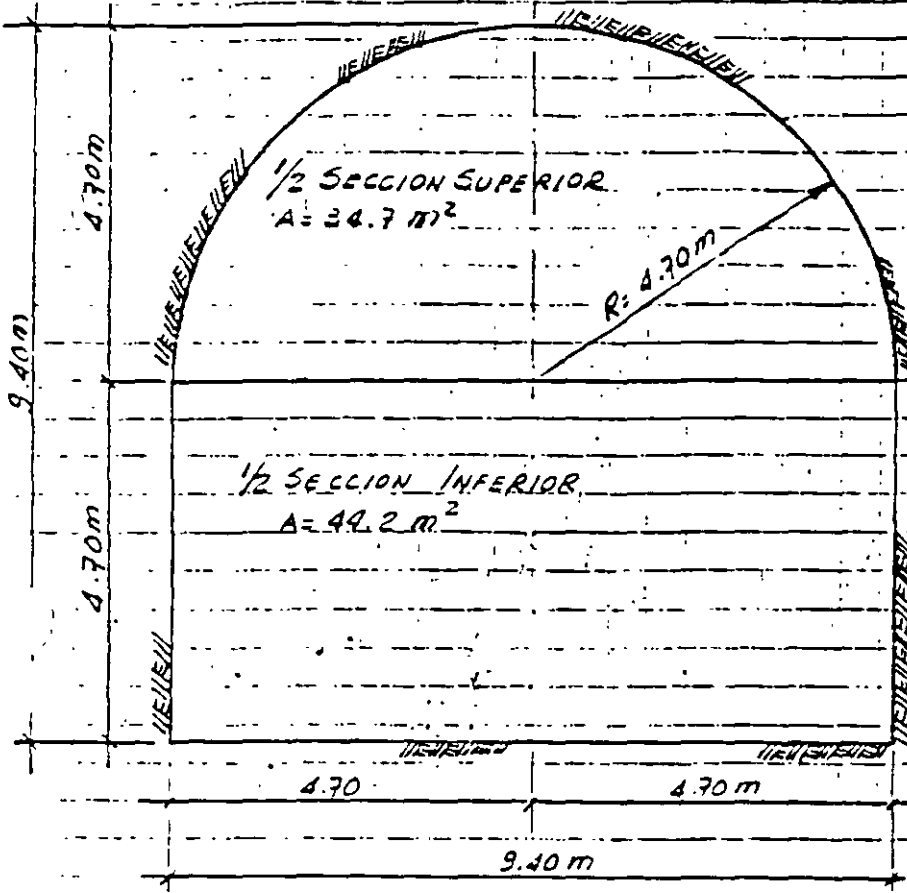
P.H. ZIMAPAN, H60

TUNEL DE DESVIO

PLANTILLAS DE BARRENACION

LONG = 522 m.

J.R.T.
Dic. 12-



SECCION TRANSVERSA

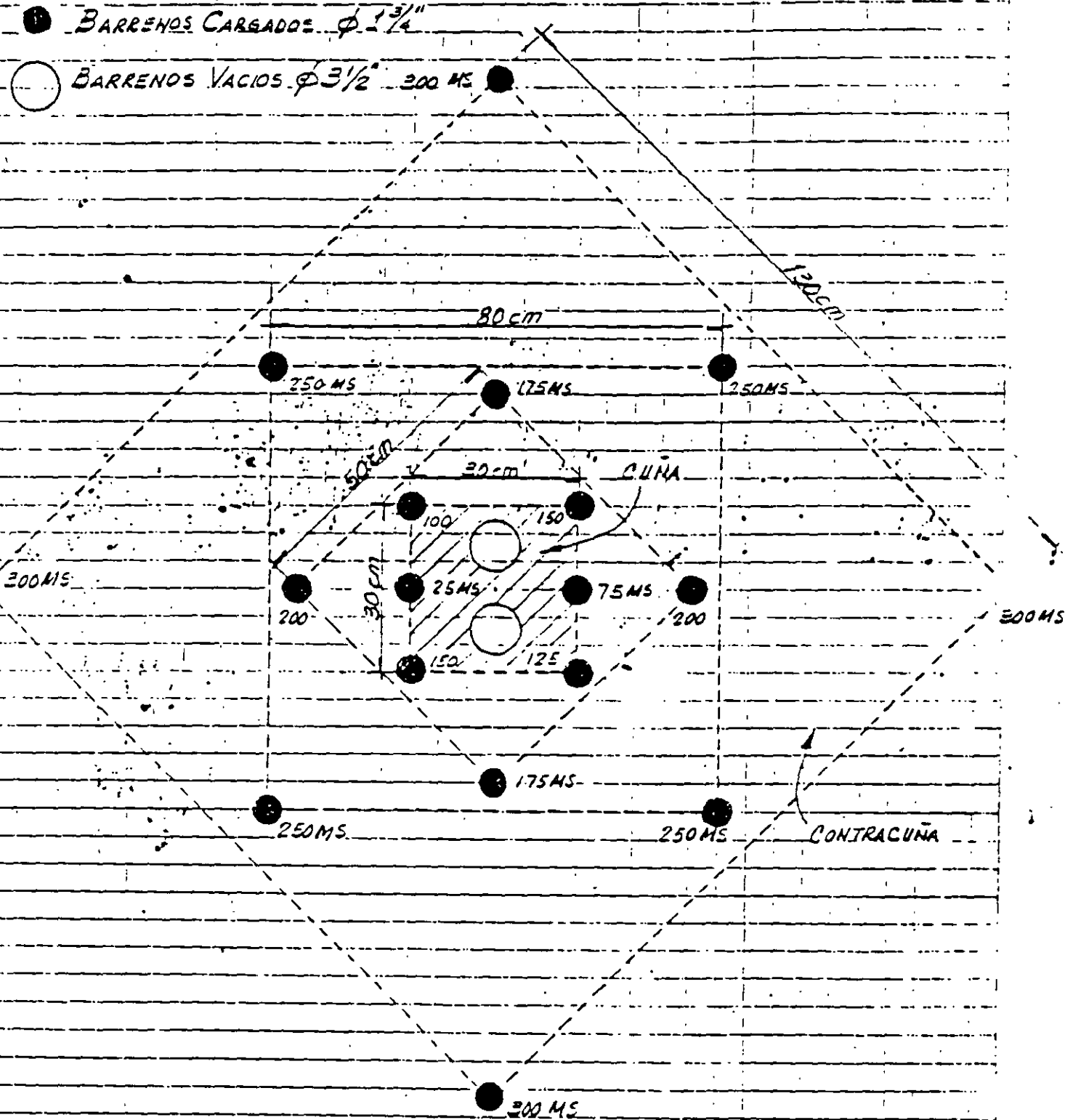
MCCSA

P.H. ZIMAPAN, HGO.

TUNEL DE DESVIO : CUÑA DE BARRENOS PARALELOS

J.R.

12 DIC 1989



VISTA FRONTAL

MCCSA

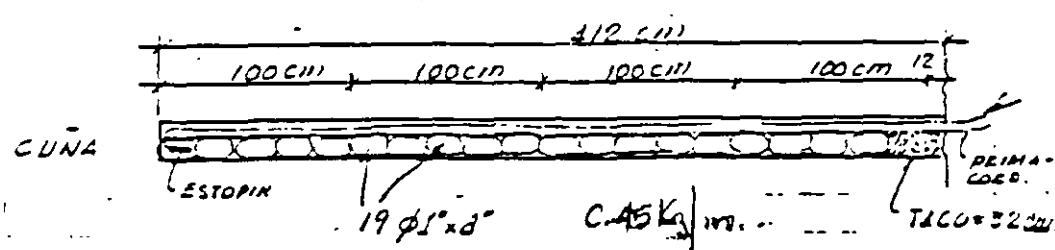
P. H. ZIMARIN

TUNEL DE DESVIO

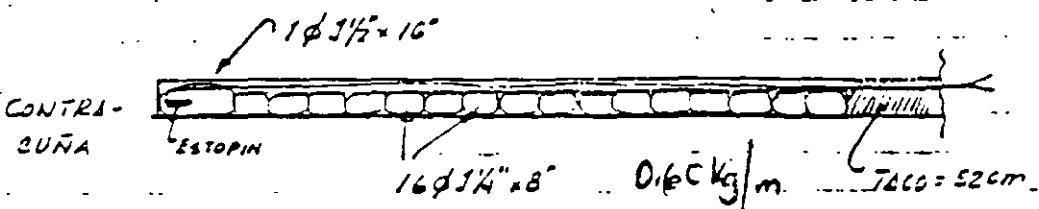
DISTRIBUCION DE CARGAS EXPLOSIVAS

C.R.T.

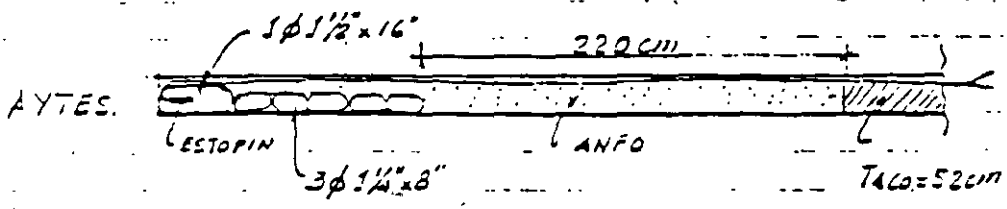
DIC. 12-1949



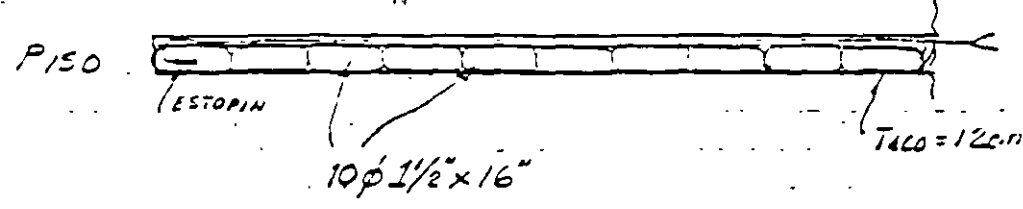
ϕ BARRENO = $1 \frac{3}{4}$ " = 4.45 cm
 AREA = 15.52 cm²; = 1.55 cm²/m
 { $\phi 1 \frac{1}{2} \times 8$ " } Estopin +
 19 P. = Carga detonante
 Peso = 2.256 Kg



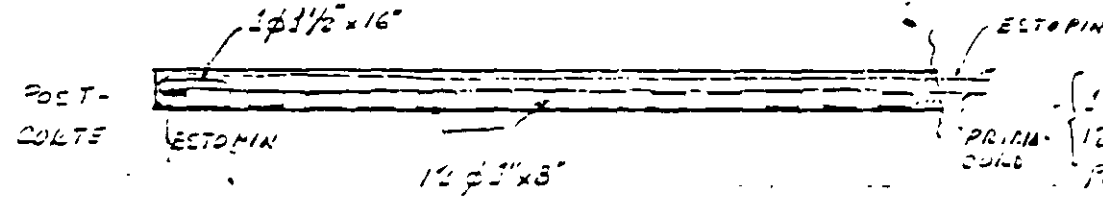
{ $1 \phi 1 \frac{1}{2} \times 16$ " } Estopin
 { $16 \phi 1 \frac{1}{2} \times 8$ " }
 Peso = 0.556 + 3.077 + 3.444 Kg



{ $1 \phi 1 \frac{1}{2} \times 16$ " } 0.556
 { $5 \phi 1 \frac{1}{2} \times 8$ " } 0.965 } 1.521 Kg
 ANFO = 0.7 Kg/m
 Peso = 1.55 Kg + 0.7 Kg/m x 2.3 m
 = 2.267 Kg



{ $10, 22. \phi 1 \frac{1}{2} \times 16$ " }
 Peso = 5.56 Kg
 Σ = 3.91 Kg



{ $1 \phi 1 \frac{1}{2} \times 16$ " }
 { $12 \phi 1 \frac{1}{2} \times 8$ " }
 Peso = 0.556 + 1.488 = 2.04

MCCSA

P.H. ZIMARRAN. H60

J.R.H.

TUNEL DE DESVIO

DIC.

CALCULO DE CARGA EXPLOSIVAS

PESO CARTUCHOS:

$\phi 1" \times 8" = 12.9g$; $\gamma = 1.29g/cm^3$

$\phi 1\frac{1}{2}" \times 8" = 19.29g$

$\phi 1\frac{1}{2}" \times 16" = 55.6g$

SECCION	Nº BARR.	C. FONDO	C. COLUMNA	TACO	CARGA/BARR.	CARGA TOTAL
CUNA	6		Teor. = 0.45 Kg/m 17Pz $\phi 1" \times 8" @ 20"$ = 0.612 Kg/m. x 4m L = 412 - 25 = 387 cm.	37 cm	2.356 Kg	16.14 Kg.
CONTRACUNA	12	Teor = 0.620 1Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 0.556 Kg	Teor = 0.85 Kg/m 16Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 8" @ 20"$ = 0.95 Kg/m L = 412 - 55 = 357 cm	52 cm	3.64 Kg	43.725 Kg
AYUDANTES	12	Teor = 2.25 Kg 1Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 0.556 Kg	Teor = 1 Kg/m 16 Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 8" @ 20"$ = 0.95 Kg/m. L = 412 - 55 = 357 cm.	52 cm	3.64 Kg	43.728 Kg
PISO	11	Teor = 2.25 Kg 1Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 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.
POSTORTE	23	1Pz $\phi 1\frac{1}{2}" \times 16"$ = 0.556 Kg	Teor = 0.25 Kg/m. L = 412 - 25 = 387 cm. 12Pz $\phi 1" \times 3" @ 30"$ Teor = 0.412 Kg/m.		2.08 Kg	47.03 Kg

43.728 Kg
 3.91
 ALTO EXPL = 200"
 ANFO = 412 - 25 = 387
 46.87

$\Sigma = 212.94 Kg$

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. = $\frac{69 \times 4.12 m}{125.7 m^3} = 2.09 m/m^3$

LONG. BARRIS = 14' = 427 cm

TOTALES EXPLOSIVO:

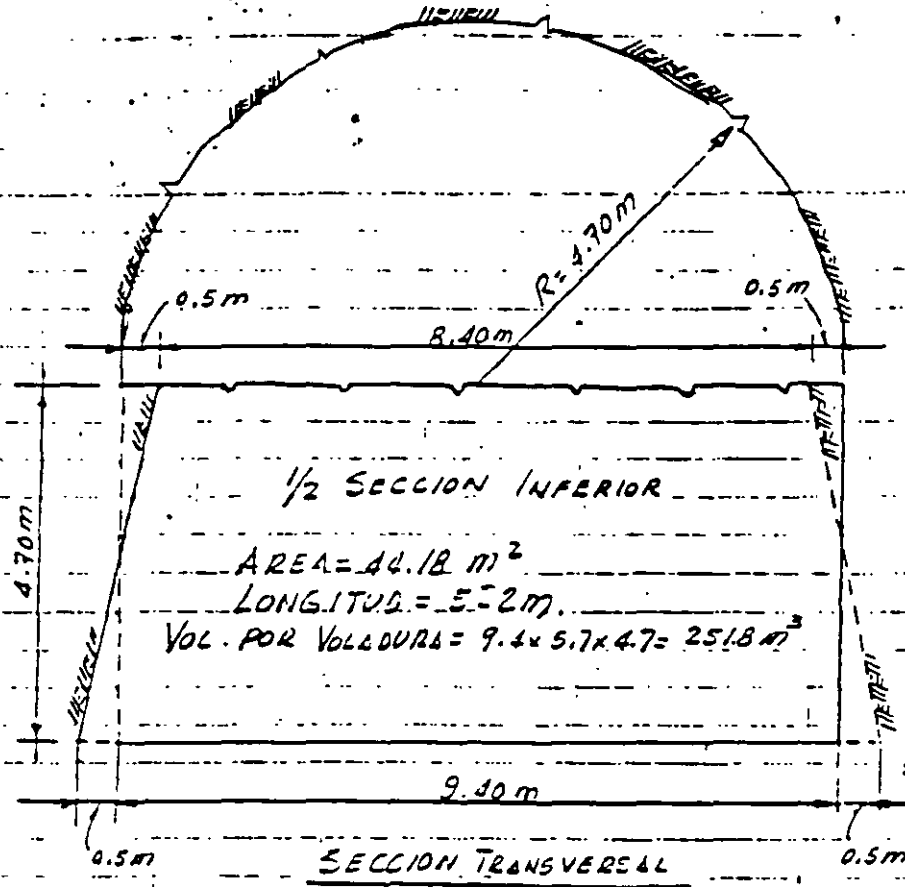
LONG. UTIL = 427 - 15 = 412 cm.

ALTO EXPLOSIVO = 184.20 Kg

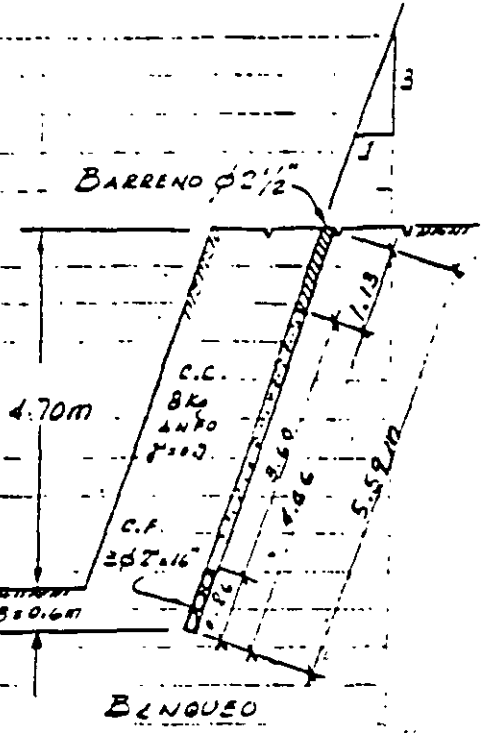
EFIC. VOLADURA = 95% \Rightarrow LONG. BARRIS = 391 cm.

ANFO = 28.64 Kg \Rightarrow 13.45%

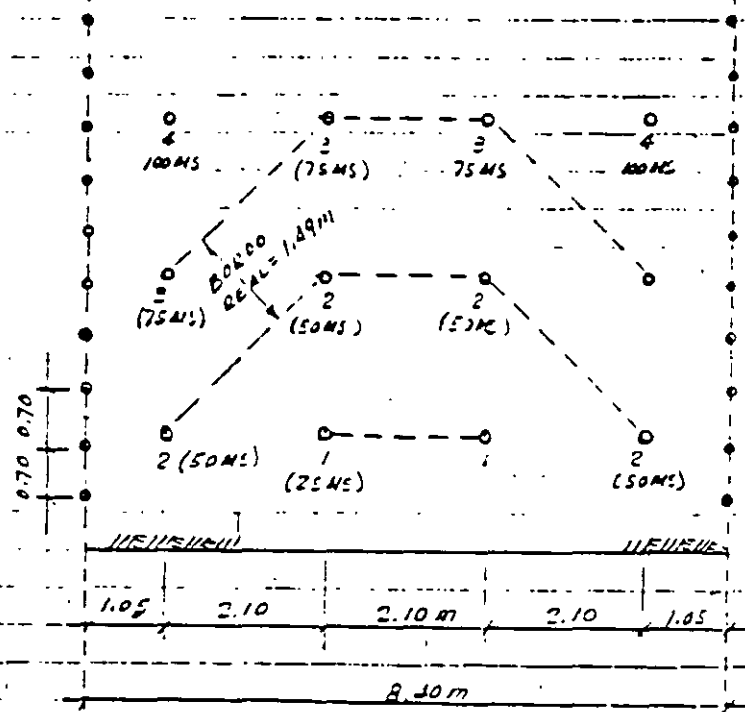
J.R.T.
DIC. 12. 1974



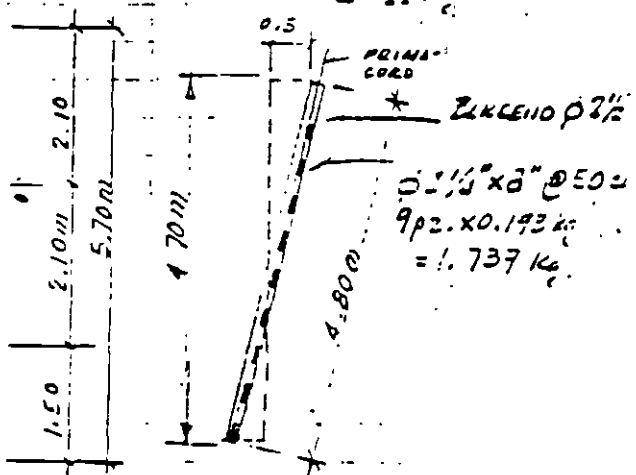
1/2 SECCION INFERIOR
 AREA = 44.18 m²
 LONGITUD = 5.72 m.
 VOL. POR VOLADURA = 9.4 x 5.7 x 4.7 = 251.8 m³



BUNGUO
 CARGA FONDO = 8 kg = 27%
 CARGA COL = 8 kg = 73%
 I = 11 Kg



PLANTA



PRECORTE
 Nº. DE BARRENS : BUNGUO = 12
 PRECORTE = 16

VOL. VOLADURA = 251.8 m³

BARRENO Ø 2 1/2" (6.35 cm)
 AREA = 31.67 cm²
 VOL = 3.17 Lt/m.
 ALTO EXPLOSIVO Ø 2" x 16" $\gamma = 1.29 \text{ g/cm}^3$; $\rho_{40} = 1 \text{ kg}$

BARR. ESPECIFICA = $\frac{12 \times 5.59 \text{ m}}{251.8 \text{ m}^3} = 0.2664 \text{ m}^3/\text{m}$
 (sin precorte)

BARRENACION ESPECIFICA (Incluye Precorte)
 B.E. = $\frac{12 \times 5.59 + 16 \times 4.80 \text{ m}}{251.8 \text{ m}^3} = 0.5714 \text{ m}^3/\text{m}$

FACTOR DE CARGA - Banguo sin precorte - 5A6
 $F_c = \frac{12 \times 2000 \times 11 \text{ Kg}}{...}$

FACTOR DE CARGA - (Incluye Precorte)
 $F_c = \frac{12 \times 11 = 16 \times 1.777}{...}$

MCCEA

TUNEL DE DESVIO

LONGITUD = 522 m.

C.R.T.

DIC 12.

RESUMEN:

MEDIA SECCION SUPERIOR EN TUNEL

a) BARRERACION

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 %

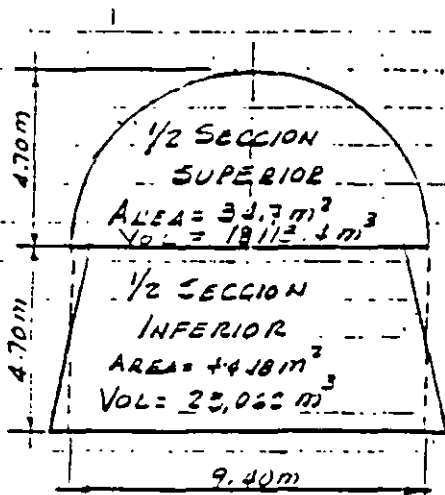
ANFO = 13.45 %

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.



SECCION TRANSVERSAL

ACCESORIOS: PLATE TOLLA LL LONG. DEL TUNEL

ESTOPINES MS = 13 x $\frac{522}{3.91}$ = 2403 pz

ESTOPINES RET = 51 x $\frac{522}{3.91}$ = 6809 pz

PRIMACORD = 31 BARR x $(4.15 + 0.5) \times \frac{522}{3.91}$ = 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

$$\text{Factor de carga (incluyendo Precorte)}: F.C. = 0.6346 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$\text{Banquero: Alto Explosivo} = 12 \text{ Barr} \times 3 \text{ Kg} = 36 \text{ Kg}$$

$$\text{ANFO} = 12 \text{ Barr} \times 2 \text{ Kg} = 24 \text{ Kg}$$

$$\text{Precorte: Lito Explosivo} = 16 \text{ Barr} \times 1.737 \text{ Kg} = 27.79 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma = 159.79 \text{ Kg}$$

$$\text{Alto Explosivo} = 57.92 \%$$

$$\text{ANFO} = 60.08 \%$$

c) CANTIDAD DE EXPLOSIVOS

$$\text{Alto Explosivo} = 0.6346 \times 23,062 \text{ m}^3 \times 0.57991 = 5342.25 \text{ Kg}$$

$$\text{ANFO} = 0.6346 \times 23,062 \text{ m}^3 \times 0.6008 = 2,792 \text{ Kg}$$

1) ACCESORIOS: PLAS TOLL LL LONG. DEL TUNEL

$$\text{Estopines MS para Banquero} = \frac{F.C. \times V_{\text{t}}}{\text{Long Barr.}} = \frac{0.2664 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 23,062 \text{ m}^3}{5.59 \text{ m}/\text{barr}} = 1079 \text{ Barr.} = 1079 \text{ Pz.}$$

$$\text{Estopines MS para Precorte} = \frac{2 \times \text{Lmo. tunel}}{0.70 \times 2} = \frac{2 \times 522}{1.4} = 75 \text{ Pz.}$$

RESUMEN ... CONTINUACION ... MEDIA SECCION INFERIOR ... 2 INGRESOS

d) ACCESORIOS

Piciniacord = N° Borr de picaporte x long. Barr. = $\frac{2 \times 522}{0.7} \times (4.8 + 0.5) = 7905 \text{ m.}$

TUNEL DE DESVIO LONG = 522 m

RESUMEN DE BARRENACION Y MATERIALES PARA TODA LA LONGITUD DEL TUNEL (522 m)

SECCION	BARR. $\phi 1\frac{3}{4}$ " c/Jumbo	BARR. $\phi 2\frac{1}{2}$ " c/Treskarill	ALTO EXPLOS. Kg	ANFO Kg	ESTOPIN Mts Fz.	ESTOPIN RES. Pz.	P. CORD. m
1/2 SEC. SUP.	20.910 m ² (27,857 m)		24,613	8,825	2,403	6,309	1A 200
1/2 SEC. INF.		0.5714 m/m ² (13,178 m)	5,842	8,793	1,174		7,905

SUMA 27,857 m 13,178 m 30,455 Kg 12,618 Kg 3,577 Fz 6,809 Fz 26,198 m

P. U. x () x () x () x () x () x () x ()

COSTO DTD. →

COSTO = $\frac{\$ ()}{522 \text{ m}} = \$ () \text{ m.}$

DIRECTO 522 m 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.

$$S \leq 2r (P_b + \sigma_c) / \sigma_c$$

where

r - borehole radius

P_b - pressure at the borehole wall

σ_c - 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

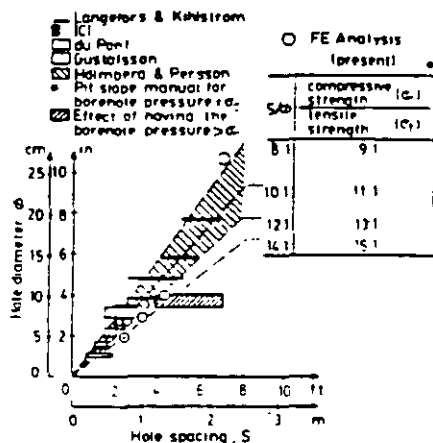


FIGURE 1 - RELATIONSHIP BETWEEN HOLE DIAMETER AND SPACING FOR PRESPLITTING

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).

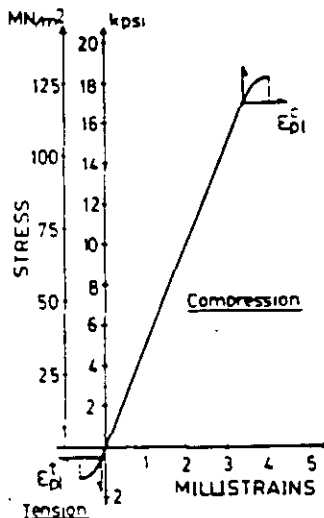


FIGURE 2 - STRESS-STRAIN CURVE FOR LIMESTONE

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, 2-1/4 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).

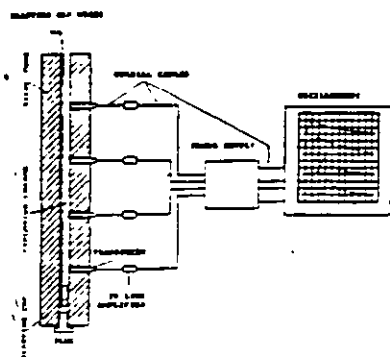


FIGURE 3 - SKETCH OF EXPERIMENTAL SETUP FOR PRESSURE-TIME RECORDING

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

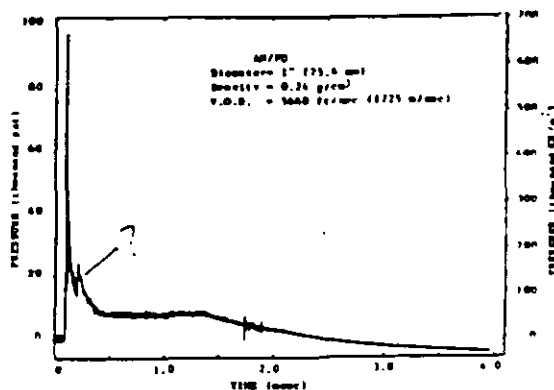


FIGURE 4 - PRESSURE-TIME PROFILE

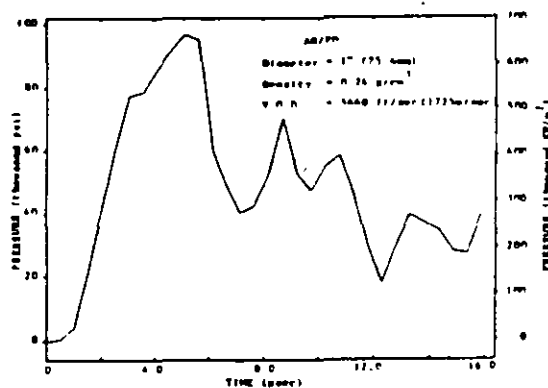


FIGURE 5 - PRESSURE-TIME PROFILE (FIRST 16 μ SEC)

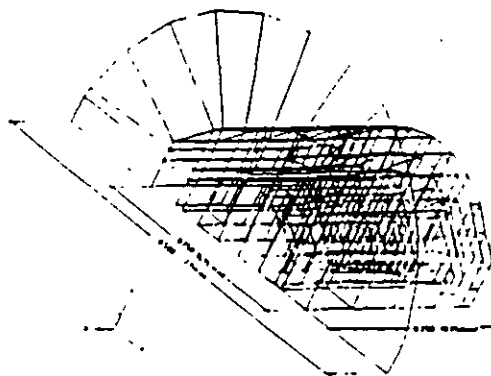


FIGURE 6 - 3-D FINITE ELEMENT MODEL OF THE TRANSDUCER STRUCTURE

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

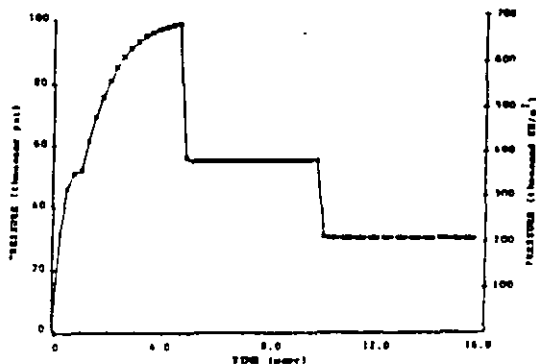


FIGURE 7 - INPUT PRESSURE-TIME PROFILE

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 .

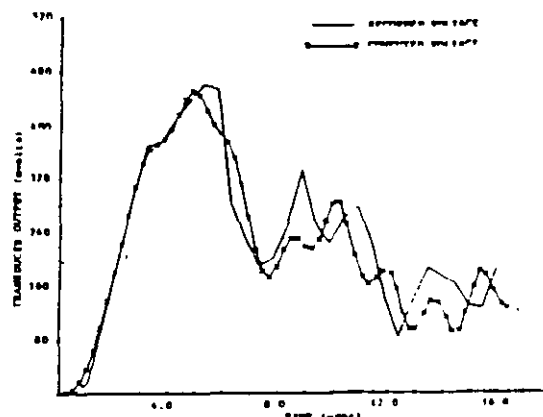


FIGURE 8 - COMPARISON BETWEEN COMPUTED AND RECORDED TRANSDUCER OUTPUT

Second, because crushing around the borehole walls is of primary concern in presplitting, the peak pressure had to be reduced to a level (17600 psi or 121352 kN/m^2) not exceeding the compressive rock strength (18300 psi or 126180 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).

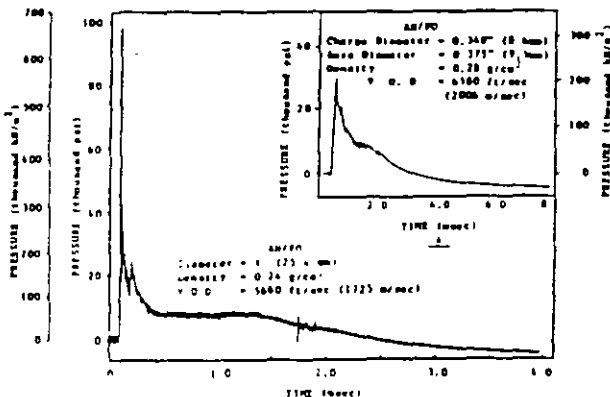


FIGURE 9 - PRESSURE-TIME CURVES FOR COUPLED AND DECOUPLED CHARGES

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/m^2) the crack length is 22.6 in (57.7 cm). Reduction of the tensile strength by 10% ($\sigma_t = 1350$ psi or 9300 kN/m^2) 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/m^2) yielded a 37% increase to 31.3 in. (79 cm).

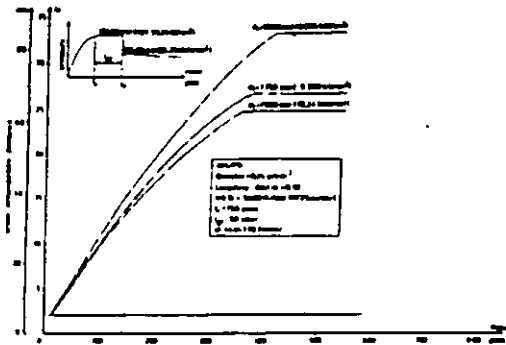


FIGURE 10 - EFFECT OF TENSILE STRENGTH ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

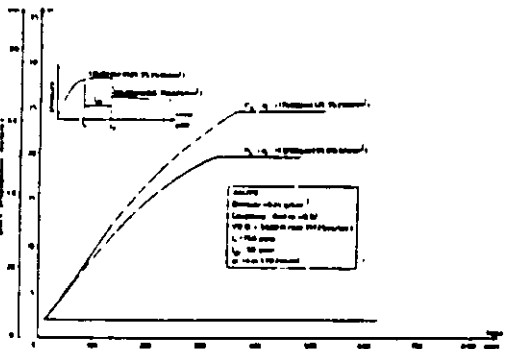


FIGURE 11 - EFFECT OF COMPRESSIVE STRENGTH ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

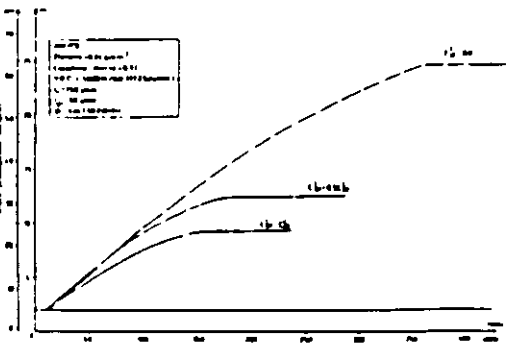


FIGURE 12 - EFFECT OF PLASTICITY ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

- (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

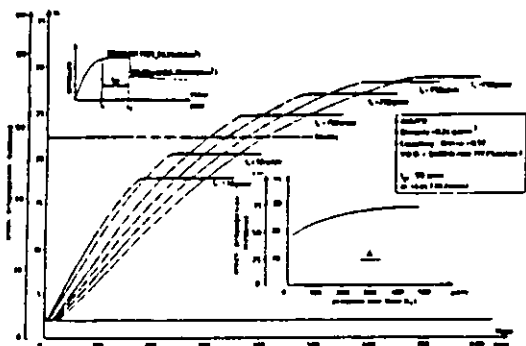


FIGURE 13 - EFFECT OF RISE TIME ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

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 (in.)	3 (in.)	4 (in.)	10-5/8 (in.)
	51 (mm)	76 (mm)	102 (mm)	270 (mm)
Crack Propagation Distance	15 (in.)	20.5 (in.)	26 (in.)	42.4 (in.)
	38.1 (cm)	52.1 (cm)	66.0 (cm)	107.7 (cm)

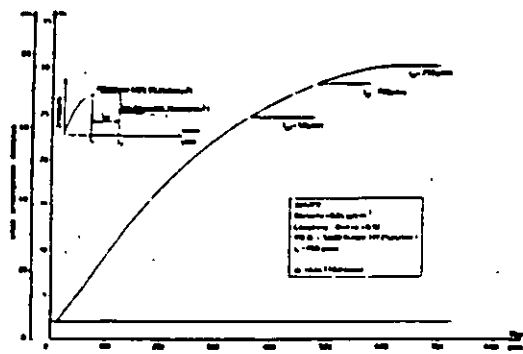


FIGURE 14 - EFFECT OF PRESSURE DURATION ON CRACK PROPAGATION DISTANCE

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.

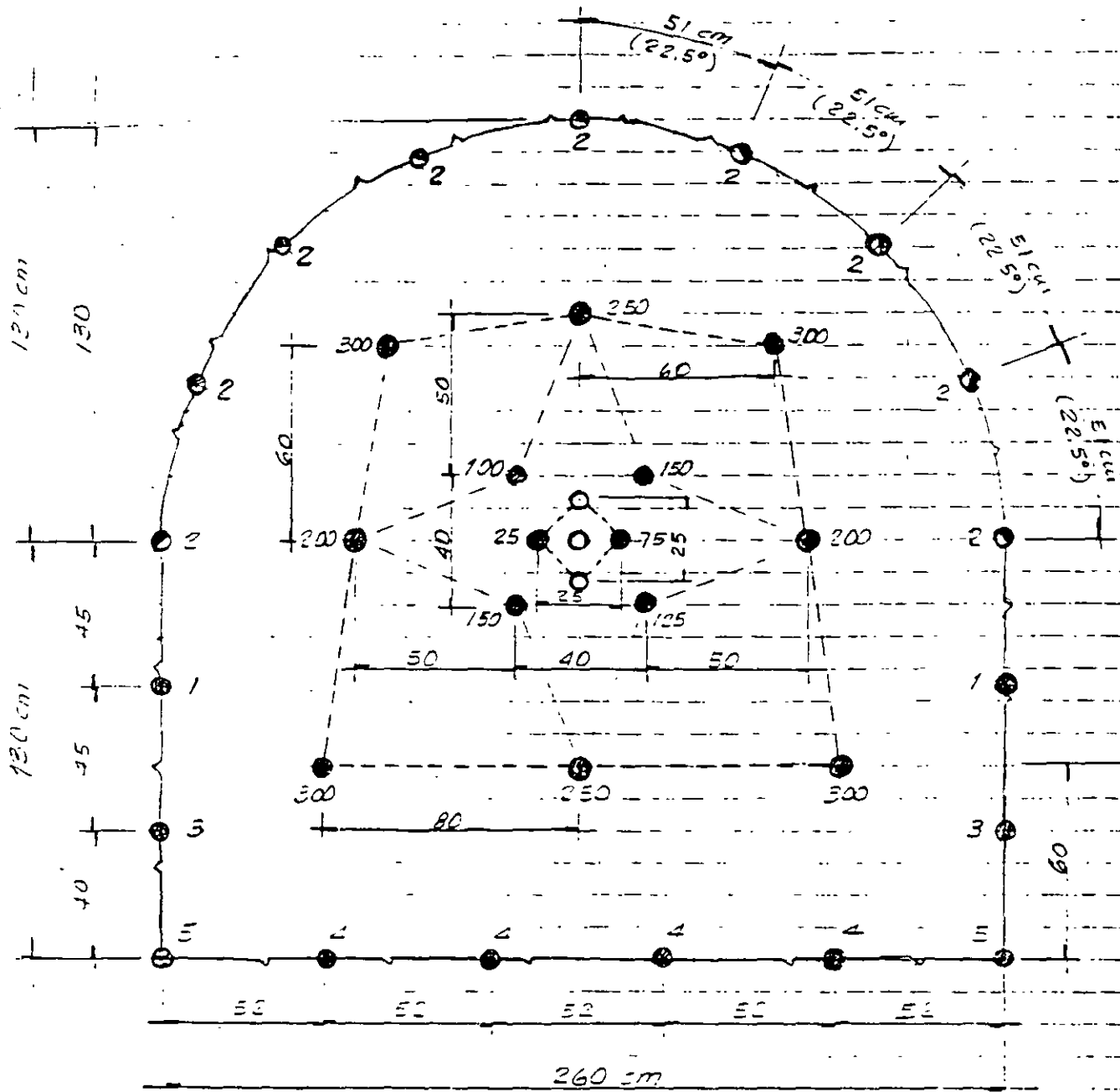
Acknowledgments

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.

Rail Cuellar Borja
19 MARZO 1994



SECCIONES $\phi = 1\frac{1}{2}$ " , PROFUNDIDAD DE CUELA = 1.60 m. Eficiencia = 95%; Cuelo =

$A_{PEL} = 2.65 \times 1.6 = 4.24 \text{ m}^2$

VOLUMEN = 9.1727 m^3

Nº de Secciones: Surt = 8 Total = 26

SECCIONAMIENTO = $\frac{26 \times 1.60}{9.1727} = 4.58$

Luzante = 4

ESPECIFIC =

Franja de Surt = 4

561

$\frac{20.254}{9.1727} = 2.21$

Franja =

DISTRIBUCION DE CARGAS TEORICAS

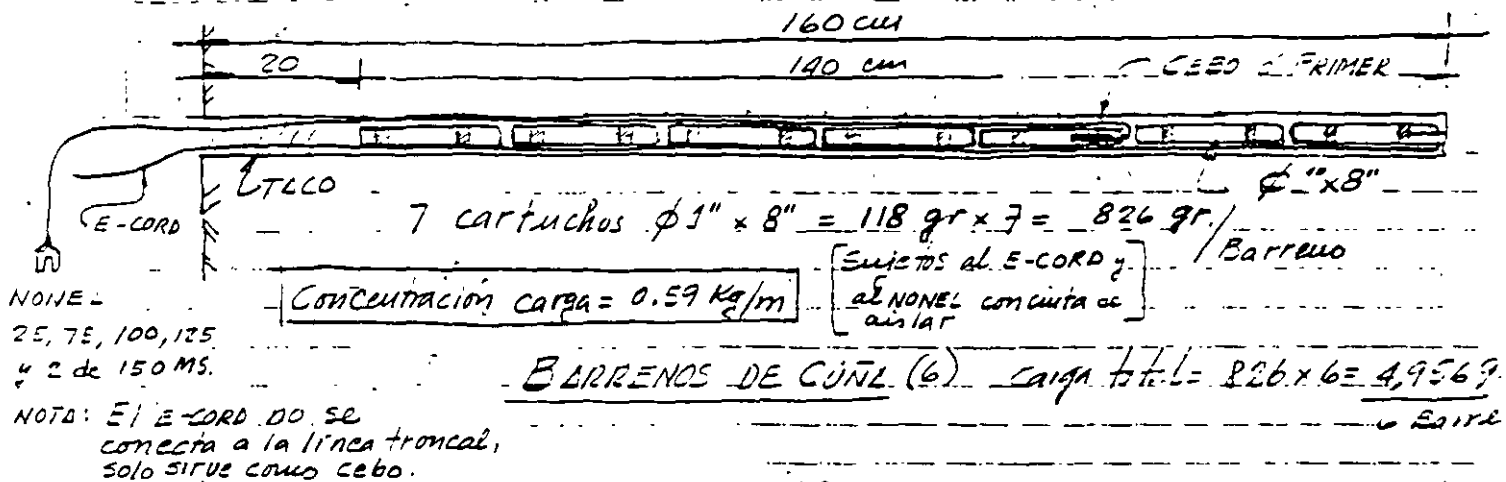
Barrenos $\phi 1\frac{1}{2}$ " ; Profundidad de cuele 1.60 m.

	Carga de Fondo	Carga Columna	Tasa
Barrenos de cuele (6)	0.45 Kg/m	0.45 Kg/m	0.20 m.
Barrenos auxiliares (4)	0.60 Kg/m	0.60 Kg/m	0.30 m.
Frente abierta (2)	0.60 Kg - 1.1 Kg/m	0.30 Kg - 0.40 Kg/m	0.20 m.
Piso (6)	0.60 Kg - 1.1 Kg/m	0.70 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 (7)	0.18 Kg/m	0.18 Kg/m	0.00 m.

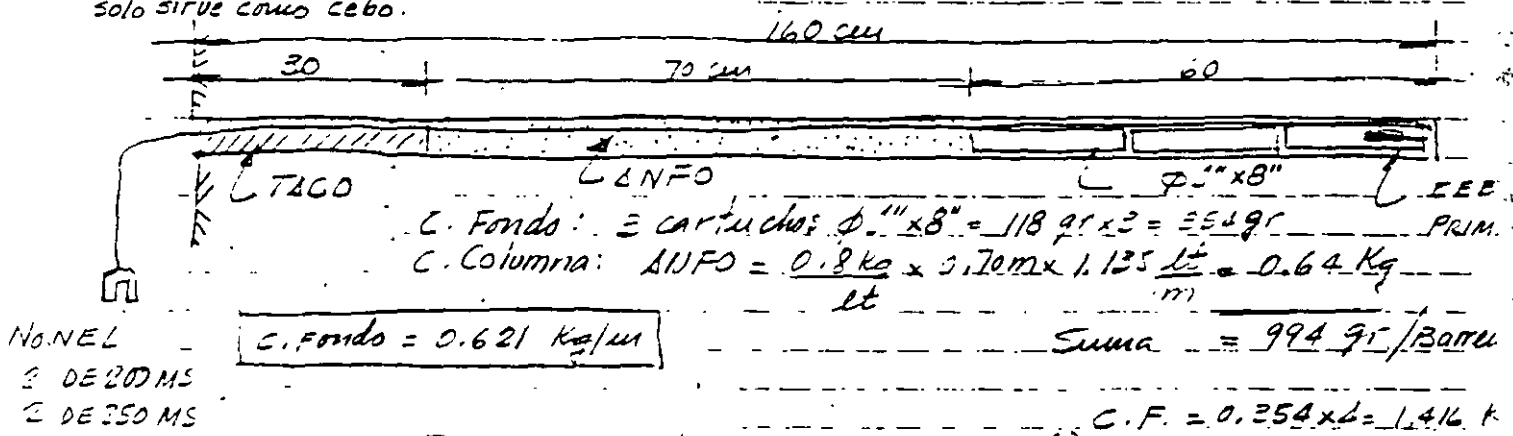
DISTRIBUCION DE CARGAS RELES.

BARRENOS $\phi 1\frac{1}{2}$ " ; Area = 11.35 cm²; Vol. = 1.135 lt/m

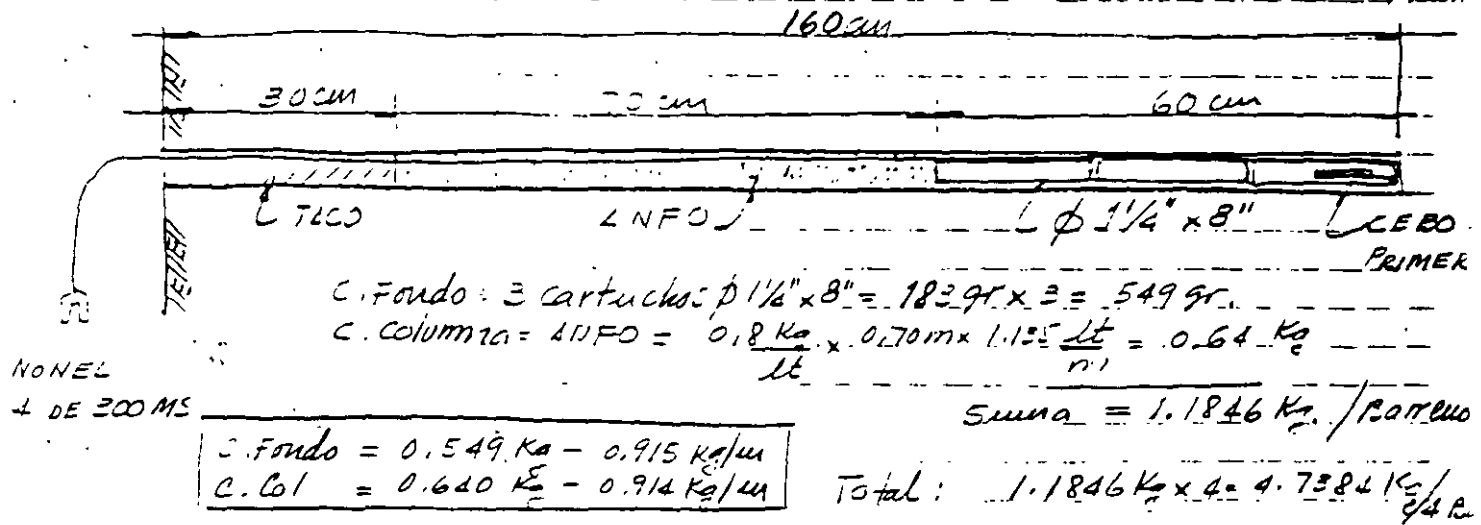
CUELE : 1.60 m ; ANFO = 0.8 Kg/lt



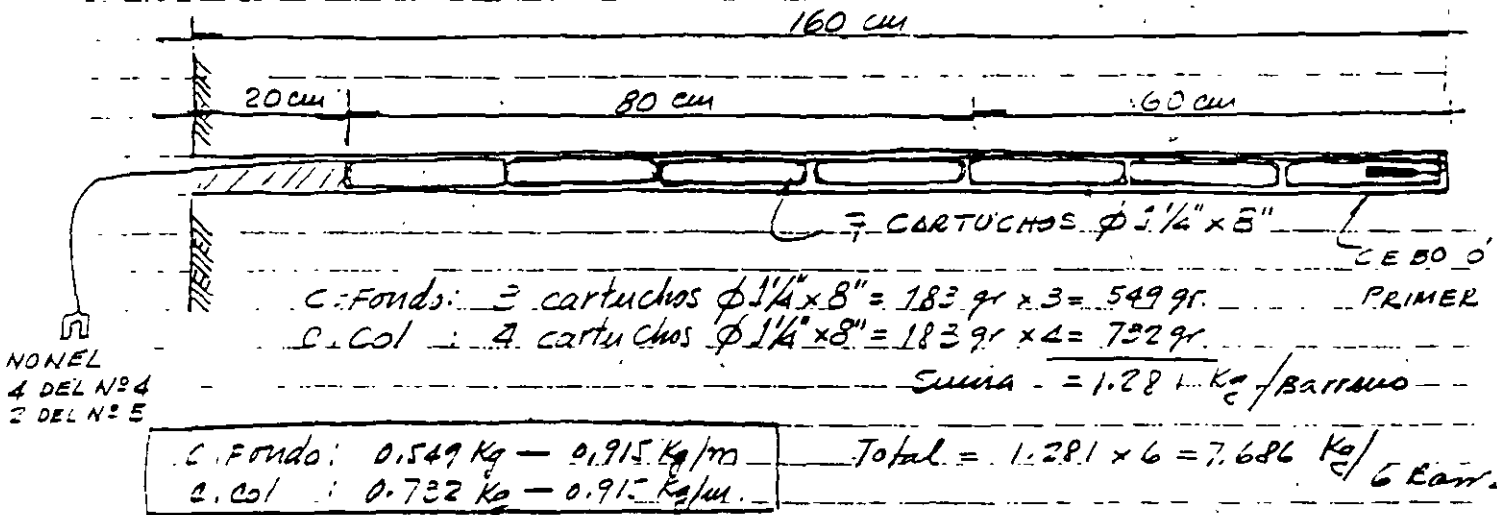
BARRENOS DE CUÑA (6) carga total = $826 \times 6 = 4,956 \text{ gr}$



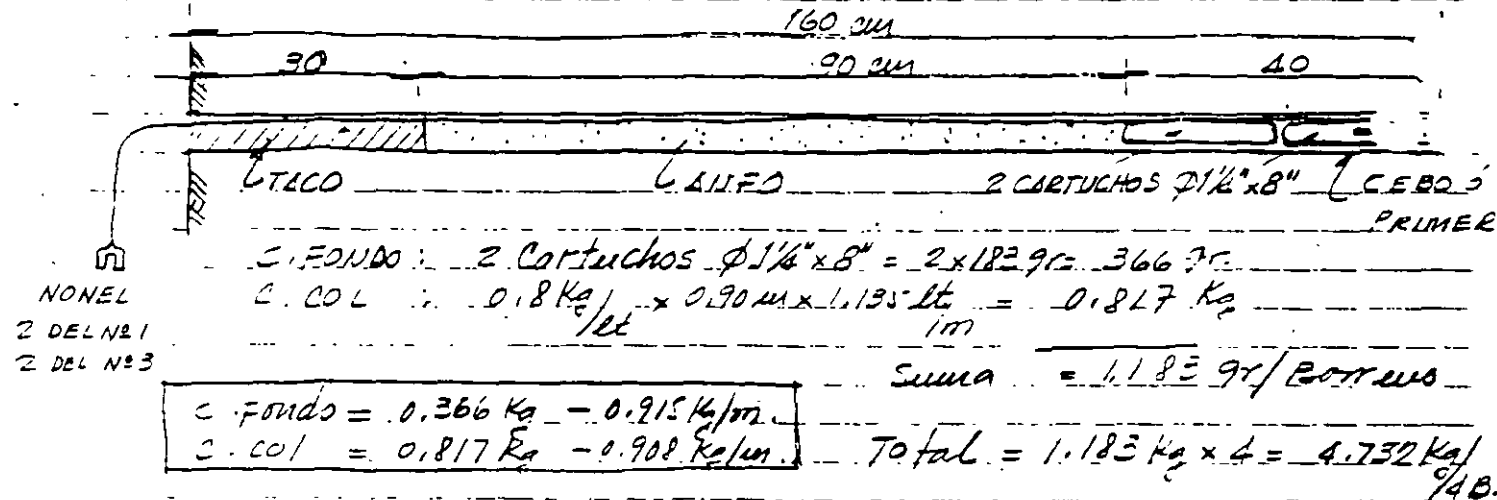
BARRENOS AYUDANTES DE CUÑA (4) C.F. = $0.254 \times 4 = 1.016 \text{ K}$
C.C. = $0.640 \times 4 = 2.560 \text{ K}$
Total = 3.576 K
4 Bar



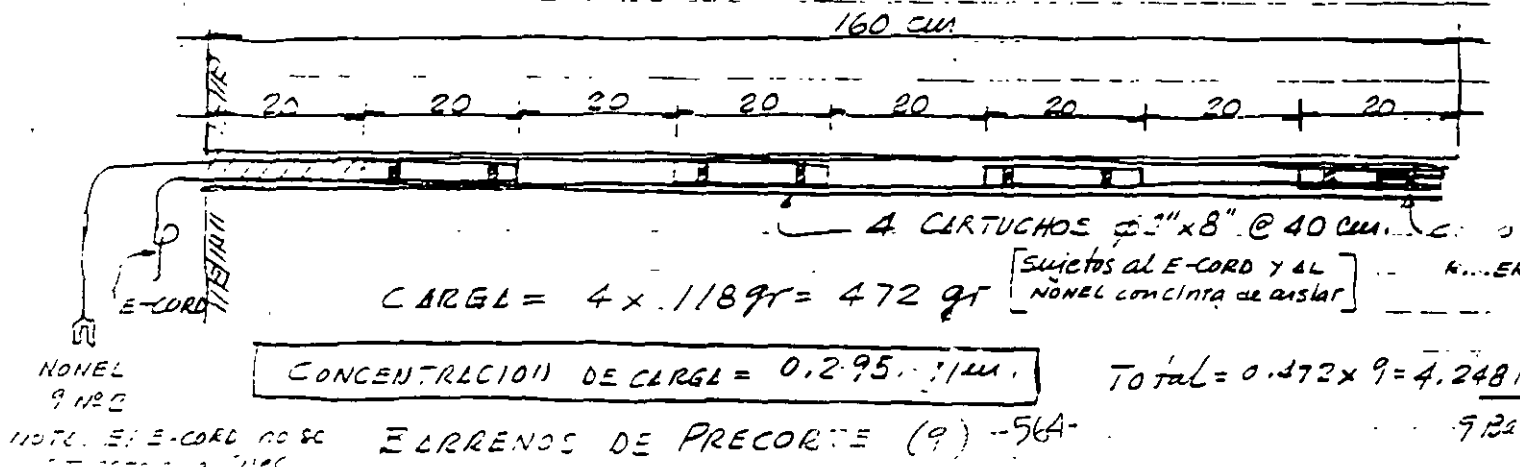
BARRENOS DE FRENTE LIBERTY (4) C.F. = $0.549 \times 4 = 2.196 \text{ Kg}$
C. COL = $0.640 \times 4 = 2.560 \text{ Kg}$



BARRENOS DE PISO



BARRENOS DE PARED

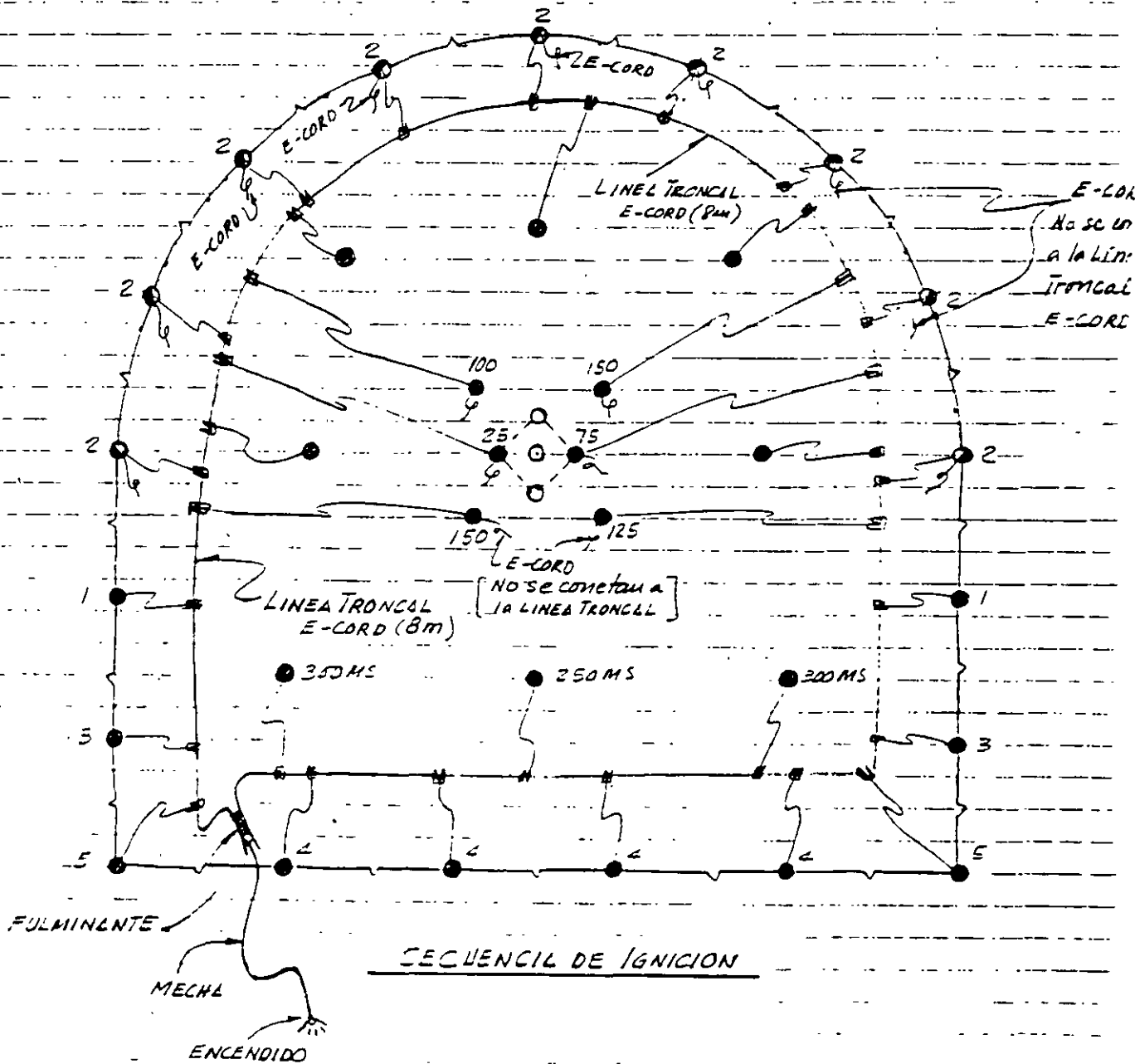


CANTIDADES DE EXPLOSIVOS Y ACCESORIOS

	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	2m x 6 = 12m
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 FRETE ABIERTA (4)	1 1/4" x 8" = 2.196 Kg 12 cartuchos	2.560 Kg	4 de 300 MS Total 4 pz	0
BARRENOS DE PISO	(6) 1 1/4" x 8" = 7.686 Kg 42 cartuchos	0	4 de N° 2 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° 2 Total 4 pz	0
BARRENOS DE FRECOTE	(9) 1" x 8" = 4.248 Kg 36 cartuchos	0	9 de N° 2 Total 9 pz	2.50 m x 9 = 22.50 m
<hr/>				
TOTALES:	21.966 Kg	6.388 Kg	33 pz.	34.50 m.

Cartuchos ϕ 1" x 8"	90 pz. = 10.62 Kg	<u>FACTOR DE CARG.</u> F.C. = $\frac{90,354 \text{ Kg}}{9.1727 \text{ m}^3}$ $\therefore \text{F.C.} = 3.31 \text{ Kg/m}^3$
Cartuchos ϕ 1 1/2" x 8"	62 pz. = 11.346 Kg	
LNFO	= 8.400 Kg	
E-CORD	= 34.50 m + 6.00 m = 40.50 m.	

		<u>RELACION EXPLOSI</u>	
NONEL	1 de 25 MS	4 de 300 MS	ALTO EXPLOS = 72 % ANFO = 28 %
	1 de 75 MS	2 de N° 1	
	1 de 100 MS	2 de N° 3	
	1 de 125 MS	1 de N° 2	
- 565 -	2 de 150 MS	2 de N° 5	
	2 de 200 MS	9 de 112 MS	



NONEL = 33 pz. 1 de 25, 1 de 75, 1 de 100, 1 de 125, 2 de 150, 2 de 200, 2 de 250 de
 y 4 de 300MS. - 2 N°1, 9 N°2, 2 N°3, 4 N°4 y 2 N°5.

E-CORD = 34.50 m en barrojos + 8.00 m en LINEA TRONCAL
 - 566 -

NOTAS: El E-CORD de los barrojos de suita no se conectará a la línea troncal, solo sirve para asegurar la detonación de los barrojos.

COSTO APROXIMADO VOLADURA

ALTO EXPLOSIVO 22 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 = 42500

FULMINANTE 1P2 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 BARRENACION = 75% MLC QUE EL COSTO DE EXPLOSIVO

COSTO DE BARRENACION = 90,337

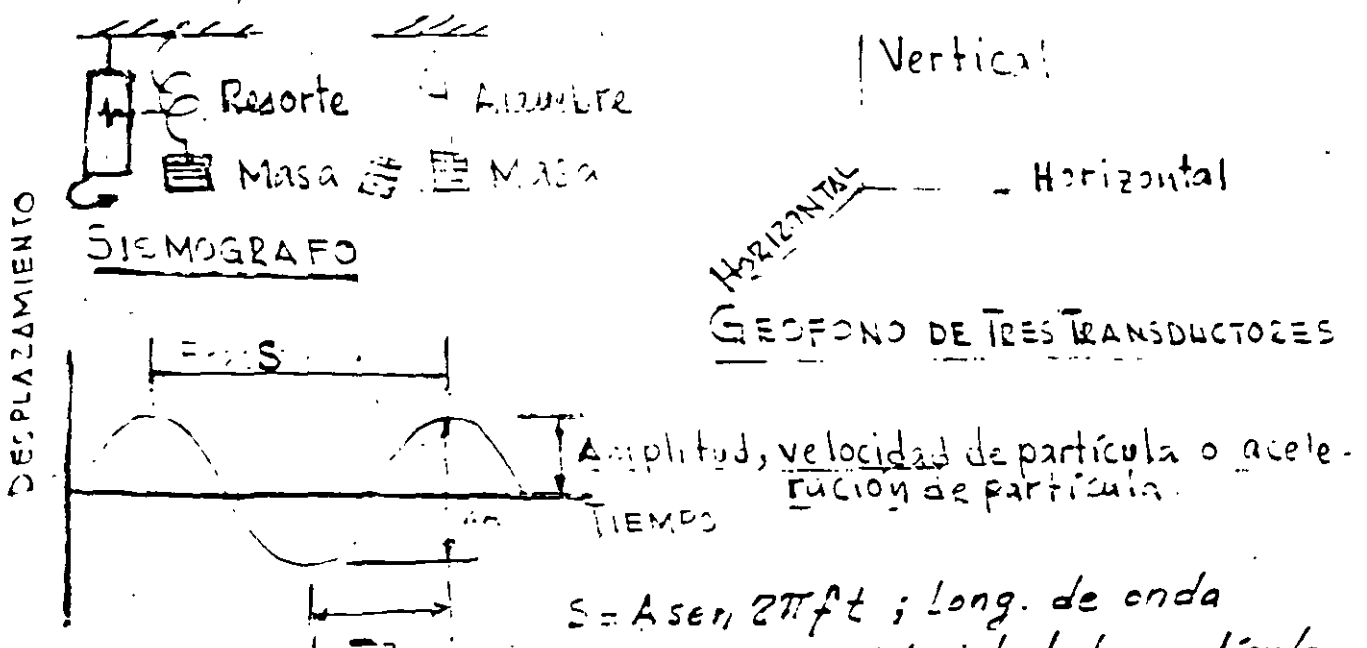
COSTO DIRECTO = \$ 141,958 / m³

55% INDIRECTO UTILIDAD = 49,635

PRECIO UNITARIO = 191,593 / m³

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 ampereaje 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 = $2\pi \cdot 2$

$S = A \sin 2\pi f t$; Long. de onda

$v = 2\pi f A$; Velocidad de partícula

$a = \frac{4\pi^2}{T^2} A$; Aceleración de partícula

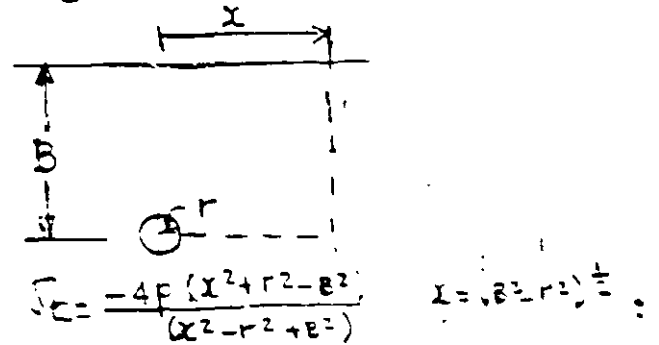
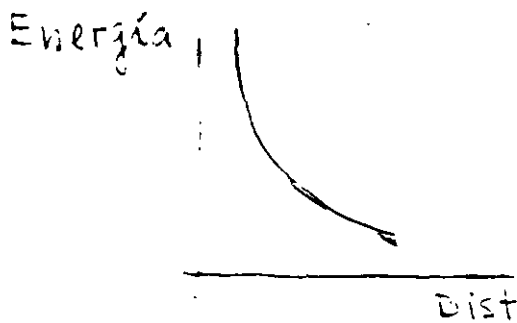
PROPAGACION DE ENERGIA

La energía se propaga disminuyendo con la distancia.
 es directamente proporcional con la presión de detonación e
 inversamente proporcional al cuadrado de la distancia
 el Bordo

$$E = K \left(\frac{P_e}{\sigma_t} \right)^{1/2} \Rightarrow \sigma_t = \frac{P_e}{E} K^2 \quad \sim \quad C_2 = \frac{P_e}{E}$$

donde E = bordo ; k = constante \cong radio del borde

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:

$$V = H \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-\beta}$$

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 partícula.

ONDAS SISMICAS

ONDAS DE CUERPO:

1.- Compresional

- Longitudinal (α)
- Primaria - P
- De empuje

2.- Corte

- Onda transversal (β)
- Onda secundaria - S

ONDAS DE SUPERFICIE

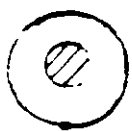
- 3.- Love } Igual de peligrosas que
Rayleigh } las P y S.

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)



$$P_B = 1.69 \times 10^{-3} E D^2 \left(\frac{R_c}{R_H} \right)^{2.4}$$

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

$$\phi_E = 9''; P_B = 224,488 \text{ psi}$$

$$\phi_E = 9'' \text{ y } \phi_T = 4''; P_B = 32,630 \text{ psi}^{571}$$

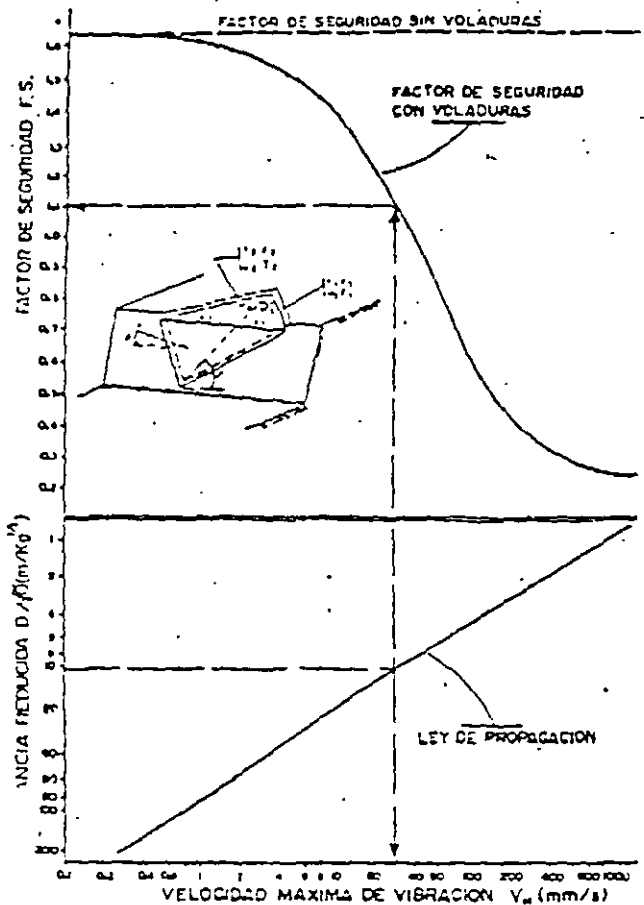


Figura 33.44. Variación del Factor de Seguridad para un bloque de una rotura en cono en función de la Distancia Frecuencia.

Hormigón en masa o de relleno

$$Q = 38,20 \times 10^{-3} \times DS^{1,88} \times K \quad (DS \text{ en m y } Q \text{ en kg})$$

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

$$Q = 14,55 \times 10^{-3} \times DS^{1,88} \times K \quad (DS \text{ en m y } Q \text{ en kg})$$

Otros factores a tener en cuenta son las frecuencias características de las vibraciones, condiciones externas de fraguado, superficies de contacto roca-hormigón, etc.

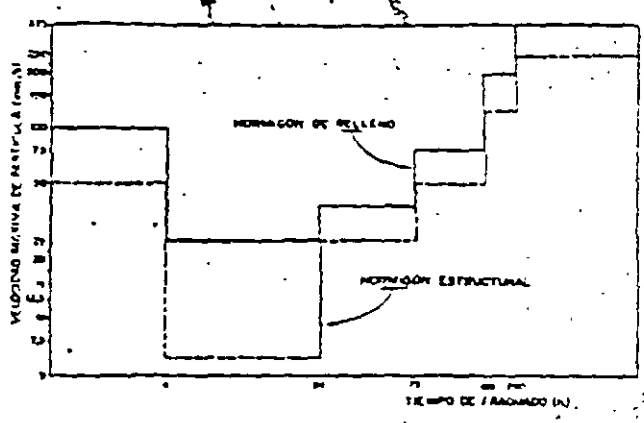
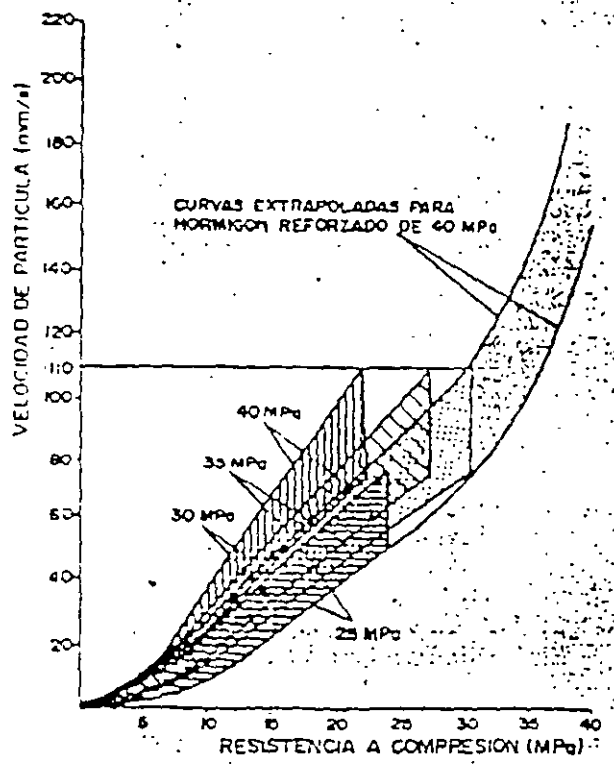


Figura 33.45. Velocidades máximas de partícula en función del tiempo de fraguado.

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

Table 7.—Properties of Various Selected Materials

Name and Location	Compressive Strength (psi)	Modulus of Rupture (psi)	Specific Gravity (SG)	Density (lb. / 100 cu. ft.)	Longitudinal Velocity (ft./sec.)
Amphibolite (fine grain, India)	61,400	7,400	3.12	0.097	19,000
Basalt (New York)	46,000	8,000	2.94	0.092	18,700
Basalt (Michigan)	33,400	3,800	2.85	0.089	15,200
Basalt glass	—	—	2.83	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 (tailed, 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	3,500	2.50	0.103	16,000
Gypsum (Indiana)	3,200	1,200	2.32	0.072	—
Limestone (Ohio)	23,500	2,900	2.69	0.084	13,000
Limestone (Utah)	28,000	2,200	2.76	0.087	15,000
Limestone (fossiliferous, Indiana)	10,900	1,600	2.31	0.072	12,000
Limestone (West Virginia)	23,000	1,800	2.68	0.084	16,000
Marble (Maryland)	30,800	2,800	2.57	0.074	12,000
Marble (New York)	18,000	1,700	2.52	0.075	18,000
Obsidian	—	—	2.25	0.073	10,100
Quartzite (taconite, Minnesota)	91,200	5,400	2.75	0.086	18,200
Rock Salt (Louisiana)	5,000	Negligible	2.10	0.078	—
Sandstone (Ohio)	10,400	500	2.09	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	7,400
Sandstone (Alabama)	26,800	2,200	2.76	0.086	—
Shale (Utah)	7,700	2,500	2.81	0.085	—
Shale (West Virginia)	11,600	4,200	2.46	0.075	13,000
Syenite (New York)	34,300	2,800	2.72	0.085	14,200
Alluvium: broken rock, loess	—	—	1.5-1.5	0.04-	2,300
Clay	—	—	2.5-	0.081	5,900
Air	—	—	0.0012	—	1,000
Water	—	—	1.00	0.031	4,750

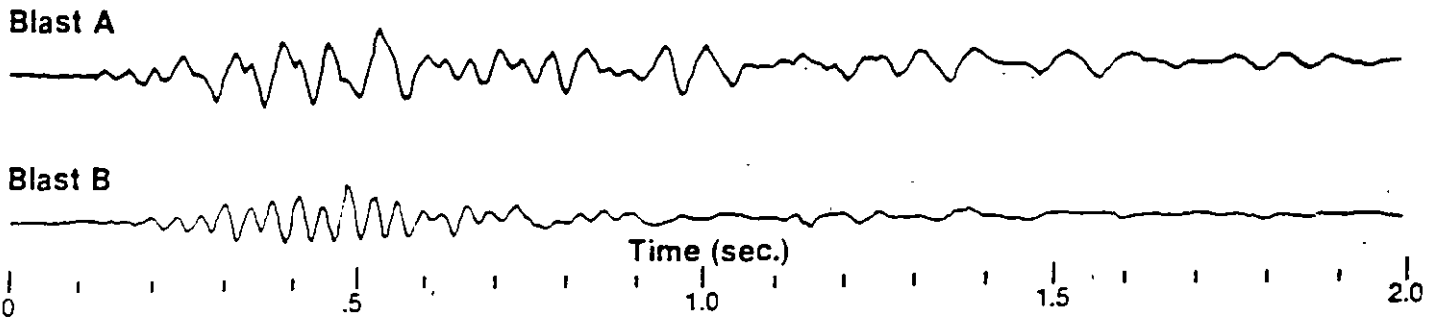
Their observed velocity-frequency data are given in Table II-1.

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 McKvilly (1963).

These Blast Vibration Records Have The Same Peak Particle Velocity . . .

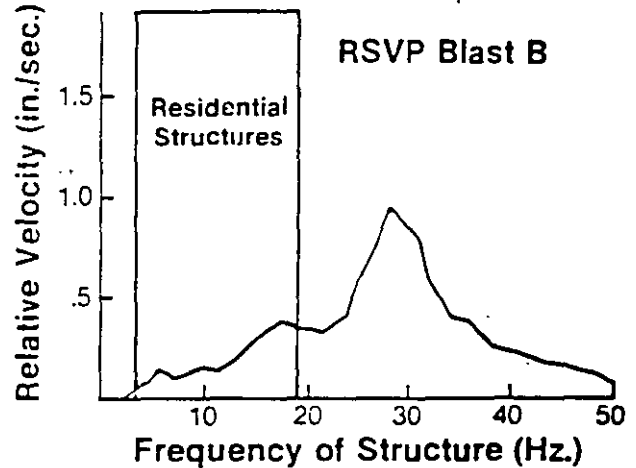
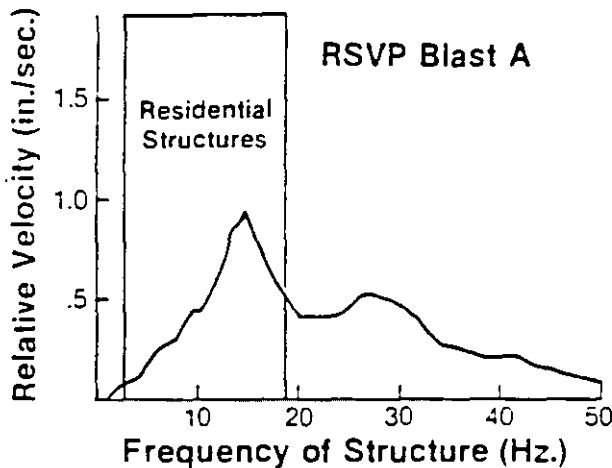


But result in entirely different effects on structures and homeowners.

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

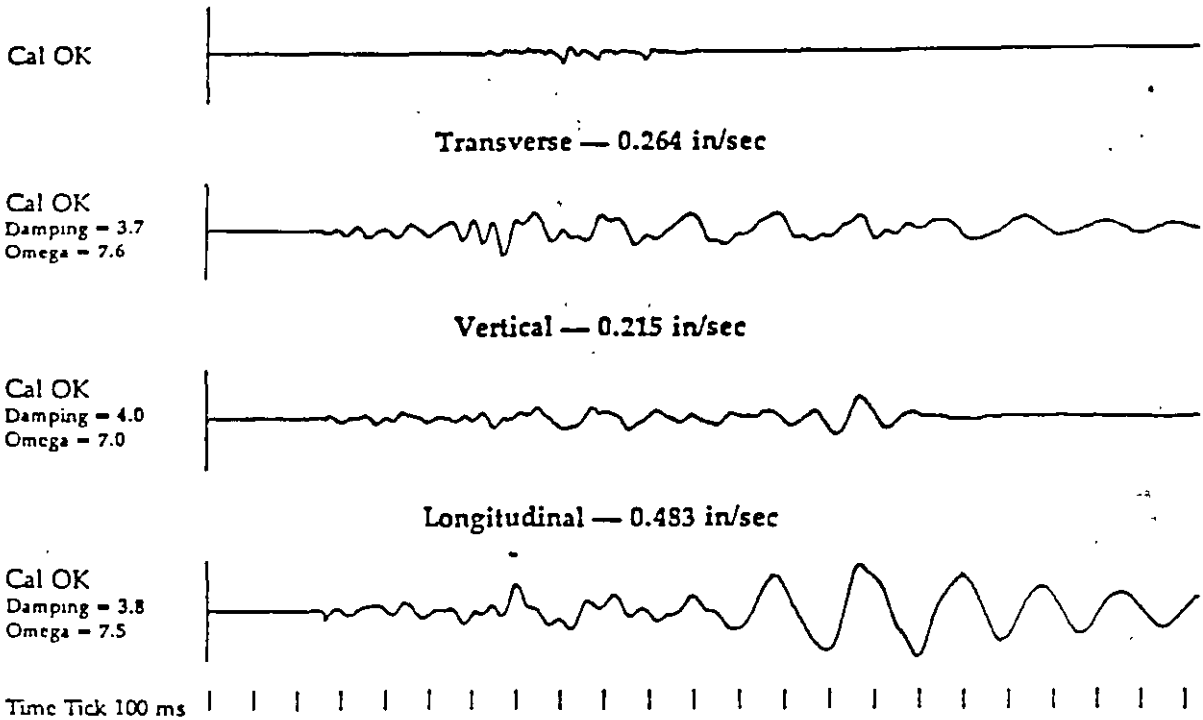
vibra-tech engineers, inc.

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	

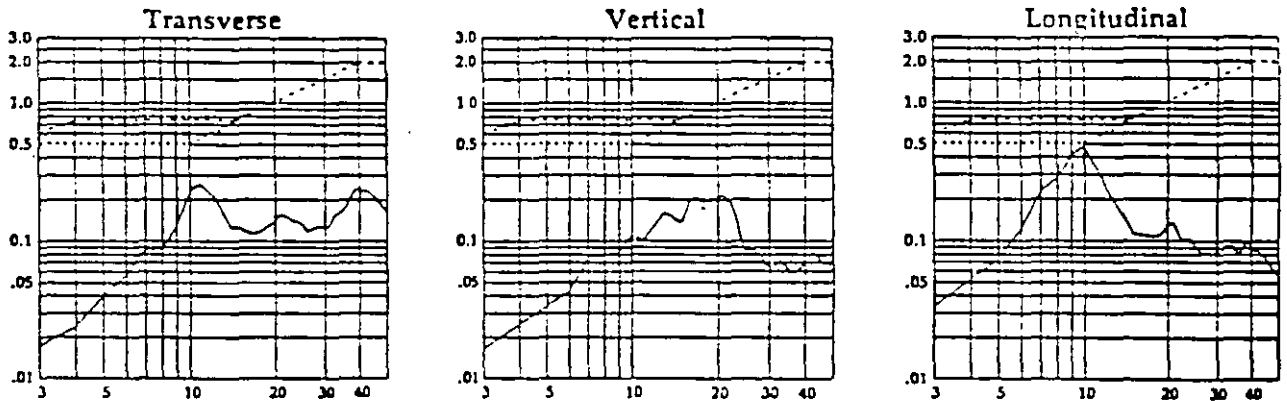
- 575 -

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 099099098 005001017051 6019a259b06



RSVP Showing Good Vibration

Airblast — 136.6 dB = 0.019637 psi



Transverse — 0.234 in/sec



Vertical — 0.254 in/sec



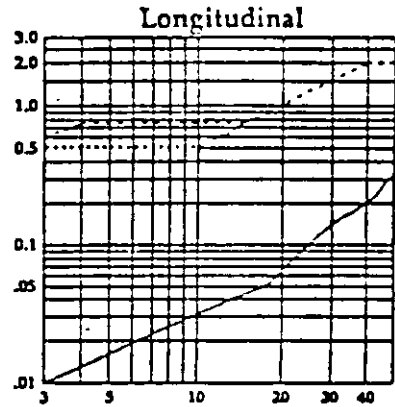
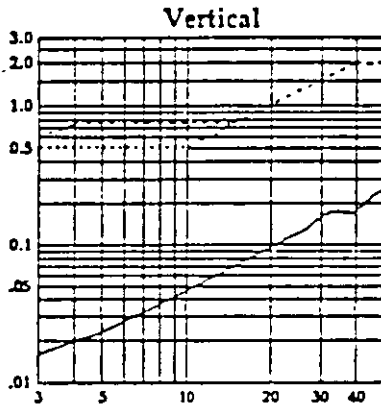
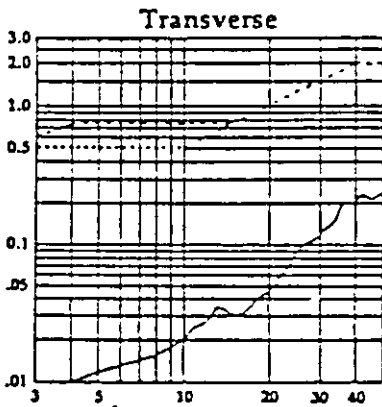
Longitudinal — 0.317 in/sec



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 USBM 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.

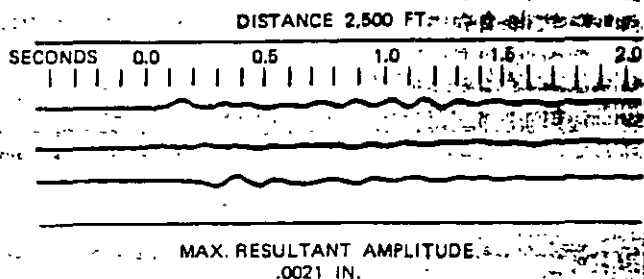
Table I
MEASURED ENERGIES

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. Lb. x 10 ³	Ft.-lb. Cu. Ft.	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
Gelumite 1	1.28	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

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, iron ore, and calcium carbonate, normally containing 25 to 75% clay. A type of limestone.
† A very soft limestone.

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.

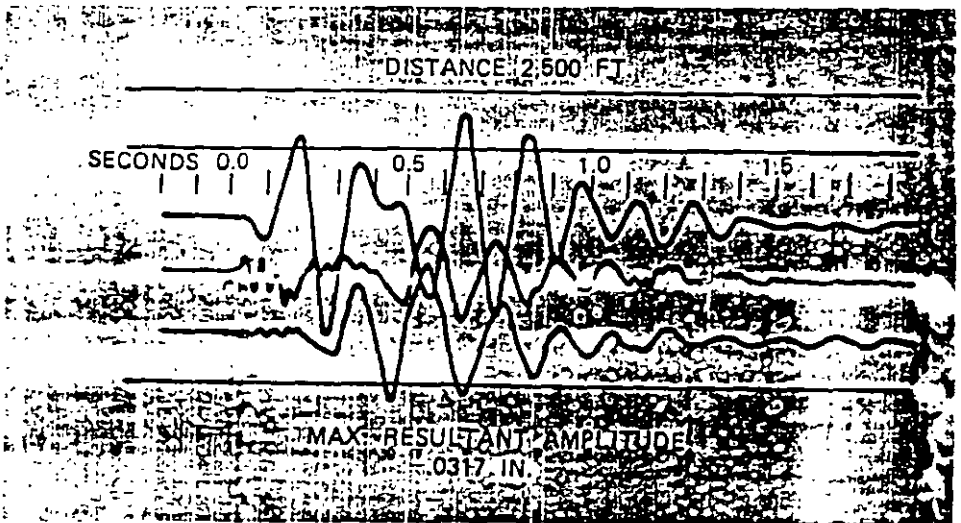
Delay Caps

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



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
	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
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
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	16.0	32.0	64	128	256	512	1024
170	17.5	35.0	70	140	280	560	1120
180	19.0	38.3	78.5	153	306	612	1224
190	20.7	41.5	83	168	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.

Handwritten note: *Handwritten note: 500000*

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	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
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 millisecond 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	0.07	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	0.04	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	0.55	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	1.2	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
40	2.0	4.0	8.0	16	32	64	128
45	2.4	4.8	9.6	19	38	76	152

acceleration decays at a rate proportional to $1/R^{1.24}$. Thus the peak acceleration decay most rapidly with scaled distance and the peak displacements decay 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.

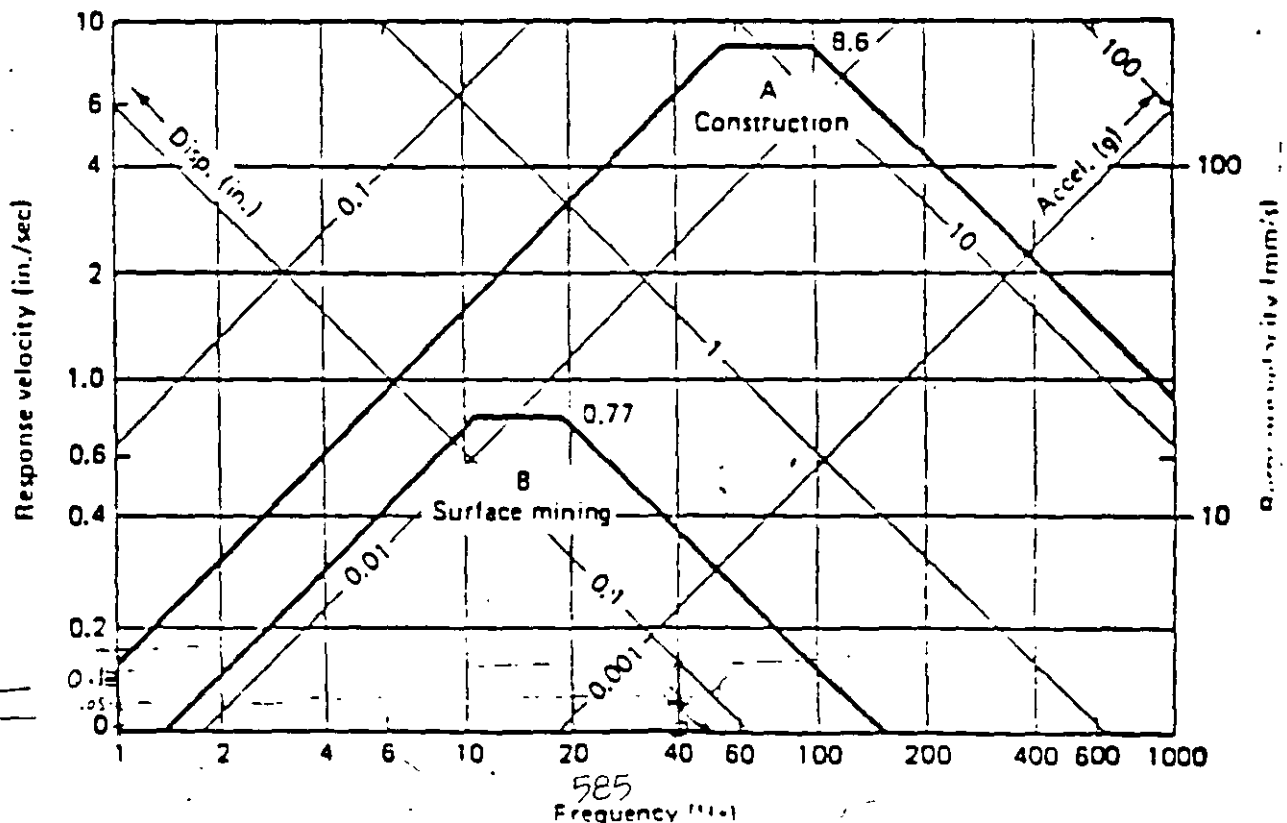
As described in Chapter 5, tripartite paper is constructed such that

$$\dot{u}_{max} = u_{max} (2\pi w) \quad \text{and} \quad \ddot{u}_{max} = \dot{u}_{max} (2\pi w) \quad \text{or} \quad u_{max} (2\pi w)^2$$

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 ($c = 3600$ 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



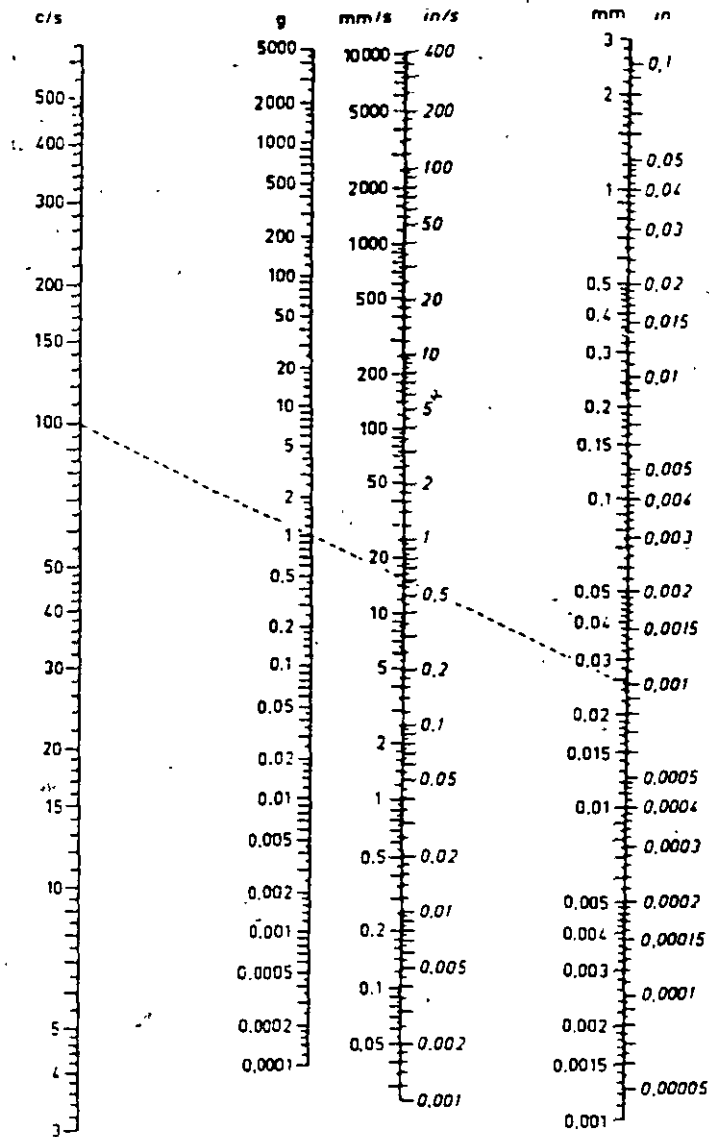


FIG. 9.9

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)).

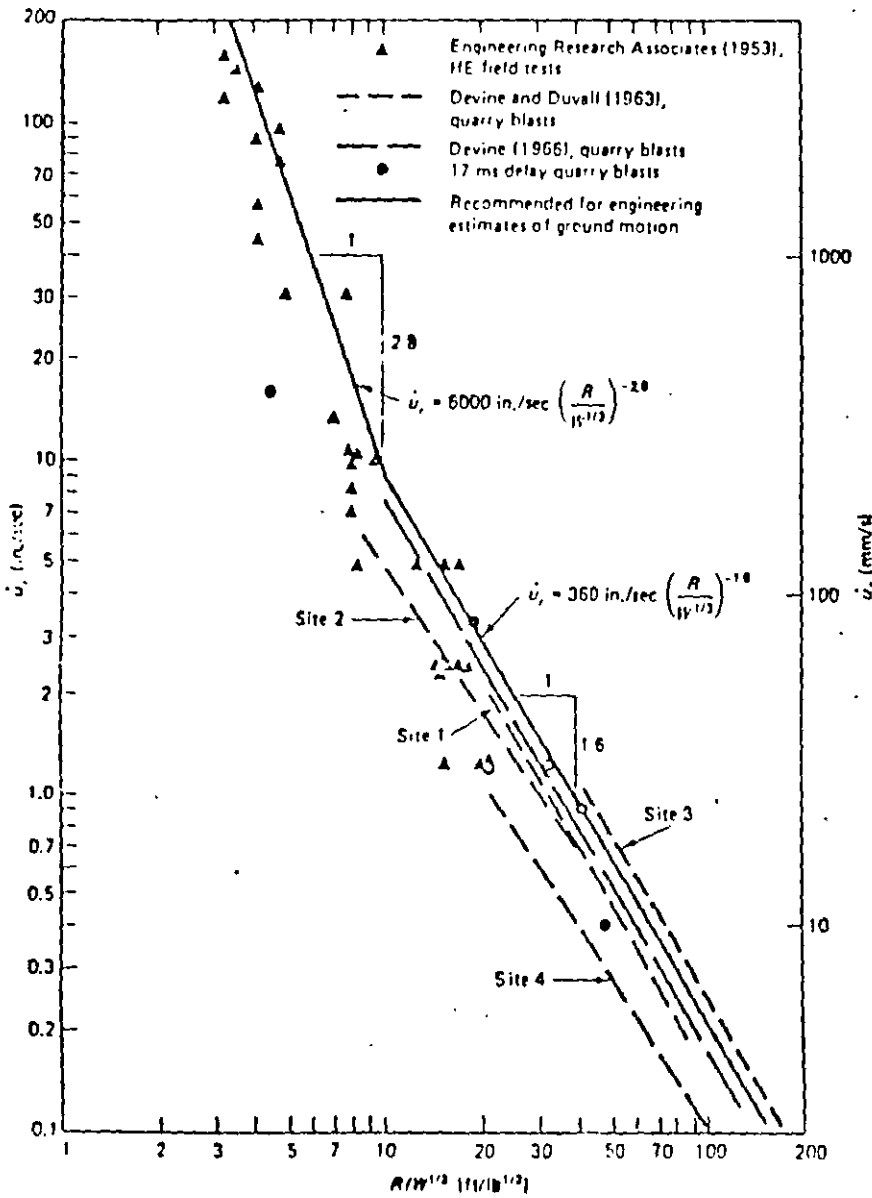


Figure 3-1 Maximum radial particle velocity versus cube root scaled distance. (From N. H. Ambraseys and A. J. Hendron, "Dynamic Behavior of Rock Masses," in *Rock Mechanics in Engineering Practice* (K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, Eds.), copyright 1968 by John Wiley & Sons, Ltd. Reprinted by permission.)

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 $1/2$. The data in Figure 3-1 indicate that the v_r values decay proportionally to $1/R^{2.8}$ close to the disturbance and $1/R^{1.8}$ 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 as 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 ($R/W^{1/3} \approx 260$) $\dot{u}^2/\ddot{u}u$ 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 f 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. Ultimately, the distinction is only important when distances are radically different.

587

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 $W^{1/2}$.

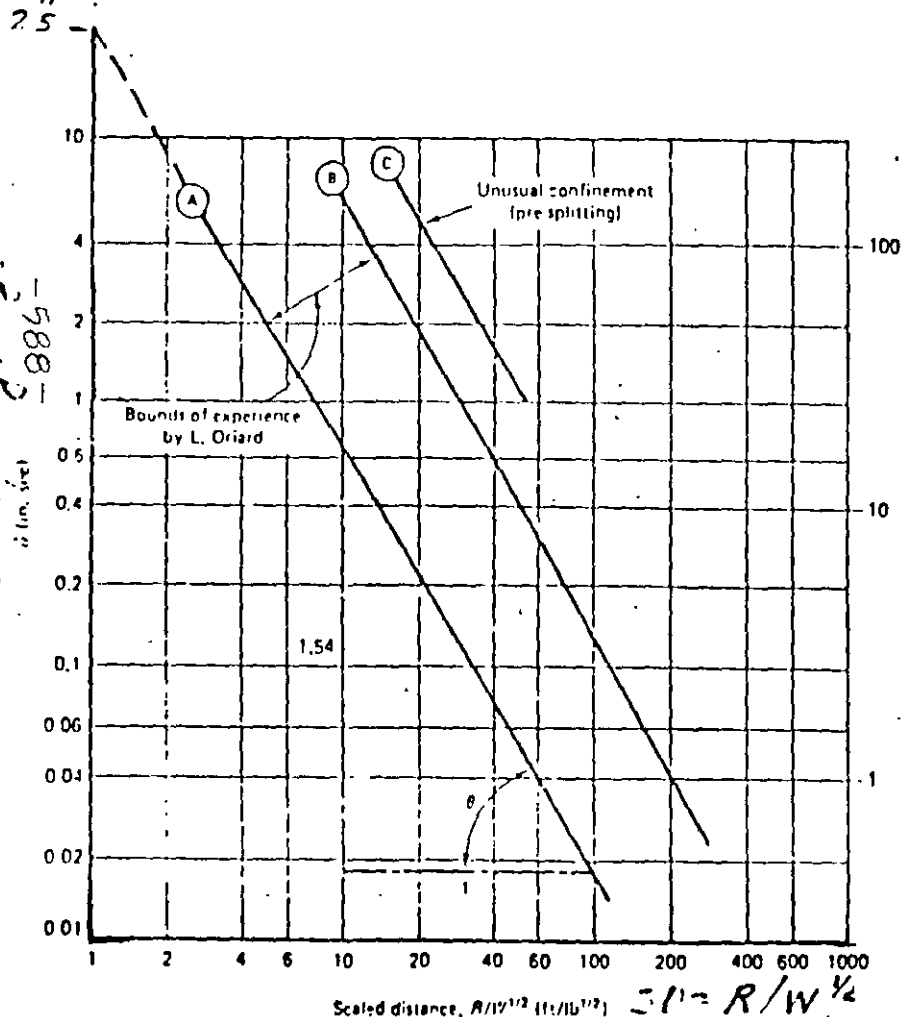


Figure 3-2 Maximum component particle velocity versus square root scaling and... for determining a... (From Hendon and Oriard 1972)

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

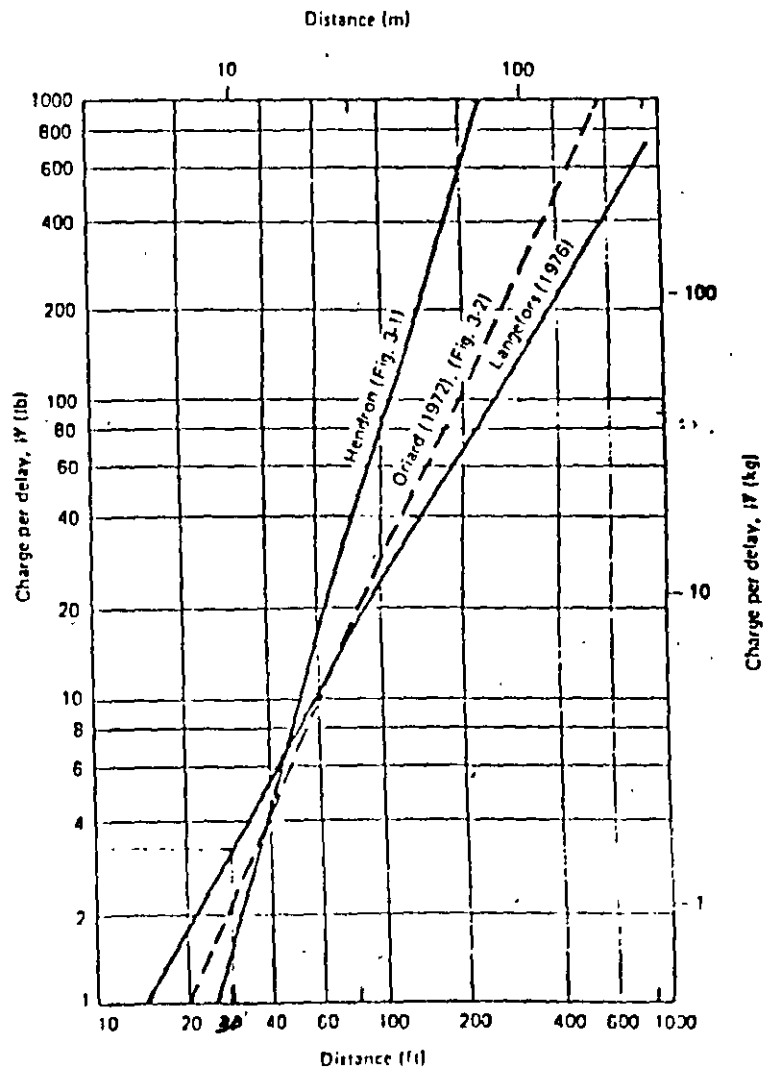
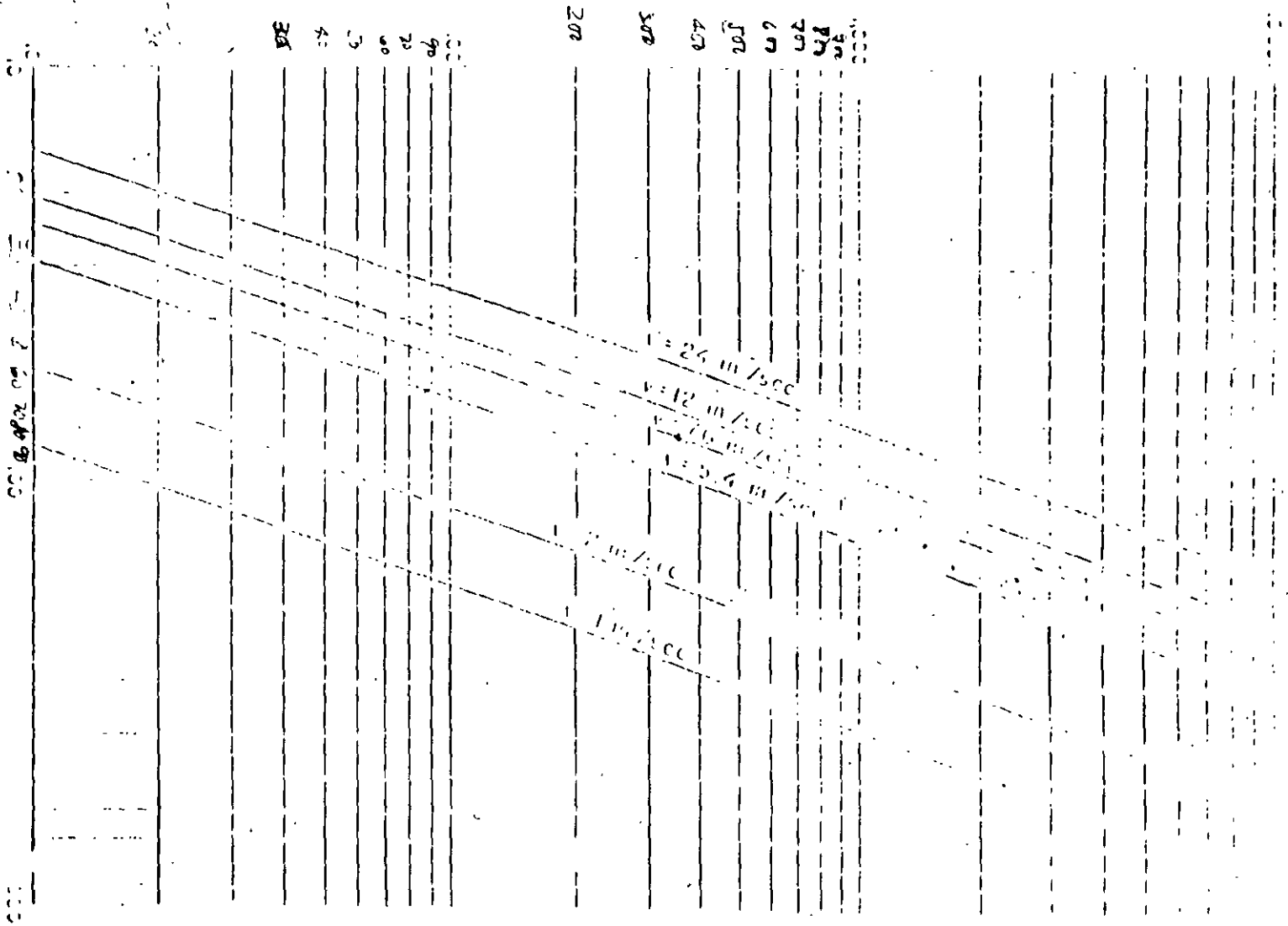
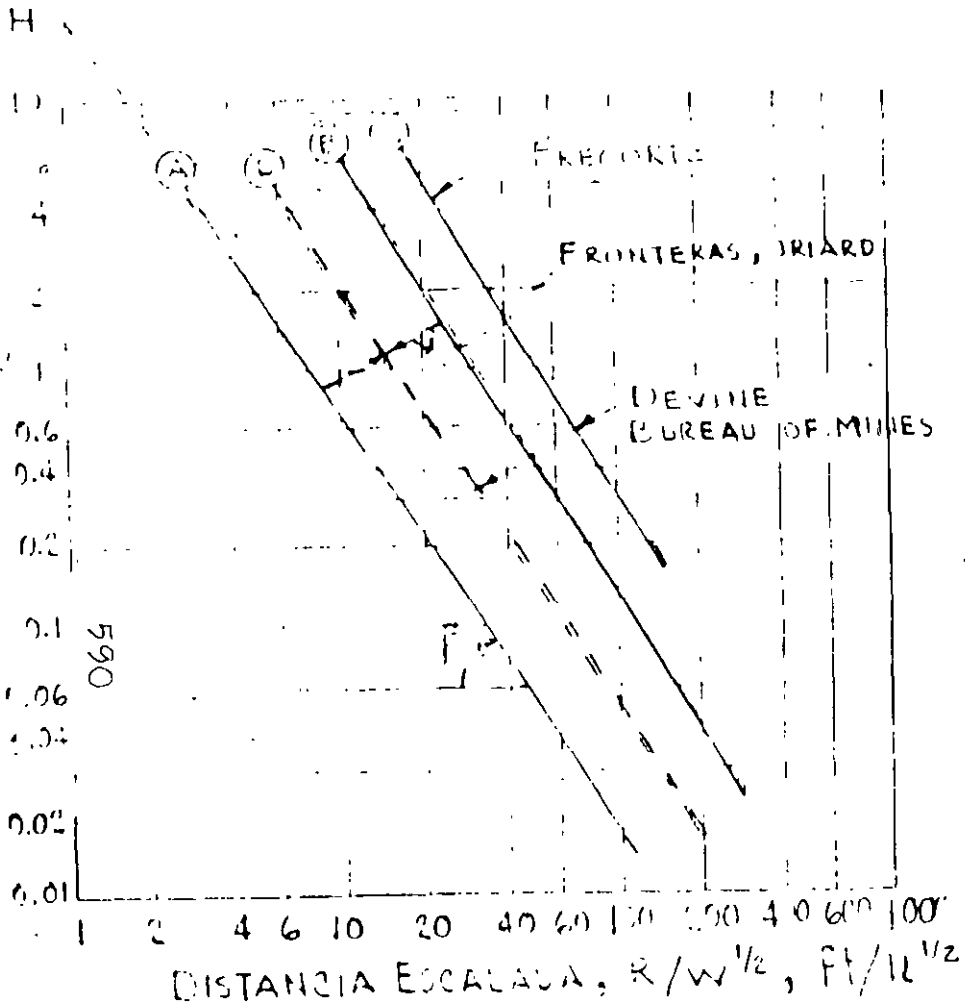


Figure 3.3 The... relationships to produce 50 mm/s (2 ips). (From Hendon and Oriard, 1972.)

Maximum Weight of Charge Per Pound of TNT



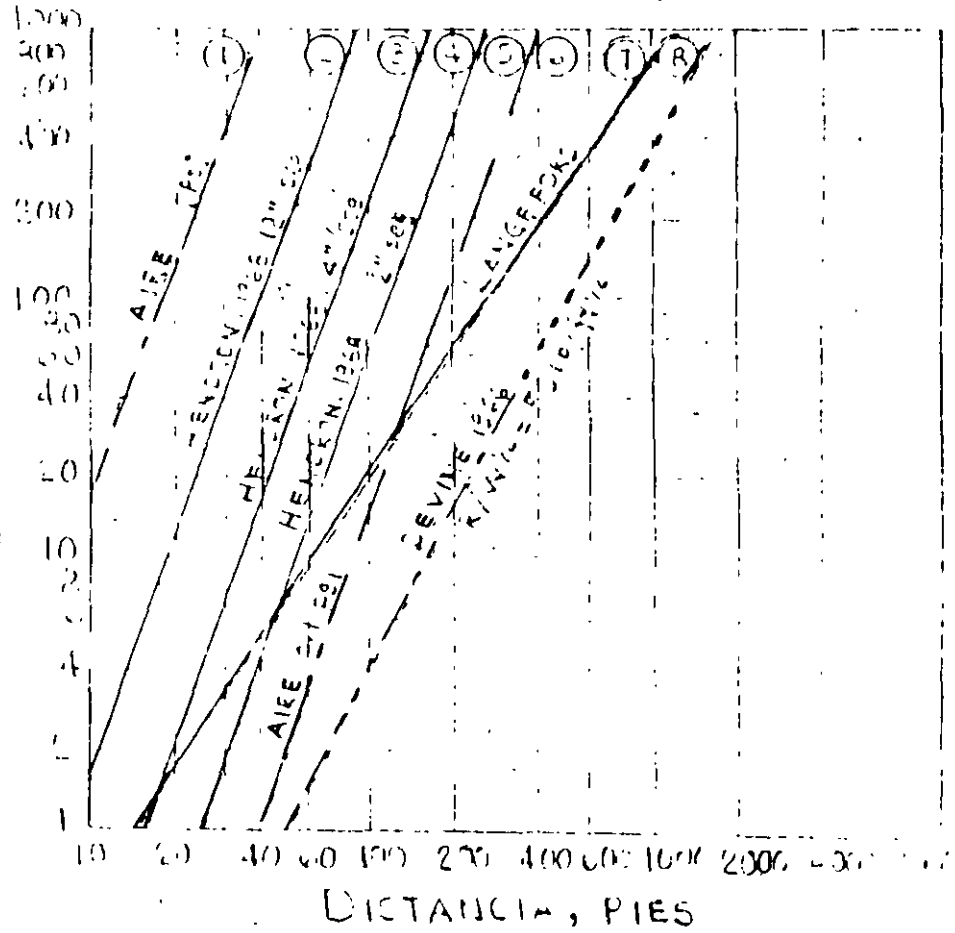
Distance from Blast, ft.



$$H = \frac{R}{W^{1/2}}$$

$$SD = \frac{R}{W^{1/2}} ; W = \left(\frac{R}{SD} \right)^2$$

MAXIMO PESO DE EXPLOSIVO POR METRO CUBO, W, C



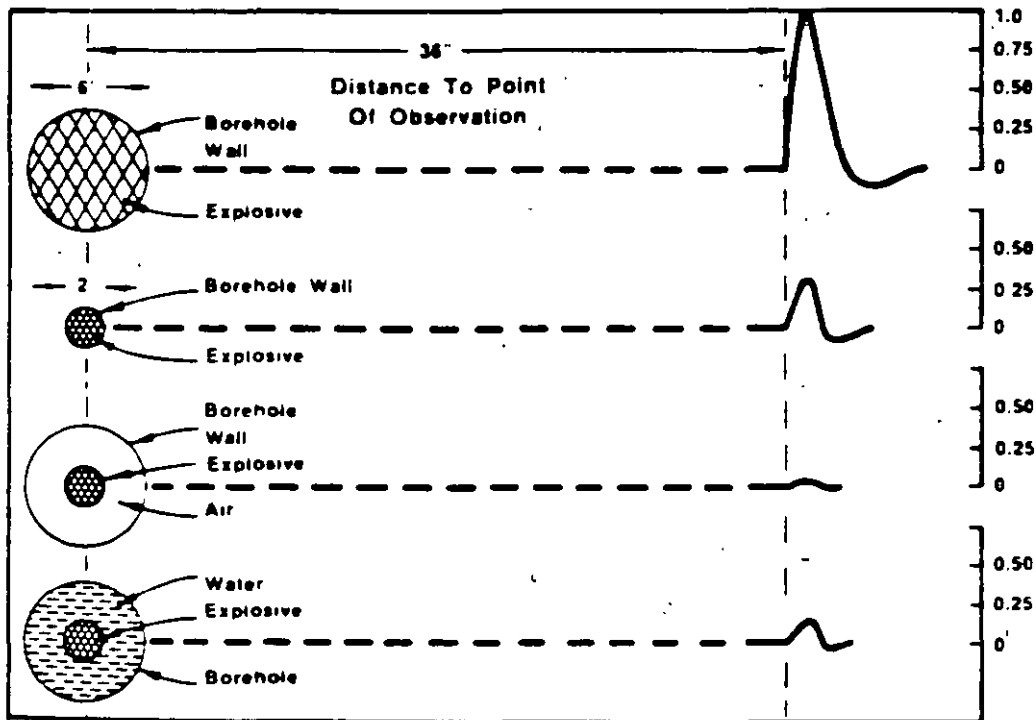
WILSON (1912)

$$W = \frac{R}{SD} \Rightarrow W = \frac{1000}{100} = 10 \text{ lbs/ft}^3$$

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)

$$P_b = 1.69 \times 10^{-3} \times \rho \times VOD^2 \times \left[\sqrt{c} \times \frac{d_e}{d_h} \right]^{2.6}$$

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

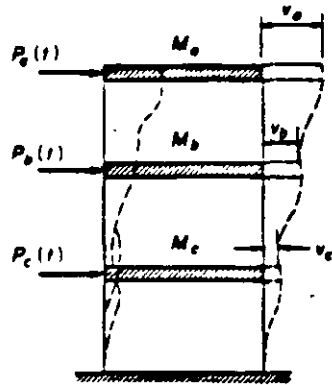


Figure 21 - Multidegree-of-Freedom System (Clough, 1970)

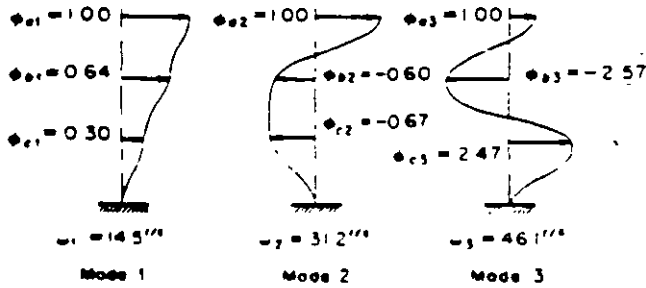
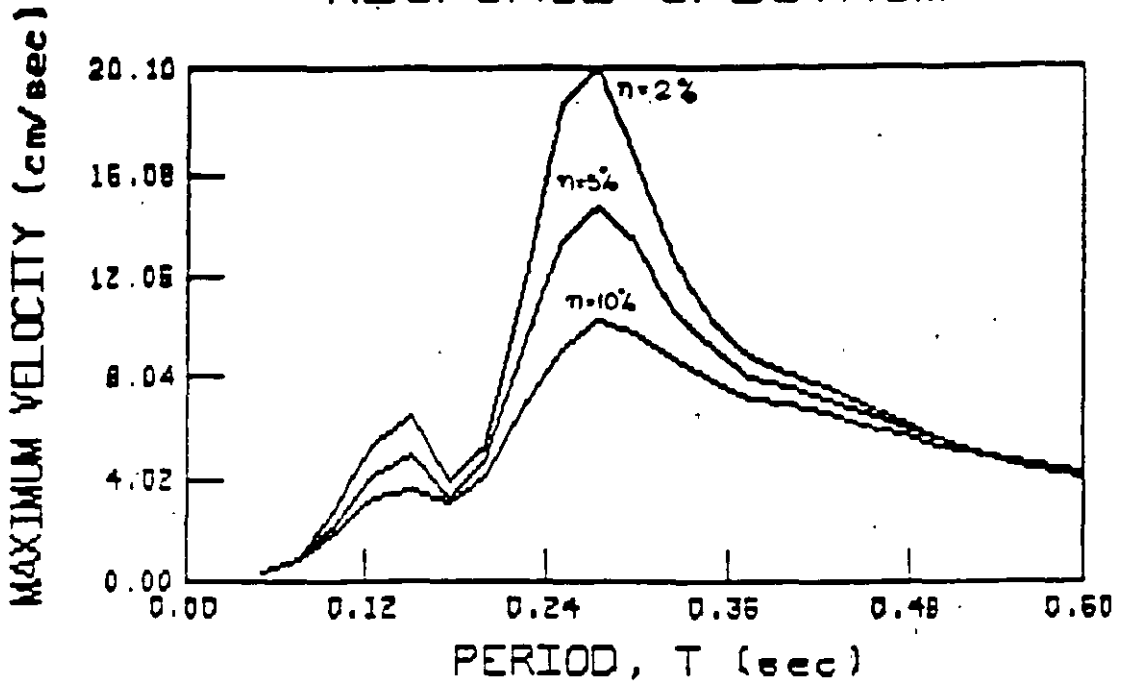
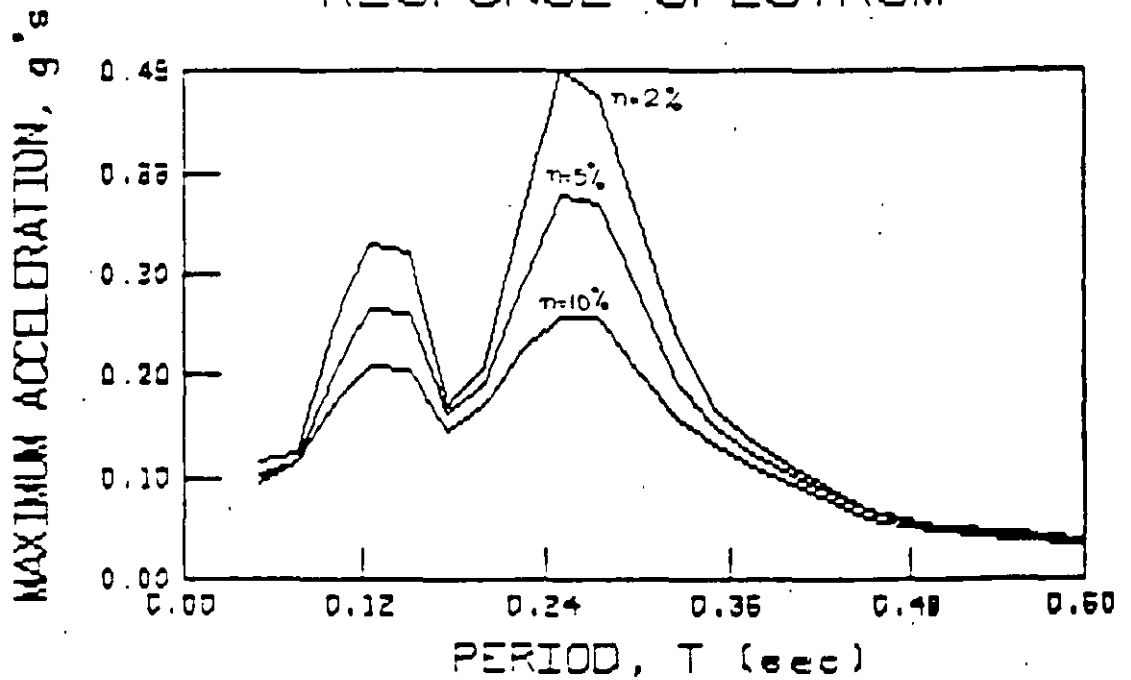


Figure 22 - Vibration Mode Shapes and Frequencies of Example Building (Clough, 1970)

RESPONSE SPECTRUM



RESPONSE SPECTRUM

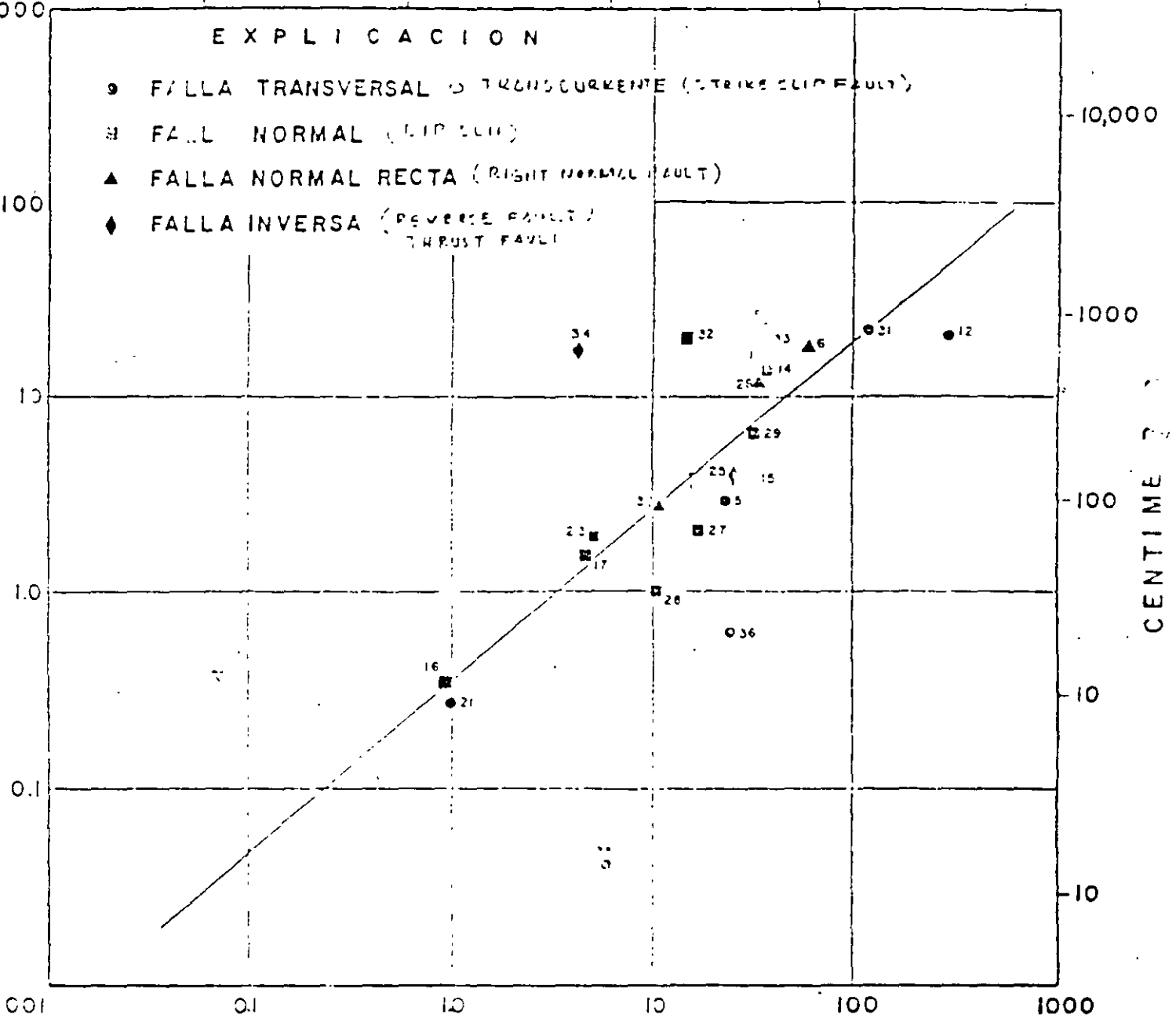


K I L O M E T R O S

0.1 1.0 10 100 1000

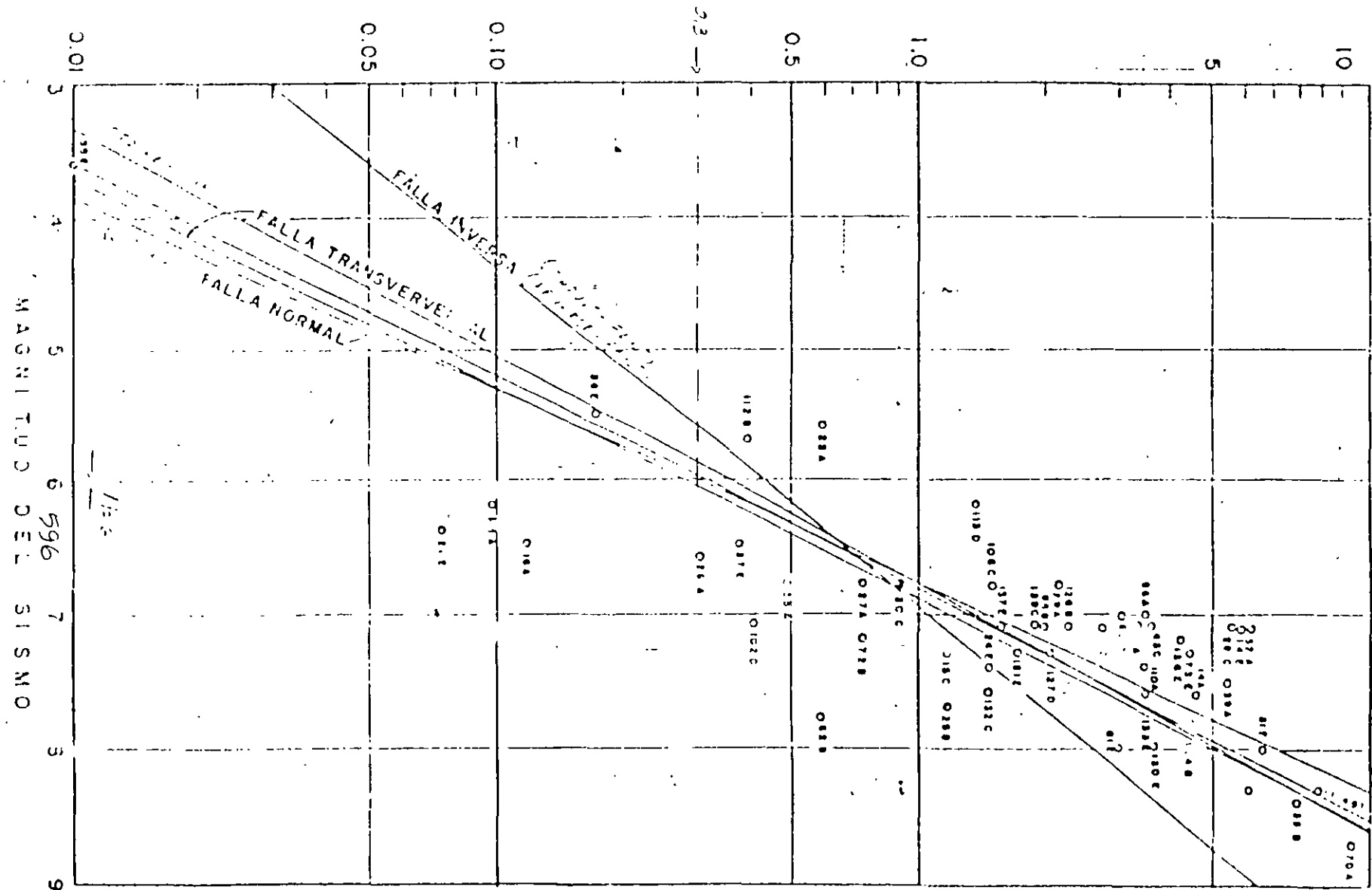
E X P L I C A C I O N

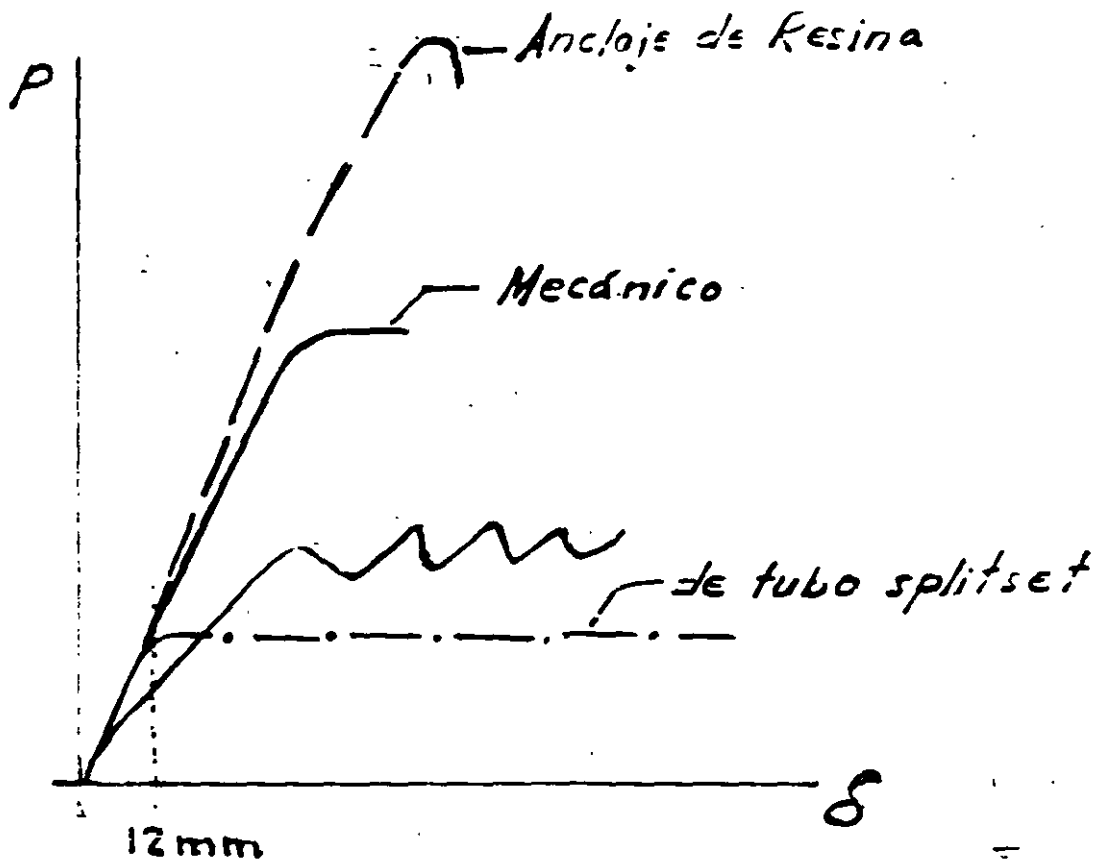
- FALLA TRANSVERSAL O TRANSCURRENTE (STRIKE SLIP FAULT)
- FALLA NORMAL (DIP SLIP)
- ▲ FALLA NORMAL RECTA (RIGHT NORMAL FAULT)
- ◆ FALLA INVERSA (REVERSE FAULT)
THRUST FAULT



RELACION ENTRE EL MAXIMO DESP AZAMIENTO SUPERFICIAL Y LA LONGITUD DE RUPTURA DE LA FALLA PRINCIPAL.

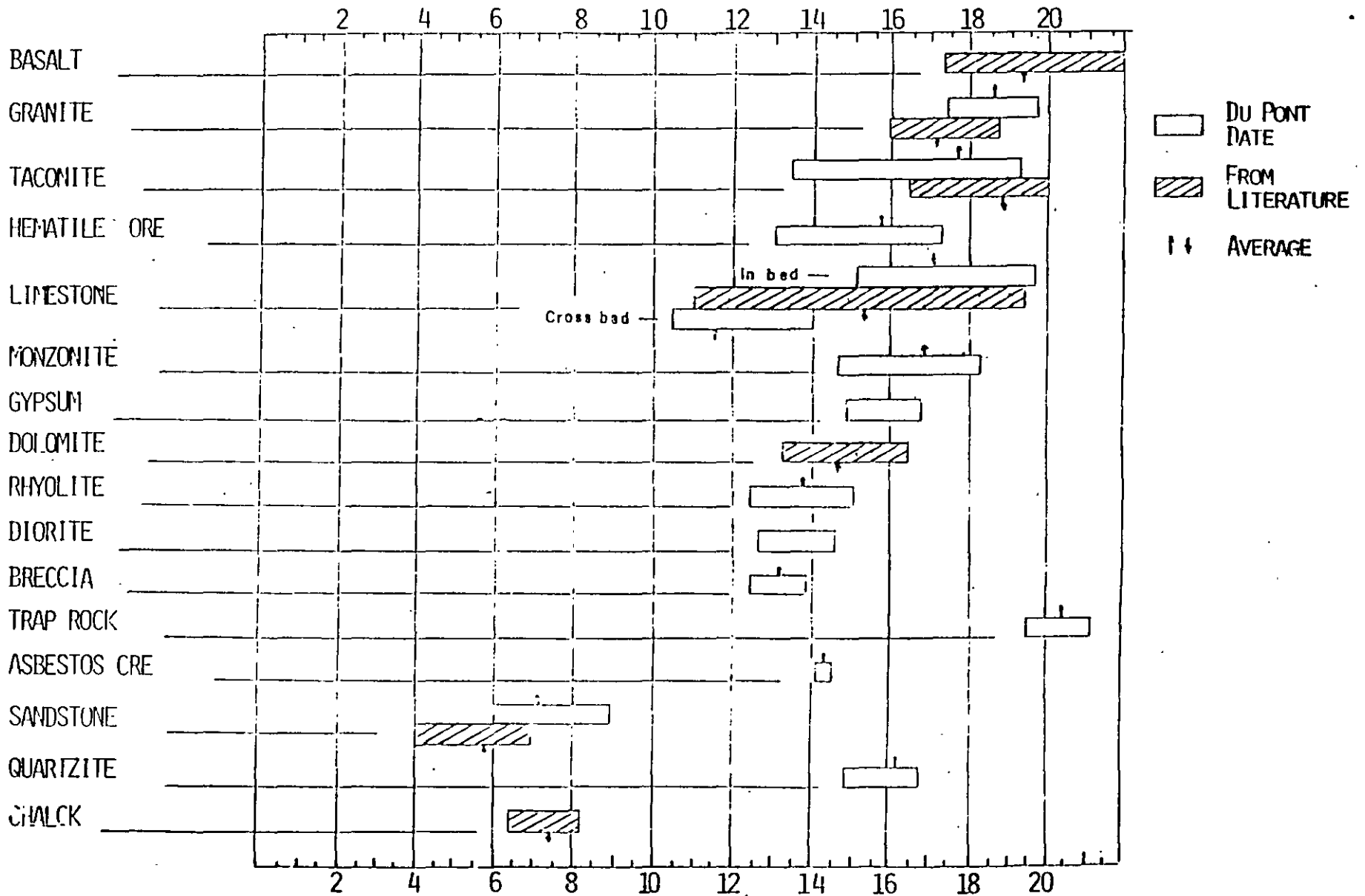
DESPLAZAMIENTO SUPERFICIAL MAXIMO DE FALLAS PRINCIPALES (METROS)





CURS: LABORA DE ROCAS
 VELOCIDAD SONICA DE LA ROCA

ROCK SONIC VELOCITY
 (X 10³ FT./SEC.)



598

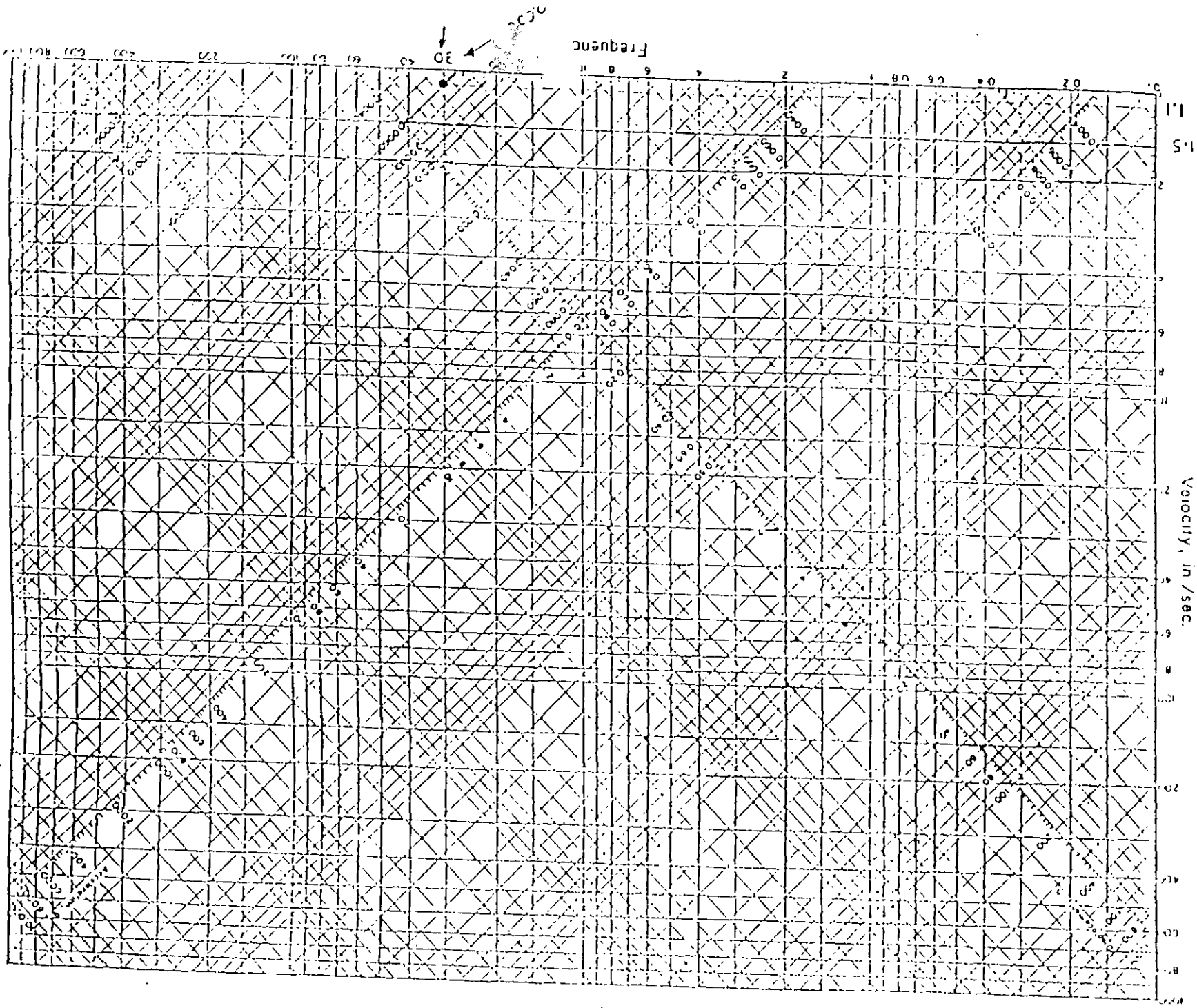


FIGURA 3 500
DIAGRAMA TRIPANTITA

HUMAN AND STRUCTURAL RESPONSE TO SOUND PRESSURE LEVEL

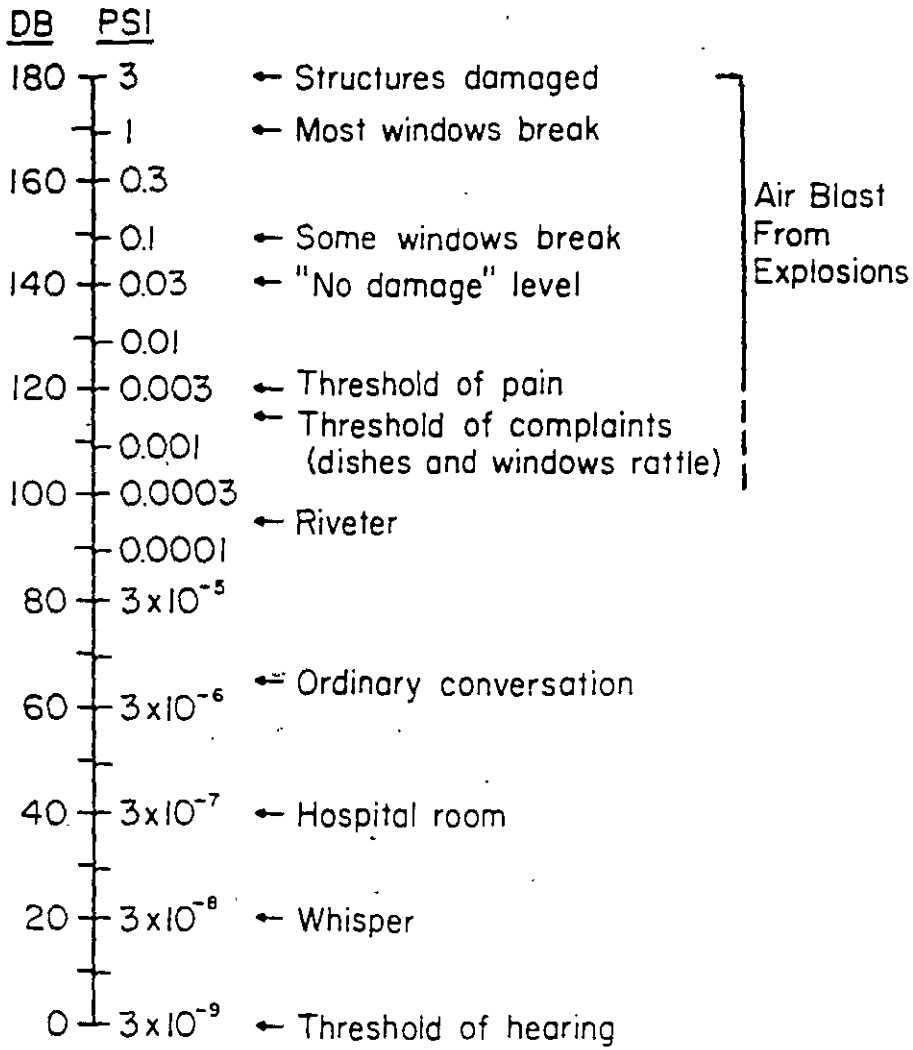
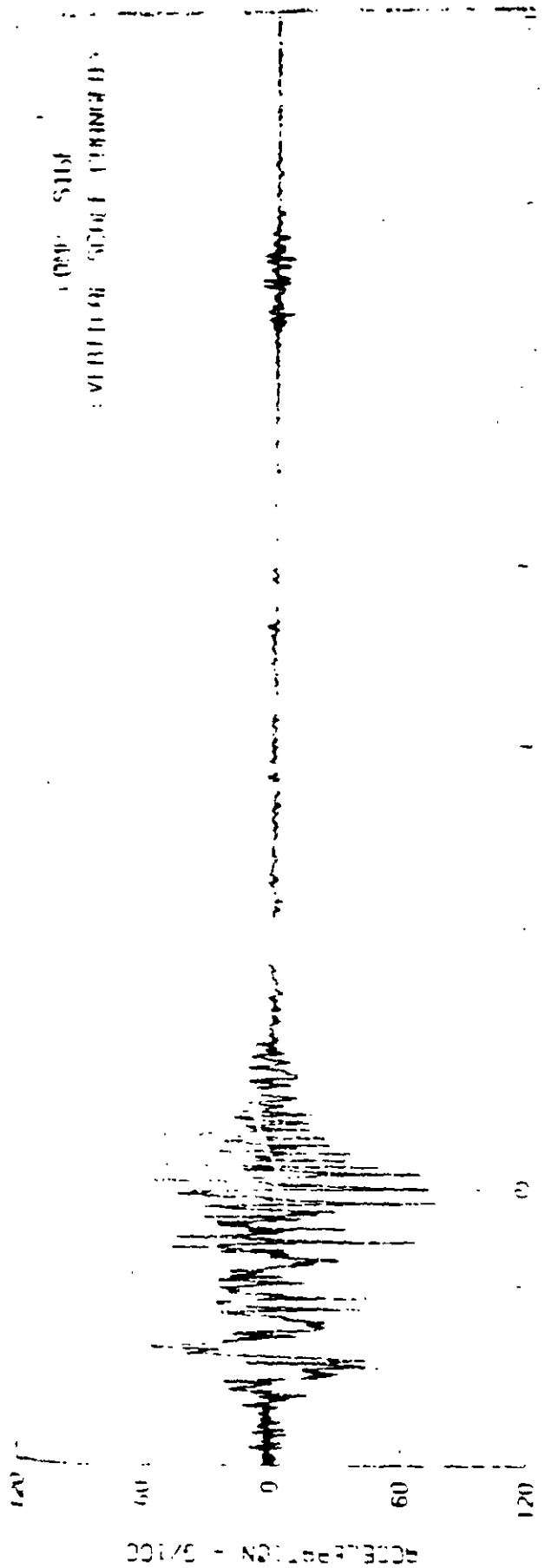


Figure V-3.

GENERAL RECORDS
VERTICAL 5000 FT CORNER



GENERAL RECORDS
VERTICAL 5000 FT CORNER



PROYECTOS Y PROYECTOS

ACCELERAGRAMAS REGISTRADOS
EN LA PRESA
PACIFICA, CALIFORNIA EN 1971

FECHA	AMPCSC	NOIA
NUMERO	FIG 3	25

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C.

CURSO: MARIANO RUIZ VAZQUEZ

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

AUTOPISTA TEHUACAN-OAXACA

TRAMO : KM 79 A KM. 115

CUACNOAPALAN-TEHUACAN-OAXACA

Raúl Cuéllar Boria

Leonardo Cañet ric

20 dic. 1960

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, t. a. una capa de suelo residual con materia orgánica y vegetación de más o menos ^{1m} de espesor. 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° 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. Concuera 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.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C.

**CURSO: MARIANO RUIZ LAZQUEZ
ESTABILIDAD DE TALUDES
3-4 JULIO, 1977**

TEMA:

CASO REAL

AUTOPISTA TEHUACAN-OAXACA

TRAMO: KM 79 A KM 115

CUACNOPALAN-TEHUACAN-OAXACA

Ing. Raúl Cuéllar Borja

Asesor Técnico

1º CONDICION: PESO PROPIO

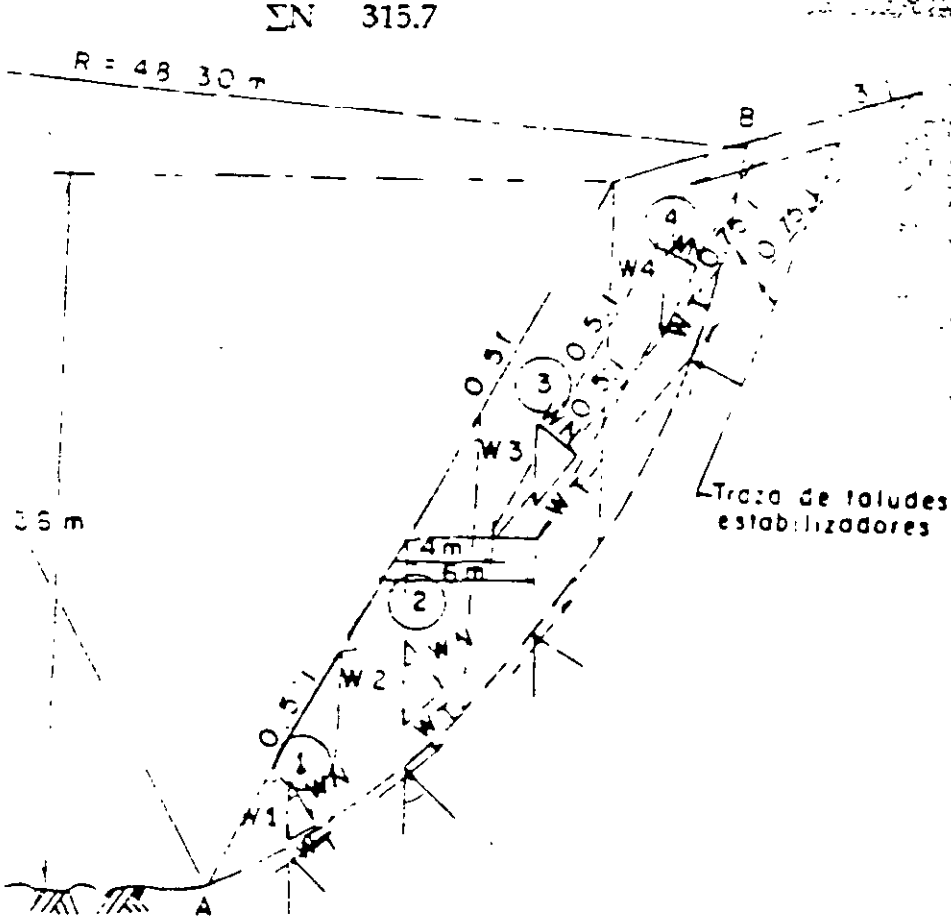
Cálculo del ángulo de fricción a la falla real, inclinado considerando cohesión $c = 0$ y un coeficiente de seguridad $F.S. = 1$ para la condición actual de peso propio, el equilibrio límite resulta un ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$

DOVEL	W TON	WN = W COS α TON	TAN α SEN α TON
1	52.8	42.5	24.3
2	145.2	102.2	82.7
3	211.2	128.8	162.4
4	118.8	81.7	61.2
TOTAL:		315.7	412.6

$$F.S. = \frac{C \cdot AB + \sum N \tan \phi}{\sum T}$$

Para $C = 0$ y $F.S. = 1$

$$\tan \phi = \frac{\sum T}{\sum N} = \frac{412.6}{315.7} = 1.3069; \therefore \phi = 52.6^\circ = \text{Ángulo de fricción a la falla}$$



Pesos (Ton)

$$W_1 = \frac{8 \times 6 \times 2.24}{2} \text{ t/m}^2 = 52.8 \text{ ton}$$

$$W_2 = \frac{8 + 14 \times 6 \times 2.2}{2} = 145.2$$

$$W_3 = \frac{18 + 14 \times 6 \times 2.2}{2} = 211.2$$

$$W_4 = \frac{18 \times 6 \times 2.2}{2} = 218.8$$

1ª CONDICIÓN: PESO PROPIO
 2º TANTEO CON RADIO $r = 40.3$ M.
 RESULTA ESTABLE CON UN F.S. = 1.83

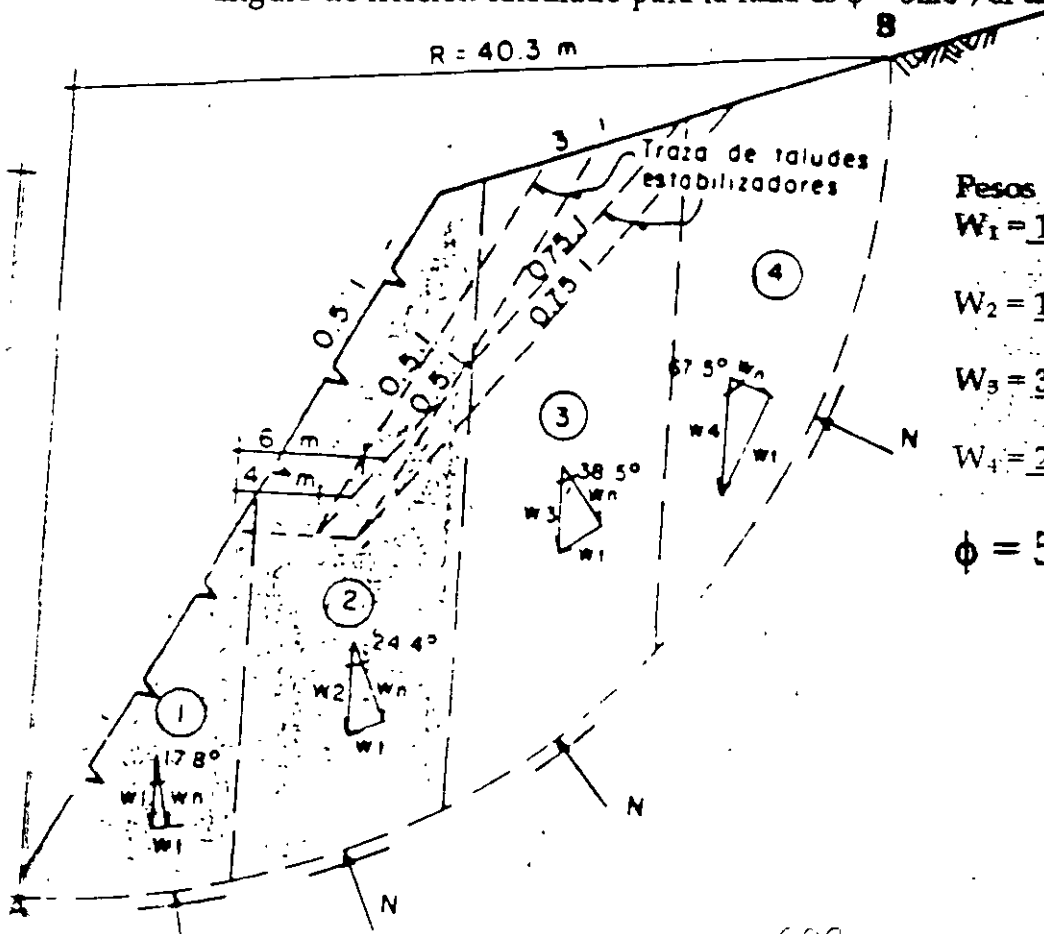
DOVEL	W	WN = W COS θ	WT = W SEN θ
A	TON	TON	TON
1	202.4	197.4	44.8
2	544.5	495.9	224.9
3	628.1	491.6	391.0
4	286.0	109.5	264.3
TOTAL:		1294.4	925.0

$$F.S. = \frac{C \cdot AB + \sum N \tan \phi}{\sum T}$$

$$\therefore F.S. = \frac{1294.4 \tan 52.6^\circ}{925} = 1.83; \text{ Equilibrio estable}$$

$$\text{Para } F.S. = 1; \quad \tan \phi = \frac{925}{1294.4} = 0.7146 \therefore \phi = 35.6^\circ$$

- 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)

$$W_1 = \frac{10 \times 18.4 \times 2.2}{2} = 202.4$$

$$W_2 = \frac{18 \times 31.1 \times 10 \times 2.2}{2} = 554.5$$

$$W_3 = \frac{31.1 \times 26 \times 10 \times 2.2}{2} = 628.10$$

$$W_4 = \frac{26 \times 10 \times 2.2}{2} = 286$$

$$\phi = 52.6; C = 0$$

REFRISIÓN DE TALUDE 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

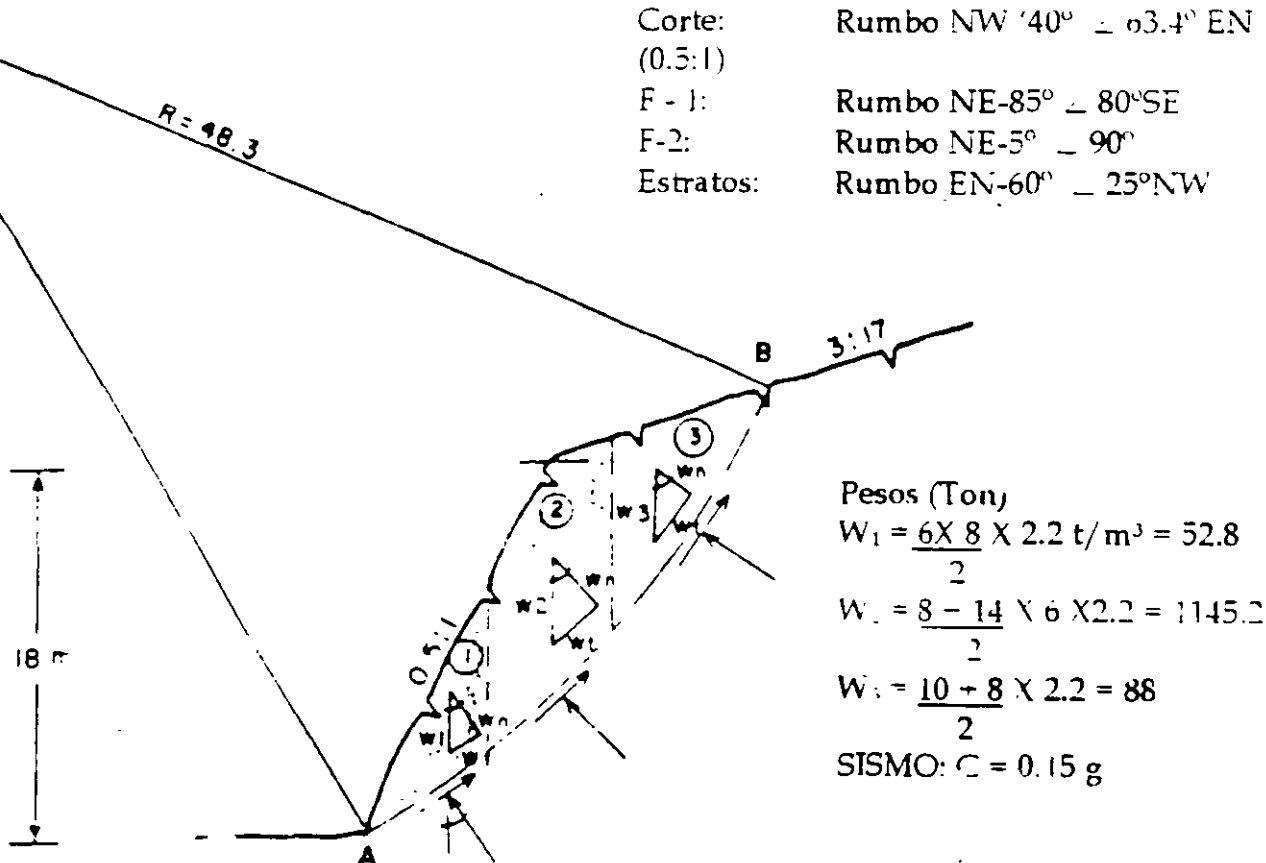
1ª Condición: Peso propio: con ángulo de fricción $\phi = 52.6^\circ$
 Resulta un F.S. = 1.25 que significa equilibrio estable

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	6.4
2	114.5	102.7	102.7	17.2	15.4	15.4
3	88	50.9	71.8	13.2	10.8	7.6
		196.1	205.8		30.9	29.4

2ª Condición: Peso propio + sismo

$$F.S. = \frac{0 + (196.1 - 30.9) \tan 52.6^\circ}{205.8 + 29.4} = \frac{216.1}{235.2} \Rightarrow F.S. = 0.92 \Rightarrow \text{Inestable}$$

Corte: Rumbo NW $40^\circ \pm 63.4^\circ$ EN
 (0.5:1)
 F-1: Rumbo NE- $85^\circ \pm 80^\circ$ SE
 F-2: Rumbo NE- $5^\circ \pm 90^\circ$
 Estratos: Rumbo EN- $60^\circ \pm 25^\circ$ NW



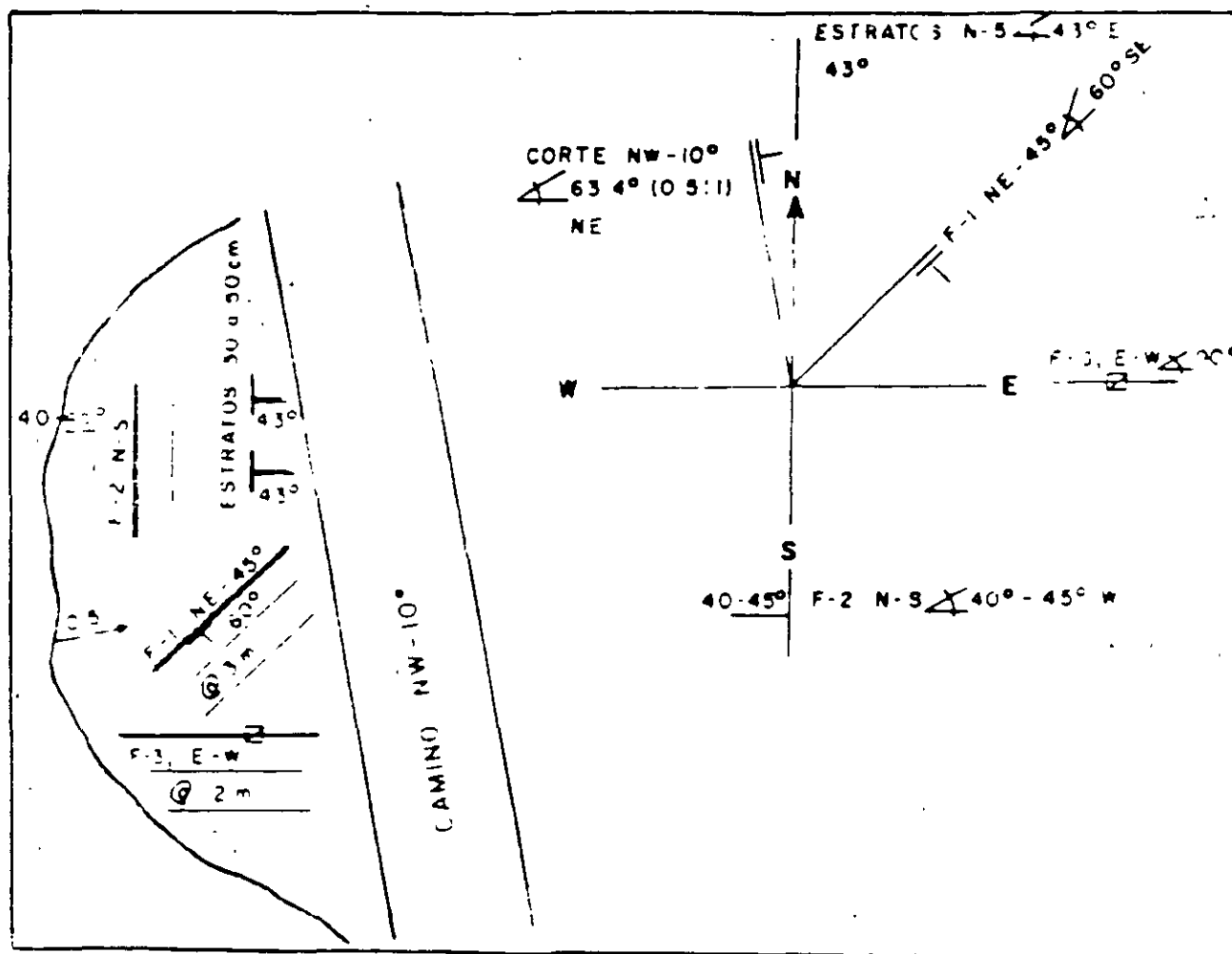
ESTRATOS N-S \rightarrow 43° E

CORTE: NW-10° \rightarrow 63.4° EN (0.5:1)

F-1: EN-45° \rightarrow 60° se \approx 3 m

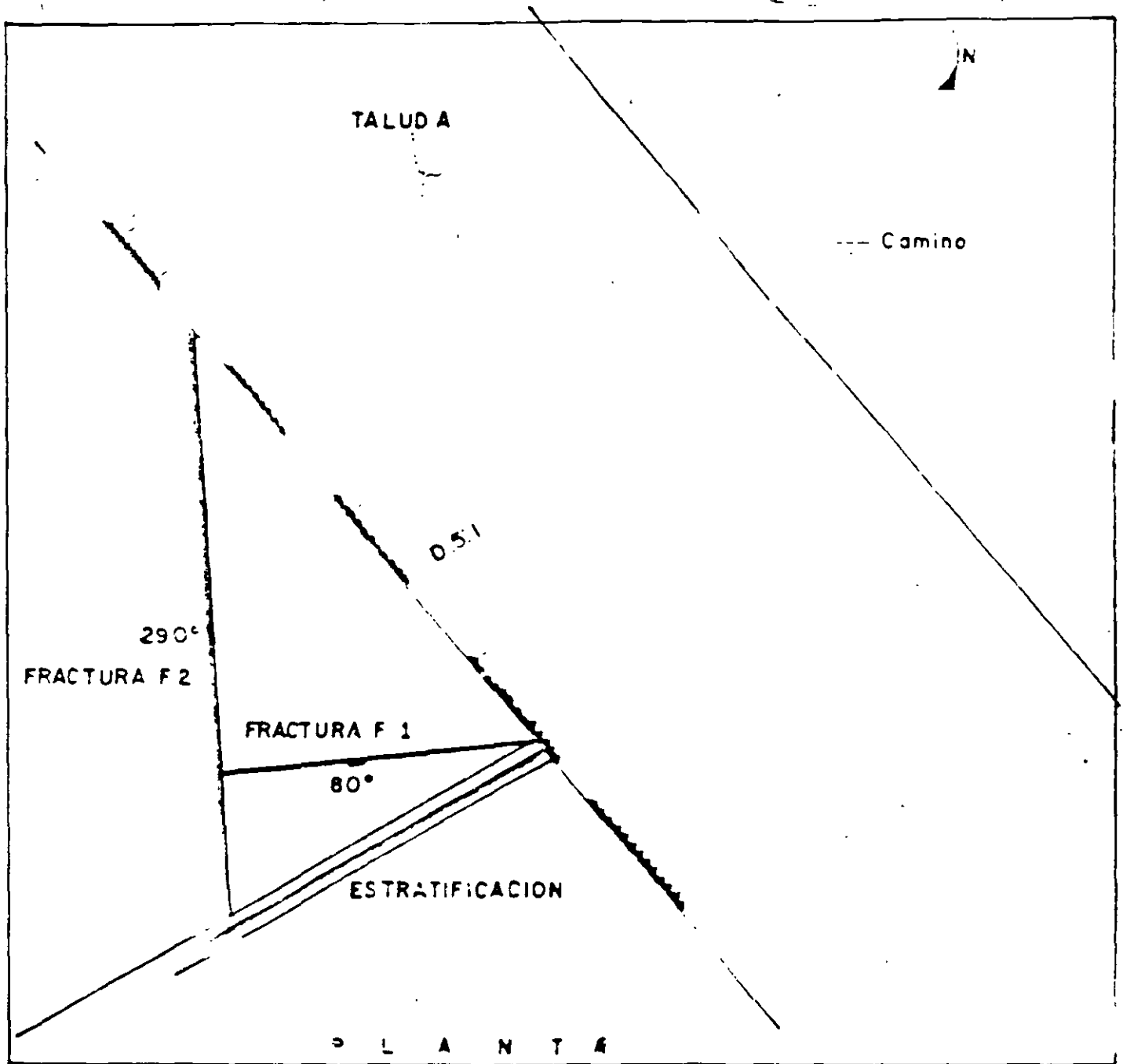
f-2: NS \rightarrow 40°-45° w \approx 2 m < F-3 EW \rightarrow 90°

ESTRATOS: N-S \rightarrow 43° E espesor 30 a 50 cm



TALUD 84 + 000

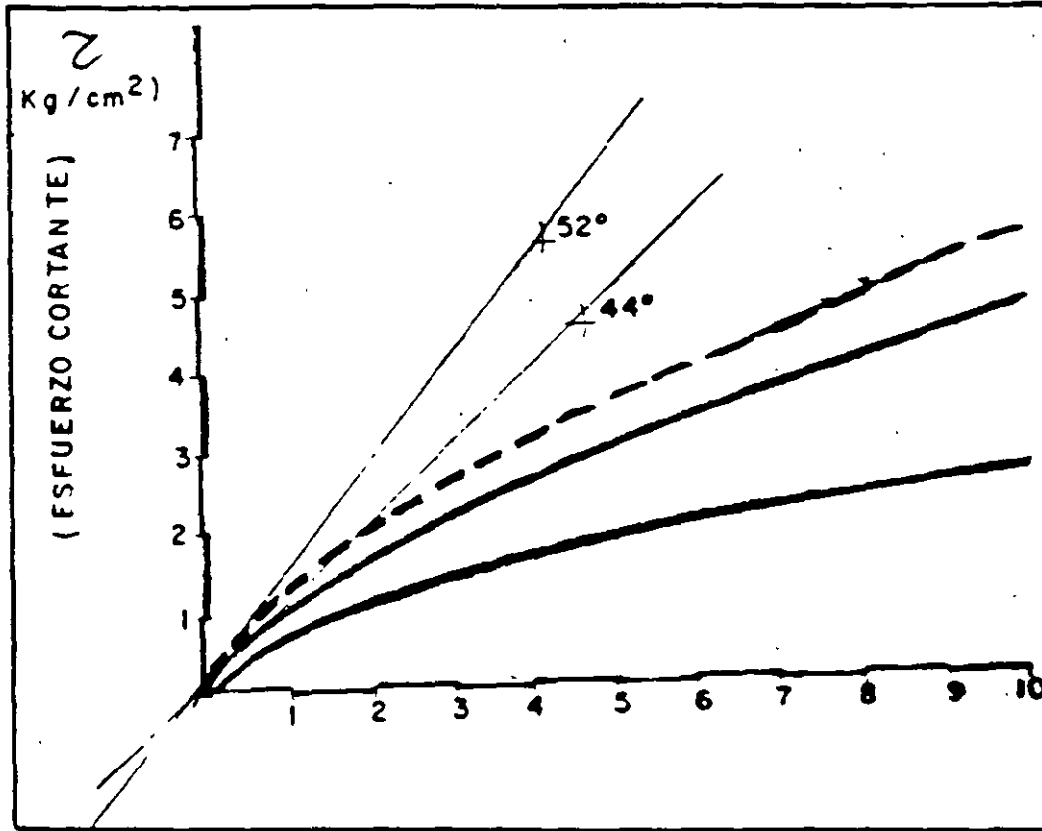
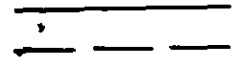
Las cuñas que se forman con la intersección de las discontinuidades no pueden deslizar hacia la excavación.



LEY DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO
(HOEK)

- Rocas carbonatadas caliza
- Resistencia de la roca intacta

$R_c = 500 \text{ kg/cm}^2$
 $R_c = 0.800 \text{ kg/cm}^2$



Macizo Rocoso
de mala calidad
($Q=0.01$)

(Kg/cm²)
Esfuerzo
normal

ANÁLISIS DEL DESCONCHAMIENTO OCURRIDO

1. PESO PROPIO

a) Macizo rocoso de muy mala calidad ($Q = 0.01$)

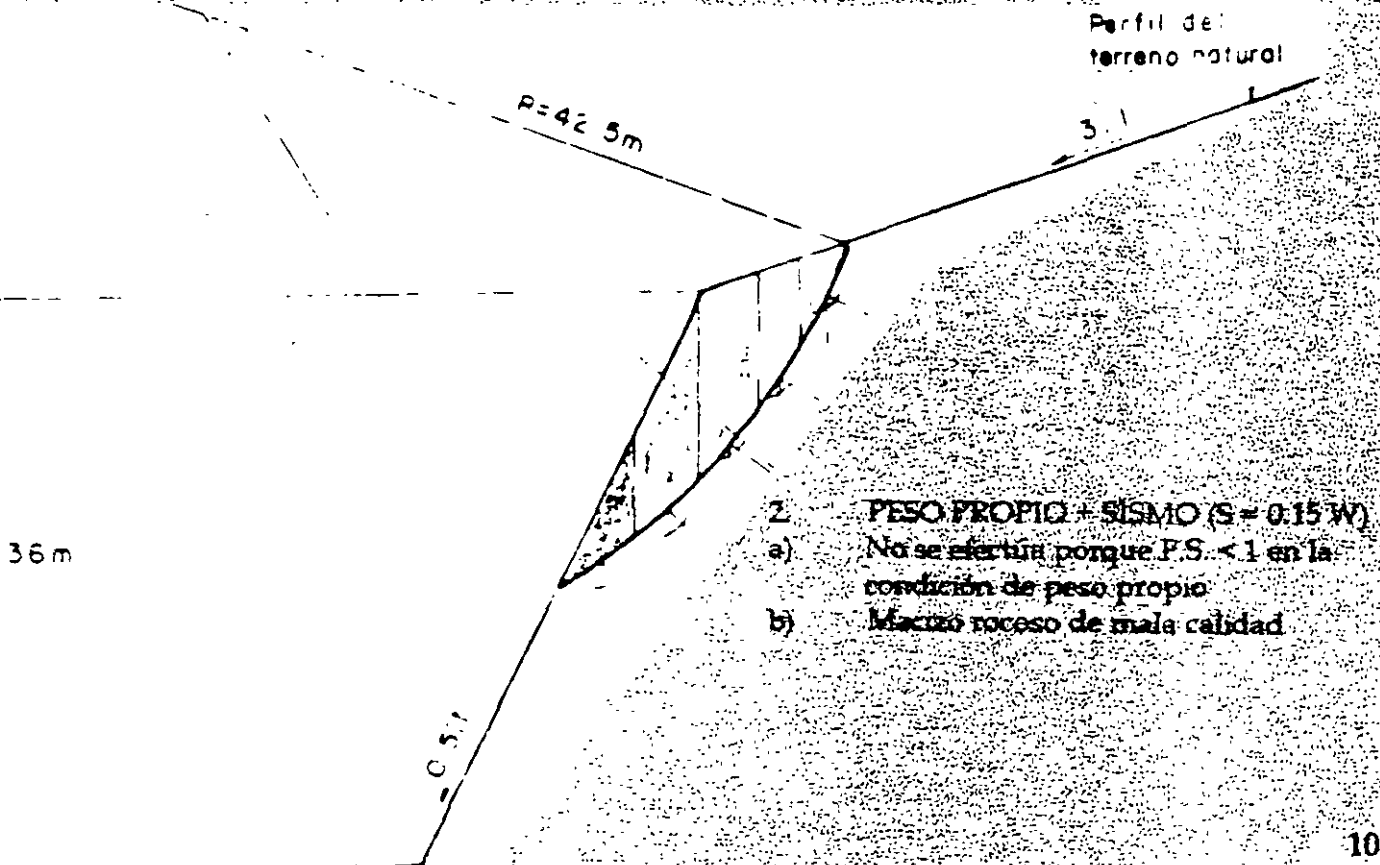
DOVELA	W_i (m)	L_i (m)	θ_i	T_i (ton)	N_i (ton)	m (ton/m ²)	n ton/m ²	nL_i ton
1	22.5	7.5	64°	20.2	99	13	2.6	19.5
2	16.9	4	56°	38.9	26.2	6.6	6.1	24.4
3	98.4	6.0	99°	74.3	74.3	124	8.5	51.0
4	86.7	5.2	42°	38.0	64.4	124	8.3	41.2
5	34.5	5.2	35°	19.8	28.3	5.4	5.5	28.6
				211.2				167.7

F.S. = 0.8

b) Macizo rocoso de mala calidad ($Q = 0.1$)

DOVELA	L_i (m)	m (ton/m ²)	n ton/m ²	nL_i ton
1	7.5	13	4.0	30
2	4	6.6	8.7	34.8
3	6	124	12.5	75
4	5.2	124	12.3	65
5	5.2	5.4	7.8	40.6
		211.2		245.4

F.S. = 1.16



ANALISIS CONSIDERANDO UNA FALLA AL PIE DEL TALUD

1. PESO PROPIO

a) Macizo rocoso de muy mala calidad

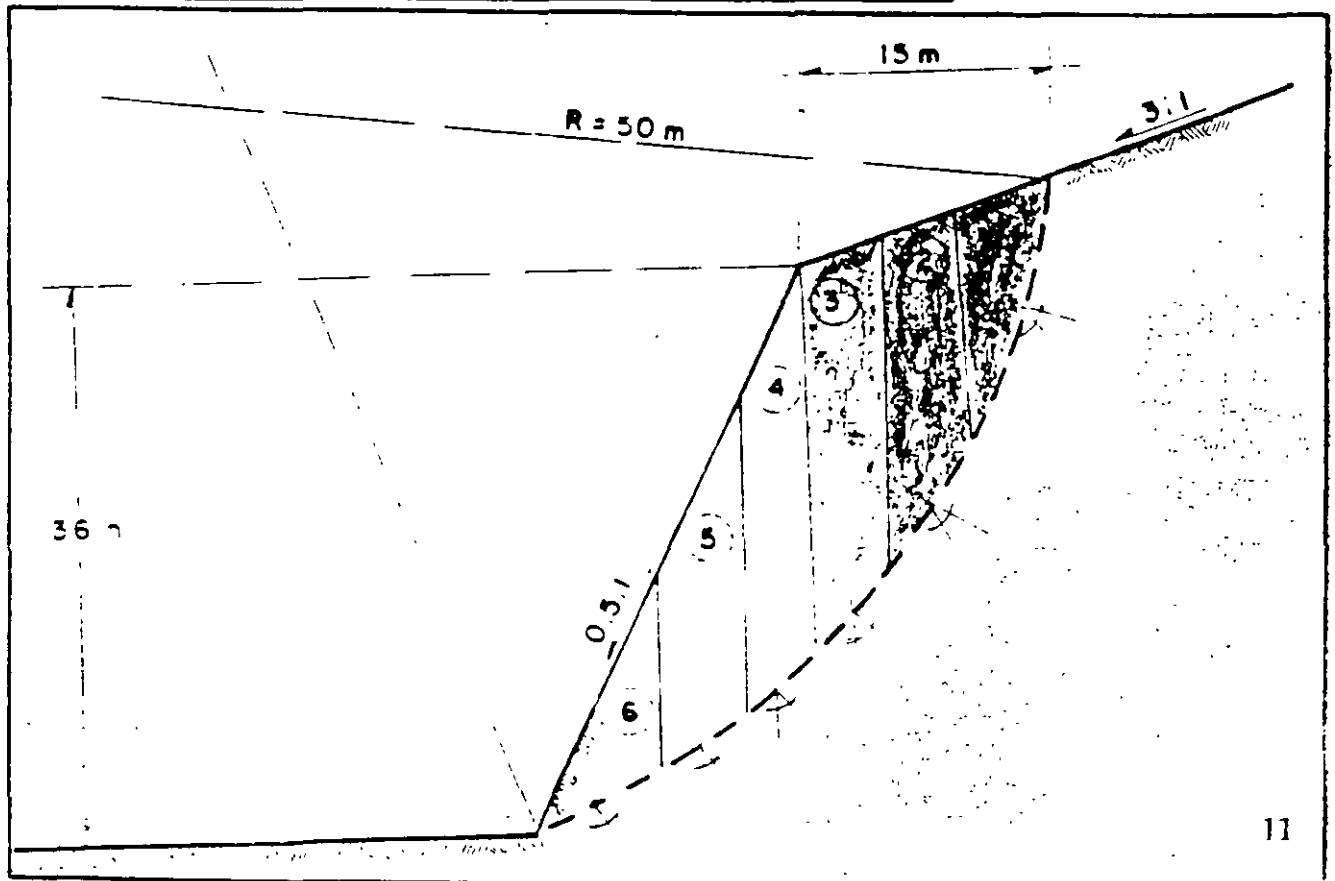
DOVELA	W _i (ton)	L _i (m)	θ _i	T _i (ton)	N _i (ton)	c _i (ton/m ²)	τ _i ton/m ²	τ _i L _i ton
1	93.8	18	73°	89.7	27.4	1.5	2.8	50.4
2	225	9	57°	188.7	122.5	13.6	9.0	81
3	287.5	7.5	48°	213.7	192.4	25.7	12.6	94.5
4	210.9	5	40°	135.6	161.6	32.3	14.2	71
5	210	6	33.5°	110.4	166.8	27.8	13.1	78.6
6	112.5	8	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 Rc = 500 kg/cm²

DOVELA	L _i (m)	T _i (ton)	c _i (ton/m ²)	τ _i ton/m ²	τ _i L _i 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	Li (m)	Ti (t·n)	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	α_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	177.3
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 (5 = 0.15 w)

DOVELA	Wi (ton)	Si (m)	θ_i	Ti (ton)	Ni (ton)	Li	σ_i (ton/m ²)	τ_i (ton/m ²)	α_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	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. =

c) Macizo rocoso de mala calidad (con RC = 300 kg/cm² para la roca intacta)

DOVELA	L ₁ (m)	T ₁ (ton)	σ ₁ (ton/m ²)	σ ₂ (ton/m ²)	σ _L ton
1	18		1.5	5.8	101.4
2	9		13.0	10.1	144.9
3	7.5		25.7	23.5	176.2
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 (δ = 0.15 w)

DOVELA	W ₁ (ton)	S ₁ (m)	θ ₁	T ₁ (ton)	N ₁ (ton)	L ₁	σ ₁ (ton/m ²)	σ ₂ (ton/m ²)	σ _L 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	145.1
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	147.2	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

ANALISIS 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 $RC = 800 \text{ kg/cm}^2$)

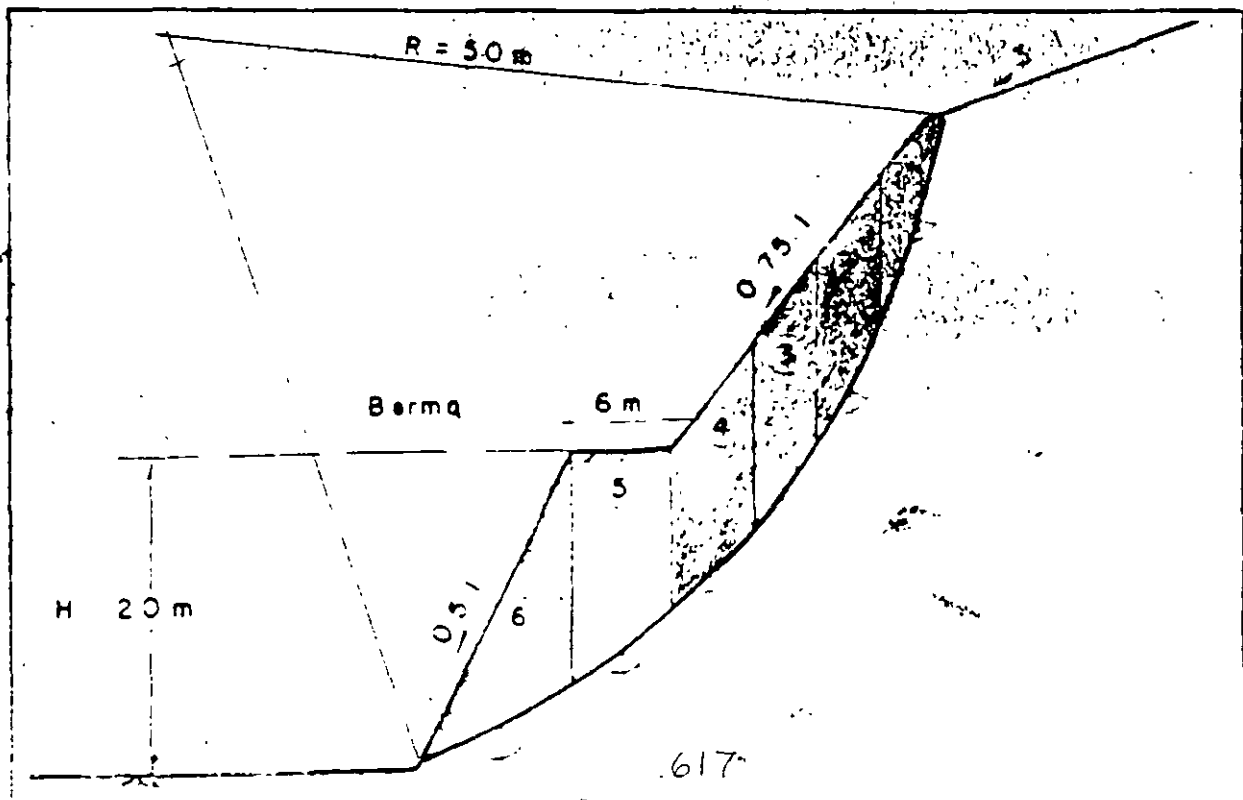
DOVELA	W_i (ton)	L_i (m)	α_i	T_i (ton)	N_i (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i ton/m ²	$n_i L_i$ ton
1	39.4	14	75°	38.1	10.2	0.7	4.7	65.8
2	93.8	8	63°	83.6	42.6	5.2	9.6	76.8
3	107.8	6.5	54°	87.2	68.4	9.8	18.3	85.5
4	134.4	7	46°	96.7	93.4	13.9	15.9	111.3
5	187.5	7.5	38°	115.4	147.8	19.7	20.0	150
6	165	10.5	28°	77.5	145.7	13.9	16.3	171.1
				498.5				661.6

F.S. = 1.33

2. PESO PROPIO + SISMO (0.15 W)

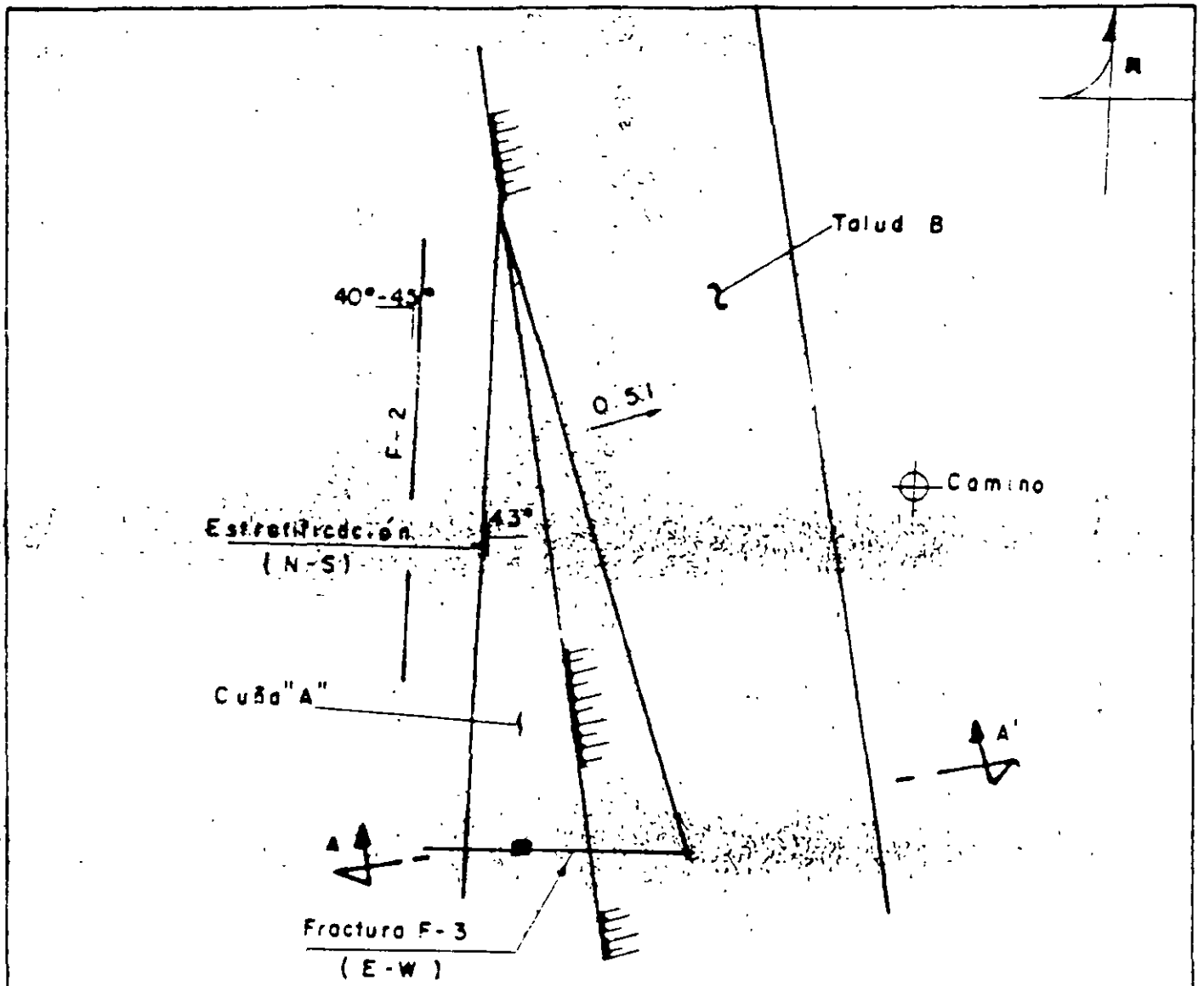
DOVELA	W_i (ton)	S_i (m)	α_i	T_i (ton)	N_i (ton)	σ_i (ton/m ²)	τ_i ton/m ²	$n_i L_i$ ton
1	39.4	5.9	75°	39.6	9.5	0.3	0.3	58.8
2	93.8	14.1	63°	90.0	30.0	8	8.8	65.6
3	107.8	16.2	54°	96.7	50.3	6.5	7.7	76.1
4	134.4	20.2	46°	110.7	78.8	7	11.3	100.8
5	187.5	28.1	38°	137.6	130.5	7.5	17.4	139.5
6	165	24.8	28°	99.4	139.0	10.5	12.8	162.8
				574				603.6

1.0

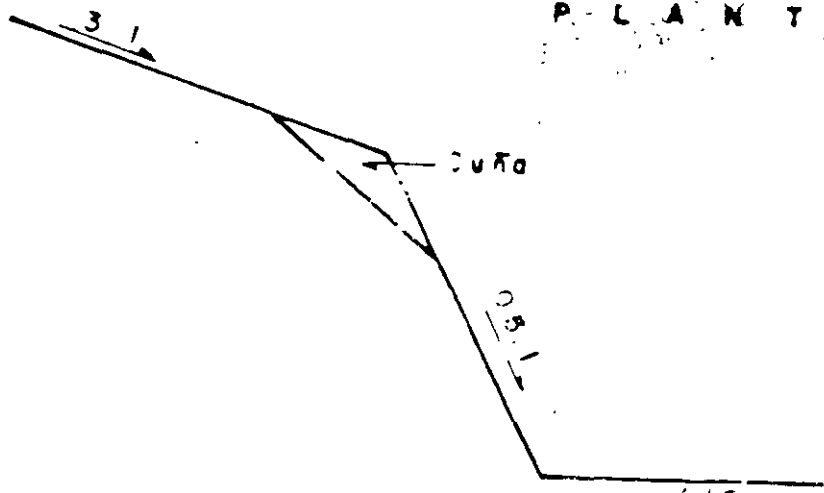


KM 81 + 800

Areniscas de grans fino, estratificación de 30 a 50 cm buzando hacia el corte con echado de 43°, más transfamilias de fracturas.

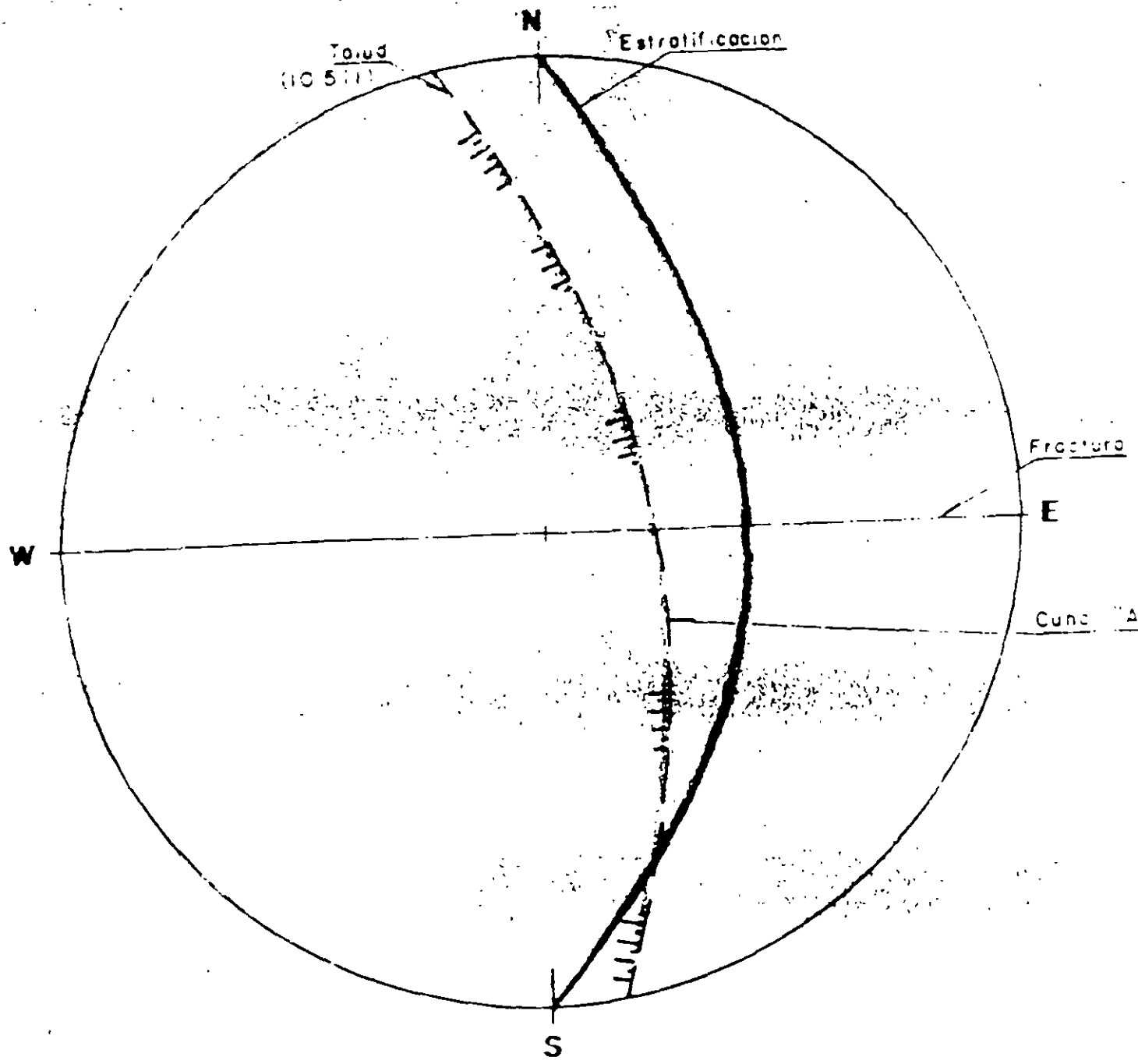


P L A N T A



CORTE A-A

618



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
 $S = 0.05 W$

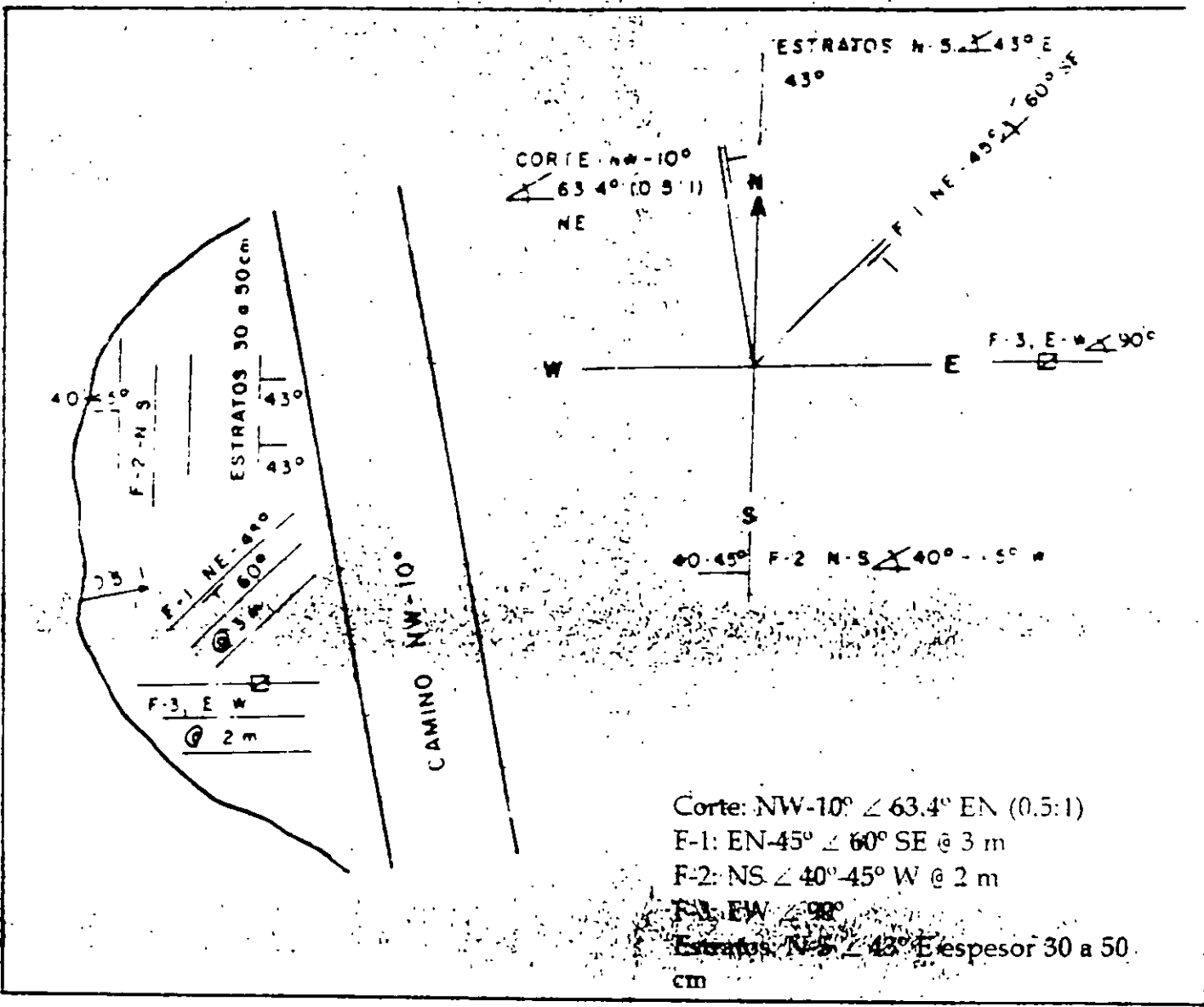
$$F.S. = \frac{(W \cos \theta - 0.15 W \text{ Sen } \theta) \tan \phi_e}{W \text{ sen } \theta + 0.15 W \cos \theta} = 1.2$$

$$F.S. = \frac{(\cos 43^\circ - 0.15 \text{ sen } 43^\circ) \tan \phi_e}{\text{sen } 43^\circ + 0.15 \cos 43^\circ} = \frac{0.6291 \tan \phi_e}{0.7917} = 1.2$$

$$\phi_e = 56^\circ$$

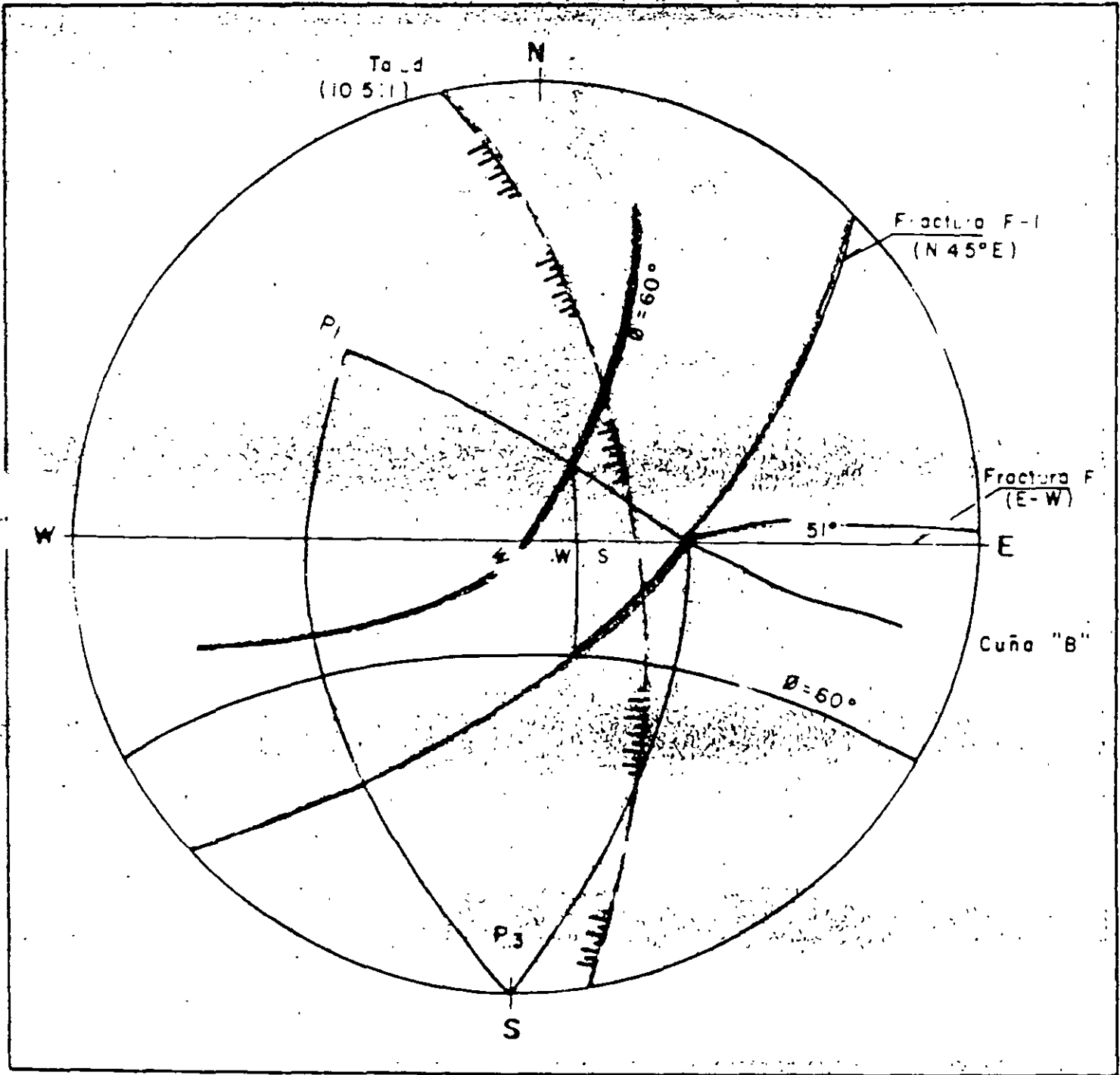
Conclusión: Se requiere tratamiento de anclaje conforme se profundice el corte o tender el talud a 45° (pendiente 1:1) sin bermas o tender el talud a 0.75:1 más anclajes y drenes

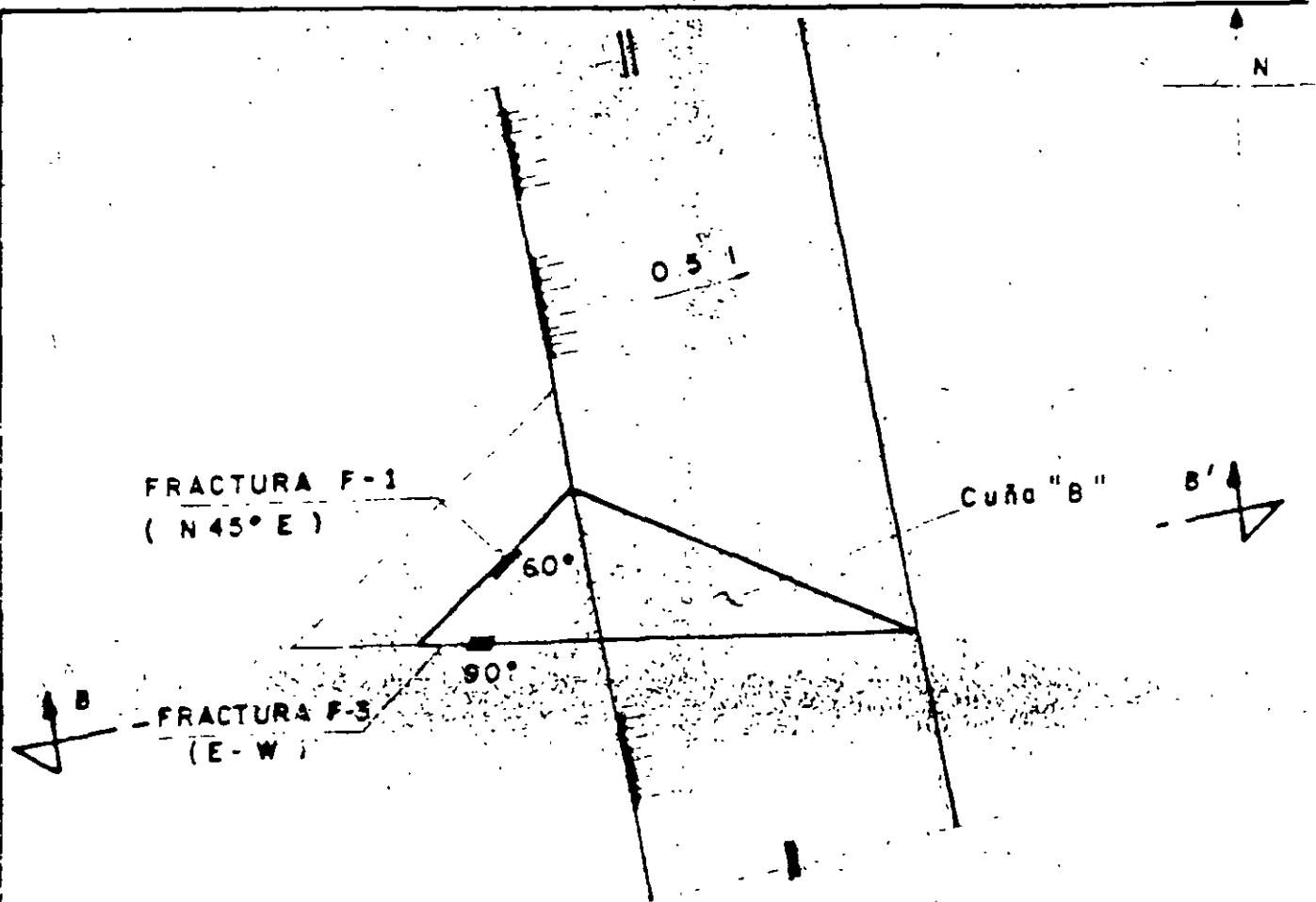
TALUD KM 81 + 800



Corte: NW-10° \angle 63.4° EN (0.5:1)
 F-1: EN-45° \angle 60° SE @ 3 m
 F-2: NS \angle 40°-45° W @ 2 m
 F-3: EW \angle 90°
 Estratos: N-S \angle 43° E espesor 30 a 50 cm

TALLER

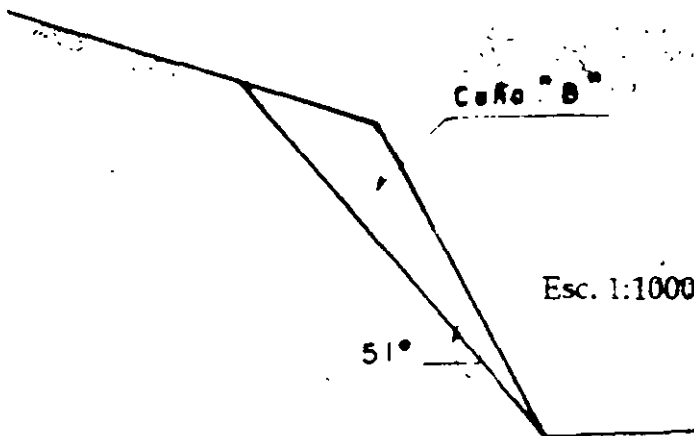




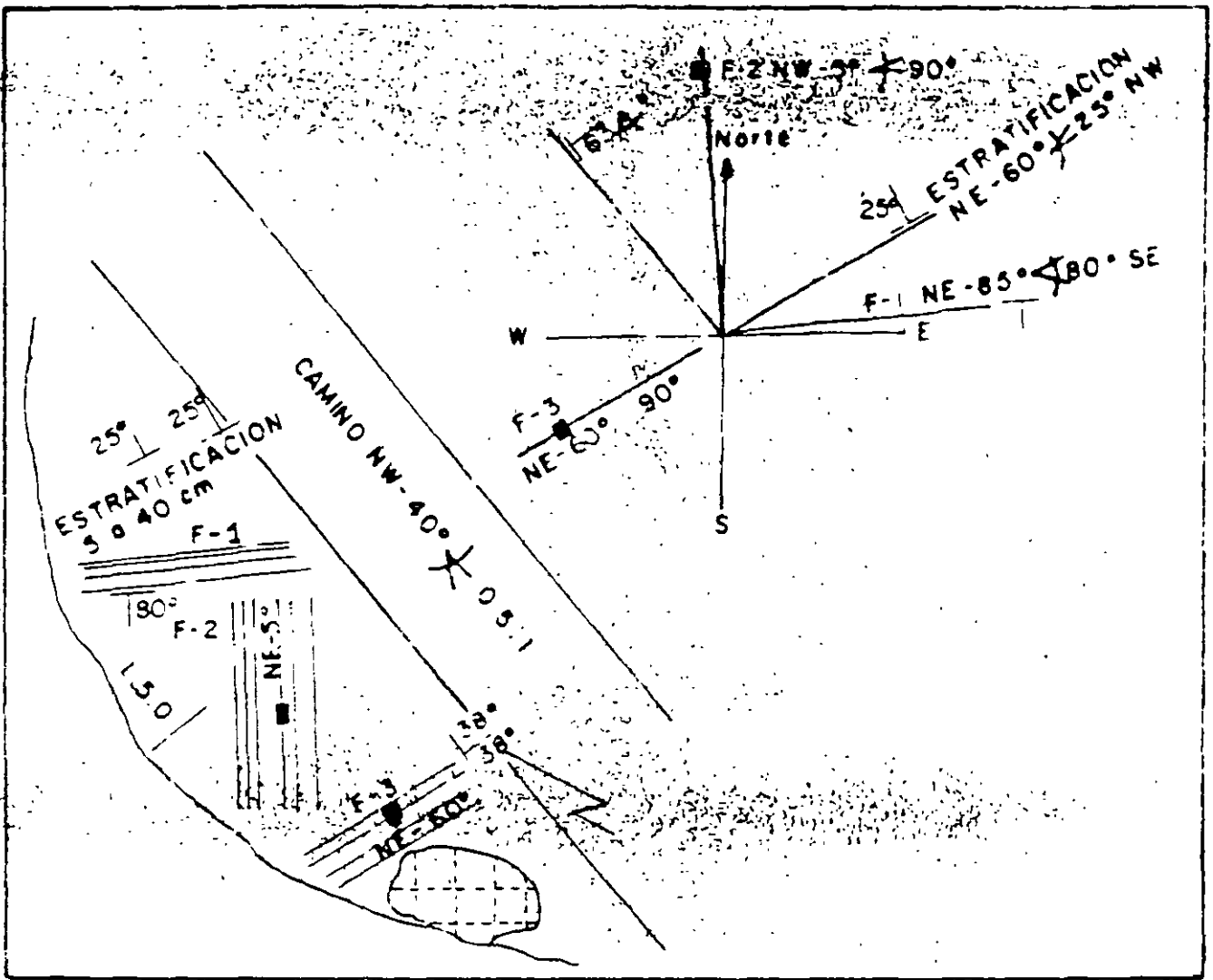
P L A N T A

LA TIENDA PUEDE OCURRIR
 POR DESLIZAMIENTO POR LOS
 PLANOS DE FRACTURAS F1 Y
 F3 (FALLA DE CUÑA)

SE REQUIERE UN ANGULO DE
 FRICCIÓN DE LOS PLANOS DE
 LAS FRACTURAS DE $\phi > 51^\circ$

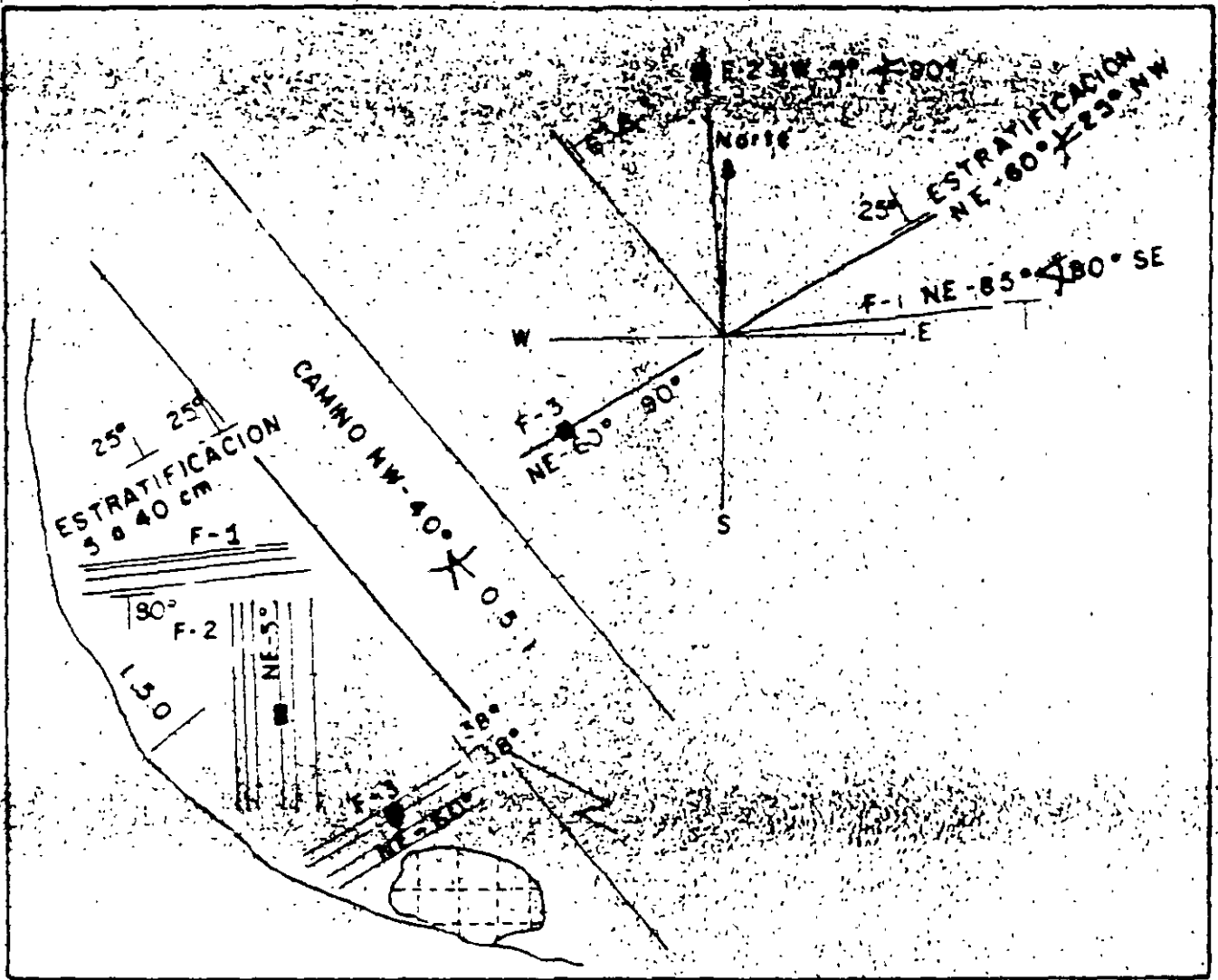


CORTE B - B'



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° \perp 80° SE
 F-2: Rumbo EN-5° \perp 90°
 Estratos: Rumbo EN-60° \perp 25° NW

(Desconchamientos en la parte superior)
 Zona de falla de talud: local en rocas alternadas, caliches y brechas que va ha sido corregida mediante bermas



F-1 separación 20 a 50 cm
 F-2 separación 20 a 50 cm
 Estratos de 30 cm de espesor
 Corte: Rumbo NW-40° / 63.4° EN (0.5:1)
 F-1: Rumbo EN-85° / 80° SE
 F-2: Rumbo EN-5° / 90°
 Estratos: Rumbo EN-40° / 25° NW

(Desconchamientos en la parte superior)
 Zona de falla de talud en las rocas alternadas, cañones y grietas 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 φ

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 φ = 42°, entonces:

$$F.R. = 21\,042 \tan \phi = 18\,946 \text{ t}$$

$$\therefore F.D. = 43\,142 - 18\,946 = 24\,196 \text{ t}$$

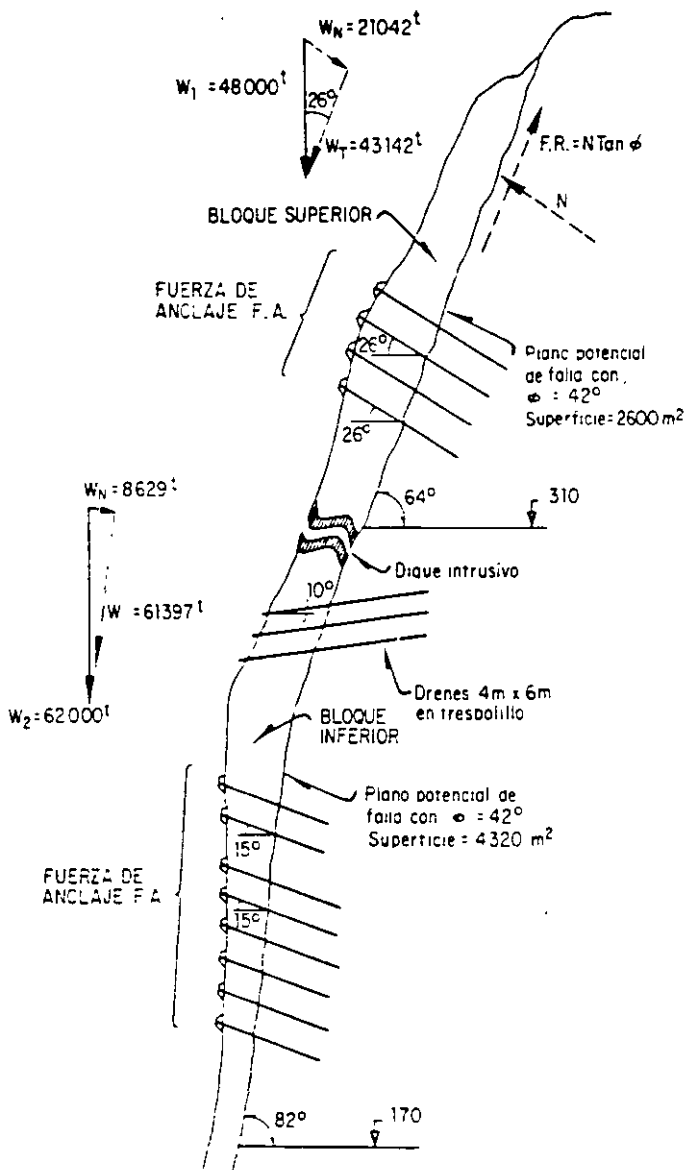


Fig 1. Geometría del bloque inestable.

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:

$$F.A. = F.D. / \tan \phi = 24196 / \tan 42^\circ = 26872 \text{ toneladas}$$

$$\text{Número de anclajes} = 26872 / 180 = 149, \text{ sean } 150 \text{ as}$$

Area de influencia por anclaje = $2600 \text{ m}^2 / 150 = 17.3 \text{ m}^2$, 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:

$$\therefore FA = 53627 / \tan 42^\circ = 59559 \text{ t}$$

$$\text{Número de Anclajes} = 59559 / 180 = 331 \text{ piezas}$$

Area de influencia por anclaje = $4320 / 331 = 13 \text{ m}^2$, por lo que la plantilla de anclajes será 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:

$$LA = T / P \cdot V_c \dots \dots \dots (2)$$

donde:

T = fuerza de tensión de la barra de anclaje, en kg

P = perímetro de la barra = πd , en cm

V_c = esfuerzo cortante en el mortero = $0.06 f'_c$, en kg/cm^2

$$LA = 90000 / 12 \times 12 = 625 \text{ cm}, \text{ sean } 6.50 \text{ m}$$

\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 recomienda 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 de distancia horizontal entre líneas, con distribución en tresaolillo. La longitud de los barrenos deberá ser 6 m más largos que los anclajes

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

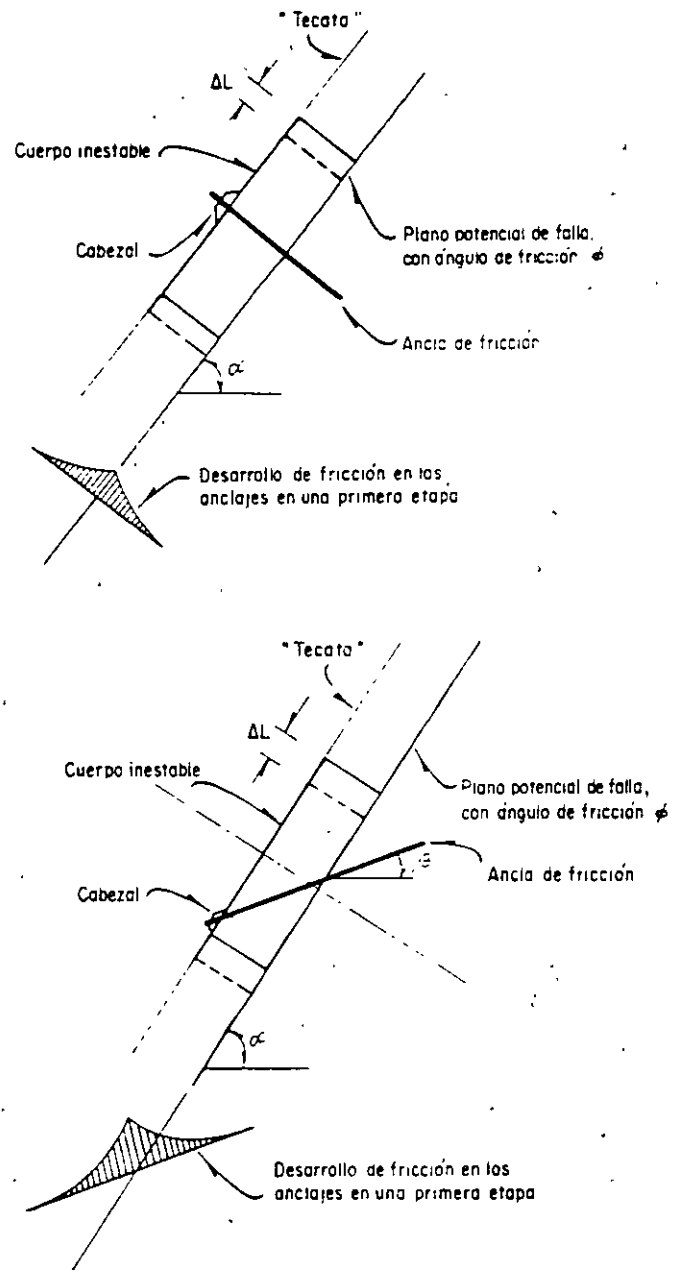


Fig 2. Alternativas de dirección de los anclajes de fricción.

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 dolomias, conocidas como Formación El Doctor; en este sitio la estructura es una cabalgadura regional donde la Formación El Doctor sobryace 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 buzán 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. Nótase 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).

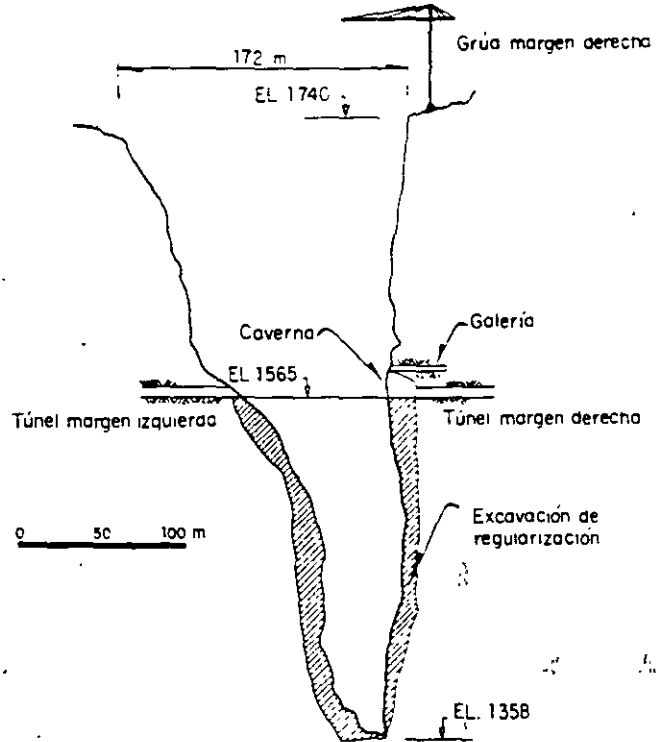


Fig. 3 Perfil del cañón en el sitio de la cortina.



Fig. 4 Corte transversal de la caverna de margen derecha.

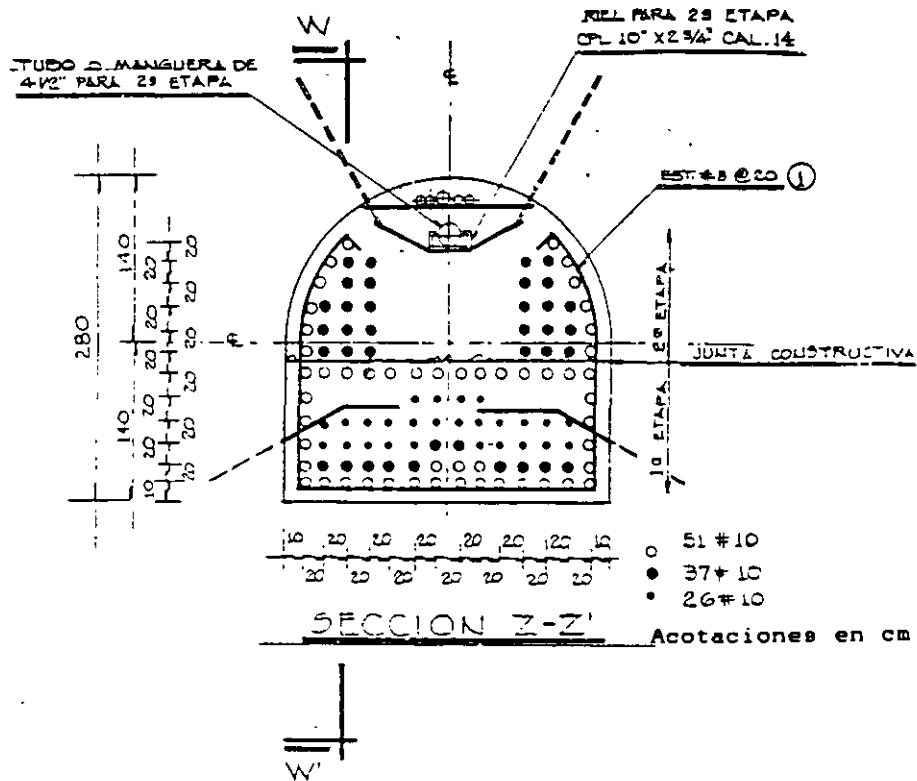


Fig. 5 Sección de las trabes en galería, mostrando el armado.

3 Hipótesis de diseño de las trabes.

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 la caverna.

Hipótesis:

- Transmitir la carga de la bóveda de la caverna, al interior del macizo rocoso, mediante "trabes 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 cañon 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 cañon del río, se suspendió la excavación del túnel y se inició la excavación de las galerías para las trabes 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 Liebhjerr 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 traveses de anclaje. La excavación se hizo a sección completa, utilizando para efectuar la perforación equipo mediano de pata (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 periodo (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 3.18 cm (1 1/4") de diámetro (1 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 traveses 1, 2 y 3, se procedió a la excavación y construcción de las traveses 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.

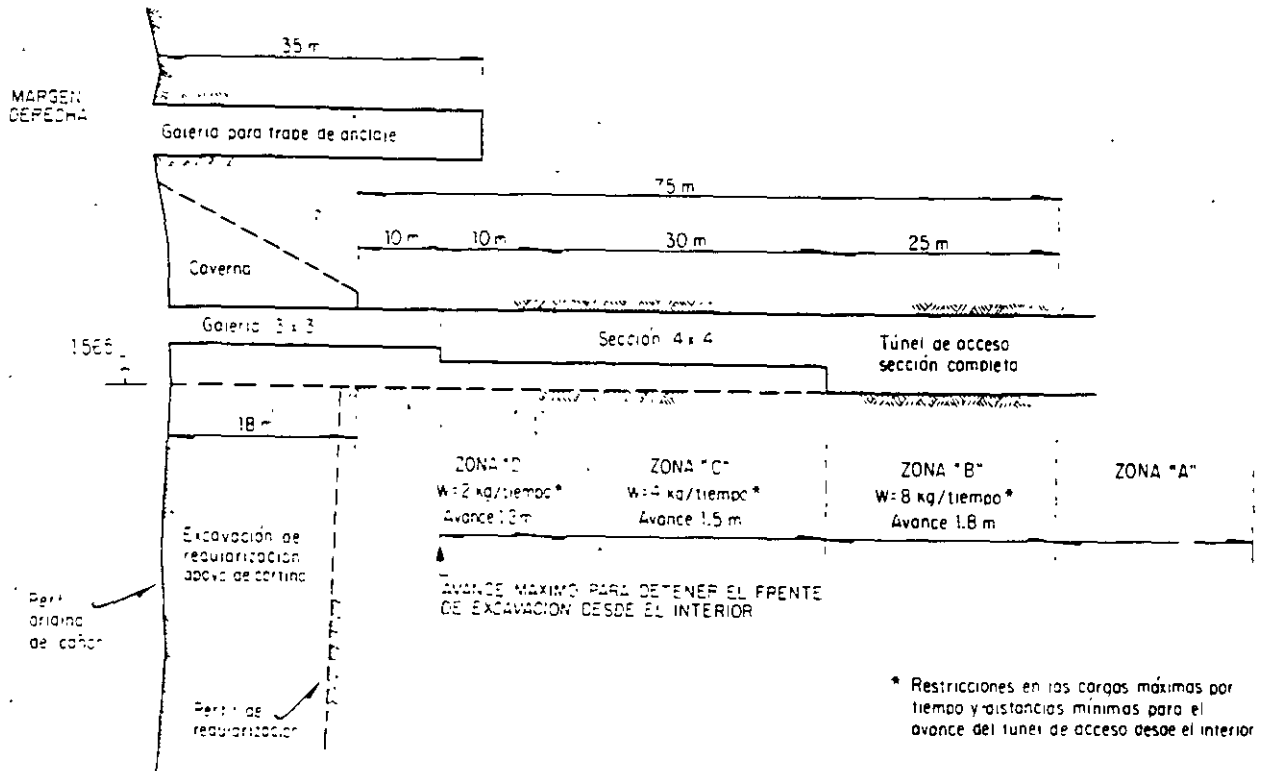


Fig. 8 Corte longitudinal de túnel caminero y caverna en la margen derecha

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

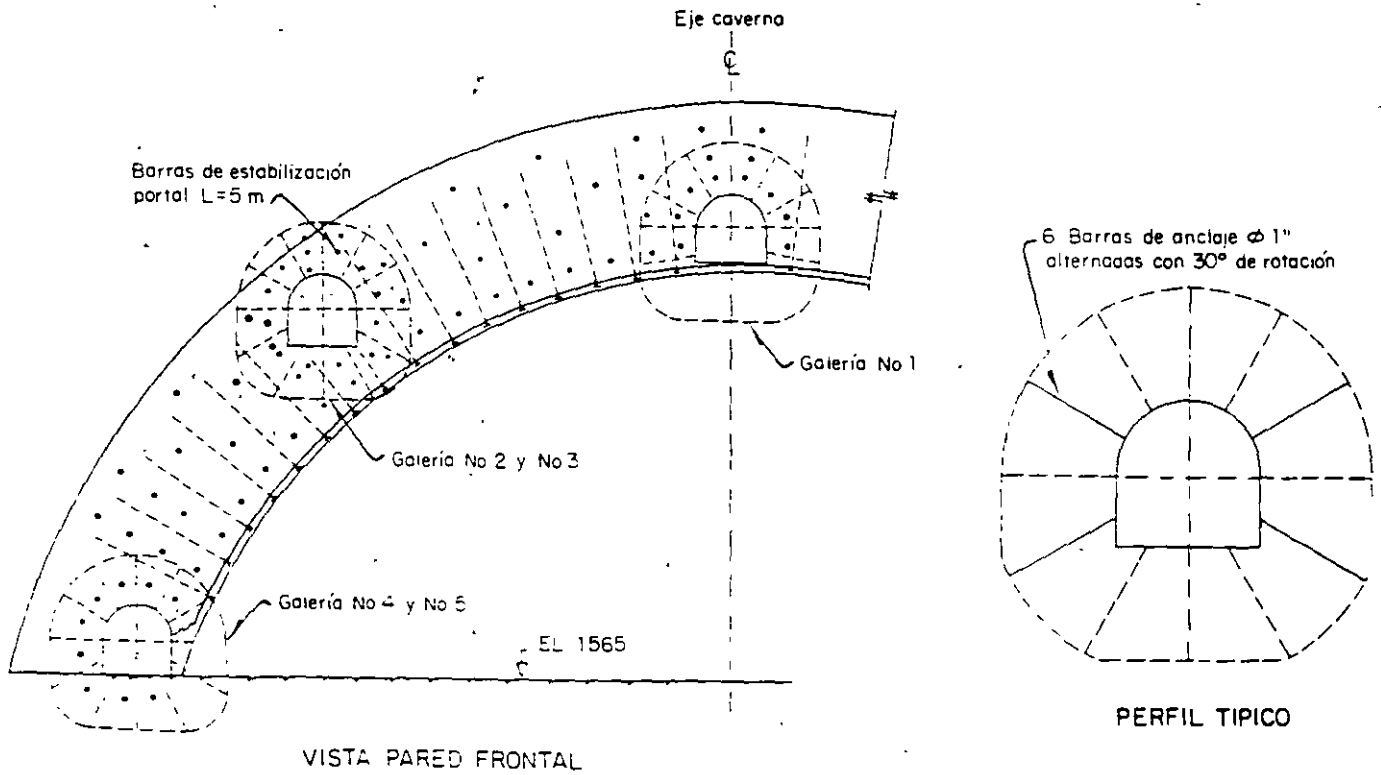


Fig. 9 Perfil típico de galería mostrando anclaje radial

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 14 se muestra la distribución de este anclaje, en la misma secuencia se fué aplicando concreto lanzado.

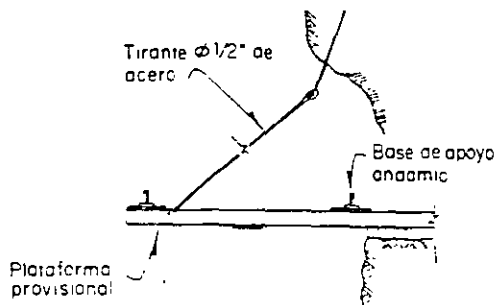
La excavación de la caverna se llevó a cabo en condiciones de absoluta estabilidad del macizo rocoso.



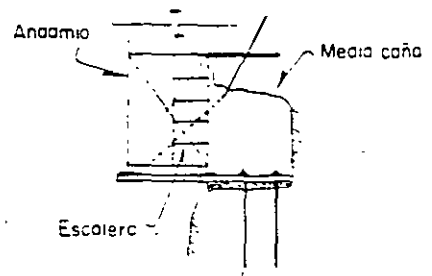
Fig. 10 Vista de excavación de galerías para alojar traves



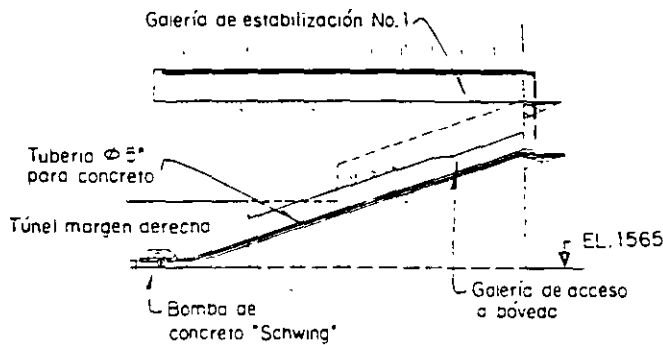
Fig. 11 Vista de la caverna terminada e inicio de excavación para el empotramiento de cortina



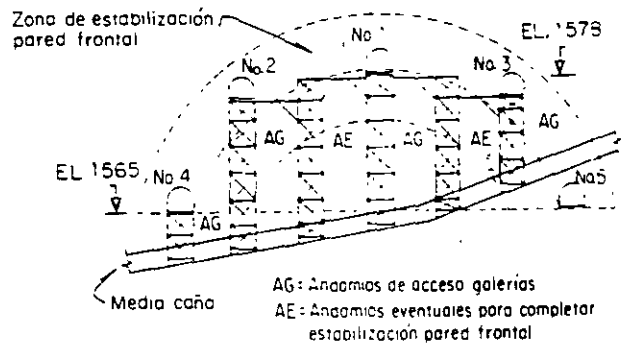
BASE DE ANDAMIOS



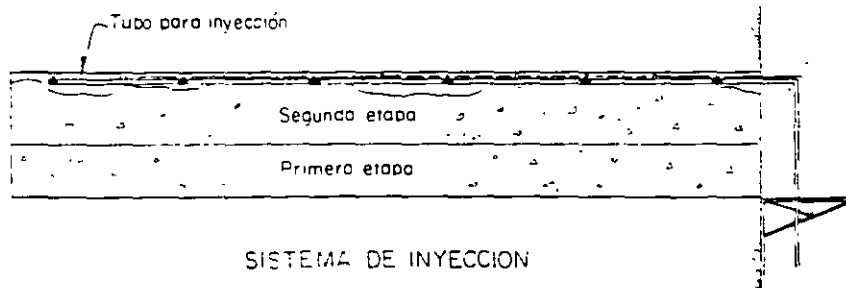
PERFIL



BOMBEO DE CONCRETO

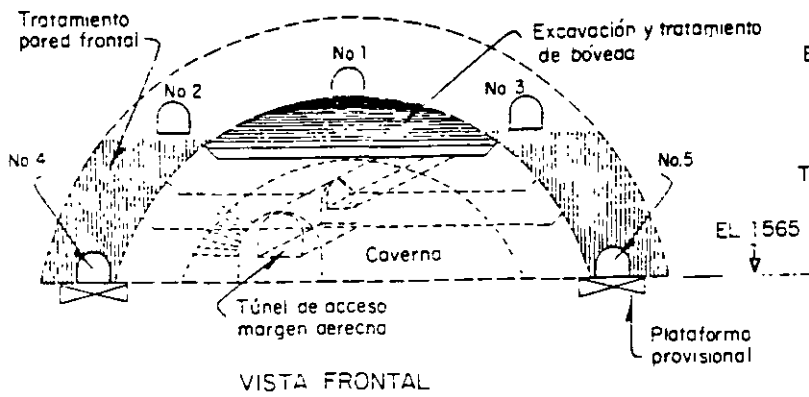


SISTEMA DE ANDAMIOS

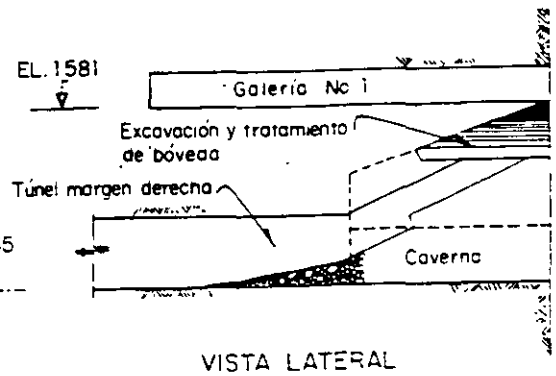


SISTEMA DE INYECCION

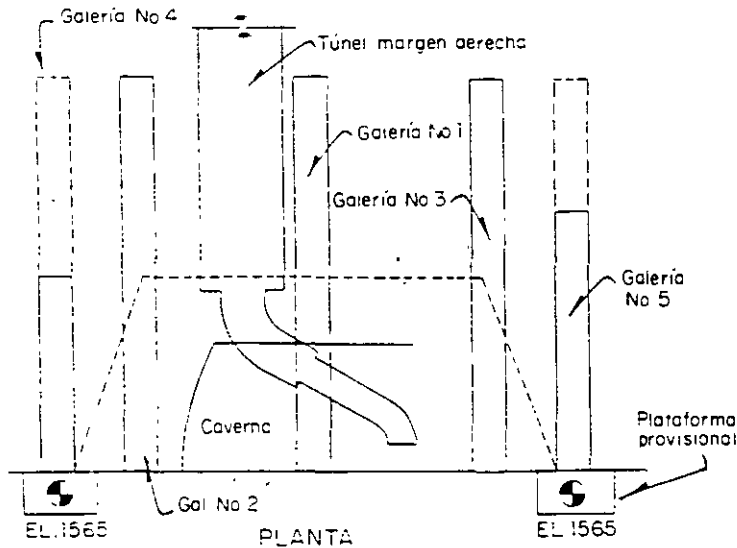
Fig. 12 Proceso constructivo de galerías para traves de anclaje



VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL



PLANTA

PRIMERA FASE

- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA DE ACCESO A GALERIA No 1 Y EXCAVACIÓN DE LA GALERIA
- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA DE ACCESO A GALERIA No 5 Y EXC. DE LA GALERIA HASTA EMPEZAR LAS No 2 y 3
- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA DE ACCESO A GAL. 2 y 3 Y EXCAVACIÓN DE LAS GALERIAS
- CONSTRUCCIÓN MEDIA CAÑA A LA COTA 1576 EN LOS LÍMITES DE LA BOVEDA
- EXCAVACIÓN EXTERIOR-INTERIOR DE GAL DE ACCESO EN RAMPA DE LA COTA 1576 A LA 1568 80 PARA CONECTARSE CON EL TUNEL DE ACCESO MARGEN DERECHA
- EXCAVACIÓN DE GAL DE ACCESO DESDE EL TUNEL 'M D. HASTA CONECTARSE CON LA GAL. DE ACCESO QUE BAJA DE LA COTA 1576
- TRATAMIENTO DE LA PARED FRONTAL POR ARRIBA DE LA COTA 1578

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 estabilizadores alojados 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:

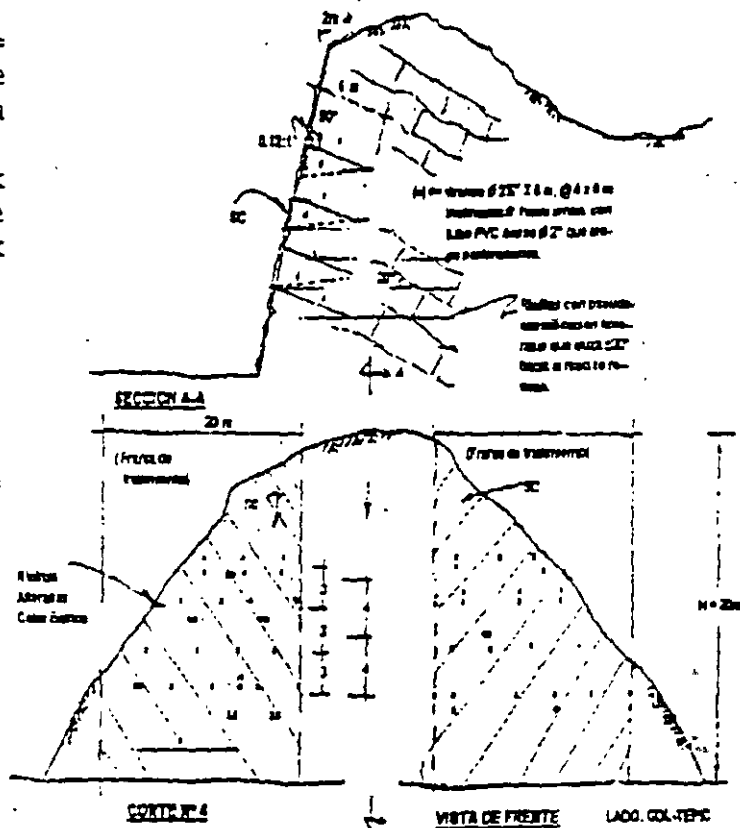
- a) Amacize general en todo el talud (hay que proteger el pavimento con una capa de suelo de \pm 50 cm de espesor)
- b) Tratamiento selectivo a base de concreto lanzado con malla 6-6-10-10, de 7.5 cm de espesor en franjas de 20 a 30 cm de ancho en donde se observen más bloques inestables, colocando anclas de fricción $\phi 1"$ X 6 m de largo dentro de perforaciones $\phi 2\frac{1}{2}"$ a $\phi 3"$, 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 $\phi 3"$ 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 $\phi 2"$ 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 $\phi 1\frac{1}{2}$ " @ 2m x 2m de sujeción, de 50 cm de largo y drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " 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 rasgos 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:

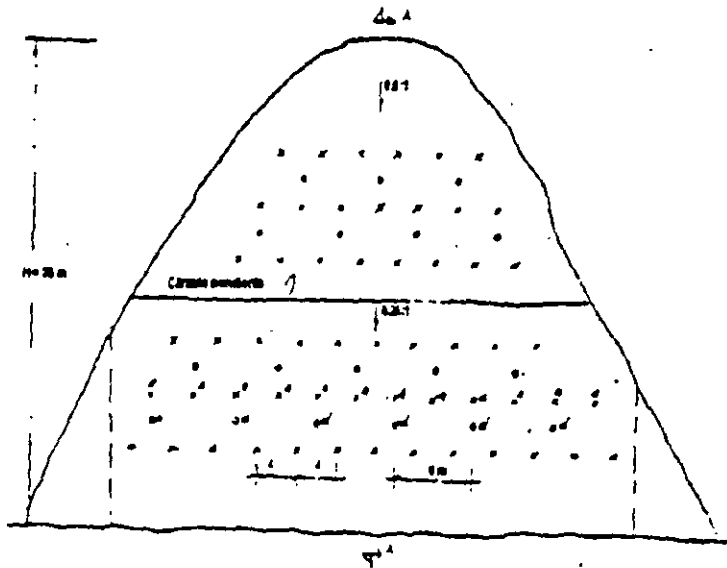
a) Amacize general del talud

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 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- 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

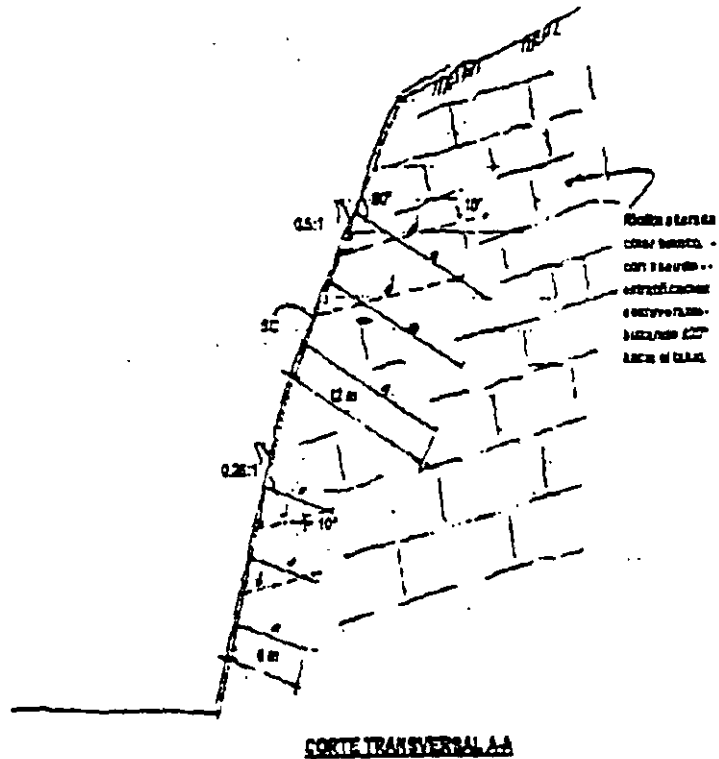
VISTA DE FRENTE

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 2 m 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.

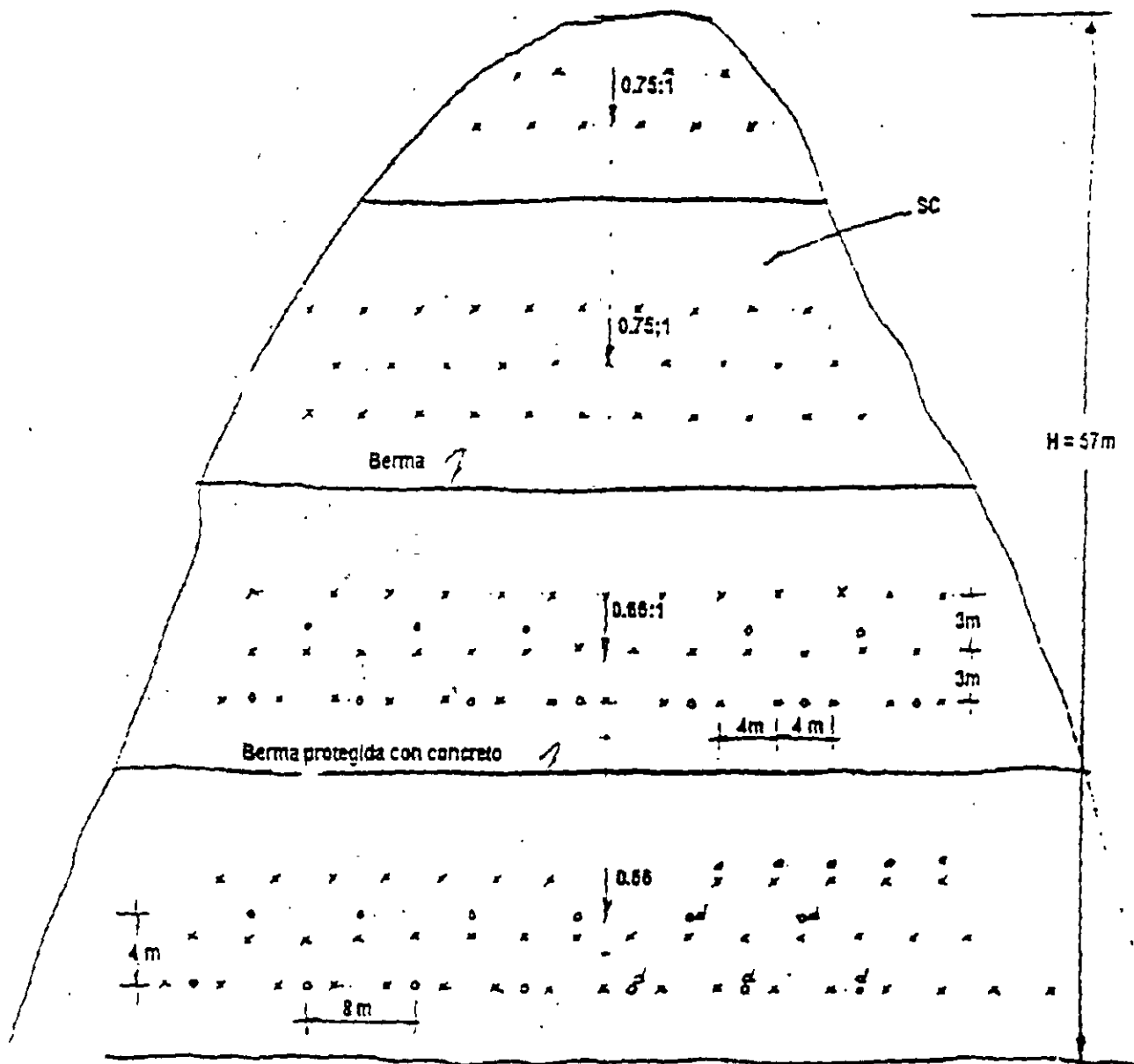
Estructura: Fluidal, con pseudoestratificación desfavorable y estructura deformada por esfuerzos tectónicos.

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 deslizarse.

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 mallia electrosoldada 6-6-10-10.
 - Anclas de fricción $\phi 1"$ X 6 metros de largo @3 X 4 m ahogadas en mortero $f'c = 200$ Kg/cm² 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.



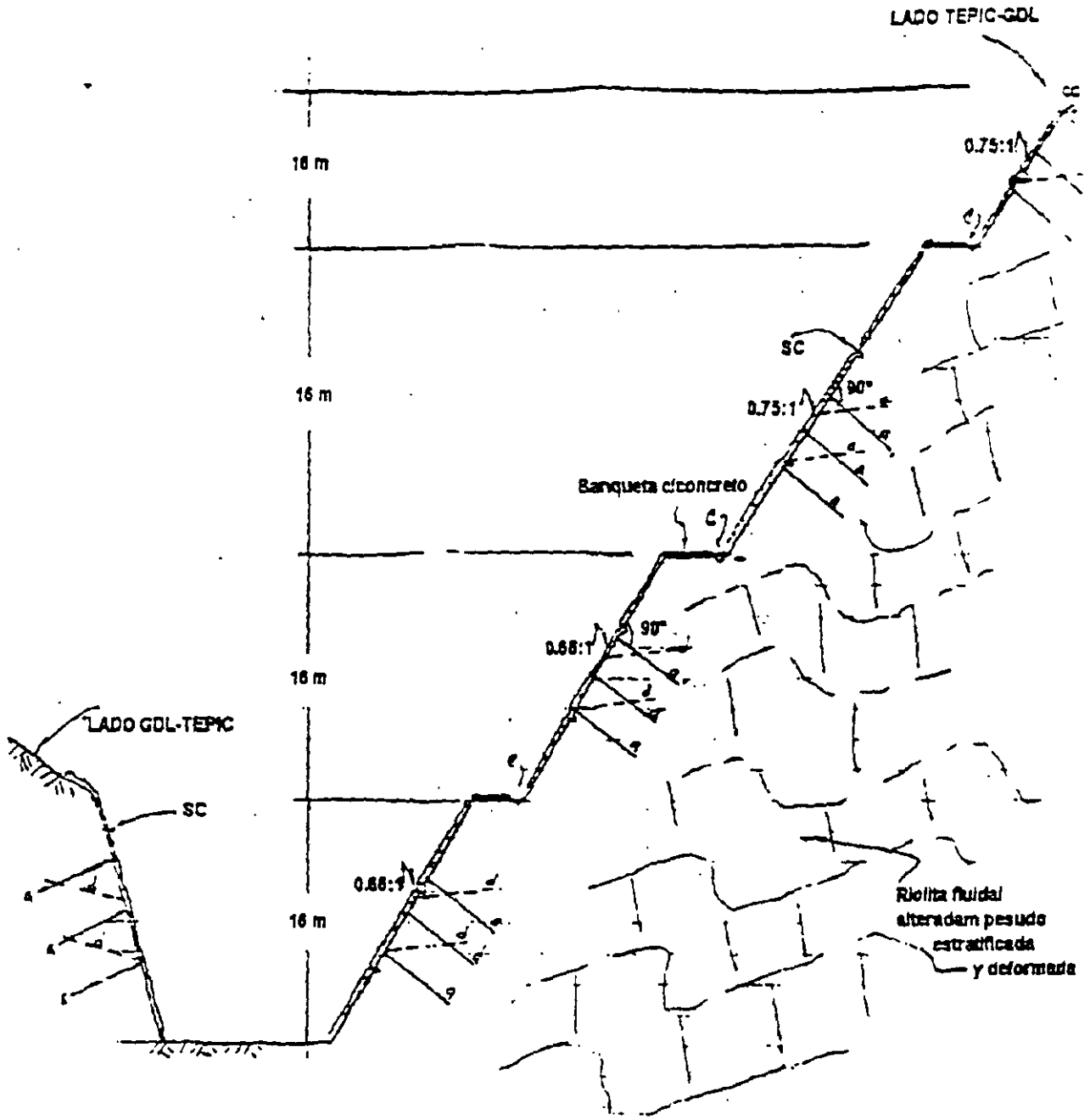
CORTE N° 6

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 $\phi \frac{1}{2} \times 2 \text{ m}$ y drenes cortos $\phi 1 \frac{1}{2} \times 3 \times 3 \text{ m}$.
- (x) = anclas fricción $\phi 1" \times 6 \text{ m} @ 3 \text{ m} \times 4 \text{ m}$, ahogadas en mortero $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, dentro de perforaciones $\phi 3"$.
- (c) = drenes $\phi 2" \times 6 \text{ m} @ 4 \text{ m} \times 8 \text{ m}$; con tubo PVC denso que tenga perforaciones en toda su longitud, instalados dentro de perforaciones $\phi 2 \frac{1}{2}"$ ó $\phi 3"$, las cuales tendrán inclinación ascendentes entre 5° y 10° .



CORTE N° 6

SECCION TRANSVERSAL

Probablemente el anclaje se pueda hacer selectivo.

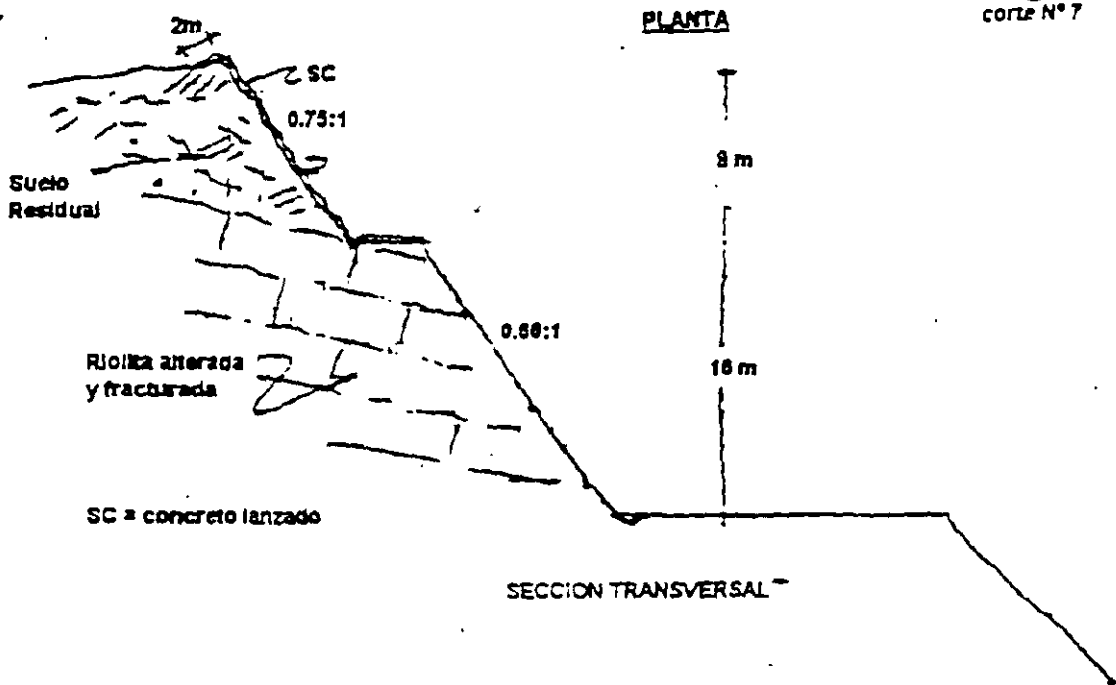
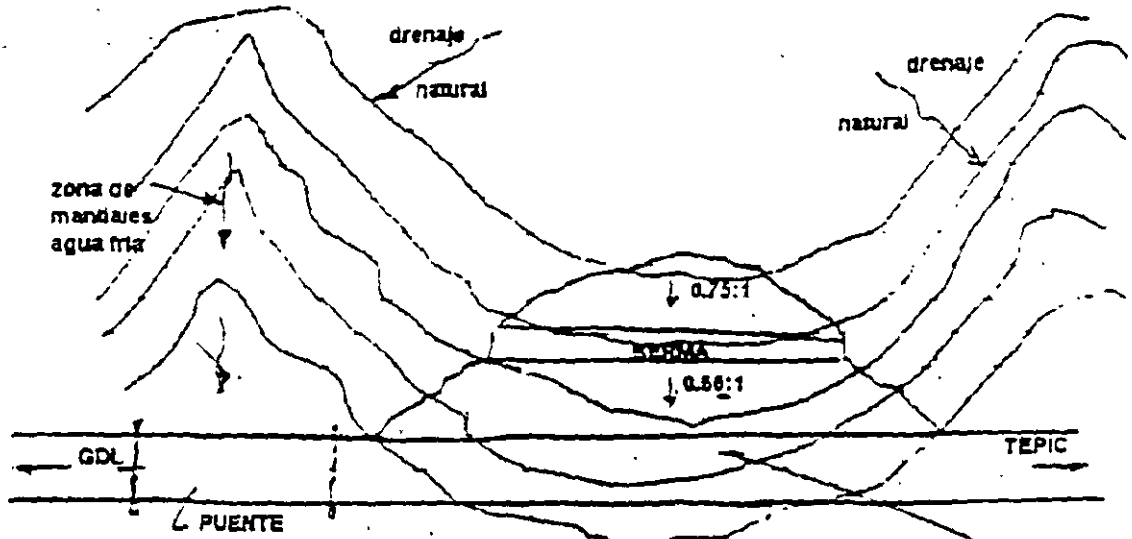
NOTA IMPORTANTE:

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



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 Kg/cm²: de 7.5 cm de espesor, reforzado con malla electrosoldada 6-6-10-10, perforando drenes cortos $\phi 1\frac{1}{2}$ " x 30 cm @ 3m x 3m y anclas cortas $\phi \frac{1}{2}$ " x 50cm @ 2m x 2m para sujetar la malla.

- Alternativa - colocando un chapeo de piedra con un espesor de \pm 1m 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 sills de vidrio volcánico color oscuro altamente fracturado de 3 metros de espesor (parece obsidiana con brillo de perlita).

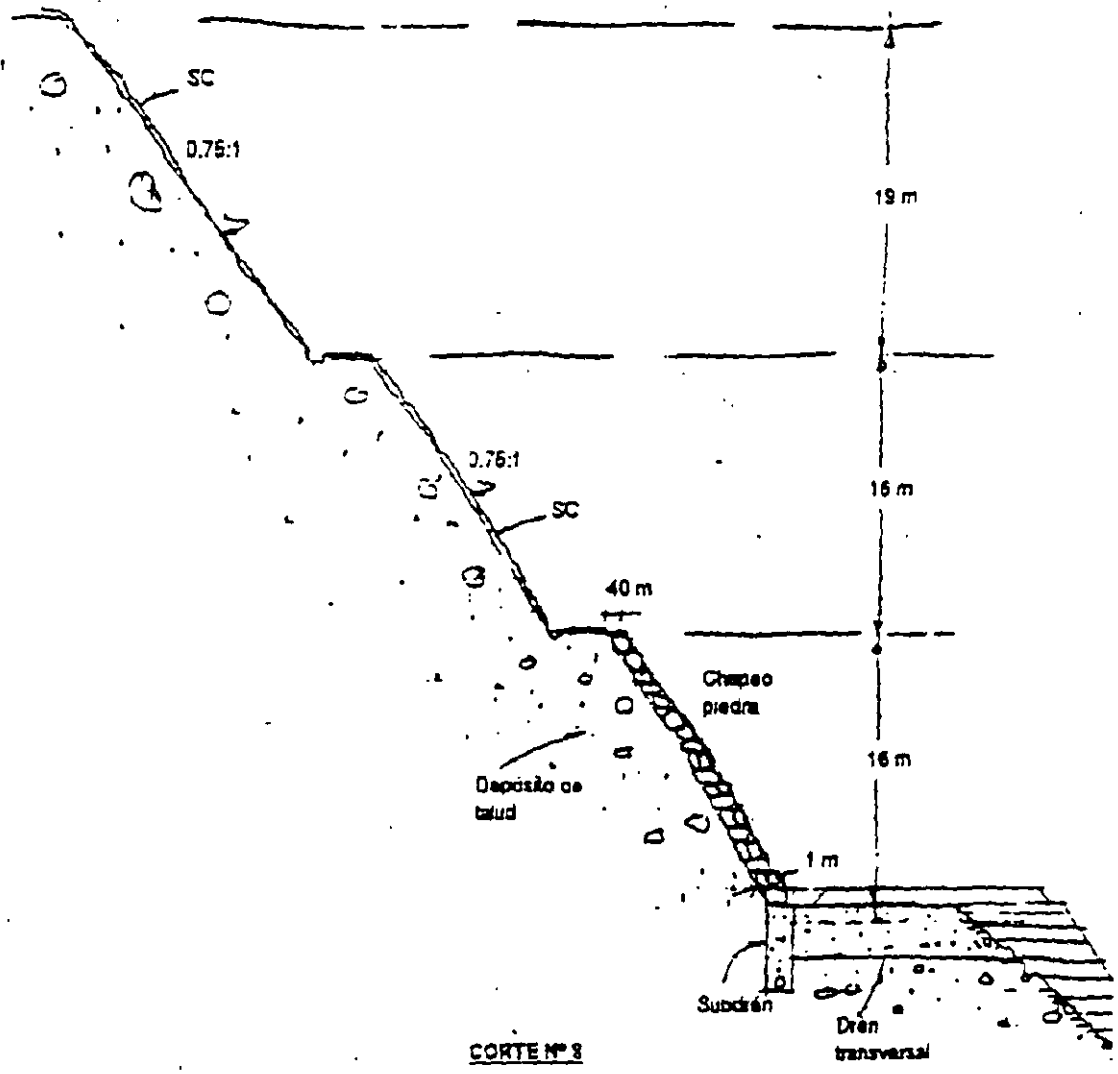
Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero sí de erosión por lluvia en la zona de conglomerados del lado Guadalajara.

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 Nº 8

SECCION TRANSVERSAL

CORTE N° 9

Datos: Lado TEPIC-GDL, con 2 bermas, H = 45 m tiene subdrén de 4.5 m de prof.

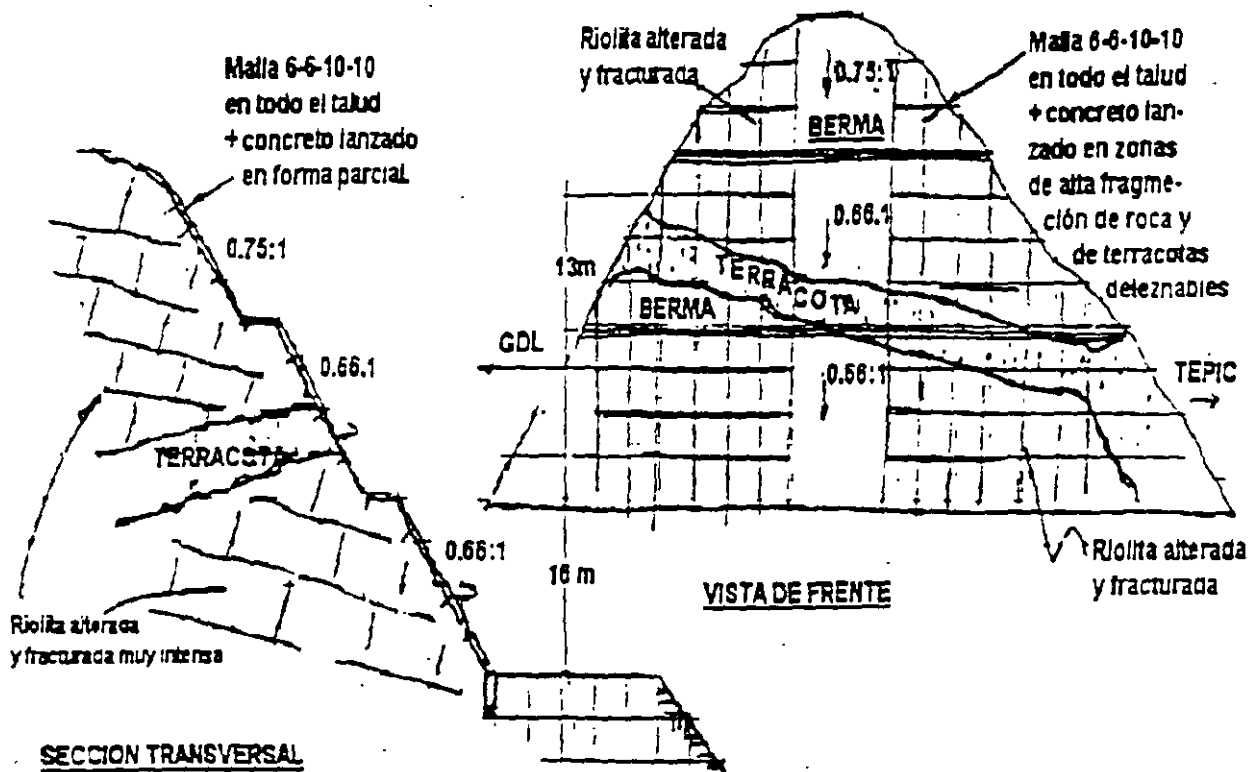
Taludes: 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

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 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.
- d) Bermas y cunetas revestidas



CORTE N° 10

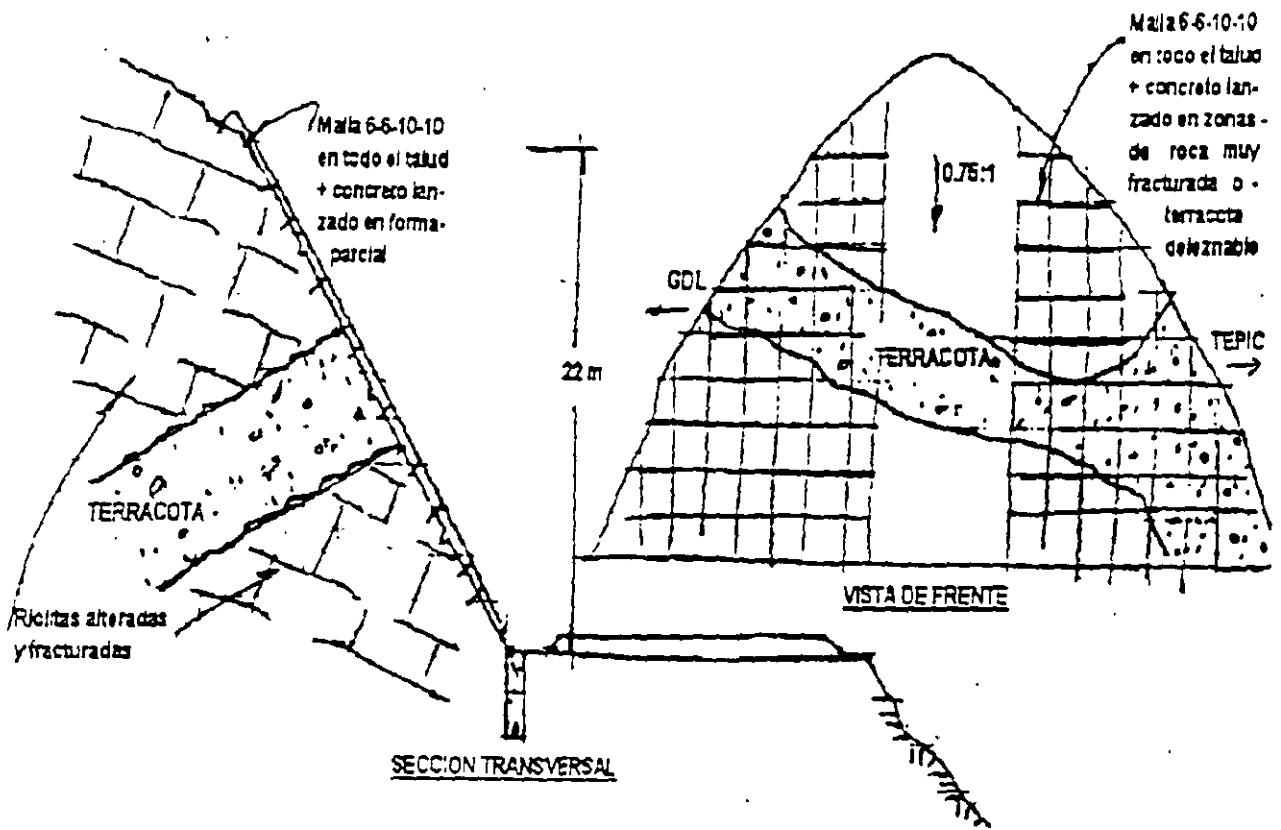
Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 22 metros, sin bermas taludes: 0.75:1 tiene un subdrén de 4.5 metros de profundidad.

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

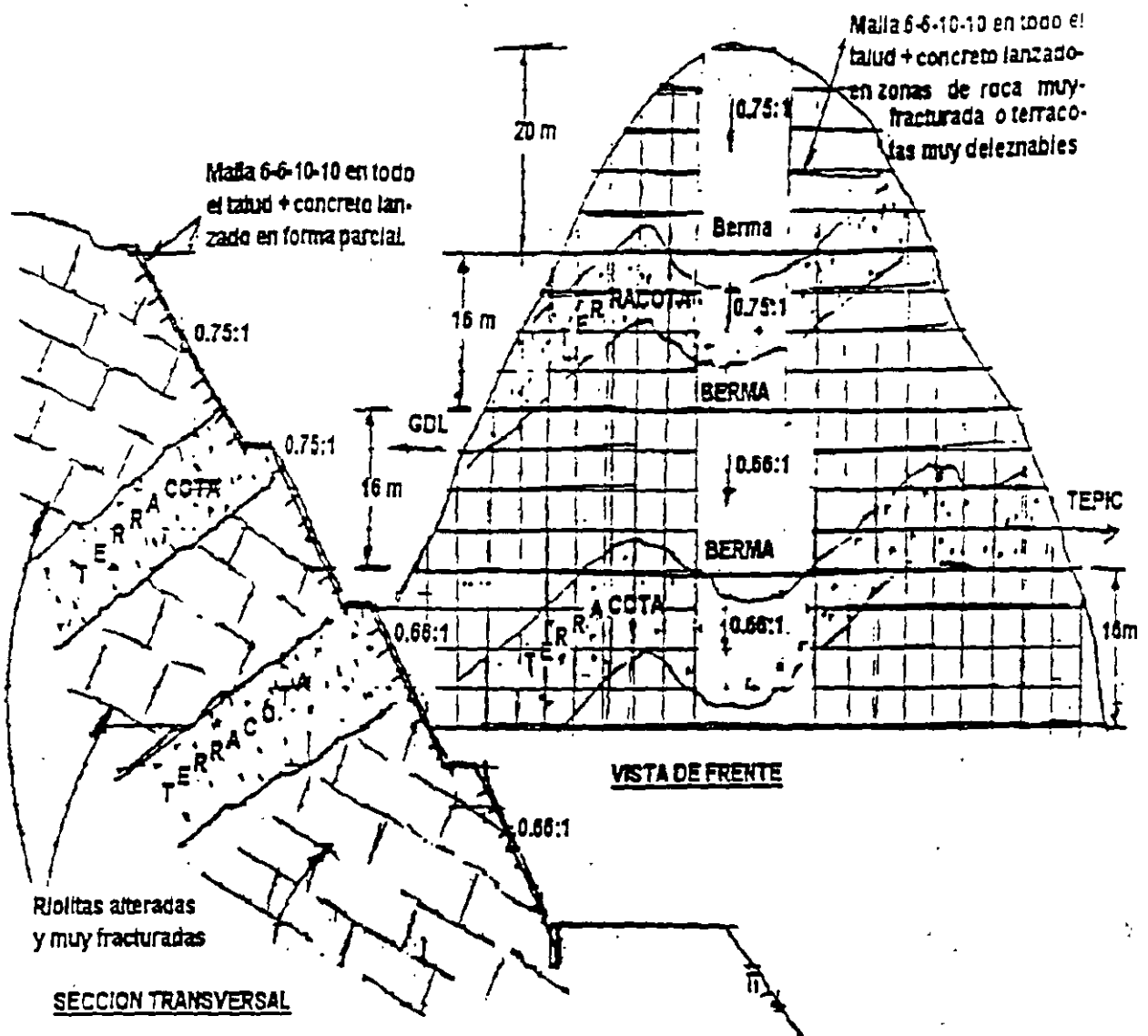
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 68 m; 3 bermas; taludes 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

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 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, espesor 7.5 cm, en áreas selectivas ya sea de riolita muy fracturada o de terracota deleznable.



CORTE N° 12

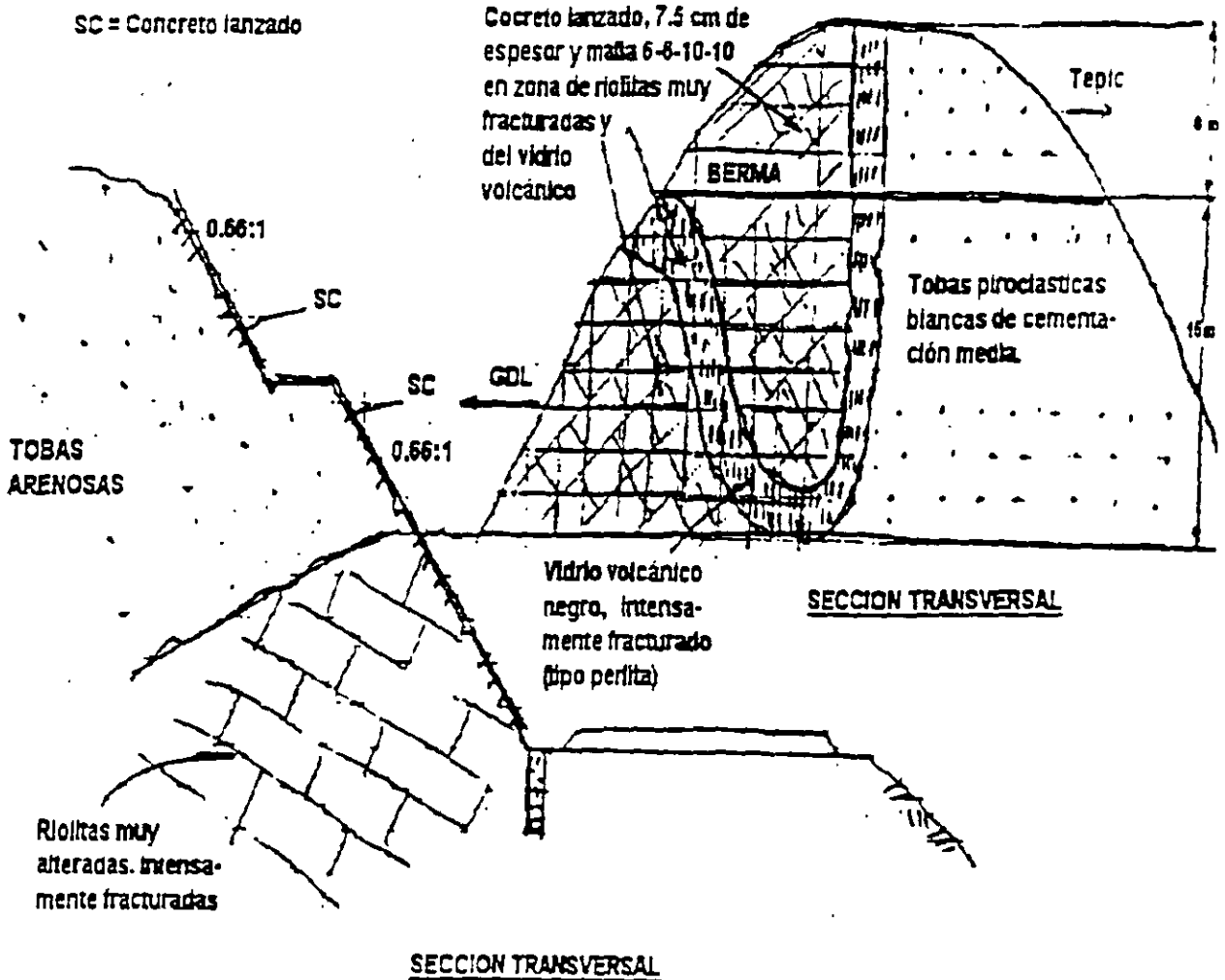
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 24 m; taludes 0.66:1, una berma y subdrén.

Características geotécnicas: Riolitas alteradas, intensamente fracturadas formado fragmentos pequeños de roca, con lentes de vidrio volcánico, muy fracturado (tipo perlita) y tobas 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).

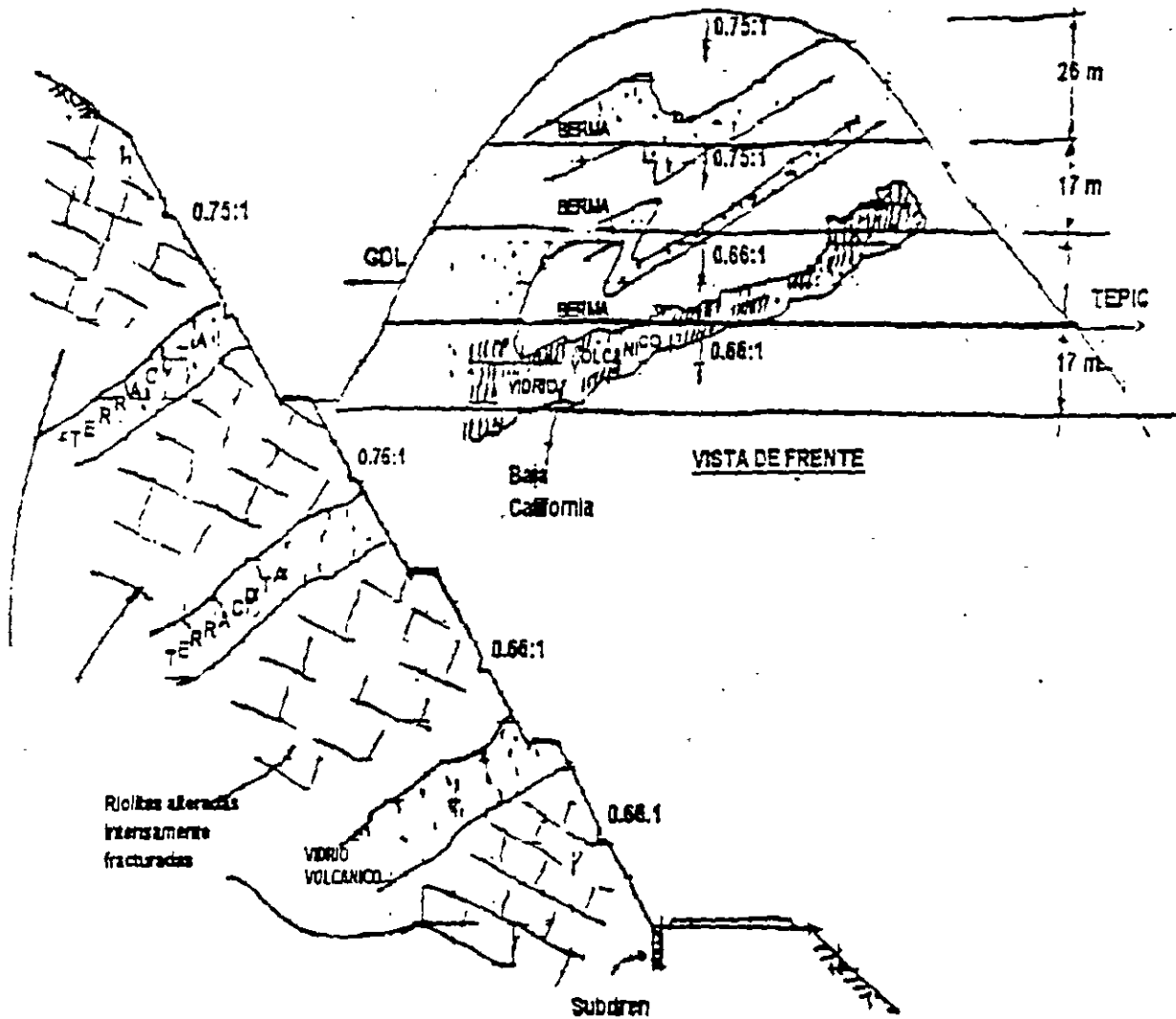
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 77 metros; 3 bermas @ 17 m: Taludes 0.66:1 abajo y 0.75:1 arriba.

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

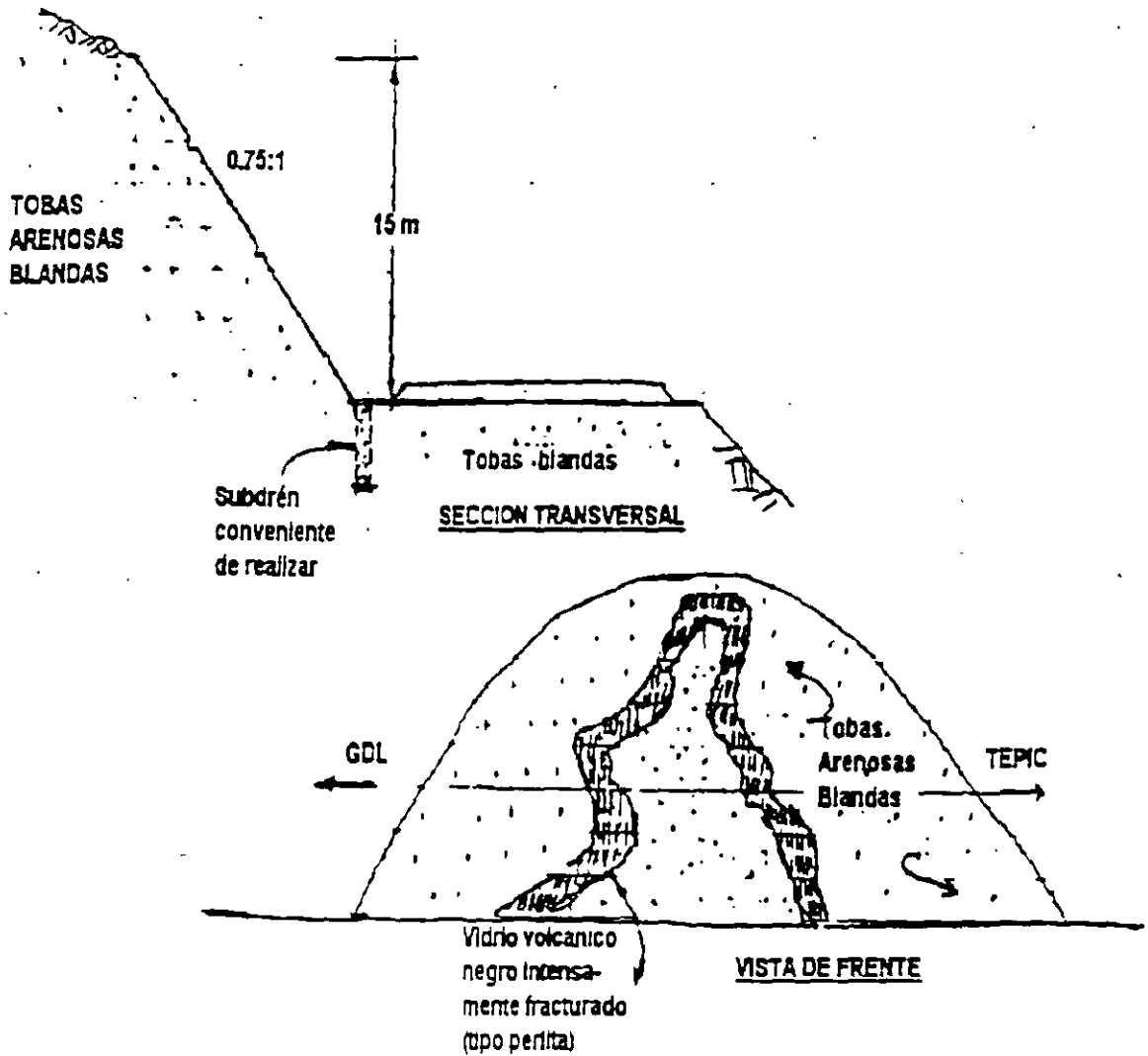
Datos: Lado TEPIC-DGL; H = 15 m; talud 0.75:1 sin bermas y sin subdrén.

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.

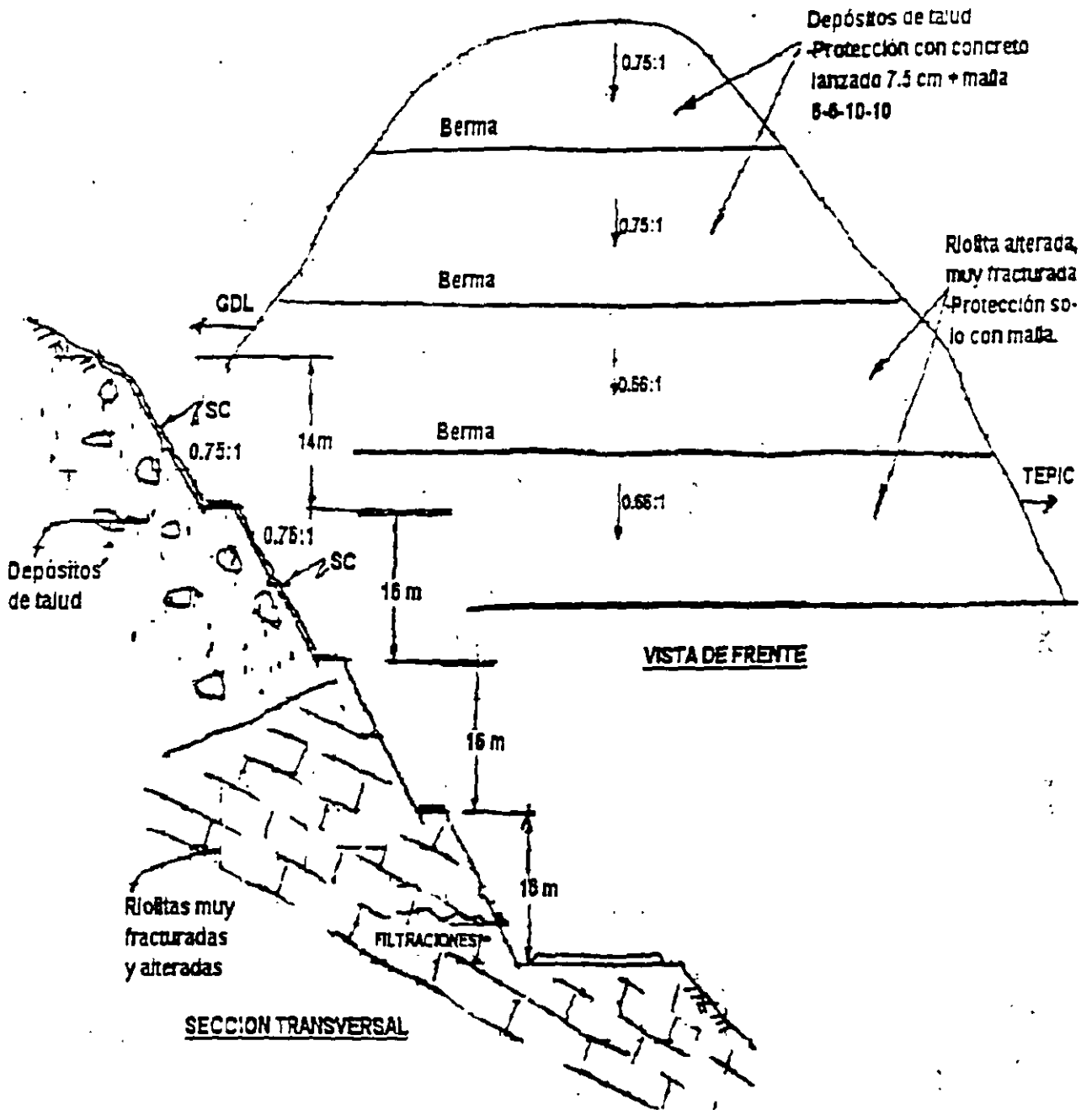
Estabilidad: No presenta rasgos de inestabilidad general, pero sí de inestabilidad local en la parte superior del talud.

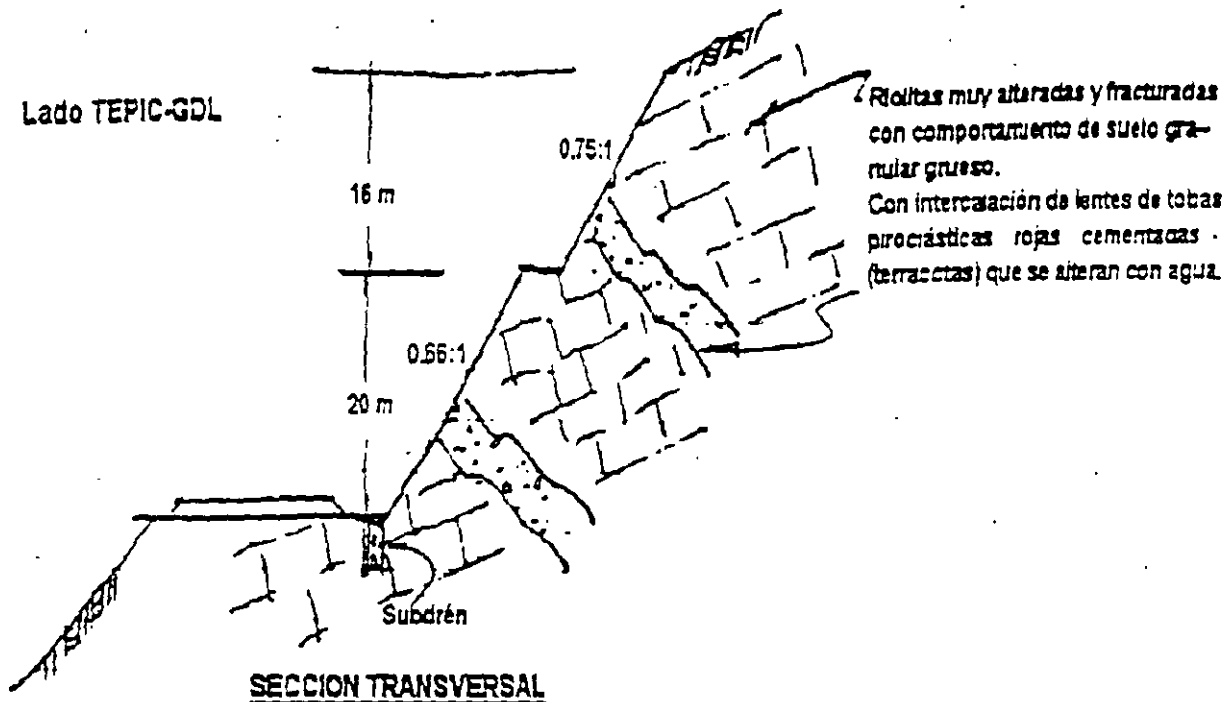
Tratamiento recomendable:

- 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 $\phi\frac{1}{2}$ " 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 subdrén siendo la cimentación de rocas riolíticas que no les afecta el agua.





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.

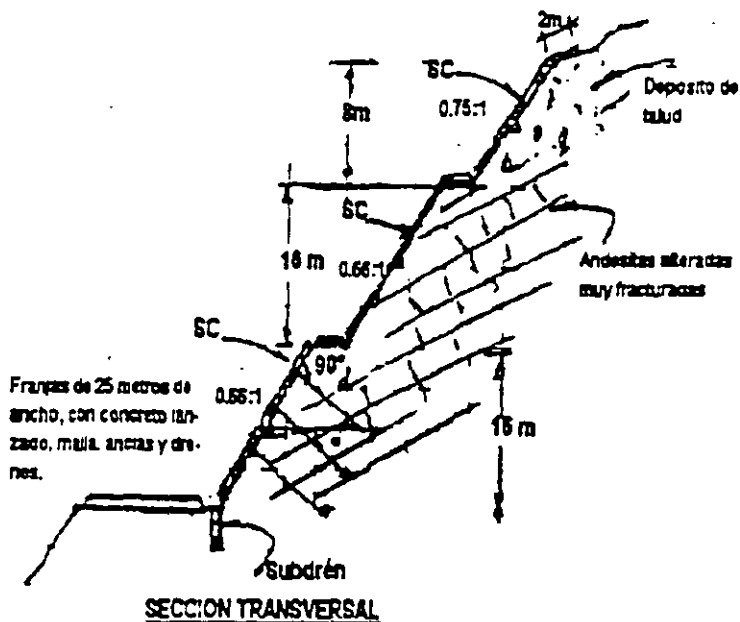
Características Geotécnicas: Andesitas fracturadas y alteradas en la parte superior, con depósitos de talud y piroclásticos cementados color gris en la parte inferior.

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 $f'c = 200$ Kg/cm².

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

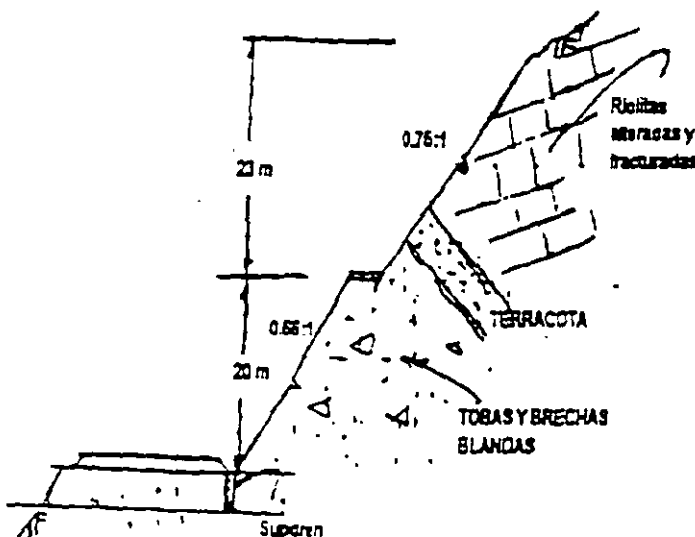
Datos: Lado TEPIC-GDL; H = 43 metros; una berma, con subdrén.

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.

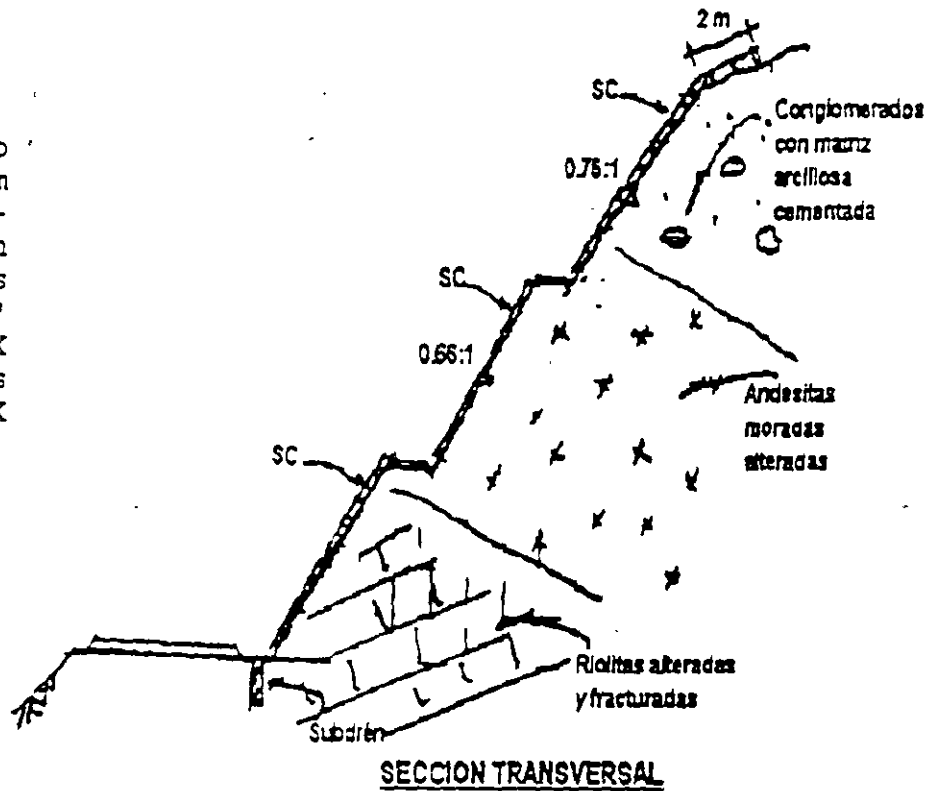
Características geotécnicas: Riolitas y andesitas color morado muy alteradas y conglomerados con matriz arcillosa cementada.

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 $\phi \frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3 X 3m.

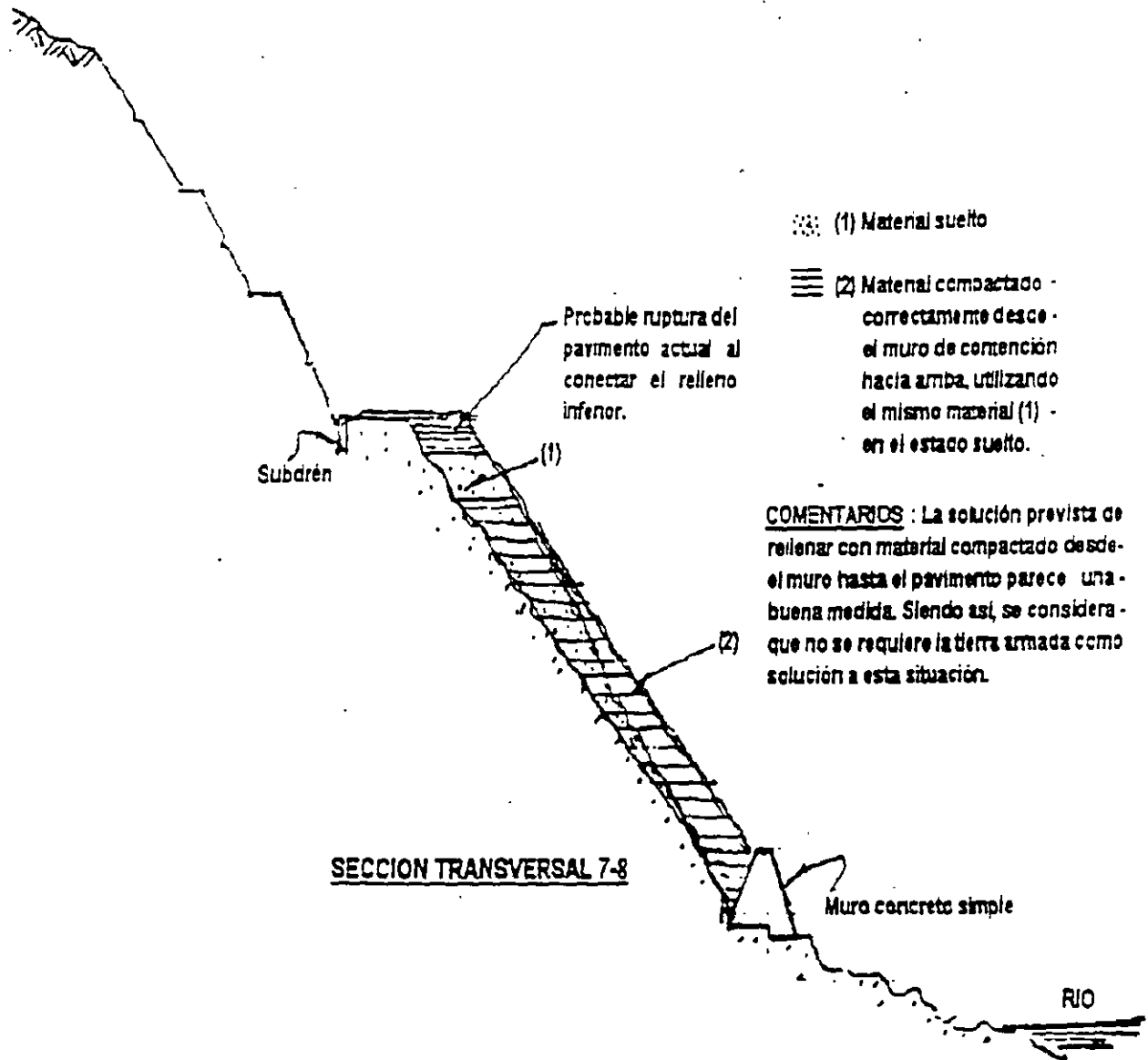
sc = concreto lanzado 7.5 cm con malla 6-6-10-10, con anclas cortas de sujeción $\phi \frac{1}{2}$ " X 50 cm @ 2 X 2m y drenes cortos $\phi \frac{1}{2}$ " X 30 cm @ 3 X 3m.



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.



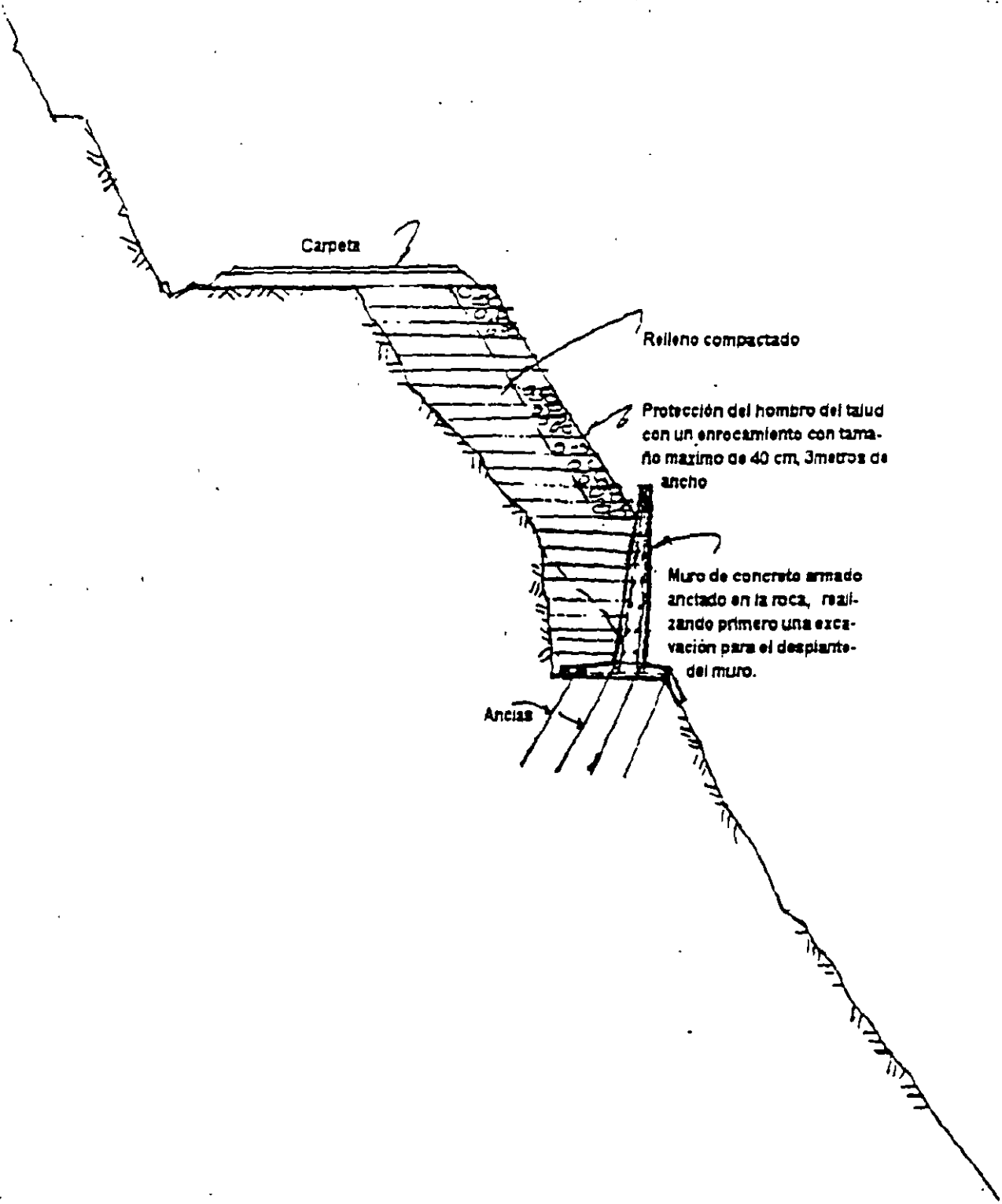
COMENTARIOS: La solución prevista de rellenar con material compactado desde el muro hasta el pavimento parece una buena medida. Siendo así, se considera que no se requiere la tierra armada como solución a esta situación.

- (1) Material suelto
- (2) Material compactado correctamente desde el muro de contención hacia arriba, utilizando el mismo material (1) en estado suelto.

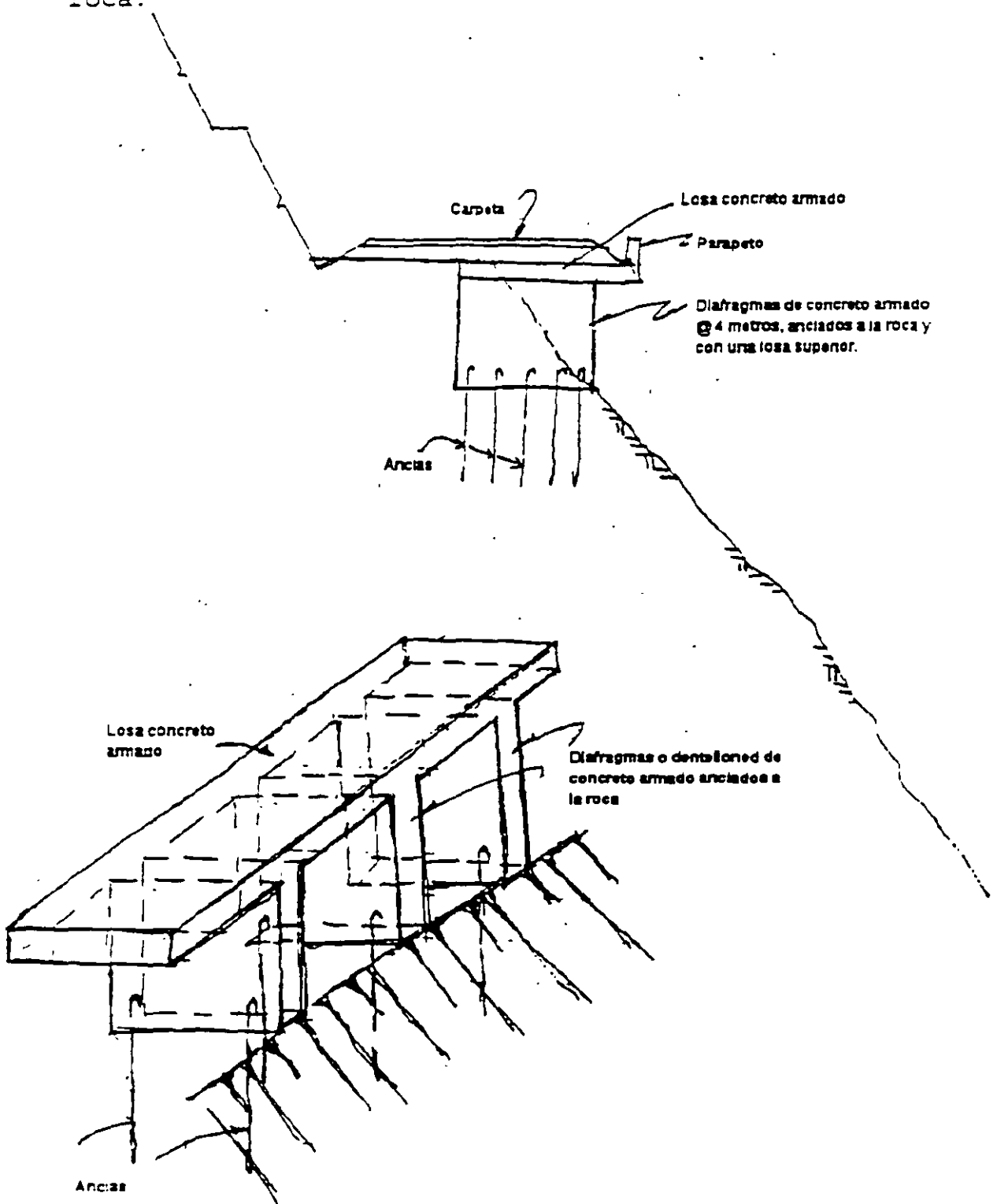
COMENTARIOS:

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.

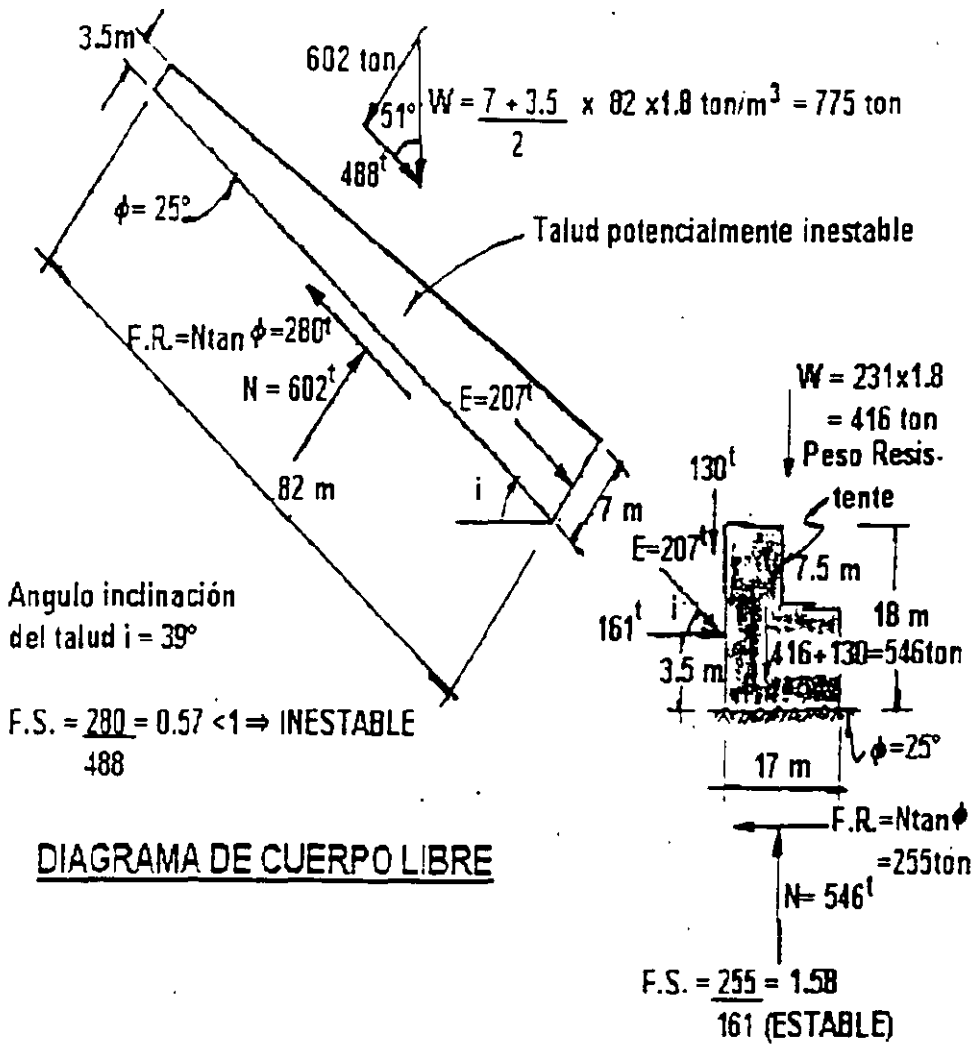


I.C.A.S.A
 AUTOPISTA GUADALAJARA-TEPIC
 TRAMO MAGDALENA-SANTO TOMAS, - JAL

CORTE EN BALCON ENTRE CORTES 7 Y 8

ANALISIS DE ESTABILIDAD

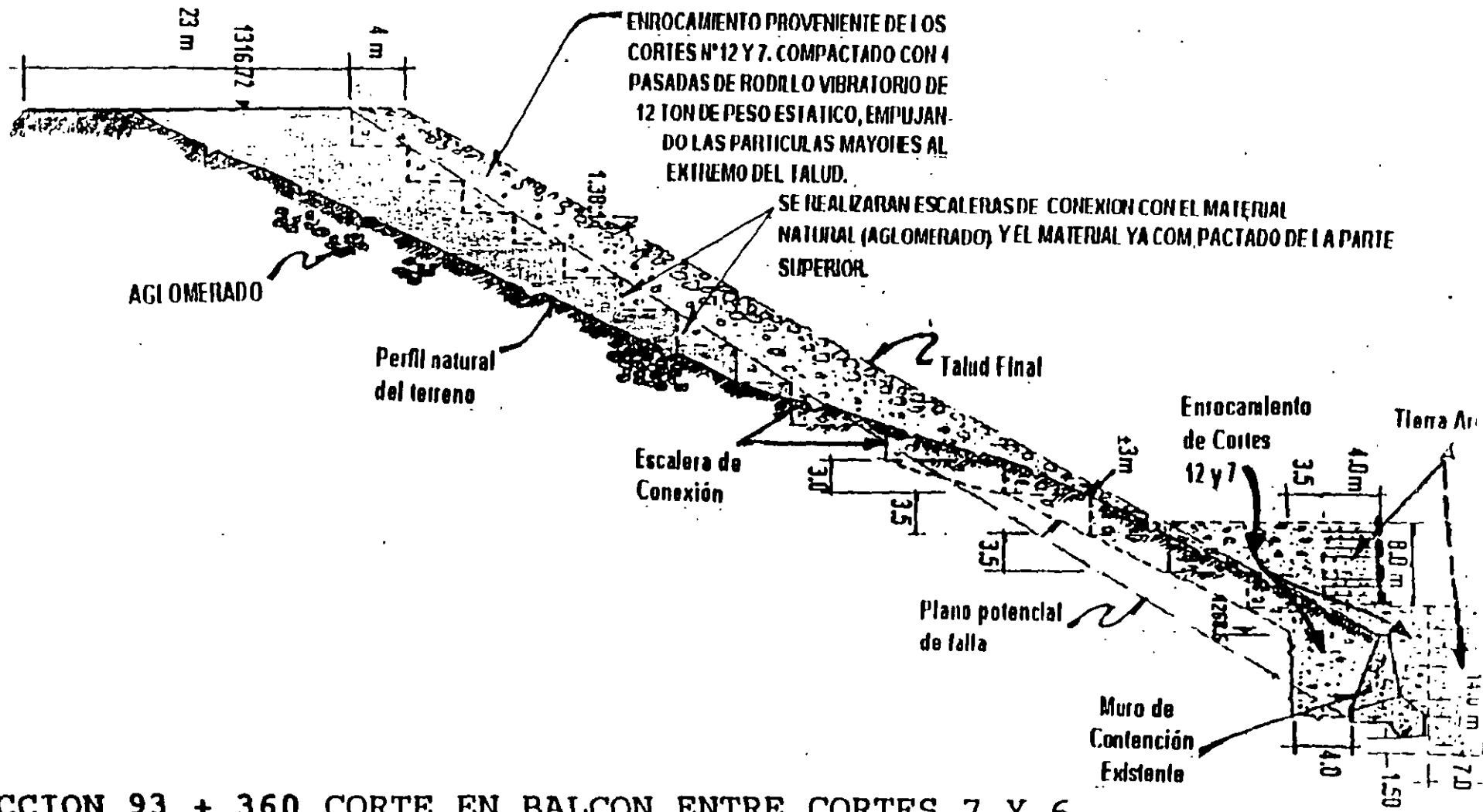
Raúl Cuéllar Borja



I.C.A.S.A.
 AUTOPISTA GUADALAJARA-TEPIC
 TRAMO MAGDALENA-SANTO TOMAS, JAL.
CORTE EN BALCON.- ENTRE CORTES 7 Y 8

Raúl Cuéllar Borja

670



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

**TEMA:
ESTUDIOS BÁSICOS: MECÁNICA
DE ROCAS APLICADA**

**EXPOSITOR:
ING. LEONARDO CAÑETE ENRIQUEZ**

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001



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

CURSOS ABIERTOS

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

**TEMA:
ESTUDIOS BÁSICOS:
MECÁNICA DE SUELOS APLICADA**

**EXPOSITOR:
ING. JOSE LUIS LEÓN TORRES**

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 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 sera 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 V_p 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 V_p 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 diámetro 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+480 y 154+660

La orientación del talud será NW/10 SE

En el sitio de cada futuro corte se realizaron los siguientes trabajos

- 1 - Trabajos de exploración
 - Reconocimiento geológico superficial
 - Dos sondeos con recuperación de núcleos en diámetro EX
 - SM-1 de 10.05m 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 V_p 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 V_p 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 barrero debido esto a que el diametro 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	NW48SE/86NE
F3	NE55SW/vertical
F4	NW10SE/38

GEOLOGIA DEL CORTE No. 3

Se localiza entre los Km. 155-024 y 155-316

La orientación del talud sera N'W5 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 excavara 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 ígneos 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	45	0

El valor determinado del RQD debe ser mayor al que se obtuvo en el levantamiento del barrenado debido esto a que diámetro de perforación empleado fue BX.

Existen cuatro sistemas de fracturamiento que afectan el macizo rocoso más 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)

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRERA
ESTUDIO GEOFÍSICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRETERAS
FEDERALES

OBRA	ESTUDIO GEOFÍSICO	CARRERA	FECHA	DICIEMBRE / 1970
KM	150 000 A 151 000	PROYECTO	TÍTULO	RESUMEN

UNIDAD	VELOCIDAD (M/S)	ESPESOR (M)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	211 - 418	0.00 - 3.00 / 4.00	SUELOS RELLenos Y/O DEPÓSITOS DE TALUD. RESISTIVIDADES VARIABLES MEDIDAS ENTRE 49 Y 94 OHM.M	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	1,009 - 2,672	3.00 / 4.00 - 19.00	CONGLOMERADO DE SCONPRIMIDO VALOR RESISTIVO VARIABLE ENTRE 95 A 295 OHM.M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	1,835 - S 4,500	19.00 - INDEFINIDO	CONGLOMERADO SAHO FRACTURADO LOS VALORES RESISTIVOS SE UBICAN ENTRE 100 A 450 OHM.M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

677

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRI TERA
ESTUDIO GEOLÓGICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRITERAS
FEDERALES

0444	ESTUDIO GEOLÓGICO	FECHA
24	151 000 A 155 000	TÍTULO
		RESUMEN

UNIDAD	VOLUMEN (M ³)	ESPESES (M ²)	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	215 576	0.00 - 1.00/15.00	QUELOS ALUZIÓN Y/O DEPÓSITOS DE TALUD RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 50 Y 190 OHM.M	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	1,074 2,307	0.00 - 24.00.	ROCA ANDESÍTICA DESCOMPRESIDA. RESISTIVIDAD VARIABLE ENTRE 384 Y 395 OHM.M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	2,103 - 4,500	INDIFERIDO	ROCA ANDESÍTICA SANA POLO FRACTURADA Y ALTERADA RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 747 Y 923 OHM.M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

8 378

SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y
TRANSPORTES

CARRERA.
ESTUDIO GEOLÓGICO

DIRECCIÓN
GENERAL DE
CARRERAS
FEDERALES

PROYECTO	ESTUDIO GEOLÓGICO	FECHA	
KM	155.000 A - 157.000	TABLA	RESUMEN

ESTAD.	ALCANTARILLADO	PROFUNDIDAD	OBSERVACIONES	CLASIFICACIÓN	TALUD PROPUESTO
U 1	228 - 678	0.00 - 5.00	SUELOS ALUVIÓN Y/O DEPÓSITOS DE TALUD RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 59 Y 199 OHM.M	60 - 40 - 00	1 : 1
U 2	750 - 2.322	0.60 INDEFINIDO	ROCA ANDESITICA DESCOMPRESIDA Y ALTERADA RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 132 Y 393 OHM.M	00 - 40 - 60	3/4 : 1
U 3	2.103 - 5.4.500	INDEFINIDO	ROCA ANDESITICA SANA POCO FRACTURADA Y ALTERADA RESISTIVIDADES VARIABLES ENTRE 599 Y 1.212 OHM.M	00 - 00 - 100	1/2 : 1

679

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 Eléctricos 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 cadenamiento existen dos cortes y dos terrapienes, se estudio con un total de 13 tendidos sísmicos y 3 SEV, los cuales se ubicaron entre los cadenamientos 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 cadenamientos 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 cadenamiento 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 descansara 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 cadenamientos 150+600 a 150+760, la rasante se encuentra practicamente sobre materiales de la U₂ compuesta por los conglomerados alterados fracturados

Por último, el terraplén ubicado entre los cadenamientos 150+800 a 151+000 tendra 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	--	1835-5582	Indefinido
I	49-94	--	1.0-3.0
II	95-235	--	7.0-19.0
III	400-450	--	Indefinido

KM 154+000 AL KM 155+000.- En esta zona se ejecutaron un total de 11 cortes 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 barrero 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+760 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+814 se tiene un barrero 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 OHM-M	VELOCIDAD M/SEG	ESPEJOR M
U ₁	---	215-576	1.0-5.0
U ₂	---	1074-2307	0.0-24.0
U ₃	---	1729-4697	Indefinido
	80-199	---	2.0-5.0
	194-795	---	19.0-Indef.
	747-922	---	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 celeznable hacia la zona más alta, este material tiene una velocidad de 466 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 barrenos 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+870 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	0-5.0
U2	---	750-2322	0-Indef.
U3	---	2103-5000	Indefinido
U4	1212	---	0-3.0
U5	762-999	---	0-Indef.
U6	599-1212	---	Indefinido

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	---	218-408	0.0-5.0
U2	---	845-2034	0.0-Indef
U3	---	2550-3952	Indef-Indef
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 : $\frac{5}{8}:1$ 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 : $\frac{1}{2}:1$ 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 60 cm y profundidad de 20 cm, según croquis 1
 - Anclaje de fricción : 1.0m debajo de la berma @ 4.0m
longitud = 6.0m
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 $\varnothing = 1/2"$ @ 3.0m y también rompedor de energía.

D) Subdrenes : NO

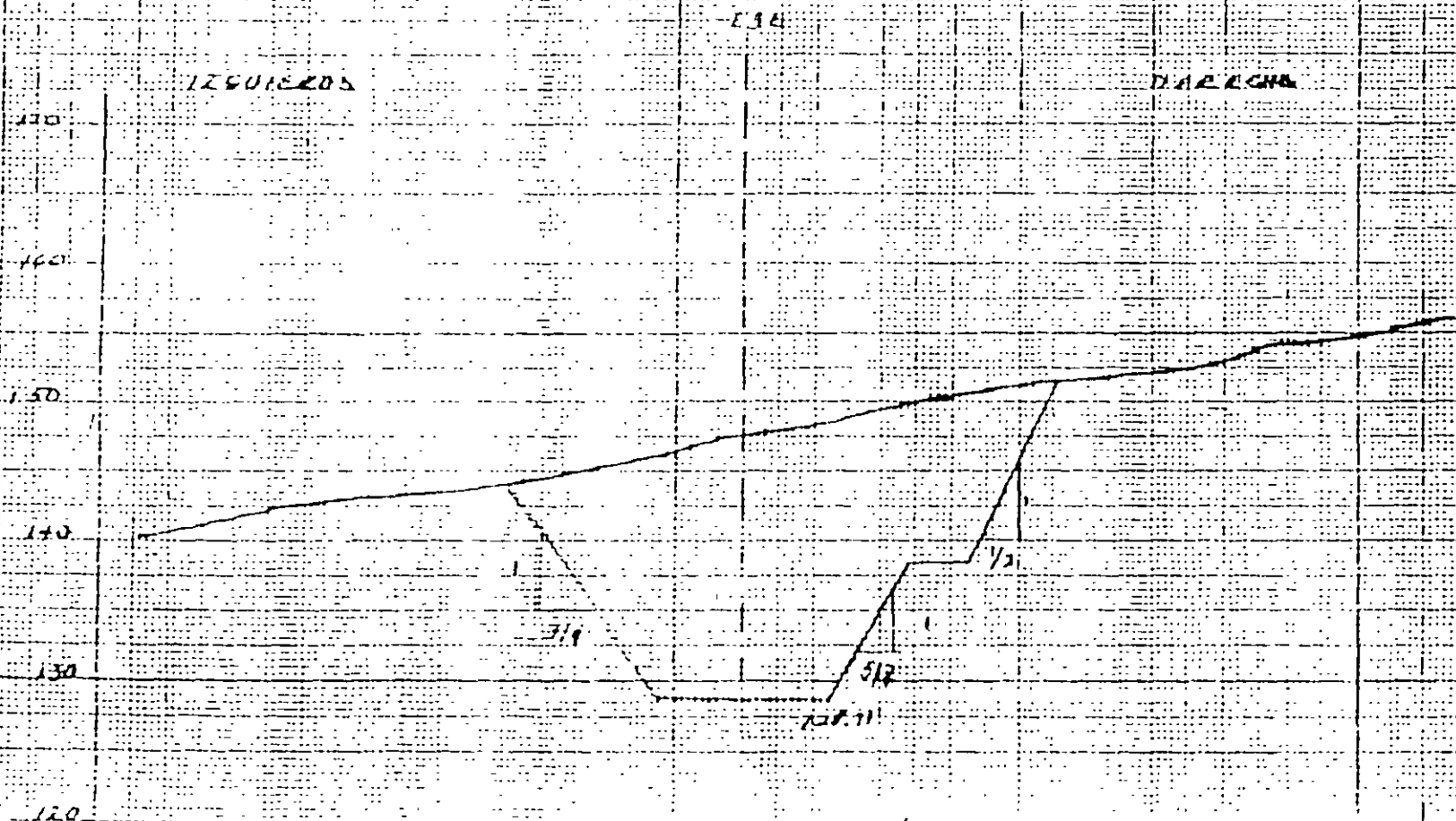
NOTA 1: La elevación de la borma podrá variar hasta en 2.0m en relación con la recomendada con objeto de poder dar la pendiente longitudinal indicada.

ESPECIFICACIONES GENERALES

- \varnothing perf = 2.5 a 3.0"
- \varnothing var = 1.0"
- placa = 30 x 30 cm
- espesa = 1/2"
- rosca y tuerca
- colocar pintura anticorrosiva
- relleno de las anclas mortero f'c = 150 Kg/cm² con aditivo expansor

CORTE 1

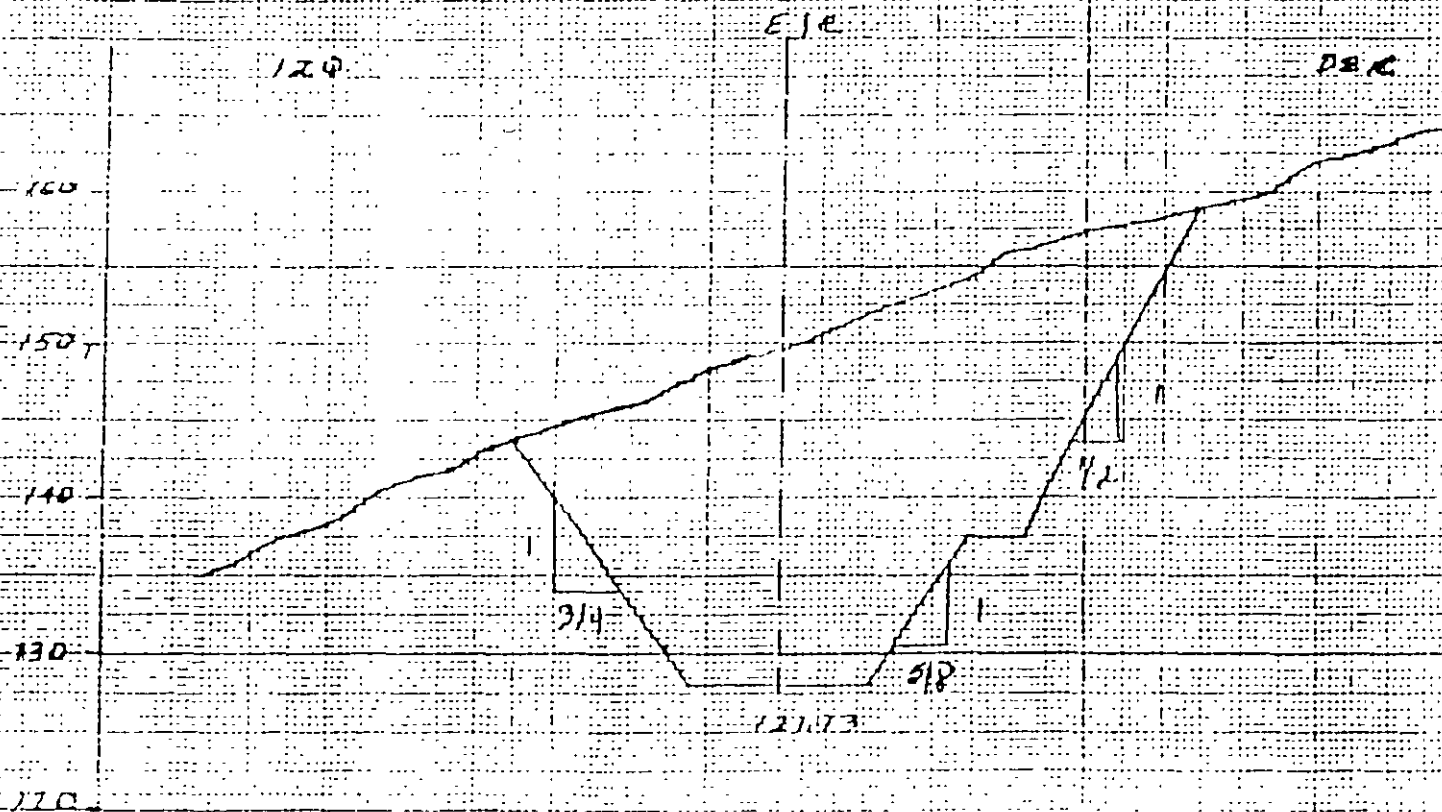
km 150 + 100 - 150 + 272



ELEVACION 150 + 100

C. O. E. F. I.

EM 150+100 - 150+372



SECTION 150+240

CORRE 1

150 3 10 P - 150 4 372

EJE

270

270

170

160

150

140

130

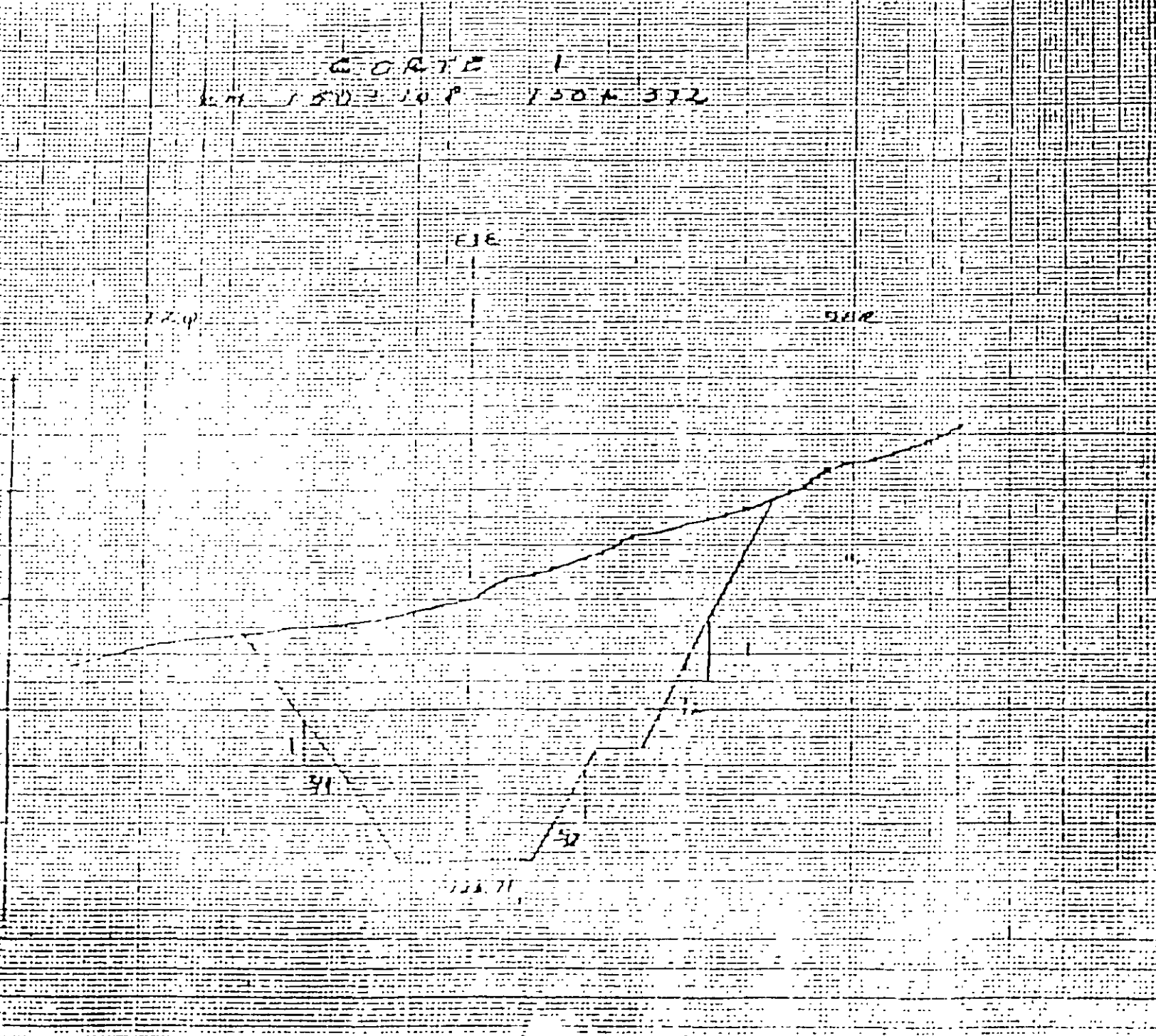
120

31

50

120 71

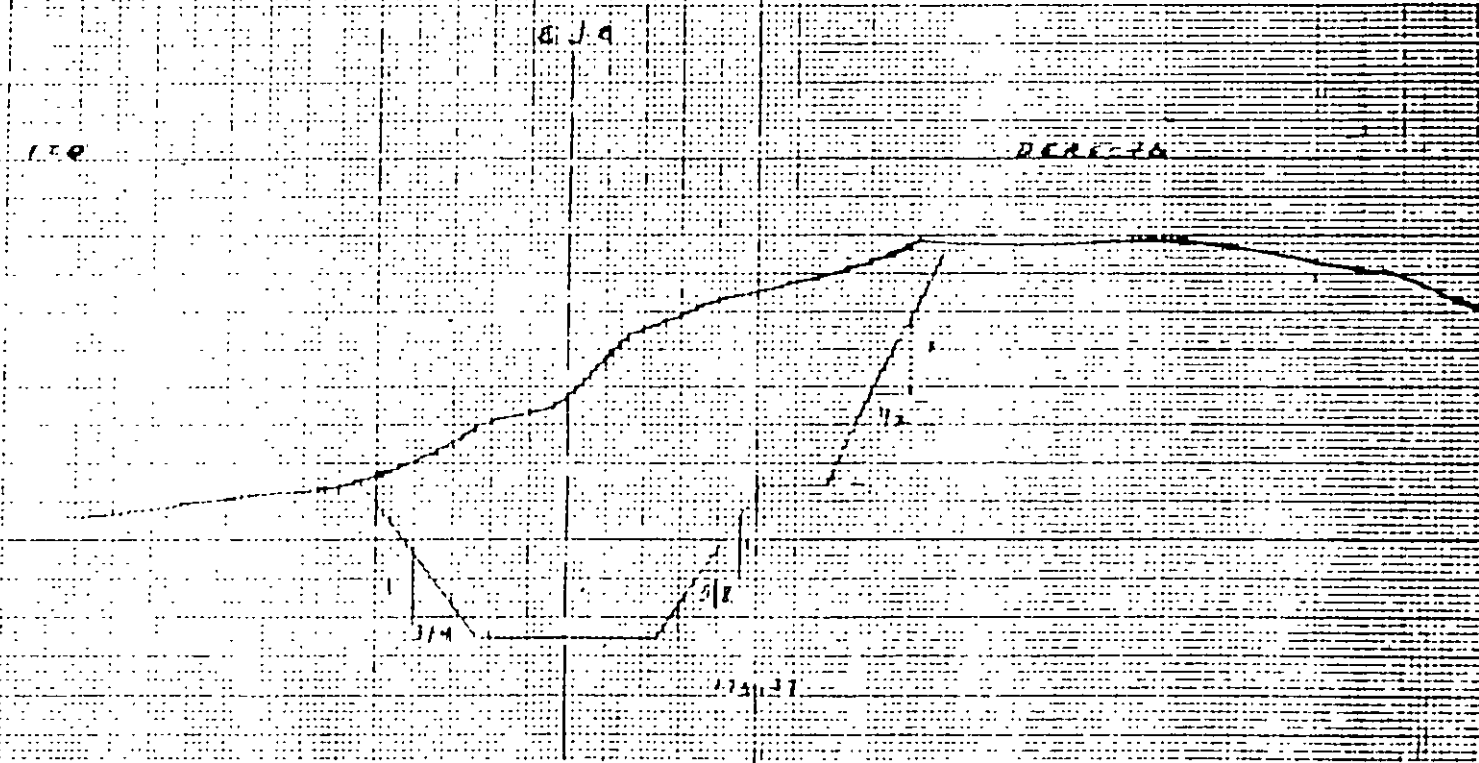
SECTION 270 + 276



SECTION 150 + 320
R.R. 10511

02
060

160
150
140
130
120



SECTION 150 + 320

CARRETERA:
TRAMO:
SUBTRAMO:
TERRAPLEN:
KM. : 150+448 (150+375 - 150+520)

RECOMENDACIONES

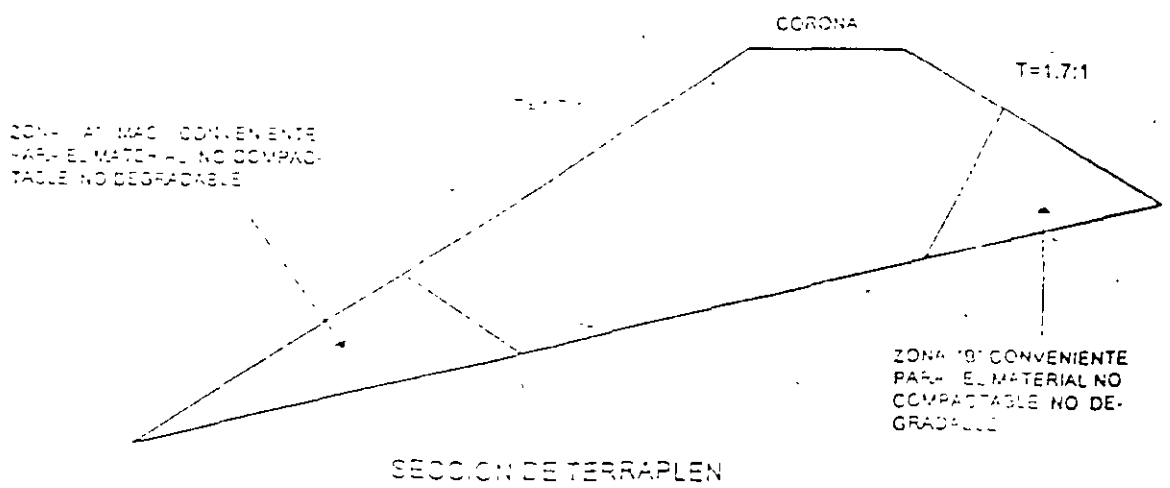
1 - Taludes con inclinación 1.7:1

2 - La obra de drenaje que se tiene contemplada construir en el km. 150+434 constituida por una bóveda deberá arroparse 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 colocara hasta alcanzar 50 cm arriba de la clave.

La cimentación de la bóveda sera sobre roca andesita para la que se estima una capacidad de carga de 60 T/m^2 . Con el fin de garantizar que el despiante se haga sobre roca andesita, en la zona del cauce deberá retirarse el sedimento que pudiera existir. Si por razones geometricas 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 ciclopeo

3 - A pesar de que no se detectaron flujos de agua, se recomienda se instale un dren a partir del cabenamiento 50+430 aproximadamente, a lo largo de los ceros del pateo del talud del terraplén dirigido con la pendiente que se da con las curvas de nivel (mínimo de 4%) hacia la obra de drenaje que se alojara adyacente al suelo-cemento que protege al bóveda del lado derecho de esta, 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 sera de 1.5 m dirigidos hacia el dren del tubo, el cual sera de 1X1m.

4 - Para conformar el cuerpo del terraplén 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 optima. 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 de terraplén en una zona y en una forma que propicie en una mayor estabilidad.



5 - Presiones en la bóveda (suponiendo un espesor de terrapién sobre ella igual a 18.2 m)

Combinaciones

1	2
$P_v = 33 \text{ T/m}^2$	33 T/m^2
$P_h = 25 \text{ T/m}^2$	18 T/m^2

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos, momento flexionante, cortante o fuerza axial; así como mayor refuerzo.

Propiciar arcuero 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.

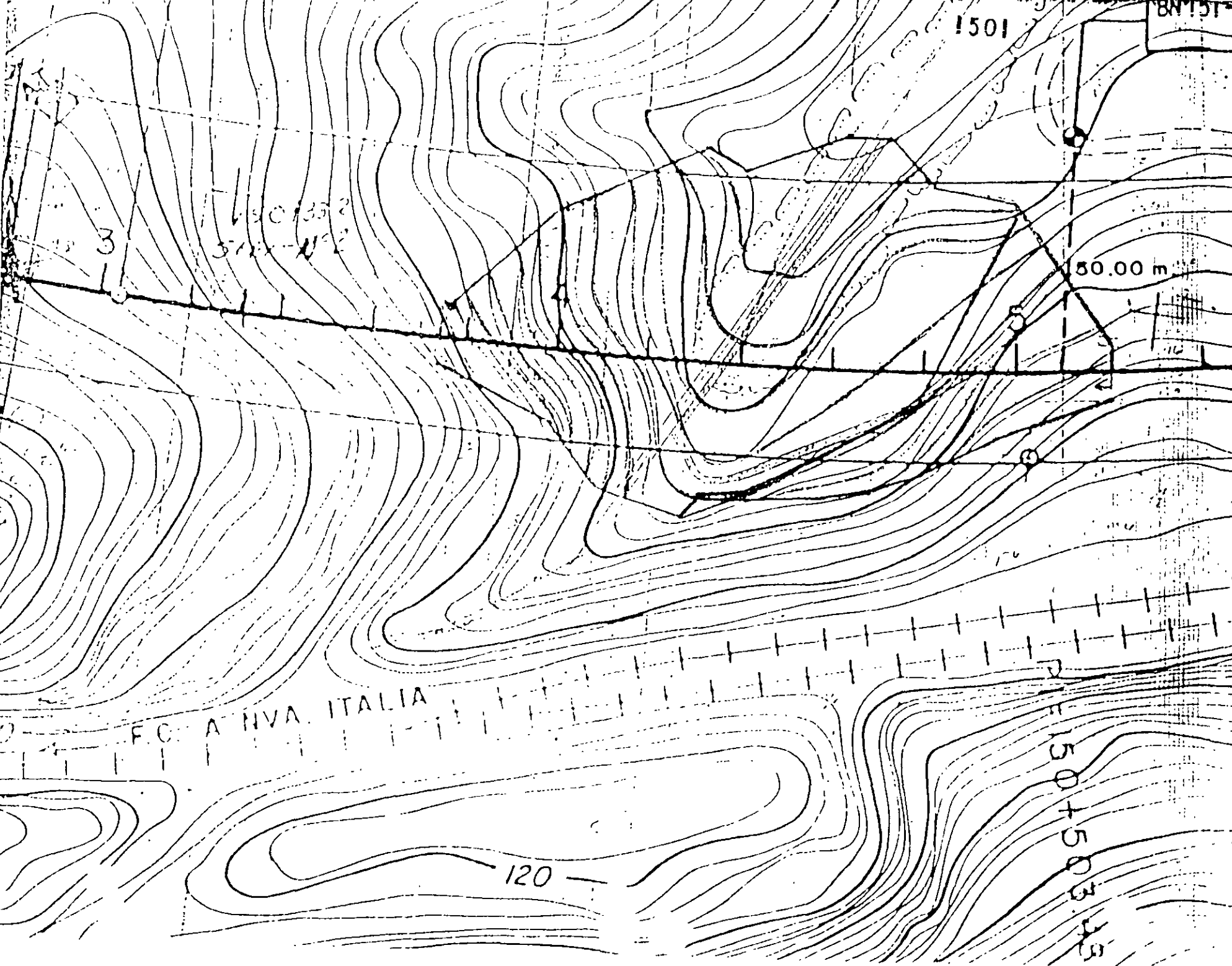
CADENAMIENTO (KM.)	SOBREELEVACION (CM)
150-375	0
150-385	10
150-404	15
150-410	10
150-320	0

7 - Excavar escanones de fuga de 0.2 m de ancho mínimo de hueca y con pendiente de 4° hacia la izquierda (aguas abajo).

8 - Obras complementarias de drenaje:

- Bordeillos - Se instalarán 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 bordeillos.

9 - Para proteger los taludes de terrapién contra el intemperismo se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas de legar.



1501

BM 151

501352
511-112

3

50.00 m

F.C. A NVA ITALIA

120

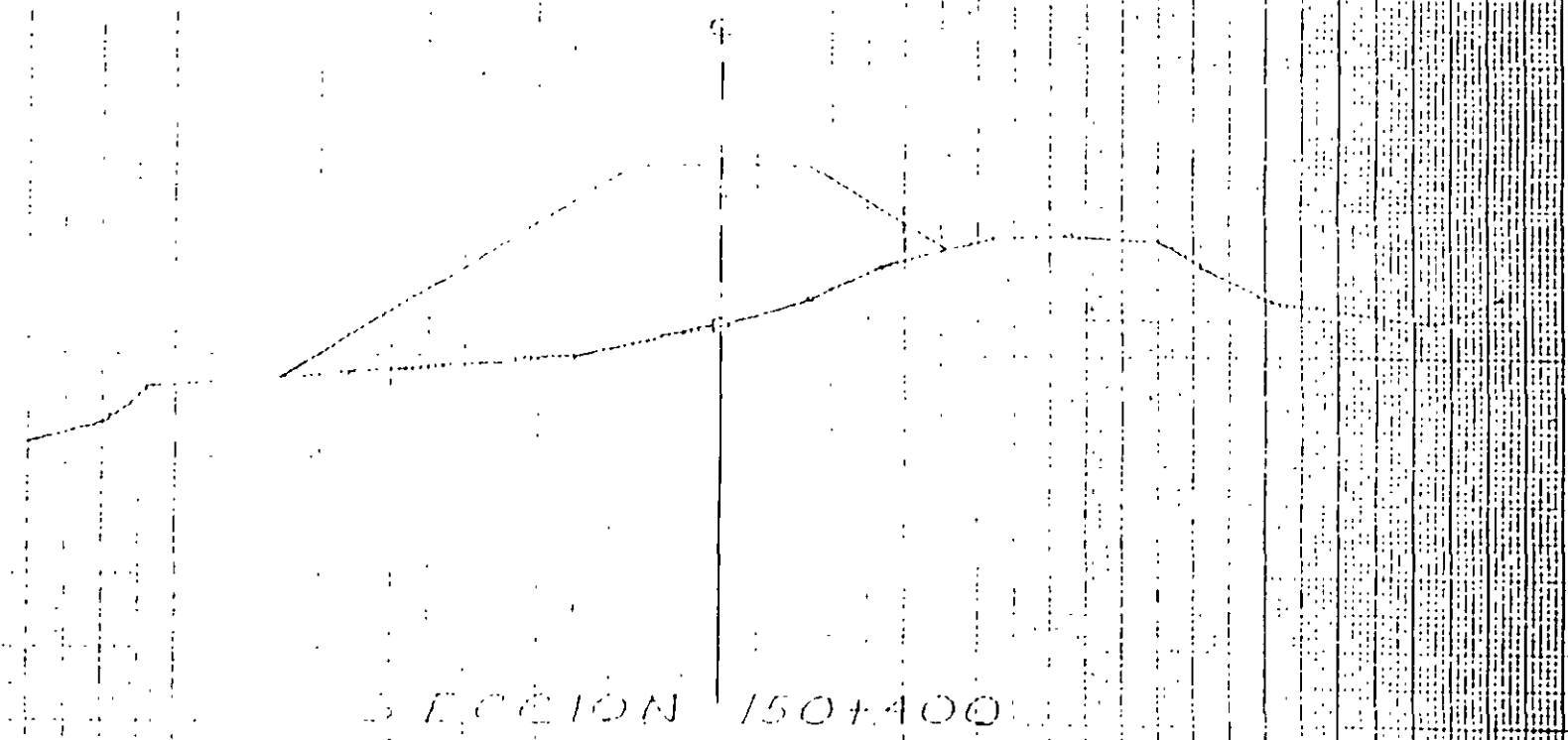
50150+503.35

PROYECTO DE OBRAS DE
RECONSTRUCCION DEL PUENTE

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

9



SECCION 150+400

E.S.C. 1:500

24

722 K. P. M. P. 22. 1

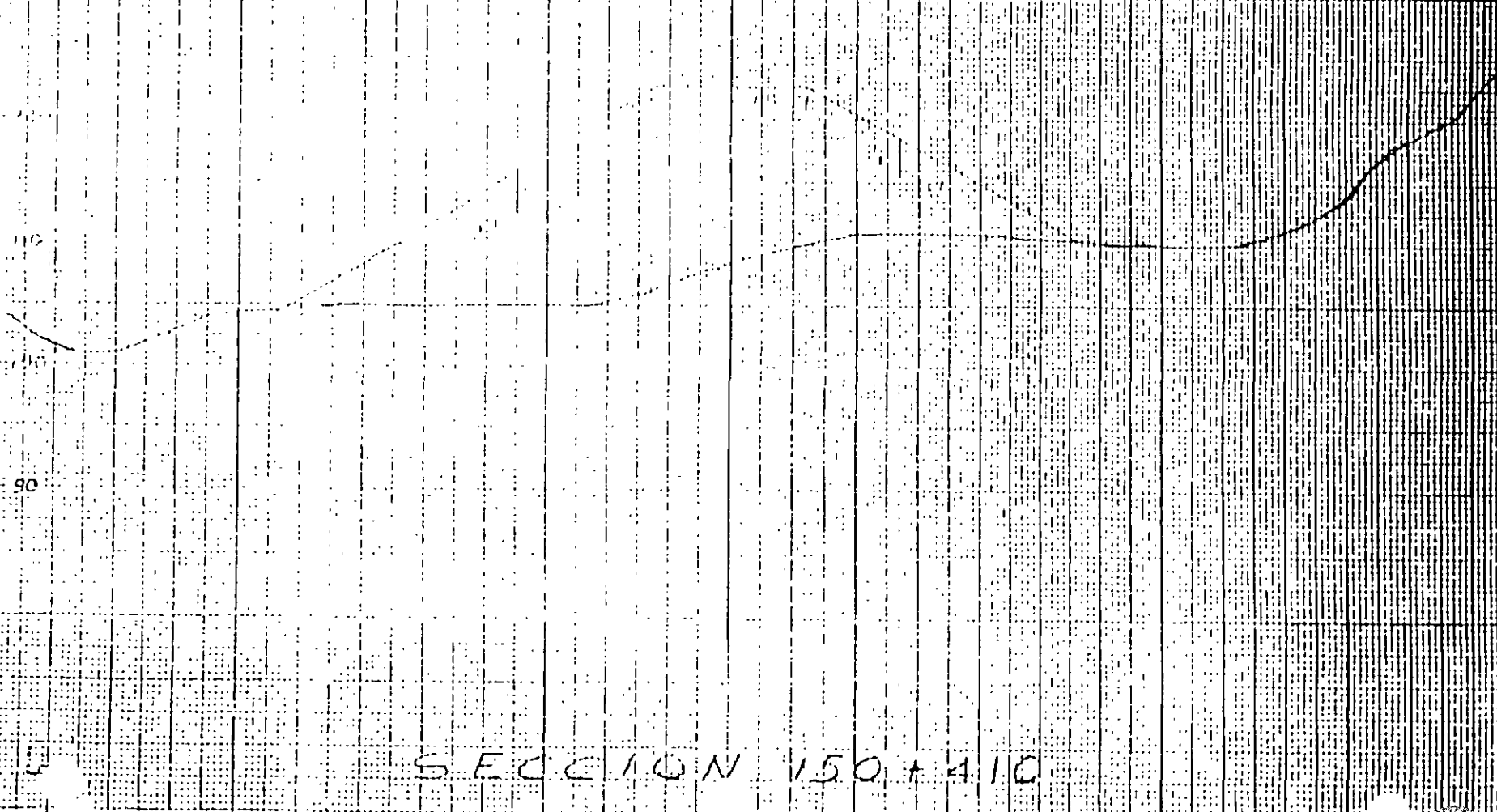
01 1250 1 475 1 50 1 520

LAND 128

LAND 118

100
200
300
400
500
600
700

S E N S 1 2 3 4 5 6 7 8



SECTION 150 + 410

SECTION 1506421

1506375 - 1506520

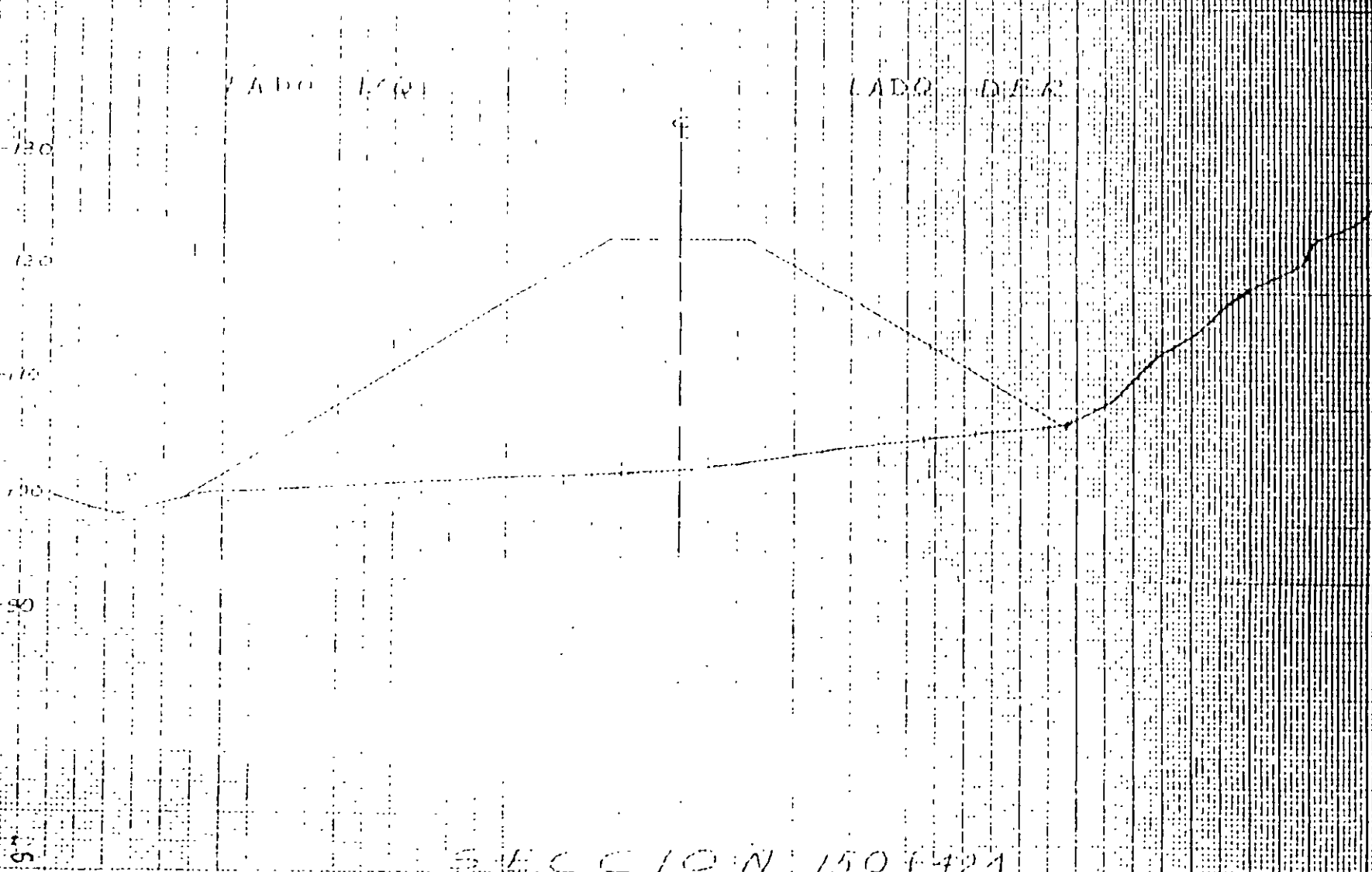
LADO IZQ.

LADO DER.

SECCION 1506421 (m)

150
120
90
60
30
0

696
26



SECCION 1506421

TRANSVERSE SECTION

150+130 150+135 150+140 150+145

LABORATORY

LABORATORY

70
60
50

70

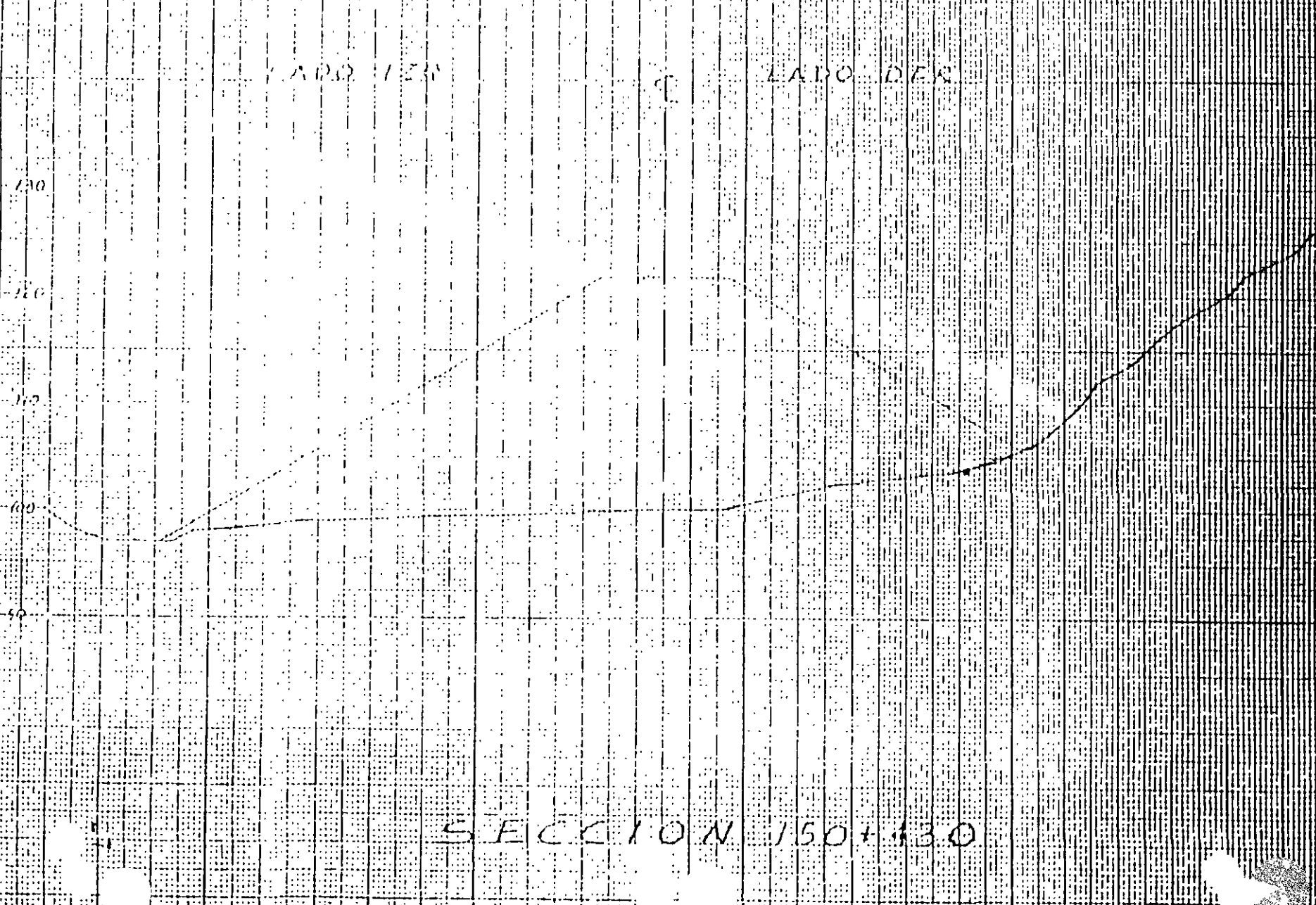
60

50

40

30

SECTION 150+130



PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION

DEL PUENTE DE LA CALLE 150+440

LADO IZQ.

LADO DER.

ELEVACIONES

90
80
70

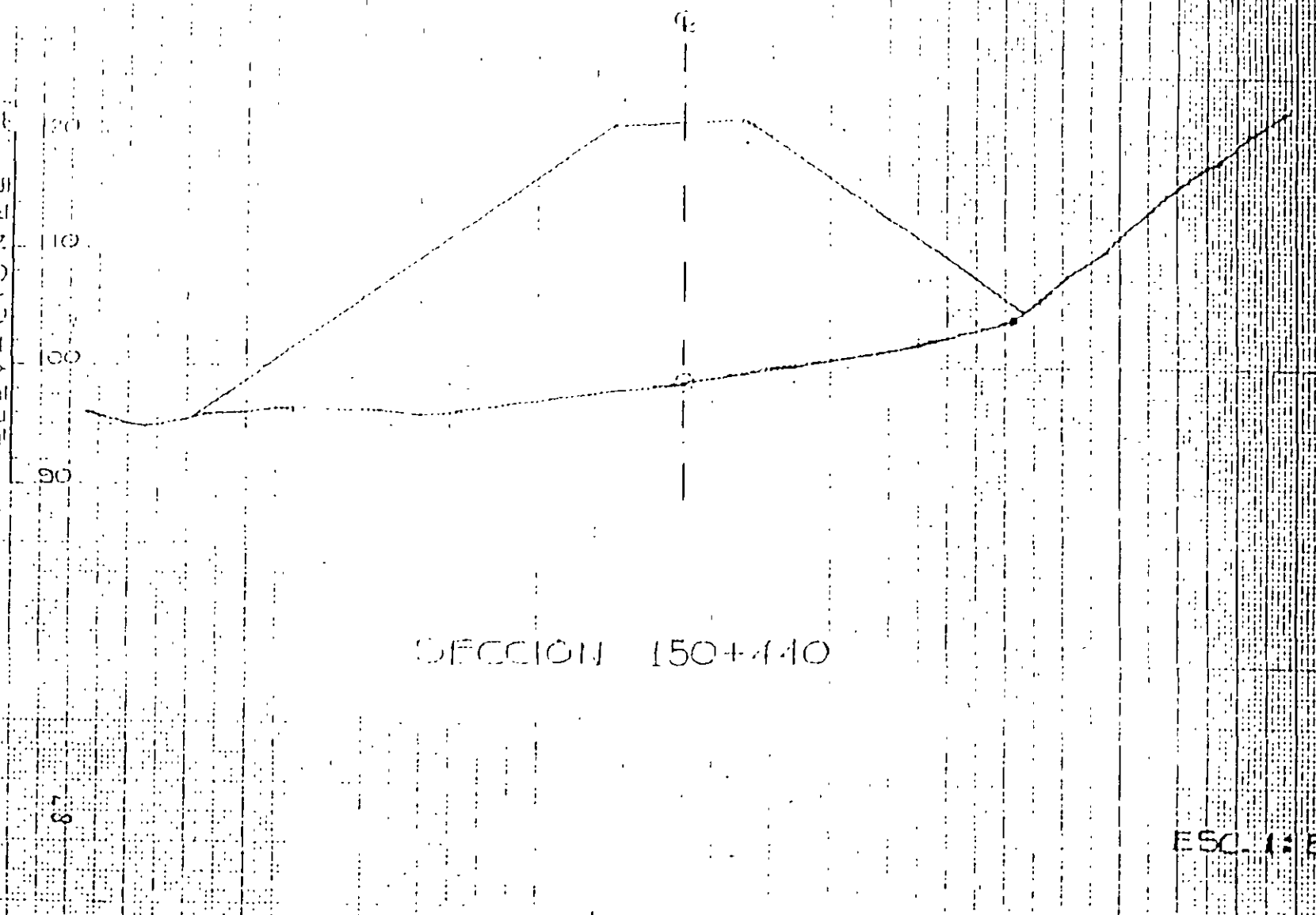
0

SECCION 150+440

ESC. 1:500

28
698

87



12.3. 1951

LADO IZQ.

100+373 - 130+520

LADO DERE.

ELEVACIONES (m)

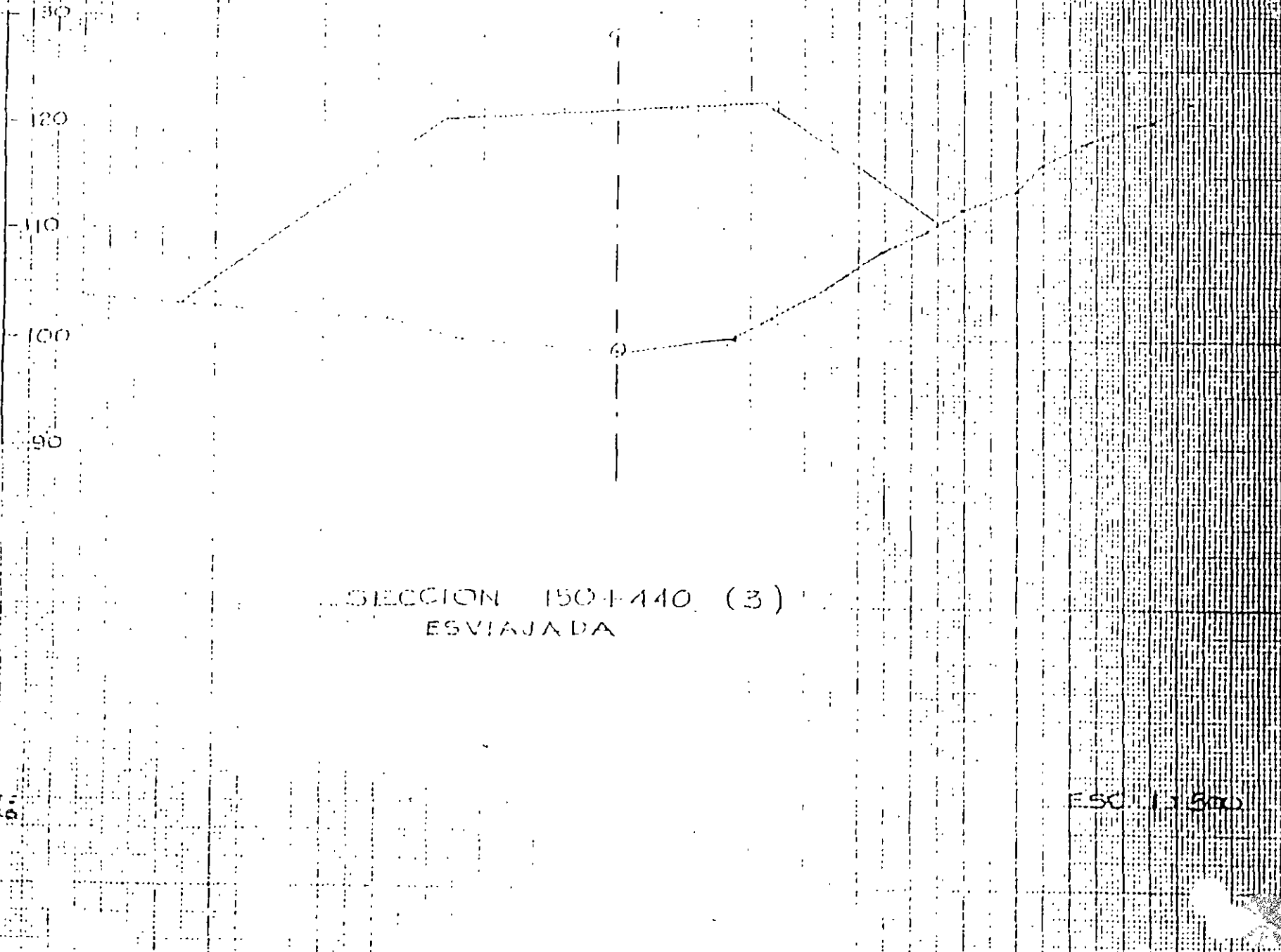
29 699

130
120
110
100
90

SECCION 150+440 (3)
ESVIAJADA

ESCALA 1:500

60



7 2 2 4 2 2 2 2 1
141 450 + 375 150 + 520

LADO RIO

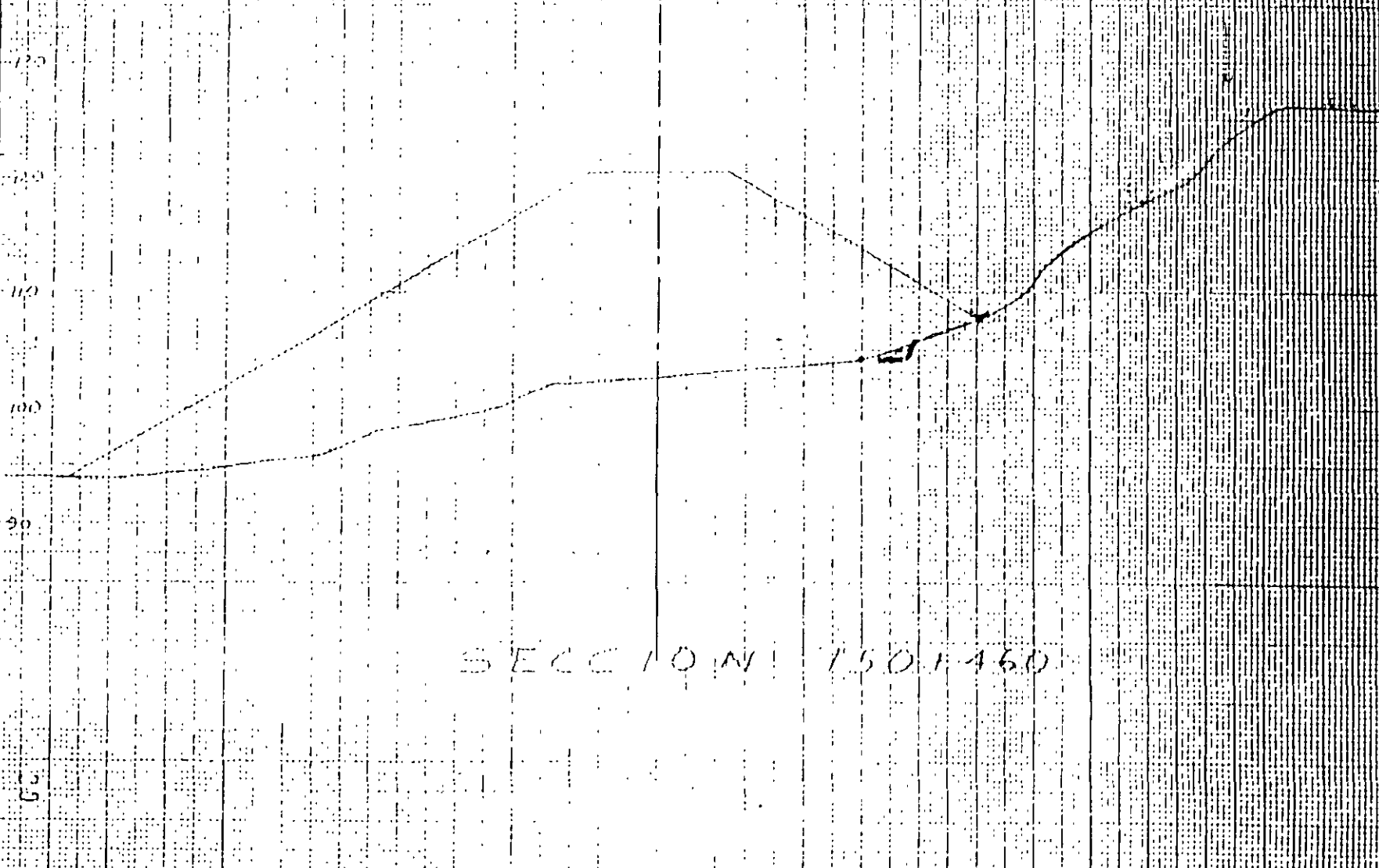
LADO LER

7882

30
700
90
100
110
120
130

55

SECCION 150 + 460

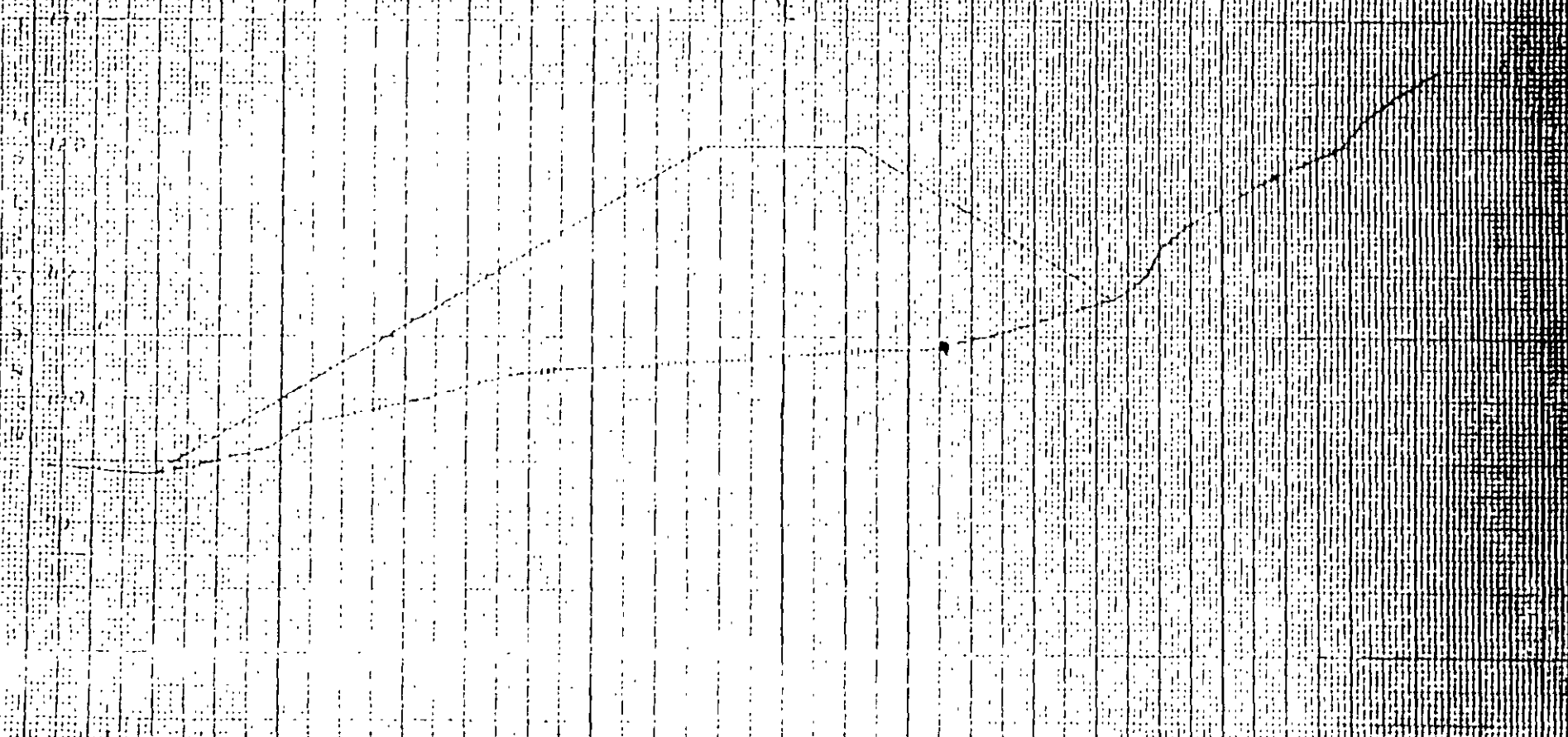


C. A. ZIEGLER

1501470

LADO OESTE

LADO ESTE



SECCION 1501470

111. 150° 15' 150° 32'

LAND 17 Q

LAND 18 R

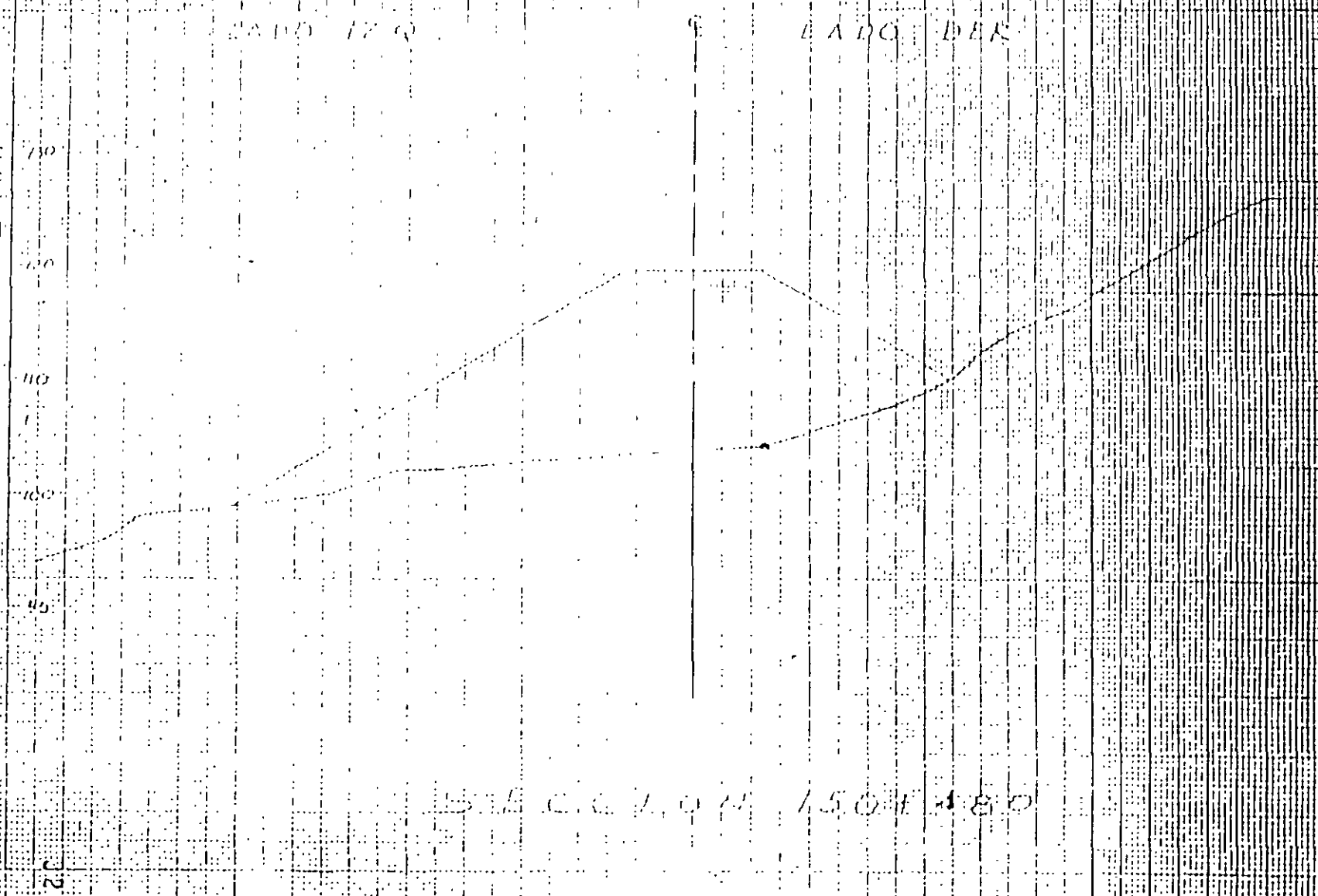
SECTION 15 OF 180

70
60
50
40
30

702 32

SECTION 15 OF 180

32

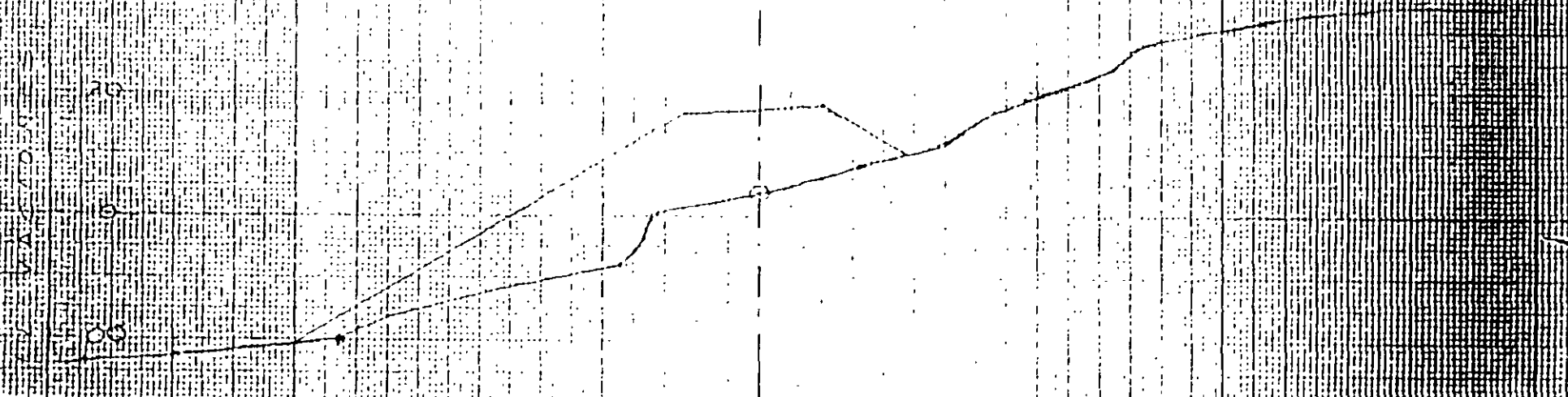


7.50 2.82 2.74
Elev. 1507.275 - 1507.210

LADO 120

LADO 150

30
20
15
10
00
-10



SECCION 150+500

150+500

704 51

704 51

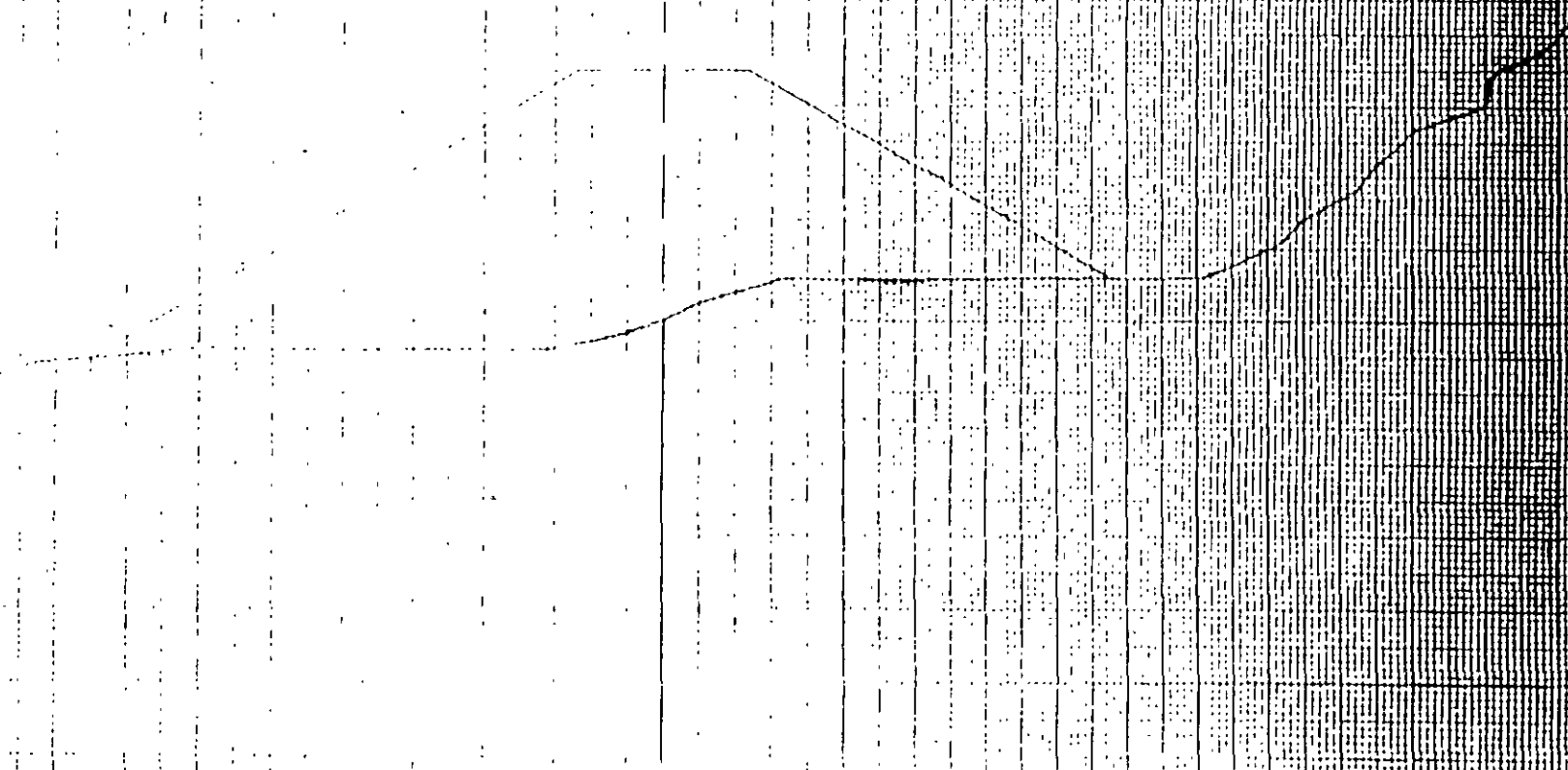
704 51

CADDO 14.9

CADDO 14.9

SECTION 150+416

100
125
150
175
200



SECTION 150+416

704 51

704 51

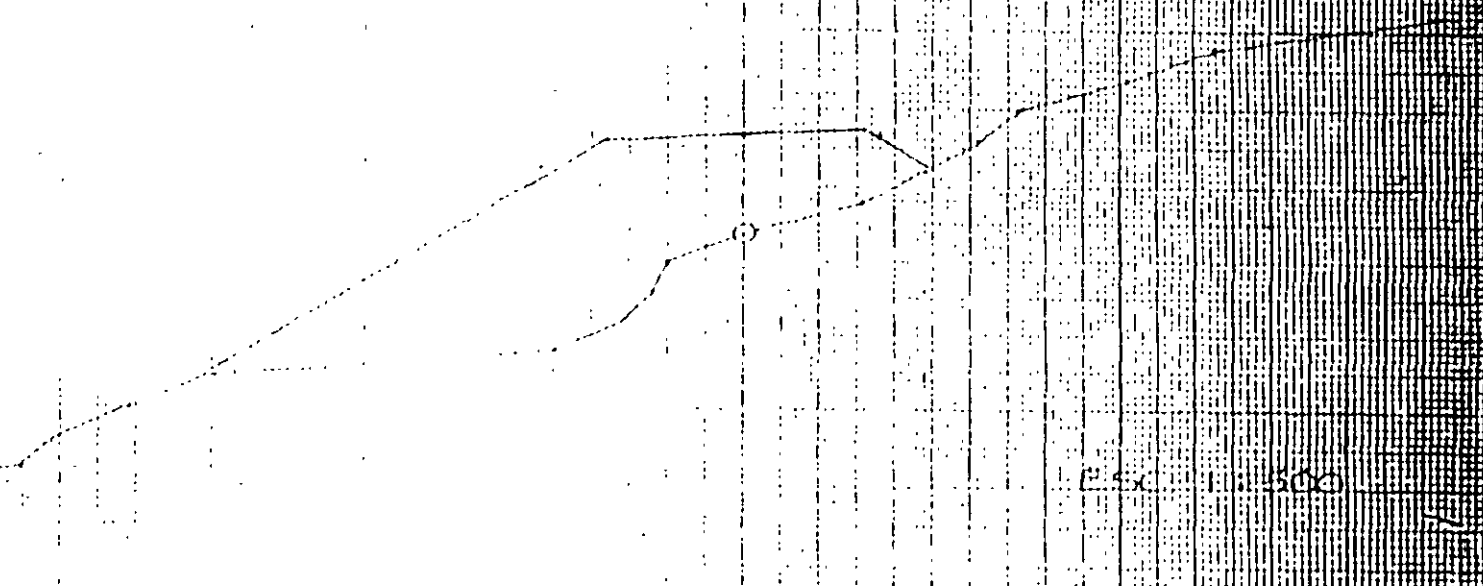
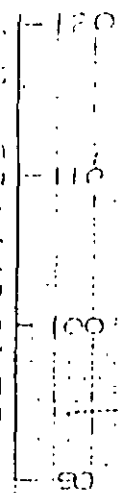
7. SECCION 1

EN 150+500 - 150+520

ADO 12Q

ADO DEF

7/1
ELEVACIONES (M)



SECCION 150+500 (5)
ESVIAJADA



DIRECCIÓN DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRIL

FRANCO

OR

KM A KM



IAGSA

OBRA NO. 1	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				M. LAMORFICA		SUFLO	
	TERRAPLEN DE KM A KM	DESCARPADO	MONTEAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA	SEDIMENTARIA	ESTRAT.	NO ESTRAT.	FOLIADA		NO FOLIADA
7+850 A 8+000				X								TIPO Y ESPESOR CL. 0.30 mts

DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA

ROCA DE COMPOSICIÓN BASÁLICA DE COLOR NEGRO A GRIS OSCURO CON ESTRUCTURAS VESICULARES, ALTERRADO Y EMPACURADO. EL ESPESOR DE LA ZONA DE ALTERACIÓN ES ENTRE 1 Y 2 METROS. SE OBSERVA EN EL TERRENO DEL CAUCE SEÑALADO FUENTE DE AGUA DE 0.6 A 1.0 M EN AMBOS MARGENES, SE OBSERVA ALTERRADO ROCA BASÁLICA.

LONGITUD DEL TERRAPLEN 150.00

PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LÍNEA 23.00

PRESUPUESTO (A,B,C): 10 - 30 - 60

[FISURAS Y FRACTURAS (ORIENTACIÓN, REJUNTO, ABERTURA, PROFUNDIDAD), EL SISTEMA DE EMPACURAMIENTO SE PRESENTA EN DOS DIRECCIONES FORMANDO BLOQUES DE 0.30 POR 0.80 DE ARISTA. LAS FRACTURAS SE ENCONTRAN SELLADAS POR ACCIÓN DE BAJA A MEDIANA PLASTICIDAD.

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO) NO PRESENTA

[FLUJO DE AGUA, HUMEDAD SOBRE LA MUESTRA QUE PUEDE (POSIBLE CAUCE DE APPOYO) ENTRE LOS KM 7+620 A 7+740

ESPESOR DE SUFLO 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 VEGETACIÓN EN AMBOS MODO DE PROTECCIÓN

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDIRÁN A LAS RECOMENDACIONES DEFINITIVAS EN EL INFORME

706

35



CARRERA

ORIGEN

HEMISFERIO

KM A KM



IAGSA

DIRECCIÓN DE OBRAS PÚBLICAS
FEDERALES

OBRA No. 11	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA			METAMORFICA		SUELO		
	TIERRAPLEN DE KM A KM	ESCARPADO	BOLLAROSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA	SEDIMENTARIA	ESTRAT	NO ESTRAT		FOLIADA	NO FOLIADA
48+520 A 48+730				X		PIE LAVA FOLIADA	EXT PIROCLASTOS					CI-SM 0.20 mts

DESCRIPCIÓN GEOLOGICA

CONSTITUIDO POR BUECHA BASALTICA CON TRES CORTES CIRCOS Y MEDIANOS MEDIANAMENTE A BLEN CEMENTACOS. LO CUBRE UNA CAPA DE SUELO VEGETAL DE 20 cm DE ESPESOR.

LONGITUD DEL TERRAPLEN 200 mts

PROXIMIDAD AL CENTRO DE LA OBRA 27.00 mts

PRESUPUESTO (A.B.C) 00 - 80 - 20

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACIÓN, DEBILIDAD, ABERTURA, PROFUNDIDAD), EN DIFERENTES DIRECCIONES FORMANDO BLOQUES DE 1 A 3 mts DE ALTEZA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRELIMINAR Y DEFINITIVO) REPRESENTA

FLUJO DE AGUA, SOBRE LA SUPERFICIE SE OBSERVAN FLUJOS DE AGUA PRODUCIDO 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 PRODUCIDO DE LOS CORTES O DE BARRO DEL PRESTAMO

OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR) REFERENCIA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO)

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, DRENES, MALLA, ETC.) CONSTRUIR TERRAPLEN CON TALUDS DEL CORTE Y PROPAGAR VEGETACION EN AMBOS LADOS DE PROTECCION Y RECOMENDAR PUNOS O ALGUNA OBRAS DE IMPERMEABILIZACION DEPCA DE LOS CANALES PARA EVITAR LA UTILIZACION DE AGUA

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD DEL PRESTAMO SON LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD DEL PRESTAMO

31
707



DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRILERA:
TRAMO:

ORIGEN:
KM. A KM.:



OBRA No 44 TERRAPLEN DE KM A KM	TIPO DE TERRENO				TIPO DE ROCA				SUELO	
	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO	PLANO	IGNEA INT. EXT.	SEDIMENTARIA ESTRAT NO ESTRAT	METAMORFICA FOLIADA NO FOLIADA			TIPO Y ESPESOR
135+380 A 135+760			X			X				M.L.-CL. 0.20 m

DESCRIPCION GEOLOGICA		
<p>CONSTITUIDO POR LAS ARIETAS DE LOMO DEPIRIGUE A PEQUERAS DE COLOR GRIS CLARO. SOBRE YACIMIENTO SE TIENEN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN MATEL DE ZIRCO, EL MACIZO DE LA PIRIGUEA TIENE UN ESPESOR DE 0.20 m.</p> <p>EN EL CAUCE ALFORA EL MACIZO RIGIDO CONTIENE ASO MATERIAL DE ACAPILLO COMO FRAGMENTOS MEDIANOS, CHICOS Y GRAVAS</p>		
LONGITUD DEL TERRAPLEN: 380 mts	PROFUNDIDAD EN CENTRO DE LINEA: 19.50 mts	PRESUPUESTO (A,B,C): 00 - 60 - 40

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACION, DERECHO, ABERTURA, PROFUNDIDAD): SE OBSERVA EN EL MACIZO QUE ALFORA EN EL CAUCE, SIN UNA ORIENTACION DEFINIDA, SIN EMBARGO EL ABREGLO GENERA BLOQUES DE 0.1 A 0.80 mts DE ABRETA

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 DESEMPE
MATERIAL POSIBLE PARA FORMAR TERRAPLEN: MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTELOS DE BANCO DE PIRIGUEA
OTROS PROBLEMAS (ESPECIFICAR): NO PRESENTA

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO): NO RECOMENDADO

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (EN CONSIDERACION AL TIPO, MATERIAL, MACIZO, ETC.): RECOMENDACIONES EN CALIBRES DE 1/2 Y 1/4 PROFUNDIZACION EN ALBOS A MODO DE PROTECCION

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDEN A LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD EN EL BANCO DE

708
33

RECOMENDACIONES

CORTE N° 20 135+764 - 135+986

A) Taludes.

A.1) Lado izquierdo

Cad. 135+764 - 135+985

- 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 : ½:1 hasta los ceros

Cad. 135+880 - 135+900

- Talud : transición

Cad. 135+900 - 135+940

- Talud : ½:1 entre la rasante y 15 m; berma; ¾:1 arriba de la berma hasta los ceros.

Cad. 135+940 - 135+950

- Talud : transición.

Cad. 135+950 - 135+986

- Talud : ½:1 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 5X6-10/10.
- 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 kms. 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

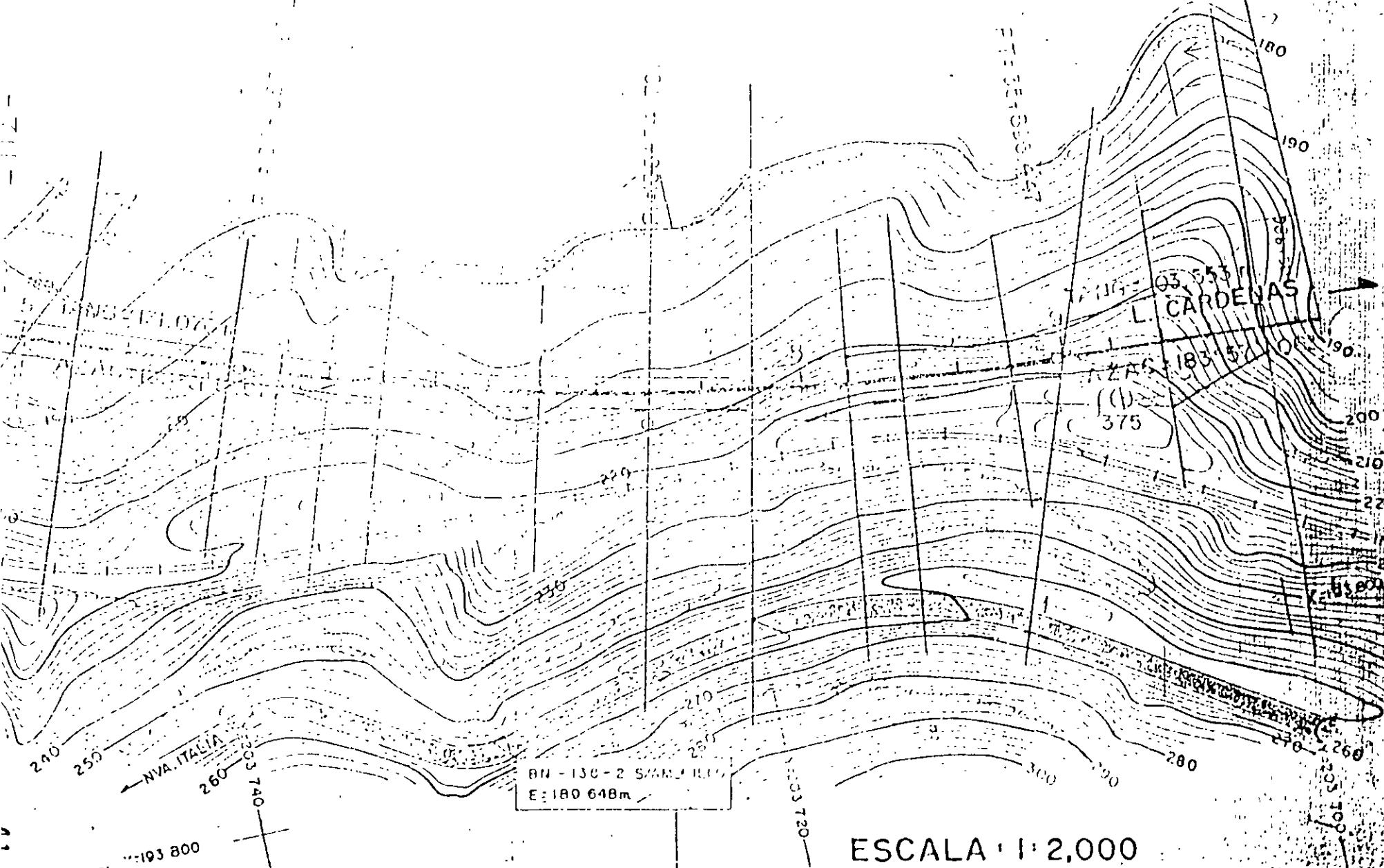
D.1 Lado derecho. No es necesario.

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.

(136)

136



15		0.12	
60	0.30	0.15	0.00
	-5.20	-2.00	-2.00
		-5.20	-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 TIPO Y ESPESOR
	ENCARPADO	MONTAÑOSO	LOMBRO	PLANO	IGNEA	SEDIMENTARIA		METAMORFICA			
135+764 A 135+585			X		III	LXI	ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	ML-CL 0.20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA

CONSTITUIDO POR EL CALIZADO DE UNO QUE SE PRESENTA FRAGMENTADA, SOBREPUESTO SE TIENEN FRAGMENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN LIMO ARCILLOSO LAPELORADO DE 1/2 A 1/4 DE PUNTA DE LOMO.

LONGITUD DEL CORTE: 230 MTS.

PROFUNDIDAD DEL CORTE EN CENTRO DE LINEA: 18.50 MTS.

PRESUPUESTO (A,B,C): 00 - 40 - 60

FALLAS Y FRACTURAS (CUBIERTURA, PULGAS, AMPLITUD, 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

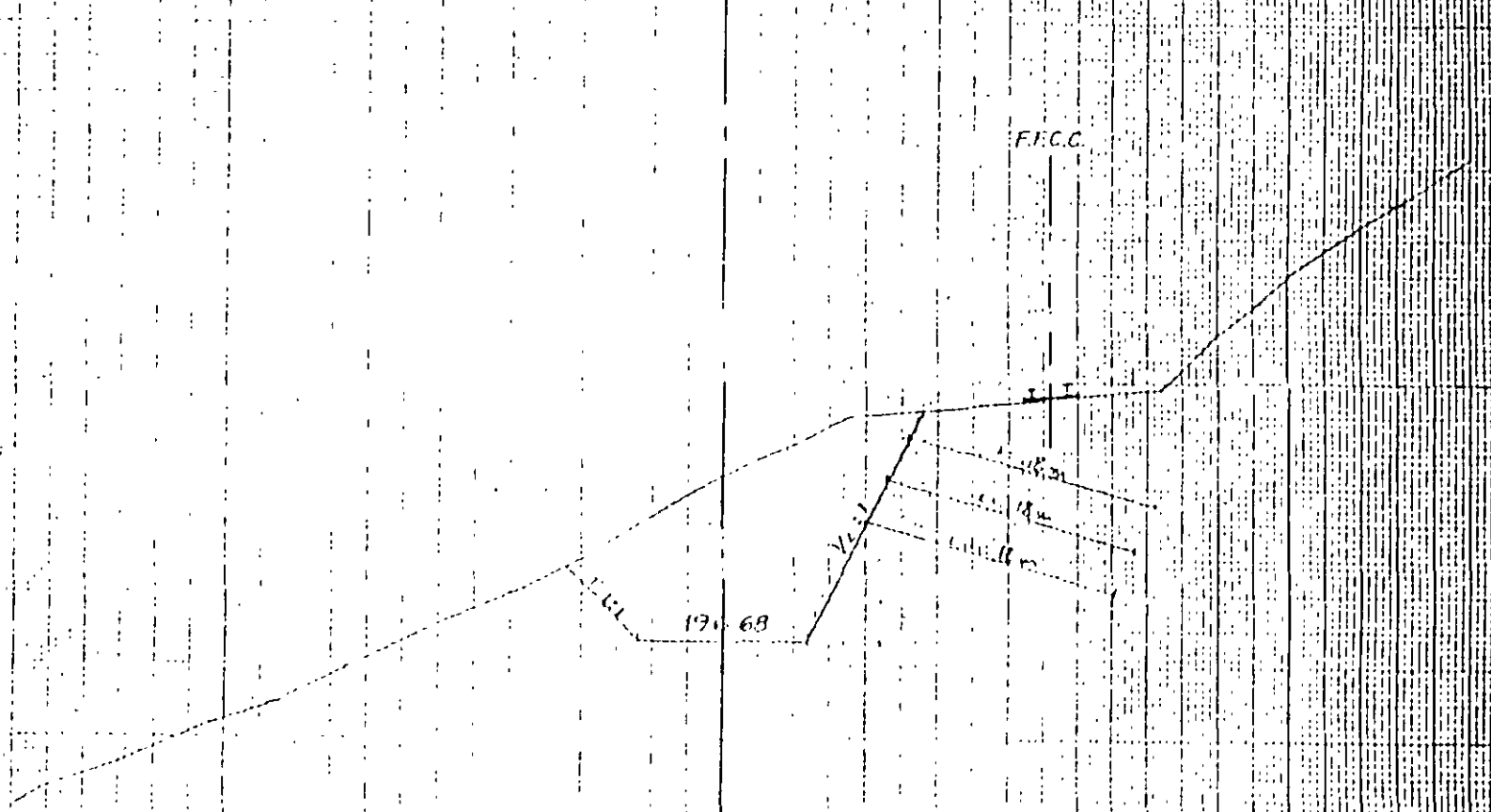
RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (AL CONSTRUIR, TALUD, MURO, OPRIS, MALLA, ETC.): DEJAR BANQUETA DE 3.00 MTS Y PROYECTAR TALUDES DE 1/2 A 3/4 Y COLOCAR MURO DE CALIZADO DE 2.00 MTS DE BASE PARA 1.00 MTS DE ALTO Y 1.00 MTS DE ANCHO.

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE CORRESPONDEN A LA FORMA DE CORRECCIONES DE ESTABILIDAD SEÑALADAS EN ESTE INFORME.

10.6.1.1. G... ..

10.6.1.2. T... ..

10.6.1.3. D... ..



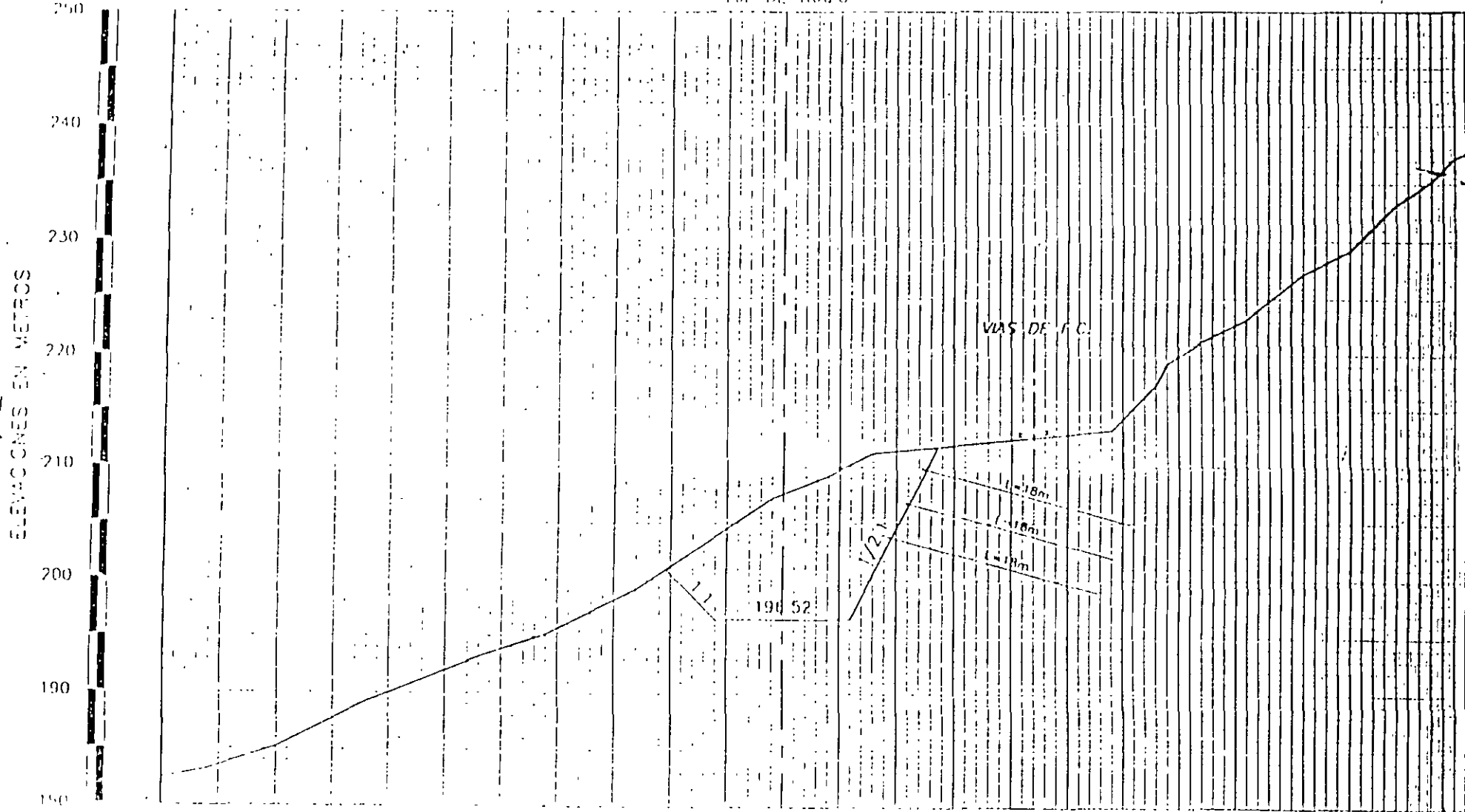
SECTION 12 820

SECTION 11

LADO IZQUIERDO

LOJ DE BRAZO

LADO DERECHO



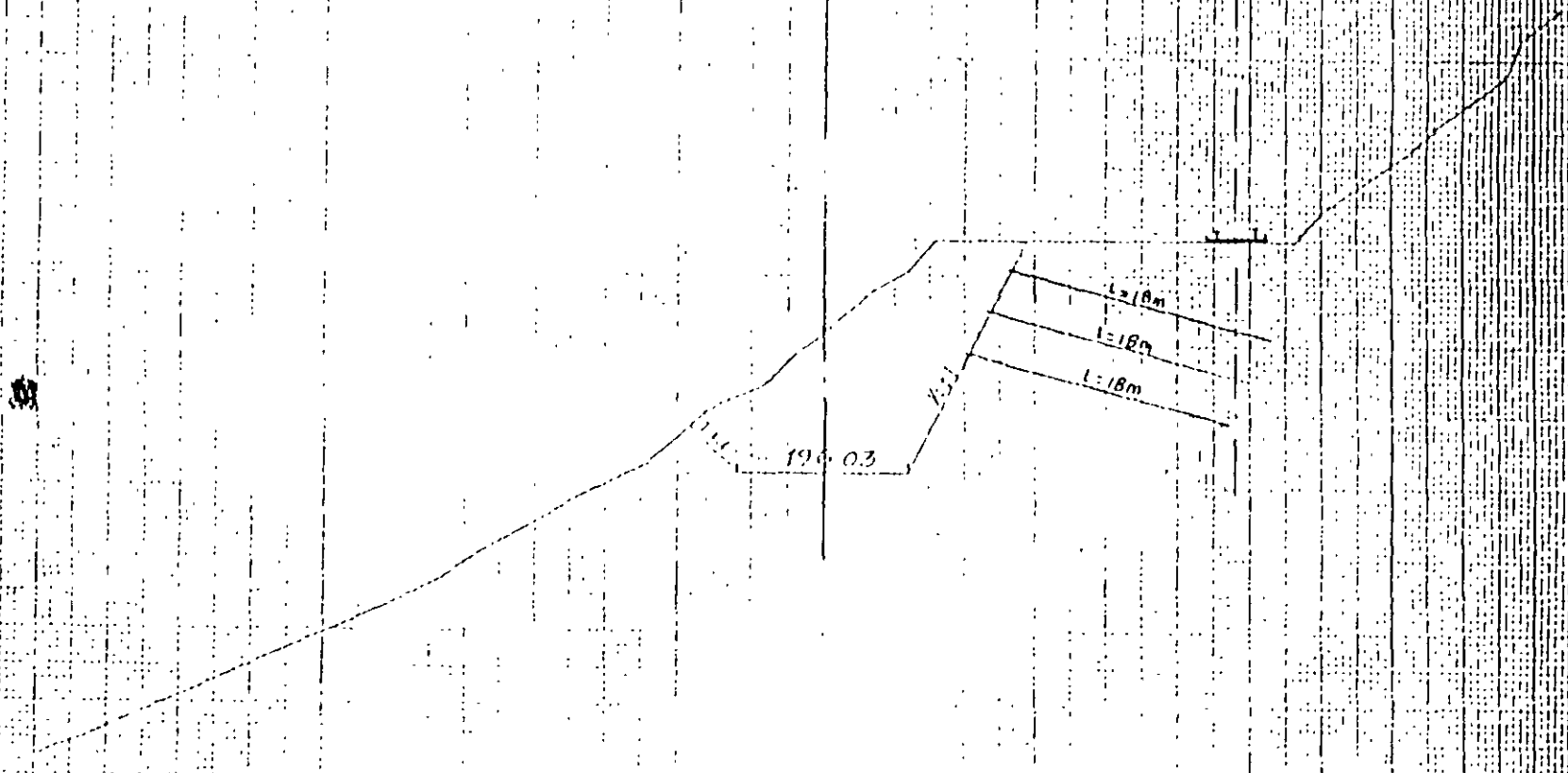
SECCION 135+840

205: 17 600 200

233 14 17720

1400 02 21 170

F.F.C.C.



SECCION 1351880

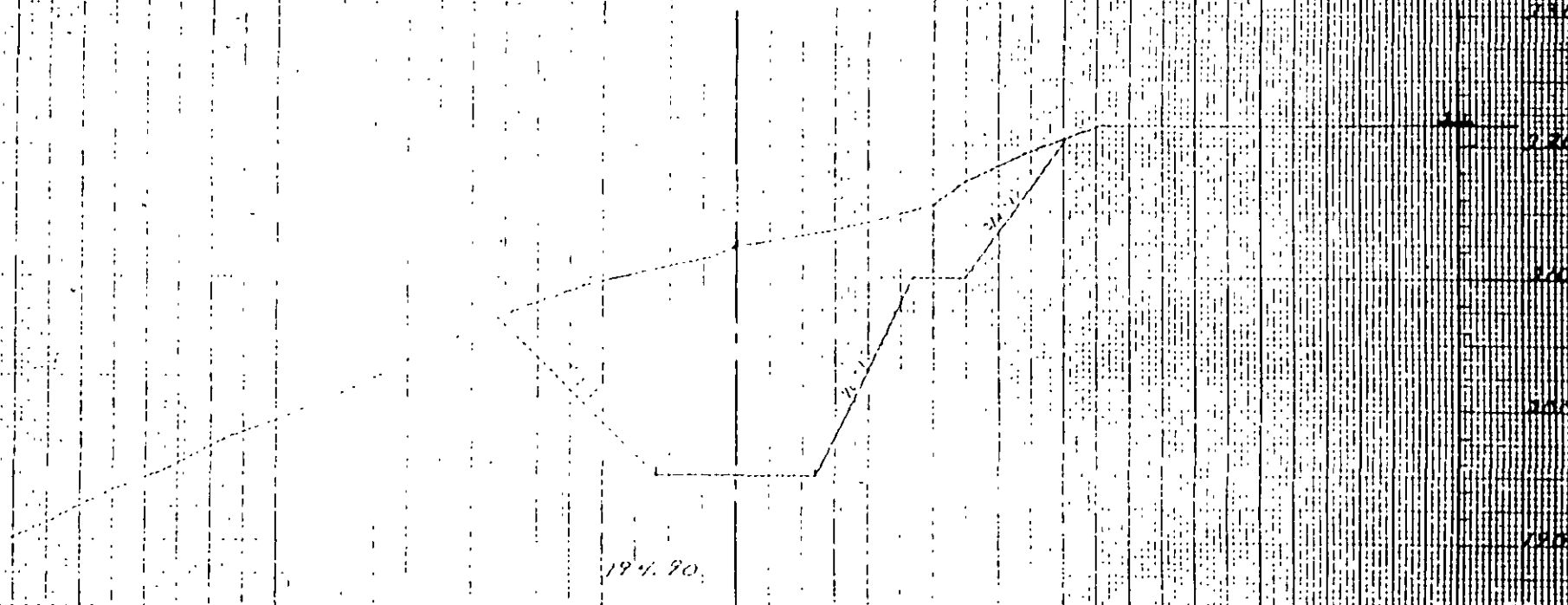
SECCION 1351880

6

2600 11/20/20

2600 11/20/20

2600 11/20/20



1949

SECTION 135 + 940

SECTION 135 + 940

26

SECTION 17.500

SECTION 17.500

30

196.83

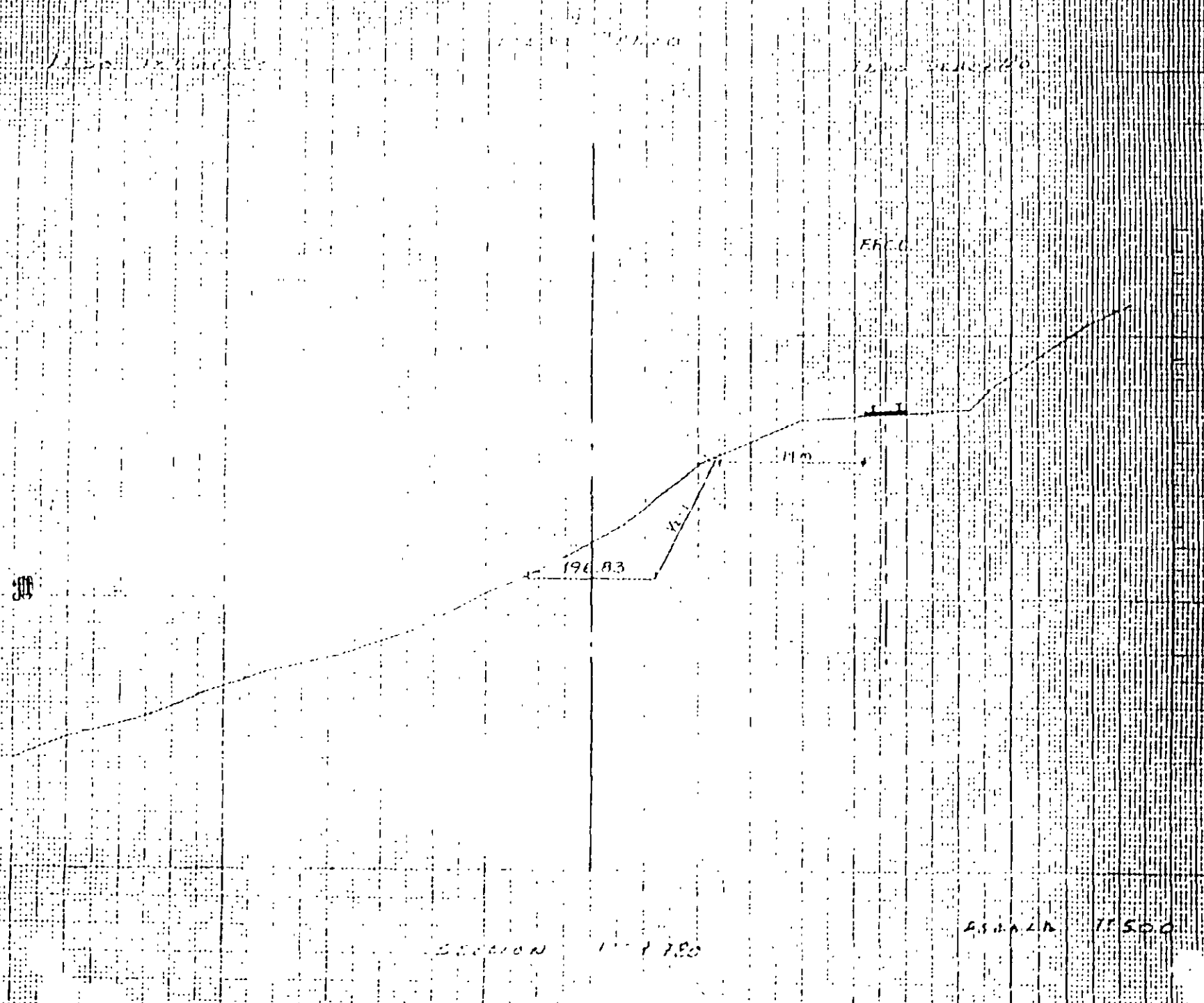
11.1

11.0

11.0

SECTION 17.500

SECTION 17.500



194.10

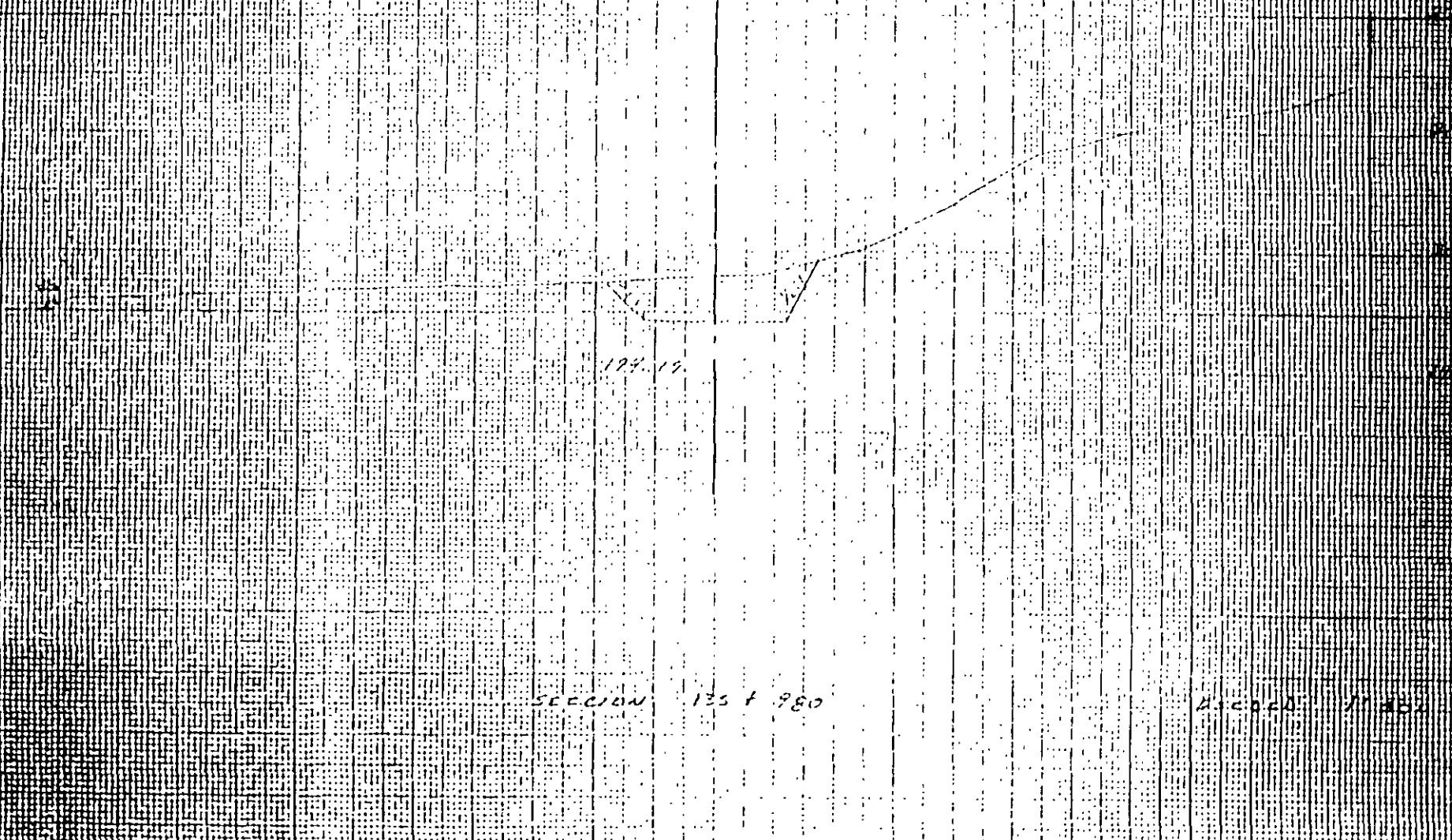
194.20

194.30

194.17

SECCION 135 + 980

194.20



VALDERRUEDA

CARRETERA

☐
EJE DE TRAZO

240

230

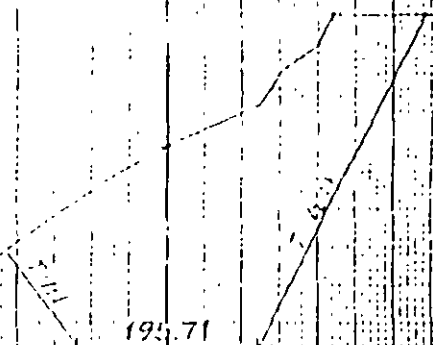
220

210

200

190

180



S.E.C.C.I.O.N 1-1

135+900

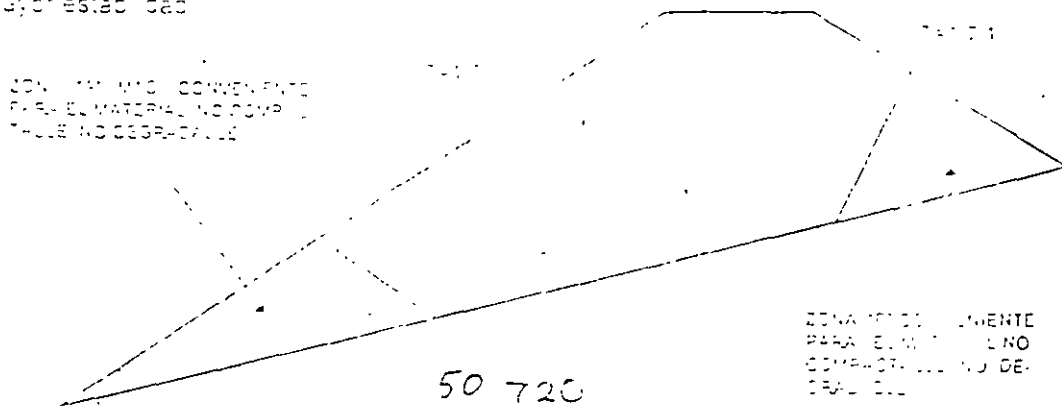


IAGSA

CARRETERA:
TRAMO:
SUBTRAMO:
TERRAPLEN:
KM. :48+640 (48+515 - 48+726)

RECOMENDACIONES

1. Taludes con inclinación 1:7.1 horizontal a vertical.
2. En este terraplen se tiene contemplada una obra de drenaje la cual se ubicará en el km. 48+640 constituida por tubo de lamina de 4.88 m \varnothing , misma que se deberá construir en todo el ancho del terrapien, arropada mediante la colocacion de suelo - cemento a los lados de esta en un ancho equivalente a 0.75 veces el diametro con $f_c > 20 \text{ kg/cm}^2$. El suelo cemento se colocara hasta alcanzar 1.0 m arriba del lomo del tubo.
El despiante de la tubería que constituye la alcantarilla será sobre un "colchon" de 20 cm de espesor de concreto ciclopeo a su vez apoyado en fragmentos de roca grava, arena casaca. Deben evitarse cambios bruscos de este espesor en valores mayores que 20 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 margen izquierda (lago Uruapan) se deberá colocar una capa de material drenante de 1.0 m de espesor mínimo en contacto con el terreno natural, despues de realizados los escalones de liga tal como se muestra en el perfil sobre el eje, en la cual se realizaran dos rows de escalones de liga, los 1 tendran pendientes hacia los escalones Nº 2, estos últimos estaran recubiertos con concreto simple de 20 cm de espesor tanto la cara vertical como la horizontal y servirán para captar el agua proveniente de los escalones Nº 1 y se conectará a lavaderos construidos al final de terrapien del lado izquierdo. Así mismo adyacente al costado izquierdo del suelo cemento que protege a la tubería, en toda su longitud se deberá colocar como cora de drenaje material de filtro el cual deberá escurrir hacia el lado izquierdo de cauce.
4. Para conformar el cuerpo del terrapien se podrá utilizar los materiales de canchales de cortes adyacentes constituidos por fragmentos de roca medianas y grandes de basalto emboacados en toda arena gruesa en capas de 20 cm de espesor compactados al 90% de la prueba ASTM-D modificada de capas con la humedad optima. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse a rajado cuando menos 0.3 m de cualquier punto de la cora de drenaje y del suelocemento que la rodea y de preferencia en las partes bases y exteriores del terrapien en una zona y en una forma que promuevan una mayor estabilidad.



5. Presiones en la tubería (suponiendo un espesor de terrapién sobre ella igual a 24m)

COMBINACIONES	
1	2
Pv = 30.9 T/m ² Pn = 24.8 T/m ²	Pv = 30.9 T/m ² Pv = 17.2 T/m ²

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos; momento flectante constante o fuerza axial; así como mayor refuerzo.

Propiciar arcuado mediante capa de suelo compactable de 1.0 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 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	9.6
48+600	12.0
48+640	13.4
48+680	12.0
48+700	9.6
48+720	5.8
48+730	0

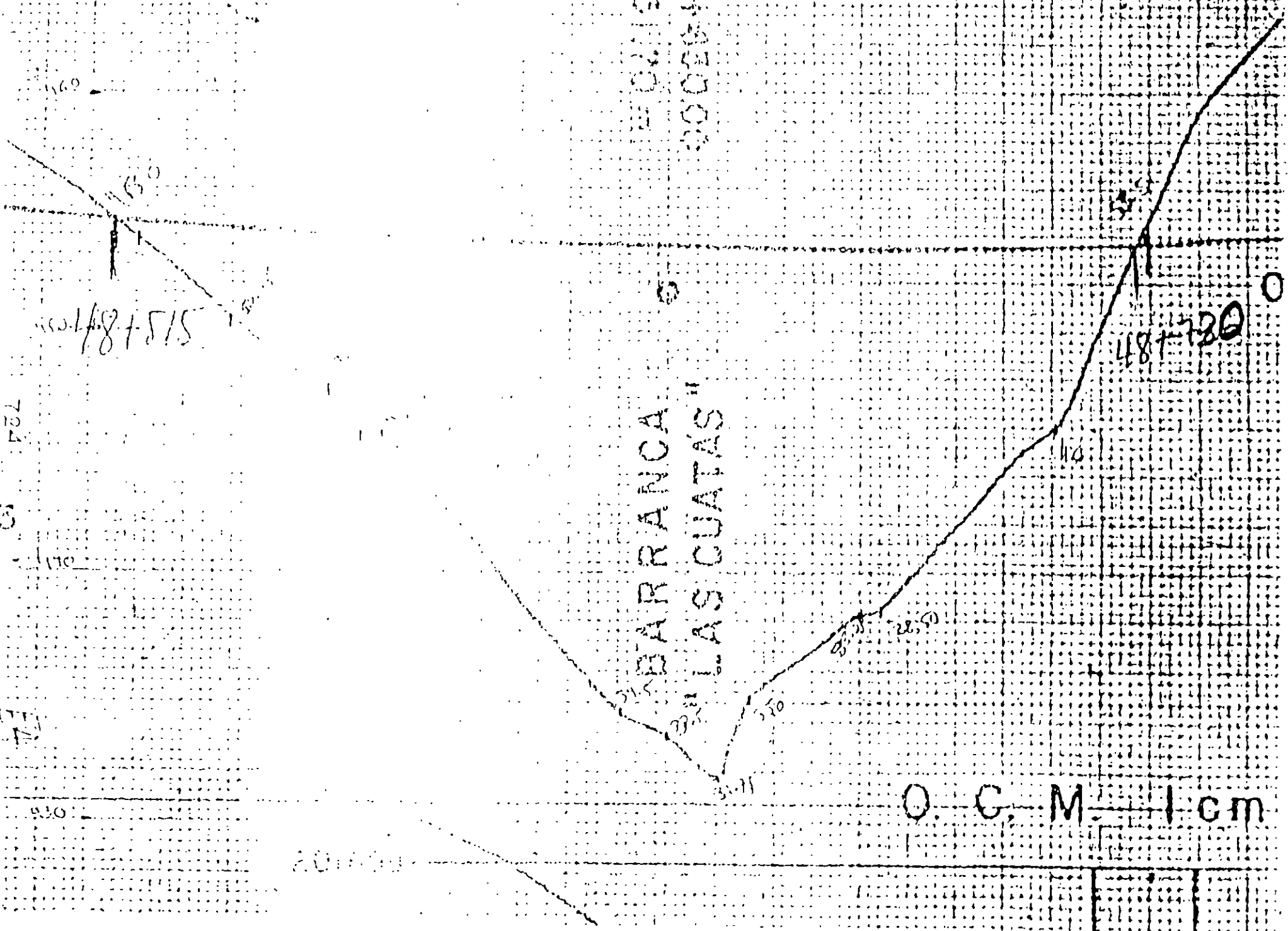
6. Excavar escanones de liga de 3.0 m de ancho mínimo de huella y con pendiente de 4% hacia la izquierda aguas abajo.

7. Obras complementarias de drenaje

- Bordillos - Se instalarán en los límites externos del abastamiento 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 borillos

8. Para proteger los taludes del terrapién se deberá propiciar la vegetación con hidrosiembra y semillas del lugar





CARRETERA

ORIGEN:



IAGSA

TRAMO

KM A KM:

DIRECCION DE CARRETERAS
FEDERALES

OBRA No. 11	TIPO DE TERRENO				IGNEA		TIPO DE ROCA SEDIMENTARIA		METAMORFICA		SUELO TIPO Y ESPESOR
	ESCARPADO	MEJILLANOSO	LOMERIO	PLANO	INT LAVA FOLIADA	EXT PIROCLASTOS	ESTRAT	NO ESTRAT	FOLIADA	NO FOLIADA	
48+520 A 48+730			X		X						CL-SM 0.20 mts

DESCRIPCION GEOLOGICA

CONSTITUIDO POR TIERRA SUAVE Y SUAVE-MEDIANA CON MEJILLANOS Y LOMERIOS MEDIANAMENTE A BUNCEMENTACOS. 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, PELLISCO, ABERTURA, PROFUNDIDAD), EN DIFERENTES DIRECCIONES, FORMANDO BLOQUES DE 1 A 3 mts DE ARISTA

TIPO DE INESTABILIDAD (PRESENTE Y A FUTURO): NO PRESENTE

FLUJO DE AGUA, SOBRE LA MARGEN QUE POSIBILITA LOS FLUJOS DE AGUA PRODUCTO DE LA HUMEDAD TRANSMITIDA POR LOS CANALES DE RIEGO CIRCUNOS

ESPESOR DE SULLO 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 PRESENTE

ESTUDIO RECOMENDADO (DIRECTO O INDIRECTO)

RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD (E LONGITUD, TIPO DE RUPLO, OREJES, MALLA, ETC.) Y CONSERVAR TERRAPLEN CON TALUDES DEL CORTES 1.5:1 Y PROPAGAR VEGETACION EN LOS BANCOS DEL CORTES PARA EVITAR LA FILTRACION DE AGUA EN LA ESTABILIZACION CERCA DE LOS CANALES PARA EVITAR LA FILTRACION DE AGUA

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO DEBERAN SER CORREGIDAS PARA LAS RECOMENDACIONES EN EL DISEÑO

725
55

UNDO 1050000

UNDO 1050000

UNDO 1050000

UNDO 1050000

UNDO 1050000

UNDO 1050000

UNDO 1050000

SECTION 1500

UNDO 1050000

SECTION 181560

728 56

LINE TRACED

LINE DELETED

9

LINE DELETED

LINE

MP

KO

BP

CRUISE 1500

SECTION 18 + 540

57

LABO. 121301 R 60

LABO. 121301 R 60

LABO. 121301 R 60

1

2

754.56

100

157

957

LABO. 121301 R 60

LABO. 121301 R 60

58

1500' 125' 00" 50'

1000' 00' 00" 10

10

100' 00' 00" 10

1000'

50' 00" 1500'

SECCION 18 1500'

59

LADO OCCIDENTAL

LADO ORIENTAL

C.

ESTACION 1020

453.48

4.0

4.50

4.10

4.15

ESCALA 1:500

SECTION 1020

09

UNO: 18000000

UNO: 00000000

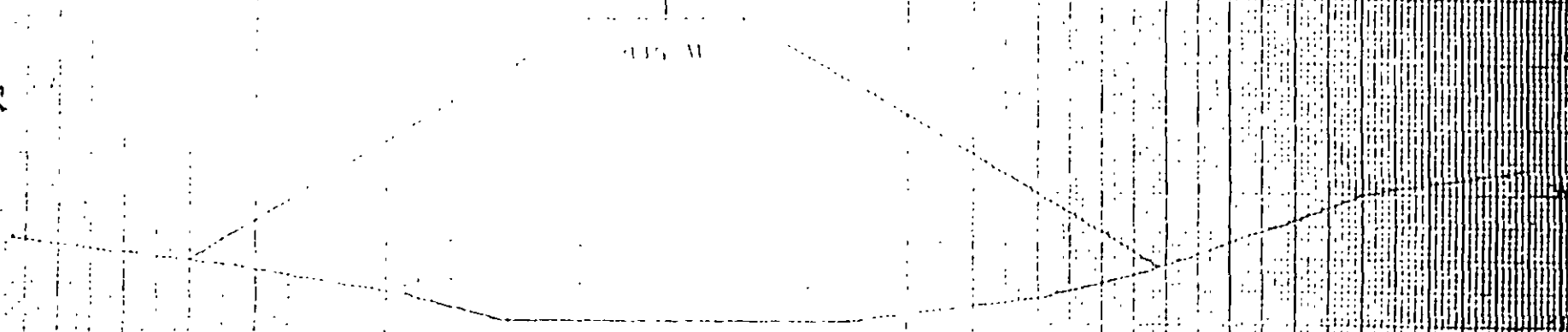
CIF DE 10000

100 M

54

SECCION 181640

ESTACION 1000



2.7

25

24

23

22

21

20

000 120127 DC

ANNO DE REF CHC

FILE DE IPH20

457.39

099184 116003

FILE DE 196

1000 1000 1000

1000 1000 1000

1000 1000 1000

1000 1000 1000

1000 1000 1000

1000 1000 1000

Abol. 12.000.000

ALDO DE R. CAVALI

EST. DO J. R. S. G.

451.62

SECCION 18.1.120

134 10

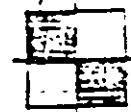
15

157

158

159

160



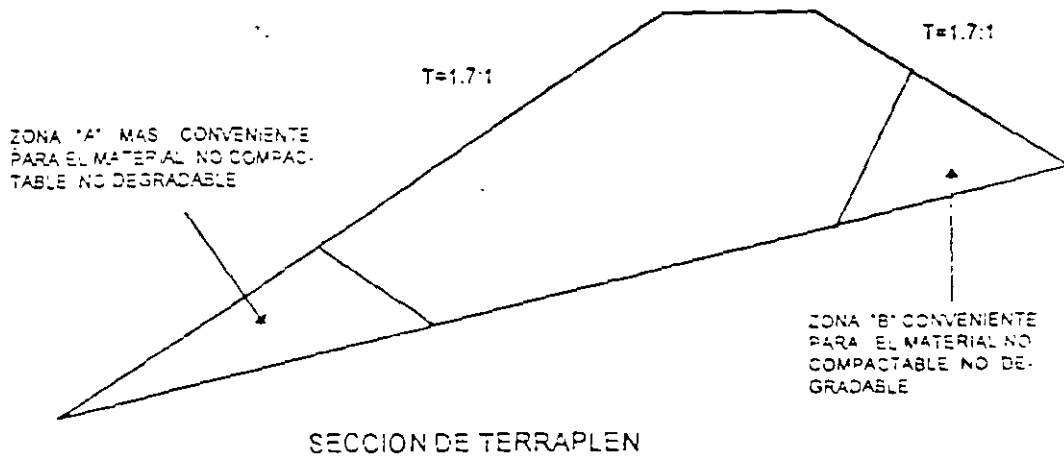
IAGSA

CARRETERA:
TRAMO:
SUBTRAMO:
TERRAPLEN:
KM. :135+530 (135+378 - 135+764)

RECOMENDACIONES

1. Taludes con inclinación 1.7:1 horizontal a vertical.
2. Este terrapién 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 terrapién, 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 (naciendo 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) corra 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 terrapién quedará desahogado dentro 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 pedraplen, el cual permita el flujo y reflujó de agua sin ningún problema durante las diferentes épocas del año. La altura que deberá alcanzar el pedraplen será de 1.0 m por arriba de la elevación correspondiente al venedador de coronas de la presa. Dicho pedraplen podrá formarse con piedras cuyo tamaño varíe entre 30 y 100 cm.
Sobre el pedraplen se construirá el cuerpo del terrapién utilizándose los materiales de cones adyacentes constituido por fragmentos chicos y medianos de riolita, en capas de 20 cm de espesor compactados bien pisados en la mejor forma posible. Si se emplea material no compactable y no degradable entonces debe colocarse alzado 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 terrapién en una zona y en una forma que proporcione una mayor estabilidad.
En las zonas en que el terrapién cae hacia el embalse, se deberá retirar el azolve verticando o 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:
 - 1º Empleo del ecuipo necesario para el retiro del azolve y de los suelos blandos.
 - 2º 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 eliminado 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.



DIBUJO ESQUEMATICO

4 Presiones en la tubería

Suponiendo un espesor de terraplen sobre ella igual a 15m

Combinación 1	Combinación 2
$P_v = 34 \text{ T/m}^2$	$P_v = 34 \text{ T/m}^2$
$P_h = 27 \text{ T/m}^2$	$P_h = 23 \text{ T/m}^2$

Suponiendo un espesor de terraplen sobre ella igual a 10m

Combinación 1	Combinación 2
$P_v = 21.6 \text{ T/m}^2$	$P_v = 21.6 \text{ T/m}^2$
$P_h = 17.3 \text{ T/m}^2$	$P_h = 14.7 \text{ T/m}^2$

Se escogerá la combinación que de mayores elementos mecánicos: momento flexionante, cortante o fuerza axial, así como mayor refuerzo

Prohibir arqueo mediante capa de suelo compactable de 1.0 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 de la tubería, a contar no tiene un esbozo menor de 30°

5 Contrateña de diseño

En la tabla siguiente se indica la sobre-elevación de la rasante que se recomienda efectuar para prohibir que en el largo plazo la elevación de la rasante sea la de proyecto

CADENAMIENTO (KM)	SOBREELEVACION (CM)
135+385	0
135+400	0.2
135+440	0.5
135+480	1.6
135-500 B	12.0
135+580	9.8
135+585	4.8
135-600	2.0
135+640	3.2
135+660	4.8
135+685 3E	8.3
135+700	7.2
135+720	3.8
135+740	1.2
135+754	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 taluces 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.



DIRECCIÓN DE CARRETERAS
FEDERALES

CARRETERA:
TRAMO:

ORIGEN
KM. A KM.:



IAGSA

OBRA No. 41	TIPO DE TERRUENO				TIPO DE ROCA		METAMORFICA		SUELO TIPO Y ESPESOR M.C. 0.20 m
	TERRAPLEN DE KM. A KM.	ESCARPADO	MONTAÑO	LOMO	PLANO	SEDIMENTARIA	SEDIMENTARIA	SEDIMENTARIA	
135+380 A 135+760						III	III		
						EXT			
							LIBRE	NO LIBRE	
								LIBRE	
								NO LIBRE	

DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA:

CONSTITUIDO POR LAVA VIEJA DE COLORES GRIS Y NEGRO A UNOS CENTÍMETROS DE COLORES CLAROS, SOBRE LA CUAL HAY MUCHOS TRAZOS DE RACIMIENTOS CHICOS, MEDIANOS Y GRANDES EMPACADOS EN EL MATERIAL ARREBAJADO DE LAS PIEDRAS Y LAS UNIDADES DE 0.20 m. DE ESPESOR EN EL CAUCE ALONDA EL MATERIAL PRODUCTO DE LOS CORTESES Y DE LOS RANOS DE LAS PIEDRAS MEDIANOS Y CHICOS Y GRAVAS.

LONGITUD DEL TERRAPLEN 380 mts

PROFUNDIDAD EN EL CENTRO DEL CARRIL 19.50 mts

PRESUPUESTO (A,B,C) 00-60-40

FALLAS Y FRACTURAS (ORIENTACIÓN, RELLENO, ABERTURA, PROFUNDIDAD): SE OBSERVA EN EL MACIZO QUE ALTORA EN EL CAUCE SIN UNA ORIENTACIÓN 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 CORTESES O DE BANCO DE PRE STAMO

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 TALUDS DE 1:1 Y PROPAGAR VEGETACIÓN EN AMBOS LADOS DE PROTECCIÓN

NOTA: LAS RECOMENDACIONES DE ESTABILIDAD NO NECESARIAMENTE SON DE CARÁCTER GENERAL, SINO QUE DEBEN SER DE CARÁCTER LOCAL Y DEBE SER VERIFICADO EN EL TERRENO

736
05

LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

225

220

215

210

205

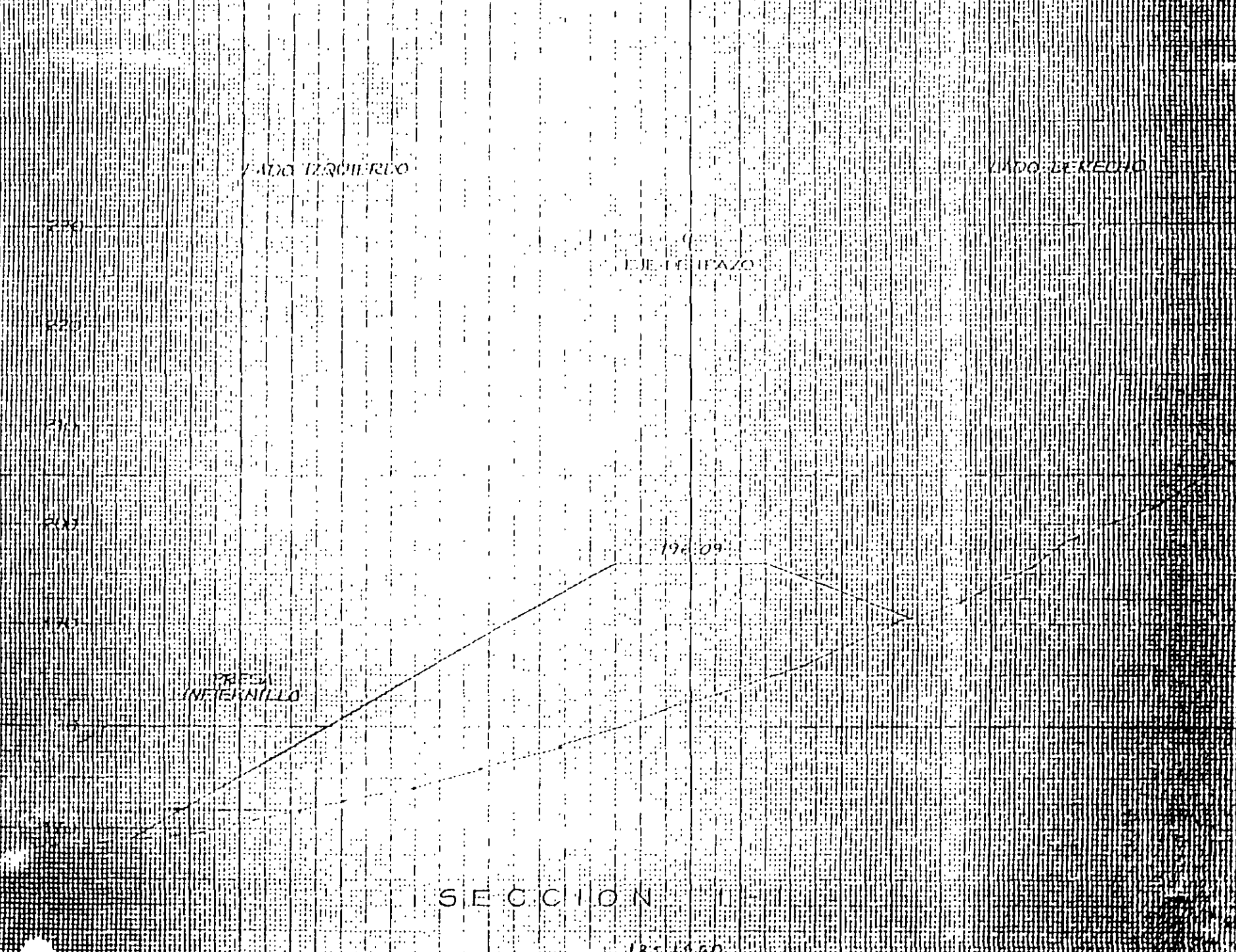
AREA
METENILLO

EJE DE PAZO

19° 09'

SECCION II

185 1300



LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

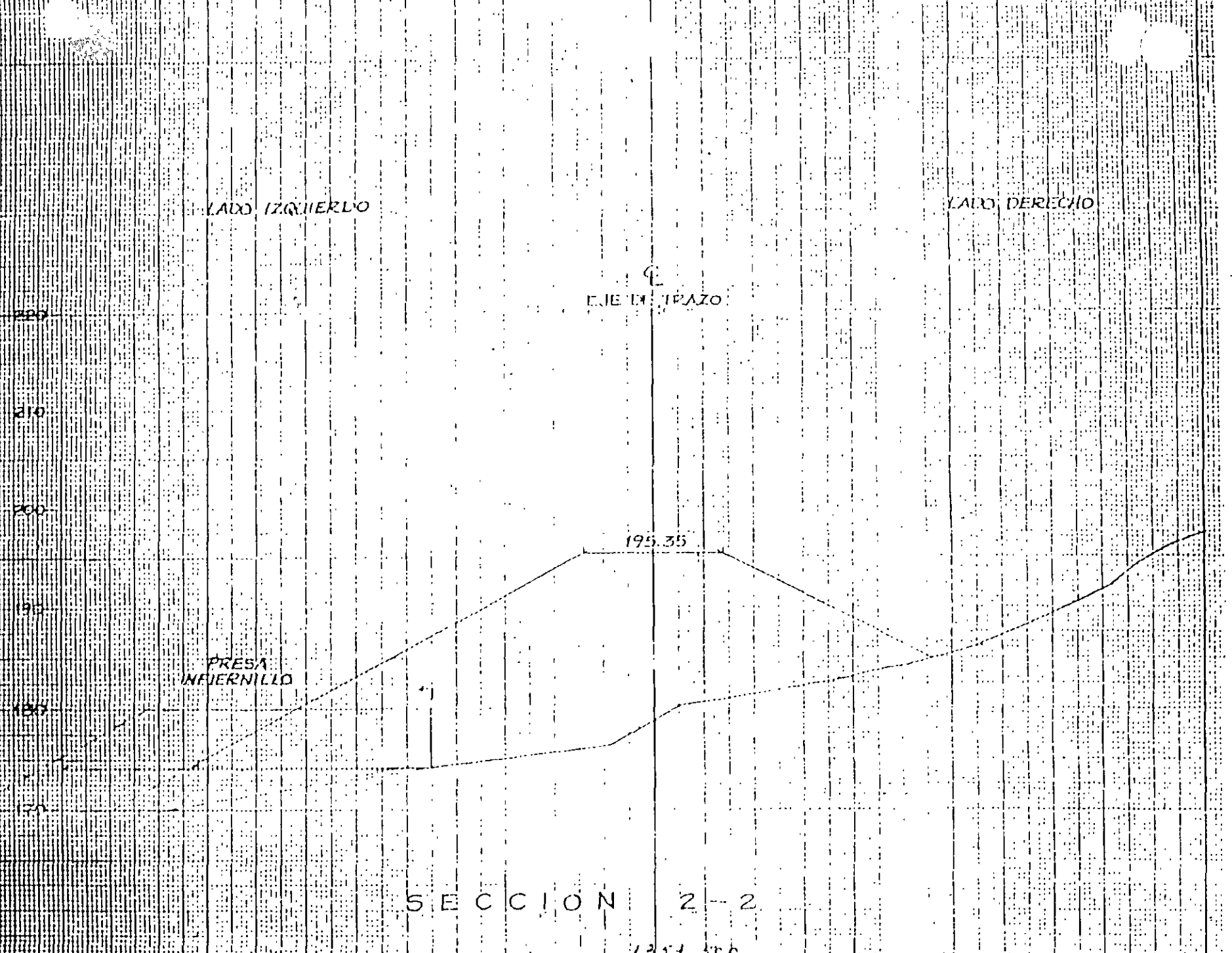
E
EJE DE TRAZO

PRESA
INFIERNILLO

195.35

SECCION 2-2

1254 120



0
#15 de 17/195

JAPÓ (Instituto)

JAPÓ (Instituto)

177.57

Speed 135 1980

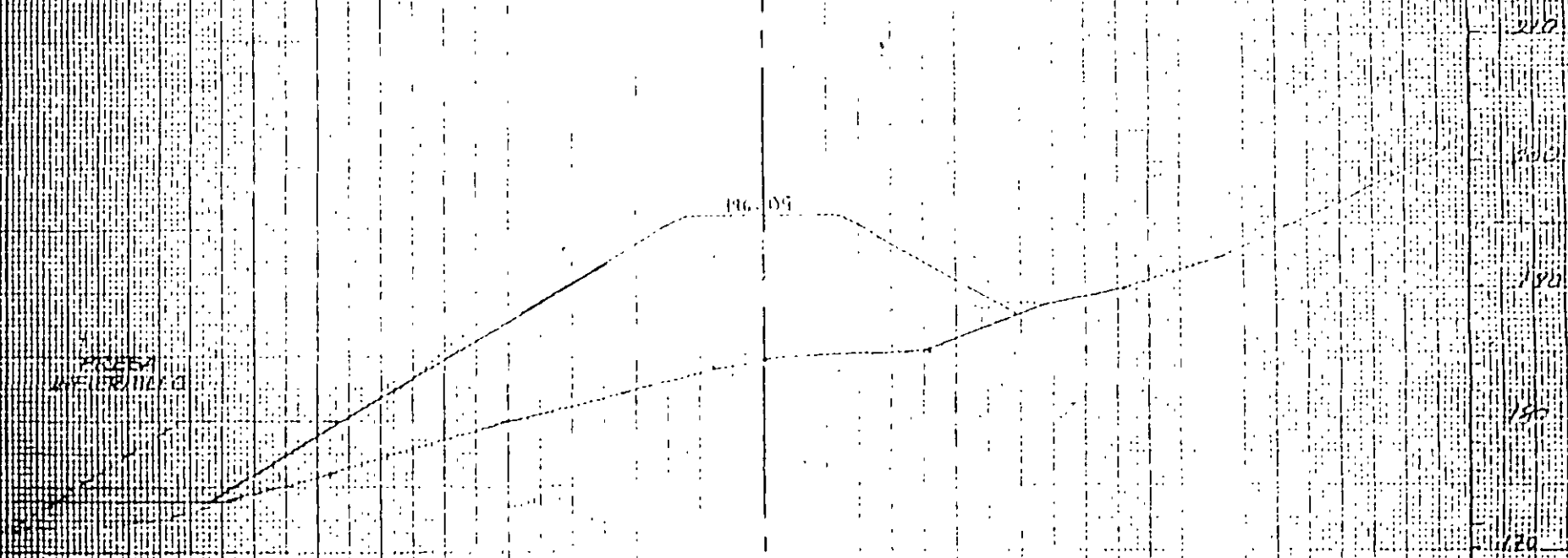
ESD. 1-70

4. 2. 1910

10. 12. 1910

1. 12. 1910

PRICE
INDEX



SECTION 1354 1810

SECTION 1350

12000 12000

12000 7000

12000 12000

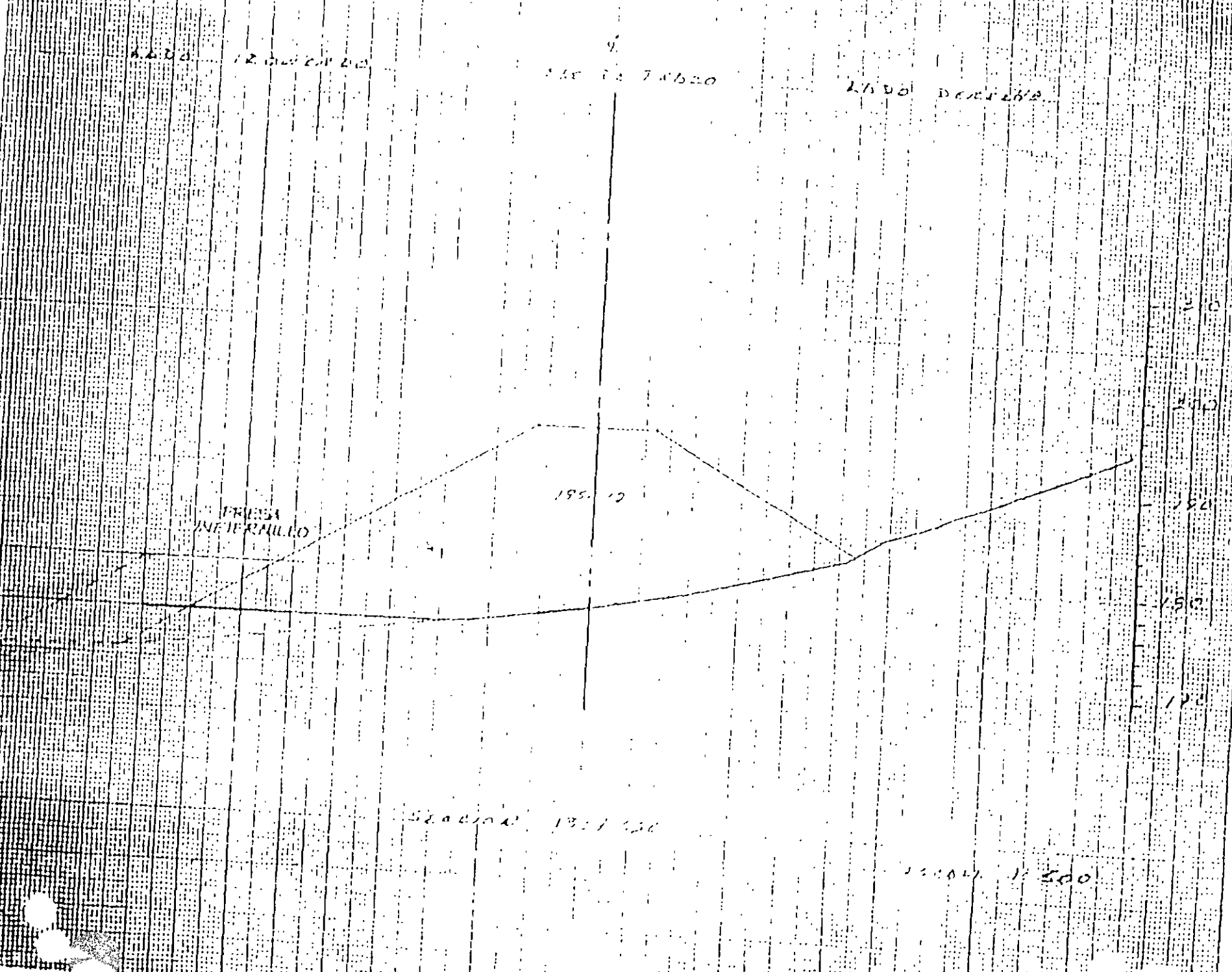
PRIMA
INFERALLO

195.10

Station 195.10

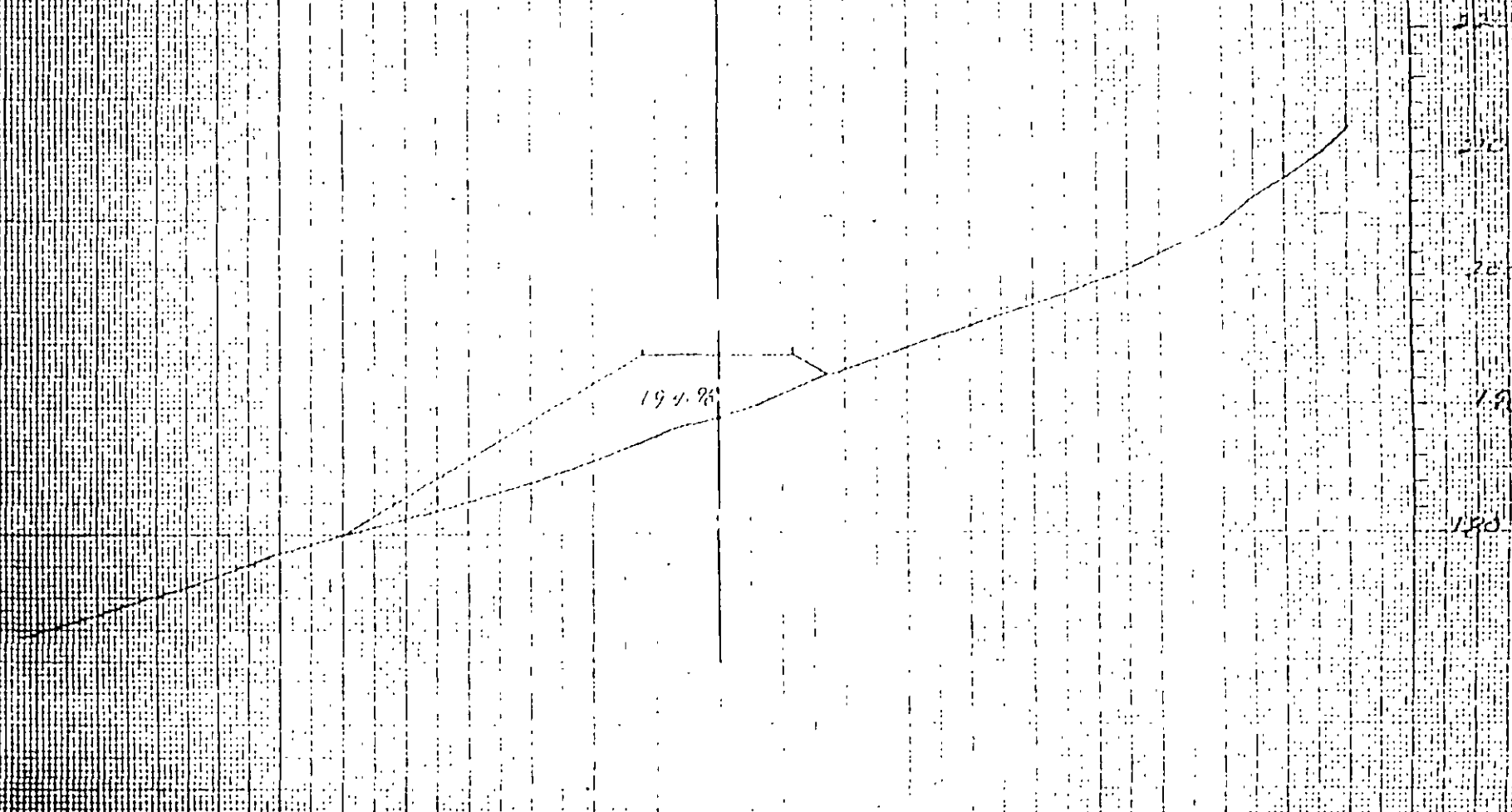
Station 195.10

200
150
100



1100 1200 1300

1100 1200



194.96

1100 1200 1300

1100 1200

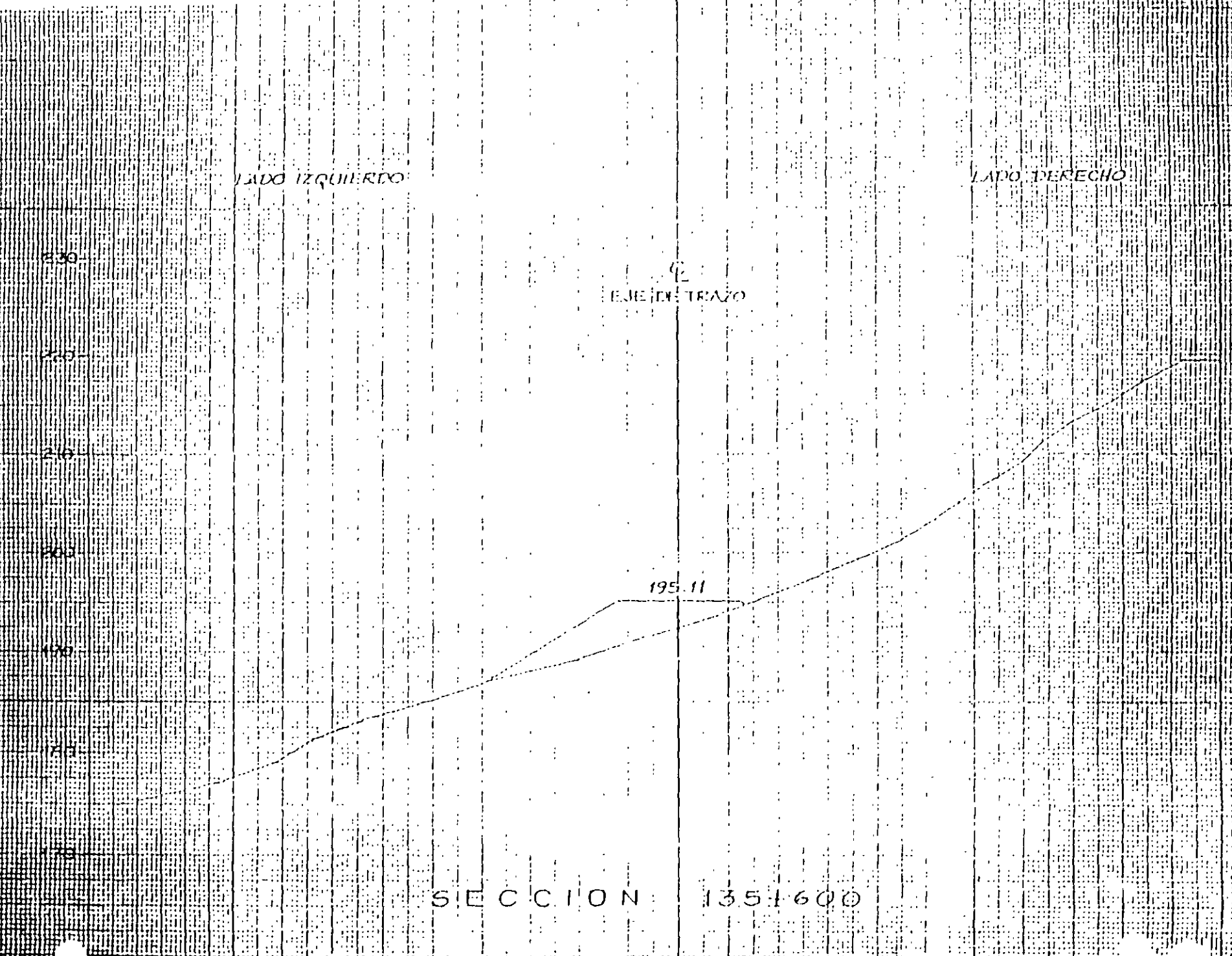
LADO IZQUIERDO

LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

195.11

SECCION 1351600



LADO IZQUIERDO

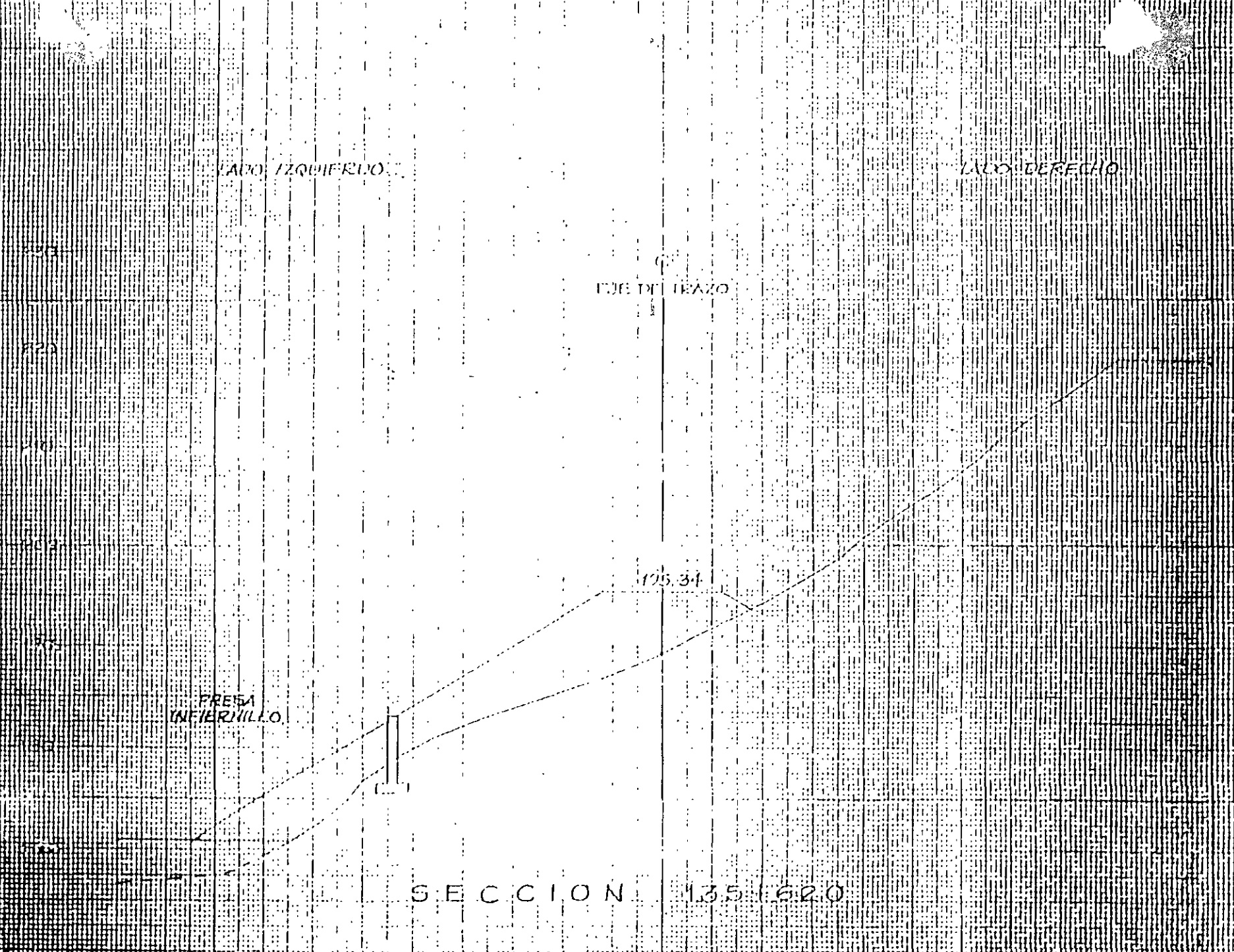
LADO DERECHO

EJE DE TRAZO

FRETA
INFERVILLO

195.34

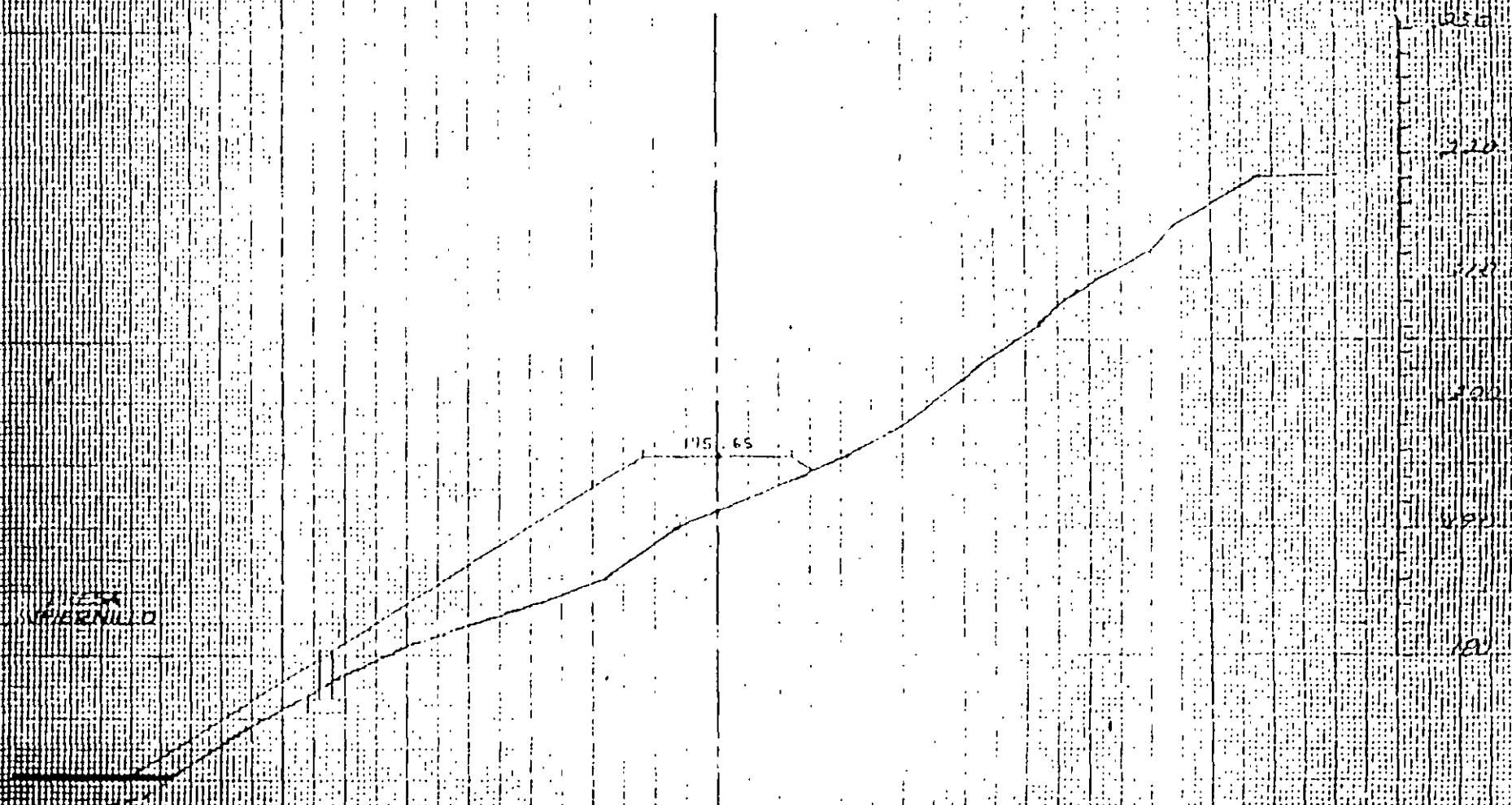
SECCION 135+62.0



2226 Zancudo

2100: Tubo

1100: Usucida



SERRILLLO

SECCION 1354.650

1100: Usucida

1100: Usucida

ALBA (1900)

ALBA DE TARRIO

ALBA (1900)

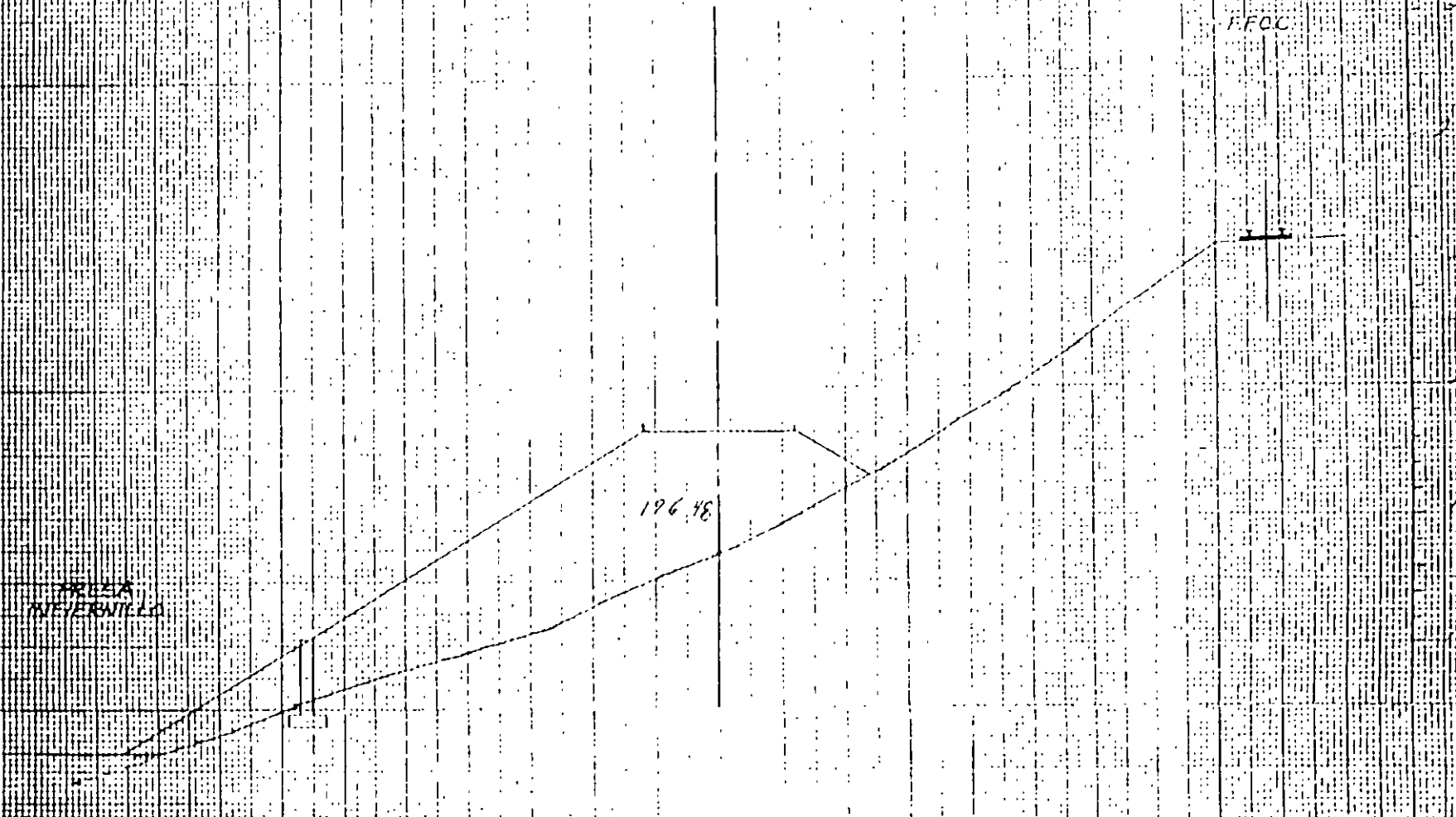
FFCC

TRUZA
MEJIBILLA

196.48

SECCION 1351.700

SECCION 1252.0



4

1000. 1200000

235. 1200000

1000. 1200000

FFCC

130

120

110

100

90

80

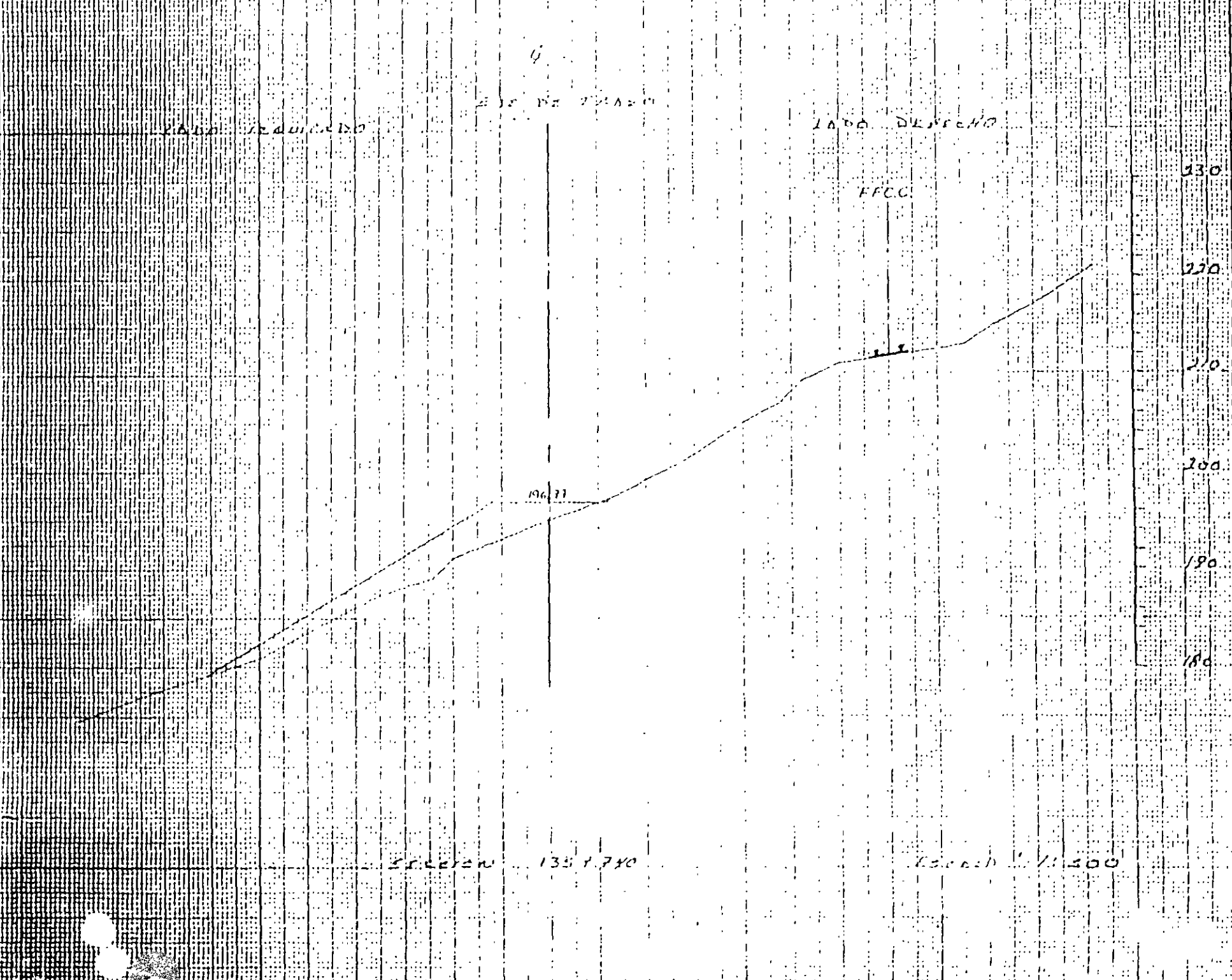
196.77

235. 1200000

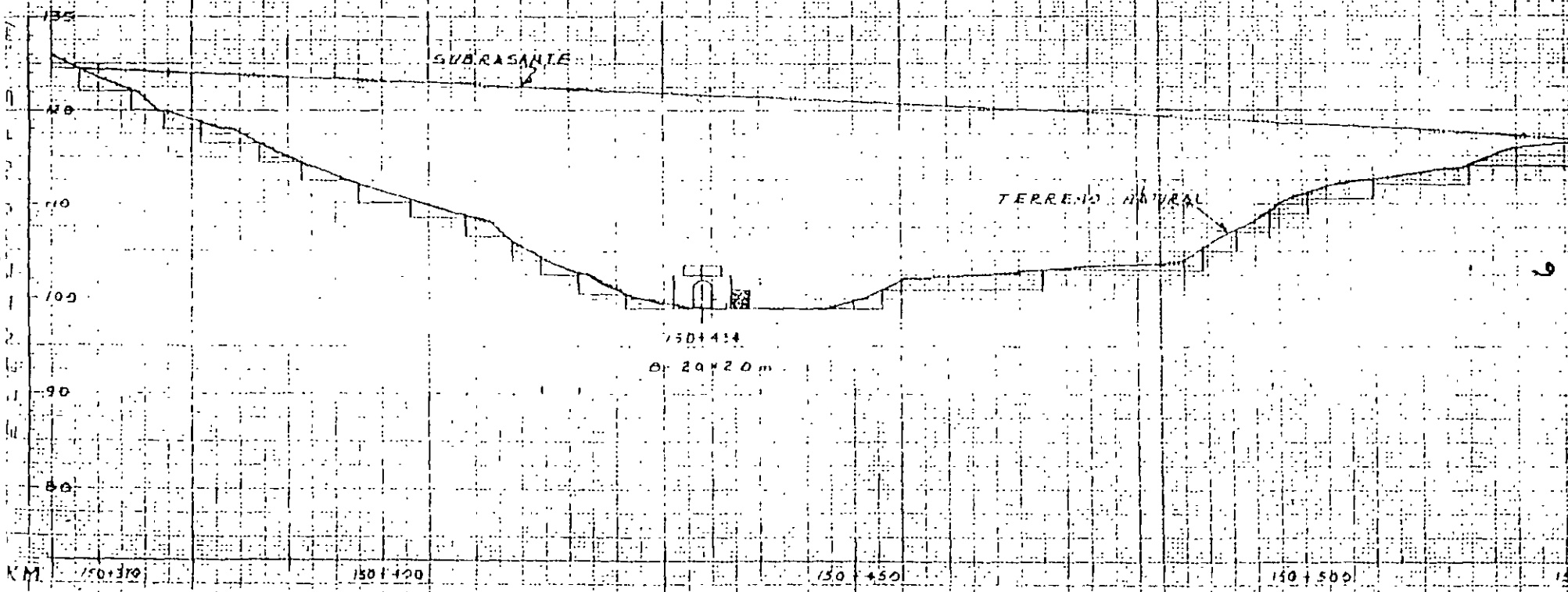
135. 1200000

1000. 1200000

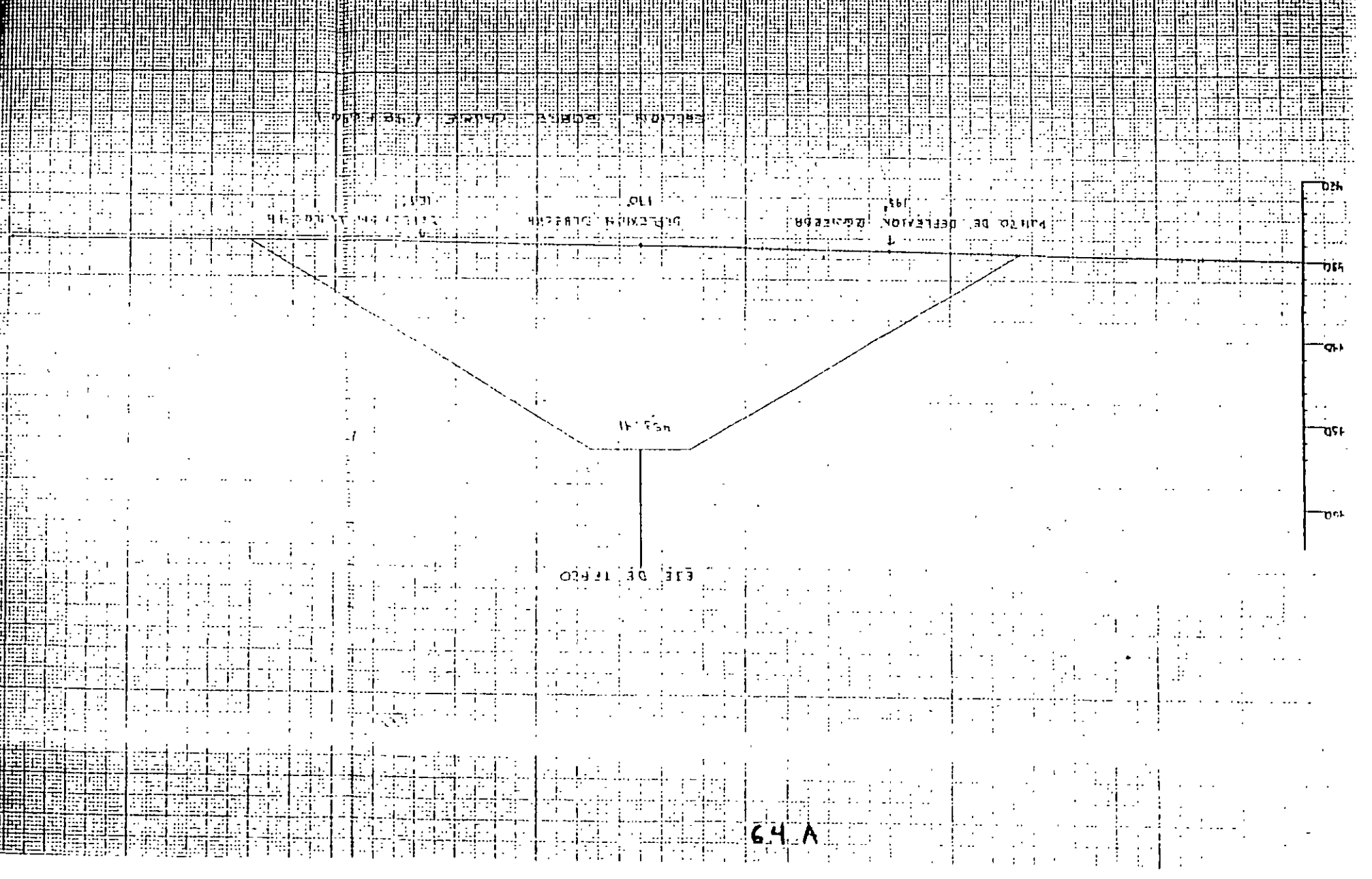
1200000



PERFIL LONGITUDINAL CARRETERA DE TRAFU



35A



SECCION BORNIA CHINIC / NO. 10-11
DEFLEXION 110
PUNTO DE DEFLEXION 193

EJE DE TERRO

420
390
360
330
300
270
240
210
180
150
120
90
60
30
0

64 A

FAC. DE INGENIERIA

453.42

470

460

450

440

430

SECCION I-T (M 1350)

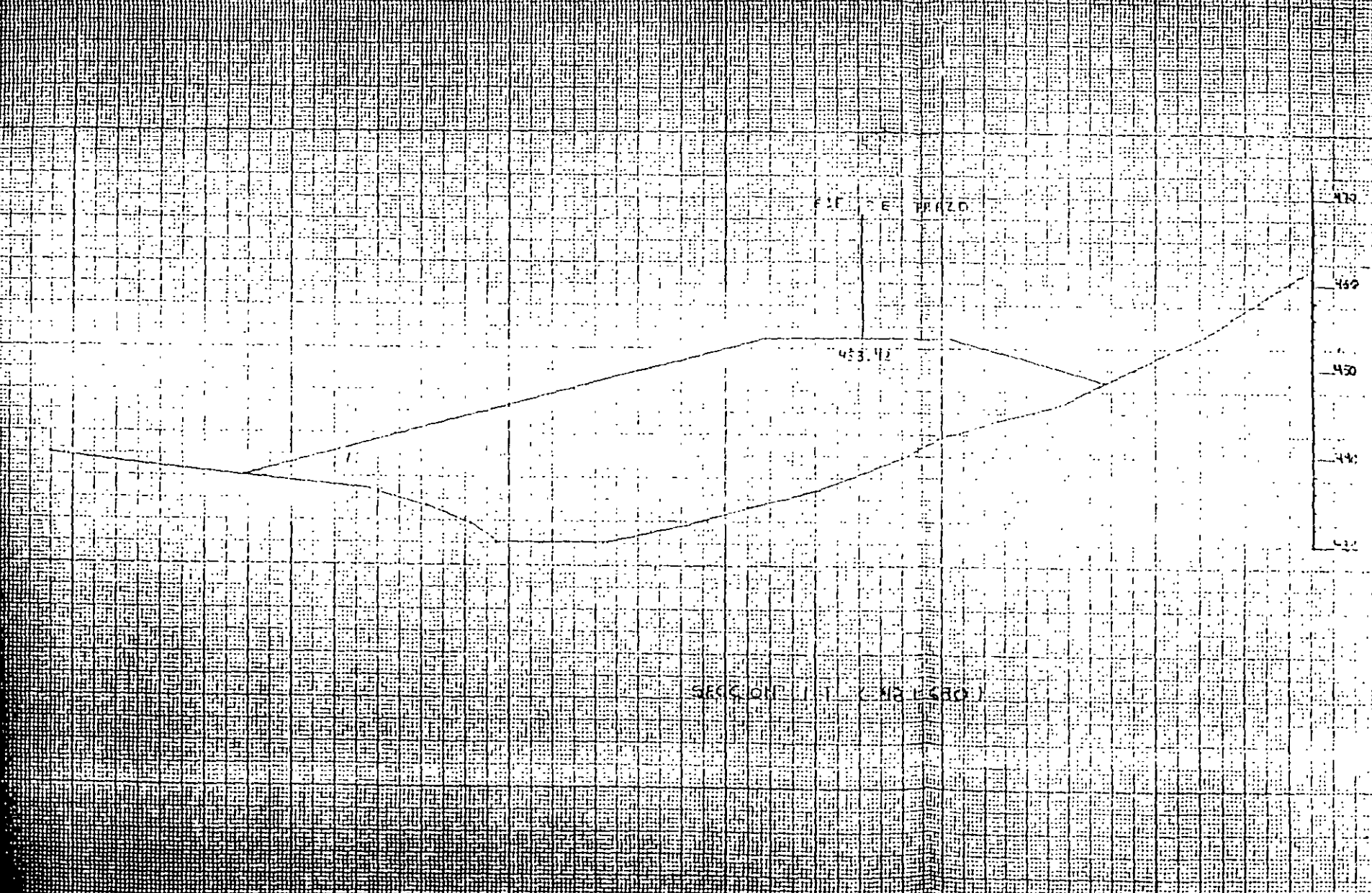
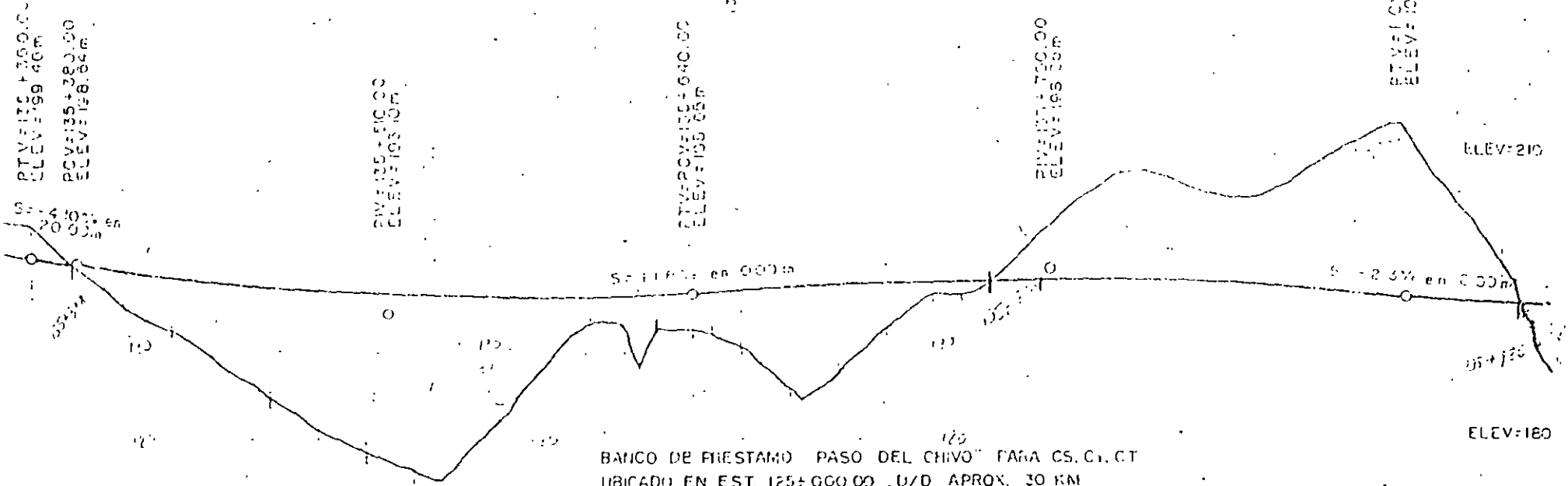


DIAGRAMA PARA LA FORMACION DE LAS CAPAS SUBRASANTE Y SUBYACENTE

1:20000
1cm = 10.000 m3



BANCO DE FIESTANDO PASO DEL CHIVO PARA CS. C. I. CT
 UBICADO EN EST. 125+000.00 U/D APROX. 30 KM
 1- ESP. 0.10m DESFALME 100-60-00
 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

68c

135+530.60
Tc: 1.50m @

135+685.32
Tc: 1.50m @

TICIDAD COMPACTA A COMPACTA, ROJO VERDOSO IGCI

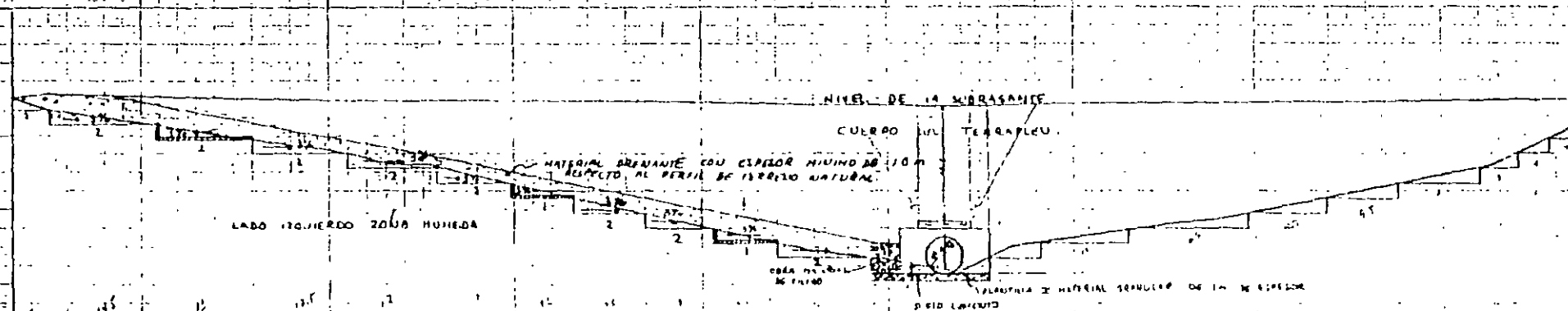
3 ESP. INDEF. ROCA IGNEAS EXTRUSIVA DE ORIGEN ANDESITICO. ROJO VERDOSO. POCO ALTERADA Y FRACTURADA ESTRATIFICADA

40-60-00 A.B.O.H

AL ATACARSE SE OBTENDRAN FRAGMENTOS MEDIANOS CHICOS Y GRANDES. CON GRAVAS U_{max} 100 BAND. 00-30-70 A.B.O.H.L

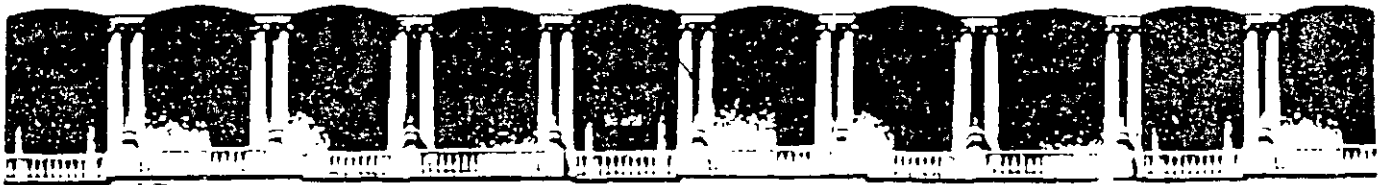
198.48	98.64	97.87	97.18	96.59	96.09	95.67	95.25	94.83	94.41	94.00	93.58	93.16	92.74	92.32	91.90	91.48	91.06	90.64	90.22	89.80	89.38	88.96	88.54	88.12	87.70	87.28	86.86	86.44	86.02	85.60	85.18	84.76	84.34	83.92	83.50	83.08	82.66	82.24	81.82	81.40	80.98	80.56	80.14	79.72	79.30	78.88	78.46	78.04	77.62	77.20	76.78	76.36	75.94	75.52	75.10	74.68	74.26	73.84	73.42	73.00	72.58	72.16	71.74	71.32	70.90	70.48	70.06	69.64	69.22	68.80	68.38	67.96	67.54	67.12	66.70	66.28	65.86	65.44	65.02	64.60	64.18	63.76	63.34	62.92	62.50	62.08	61.66	61.24	60.82	60.40	59.98	59.56	59.14	58.72	58.30	57.88	57.46	57.04	56.62	56.20	55.78	55.36	54.94	54.52	54.10	53.68	53.26	52.84	52.42	52.00	51.58	51.16	50.74	50.32	49.90	49.48	49.06	48.64	48.22	47.80	47.38	46.96	46.54	46.12	45.70	45.28	44.86	44.44	44.02	43.60	43.18	42.76	42.34	41.92	41.50	41.08	40.66	40.24	39.82	39.40	38.98	38.56	38.14	37.72	37.30	36.88	36.46	36.04	35.62	35.20	34.78	34.36	33.94	33.52	33.10	32.68	32.26	31.84	31.42	31.00	30.58	30.16	29.74	29.32	28.90	28.48	28.06	27.64	27.22	26.80	26.38	25.96	25.54	25.12	24.70	24.28	23.86	23.44	23.02	22.60	22.18	21.76	21.34	20.92	20.50	20.08	19.66	19.24	18.82	18.40	17.98	17.56	17.14	16.72	16.30	15.88	15.46	15.04	14.62	14.20	13.78	13.36	12.94	12.52	12.10	11.68	11.26	10.84	10.42	10.00	9.58	9.16	8.74	8.32	7.90	7.48	7.06	6.64	6.22	5.80	5.38	4.96	4.54	4.12	3.70	3.28	2.86	2.44	2.02	1.60	1.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.00	0.58	0.16	0.74	0.32	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56	0.14	0.72	0.30	0.88	0.46	0.04	0.62	0.20	0.78	0.36	0.94	0.52	0.10	0.68	0.26	0.84	0.42	0.90	0.48	0.06	0.64	0.22	0.80	0.38	0.96	0.54	0.12	0.70	0.28	0.86	0.44	0.02	0.60	0.18	0.76	0.34	0.92	0.50	0.08	0.66	0.24	0.82	0.40	0.98	0.56
--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

481520 481530 481540 481550 481560 481570 481580 481590 481600 481610 481620 481630 481640 481650 481660 481670 481680 481690 481700 481710



SIMBOLOGIA
 1 y 2 : TIPO DE MATERIAL
 [Symbol] RECOMENDACION AL CASO CON MURAZO SIMPLE

SECCION SOBRE E.I.F. 481515 - 481630



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA:
**ESTUDIOS BÁSICOS:
TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMÉTRI-
COS. HIDROLÓGICOS E
HIDRÁULICOS. ECOLÓGICOS.
ECONÓMICOS**

EXPOSITOR:
ING. JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001

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 puedes 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 puedes 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 al menos 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.

3

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

2

Indice o indicadores de calidad

Redes

Matrices

Lista de comprobaciones

CLASIFICACION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

Los podemos dividir en directos e indirectos, por su naturaleza en venéficos 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**

**PROGRAMA GENERAL DE RESTAURACIÓN
PROGRAMA DE RESCATE Y
REFORESTACIÓN**

BIOLOGO. JOSE ALEREDO 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 despálme , 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 varía 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 pelagra 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 clímax. 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 Murosvylon balsanum, Backebergia militaris.

PROGRAMA 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 a cabo 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 60cm.
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 dia 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.

- * Facil 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 loboreo 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**

TEMA:
**SELECCIÓN DE MAQUINARIA Y
EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN,
PROCEDIMIENTOS CONSTRUC-
TIVOS: ESTRUCTURAS Y TÚNELES**

EXPOSITOR:
ING. ARMANDO SORTIBRÁN CORNEJO

**MÓDULO II
CONSTRUCCIÓN**

JUNIO, 2001

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 Densivel 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 las 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 una 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 - rombricas, cruz griega, cilíndricas, 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 traveses colocándolas sobre las pilas en su posición definitiva. Este es el procedimiento más simple, pero requiere que sea posible colocar la grúa más 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 traveses, 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 traveses 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 tablonces 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 la 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 mas 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 a 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 mas 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 del 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 a 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 canalones 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 menciona 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 más 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.

**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 túnelear 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 de 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 presenten 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 refacción 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 extenciones 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



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

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CARRETERAS.

MODULO II: CONSTRUCCION DE CARRETERAS

TEMA

EXPERIENCIAS EN PRUEBAS DE CORTE DIRECTO EN PROYECTOS HIDROELECTRICOS

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO URIBE AFIF
ING. LEONARDO CAÑETE ENRIQUEZ
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

Experiencias en pruebas de corte directo en proyectos hidroeléctricos

Roberto Uribe Afif* y Leonardo Cañete Enríquez**¹

1. INTRODUCCIÓN

Este trabajo tiene el propósito de divulgar los resultados obtenidos en varios proyectos, respecto a la resistencia al esfuerzo cortante de macizos rocosos de diversas litologías y con discontinuidades de diferentes características.

Se presenta una breve descripción de la metodología de ensayos. Para cada proyecto se describe la litología del sitio y las características de las discontinuidades que se ensayaron. Se incluyen gráficas de esfuerzo cortante contra el esfuerzo normal de las discontinuidades ensayadas, y finalmente se comparan los resultados para evaluar la importancia de las características de los rellenos

(si los hay) de las discontinuidades en la resistencia al esfuerzo cortante de un macizo rocoso.

2. ANTECEDENTES

Para conocer la resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos, así como el estado de esfuerzos internos de los mismos, en sitios donde se construyen grandes obras de ingeniería civil como son presas, termoeléctricas, nucleoeeléctricas, etc. La Comisión Federal de Electricidad ha desarrollado y puesto en práctica diversos métodos de ensayos de laboratorio y campo con este fin.

1 *Ingeniero Geólogo, UNAM. Supervisor en la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control de la C.F.E.

** Ingeniero Civil, UNAM. Egresado de la Especialización en Geotecnia ENEP Acatlán, UNAM y Supervisor en la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control de la C.F.E.

Uno de los ensayos que se ha efectuado, no muy frecuentemente debido a su elevado costo, es el de la prueba de corte directo, tanto en campo como en laboratorio, en diversas obras hidroeléctricas que actualmente se encuentran en operación (C.H. El Caracol, Gro., C.H. Chicoasén, Chis., C.H. La Angostura, Chis.), en construcción (P.H. Aguamilpa, Nay., P.H. Zimapán, Hgo.) y en etapa de estudios (P.H. La Parota, Gro., P.H. Itzantún, Chis., P.H. Boca del Cerro, Tab.). Los resultados de estas pruebas han servido para el análisis de diferentes problemas geotécnicos como son: estabilidad de taludes naturales, excavaciones a cielo abierto y subterráneas, cimentación de presas y estructuras de vertedores y estabilidad de pilares de roca.

El presente trabajo tiene el propósito principal de divulgar las experiencias que se han obtenido durante varios años, respecto a las pruebas de corte directo que se han efectuado en la CFE, y presentar los resultados obtenidos para macizos rocosos de diversas litologías y con discontinuidades de diferentes características.

3. OBJETIVOS Y JUSTIFICACION DE LAS PRUEBAS

El propósito general de las pruebas de corte es determinar la resistencia al corte directo, máxima y residual, en función del esfuerzo normal al plano de corte o plano de debilidad. Este plano puede ser una fractura, una falla, un plano de estratificación o de contacto entre dos tipos de roca, la foliación, etcétera.

En lo particular, las pruebas tuvieron diferentes objetivos en función de los problemas geotécnicos detectados en cada sitio o proyecto. En la tabla 1 se sintetizan algunos de los problemas que causaron o podrían causar la presencia de discontinuidades o planos de debilidad en los macizos

rocosos donde se ha construido o se tiene planeado construir obras hidráulicas.

Los problemas geotécnicos involucran consecuencias económicas de gran envergadura, tanto por los costos de tratamiento y soporte requeridos para asegurar las obras, como los daños que provocaría una falla del macizo rocoso o las estructuras que se alojan en el mismo. Por lo tanto, las pruebas de corte directo han sido importantes para obtener mayor información acerca de la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades de macizos rocosos, y de esta forma llevar a cabo estudios más completos de la estabilidad y del comportamiento de los mismos.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Las pruebas se han realizado tanto en campo como en laboratorio, pero el procedimiento² es similar, el cual se describe a continuación. Se selecciona el horizonte que se va a ensayar y se registran las características geológicas relevantes del plano de debilidad como su rumbo y echado, rugosidad, tipo de relleno, etc. Se aíslan uno o varios bloques en los cuales se labran las probetas que se ensayarán, procurando una mínima perturbación del plano de debilidad. Las dimensiones usuales del bloque oscilan entre 30 x 30 y 60 x 60 cm. La probeta se cubre con un molde de concreto, dejando libre únicamente el plano de debilidad (figura 1). Algunas probetas se han ensayado con su contenido natural de agua y otras se han saturado previamente.

La prueba se efectúa en dos etapas. La primera es la etapa de consolidación, la cual consiste en aplicar el esfuerzo normal al cual se ensayará la probeta, registrándose los desplazamientos normales (al plano de debilidad), en función del tiempo hasta que el cambio del desplazamiento sea mayor a un valor o cuando se observe el 100% de

2 "Resistencia al Corte Directo", Procedimiento interno de la Oficina de Mecánica de Rocas, Gerencia de Ingeniería Experimental, México, CFE, 1992.

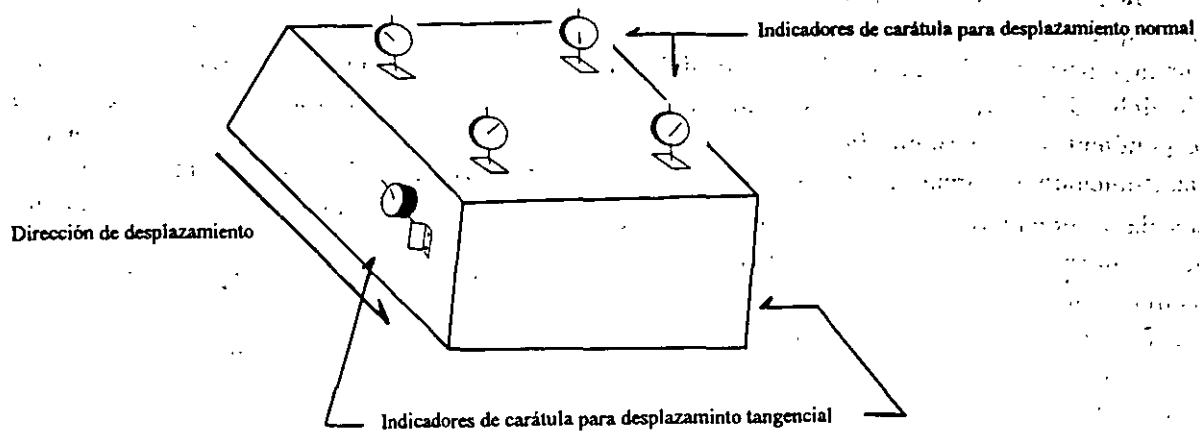
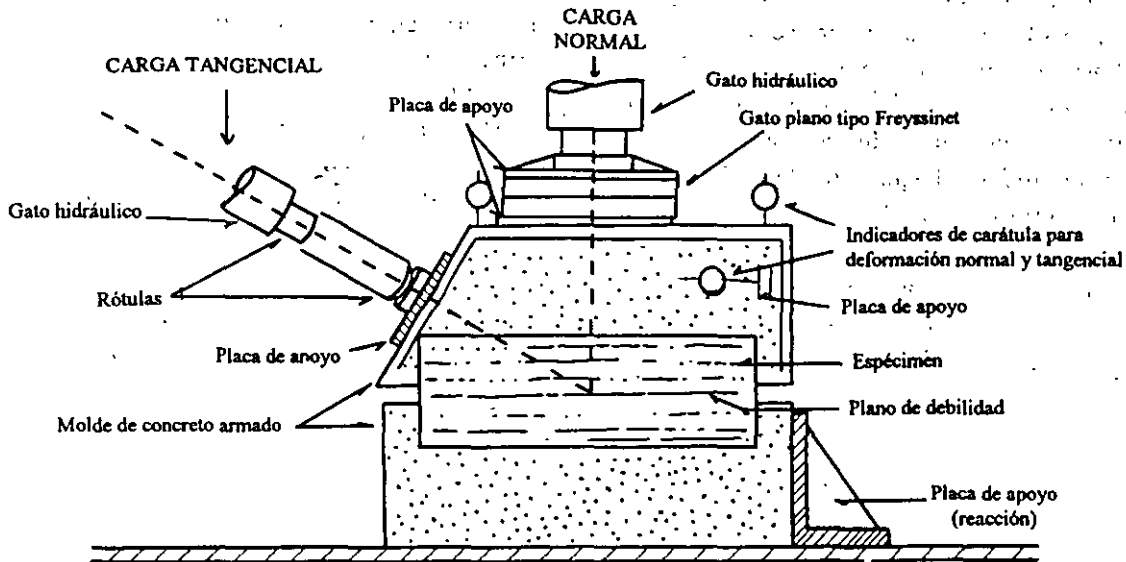


FIGURA 1. ARREGLO DEL EQUIPO PARA PRUEBA DE CORTE DIRECTO EN LABORATORIO

la consolidación primaria en la curva de consolidación correspondiente. Posteriormente continúa la etapa de corte que consiste en aplicar un esfuerzo tangencial (al plano de debilidad) en la parte frontal de la probeta, el esfuerzo se aplica gradualmente hasta llegar a un valor máximo el cual equivale al valor de la resistencia máxima al corte o de falla. Dependiendo de las características del plano de debilidad, después de la falla se observa un incremento gradual o instantáneo en la velocidad del desplazamiento tangencial de la probeta. A partir de este momento se sigue aplicando el esfuerzo tangencial, pero de tal forma que el desplazamiento de la parte superior de la probeta se efectúe a velocidad constante de 0.5 mm/min., este valor puede ser un poco mayor o menor ya que se ha observado que dicha velocidad no tiene influencia sobre los ángulos de fricción así obtenidos³, con el fin de registrar la resistencia residual al corte del plano de debilidad. Durante esta parte de la prueba se registran continuamente los desplazamientos normales y tangenciales de la probeta, así como cualquier variación en la carga tangencial. La prueba finaliza, cuando la probeta se ha desplazado 1.5 cm después de que haya ocurrido la falla, posteriormente se toman muestras del material de relleno del plano de debilidad para efectuar las pruebas índice correspondientes (granulometría, límites de consistencia, contenido de agua, etcétera).

Los datos obtenidos se registran en gráficas, de esfuerzo normal contra desplazamiento vertical (consolidación), esfuerzo tangencial contra desplazamiento tangencial, esfuerzo normal contra esfuerzo tangencial, máximo y residual. Estas dos últimas gráficas se describen en el punto 6, en forma sintetizada para los proyectos que se incluyeron en el presente trabajo.

5. DESCRIPCION DE LA SUPERFICIE ENSAYADA

PH. Aguamilpa, Nay., plano de pseudoestratificación con relleno arcillo-arenoso en la Unidad Colorines, que es una toba lítica pseudoestratificada de composición riódacítica.

PH. Itzantún, Chis., Contacto U2-U3, arcillas de color café ocre medianamente plásticas que se localizan como relleno entre las unidades 2 y 3 de roca caliza.

PH. Itzantún, Chis., Contacto U1-U2, arcillas de color café claro con espesor de 3 a 5 mm, combinada con pequeños fragmentos de caliza; el material se clasificó como arcillas de baja compresibilidad (cl) y su ubicación es entre las unidades 1 y 2 de roca caliza.

PH. Zimapán, Hgo., contacto de la Formación El Doctor (calizas y calizas dolomíticas) con la Formación Soyatal (lutitas carbonosas) sin relleno de ningún tipo.

PH. La Parota, Gro., planos de foliación bien marcados por la alternancia de bandas de mica (biotitas) con bandas cuarzofeldespáticas.

Como complemento se probó un contacto artificial haciendo un corte paralelo a la foliación, quedando un contacto roca-roca.

PH. Boca del Cerro, Tab., Formación Tenosique Unidad A constituida por una caliza dolomítica recristalizada con textura de grano medio a grueso y estructura cástica, presenta además arcilla interestratificada, color café rojizo en la que se identificó haloisita en proporción mediana, su clasificación es de un material de alta compresibilidad.

También se ensayó una muestra con un contacto roca-roca en un material clasificado como creta.

C.H. El Caracol, Gro., planos de estratificación con contacto roca-roca, de la Formación Mezcala (secuencia alternada de lutitas y areniscas).

3 "Informe 88-44-GR, Resultados de las pruebas de laboratorio realizadas con núcleos de roca de los barrenos 1, 3, 4, G-1 y G-3 y muestras superficiales", Gerencia de Ingeniería Experimental y Control, México, CFE, 1988.

C.H. Chicoasén, Chis., horizonte de lutita de espesor variable, alcanzando hasta 5 cm.

C.H. La Angostura, Chis., contacto de caliza con caliza brechoide en la que se observaba una capa de arcilla de 5 mm de espesor, considerándose prácticamente un contacto tipo roca-roca.

En la figura 2 se muestra la clasificación dada de los rellenos arcillosos ensayados, en la carta de plasticidad de suelos.

Las descripciones empleadas en este texto corresponden a las originales dadas por los diversos autores consultados.

6. RESULTADOS

En las figuras 3 a 6 se presentan las gráficas de esfuerzo tangencial contra desplazamiento tangencial, y esfuerzo tangencial contra esfuerzo normal o envolvente de Mohr, de los planos de debilidad de cada una de las rocas ensayadas.

En las gráficas se incluyen los valores de ángulo de fricción y residual (según sea el caso) de cada prueba tipo, así como las envolventes de resistencia o envolventes de Mohr ajustadas a una recta o a una curva de acuerdo con el comportamiento de cada material.

Para todos los proyectos se tomaron las gráficas representativas de los materiales ensayados.

En las gráficas de resistencia máxima hay una cantidad de resultados notablemente menor que en la gráfica de resistencia residual, debido a que sólo es posible obtener un valor de resistencia máxima por probeta y, por el contrario, para determinar la resistencia residual, en algunos proyectos se aplicaron ciclos de prueba con diferentes esfuerzos normales para obtener su resistencia residual correspondiente.

En la Tabla 1 se pueden observar los ángulos de fricción máximo y residual de cada superficie ensayada, con la descripción de las mismas.

De las gráficas esfuerzo tangencial contra desplazamientos se observa que la mayor parte de las rocas ensayadas cuyos planos de debilidad contenían rellenos de material fino, granular o una combinación de ambos, presentaron un comportamiento de falla dúctil, de tal forma que no

se observó una resistencia máxima en el momento de la falla, ocurriendo esto también para un contacto roca-roca (Boca del Cerro), en donde la roca es un material muy suave y fácilmente desgregable.

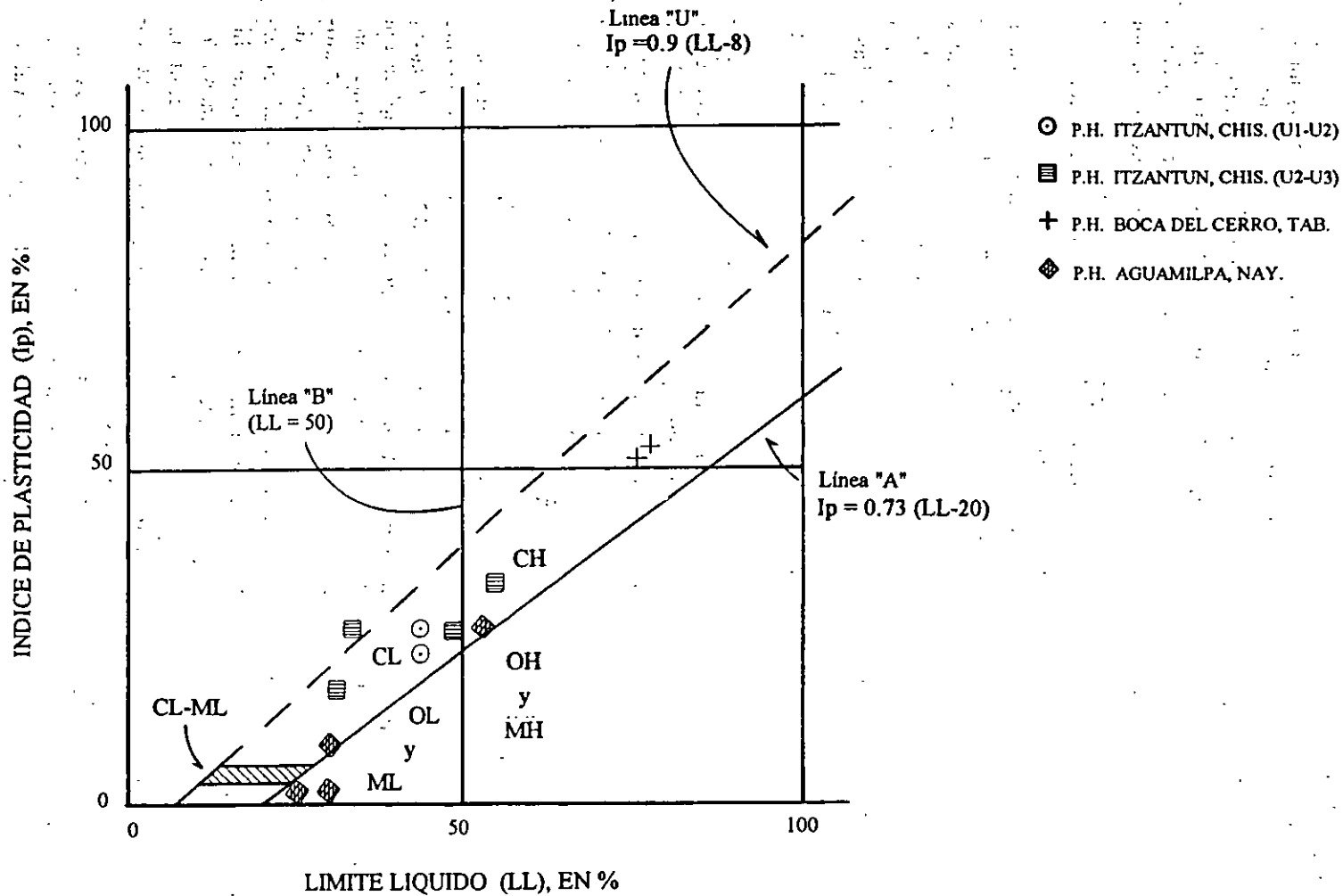
En el caso del relleno arcilloso entre las unidades U1 y U2 del Proyecto Itzantún (figura No. 3), se observó una resistencia máxima, debido posiblemente al escaso relleno arcilloso (3 mm), quedando regida dicha resistencia, por fragmentos de roca caliza embebidos en el relleno o por un contacto roca-roca que existiese en algún punto de la superficie de la probeta por el adelgazamiento del relleno.

Los valores de ángulos de fricción máximos variaron entre 28° y 45° para todas las muestras ensayadas cuyo contacto es roca-roca. Los ángulos de fricción residuales fluctuaron entre 26° y 42° , correspondiendo a los contactos roca-roca o bien a rellenos arcillosos con pequeño espesor. También los planos de foliación cerrados o rellenos arcillo-arenosos con gravas están dentro de este grupo.

En el caso de los planos de debilidad con contacto roca-roca, la resistencia residual parece estar influenciada por el *detritus* que se forma al fallar o triturarse el plano de debilidad, este material remanente es puramente friccionante y los ángulos de fricción residuales obtenidos son característicos de este tipo de materiales.

Para las rocas de los Proyectos Aguamilpa y Boca del Cerro durante su ensaye, se aplicaron 3 esfuerzos normales distintos en forma ascendente (5, 10 y 20 kg/cm² y 5, 10 y 15 kg/cm² respectivamente), terminando la prueba con la aplicación del esfuerzo normal usado inicialmente, observándose con esto que para cuando se aplica este último esfuerzo normal, el material da valores de resistencia mayores que cuando se aplicó el esfuerzo normal inicial de la misma magnitud, interpretándose esto como la aparente formación de una presión de poro, provocada por el confinamiento dado al material por la aplicación de esfuerzos normales mayores.

Los planos de debilidad que contienen exclusivamente relleno arcilloso, presentaron ángulos de fricción residual entre 6° y 13° que son valores

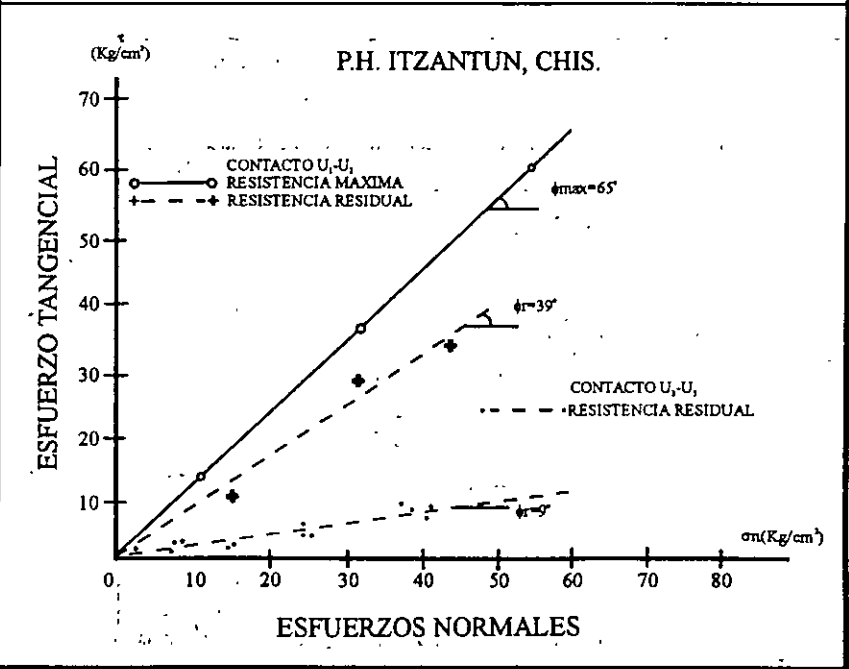
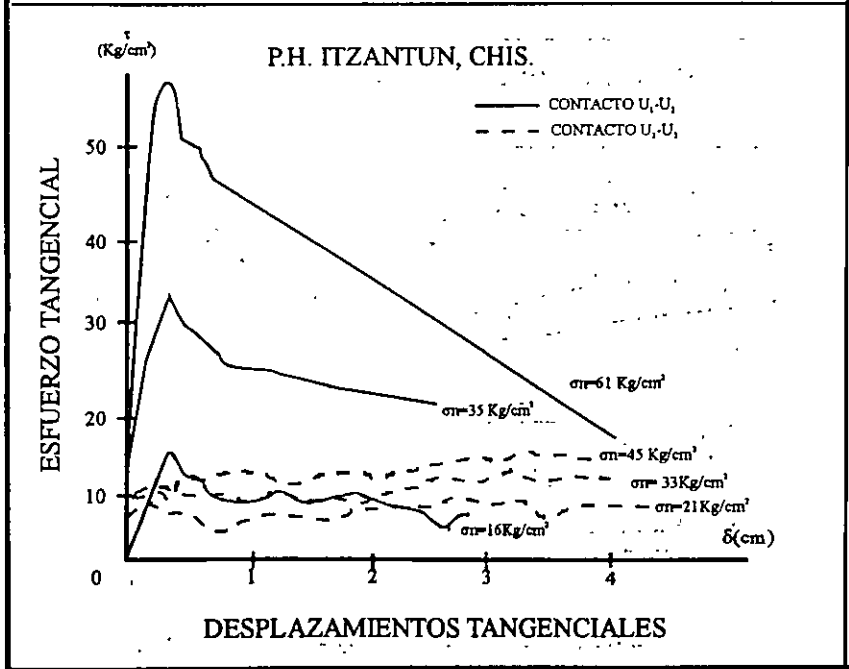
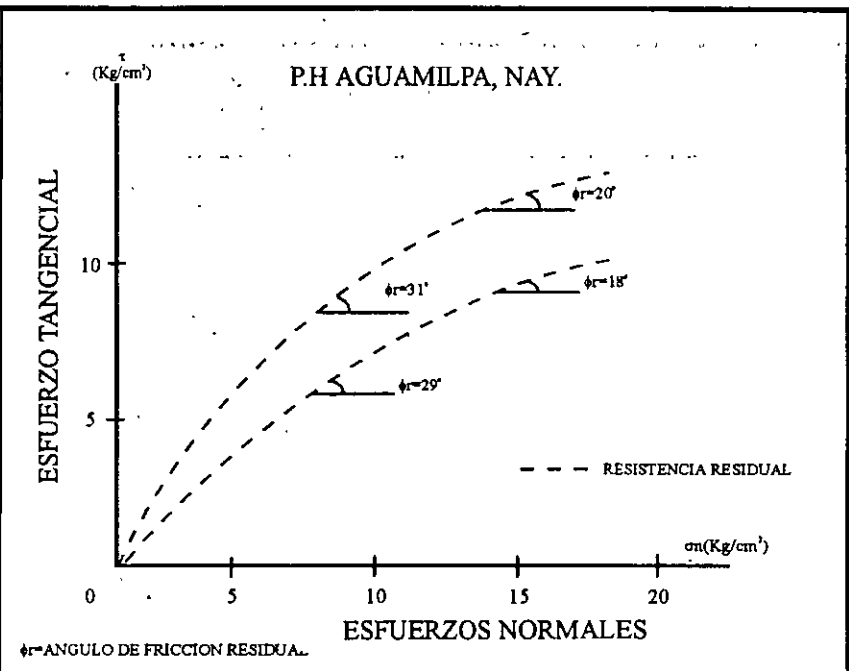
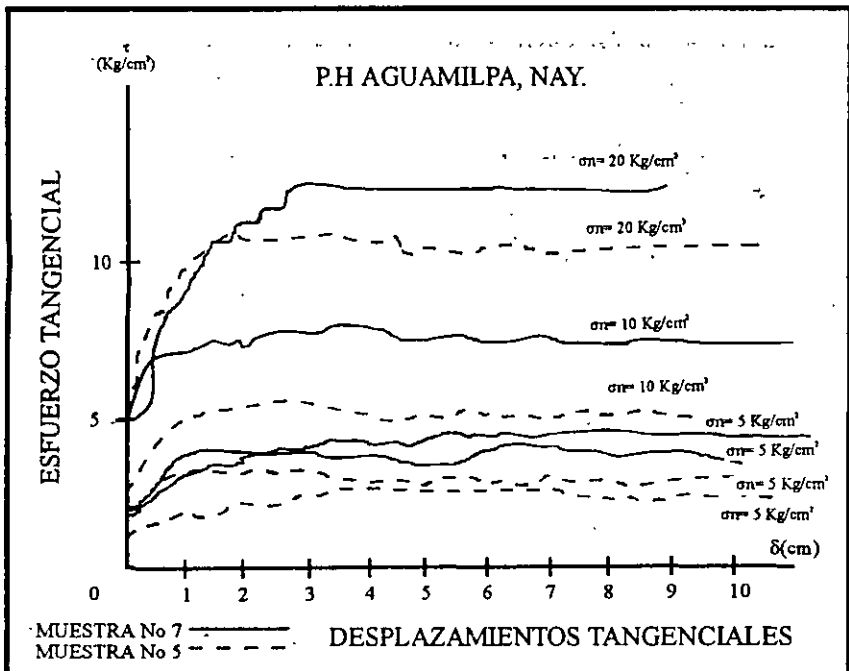


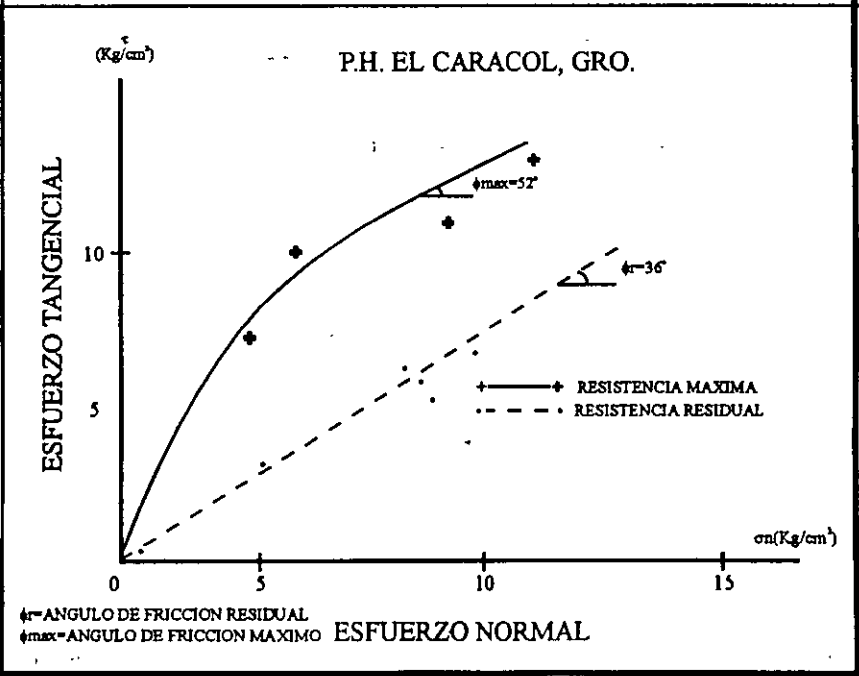
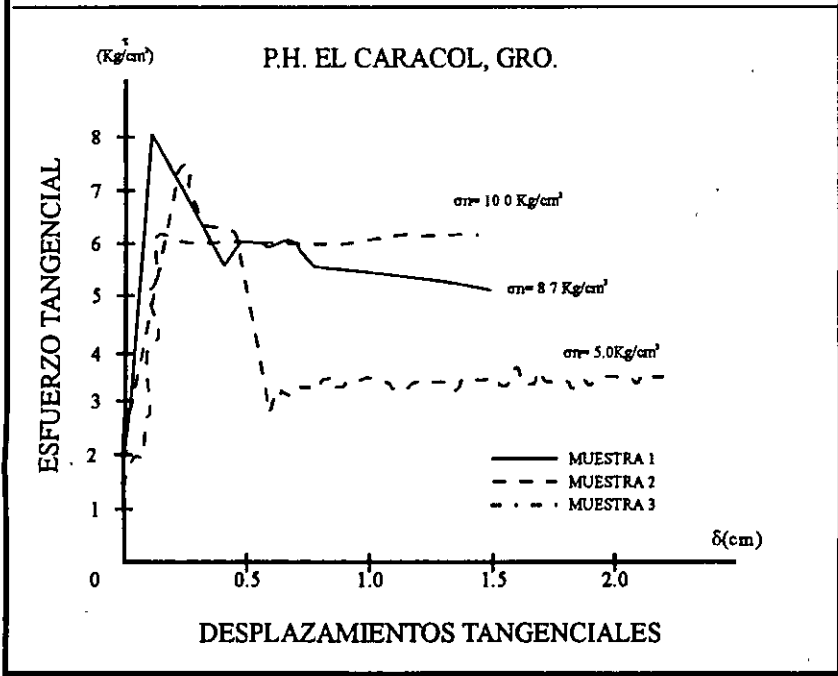
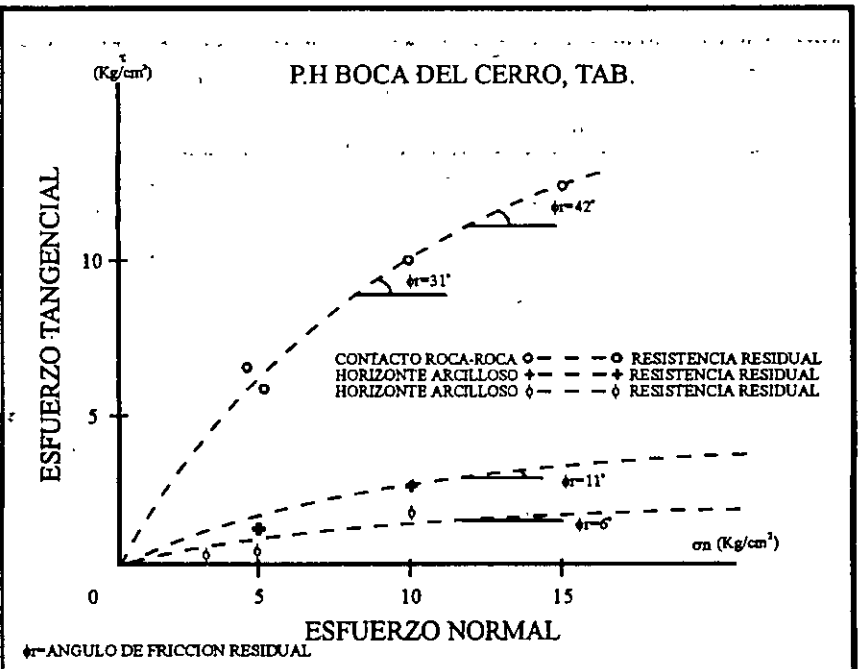
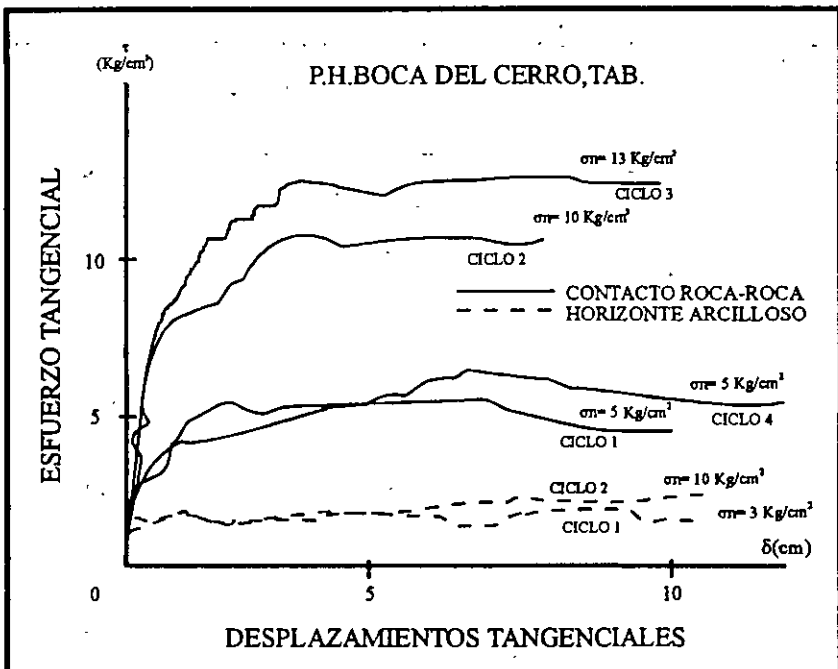
- ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas ligeramente plásticas.
- CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas o limosas
- OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.

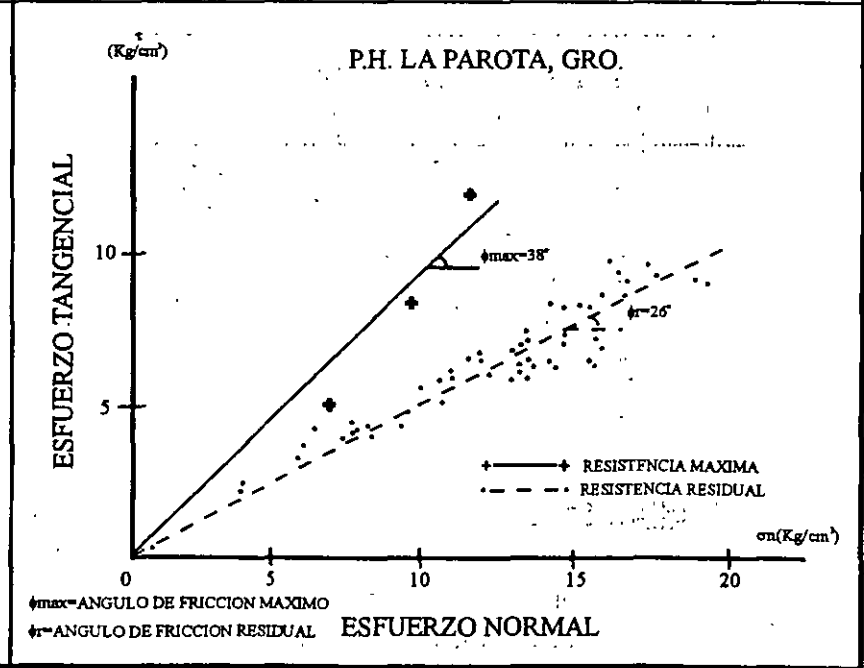
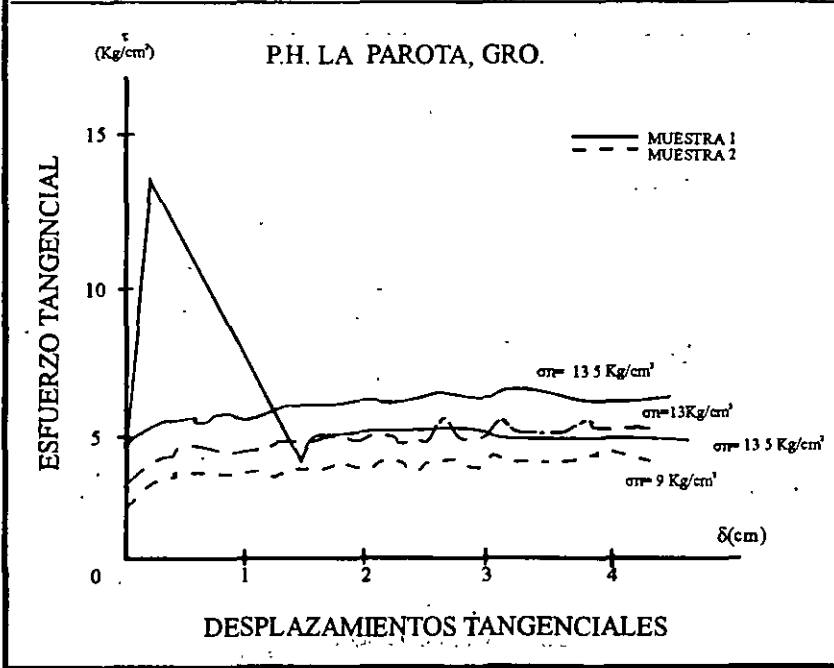
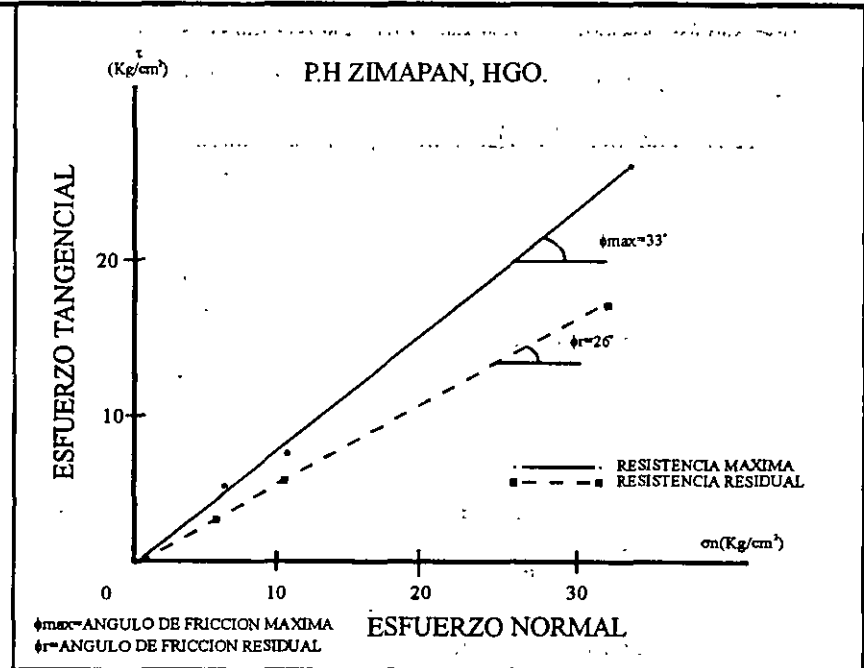
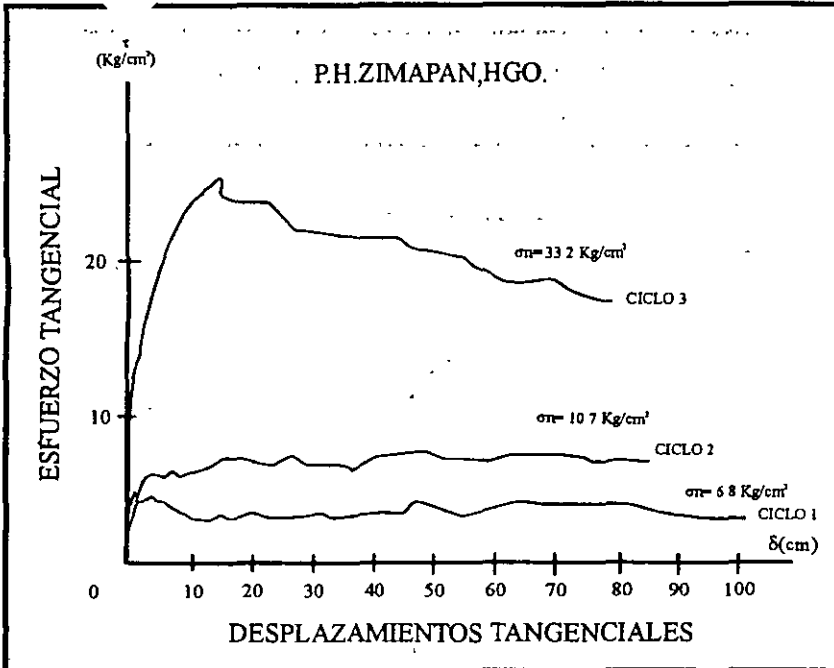
- MH Limos inorgánicos, limos "elásticos", suelos micáceos o diatomáceos arenosos finos o limosos.
- CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.
- OH Arcillas orgánicas de mediana a alta plasticidad.

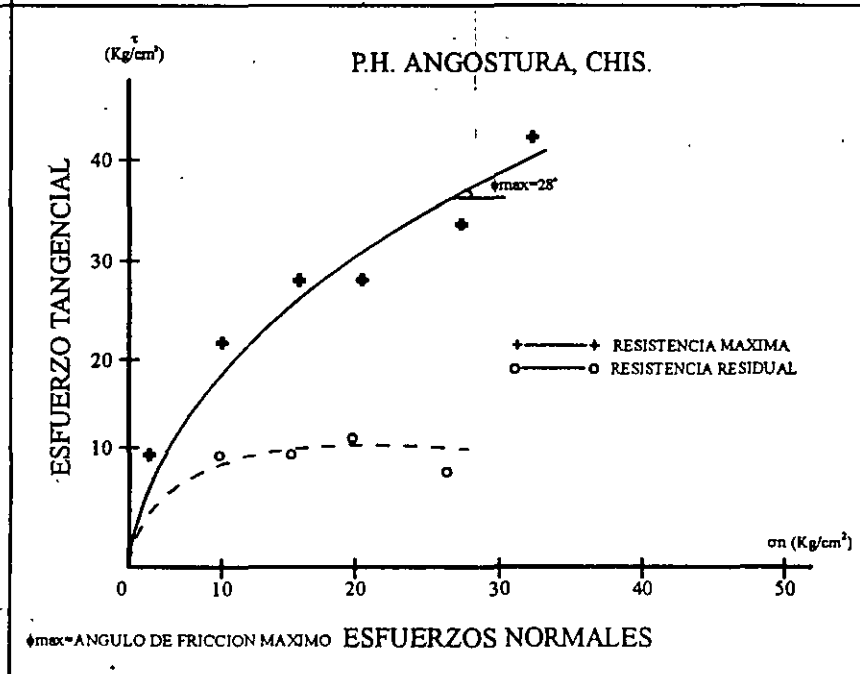
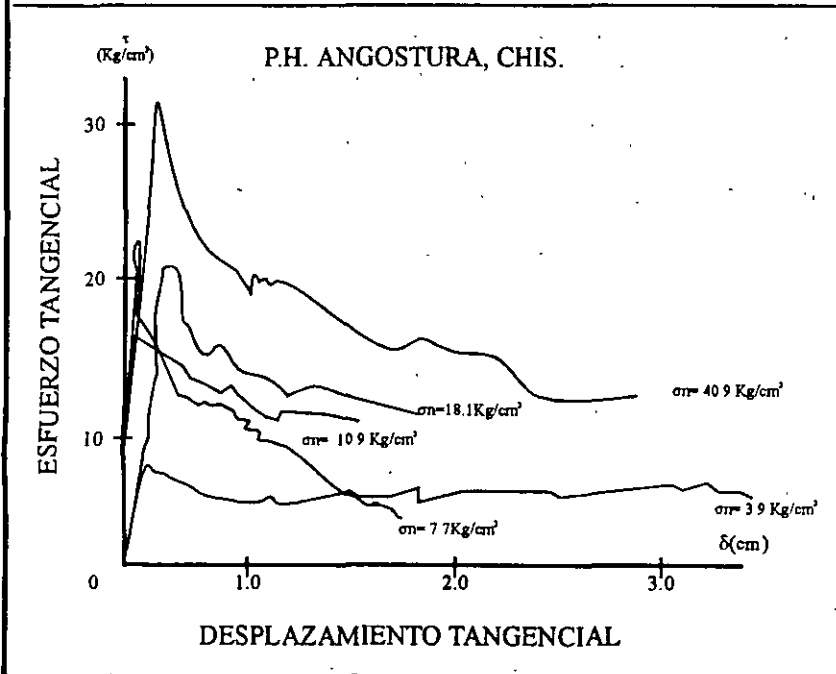
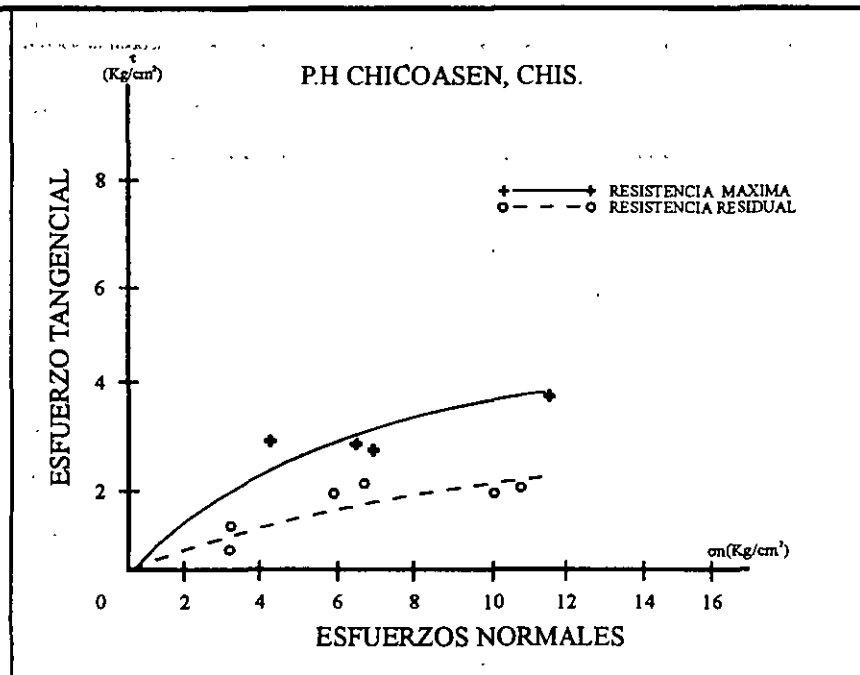
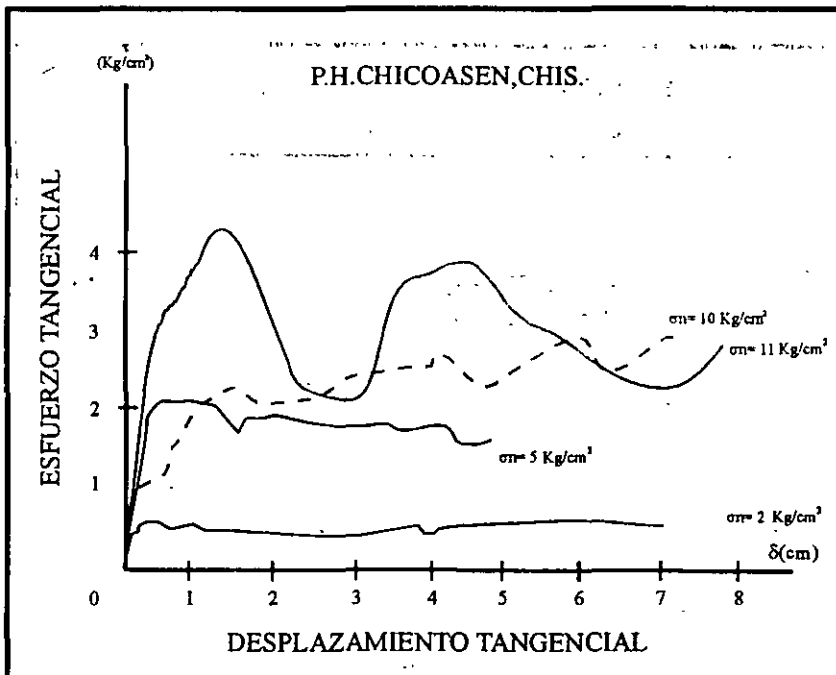
CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS

FIGURA 2. CLASIFICACION DE LOS RELLENOS DE DISCONTINUIDADES ENSAYADAS EN LAS PRUEBAS DE CORTE DIRECTO









típicos de esta clase de materiales⁴. No se observó ninguna relación entre los índices de plasticidad

de los materiales ensayados y los ángulos de fricción obtenidos.

TABLA No. 1 ANGULOS DE FRICCION MAXIMA Y RESIDUAL

PROYECTO HIDROELECTRICO	ANGULO DE FRICCION		TIPO DE ROCA
	MAX.	RES.	
Aguamilpa, Nay.	-	20-31° 18-29°	Plano de pseudoestratificación con relleno arcillo-arenoso en tobas líticas.
Itzantún, Chis.	-	9°	Relleno arcilloso entre unidades 2 y 3 de roca caliza.
	45°	39°	relleno arcillosos con fragmentos de caliza entre unidades 1 y 2 de roca caliza.
Zimapán, Hgo.	33°	26°	Contacto entre calizas y lutitas sin relleno.
La Parota, Gro.	38°	26°	Plano de foliación de gneiss.
Boca del Cerro, Tab.	-	42°	Contacto roca-roca entre calizas.
El Caracol, Gro.	52°	36°	Plano de estratificación intraformacional lutitas y areniscas
Chicoasén, Chis.	28°	13°	Horizonte de lutitas entre calizas.
La Angostura, Chis.	28°	6°	Contacto caliza con caliza brechoide.



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

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CARRETERAS

MODULO II: CONSTRUCCION DE CARRETERAS

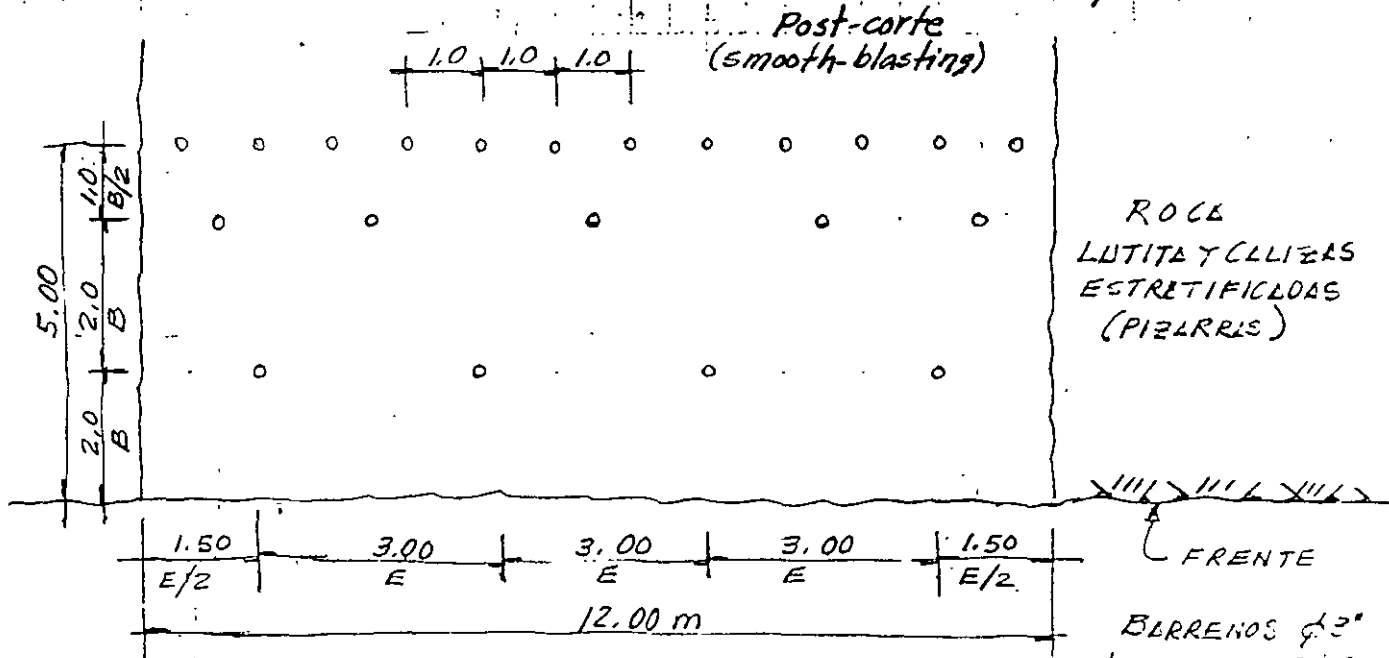
TEMA

MECANICA DE ROCAS APLICADA

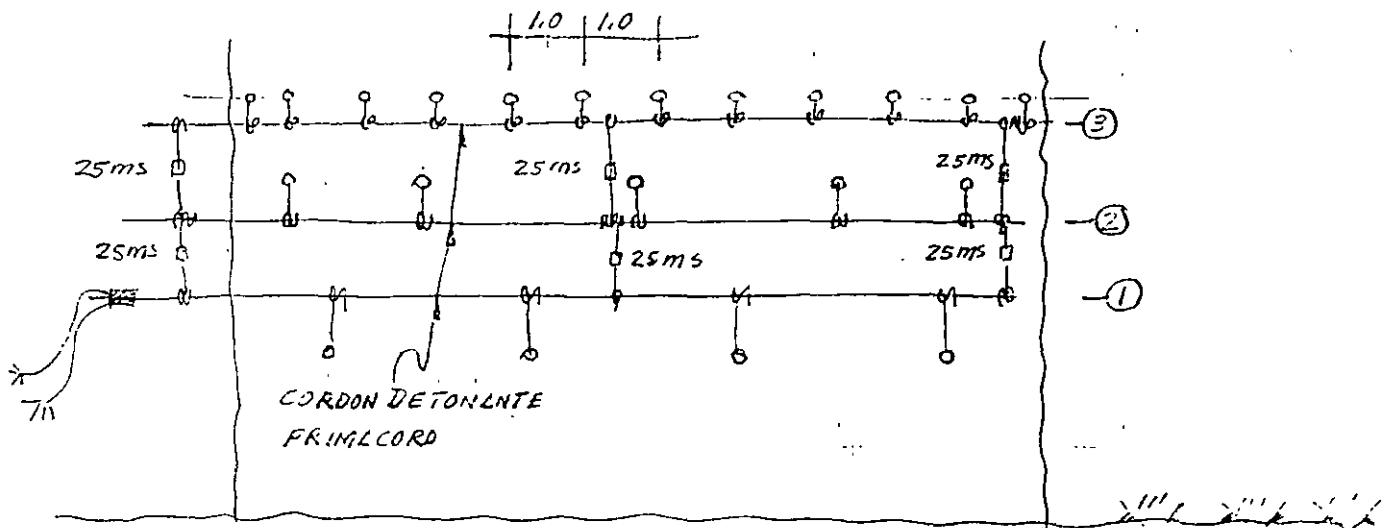
**EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

CORTE DE UN SALIENTE DE ROCA DEL CERRO TzITZICAZARA
 SOBRE LA MARGEN DERECHA DEL RIO XALTEPUXTLA

Raúl Cuéllar Borja
 Antonio Monroy Carreón
 13 enero /2001

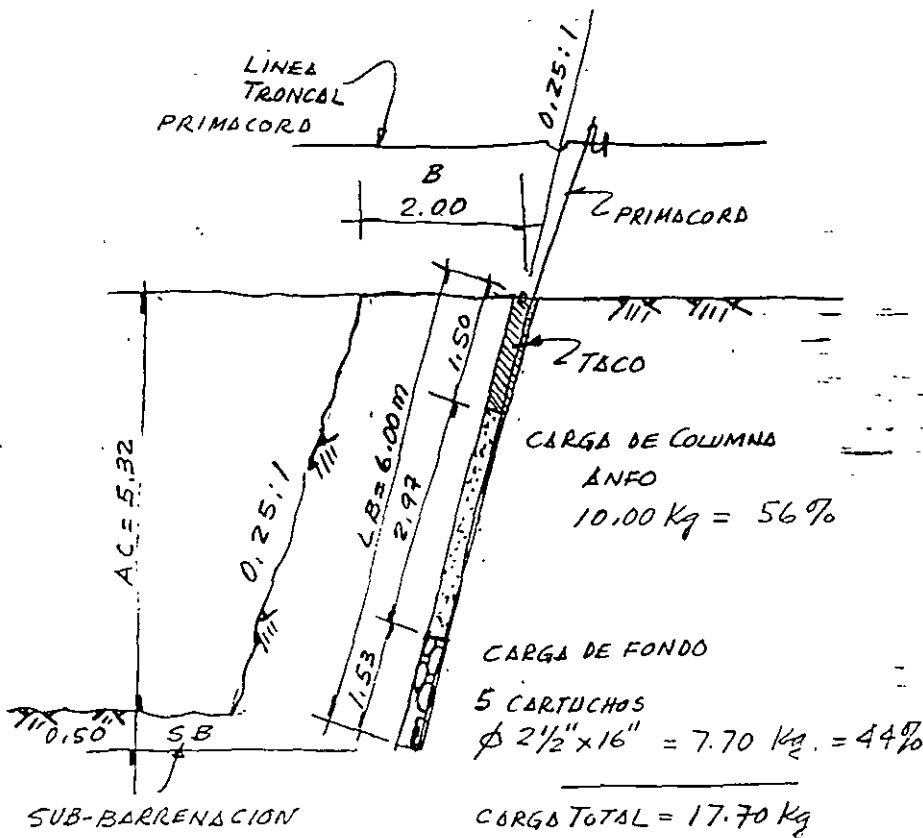


PLANTILLA DE BARRENACION
 EN TRESBOLILLO



SECUENCIA DE IGNICION ACCESORIOS: - PRIMACIONES

- RETARDANTES DE PRIMACIONES DE 25 ms



DIAMETRO BARRENO $\phi = 3"$

Area $\phi = 45,60 \text{ cm}^2$

Volumen = $4,56 \text{ lt/m}$.

FACTOR DE CARGA: $0,6 \text{ Kg/m}^3$

TACO = $0,75 B = 1,50 \text{ m}$

LONG. DE CARGA = $6 - 1,50 = 4,50 \text{ m}$.

$\rho_{\text{prim. explosiva}} = 1 \text{ Kg/lt}$

Carga total = $4,56 \times 4,50 \times 1$

= $20,52 \text{ Kg}$.

Carga Fondo = $0,4 \text{ Carga total}$
C.F = $8,21 \text{ Kg}$.

Carga Columna = $12,31 \text{ Kg}$.

DISTRIBUCION DE CARGAS DE BANQUEO EN EL BARRENO

Alto Explosivo A.E. = $\phi 2\frac{1}{2} \times 16"$; Vol = $1,287 \text{ lt}$; $\rho = 1,2 \text{ Kg/lt}$

Peso = $1,287 \text{ lt} \times 1,2 \text{ Kg/lt} = 1,54 \text{ Kg / cartucho}$.

Altura de carga = $40 \text{ cm} + 8,21 - 1,54 = 6,67 \text{ Kg}$

$4 \phi 2\frac{1}{2} \times 16 = 6,16 \text{ Kg}$

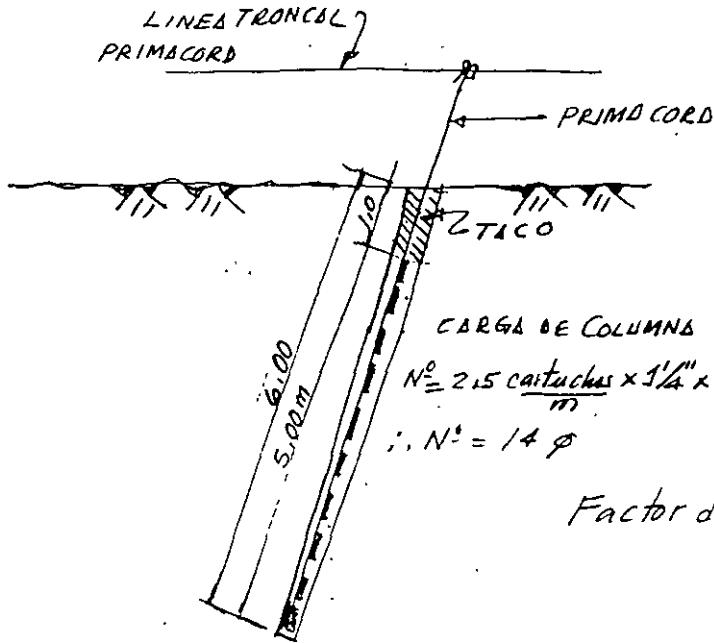
$L = \frac{6,16 \text{ Kg}}{1,2 \text{ Kg/lt}} = 5,13 \text{ lt} / 4,56 \text{ lt/m} = 1,13 \text{ m}$.

= $40 \text{ cm} + 113 \text{ cm} = 153 \text{ cm}$

Altura de carga de columna = $6 - 1,50 - 1,53 = 2,97 \text{ m}$.

Correccion carga de columna = $2,9 \text{ m} \times 4,56 \text{ lt/m} \times 0,75 \text{ Kg/lt} = 10,16 \text{ Kg}$

FACTOR DE CARGA REAL = $\frac{17,70 \text{ Kg}}{2 \times 3 \times 5,32 \text{ m}^3} = \frac{0,555 \text{ Kg/m}^3}{0,19 \text{ m}^3/\text{m}^3}$



BARRENO $\phi = 3"$

ALTO EXPLOSIVO $1" \times 8"$

— Peso = 190 gr / cartucho

Distribución de carga

$$\text{Factor de Carga} = 190 \text{ gr} \times \frac{215 \text{ cartuchos}}{m}$$

$$\underline{\underline{F.C. = 475 \text{ gr/m.}}}$$

DISTRIBUCION DE CARGAS
DE POST-CORTE (SMOOTH-BLASTING)

Participación del Precorte en el Banqueo

$$\text{Nº Barreos} = 12 \quad ; \quad \text{Carga} = 12 \times 475 \text{ Kg/m} \times 5 \text{ m} = 28.50 \text{ Kg}$$

$$\text{ALTA EXPLOSIVO} = \frac{28.50 \text{ Kg}}{12 \times 5 \times 5.32 \text{ m}^2} = 0.09 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Coeficiente de Barrenación} = \frac{12 \times 6 \text{ m}}{12 \times 5 \times 5.32 \text{ m}^2} = 0.23 \text{ m/m}^2$$

CÁLCULO DE ARTIFICIOSPRIMACORD =

$$9 \phi \text{ Banques} = 9 \times 7.50 = 67.5 \text{ m}$$

$$12 \phi \text{ Precorte} = 12 \times 6.50 = 78 \text{ m}$$

$$\text{Troncales} = 3 \times 14 \text{ m} = 42 \text{ m.}$$

$$\text{Conectores} = 6 \times 1.50 = 9 \text{ m.}$$

$$\Sigma = 196.5 \text{ m.}$$

$$\text{Primacord} / \text{m}^3 = \frac{196.5 \text{ m}}{5 \times 12 \times 5.32 \text{ m}^3} = \underline{\underline{0.61 \text{ m} / \text{m}^3}}$$

CONECTORES DE PRIMACORD 25 mms

$$N^{\circ} = \frac{6 \text{ pz}}{5 \times 12 \times 5.32 \text{ m}^3} = \underline{\underline{\frac{0.02 \text{ pz}}{\text{m}^3}}}$$

FULMINANTES INSTANTÁNEOS

$$N^{\circ} = \frac{2 \text{ pz}}{5 \times 12 \times 5.32 \text{ m}^3} = \underline{\underline{\frac{0.006 \text{ pz}}{\text{m}^3}}}$$

CANUELA — MECHA SORDA

$$N^{\circ} = \frac{2 \text{ m}}{5 \times 12 \times 5.32 \text{ m}^3} = \underline{\underline{\frac{0.006 \text{ m}}{\text{m}^3}}}$$

TOTAL DE MATERIALES EXPLOSIVOS Y ARTIFICIOS
PARA UN VOLUMEN DE 10 000 m³

1.- ALTO EXPLOSIVO

$$\begin{aligned} \text{Banqueo} &= 0.555 \text{ kg/m}^3 \cdot \phi 2\frac{1}{2}'' \times 16'' \\ \text{Precortas} &= 0.090 \quad \checkmark \quad \phi 1\frac{1}{4}'' \times 8'' \\ \hline &0.645 \text{ kg/m}^3. \end{aligned}$$

CARTUCHOS DE $\phi 2\frac{1}{2}'' \times 16'' =$

$$\text{Peso} = 0.555 \text{ kg/m}^3 \times 0.44 \times 10\,000 \text{ m}^3 = 2442 \text{ Kg}$$

CARTUCHOS DE $\phi 1\frac{1}{4}'' \times 8''$

$$\text{Peso} = 0.090 \text{ kg/m}^3 \times 10\,000 = 900 \text{ Kg.}$$

2.- ANFO

$$\text{Banqueo} = 0.555 \text{ kg/m}^3 \times 0.56 \times 10\,000 \text{ m}^3 = 3108 \text{ Kg}$$

3.- PRIMACORD

$$\text{Pirulite} = \text{Longitud} = 0.61 \text{ m/m}^3 \times 10\,000 \text{ m}^3 = 6100 \text{ m}$$

4.- RETARDADORES DE PRIMACORD DE 25 ms

$$\text{N}^\circ = 0.02 \text{ pz/m}^3 \times 10\,000 \text{ m}^3 = 200 \text{ pz}$$

5.- FULMINANTES INSTANTANEOS

$$\text{N}^\circ = 0.006 \text{ pz/m}^3 \times 10\,000 \text{ m}^3 = 60 \text{ pz}$$

$$\text{N}^\circ = 0.006 \text{ pz/m}^3 \times 10\,000 \text{ m}^3 = 60 \text{ pz}$$

LISTA DE MATERIALES EXPLOSIVOS
Y ARTIFICIOS

1.- ALTO EXPLOSIVO

CARTUCHOS ϕ 2 1/2" x 16" 2500 Kg

CARTUCHOS ϕ 1 1/4" x 8" 1000 Kg

TOVEX 100 y TOVEX 700 - DUPONT

EMULSION EXPLO - ATLAS-ICI

EMULSION ASL-IRECO - ASA

EMULGEL - EXPLOSIVOS Y HERRAMIENTAS - MONTECORR

2.- AGENTE EXPLOSIVO

ANFO 3200 Kg

SUPERMEXAMON — DUPONT

ANFOMEX — ATLAS-ICI - EXPLOSIVOS TEPEXPLIT

DINITRAMEX — EXPLOSIVOS Y HERRAMIENTAS - MONTECORR

3.- PRIMECORD

CORDON DETONANTE DE 50 grains/pic - 6100 m.

4.- RETARDADORES MS DE PRIMECORD

DE 25 ms 200 pz

5.- FULMINANTES INSTANTANEOS

Nº Pzas 60 pz

6.- MECHA PARA MINAS TIPO SWORD

LONGITUD 60 m.

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®

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 antiapelmazante.
- Mayor contenido de energía.
- Mayor rendimiento.

ANFOMEX "X"
Agente Explosivo

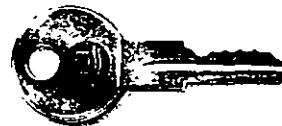
PROPIEDADES

Densidad gr/cc	.80
Vel. Detonación m/s	3200*
R W S	106
R B S	101
ASV. (Kj/100g)	399
Resistencia al Agua	NULA
Clasificación de Gases	Nº 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

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
Sensitividad > 0 °C	Cápsula 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



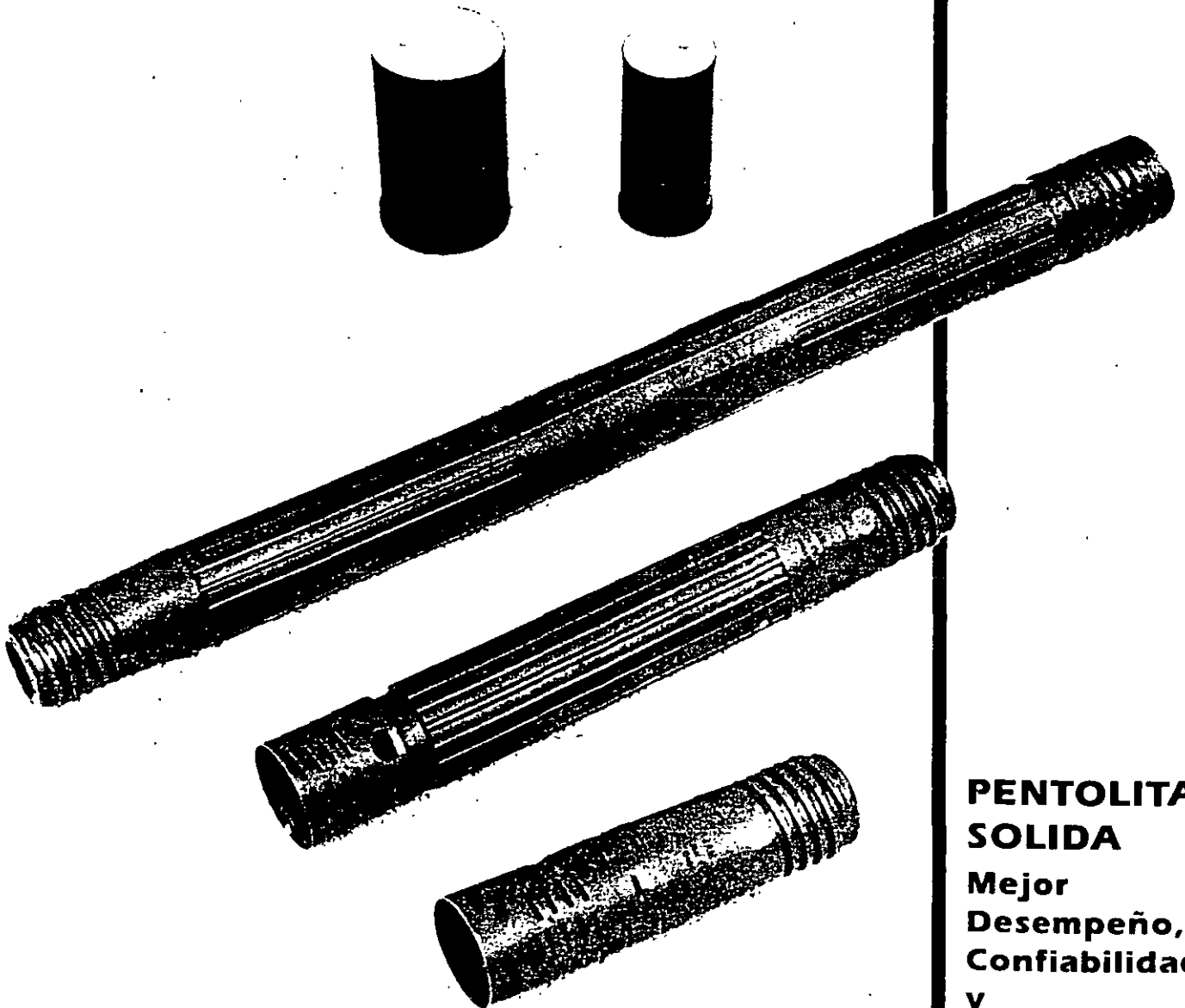
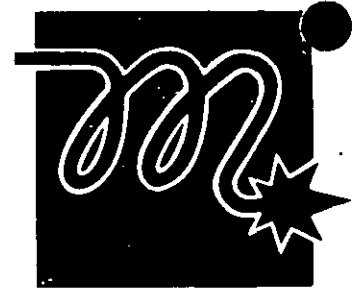
Explosivos

EXPLO
Emulsiones para Plasteo

BOOSTERS

MECHA PARA MINAS

Eficiencia de iniciación de
alta energía

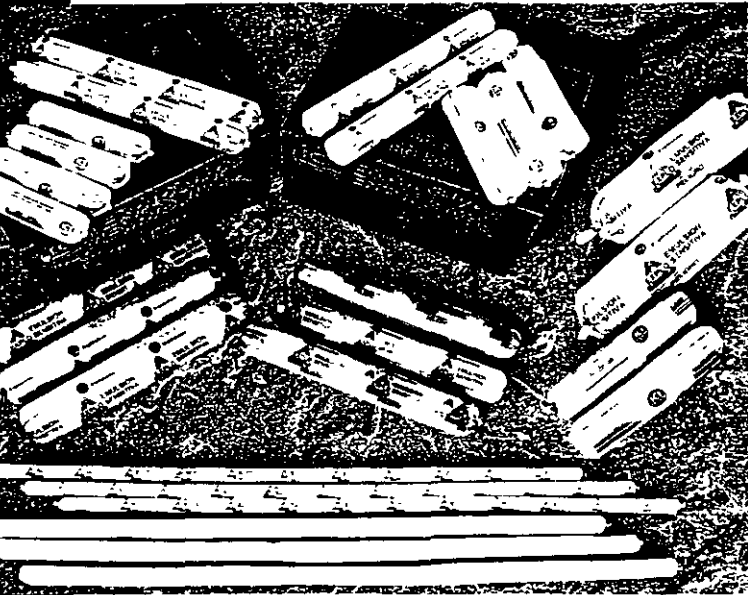


**PENTOLITA
SOLIDA**

**Mejor
Desempeño,
Confiabilidad
y
Seguridad.**

EXPLO

Emulsiones Sensitivas



Usos

- Minería a cielo abierto.
- Minería subterránea.
- Canteras.
- Construcción.

Beneficios

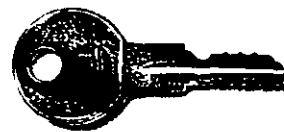
- Por su alta-velocidad genera un mayor poder de iniciación de agentes explosivos.
- Mayor poder de fragmentación en el fondo del barreno permitiendo un mejor despate.
- Se logra hasta un 98% de acoplamiento en el barreno con cartuchos cortados.
- Por su alta presión de detonación desarrolla mayor fracturamiento 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	Nº 1	Nº 1	Nº 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

S I E M P R E



MANTENGA LOS EXPLOSIVOS BAJO LLAVE Y ALEJADOS DE LOS NIÑOS.



Explosivos

TABLE 11-26 Method for Estimating the Production of a Track Drill

Based on average hourly rate of drilling, ft of hole hourly, drilling pattern of holes, burden by spacing, ft, cubic yards of rock drilled hourly and per shift; and tons of rock drilled hourly and per shift

I-R Crawler Drill Production Calculator	
Method	Example
To use this calculator it is only necessary to know four things: the drilling equipment used (rig, drill and compressor), the type of rock, the size of the hole, and the number of hours worked per day	Calculate production in cubic yards per day for: CM350 Crawler with VL140 drifter and DXL750 compressor. Rock, Limestone—Davenport, Iowa Hole Size 3 1/4 in Working 8 h/day
Step 1. Determine average drilling rate in Barre granite for specified drilling equipment, from Table 11-25A.	53 ft/h
Step 2. Convert to drilling rate in rock at job site. Multiply by Drillability Factor from Table 11-26B	Drillability factor for Davenport limestone = 1.79 $53 \text{ ft/h} \times 1.79 = 95 \text{ ft/h}$
Step 3. Determine drilling pattern, as follows Select Burden from Table 11-26C, for hole size and type of rock Select Spacing from Table 11-26C, for same hole size and type of rock.	Burden = 9 ft Spacing = 7 ft
Step 4. Determine cubic yards of rock displaced per hour by multiplying drilling rate (Step 2) by cubic yards displaced per foot of blasthole for pattern determined in Step 3. See Table 11-26D.	$95 \text{ ft/h} \times 2.33 = 221 \text{ yd}^3/\text{h}$
Step 5. Determine cubic yards per shift by multiplying cubic yards per hour by hours per shift	$221 \text{ yd}^3/\text{h} \times 8 \text{ h} = 1768 \text{ yd}^3/\text{shift}$
Step 6. If you wish to convert to tons per shift, multiply by tonnage factor as follows	$1768 \times 2 1/4 = 3978 \text{ tons/shift}$
<i>Rock</i>	<i>Tonnage Factor</i>
Basalt and trap rock	2 1/4
Granite and limestone	2 1/4
Sandstones	2 1/4

NOTE: Although the example in this tabulation is based on the use of Ingersoll-Rand Co drills and compressors, similar examples may be worked for comparable machinery of other manufacturers. This method by analogy is described in the notes of Table 11-26A.

extended use is given below, where the table is applied to the drilling in Figure 11-71

DATA

1. Heavyweight track drill mounting a 479-lb 5 1/4-in-cylinder-bore air hammer
2. The serving air compressor is rated at 1050 ft³/min
3. Blasthole diameter is 3 1/2 in and holes are 30 ft deep with 4 ft of subdrilling below finished grade. Thus a 26 ft depth of lift is being taken out as far as basis of payment is concerned
4. The rock is California granite of San Diego County

ESTIMATE

1. Table 11-26A shows the Ingersoll-Rand Co drill and compressor which are closest to the specified machines to be the URD 550 hammer and DXL 1050 compressor. For a 3 1/2 in-diameter hole in Barre granite the drilling rate, including setup and change of drill rods, is 83 ft/h

TABLE 11-28A Drilling Equipment

Average drilling rate, ft/h, in Barre granite

Overall drilling rate 40-ft hole, including setup and steel change






Crawler Model No	Drill model no		Compressor		Hole size, in							
	Drifter	Downhole drill	Model No	Press lb/in ²	2 1/4	2 1/2	3	3 1/2	4	4 1/2	5	5 1/2
LM 100 	YD 90M		DR 365	100	50	44						
LM 300 	VL 120	DHD 24	DR 600 DR 365	100 100		58	44	35		23	19	
CM 350 	VL 120 URD 475 URD 475 VL 140		DR 600 DXL 850 DXL 900 DXL 750	100 100 100 100		64 75 92 88	49 57 70 67	39 45 55 53		23 33 62	19 28 52	
ECM 350 	URD 550 VL 120 URD 475 URD 475 VL 140	DHD 24 DHD 24 DHD 24	DXL 1050 DR 600 DXL 850 DXL 900 DXL 750	100 100 100 125 100			80 48 63 77 74	63 39 49 60 58		52 25 36 68	44 21 31 57	38
CM 1000 	URD 550 VL 170		DXL 1050 DXL 1200	100 100			88 104	69 83		57 68 110	48 57 95	42 48 83
		DHD 24	DXL 750H	250						62	52	

TABLE 11-28A Drilling Equipment (Continued)

Average drilling rate, ft/h, in Barre granite

Overall drilling rate 40-ft hole, including setup and steel change

Crawler Model No	Drill model no		Compressor		Hole size, in							
	Drifter	Downhole drill	Model No	Press lb/in ²	2 1/4	2 1/2	3	3 1/2	4	4 1/2	5	5 1/2
CM 1000		DHD 15	DXL 600	150							26	22
		DHD 15	DXL 750H	250							49	42

NOTE. Table 11-28A is prepared for Ingersoll-Rand Co. drill and compressor models. In order to reconcile the drill data with those of drills manufactured by other companies, the weights and the bores \times strokes for the several drills are tabulated.

Model of Drill	Weight, lb	Bore \times Stroke, in
YD 90M	187	3 1/2 \times 3 1/2
VL 120	187	4 1/4 \times 3 1/2
URD 475	377	4 3/4 \times 4 3/4
VL 140	430	5 1/2 \times 3 3/4
URD 550	460	5 1/2 \times 3 3/4
VL 170	840	6 1/2 \times 3 3/4
DHD 24 (downhole drill)	72	2 1/2 \times 6
DHD 15 (downhole drill)	131	3 3/4 \times 5

The compressor ratings are standard, the numeral indicating the rating in cubic feet per minute at 100 lb/in². Accordingly, compressors of other manufacturers may be compared readily with the models of Table 11-28A. By means of these reconciliations the drilling speeds for a given combination of drill and compressor may be estimated by means of Table 11-28A.

TABLE 11-288 Drillability of Various Rocks

No	Rock type	Location	Drill-ability factor	Abrasive index
1	Barre Granite	Barre, Vermont	1.00	1.00
2	Granite	Bulgaria	0.45	2.29
3	Granite	Grand Coulee, Wash	0.50	2.40
4	Granite Gneiss	Hamburg, N.J.	0.67	1.46
5	Granite	Westchester, N.J.	0.67	1.00
6	Granite	Snettisham Dam, Alaska	0.78	0.74
7	Granite Gneiss	Vancouver, B.C.	0.89	1.03
8	Protogine Granite	Mont Blanc Tunnel, France	0.92	0.86
9	Granite	Newark, N. J.	1.05	1.27
10	Granite	California	1.10	0.54
11	Granite	Dworshak, Idaho	1.11	1.14
12	Granite Gneiss	Denver, Colorado	1.52	1.00
13	Rhyolite	Kirkland Lake, Ontario	.60	0.60
14	Porphyry	Denver, Colorado	.82	2.05
15	Porphyry	Murdockville, Quebec	.89	0.72
16	Diorite	Oregon	0.34	8.20
17	Basalt	New York State	0.56	3.76
18	Pegmatite	Vancouver, B.C.	0.67	2.14
19	Felsite	Denver, Colorado	0.75	0.25
20	Chalcopyrite	New Guinea	0.78	0.36
21	Banded Gneiss	Solna, Sweden	0.89	0.77
22	Magnesite	Vienna, Austria	0.94	0.04
23	Andesite	Mossy Rock, Wash	1.27	0.28
24	Quartzite	Canada	0.53	1.45
25	Quartzite	Minnesota	0.56	8.60
26	Quartzite	Canada	0.72	3.17
27	Quartzite	New Zealand	0.76	1.70
28	Quartzite	Carters Dam, Georgia	1.00	1.40
29	Quartzite	Capetown, South Africa	1.22	2.70
30	Magnetite	Canada	0.55	3.50
31	Magnetite	Kiruna, Sweden	0.56	1.54
32	Magnetite	Kirkland Lake, Ontario	0.59	1.41
33	Magnetite	Kiruna, Sweden	.67	1.36
34	Taconite	Kirkland Lake, Ontario	.64	4.13
35	Taconite	Kirkland Lake, Ontario	.86	2.91
36	Siderite	Suffern, N.Y.	.89	.55
37	Siderite	Sarajevo, Yugoslavia	.90	.80
38	Magnetite	Kiruna, Sweden	.95	1.21
39	Magnetite	Kiruna, Sweden	1.00	1.23
40	Siderite	Sarajevo, Yugoslavia	1.00	.55
41	Magnetite	Kiruna, Sweden	1.22	.33
42	Hematite (Red)	Sarajevo, Yugoslavia	1.50	.40
43	Hematite (Dark)	Sarajevo, Yugoslavia	2.20	.70
44	Sandstone	Michel, B.C.	.75	2.80
45	Sandstone	New Zealand	2.30	1.20
46	Sandstone	Nova Scotia	2.70	0.14
47	Shale	Michel, B.C.	.75	2.80
48	Shale	Scranton, Pa.	2.00	.00
49	Sandy Dolomite	Hanover, Pa.	.60	0.14
50	Limestone	Washington	.61	0.54
51	Limestone	Vancouver, B.C.	.67	0.44
52	Limestone	Denver, Colorado	.78	0.36
53	Limestone	Washington	.78	0.67
54	Limestone	Washington	.89	0.11
55	Calcite	Hanover, Pa.	.89	0.20
56	Limestone	Milleville, Va.	.89	0.12
57	Limestone	Buffalo, N. Y.	.89	0.09
58	Limestone	Bellefonte, Pa.	.94	0.09
59	Limestone	Tulsa, Okla.	1.12	0.03
60	Limestone	Tulsa, Okla.	1.19	0.10
61	Limestone	Saratoga, N. Y.	1.22	0.01

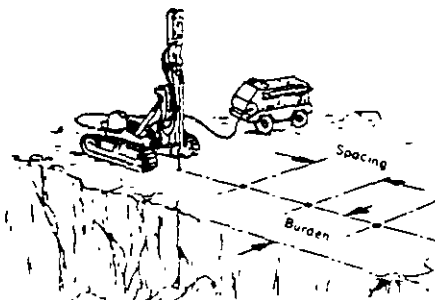
TABLE 11-28B Drillability of Various Rocks (Continued)

No	Rock type	Location	Drill-ability factor	Abrasive index
62	Dolomite	Hanover, Pa.	1.70	0.01
63	Limestone	Portsmouth, N. H.	1.77	0.65
64	Limestone	Davenport, Iowa	1.79	0.28

NOTE 1: Rock drillability multiply factor times known rate in Barre granite
 NOTE 2: Anticipated bit life divide known bit life Barre granite by abrasive index
 NOTE 3: Based on abrasive index, the average estimated 3-in button bit life should be within the following ranges

Granites	400-900 ft
Quartzites	200-500 ft
Limestones	1300-4000 ft
Taconite	200-300 ft
Sandstones	200-300 ft
Basalt	100-300 ft
Diorite	100-200 ft
Magnetite	250-700 ft

TABLE 11-28C Determination of Hole Pattern (Burden x Spacing)



General type of rock	Burden, ft						
	Hole diameter, in						
	2 1/2	3	3 1/2	4	4 1/2	5	5 1/2
Heavy, strong rocks (granite & basalt)	6	7.5	9	10.5	11	12	13.5
Medium rocks (limestone)	6.5	8	9	10.5	12	13	14
Light, weak rocks (sandstone & limestones)	7	9	11	12	13	15	17
General type of rock	Spacing, ft						
	Hole diameter, in						
	2 1/2	3	3 1/2	4	4 1/2	5	5 1/2
Heavy, strong rocks (granite & basalt)	4	5	6	7	7.5	8	9
Medium rocks (limestone)	5	6	7	8	9	10	11
Light, weak rocks (sandstone & limestones)	6	7.5	9	10	11	12.5	14

11-18 Fragmentation of Rock

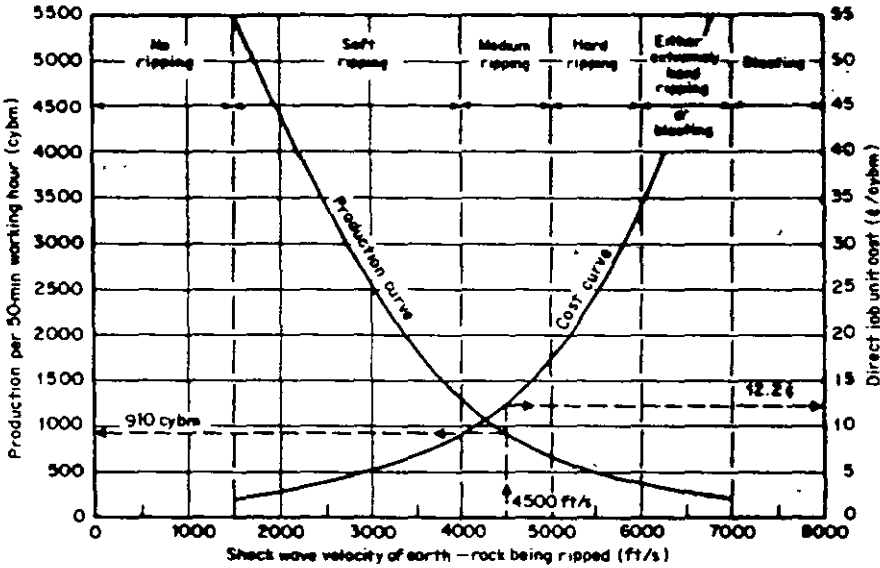


Figure 11-17 Estimated hourly production and 1978 direct job unit cost for ripping by composite heavyweight tractor-ripper with bulldozer weighing 125,000 lb with a 450-hp engine.

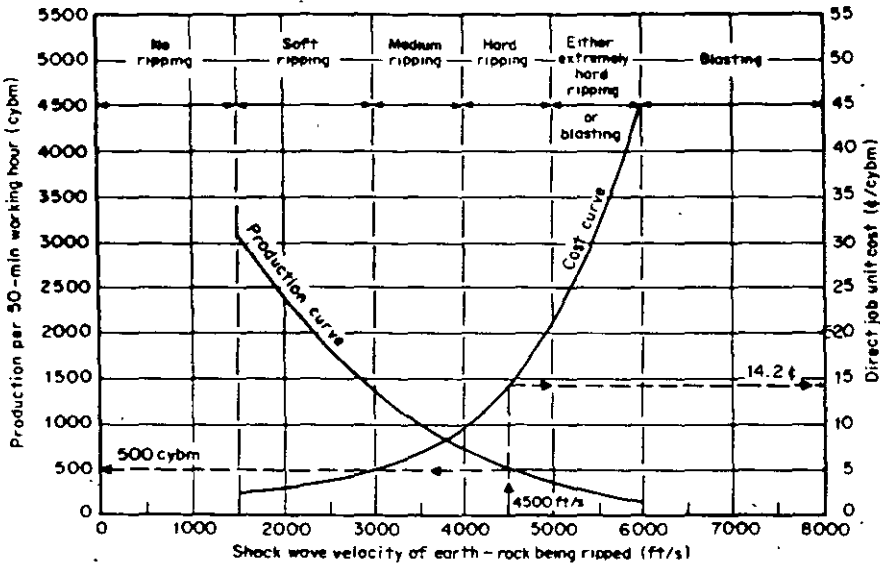


Figure 11-18 Estimated hourly production and 1978 direct job unit cost for ripping by composite medium-weight tractor-ripper with bulldozer weighing 70,000 lb with a 240-hp engine.

crawler-tractor with three-shank ripper
total hourly cost is:

Machine, 36% of \$
Operator
Total

This cost must be adjusted to soft
differences in costs for points
repairs, replacements, and labor
following tabulation, which shows
composite heavyweight tractor-ri-

Item

Tips @ \$40.00 each:

- 3 tips
- 2 tips
- 1 tip
- 1 tip
- Hours of use
- Hourly cost

Shank protectors @ \$60.00 each:

- 3 protectors
- 2 protectors
- 1 protector
- 1 protector
- Hours of use
- Hourly cost

Total hourly cost for
tips and protectors

Hourly cost for repairs,
replacements, and
labor thereto

Total hourly cost

Adjusted hourly cost
of ownership and
operation

Operator

Total hourly costs,
used for figuring
direct job unit cost
of Figure 11-17

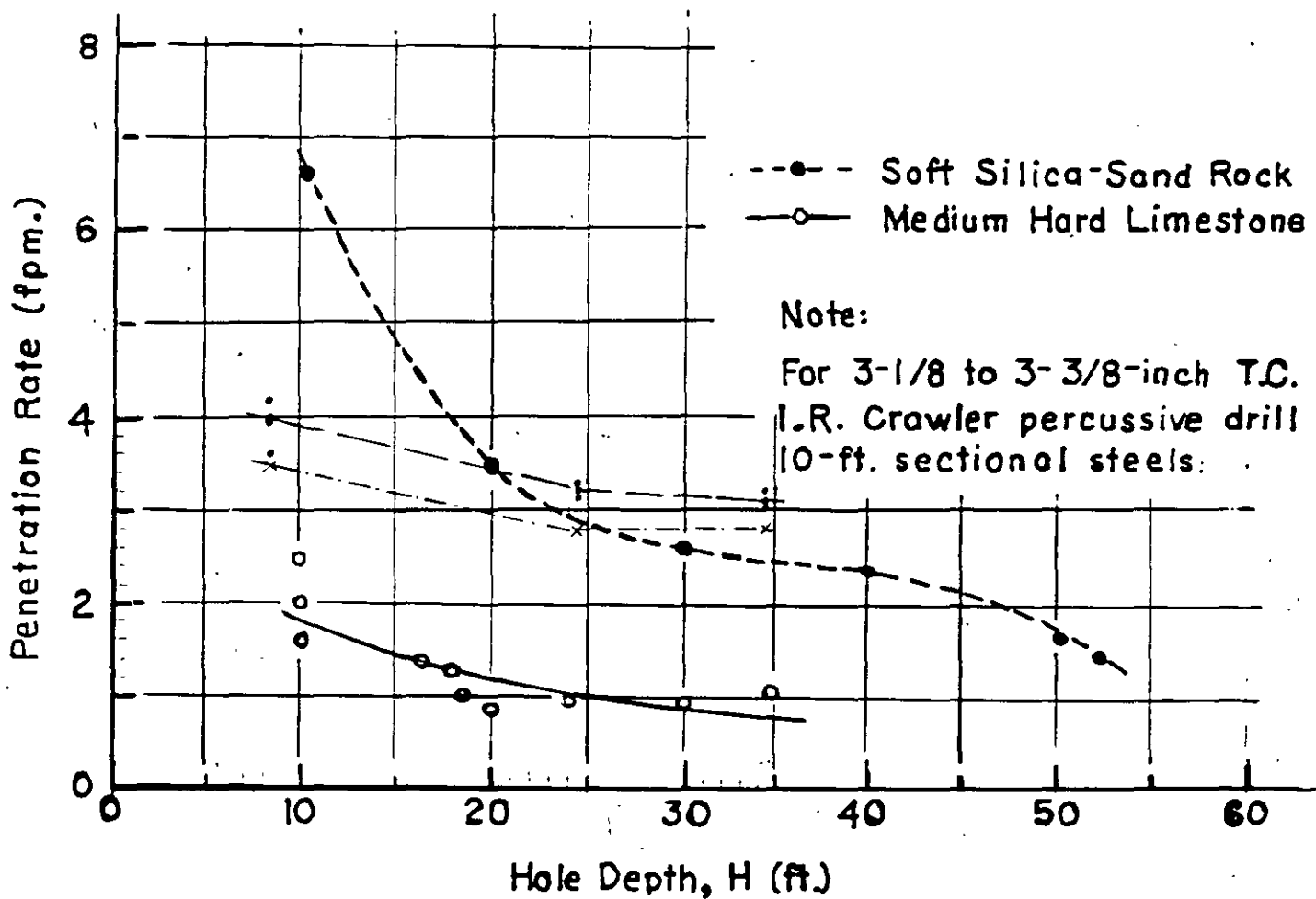
Although most rock ripping is
by medium-weight units in res
weight tractor-ripper-bulldozer

Working weight, with tl
Flywheel horsepower
Drawbar pull at 1.0 mi/
Estimated tips pull

The 1978 cost for the composi
\$154 for the hourly cost of own
three-shank ripper and bulldozer
on hard ripping, is:

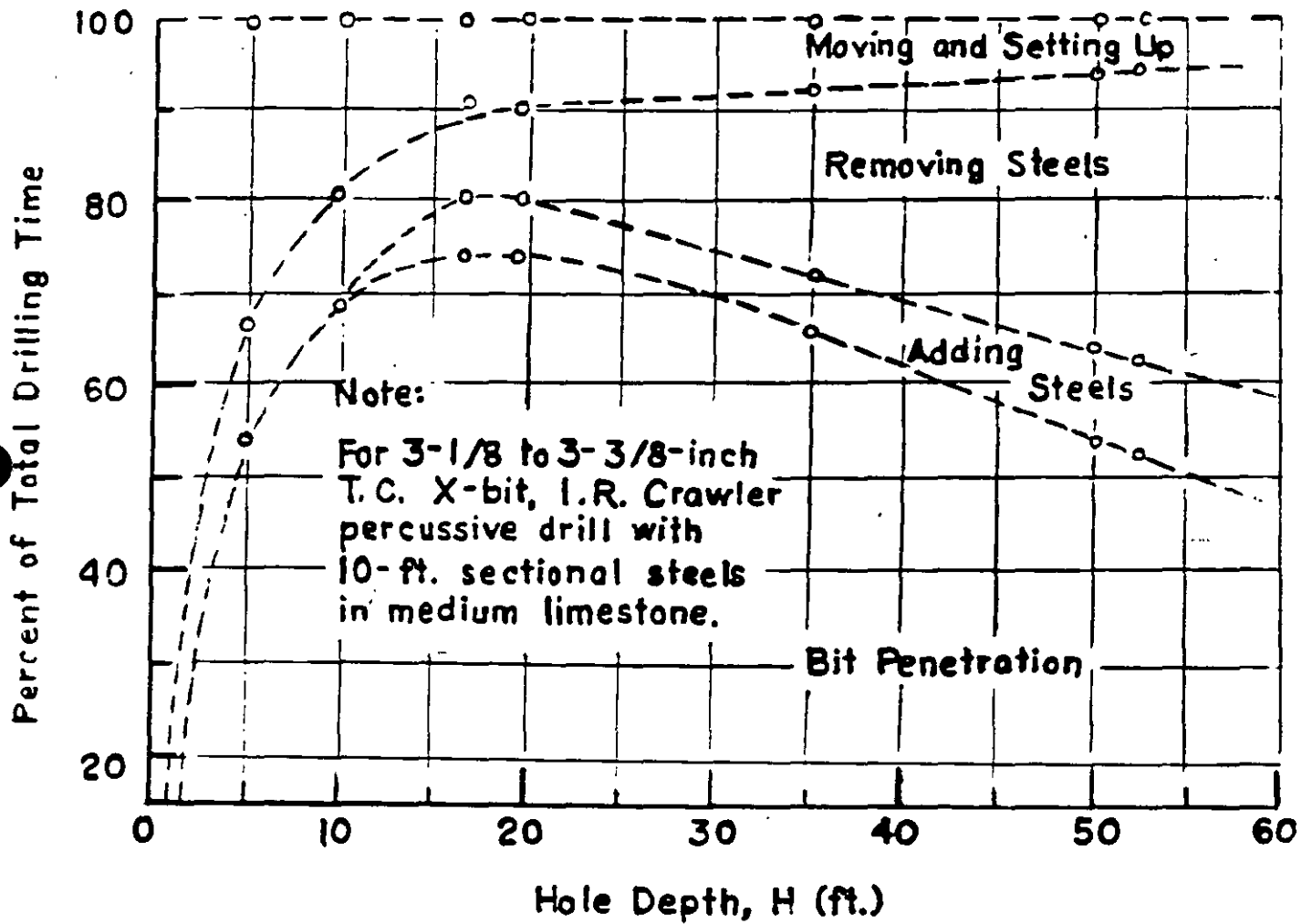
Machine, 36% of
Operator
Total

As in the case of the heavywei
kinds of ripping, the following e
emerge:



----- El Roble I. Conglomerado Igneo
 - - - - - El Roble II. Andesita-Hematizada

C NA. 3-4 Junio 1997
 Presa Siqueros, Sin.



NEW U.S. BUREAU OF MINES CRITERIA FROM REPORT RI-8507 (November, 1980)

Safe blasting criteria, having two frequency ranges (< 40 Hz) and (≥ 40 Hz), were developed for residential structures. However, there are many blasts that represent intermediate frequency cases, being higher than structure-resonances (4 to 12 Hz) and lower than 40 Hz; therefore, a smoother set of criteria was developed. These criteria have more severe measuring requirements, involving both displacement and velocity (fig. B-1) below.

Above 40 Hz, a constant peak particle velocity

of 2.0 in/sec. is the maximum safe value. Below 40 Hz, the maximum velocity decreases at a rate equivalent to a constant peak displacement of 0.008 in. At frequencies corresponding to .75 in/sec. for drywall, and 0.50 in/sec. for plaster, constant particle velocities are again appropriate. An ultimate maximum displacement of 0.030 inches is recommended, which would only be of concern where very low frequencies are encountered (< 4 Hz).

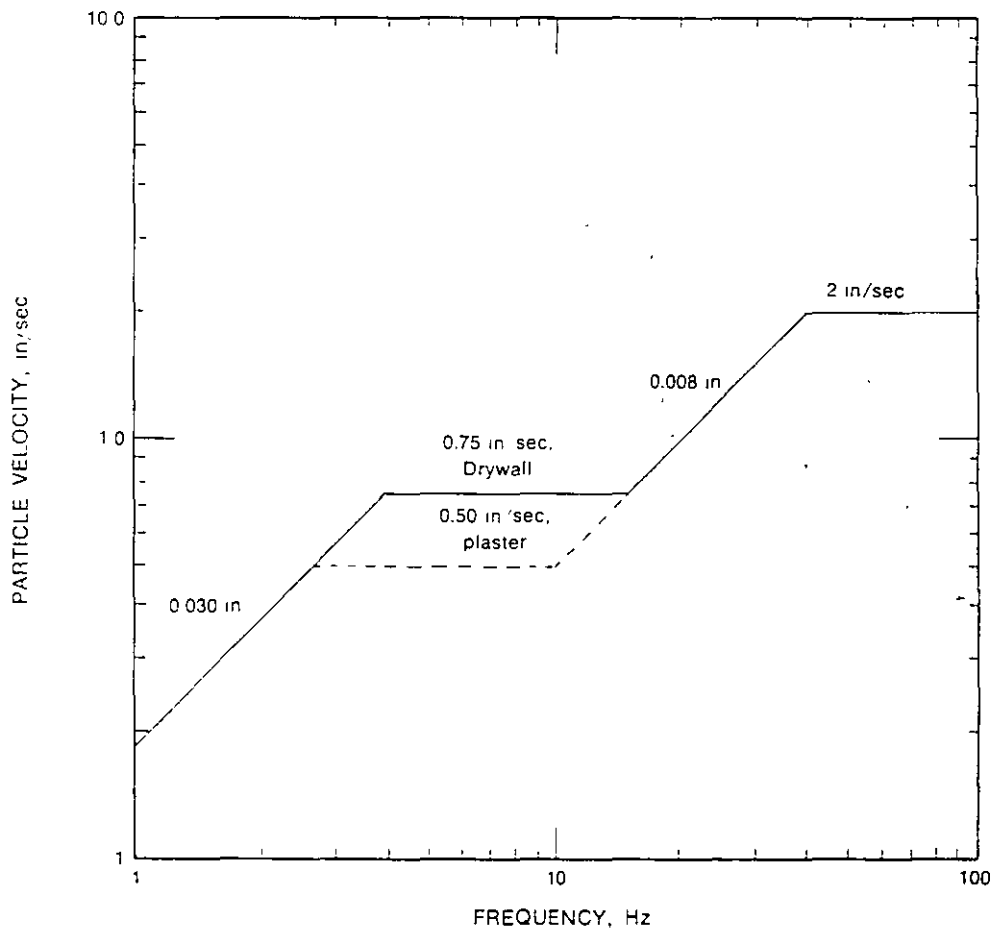


Figure B-1.—Safe levels of blasting vibration for houses using a combination of velocity and displacement.

OFFICES

Hazleton, Pennsylvania, Home Office — (717) 455-5861 • Harrisburg, Pennsylvania — (717) 545-726.
Philadelphia, Pennsylvania — (215) 696-1112 • Pittsburgh, Pennsylvania — (412) 366-2773 • Delran, New
Jersey — (609) 461-5166 • Wappinger Falls, New York — (914) 297-6305 • Rockville, Maryland —
(301) 762-8175 • Atlanta, Georgia — (404) 972-8775 • Kingsport, Tennessee — (615) 239-5263 • St. Louis,
Missouri — (314) 837-7182 • Charleston, W. Virginia — (304) 548-4123

Toll Free Nos. (USA 800-233-6181, Pa. 800-582-6374)

VIBRA-TECH ENGINEERS INCORPORATED, 1ST & NORTH CHURCH STS., HAZLETON, PA 18201

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 plays	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^3	valeur de k_1 en T/m^3
Sol de faible densité	veuse, sable fraî- chement rapporté, argue humidifiée	0,1 - 0,5	100 - 500
Sol de densité moyenne	Sable tassé, gravier rapporté, argile hu- mide	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 très dense	Argile sablonneuse tassée artificiellement argile dure	10 - 20	10 000 - 20 000
Sol dur	Rochefissurée calcaire grés, sol gélif	20 - 100	20 000 - 100 000
Sol rocheux	Roche dure	100 - 1500	100 000 - 1500 000
Sol artificiel	Fondation sur pieux	5 - 1500	5 000 - 15 000
Matériaux 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

Dans le tableau II on trouve les valeurs des expressions: η , η_2 , η_1 , η_2

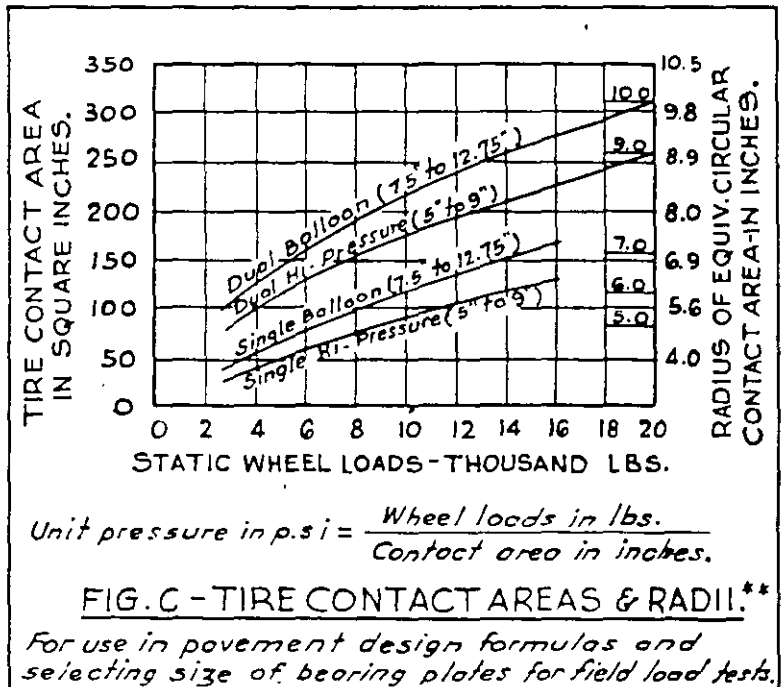
ROADS - DESIGN OF PAVEMENTS - I

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.)
<p>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.</p>	

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±

So 50 m.p.h., pavement reasonably smooth.



* 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

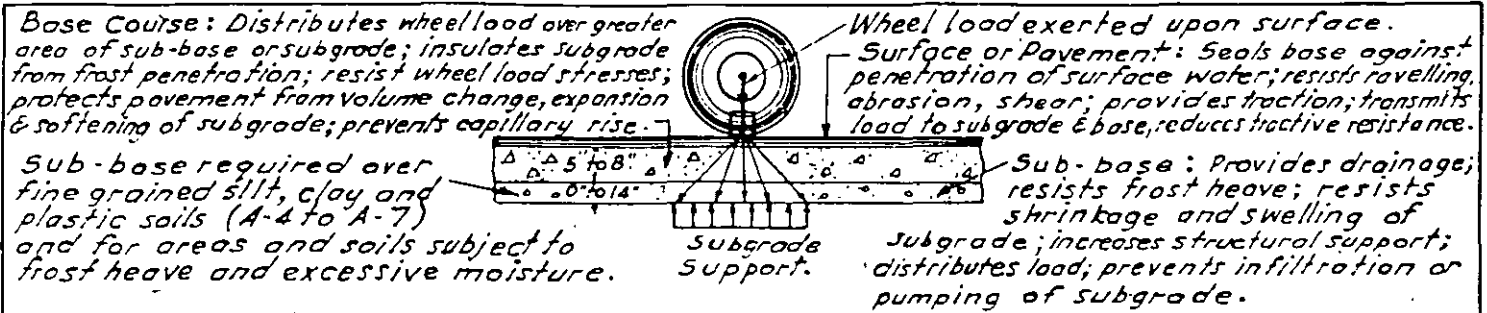


FIG. A - FUNCTIONS OF PAVEMENT, BASE AND SUB-BASE.

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.

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.

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 $t_e = \sqrt{\frac{2W}{p}}$.) 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.

PAVEMENT DESIGN
FLEXIBLE

RIGID

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.	Central Plant Hot Mix, Sheet Asphalt Bituminous Concrete.
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, Drags, 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
of Base ired.	Gravel, Sand-Clay, Crushed Stone, Stabilized soil, Lime Rock, Soil Cement.	Gravel, Sand-Clay, Crushed Stone, Stabilized Soil, Caliche, Scoria, Shell 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, fillers, trucks, spreaders, loaders & distributors. Plant Mix: Temporary or Travel Plant, spreaders, graders, trucks, loaders & rollers (optional). Penetration: Crusher, Trucks, spreaders or graders, heavy rollers, drags & 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. The 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 0.075 mm.

*Adapted from The Thickness of Flexible Pavements by Highway Research Board.

ROADS - DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS-2

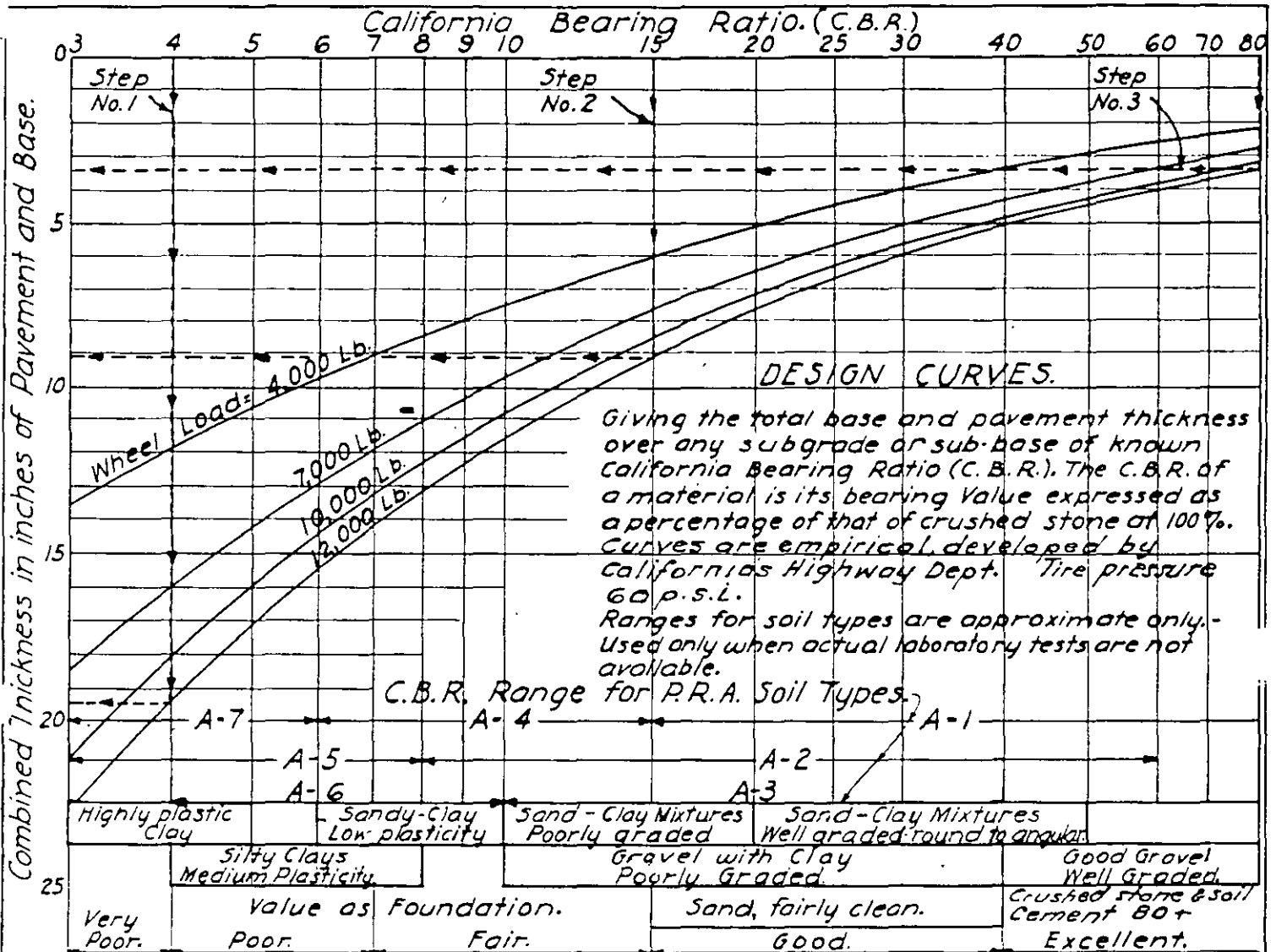
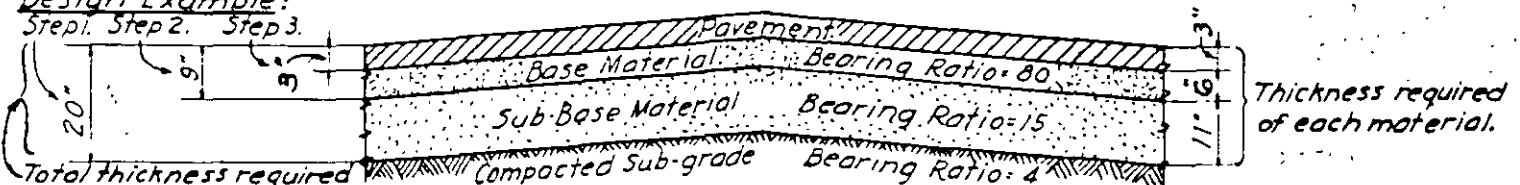


FIG. A-DESIGN OF PAVEMENT & BASE THICKNESS BY CALIFORNIA METHOD.

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.

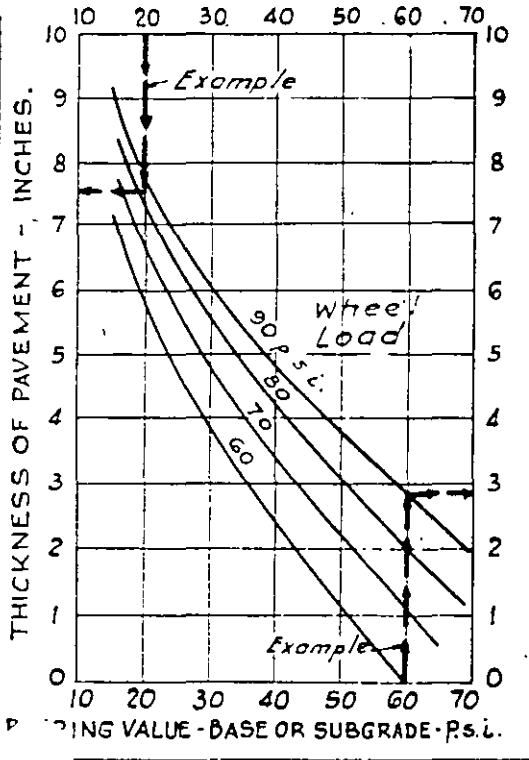
Given: A heavy duty Class "A" highway, T traffic with up to 12,000* wheel loads, a plastic clay subgrade with a C.B.R. of 4. Available sandy borrow for sub-base with a C.B.R. of 15. Available base material with a C.B.R. of 80.

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 percent) from the 12,000* curve is 9" very nearly. Step 3; The required thickness of pavement over the base (C.B.R. of 80 percent) is 3", say 2" of bit concrete binder and 1" of bit concrete wearing course.

References: A. Casagrande, O.J Porter, Eng. Manual of US Eng Dept. 1941 to 1943 & Eng. News Record, Jan. 28

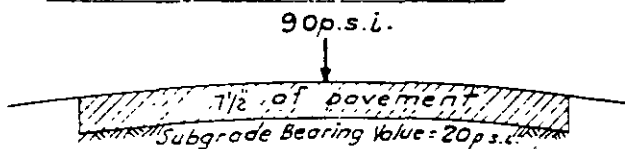
ROADS - DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS-3



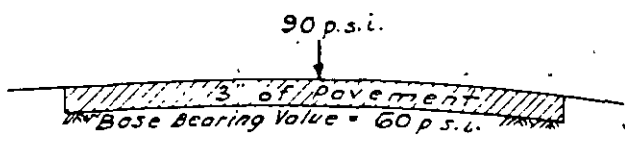
ASPHALT INSTITUTE DESIGN CURVES.
 Giving the total thickness of Asphaltic Concrete pavement required over any base or subgrade of known bearing value. The bearing value is based on the p.s.i. on a circular plate (of the same contact area as that of the design wheel load) causing a deflection of 0.5 inch - 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, 7½" of pavement is required over 20 lb. subgrade and 3" is required over 60 lb. base of 4½" thickness.
 (See problem Fig. B below) ∴ Cost of Design N° 1 = 30 x 7½ = \$ 2.25 per sq. yd. Cost of Design N° 2 = (30 x 3) + (12 x 4½) = \$ 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.

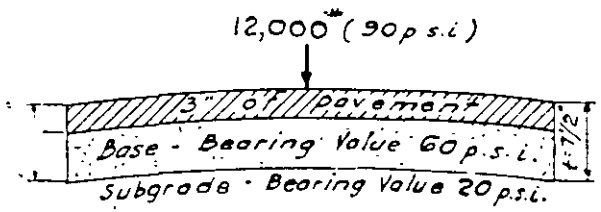
GRAY'S FORMULA*

$$t = .564 \sqrt{\frac{W}{P} - a}$$
 P. Subgrade, base or sub-base bearing value in p.s.i.

GRAY'S FORMULA.
 Flexible pavement design methods (such as CBR and formulas by Hager & Bonney, Hawthorne, House, 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 of 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.
 $a = \sqrt{\frac{133}{\pi}} = 6.5$ (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. A.
Solution: $t = .564 \sqrt{\frac{12,000}{20} - 6.5} = 7\frac{1}{2}$ ∴ t-3" = 4½"



DESIGN N° 2 - PAVEMENT & BASE.

FIG. B - THICKNESS OF FLEXIBLE PAVEMENT AND BASE.

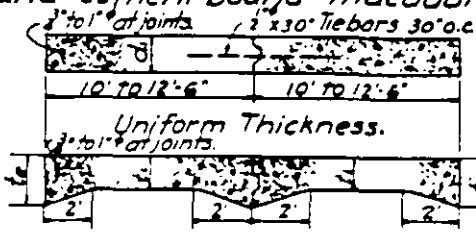
NOTE: Curves Fig. A are based on the confining effect of Asphaltic Concrete Pavement and should not be used for low type pavement or base thickness. Formula Fig. B is suitable for granular bases. Concrete bases should be designed by Rigid Pavement Formulas, Pg. 3-80.

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

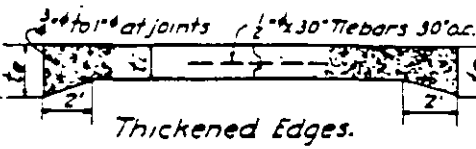
Case I - Corners protected by adequate load transfer at joints and cracks such as shown on Page 3-81 for unreinforced slabs and Page 3-82 for reinforced slabs.



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.



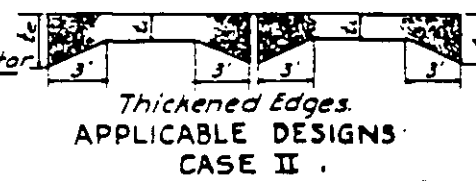
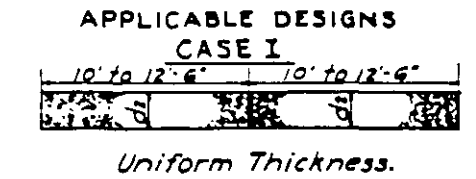
Formulas: $d_2 = \sqrt{\frac{2.4 Wc}{S}}$; $t_i = 0.85 d_1$; $t_e = \frac{d_2 - 0.47 t_i}{0.53}$

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 $\frac{\text{impact factor}}{1.20}$

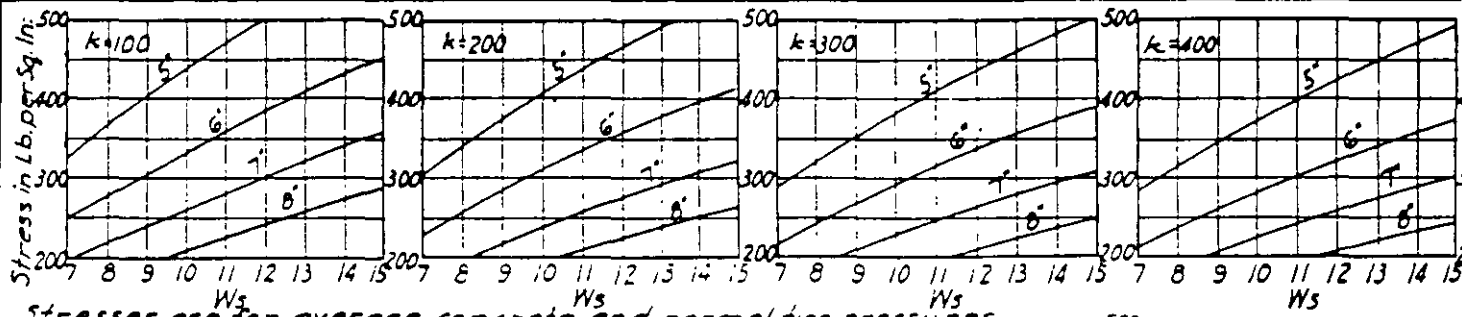
c = Coefficient of subgrade support, see Table D

S = Modulus of rupture or "Flexural Strength" of concrete Factor of Safety.



Recommended value of 'S' = 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 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.

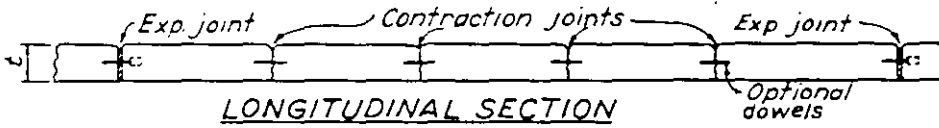
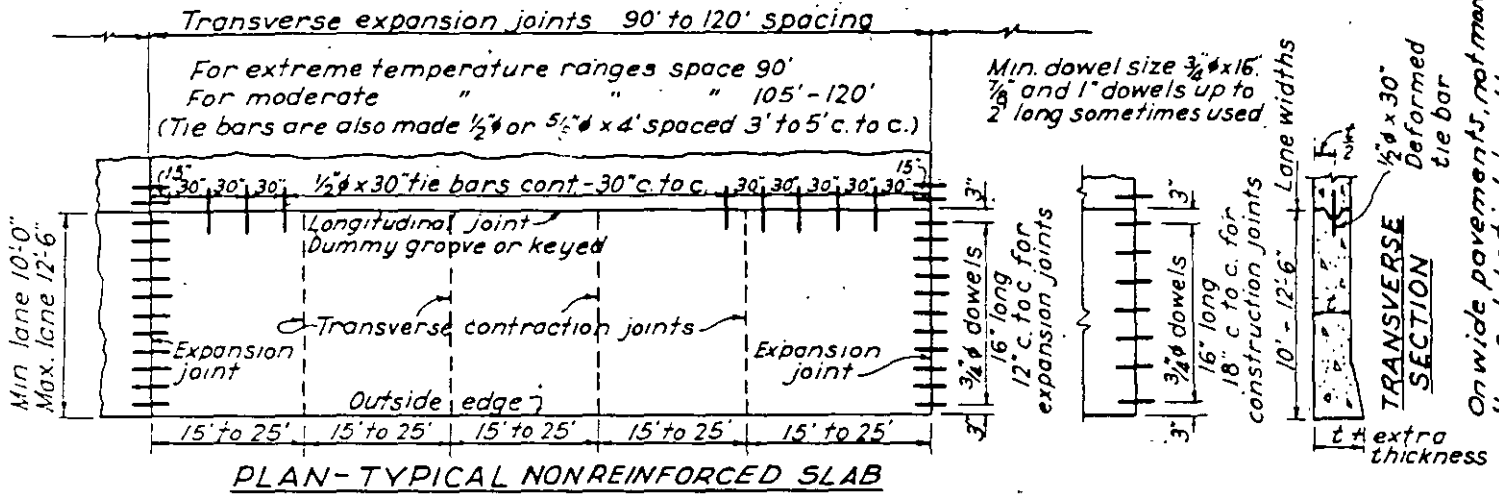
TABLE D-RELATION OF SOIL, SUB GRADE, BEARING VALUE & CONSTANTS 'c' & 'k'.

SOIL	SUBGRADE	BEARING VALUE*	VALUE OF 'k'	VALUE OF 'c'	APPROX R
Clay & Silt	Soft & Plastic	10 lb. per sq. in.	100	1.000	3 t_e
Sand clay	Fairly Hard	20 lb. per sq. in.	200	0.900	10 to 25
Sand, Sand Clay, Gravel.	Hard	30 lb. per sq. in.	300	0.842	20 to 35
Gravel.	Very Hard	40 lb. per sq. in.	400	0.800	35 to 50
Good 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"

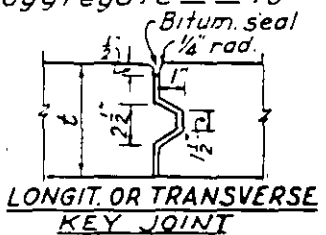
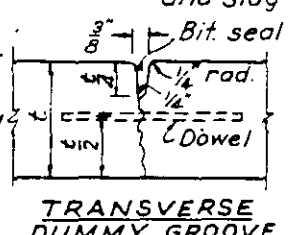
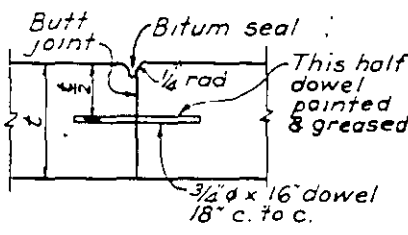
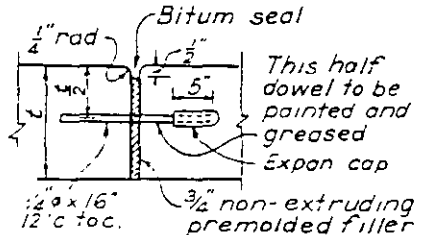
*From Concrete Road Design by Frank T. Sheets. Ref.: Structural Design of Concrete Pavements by Teller & Sutherland.

ROADS - CONCRETE PAVEMENT DETAILS - I

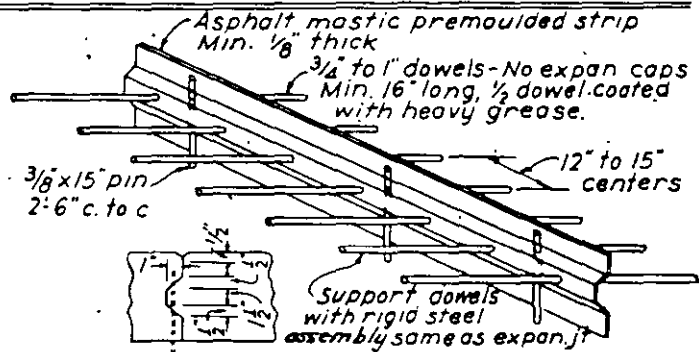
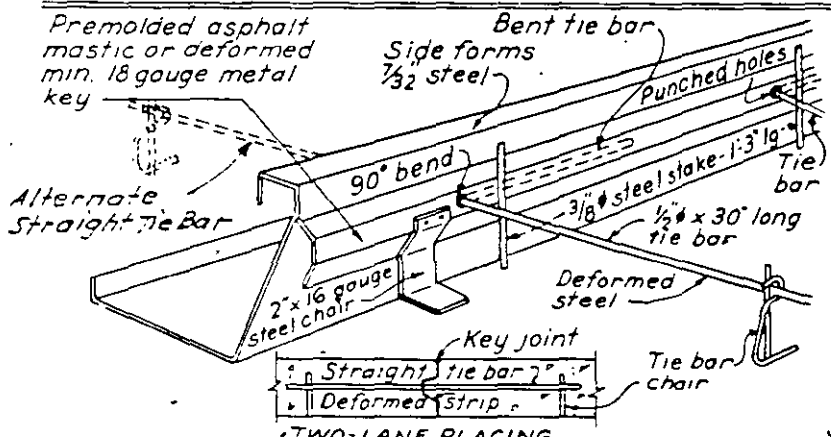


CONTRACTION JOINT SPACING

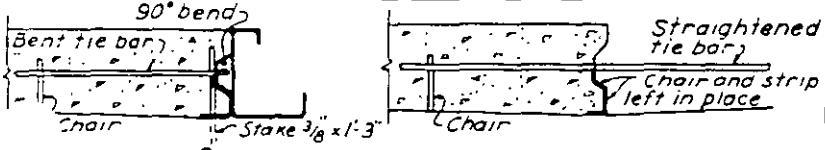
Crushed granite aggregate - 25'
Limestone & calcareous gravel aggregate - 20'
Siliceous gravel and slag aggregate - 15'



JOINT LOCATION & DETAILS* (No interior slab reinforcement)



STEPS IN THE CONSTRUCTION OF PAVEMENT WITH LONGITUDINAL KEY JOINT



Step 1 - Keyed joint in place against side form

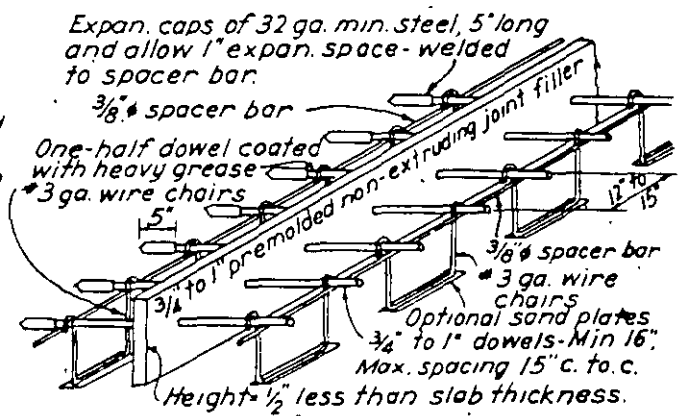
Step 2 - Side form removed and tie bars straightened for adjacent lane

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.

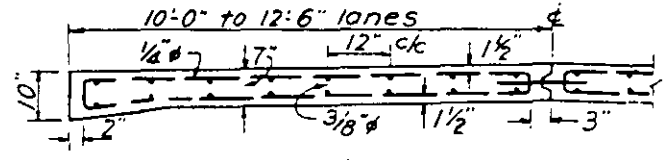
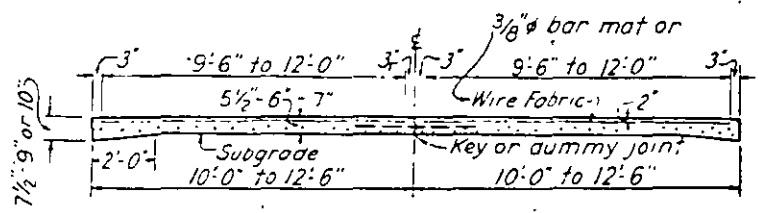
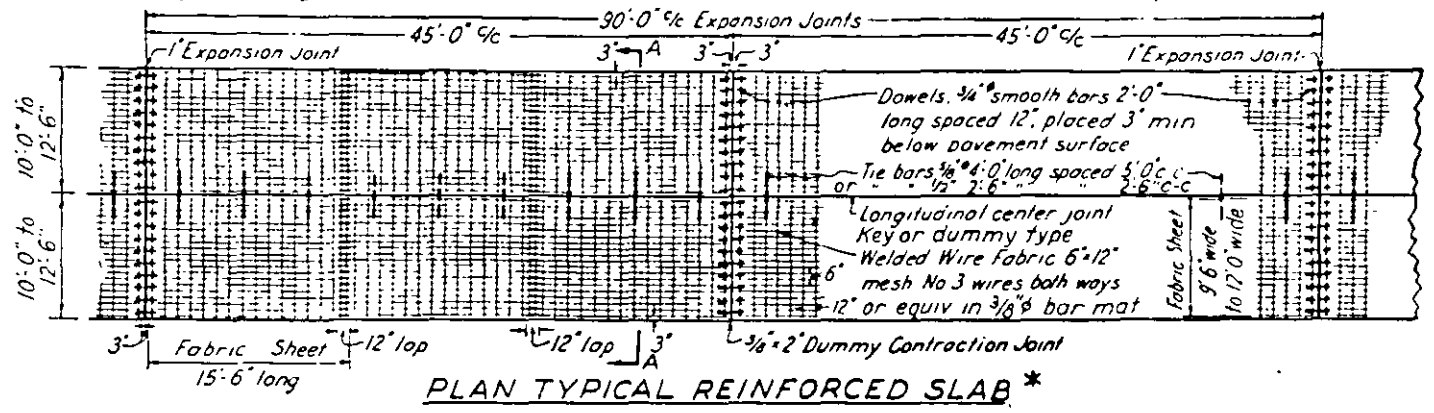
* Assembly details from LoCiede Steel Co.



On wide pavements, not more than 3 slabs tied together.

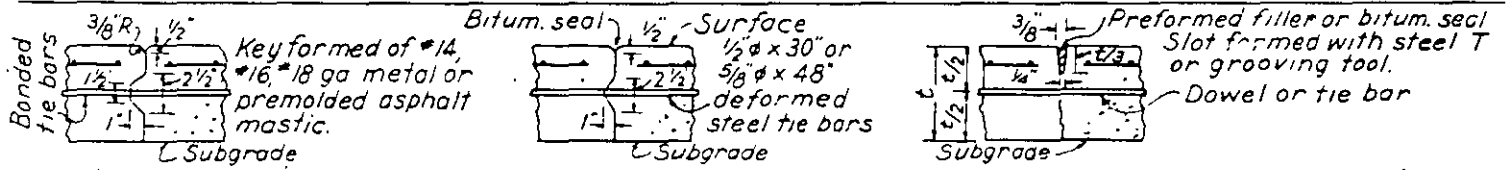
ROADS-CONCRETE PAVEMENT DETAILS - 2

NOTE: Expansion joints commonly spaced from 90'-0" to 120'-0"; contraction joints 30'-0" to 50'-0". Min reinforcement is #6 wire on 6"x12" centers. Wire mesh fabric should total 40 to 65 lbs per 100 sq. ft. Single bar mats $\frac{3}{8}$ " ϕ & $\frac{1}{4}$ " ϕ bars to total 50-65 lbs per 100 sq. ft. may be used.

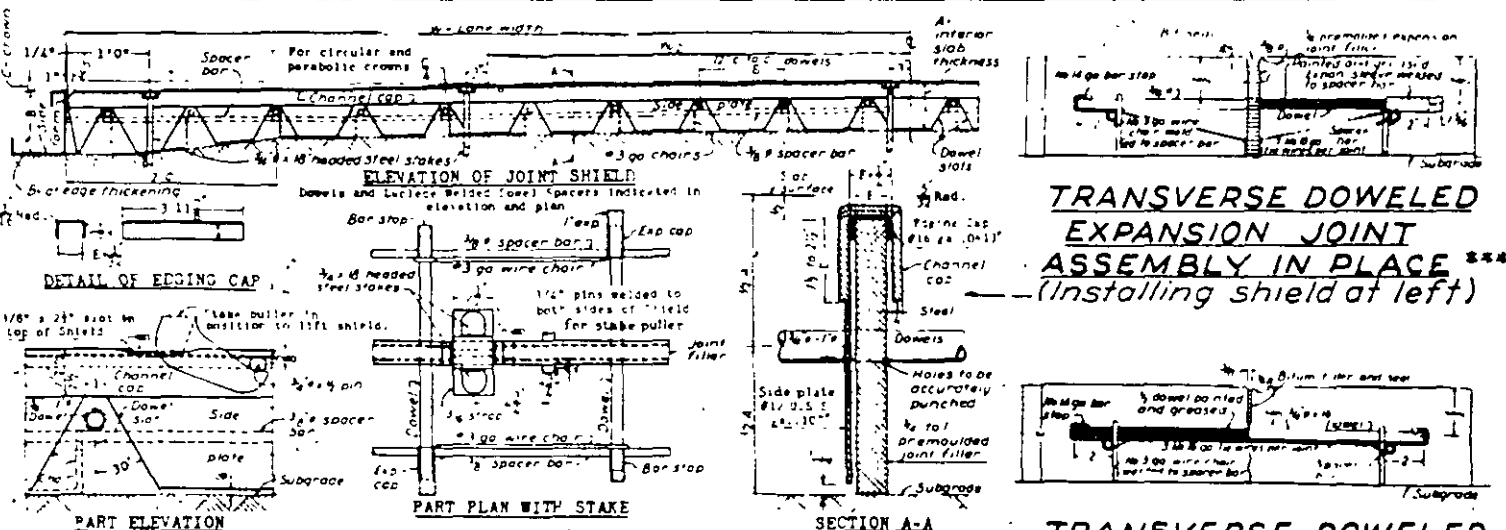


Showing double bar mat $\frac{1}{4}$ " ϕ transverse bars at 20" c/c and $\frac{3}{8}$ " ϕ longit bars at 12" c/c. Used for bridge approaches, extreme frost conditions, bad subgrades and over culverts. Use of at least 100# per 100 sq. ft. of slab of $\frac{3}{8}$ " bars.

TRANSVERSE SECTION A-A
 Showing location of single bar mat or wire fabric. Adequate for all usually encountered conditions when sizes and spacing shown in plan are used



TYPES OF JOINTS * *



TRANSVERSE DOWELED CONTRACTION JOINT ASSEMBLY IN PLACE * * *

The shield is removed before final screeding by pulling the $\frac{3}{4}$ " ϕ 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.

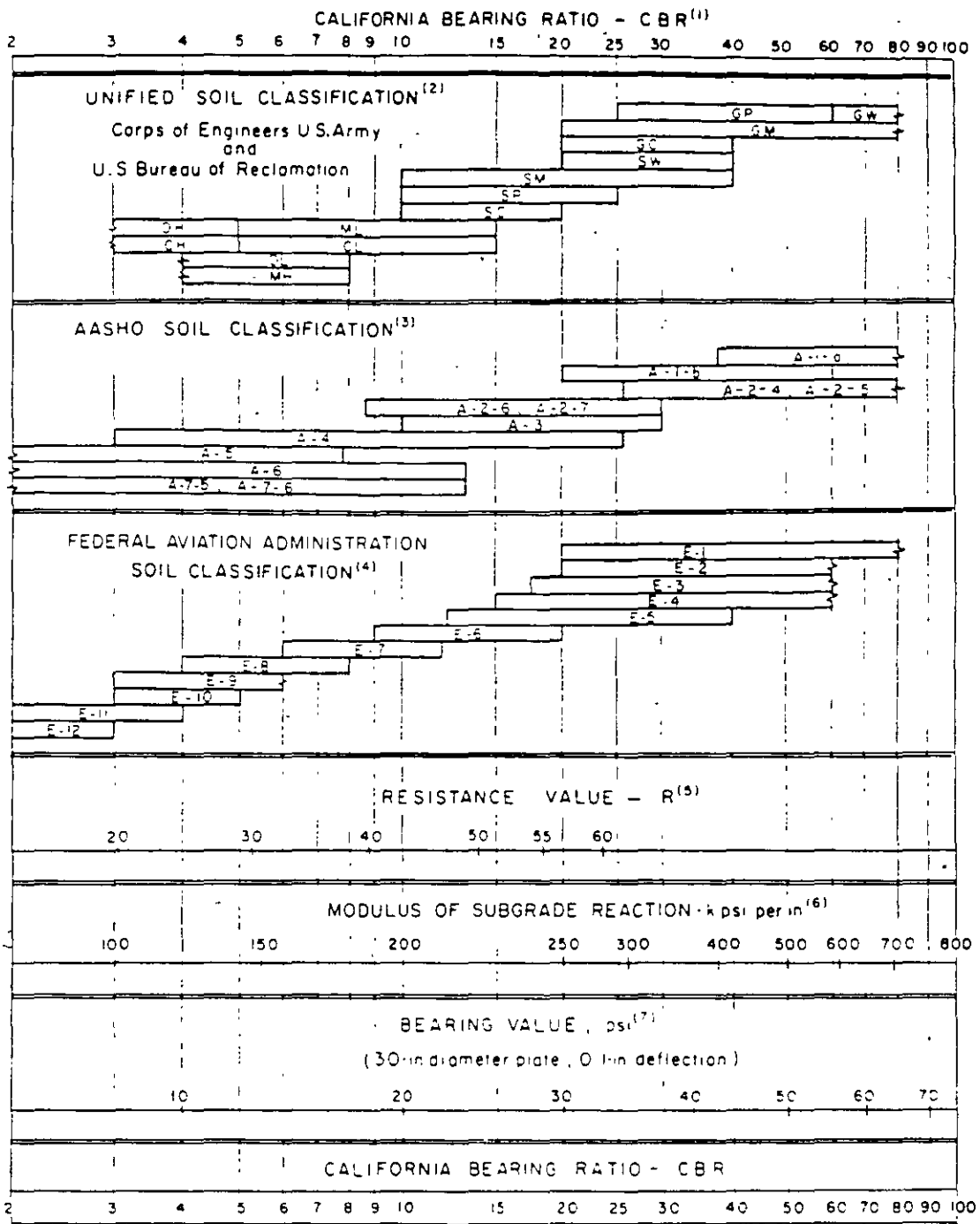


Fig. 22-1 Soil classification, resistance value, k-value, and bearing value vs California bearing ratio
 (1) For the basic idea, see Porter, O. J., "Foundations for Flexible Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 100-136, 1942
 (2) "Characteristics 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.



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

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CARRETERAS

MODULO II: CONSTRUCCION DE CARRETERAS

TEMA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

**EXPOSITOR: ING. LEONARDO CAÑETE ENRIQUEZ
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

I. ASPECTOS GEOTÉCNICOS.

II. ASPECTOS MECÁNICOS.

III. MÉTODOS DE ANÁLISIS.

IV. TRATAMIENTOS.

II. ASPECTOS MECÁNICOS.

1.- PARÁMETROS DE RESISTENCIA.

ESFUERZO CORTANTE DE DISCONTINUIDADES.

RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO.

2.- CARGAS ACTUANTES.

PESO PROPIO

PRESIÓN DE AGUA

CARGAS DINÁMICAS

FUERZAS DE ANCLAJE

3.- MECANISMOS DE FALLA.

TRASLACIÓN (1 O 2 PLANOS)

VOLTEO

ROTACIÓN

EROSIÓN

II. MÉTODOS DE ANÁLISIS.

ANÁLISIS VECTORIAL

MÉTODO GRAFICO

PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA

MÉTODO DE DOVELAS

IV. TRATAMIENTOS.

1.- MEDIDAS CORRECTIVAS

REDUCCIÓN DE PRESIÓN HIDROSTÁTICA

DISMINUCIÓN DE FUERZAS GRAVITACIONALES

ABATIMIENTO DE TALUDES

ANCLAJE

CONTRAFUERTE

PROTECCIÓN SUPERFICIAL

1.- MEDIDAS PREVENTIVAS (INSTRUMENTACIÓN).

MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

MEDICIÓN DE FUERZAS DE ANCLAJE

MEDICIÓN Y CONTROL DE VIBRACIONES

PIEZOMETRÍA

GEOLOGIA EN LA MECANICA DE ROCAS

METODOS INDIRECTOS DE EXPLORACION GEOLOGICA

FOTOGEOLOGIA

Ing. Dante J. Morán Zenteno.

1.- Objetivos del estudio fotogeológico:

El análisis fotogeológico se puede ubicar en dos momentos principales en el estudio geológico con interés en la Mecánica de Rocas. El primer momento se refiere a la localización de áreas de interés para la edificación de obras de Ingeniería Civil. La inspección fotogeológica de una región permite seleccionar localidades en donde el terreno rocoso reúna las características mínimas indispensables para proyectar una obra determinada y por tanto ser sujeto de procedimientos exploratorios detallados.

El segundo momento se refiere al análisis fotogeológico de una localidad ya seleccionada con el objeto de determinar sus características litológicas y estructurales generales, así como sus relaciones estratigráficas, en una primera aproximación, para determinar la estrategia y los métodos más adecuados para las investigaciones directas.

Ambos momentos de la técnica fotogeológica ofrecen la ventaja de investigar con una visión de conjunto y de hacerlo a un bajo costo.

2.- Características de la técnica fotogeológica.

La fotogeología se basa fundamentalmente en la visión estereoscópica de una porción determinada de la superficie de la Tierra a través de fotografías aéreas.

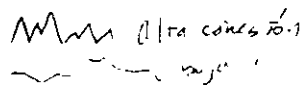
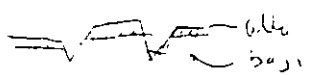
Los factores que intervienen en esta técnica de investigación son los siguientes:

- Factor documental
- Factor instrumental
- Factor humano
- Factor metodológico

Los factores documental e instrumental están determinados por el tipo de fotografías aéreas que se utilizan en la investigación y por la clase de estereoscopio, a través del cual se observan las fotografías. El análisis fotogeológico con interés en la Mecánica^s de Rocas se hace generalmente a través de fotografías de vuelo bajo para registrar el mayor número de detalles, sin embargo es conveniente la inspección adicional de imágenes de vuelo alto y aún de satélite para detectar estructuras regionales que pudieran alterar las condiciones físicas de las rocas.

El factor humano lo constituyen las condiciones anatómico-fisiológicos del fotointerprete y sobre todo, su estructura conceptual en lo relacionado a la Ciencia Geológica. Los recursos teóricos del fotointerprete deben ser amplios y sólidos para identificar e interpretar toda clase de rasgos que se observen en la superficie del terreno.

El factor metodológico, junto con el humano, es determinante en el análisis fotogeológico. Este análisis no es sino la aplicación de los conceptos de la Ciencia Geológica y el uso del método científico en la visión aérea del terreno. Sin embargo, la técnica fotogeológica tiene sus particularidades en cuanto a los principales criterios en el estudio de las fotografías y su jerarquía.

- Tono
- Textura
- Forma horizontal
- Tamaño
- Sombra
- Tipo o modelo de configuración
- Relaciones con modelos o rasgos asociados
- Relieve terrestre
- Gradiente → De una parte para ser la conexión de la roca
- Ruptura de la pendiente 
- Rasgos lineales 
- Erosión
- Drenaje

3.- Resultados de la investigación fotogeológica.

El manejo de los factores antes mencionados puede conducir a la obtención de información fundamentalmente cualitativa-

acerca de las características físicas del material rocoso de una -
localidad determinada.

Las características principales susceptibles de ser reco-
nocidas en un estudio fotogeológico son las siguientes:

— Litológicas

Identidad litológica

Homogeneidad litológica

Permeabilidad *Resistencia de drenaje*

Cohesión *Resistencia*

Solubilidad *Grupos carbonatos*

Grado de Intemperismo *Tono vegetación*

— Estructurales

Posición de los estratos

Pliegues

Diaclasas

Fallas

Lineamientos regionales

Fallas activas

Deslizamientos de laderas *Tipos de masas*

— Estratigráficas

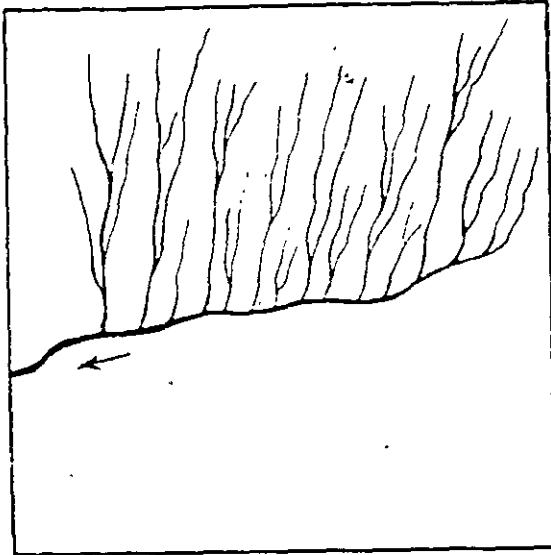
Columna estratigráfica

Discordancias

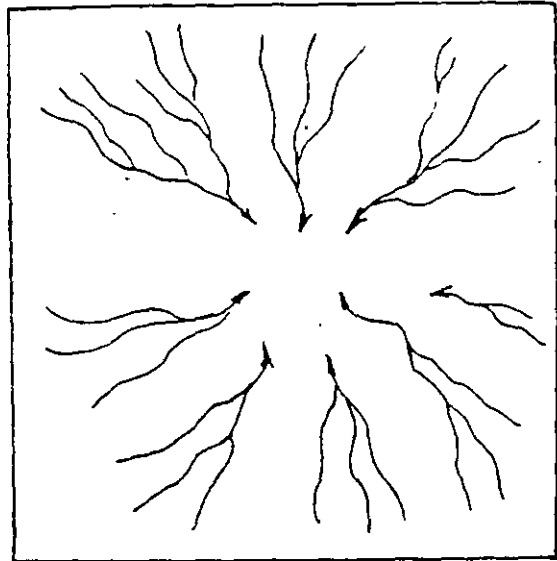
BIBLIOGRAFIA

- Allum, J.A.E., 1978, Fotogeología y Cartografía por zonas. Trad. Carmen y Mercedes Marin Benavente. Paraninfo, Madrid. 139 p.
- Guerra, F., 1980. Fotogeología. U.N.A.M., México, 337 p.
- Lillesand, T.M. and Kiefer, R.W., 1979, Remote Sensing and Image-Interpretation. John Wiley and Sons, New York, 612 p.
- López Vergara, M.L., 1978, Manual de Fotogeología. 2a.ed. Servicio - de Publicaciones de la Junta de Energía Nuclear, Madrid, 310 p.
- Miller, U.C., 1961, Photogeology. Mc Graw-Hill Book Company, Inc. - New York.

PATRONES DE DRENAJE

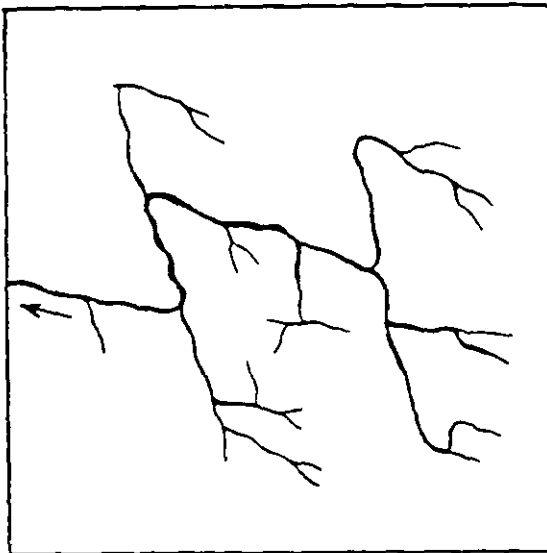


SUBPARALELA—La corriente principal corre en sentido oblicuo a las secundarias que son paralelas entre si.

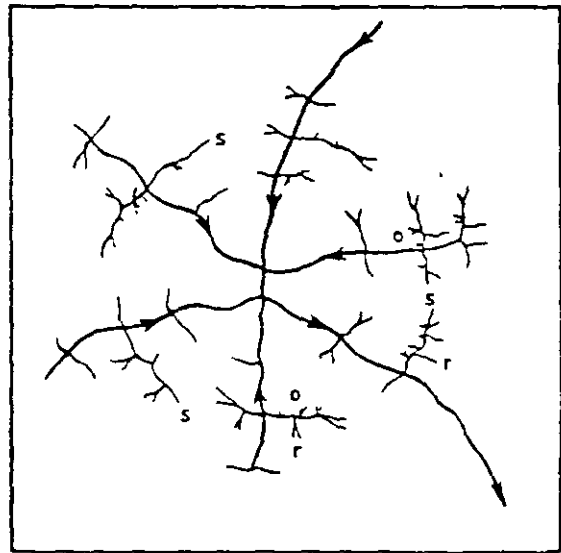


RED RADIAL CENTRÍPETA

cuando la corteza o superficie es plana



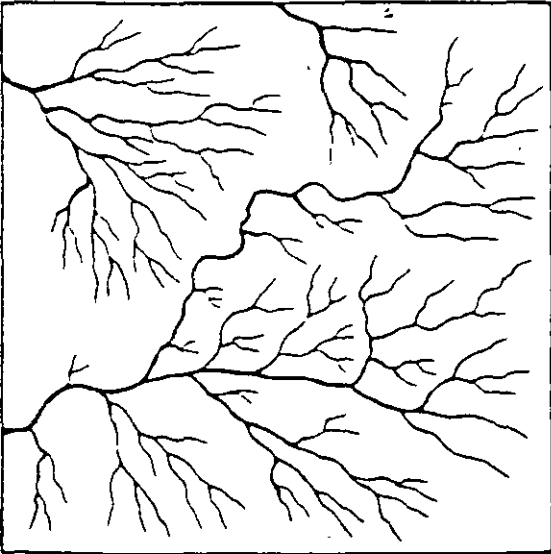
RED ANGULAR—Los rios y arroyos se cortan en sentido oblicuo



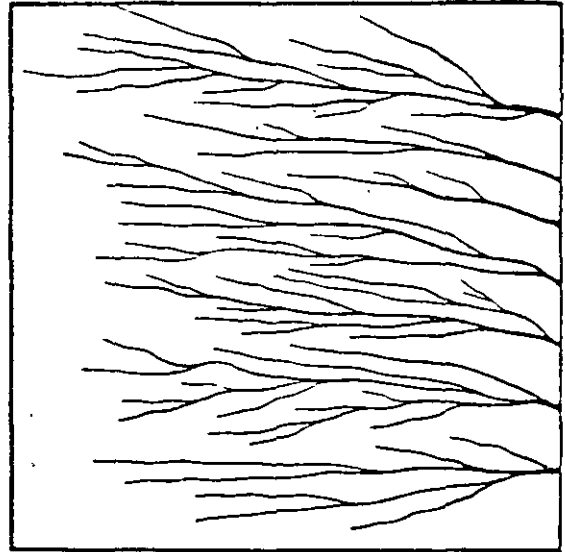
RED ANLLAR CENTRÍPETA—Esta formada por: rios radiales transversales a las estructuras (R), rios anulares (S) y arroyos de ladera (r y o).

deprimida estructural

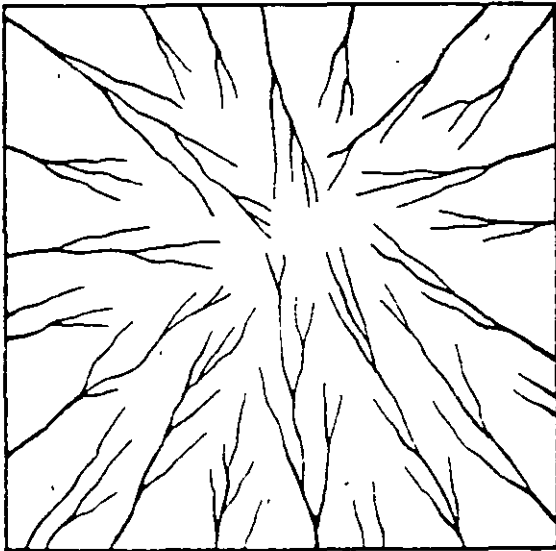
PATRONES DE DRENAJE II



DRENAJE DENDRÍTICO, formado por arroyos que se van ramificando en forma arborecente.
 Roca isotrópica (Roca masiva)
 " estratos horizontales

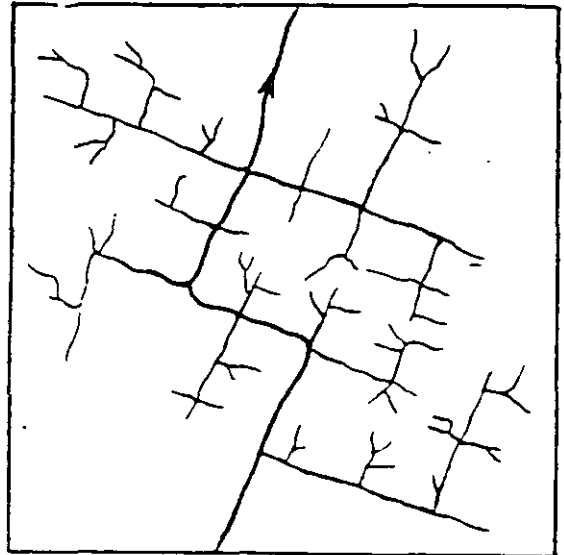


RED PARALELA.—La corriente principal y las secundarias corren en la misma dirección.
 Fuente pendiente
 Fracturas no alineadas



RED RADIAL CENTRIFUGA, formada por ríos que partiendo de un punto elevado, de forma más o menos cónica, se dirigen en todas direcciones

Forma cónica
 en la cima
 de la montaña



RED RECTANGULAR.—La red sigue un sistema de diaclasas y fracturas que se cortan en ángulo recto.

Roca sedimentaria estratificada y plegada

INFLUENCIA DEL GRADO DE BUZAMIENTO EN LA MORFOLOGÍA DE UN AFLORAMIENTO

Grado de buzamiento	Expresión morfológica
<p><i>Estratos horizontales.</i>—Son siempre paralelos a las curvas de nivel. Según la resistencia y espesor, la morfología de la zona sera distinta.</p>	<p>— <i>Serie homogénea y coherente.</i>—Originan superficies planas en las que la red fluvial se irá encajando, dando lugar a cañones de paredes más o menos inclinadas según el tipo de clima (en climas áridos las paredes pueden ser verticales). En las laderas de dichos taludes frecuentemente se pueden apreciar los estratos por diferencia de tonalidad en la fotografía, pero no suele ser fácil su cartografía debido al empastamiento producido.</p>
	<p>— <i>Estrato superior más coherente que el resto de la serie.</i>—Formación de extensiones planas que pueden producirse por erosión a una serie de cerros de superficie plana y laderas inclinadas en las que aparece el resto de la serie (mesas). El espesor del estrato superior puede ser claramente visible en la topografía. Cuanto menor sea su potencia, más sinuoso será el trazado de la superficie del cerro.</p>
	<p>— <i>Serie horizontal homogénea y poco coherente.</i>—Suele dar lugar a una serie de cerros de forma redondeada o lobulada, más o menos apuntados según la fase de erosión en que se encuentren; en sus laderas se pueden apreciar los estratos en afloramientos concéntricos, en los climas áridos, a manera de capas de hojaldre.</p>
	<p>— <i>Serie heterogénea.</i>—Cuando los estratos más resistentes aparecen intercalados en una serie más blanda, forman plataformas planas más o menos desaholladas por encima y por debajo de ellos aparecen las laderas inclinadas, correspondientes a los estratos más blandos.</p>

INFLUENCIA DEL GRADO DE BUZAMIENTO EN LA MORFOLOGÍA DE UN AFLORAMIENTO (continuación)

Grado de buzamiento	Expresión morfológica
<p><i>Estratos inclinados.</i>—En la intersección del borde de un estrato inclinado con la superficie topográfica formará una curva cuya parte cóncava mirará en el sentido del buzamiento. La forma y amplitud de dicha curva dependerá principalmente del:</p>	<p>— <i>Buzamiento del estrato.</i>—Cuanto menor sea el buzamiento, más cerrado será el trazado de la curva descrita por el contorno de la capa. Así, en los buzamientos de ángulo bajo, la curva describe un cerrado mientras que en los de ángulo alto es casi lineal.</p>
	<p>— <i>Red hidrográfica.</i>—La disposición de la red hidrográfica influye igualmente en el trazado de las capas de los estratos, están cortados transversalmente por frecuentes arroyos, el trazado de estos estratos formará por una serie de curvas cuya amplitud estará marcada por el espaciado de la red.</p>
	<p>— <i>Resistencia de los estratos.</i>—Según la fase erosiva que presente el terreno su influencia en la morfología será más o menos acusada. En climas áridos esta influencia es más grande y puede producir un relieve característico, en climas húmedos será de menor influencia, será de menor importancia en climas templados y de menor importancia en climas lluviosos. En climas lluviosos la influencia será de menor importancia, en climas templados será de menor importancia, en climas áridos será de mayor importancia.</p>

TIPOS DE PLIEGUES				
Anticlinal	Simétrico	Eje horizontal	— Charnela intacta	— Da lugar a cimas redondeadas con vertientes de igual pendiente.
			— Charnela erosionada	— Da lugar a un valle encuadrado por sierras paralelas homoclinales que buzando hacia fuera.
		Eje con ángulo de inmersión	— Charnela intacta	— Montes de cima redondeada que se van estrechando y decreciendo en altura hacia el sentido del buzamiento del anticlinal
			— Charnela erosionada	— Sierras homoclinales buzando hacia fuera, convergentes en el sentido del buzamiento del anticlinal, pudiendo verse en bastantes casos el cierre de terminación periclinal.
		Eje con doble ángulo de inmersión	— Charnela intacta	— Monte de cima redondeada que se estrecha y decrece en altura en ambos extremos.
			— Charnela erosionada	— Sierras de buzamiento hacia fuera, convergentes en ambos extremos, pudiéndose ver a menudo el doble cierre periclinal.
	Asimétrico		— Charnela intacta	— Todos los casos serán semejantes a los anteriores, con la diferencia de que el plano axial buzará hacia la sierra que tenga un buzamiento más suave.
			— Charnela erosionada	— Las disposiciones serán también semejantes a las anteriores, pero los buzamientos serán distintos en las sierras situadas a ambos lados del valle principal. El plano axial buzará en el mismo sentido que el flanco cuyo buzamiento sea más bajo.
Sinclinal	Simétrico	Eje horizontal	— Grado de erosión bajo	— Vertientes generalmente escarpadas en las que se ven los estratos buzando hacia el interior.
			— Grado de erosión alto	— Sierras paralelas homoclinales encuadrando al valle principal. Los buzamientos miran hacia este.
		Eje con ángulo de inmersión		— Pueden dar lugar a valles sinclinales. Las sierras homoclinales convergen en sentido contrario al del buzamiento del eje, pudiendo verse con frecuencia la terminación periclinal.
	Eje con doble ángulo de inmersión		— También suelen dar lugar a valles sinclinales enmarcados por sierras que convergen en ambas direcciones. A veces puede verse la doble terminación periclinal.	
	Asimétrico			— Son semejantes a los anteriores, siendo distintos los buzamientos de las sierras a ambos lados del eje. El plano axial buzará en el mismo sentido que las sierras de buzamiento más alto.

MORFOLOGIA DE LOS ANTICLINALES, SEGUN SU GRADO DE EROSION

<i>Grado de erosión</i>	<i>Características topográficas</i>
BAJO	— Montes alargados de cumas redondeadas
	— Vertientes más o menos suaves, dependiendo del grado de buzamiento.
	— En los anticlinales simétricos, la pendiente de ambas vertientes es igual.
	— En los anticlinales asimétricos, la vertiente más abrupta corresponde al buzamiento más alto, siendo más estrecho su afloramiento en planta.
MEDIO	— Montaña alargada con un pequeño valle central, coincidente con la erosión de la charnela.
ALTO	— Puede producirse una inversión de relieve.
	— La charnela suele coincidir con una zona deprimida que corresponde a un valle principal (relieve jurásico).
	— Si la serie plegada está formada por rocas alternantes, resistentes y débiles, se formará una serie de sierras paralelas coincidiendo con las capas resistentes, cuya vertiente más abrupta mirará hacia el eje del anticlinal.

CRITERIOS PARA EL RECONOCIMIENTO DE FALLAS	— Discontinuidad de estructuras.
	— Discontinuidad en la alineación de colinas, cerros, etc.
	— Desplazamiento de los estratos a ambos lados.
	— Desplazamiento de diques a ambos lados.
	— Desplazamiento de fracturas a ambos lados de otra falla
	— Cambio acusado de buzamiento, marcado por una línea neta.
	— Escarpe de falla.
	— Escarpe de línea de falla
	— Contacto brusco lineal y anormal entre dos materiales distintos
	— Alineación anormal de una costa.
	— Contacto neto entre un macizo antiguo y su borde sedimentario.
	— Repetición u omisión de tramos de las series estratigráficas sedimentarias.

CRITERIOS PARA EL RECONOCIMIENTO DE ESCARPES DE FALLA

— El material situado a ambos lados del escarpe es el mismo.	— Escarpe obsecuente.
— El material situado a ambos lados del escarpe tiene la misma resistencia.	— Posiblemente sea un escarpe obsecuente.
— El material situado en la parte más alta del escarpe es más débil que el situado en la zona inferior.	— Suele corresponder a un escarpe obsecuente.
— El material situado en la parte más alta del escarpe es más resistente que el situado en la zona inferior.	— Puede ser un escarpe obsecuente o resecuente

CARACTERISTICAS FOTOGEOLOGICAS DEL DRENAJE

PERMEABILIDAD	— Alta, en general, pudiendo crecer con el:	— Grado de cementación de la roca.
		— Solubilidad de la matriz
CARACTERES GENERALES	— Drenaje pobre.	
	— Espacio muy amplio.	
	— Encañamiento rápido de la red	
	— Perfil de los valles en forma de V.	
	— Carácter dendrítico de la red poco acusado.	
	— Perfil de las laderas convexo.	
	— Parte de las aguas se filtran dando un <i>drenaje interno</i> alto.	
	— Si alternan con materiales impermeables, el contacto presentará bandas de humedad con mayor intensidad de vegetación y afloramiento de fuentes.	
	— Formación de <i>drenaje angular</i> en estratos macizos con redes de fracturación.	
— En series plegadas, alternando con materiales poco resistentes, <i>drenaje de tipo enrejado</i> .		

CARACTERISTICAS MORFOLOGICAS DE LOS CONGLOMERADOS

Tamaño de los clastos

PLASTICIDAD	— Son rocas competentes, aumentando su competencia con:	— El tamaño de clasto.	
		— La proporción silícica de la matriz y cemento.	
		— Grado de cementación.	
EROSION	— Conglomerados poco resistentes	— Erosión lineal intensa en climas áridos.	
	— Conglomerados resistentes	— Si se presentan en depósitos potentes, dan lugar a grandes relieves con formación de escarpes verticales muy pintorescos.	
ESTRUCTURA	— Series horizontales	— Intercaladas entre materiales de competencia similar:	— Son fáciles de confundir con areniscas.
		— Intercalados entre materiales de competencia menor (arcillas, margas, arenas, etc.)	— Dan relieves tabulares, de planta redondeada o festoneada.
		— Con buzamientos bajos, tienden a formar superficies estructurales, sobre todo cuando están intercalados entre materiales de competencia menor.	

DIFERENCIAS FOTOGEOLOGICAS ENTRE ARCILLAS Y MARGAS		
	<i>Arcillas transportadas</i>	<i>Margas</i>
DRENAJE	— Muy tupido.	— Más espaciado que en el caso de las arcillas.
	— Interfluvios apuntados en crestas.	— Interfluvios más redondeados que en el caso anterior.
	— Formación de «tierras malas».	— No tiene lugar.
TONO	— Más oscuros que en el caso de las margas.	— Tonos claros.

FACTORES QUE CONDICIONAN EL RELIEVE EN LAS ARENISCAS		
<i>Relieves</i>	<i>Bajos</i>	<i>Medios o altos</i>
COMPOSICION DE LOS GRANOS	Calizos	Cuarzo Cuarzitas
NATURALEZA DEL CEMENTO	Calcareo Arcilloso	Silicico
TAMAÑO DE GRANO	Pequeño	
GRADO DE CEMENTACION	Bajo	Grande
CLIMA	Húmedo	Arido
COHESION	Escasa	Elevada

CARACTERES GENERALES DEL DRENAJE	
	— Drenaje pobre. <i>Muy permeable</i>
	— Espaciado amplio.
	— Perfil de los valles en forma de V.
	— Orientación regular de la red hidrográfica.
— Carácter dendrítico poco acusado.	
— Drenaje interno alto, debido a la buena porosidad e impermeabilidad de la roca.	

INFLUENCIA DEL CLIMA, CEMENTO Y COHESION EN EL DRENAJE Y EROSION DE LAS ARENISCAS		
<i>Factores</i>	<i>Grado de erosión</i>	<i>Tipo de red</i>
CLIMA	Arido	— Alto. — Ensanchamiento rápido de los valles. — En zonas de vientos constantes, la erosión eólica puede ser pronunciada.
	Húmedo	— Menor que en el caso anterior.
TIPO DE CEMENTO	Calizo	— Alto. — Disgregación rápida de la roca.
	Silicico	— En general, bajo — Disgregación lenta de la roca.
COHESION	Escasa	— Alto.
	Elevada	— Bajo

RELACION ENTRE EL RELIEVE, TIPO DE CALIZAS Y PLEGAMIENTOS		
Tipo de relieve	Tipos de calizas	Plegamientos
Muy fuertes, con crestas agudas y apuntadas, vertientes verticales y estratos cortados a pico	— Calizas muy compactas.	Intensos.
	— Calizas cristalinas	
Medios	— Calizas de montaña, etc.	Suaves o no existentes.
	— Calizas menos compactas.	
	— Calizas arenosas	
	— Calizas margosas.	
	— Calizas de formación reciente, etc.	

CARACTERES FOTOGEOLÓGICOS DE IDENTIFICACION DE ESTRATOS	
IDENTIFICACION DE LOS ESTRATOS	Son continuos, pudiéndose seguir un mismo estrato a través de kilómetros, aunque aparezca plegado, distorsionado, etc.
	El borde de los estratos es suave y redondeado, debido a que en la erosión de las calizas intervienen fenómenos de disolución que siempre dan formas redondeadas. (De este tipo de estratos se excluyen las <i>doiomas</i> , principalmente las <i>carniolas</i> , y las <i>calizas de montaña</i> , cuyos estratos presentan borde irregular.
	En regiones áridas, al ser poco frecuentes los fenómenos de disolución, los estratos calcáreos pueden confundirse con las de arenisca.
	— Interestratificados, entre otros materiales — Forman resaltes que, por sus características, permiten identificar los estratos de caliza en una serie estratigráfica.

DRENAJE EN ZONAS CARSTIFICADAS	— Drenaje muy escaso o nulo.	
	— Sólo aparecen grandes ríos, perdiéndose los pequeños cursos de agua en filtraciones y sumideros.	
	— Formación de valles ciegos.	
	— Los cauces secos sólo llevan agua en época de grandes lluvias, cuando el drenaje subterráneo está saturado.	
	— Formas de disolución abundantes	torcas, dolinas
		uvalas,
		simas,
	sumideros, etc	
	— Surgencias, con alumbramientos de cursos de agua provenientes del interior de las calizas.	
	— En climas húmedos, formación de valles de fondo plano y perfil en forma de U.	

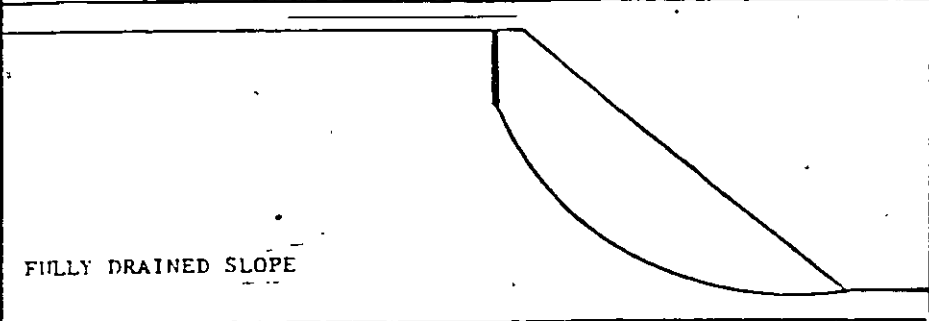
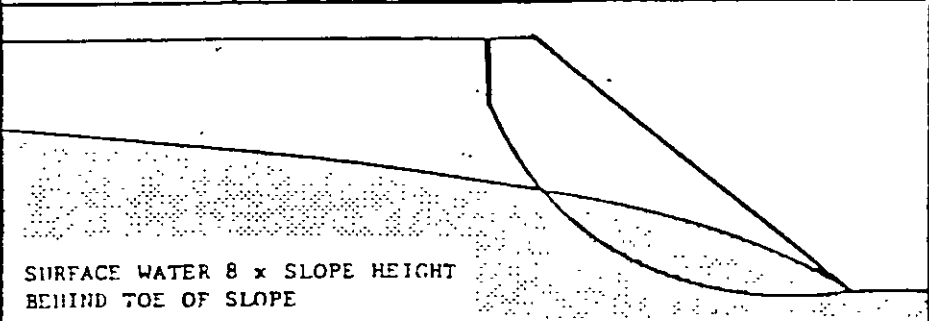
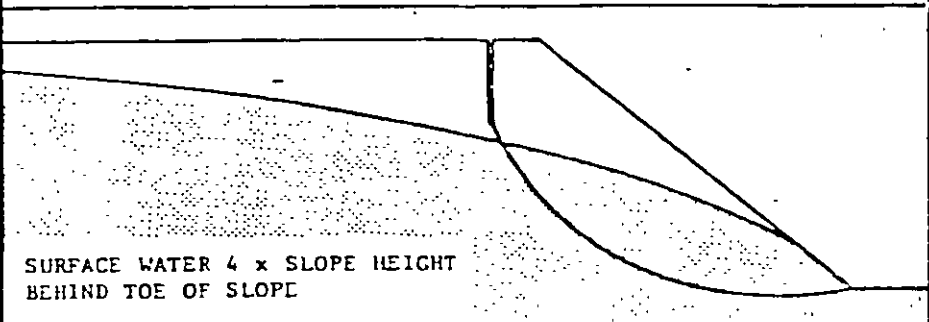
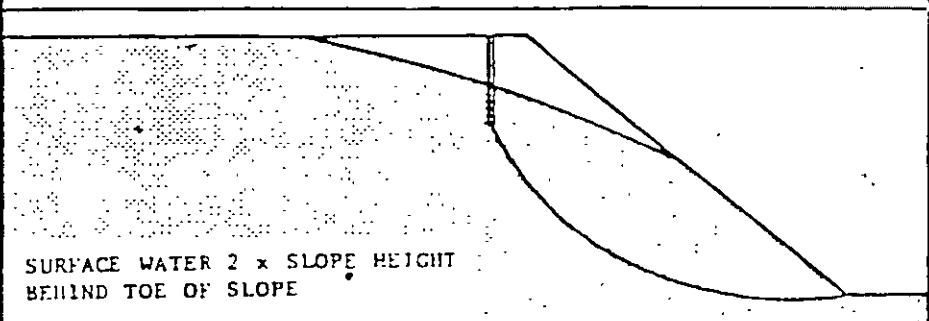
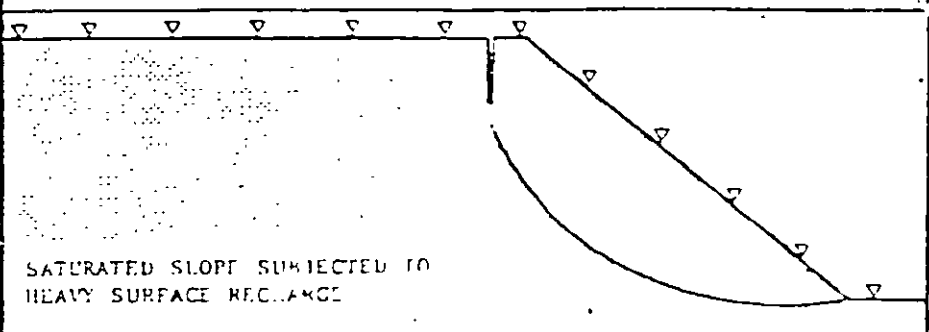
CARACTERISTICAS FOTOGEOLOGICAS DE LAS ROCAS PLUTONICAS

	<i>Rocas ácidas (granodioritas, sienitas)</i>	<i>Rocas básicas (dioritas, gabros, peridotitas)</i>
TONO	— Claros a medios.	— Oscuros. Puede servir de identificación en afloramientos amplios y bien expuestos.
DRENAJE	— Dendrítico.	— Dendrítico, con espaciado mayor.
	— Forma de pinza en la cabecera de los arroyos menos acusada que en granito.	— Carece de ramificación en forma de pinza en la cabecera.
	— Frecuente el control estructural.	— Control estructural menos acusado.
FRACTURACION	— Alta.	— Media.
RESISTENCIA A LA EROSION	— Alta, sobre todo en climas fríos y secos.	— Menor que en las rocas ácidas.
SUELOS	— Tonos claros.	— Tonos oscuros.
	— Fértiles.	— Menos fértiles, pudiendo llegar a estériles en los suelos ultrabásicos por el alto porcentaje de Mg, Ni y Cr.
VEGETACION	— Buena, con masas arbóreas y arbustivas.	— Mala, no existiendo en rocas ultrabásicas. (Puede ser un dato de identificación.)

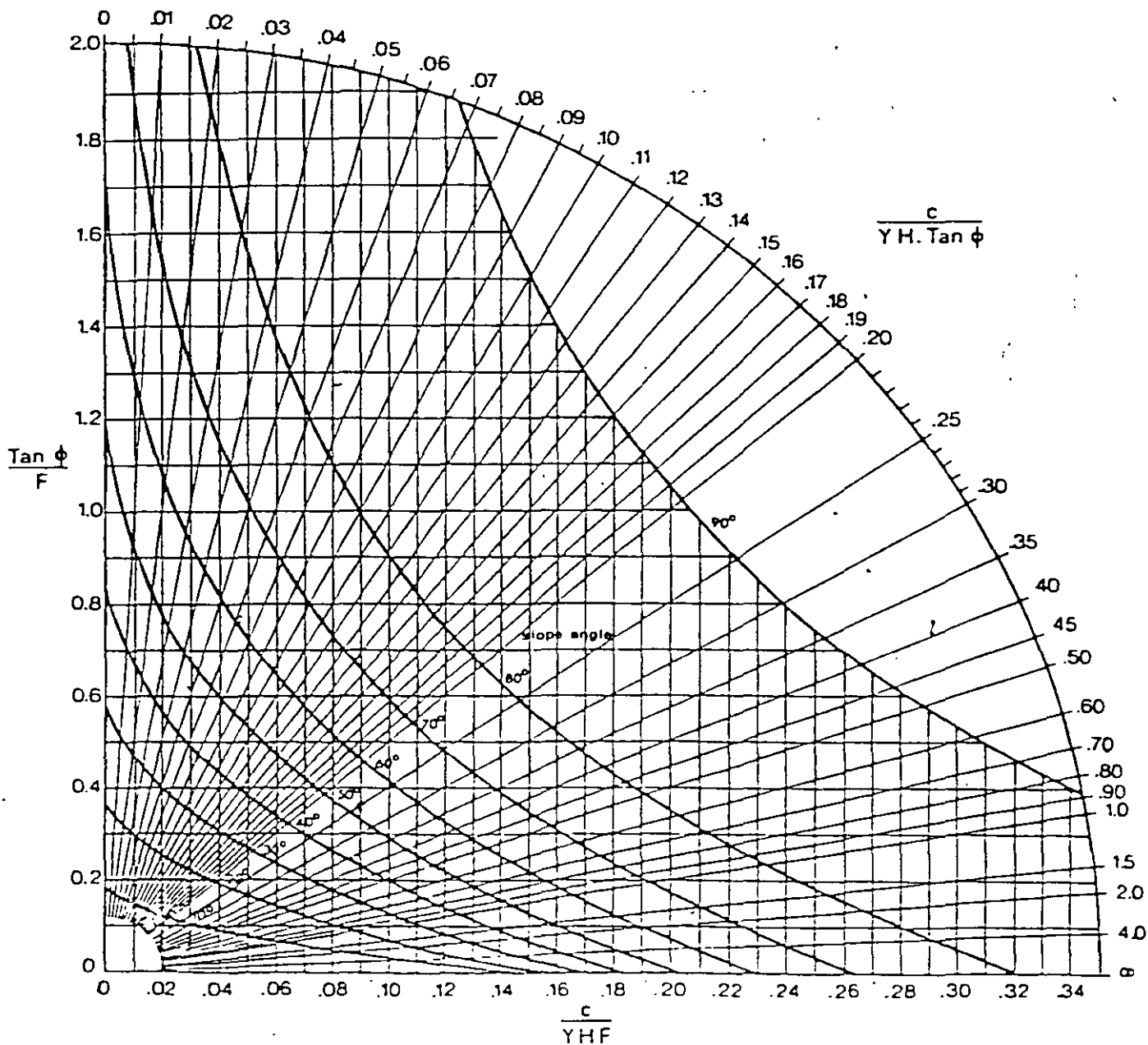
CARACTERISTICAS FOTOGEOLOGICAS DE LAS LAVAS

	<i>Lavas ácidas (trólticas, traquíticas, etc.)</i>	<i>Lavas básicas (basaltos)</i>
VISCOSIDAD	— Viscosas.	— Fluidas.
TIPOS DE LAVAS QUE ORIGINA	— Lavas escoriáceas o en bloques (tipo «aa»)	— Lavas cordadas (tipo «pahoehoe»)
MORFOLOGIA	— No suelen tener mucha extensión, solidificándose en gruesas lenguas cerca del punto de emisión, siendo fácil delimitar sus contactos en fotogeología.	— Pueden dar lugar a grandes mesetas o llanuras volcánicas, variando su extensión con la intensidad de la emisión y la topografía preexistente a esta.
	— Acumulación de bloques, formando unas superficies muy rugosas y ásperas, con conos de salpicadura y ampollas originadas por la expulsión de gases.	— Forman superficies arrugadas en forma de sogas, siendo fácil en fotogeología el estudio de la dirección y sentido de las coladas.
TONO	— Gris claro a medio, aunque pueden llegar a tonos negros cuando se enfrían rápidamente, formando obsidiana.	— Gris oscuro a negro.
	— En países cálidos puede formarse una costra calcárea sobre las lavas alcalinas, que enmascara por completo el color original de las coladas, dando tonos claros en la fotografía	
VEGETACION	— Puede variar desde escasa o nula en climas áridos, o coladas jóvenes, hasta muy densa, con buenos cultivos, en climas húmedos o en coladas antiguas, que por meteorización han formado unos buenos suelos	

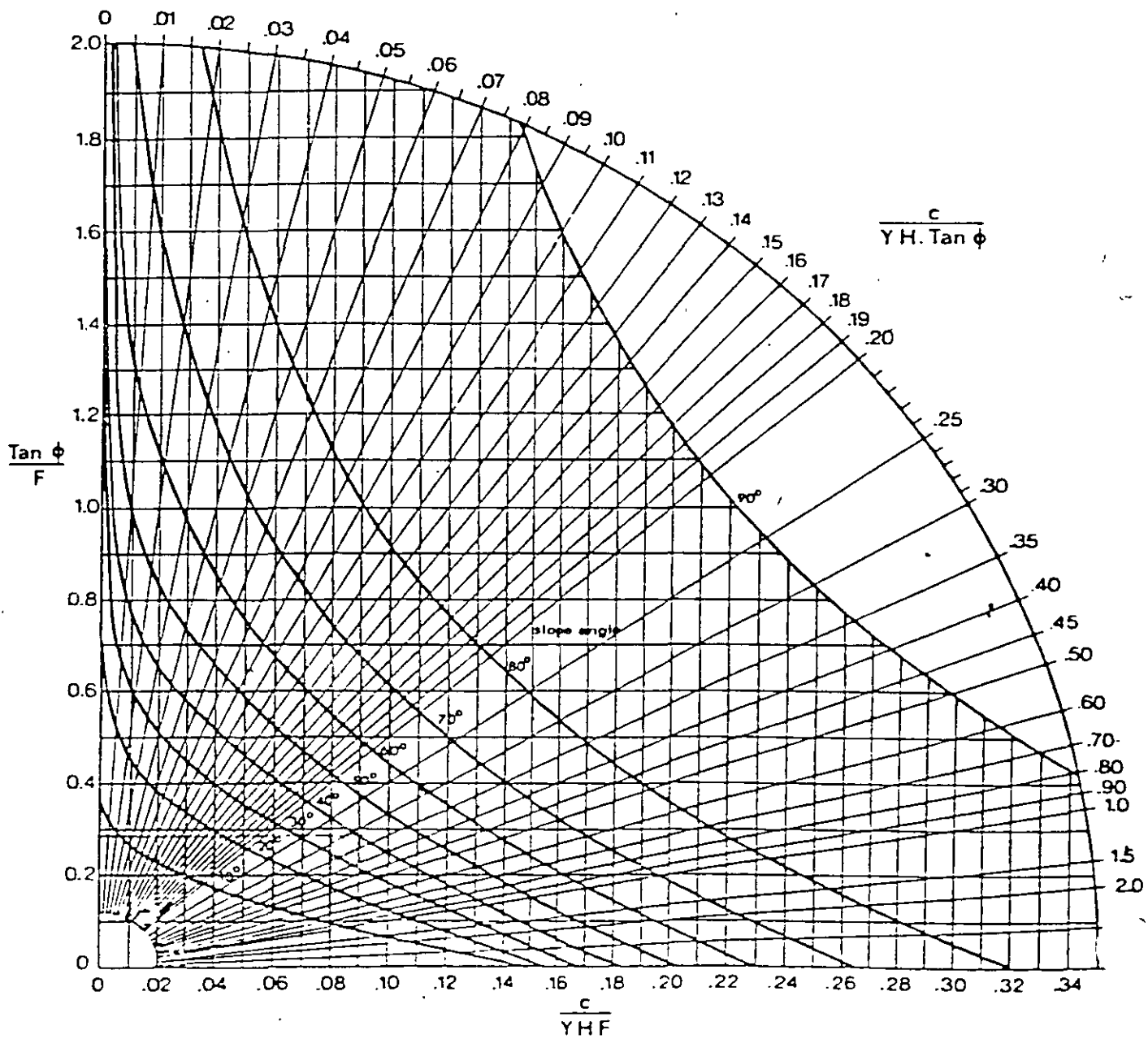
19-990-91

GROUNDWATER FLOW CONDITIONS	CHART NUMBER
 <p data-bbox="136 716 413 743">FULLY DRAINED SLOPE</p>	1
 <p data-bbox="136 1045 573 1094">SURFACE WATER 8 x SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	2
 <p data-bbox="136 1356 573 1404">SURFACE WATER 4 x SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	3
 <p data-bbox="136 1675 573 1724">SURFACE WATER 2 x SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	4
 <p data-bbox="136 2001 544 2049">SATURATED SLOPE SUBJECTED TO HEAVY SURFACE SEEPAGE</p>	5

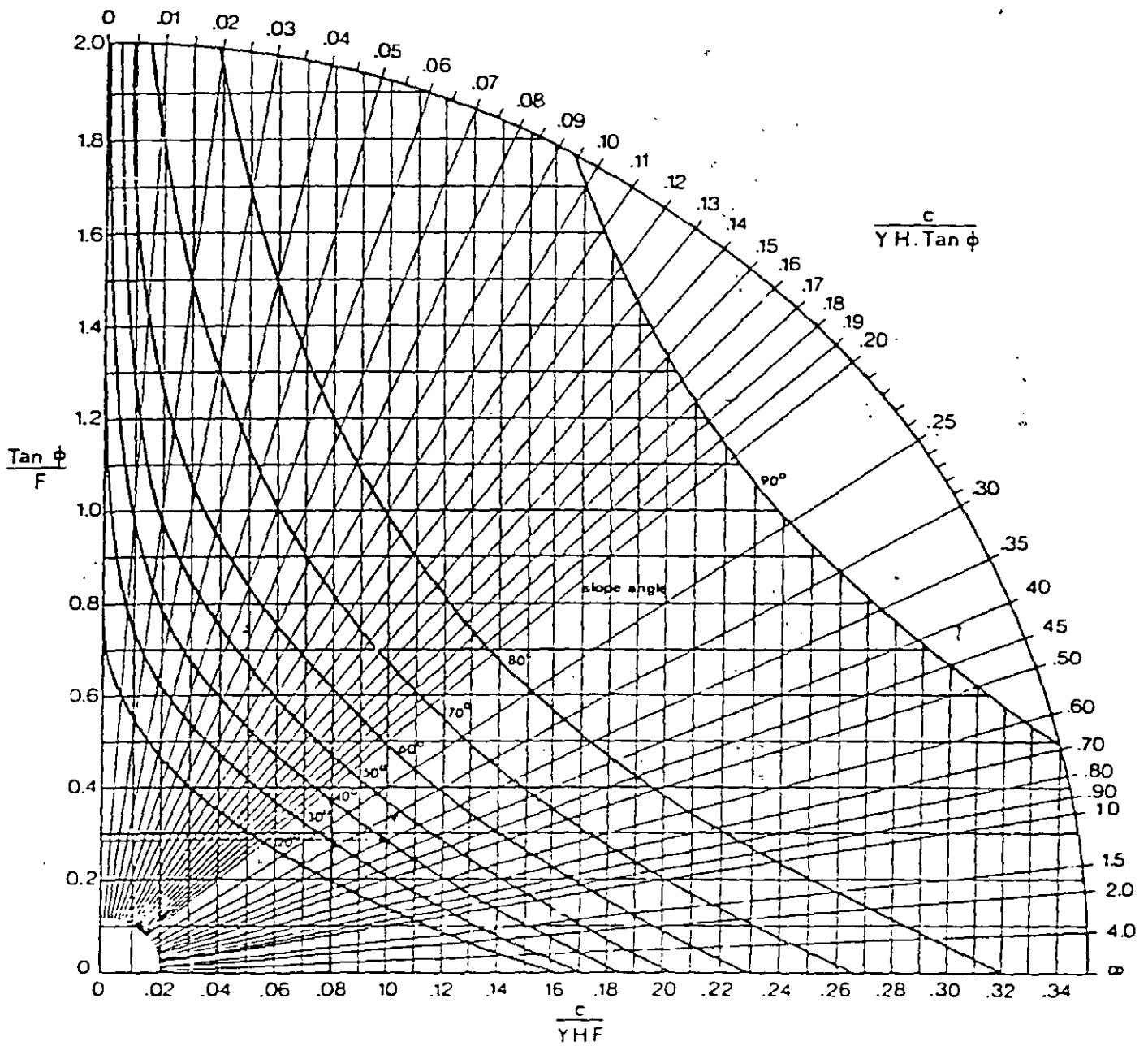
CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 1



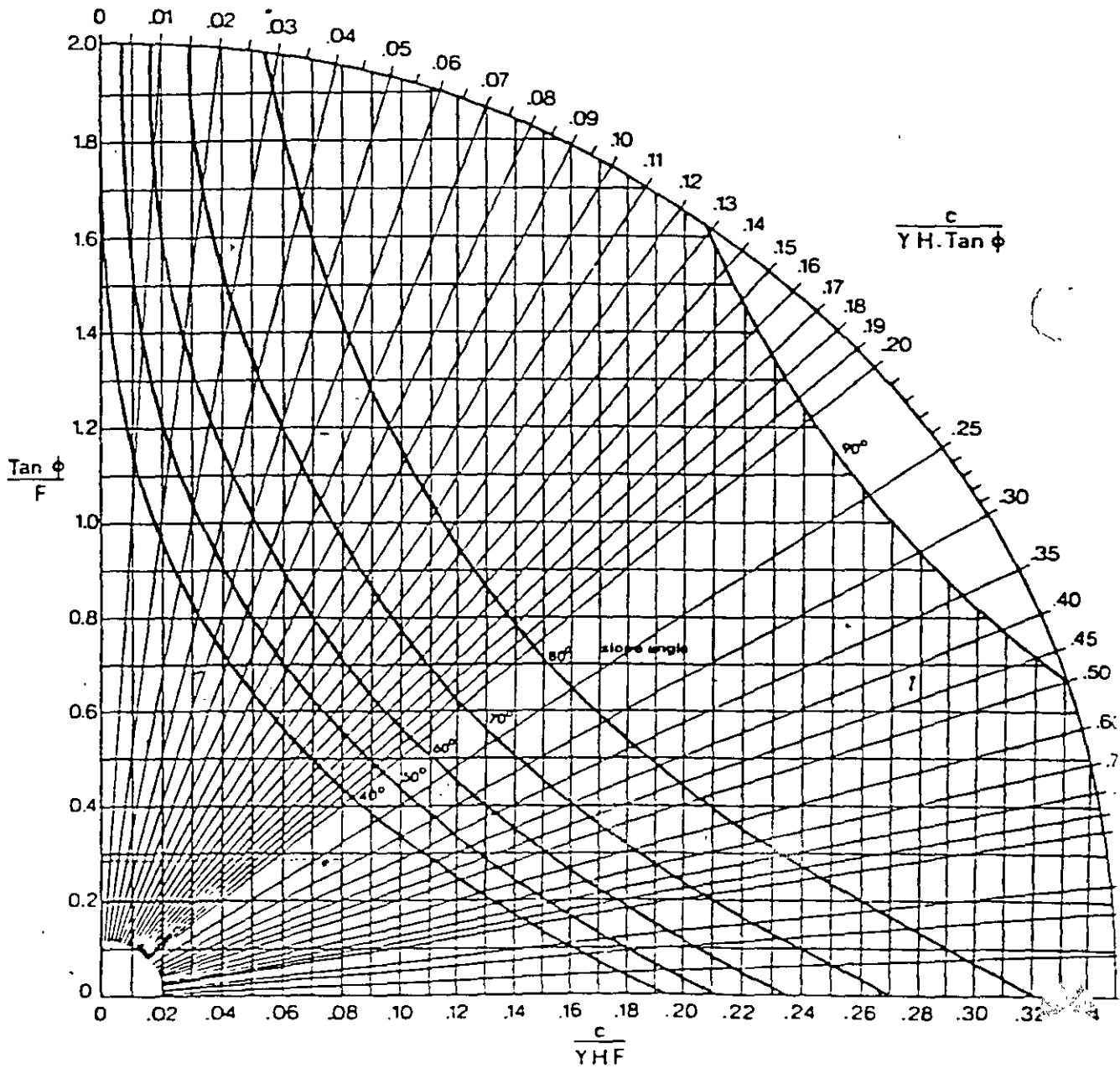
CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 2



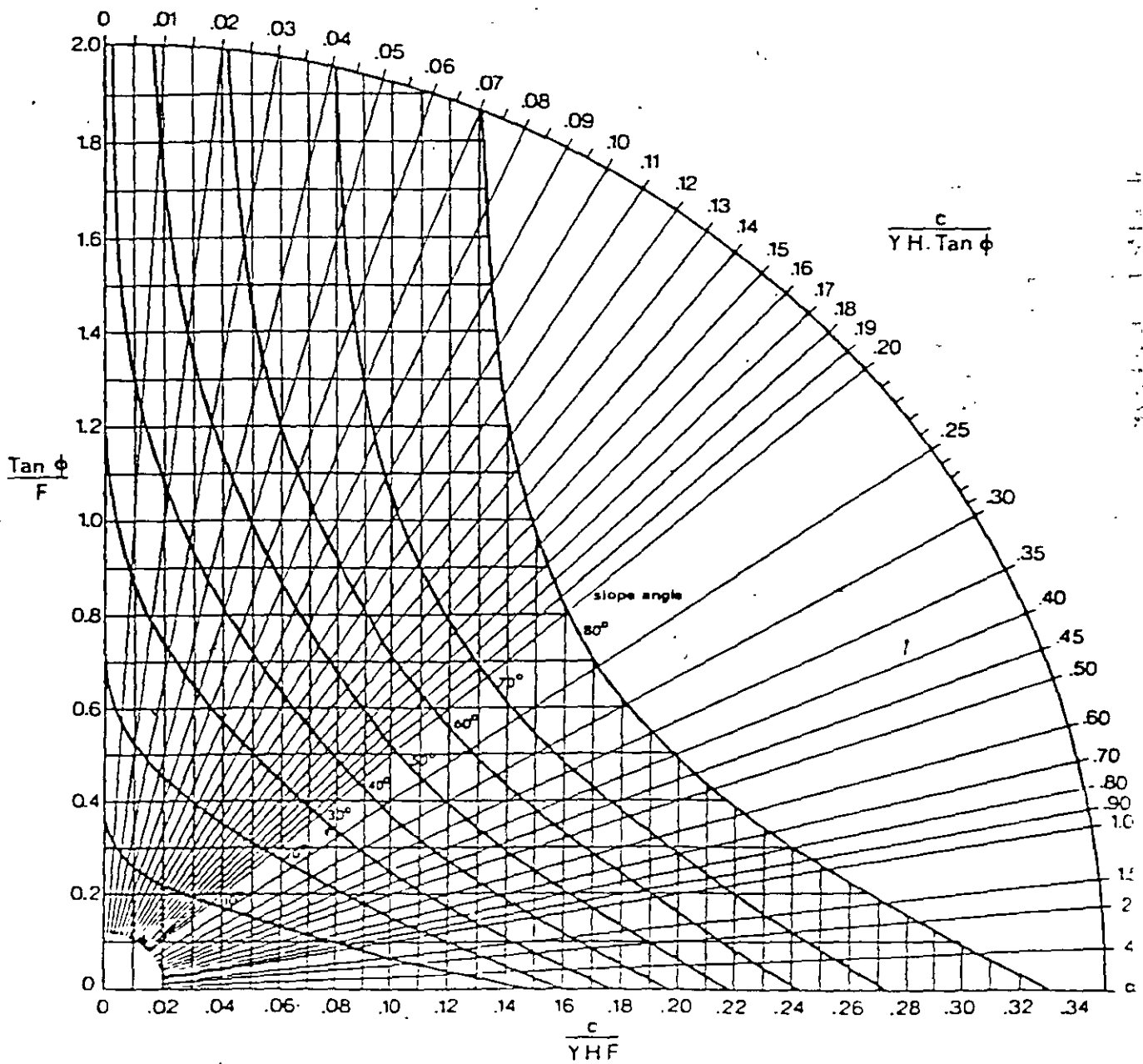
CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 3



CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 4



CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 5



19/990171

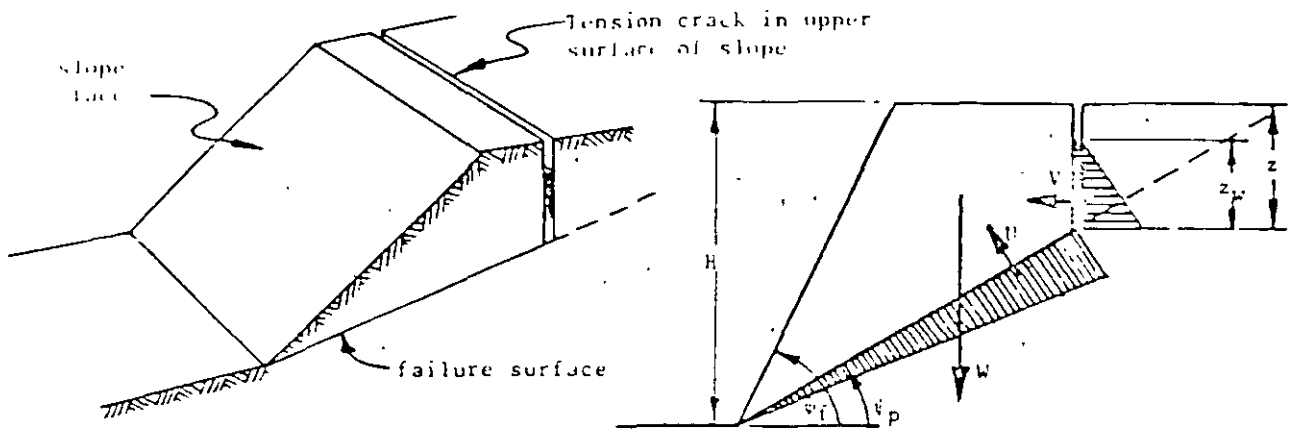


Figure 63a : Geometry of slope with tension crack in upper slope surface

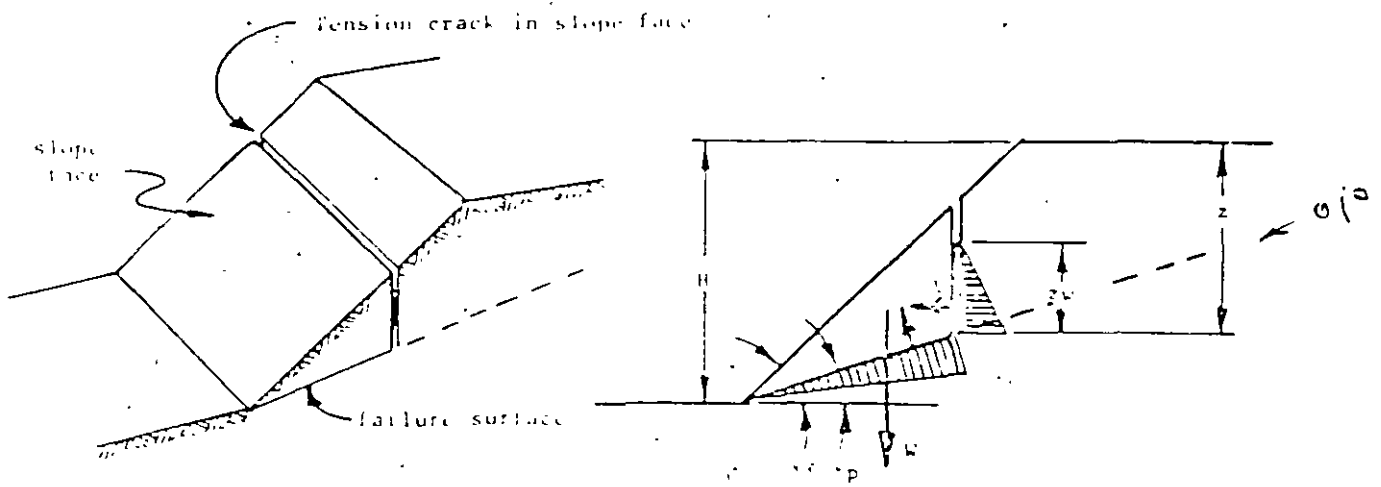


Figure 63b : Geometry of slope with tension crack in slope face

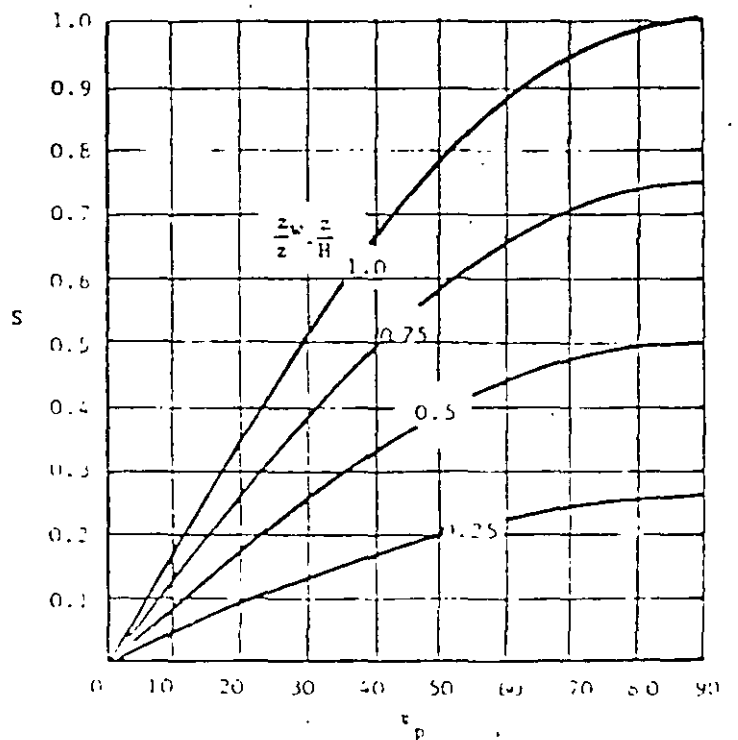
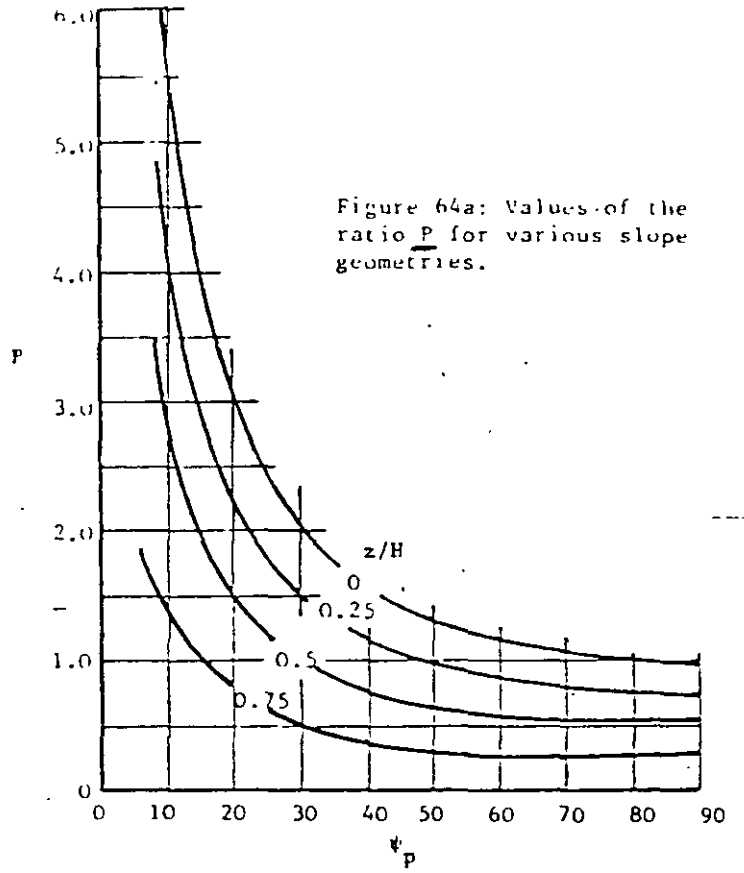
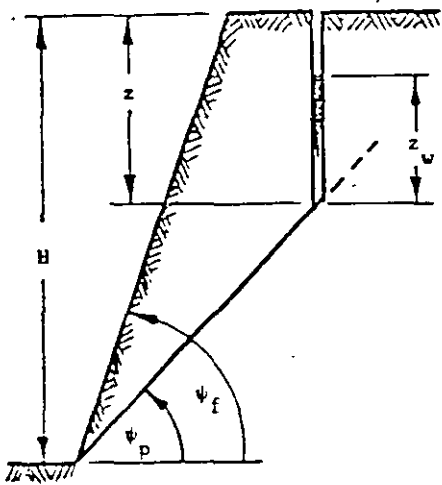
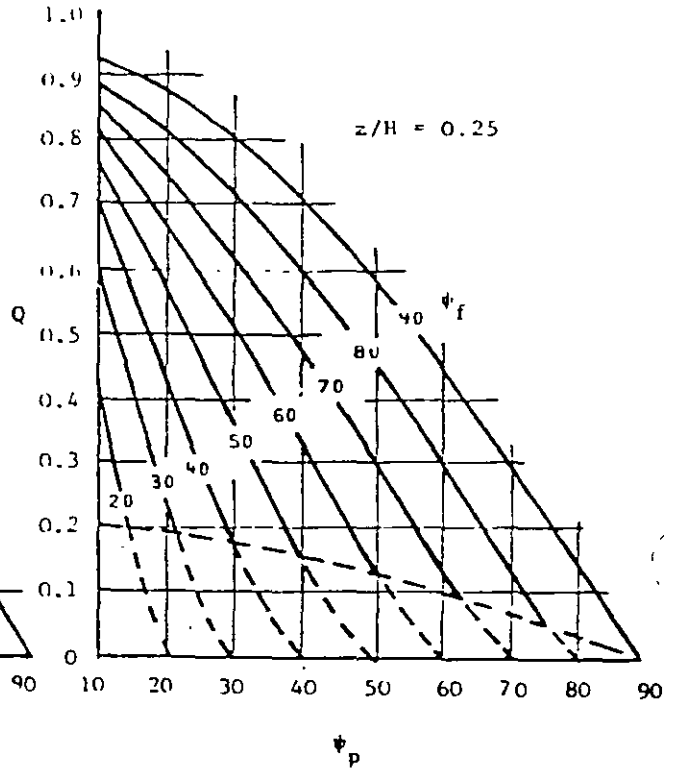
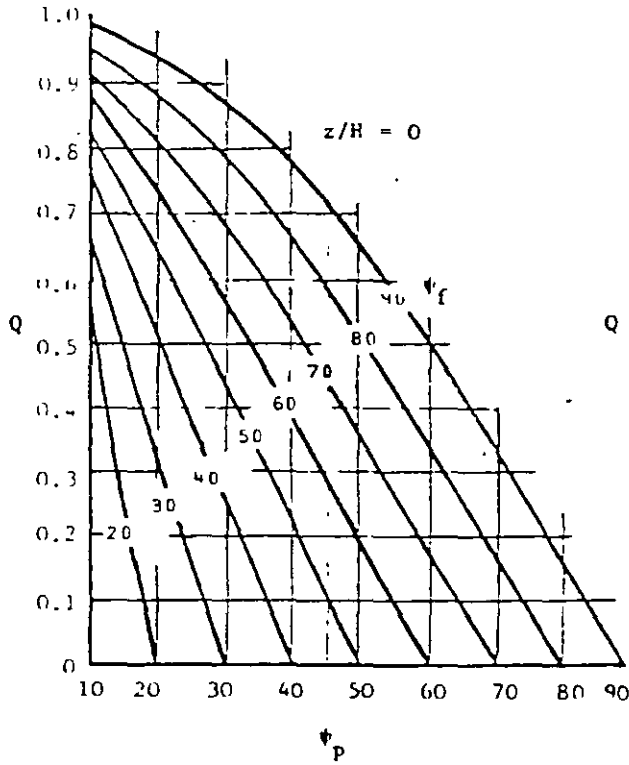


Figure 64b: Values of the ratio S for various slope geometries.

Linea carbonata
facci



Note :

Dashed lines refer to tension crack in slope face.

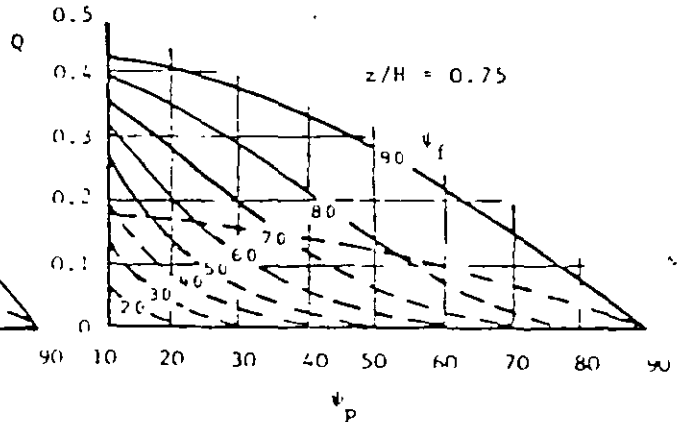
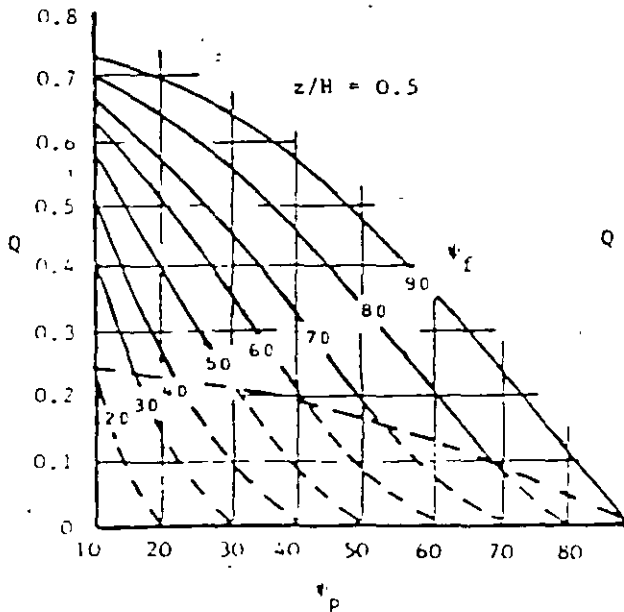


Figure 10. Values of Q for different values of ψ_p and ψ_f .

21/agosto/91

data which defines the geometry of the wedge and the slope.

Consider the following example :

Plane	dip ^o	dip direction ^o	Properties
A	45	105	$\phi_A=20^\circ$, $c_A= 500\text{lb}/\text{ft}^2$
B	70	235	$\phi_B=30^\circ$, $c_B= 1000\text{lb}/\text{ft}^2$
Slope face	65	185	$\gamma= 160\text{lb}/\text{ft}^3$
Upper surface	12	195	$\gamma_w= 62.5\text{lb}/\text{ft}^3$

The total height of the wedge $H = 130$ feet.

The stereoplot of the great circles representing the four planes involved in this problem is presented in figure 96 and all the angles required for the solution of equations 78 to 81 are marked in this figure.

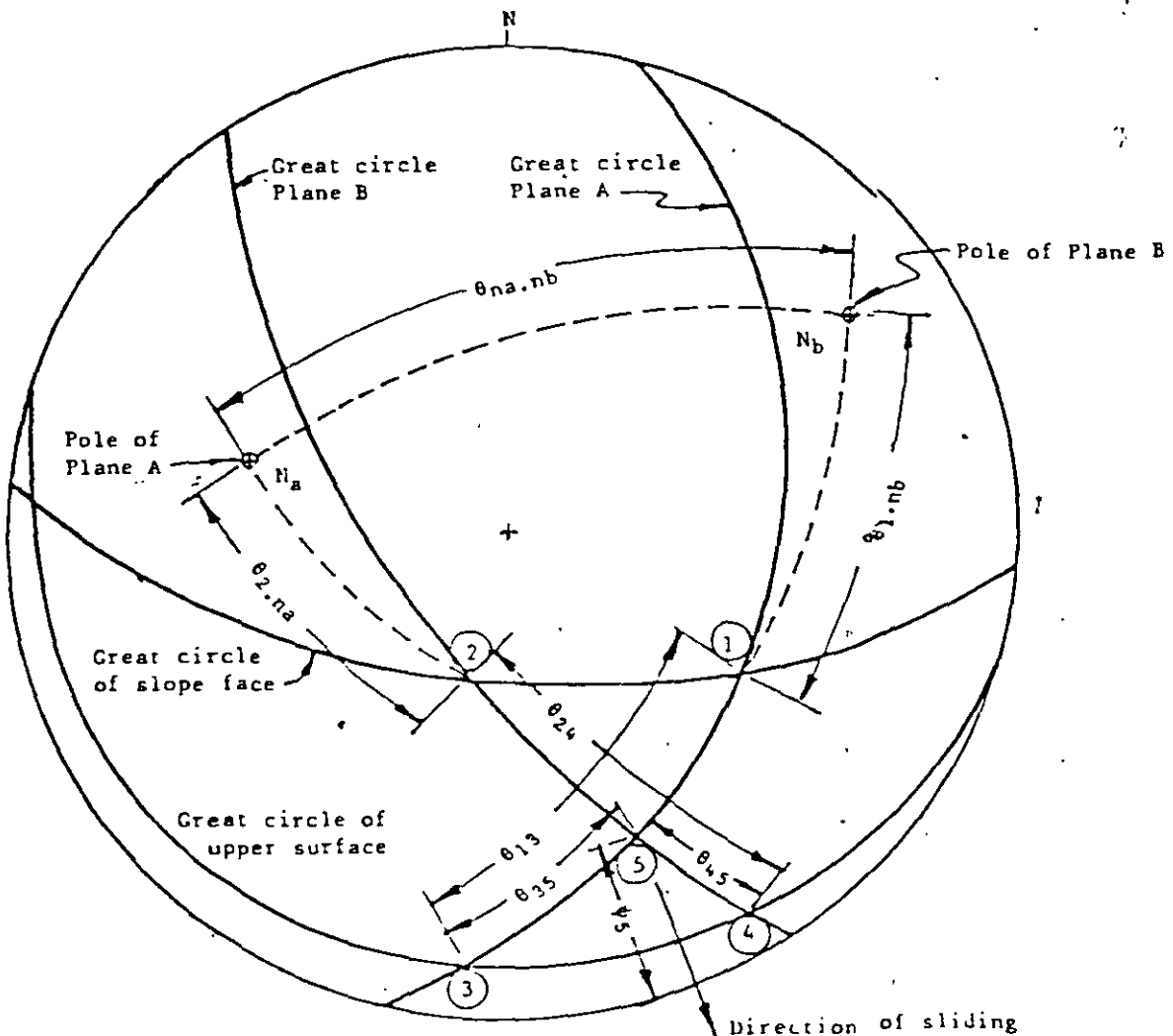


Figure 96. Stereoplot for wedge stability analysis.

WEDGE STABILITY CALCULATION SHEET

INPUT DATA	FUNCTION VALUE	CALCULATED ANSWER
$\psi_a = 45^\circ$ $\psi_b = 70^\circ$ $\psi_5 = 31.2^\circ$ $\theta_{na,nb} = 101^\circ$	$\cos \psi_a = 0.7071$ $\cos \psi_b = 0.3420$ $\sin \psi_5 = 0.5180$ $\cos \theta_{na,nb} = -0.191$ $\sin \theta_{na,nb} = 0.982$	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na,nb}} = \frac{0.7071 + 0.342 \times 0.191}{0.5180 \times 0.9636} = 1.5475$ $B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na,nb}} = \frac{0.3420 + 0.7071 \times 0.191}{0.5180 \times 0.9636} = 0.9557$
$\theta_{24} = 65^\circ$ $\theta_{45} = 25^\circ$ $\theta_{2,na} = 50^\circ$	$\sin \theta_{24} = 0.9063$ $\sin \theta_{45} = 0.4226$ $\cos \theta_{2,na} = 0.6428$	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2,na}} = \frac{0.9063}{0.4226 \times 0.6428} = 3.3363$
$\theta_{13} = 62^\circ$ $\theta_{35} = 31^\circ$ $\theta_{1,nb} = 60^\circ$	$\sin \theta_{13} = 0.8829$ $\sin \theta_{35} = 0.5150$ $\cos \theta_{1,nb} = 0.5000$	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1,nb}} = \frac{0.8829}{0.5150 \times 0.500} = 3.4287$
$\phi_A = 30^\circ$ $\phi_B = 10^\circ$ $\gamma = 1 \text{ lb/ft}^3$ $\gamma_w = 6 \text{ lb/ft}^3$ $c_A = 5 \text{ lb/ft}^2$ $c_B = 1000 \text{ lb/ft}^2$ $H = 130 \text{ ft}$	$\tan \phi_A = 0.5773$ $\tan \phi_B = 0.3640$ $\gamma_w / 2\gamma = 0.1953$ $3c_A / \gamma H = 0.0721$ $3c_B / \gamma H = 0.1442$	$F = \frac{3c_A}{\gamma H} \cdot X + \frac{3c_B}{\gamma H} \cdot Y + (A - \frac{\gamma_w \cdot X}{2\gamma}) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w \cdot Y}{2\gamma}) \tan \phi_B$ $F = 0.2405 + 0.4944 + 0.8934 - 0.3762 + 0.3478 - 0.2437 = 1.3562$

21/ agosto /91

Factor de acñamiento

$$FS = k \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$

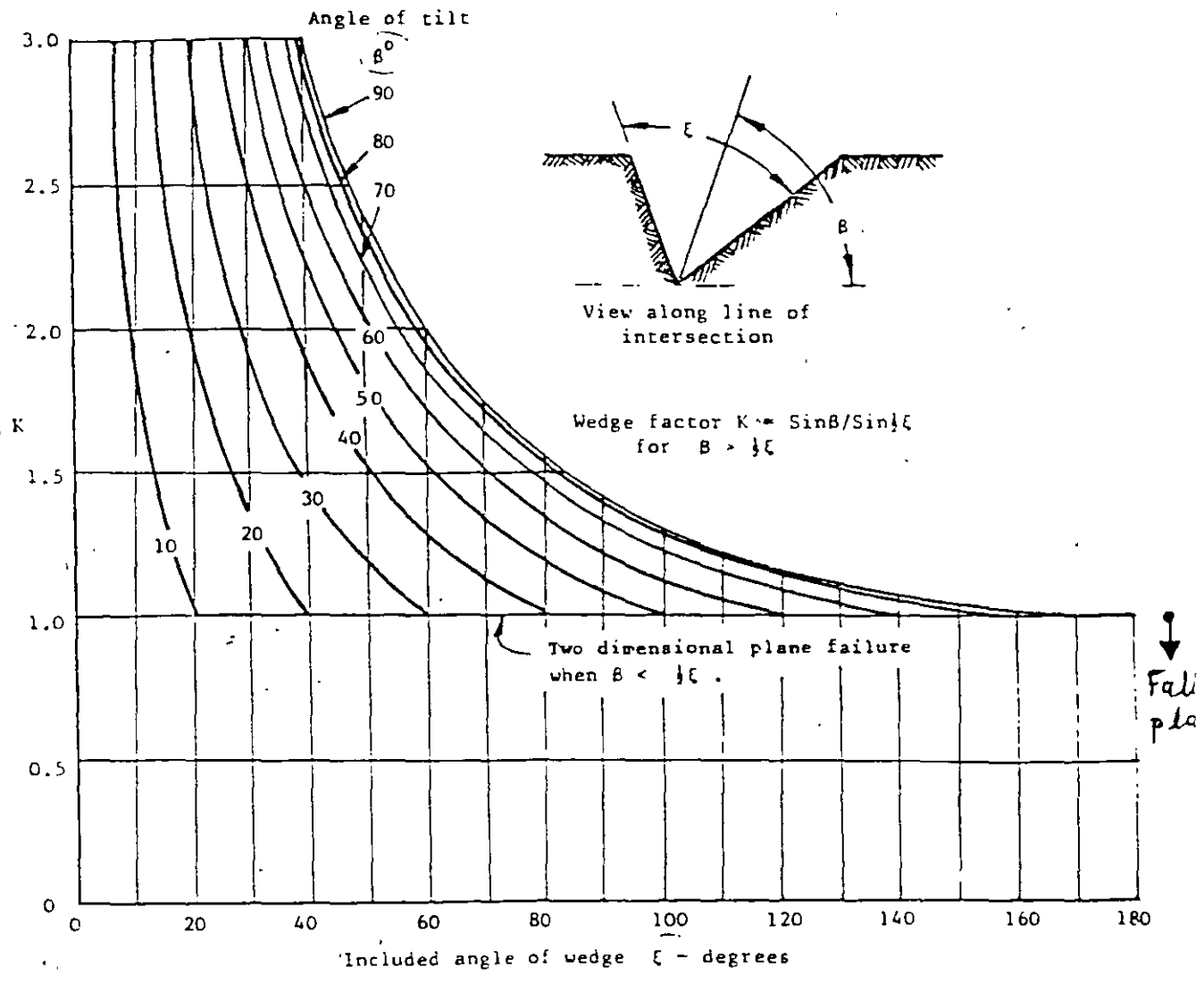
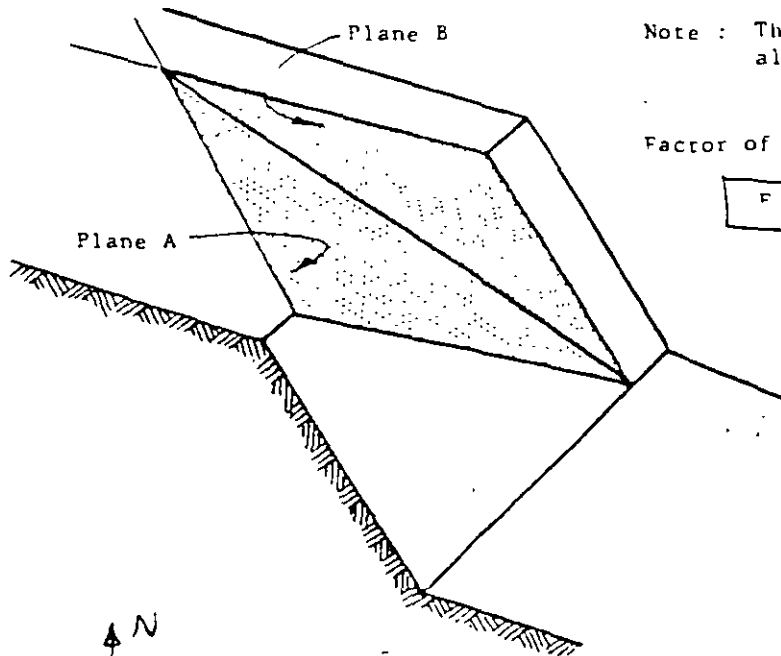


Figure 94 : Wedge factor K as a function of wedge geometry.

21/ agosto / 91

WEDGE STABILITY CHARTS FOR FRICTION ONLY

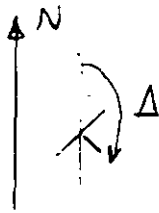


Note : The flatter of the two planes is always called Plane A .

Factor of Safety

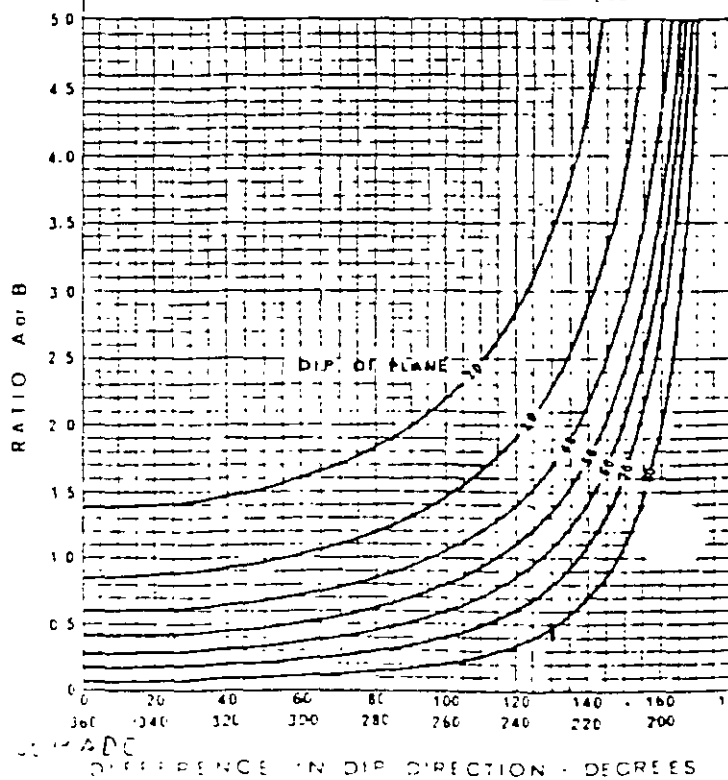
$$F = A \cdot \tan \phi_A + B \cdot \tan \phi_B$$

$C = 0$
Subpresión nula



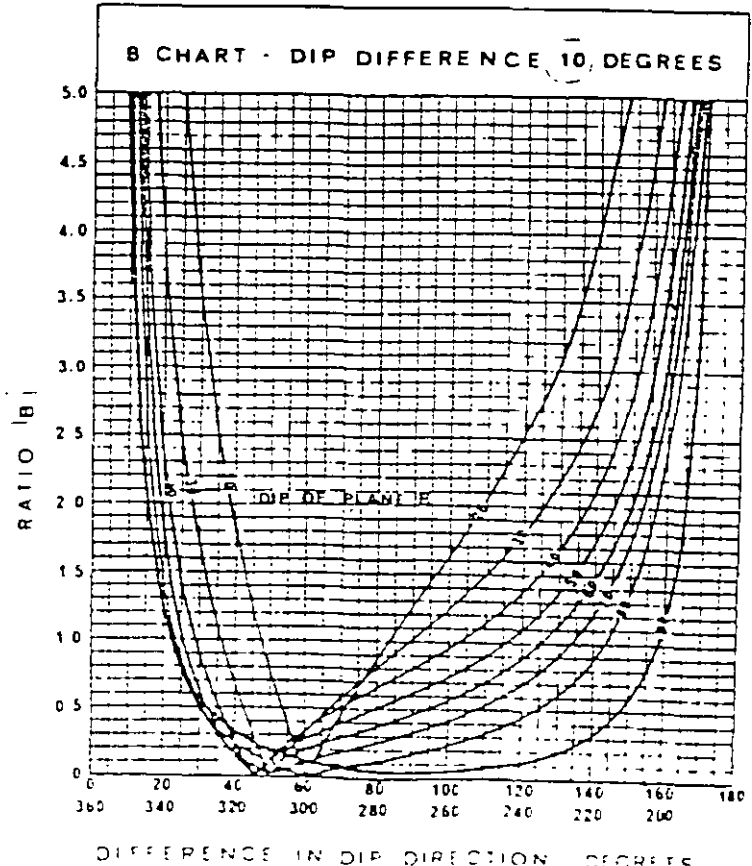
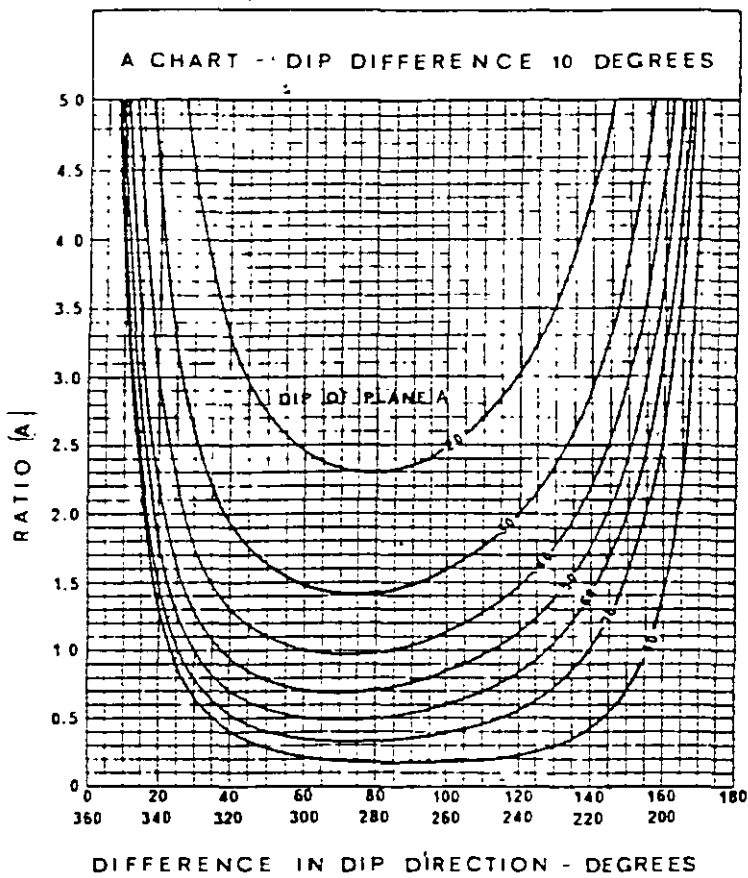
Si, en un análisis de este tipo se obtiene $FS > 2 \Rightarrow$ con todo, subpresión, seguramente pasará con $FS > 1$

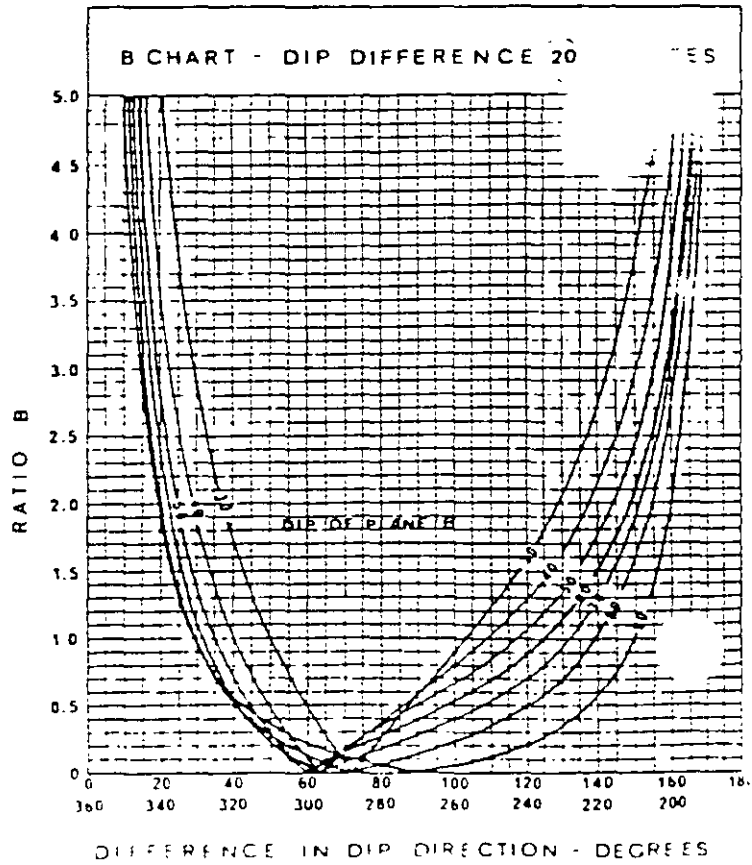
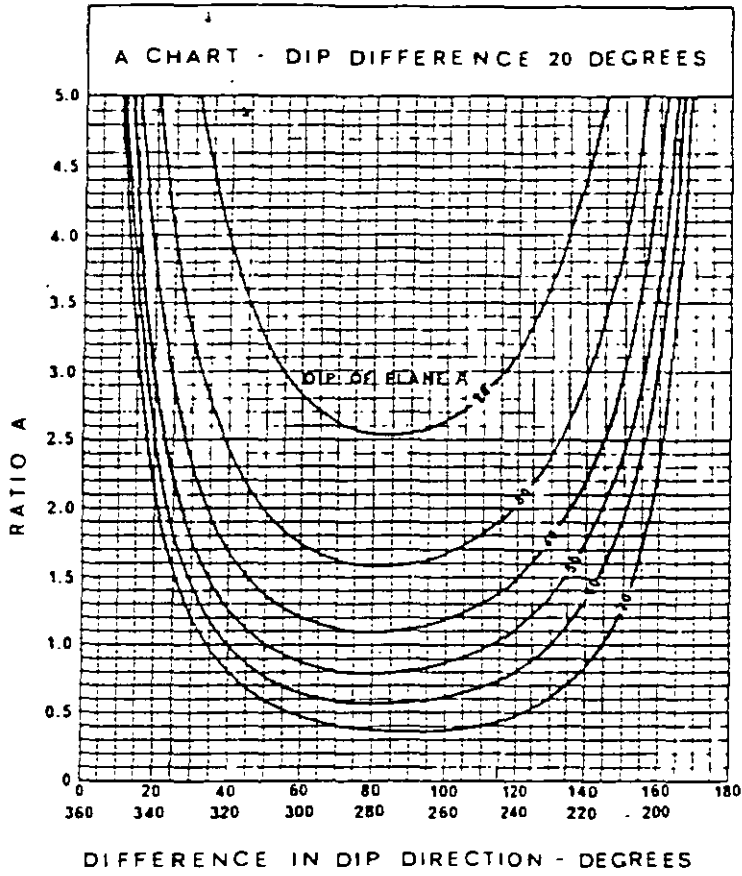
A/B CHART - DIP DIFFERENCE 0 DEGREES

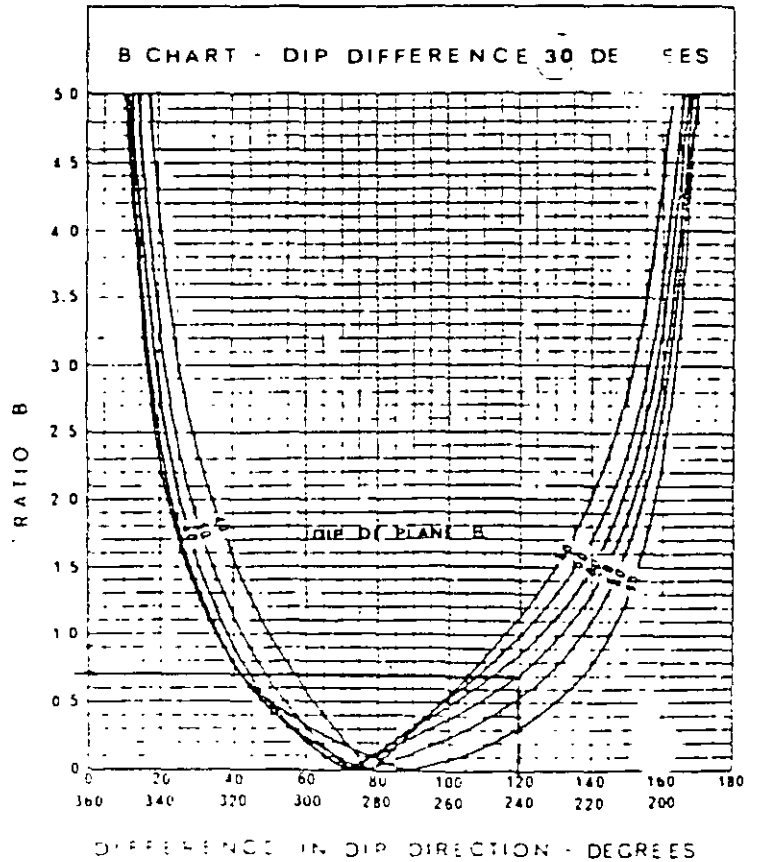
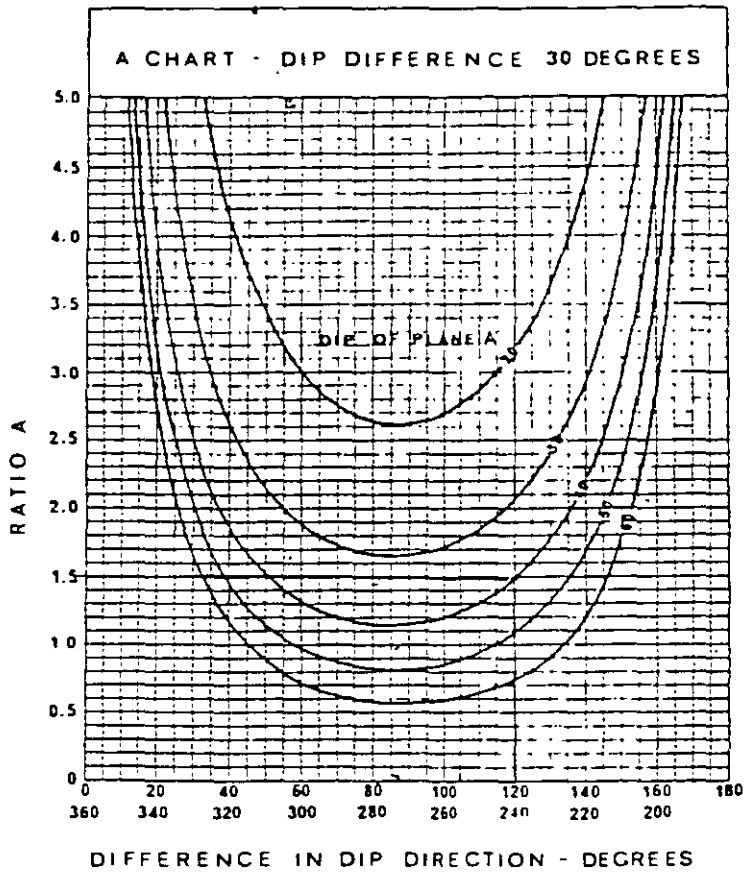


Δ ACIMUT DEL ESCARPE

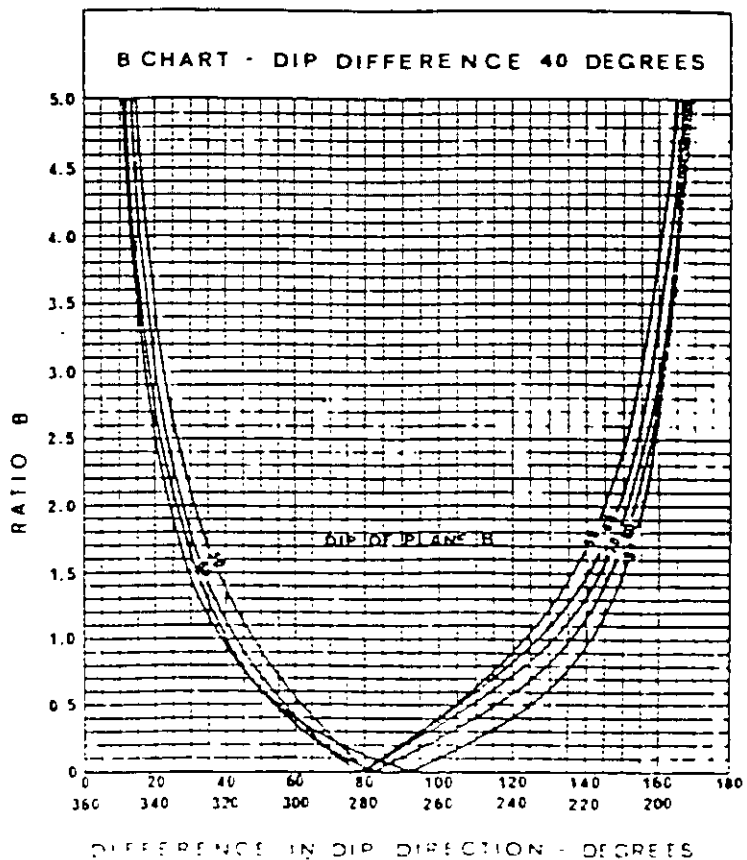
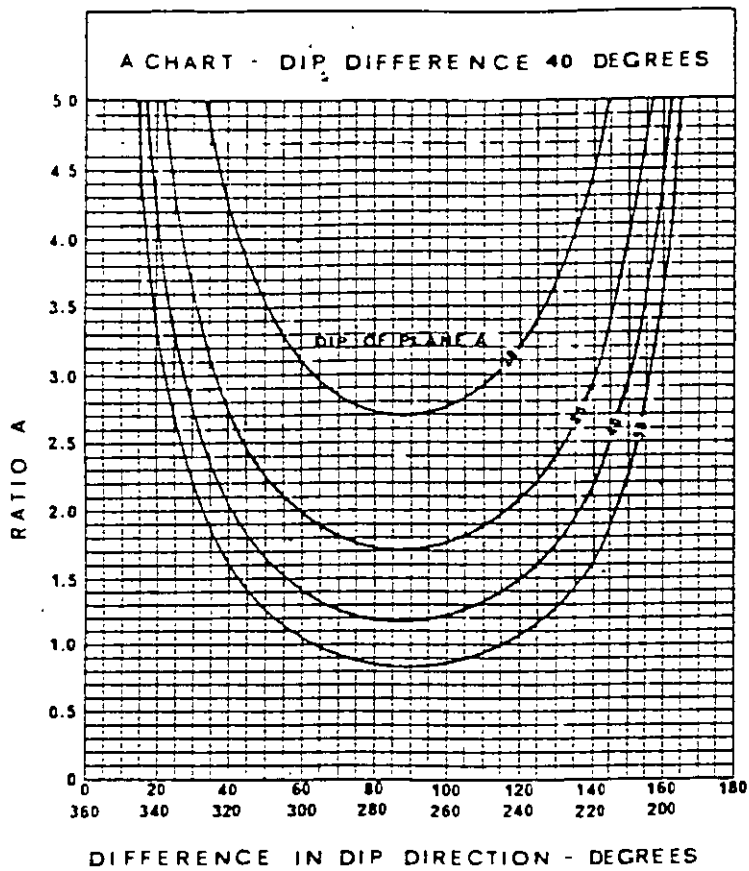
DIFFERENCE IN DIP DIRECTION - DEGREES



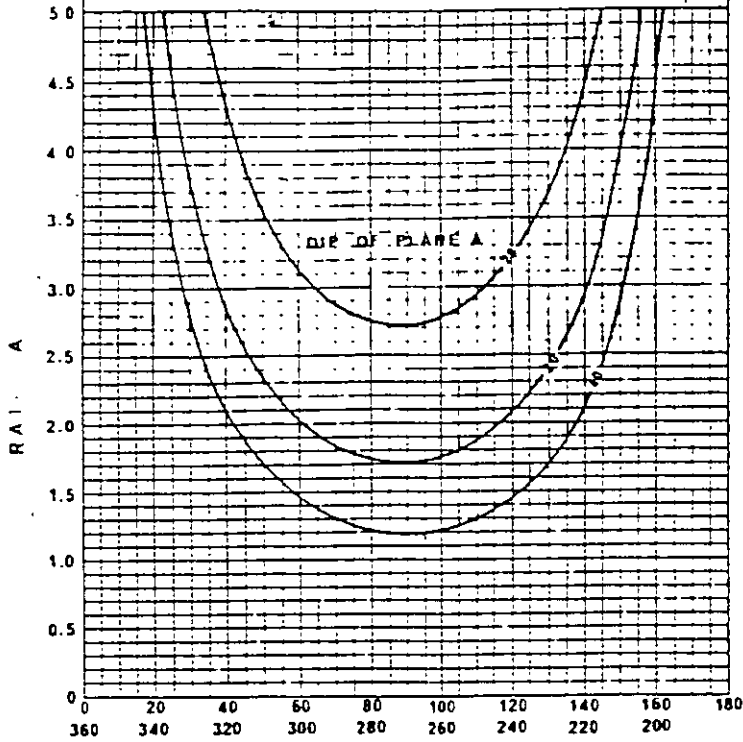




Con ecuación de $A-B = 30^\circ$
 " azimuth " = 120°
 Con ecuación de $B = 70^\circ \Rightarrow B = 0.7$
 de $A = 40^\circ \Rightarrow A = 1.5$

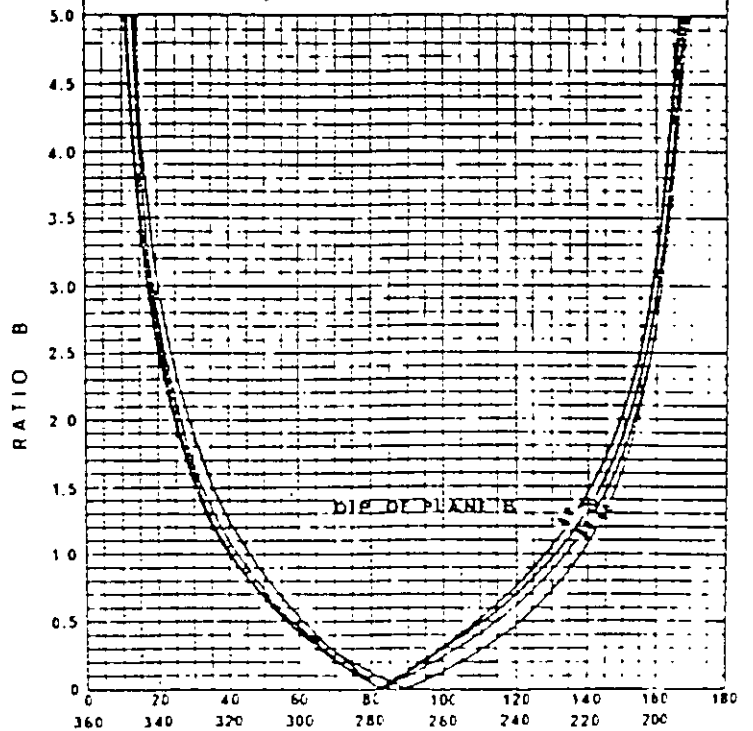


A CHART - DIP DIFFERENCE 50 DEGREES

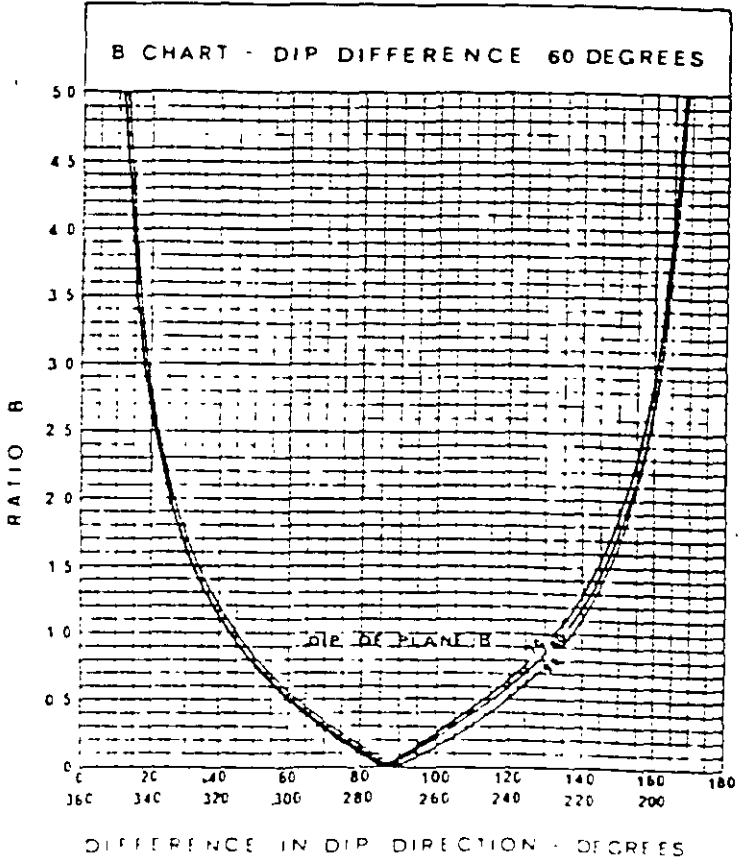
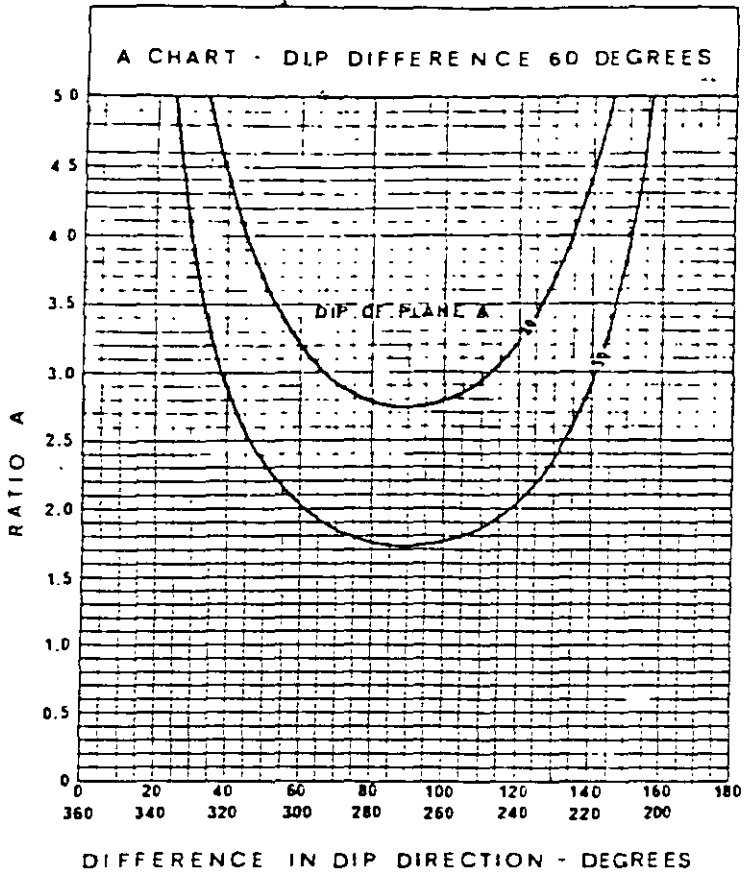


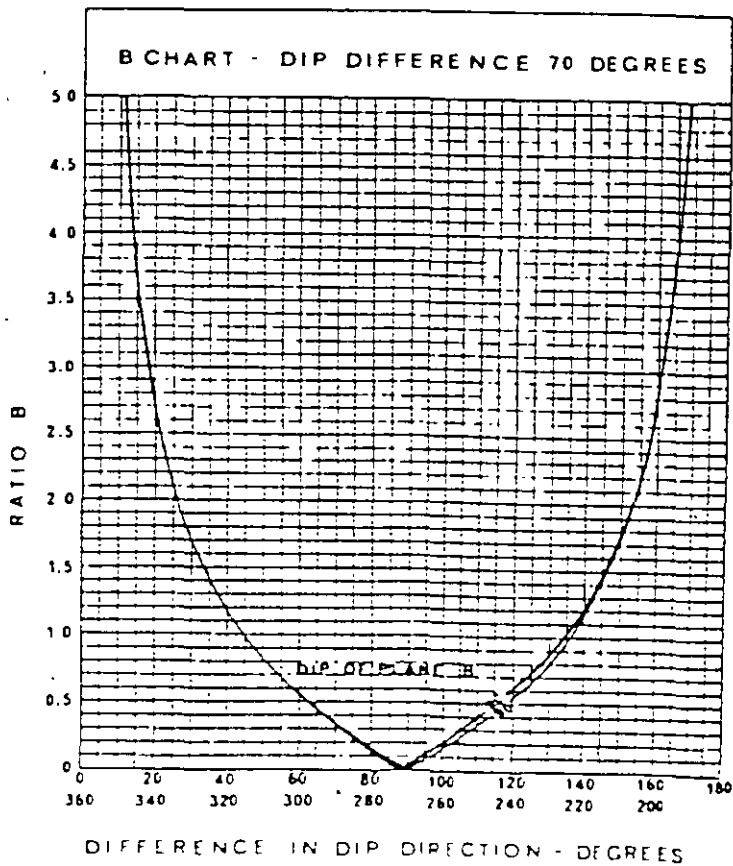
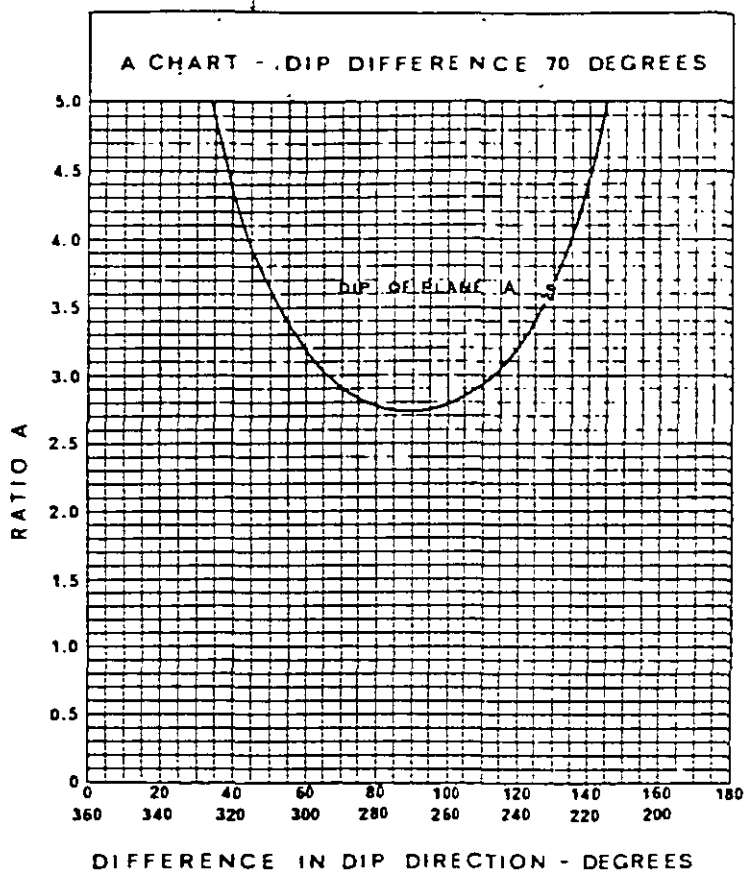
DIFFERENCE IN DIP DIRECTION - DEGREES

B CHART - DIP DIFFERENCE 50 DEGREES



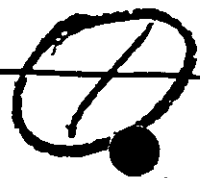
DIFFERENCE IN DIP DIRECTION - DEGREES





AD 738929

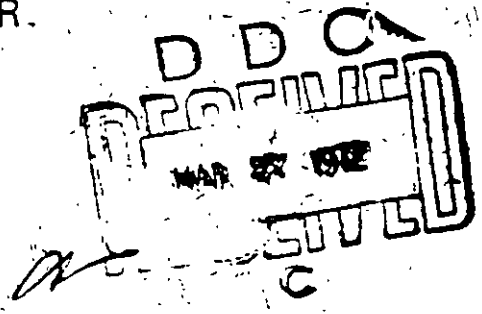
AD



NCG TECHNICAL REPORT No. 36
ANALYTICAL AND GRAPHICAL METHODS FOR
THE ANALYSIS OF SLOPES IN ROCK MASSES



A. J. HENDRON, JR.
E. J. CORDING
A. K. AIYER



SPONSORED BY:
U. S. ARMY ENGINEER NUCLEAR CRATERING GROUP
LIVERMORE, CALIFORNIA

PREPARED FOR
U. S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION
VICKSBURG, MISSISSIPPI

BY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
UNIVERSITY OF ILLINOIS

JULY 1971

Reproduced by
NATIONAL TECHNICAL
INFORMATION SERVICE
Springfield, Va. 22151

3.1 General

In this chapter analytical methods are presented for determining the static factor of safety of rock slopes. The cases covered include rock slopes cut by one, two, or three joint sets. Example problems are given where various combinations of the vector analyses of Wittke and Londe are utilized. A typical example problem is also worked by common engineering graphics. The notion of dynamic resistance is also introduced in this chapter for rock slopes and example calculations of the minimum dynamic resistance are illustrated. The methods given in this chapter for computing the dynamic resistance of a rock slope in three dimensions is original with this report and is intended to be used for predicting dynamic motions under earthquake loadings in conjunction with Newmark's method of analysis for the dynamic stability of slopes.

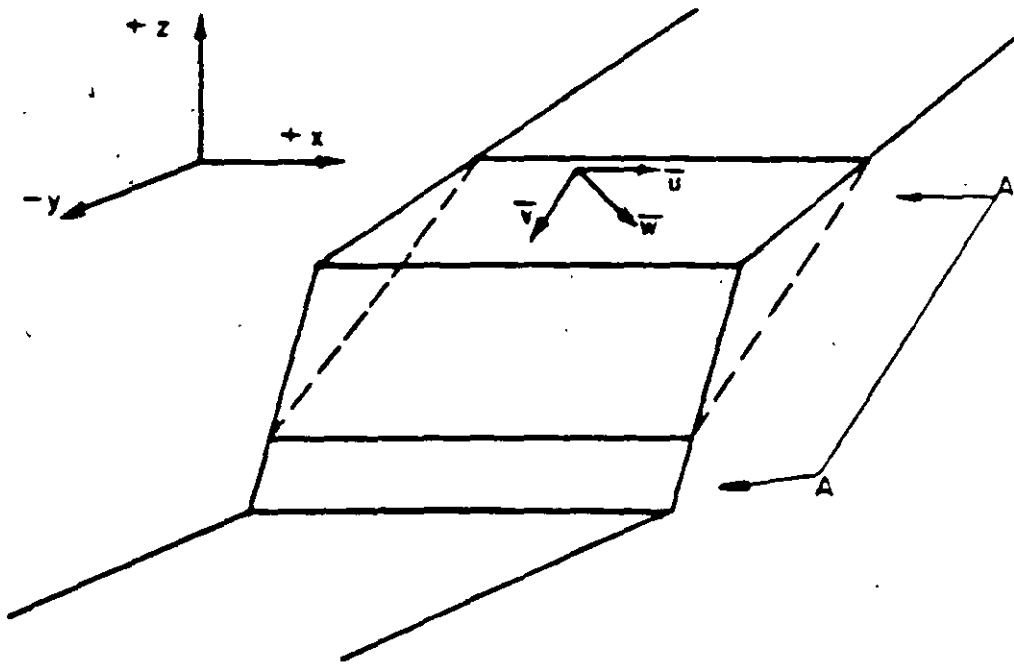
3.2 Stability Calculations by Vector Analysis for Sliding on One Plane

3.2.1 Calculation of Factor of Safety for Static Loads

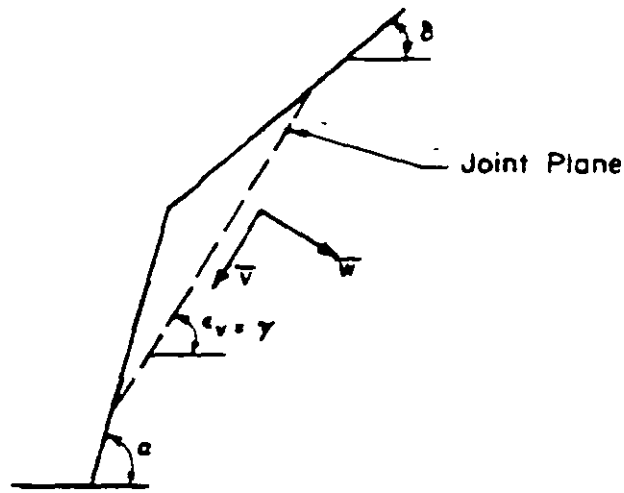
The simplest special case of a rock slope stability problem is where the strike of one of the planes of weakness is parallel to the strike of the slope face as shown in Fig. 3.1. For the coordinate system adopted in Chapter 2, this condition can be expressed when the unit vector \bar{u} in the direction of the strike has components of zero in the y and z directions i.e.,

$$\bar{u} = (u_x, u_y, u_z) = (1, 0, 0).$$

Then the unit vector \bar{v} in the direction of the dip has its x component equal to zero, i.e.,



(a)



(b)

Section A-A

FIG. 3.1 SLIDING ON ONE PLANE - STRIKE OF PLANE PARALLEL TO STRIKE OF SLOPE FACE

$$\bar{v} = (v_x, v_y, v_z) = (0, v_y, v_z)$$

The inclination of the line of fall of the plane, ϵ_v , will determine the kinematic possibility of sliding. The angle of fall ϵ_v is given by

$$\tan \epsilon_v = \frac{v_z}{v_y} = \tan(\gamma) \quad (3.1)$$

where γ is the angle of dip of the plane. In order for sliding to be kinematically possible, ϵ_v must be smaller than α if $0 < \alpha < \pi$ as shown in Fig. 3.1(b). If $\alpha = \pi$, then ϵ_v must be smaller than $\frac{\pi}{2}$ for the sliding to be possible.

For a slope acted upon only by gravity and the plane of weakness striking parallel to the slope face, the sliding will occur parallel to the unit vector \bar{v} in the direction of the dip. The magnitude of the component T of the weight \bar{W} acting parallel to \bar{v} may be obtained from

$$T = \bar{W} \cdot \bar{v} \quad (3.2)$$

where $\bar{W} = (0, 0, -W)$. The vector \bar{T} is given by

$$\bar{T} = T\bar{v} \quad (3.3)$$

The magnitude of the component of \bar{W} normal to the direction of sliding is

$$N = \bar{W} \cdot \bar{w}$$

where \bar{w} is the unit vector normal to the plane of sliding as given by $\bar{u} \times \bar{v}$. The magnitude of the available resisting force is given by $N \tan \phi$ where ϕ is the angle of shearing resistance between the joint surfaces in the direction of sliding. The factor of safety against sliding is the quotient of the resisting and the driving force in the direction of sliding and is given by

$$F.S. = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{(\bar{W} \cdot \bar{w}) \tan \phi}{(\bar{W} \cdot \bar{v})} \quad (3.4)$$

For the case shown in Fig. 3.1, the unit vector in the direction the strike is given by $\bar{u} = \bar{i} u_x = \bar{i}$ and the dip is given by $\bar{v} = \bar{j}v_y + \bar{k}v_z$. The unit vector \bar{w} normal to the plane of weakness is given by

$$\bar{w} = \bar{u} \times \bar{v} = \begin{vmatrix} \bar{i} & \bar{j} & \bar{k} \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & v_y & v_z \end{vmatrix} = -\bar{j}v_z + \bar{k}v_y$$

Thus the magnitude of the component of the weight in the direction of sliding is given by

$$T = \bar{W} \cdot \bar{v} = -Wv_z \quad (3.5)$$

and the component of the weight normal to the plane of weakness is

$$N = \bar{W} \cdot \bar{w} = -Wv_y \quad (3.6)$$

Thus the factor of safety according to Eq. (3.4) is:

$$F.S. = \frac{-Wv_y \tan \phi}{-Wv_z} = \frac{v_y}{v_z} \tan \phi = \frac{\tan \phi}{\tan \gamma} \quad (3.7)$$

which is a well known expression for the factor of safety of slopes potentially free to slide down the dip angle γ under gravity loading only.

If a slope is loaded by its own weight \bar{W} , and a pore water force \bar{U} acting on the potential failure plane in the direction of the unit vector $-\bar{w}$, then the factor of safety is given by

$$F.S. = \frac{(\bar{W} \cdot \bar{w}) - U}{(\bar{W} \cdot \bar{v})} \tan \phi \quad (3.8)$$

When the magnitude of the porewater force U is given by KW , Eq. (3.8)

reduces to

$$F.S. = \frac{(-Wv_y - KW)}{-Wv_z} \tan \phi$$

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \gamma} + K \frac{\tan \phi}{v_z} = \frac{\tan \phi}{\tan \gamma} - K \frac{\tan \phi}{\sin \gamma} \quad (3.9)$$

where γ is the dip of the potential failure plane and $v_z = -\sin \gamma$.

The case may also be considered where sliding can take place on one joint or bedding plane as shown in Fig. 3.2(a) or 3.2(b). In the general case the potential sliding wedge can be acted on by its weight \bar{W} , the porewater force \bar{U} acting on the plane of sliding, and an external force \bar{Q} which may be applied by a structure, such as a dam. In many cases where we are concerned with large slopes, however, the weight \bar{W} will be large compared with \bar{Q} . In the analysis of sliding on one plane with the forces \bar{W} , \bar{U} and \bar{Q} acting on the wedge, the forces are added vectorially into a resultant \bar{R} which is given by

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{Q} \quad (3.10)$$


The resisting reaction in plane a b c as shown in Fig. 3.3 is \bar{R}' and is equal and opposite to \bar{R} . Thus the direction of sliding is in the direction of the projection of \bar{R} on plane a b c and not necessarily in the direction of the dip. The angle of friction mobilized, ϕ' , by the force \bar{R} is given by Eq. 2.20 for sliding on one plane as

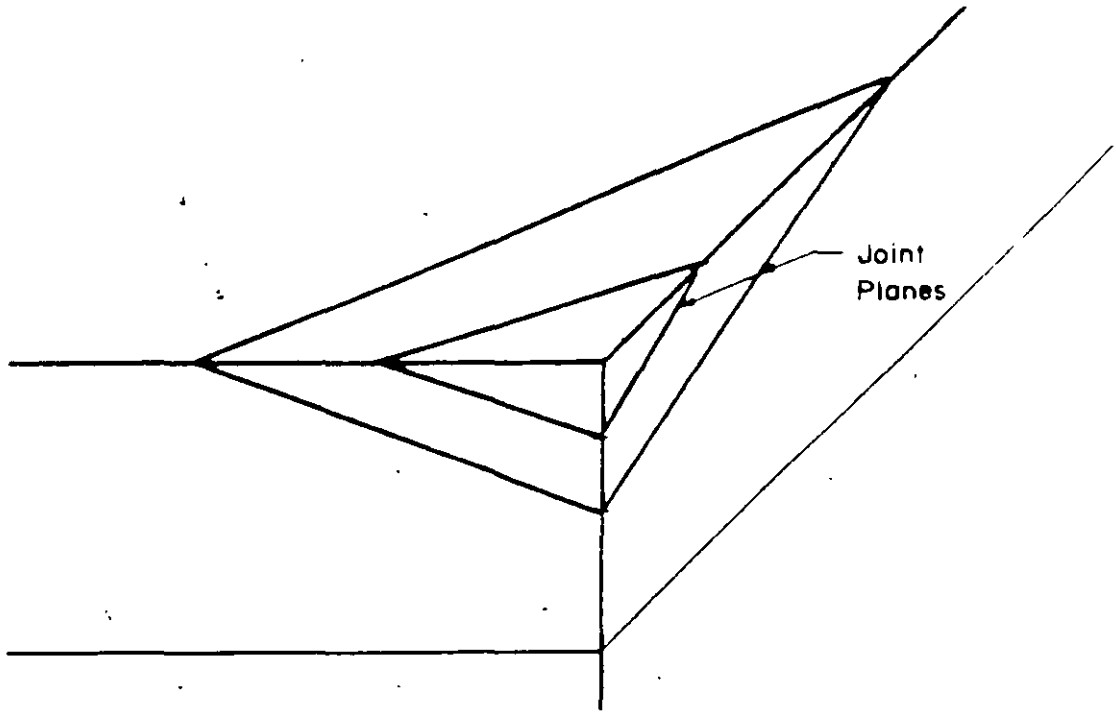
$$\tan \phi' = \frac{[(R_{yz} - R_{zy})^2 + (R_{zx} - R_{xz})^2 + (R_{xy} - R_{yx})^2]^{1/2}}{R_{xx} + R_{yy} + R_{zz}} \quad (3.11)$$

Thus the factor of safety for this case is given by

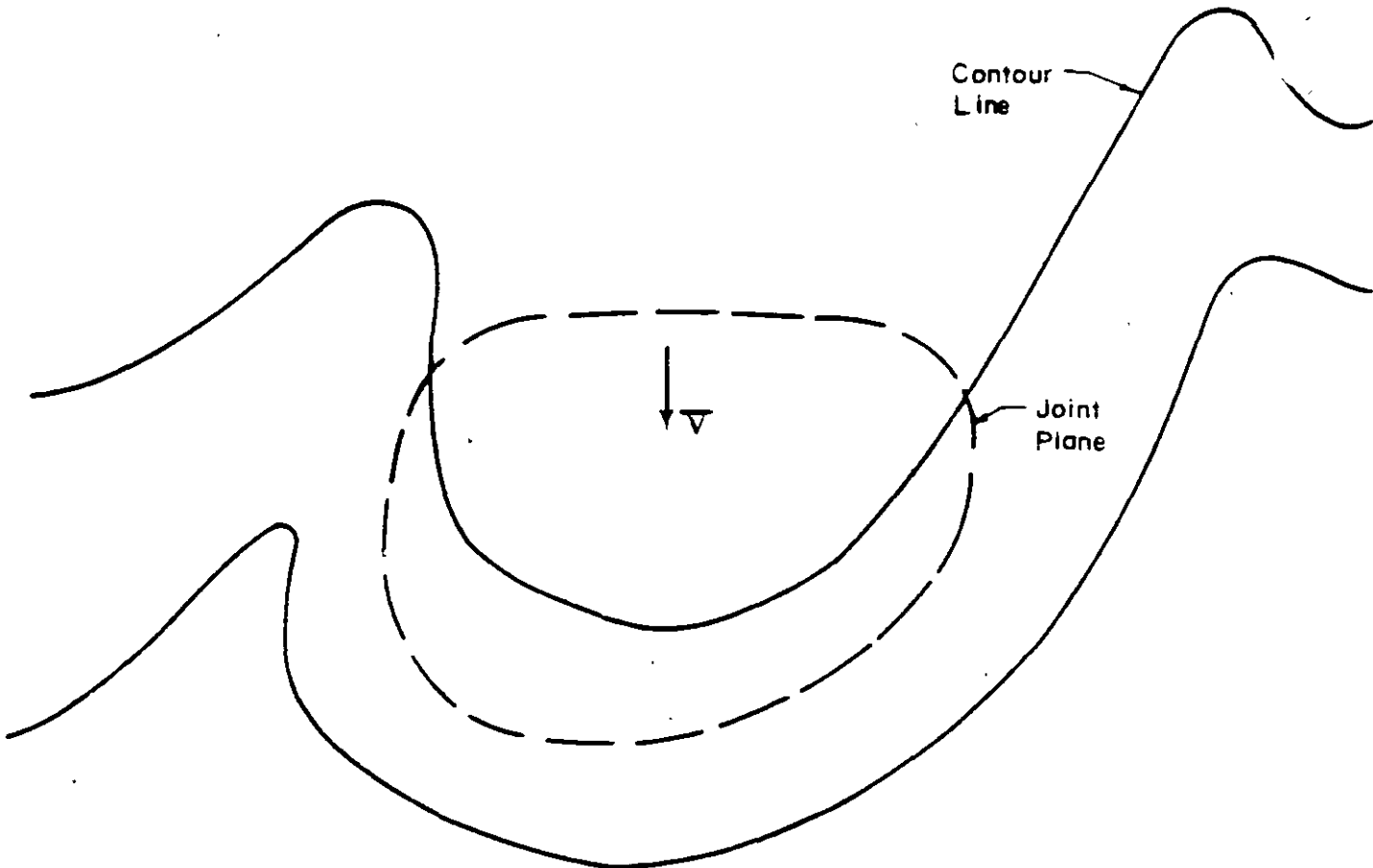
$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \phi'} \quad (3.12)$$

3.2.2 Calculation of Dynamic Resistance

It should also be noted that Wittke (1965) has treated an earthquake loading as an equivalent static load applied in a horizontal plane and parallel to the projection of the unit vector  in a direction of the dip,



(a) Cutslope



(b) Natural Slope — Bedding Planes Dipping Toward Valley — Sliding Block Isolated from Mass by Gully on Each Side

FIG. 3.2 SLIDING ON ONE PLANE — STRIKE OF PLANE NOT PARALLEL TO STRIKE OF SLOPE FACE

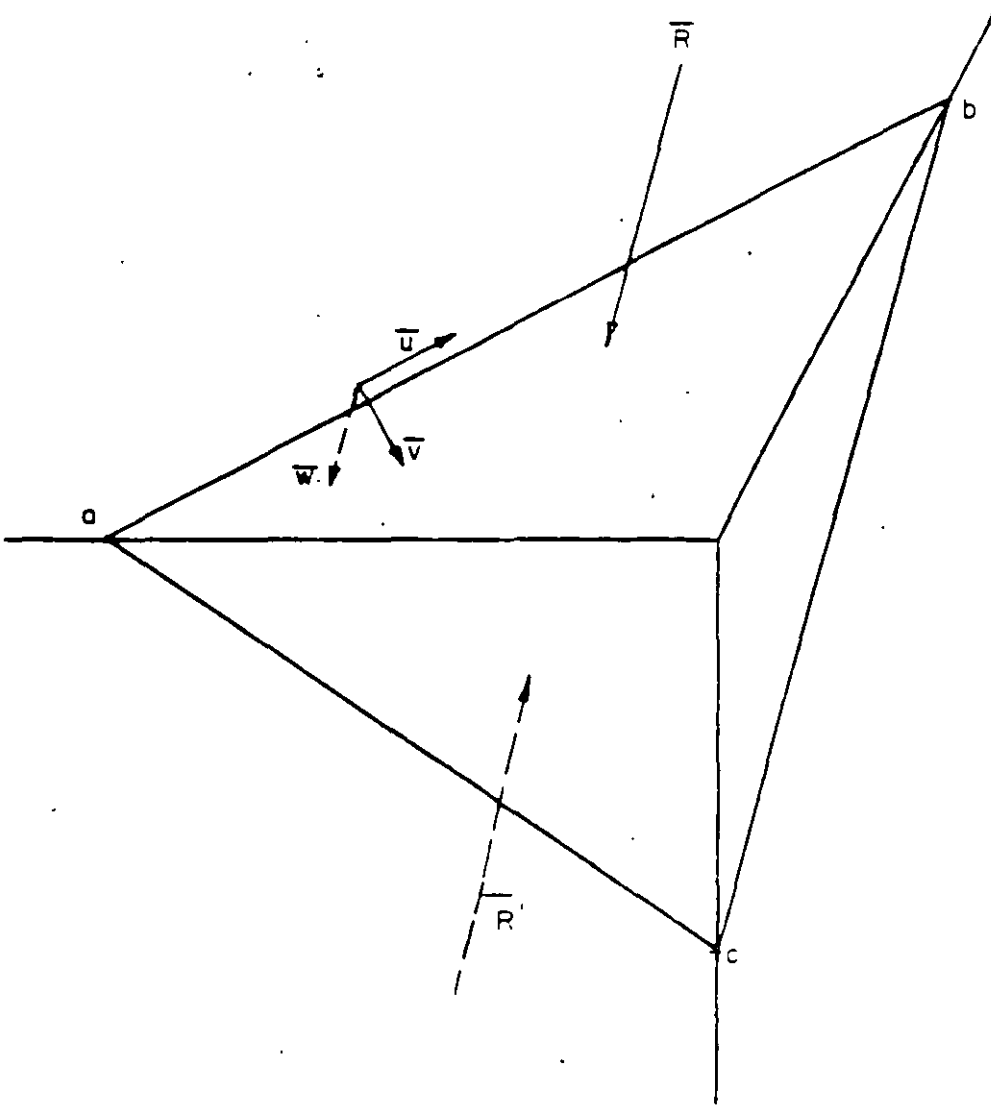


FIG. 3.3 SLIDING ON ONE PLANE

\bar{v} , in a horizontal plane. Thus, according to the analysis of Wittke (1965) for earthquake loading, the problem is simply analyzed as for the general case presented above where

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{Q} + \bar{H}$$

where

$$\bar{H} = \bar{i} \frac{v_x}{(\bar{v}_x^2 + \bar{v}_y^2)^{\frac{1}{2}}} \frac{1}{2} k_1 W + \bar{j} \frac{v_y}{(\bar{v}_x^2 + \bar{v}_y^2)^{\frac{1}{2}}} \frac{1}{2} k_1 W$$

The seismic coefficient k_1 is taken between 0 and 0.2 depending on the intensity of the earthquake motion expected, and the force \bar{H} is in a horizontal plane and parallel to the projection of the unit vector in a direction of the dip, \bar{v} , in a horizontal plane. The factor of safety is as given by Eq. 3.12. This approach, however, is not recommended by the authors since it is considered as being an unduly conservative approach earthquake stability. The approach proposed in this report for assessing the dynamic stability of rock slopes will essentially follow the concepts proposed by Newmark (1965), which are presented in Chapter 5. In order to use the Newmark method of analysis, however, it is necessary to establish the resistance available to resist dynamic loads. This dynamic resistance is the resistance which is available in addition to the resistance required for static stability. The dynamic resistance is denoted by $\bar{N}W$ where \bar{W} is the weight of the potential sliding block and N is a coefficient to be determined in the following manner. The force $\bar{N}W$ is that force applied to the potential sliding block which is necessary to just make the block slide (i.e. F.S. = 1). Depending on the direction in which $\bar{N}W$ is applied, its magnitude will vary. The magnitude of $\bar{N}W$ appropriate for design or analysis is the magnitude of $\bar{N}W$ applied in such a direction as to make \bar{N} .

a minimum. For a potential failure of a block sliding on one plane as shown in Fig. 3.4(a), \overline{NW} should be applied in a direction θ to the horizontal which will give the minimum value of \overline{NW} to just cause the block to slide. The direction and magnitude of the minimum value of \overline{NW} can be determined as shown in Fig. 3.4(b). The direction and magnitude of the weight \bar{W} is known and the direction of a resultant \bar{R} is known and is inclined at ϕ to the normal of the plane of sliding when sliding begins to take place. Then the magnitude of the vector \overline{NW} is minimum when it joins the tip of the weight vector \bar{W} in a direction which makes an angle of 90° with the resultant \bar{R} . Thus from geometry, the minimum magnitude of \overline{NW} is given by

$$NW = W \sin (\phi - \gamma)$$

or

$$N = \sin (\phi - \gamma) \quad (3.13)$$

where ϕ is the angle of shearing resistance and γ is the dip. Thus the minimum value of N occurs when \overline{NW} is in the same direction of the horizontal projection of the dip but is inclined upward from the horizontal at an angle of $\theta = (\phi - \gamma)$ and N has a magnitude of $\sin (\phi - \gamma)$ for the case of sliding on one plane. Using this minimum value of \overline{NW} as the dynamic resistance is a conservative estimate because it is assumed that the earthquake motions are in the most unfavorable orientation for the slope being investigated.

3.3 Example Problems of Sliding on One Plane by Vector Analysis

Slope stability calculations by vector analysis are performed in this section for several cases involving sliding on one plane. In some of these cases the same answer could be arrived at quickly by means of

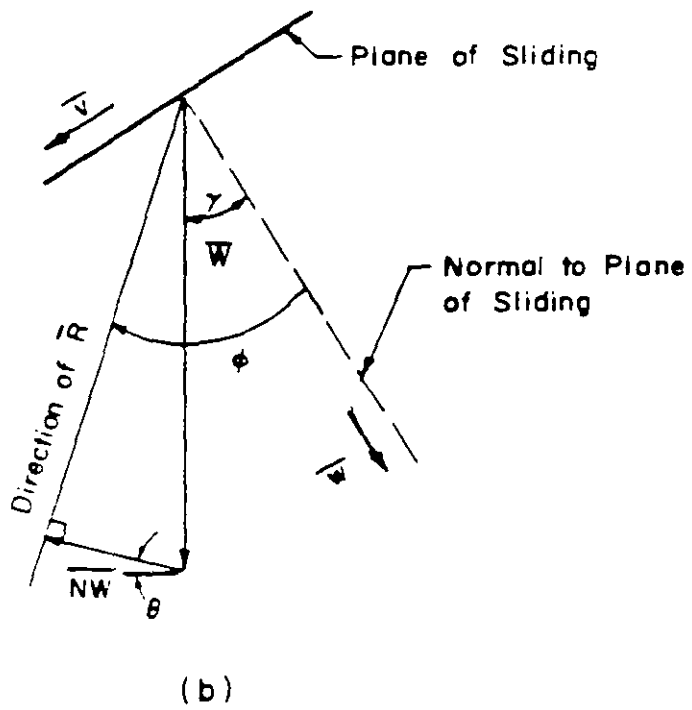
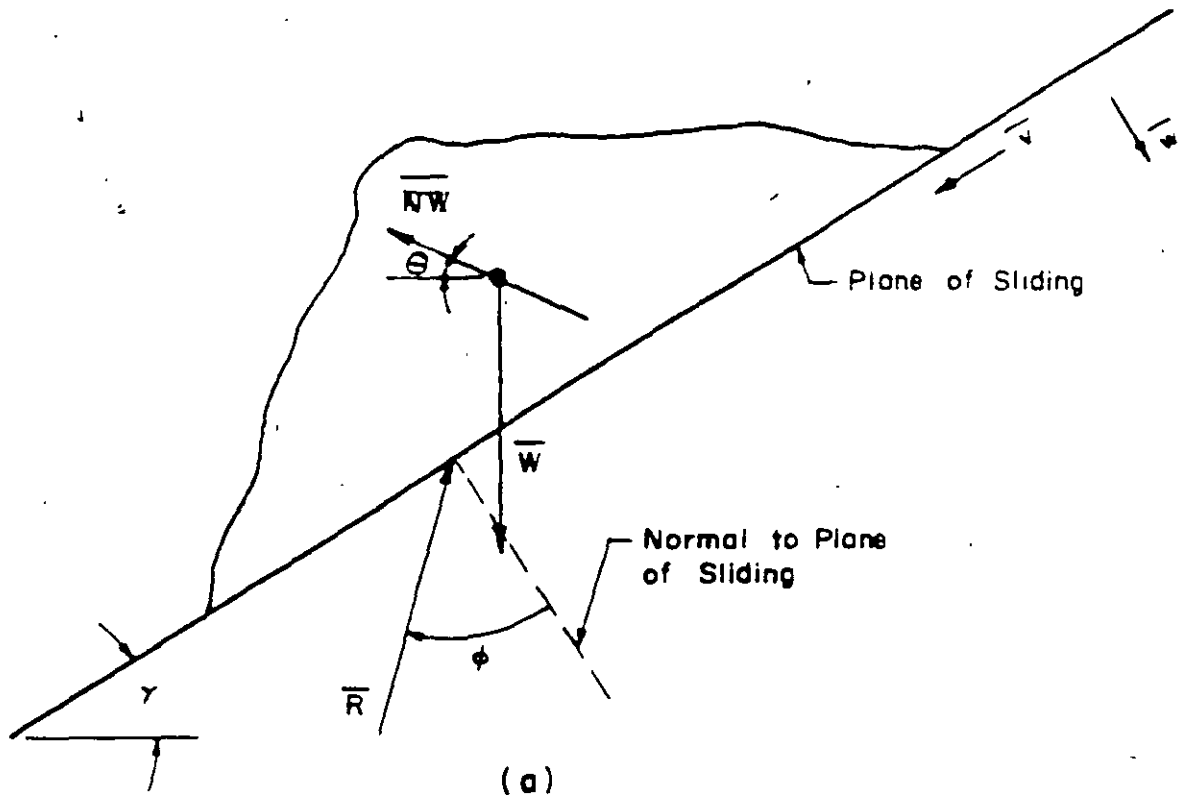


FIG. 3.4 FAILURE OF A BLOCK SLIDING ON ONE PLAN

conventional analysis, in others it would be more difficult to do by conventional means.

For example, consider a wedge of rock sliding on a plane which strikes East-West and dips 30° South and which has a friction angle of 40° . Consider the positive x direction to be East, the positive y direction to be North and the positive z direction to be upwards. The unit vector in the direction of the strike is given by

$$\bar{u} = (1, 0, 0)$$

The unit vector in the dip direction is given by

$$\bar{v} = (0, -0.866, -0.500)$$

and the unit vector normal to the plane is

$$\bar{w} = \bar{u} \times \bar{v} = (0, 0.500, -0.866)$$

and \bar{w} is directed downward normal to the plane.

Case I

First consider the factor of safety of the block acted on by its own weight only. In this case the resultant force \bar{R} acting on the block is equal to the weight \bar{W} given by

$$\bar{R} = \bar{W} = (0, 0, -W)$$

The magnitude of the component of \bar{R} normal to the plane is given by

$$N = \bar{R} \cdot \bar{w} = 0.866 W$$

then $\bar{N} = 0.866 W \bar{w} = (0, 0.433W, -0.750W)$

the tangential component of \bar{R} on the plane of sliding is

$$\bar{T} = \bar{R} - \bar{N} = (0, -0.433W, -0.25W)$$

the magnitude of \bar{T} is given by

$$T = W [(-0.433)^2 + (-0.25)^2]^{1/2} = 0.50W$$

$$\text{then F.S.} = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{0.866W \tan 40^\circ}{0.50W} = 1.455$$

Check: By Eq. 3.7

$$\text{F.S.} = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 30^\circ} = 1.455$$

Case II

Consider now that a force \bar{A} acts on the wedge in addition to the weight of the wedge \bar{W} . The force \bar{A} acts parallel to the strike (East) and has a magnitude of $0.20W$.

$$\text{Thus} \quad \bar{R} = \bar{A} + \bar{W} = (0.20W, 0, -W)$$

$$\text{and} \quad N = \bar{R} \cdot \bar{w} = 0.866W$$

$$\text{and} \quad \bar{N} = N\bar{w} = (0, 0.433W, -0.75W)$$

The component of \bar{R} tangential to the plane is

$$\bar{T} = \bar{R} - \bar{N} = (0.200W, -0.433W, -0.250W) \text{ and } T = 0.540W.$$

$$\therefore \text{F.S.} = \frac{N \tan \phi}{T} = \frac{0.866W \tan 40^\circ}{0.54W} = 1.35$$

Note that in this case sliding does not take place down the dip but in the direction of the vector \bar{T} .

Case III

Consider now that the wedge is acted on by its own weight and a force \bar{A} having a magnitude of $0.20W$ and acting in a direction parallel to the unit vector in the direction of the dip. In this case the normal component is still given by $N = \bar{W} \cdot \bar{w} = 0.866W$ as given in Case I. The magnitude of the driving tangential force \bar{T} is the sum of the magnitudes of \bar{A} and the tangential component of the weight on the plane. The factor of safety is therefore given by

$$F.S. = \frac{0.866W \tan 40^\circ}{0.50W + 0.20W} = 1.05$$

Case IV

Now consider that the plane under the wedge of weight \bar{W} as in Case I is acted upon by a porewater force, \bar{U} , which increases until the factor of safety decreases from 1.455 to 1.0. The porewater force does not change the driving force \bar{T} . Therefore, as in Case I,

$$T = 0.50W$$

The magnitude of the normal force N as given in Case I is reduced by the magnitude of the porewater force, U . That is

$$N = 0.866W - U$$

$$\text{and } F.S. = 1.0 = \frac{0.866W - U}{0.50W} \tan 40^\circ$$

and solving for U

$$U = 0.271W$$

Check: By Eq. 3.9

$$F.S. = 1.0 = \frac{\tan \phi}{\tan \gamma} - \frac{K \tan \phi}{\sin \gamma} = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 30^\circ} - K \frac{\tan 40^\circ}{\sin 30^\circ}$$

Solving $K = 0.271$

$$\therefore U = 0.271W$$

Case V

Consider the same wedge to be acted on by its own weight \bar{W} , a porewater force \bar{U} of magnitude $0.44W$ acting normal to and on the plane of sliding, and a force \bar{A} having a magnitude $A = 0.60W$ and acting in a direction $S 45^\circ W$ at a dip of 10° . Then

$$\bar{W} = (0, 0, -W)$$

$$\bar{U} = 0.44W(-\bar{w}) = (0, -0.22W, 0.371W)$$

The unit vector, \bar{a} , in the direction of force \bar{A} is given by Eq. 2.14 with $\gamma = 170^\circ$ and $\beta = 135^\circ$, thus,

$$\bar{a} = [-\cos 10^\circ \sin 45^\circ, -(-\cos 10^\circ)(-\cos 45^\circ), -\sin 10^\circ]$$

$$\bar{a} = (-0.696, -0.696, -0.174)$$

Thus

$$\bar{A} = A\bar{a} = (-0.418W, -0.418W, -0.105W)$$

and

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{A} = (-0.418W, -0.638W, -0.734W)$$

The magnitude of the component of R normal to the plane of sliding is given by

$$N = R \cdot w = 0.316W$$

$$\bar{N} = N\bar{w} = (0, 0.158W, -0.274W)$$

The component of \bar{R} tangential to the plane of sliding is

$$\bar{T} = \bar{R} - \bar{N} = (-0.418W, -0.796W, -0.460W)$$

$$T = 1.009W$$

$$F.S. = \frac{N \tan 40^\circ}{T} = \frac{0.316W \tan 40^\circ}{1.009W}$$

$$= 0.262$$

Case VI

Consider the slope acted on by only its own weight as in Case I.

It is desired to calculate the magnitude of the minimum dynamic resistance \bar{N} .

This is simply given by Eq. 3.13 as

$$NW = W \sin (\phi - \gamma) = W \sin 10^\circ$$

or

$$N = \sin 10^\circ = 0.174$$

3.4 Stability Calculations by Vector Analysis for Slopes Containing Two Sets of Joint Planes.

3.4.1 Calculation of Factor of Safety for Static Loads

3.4.1.1 Description of Geometry and Loads

The general case of two systems of joint planes is as shown in Fig. 3.5 where planes 1 and 2 denote the joint planes, planes 3 and 4 denote the planes defining the faces of the slope, γ_1 and γ_2 denote the dip angles of planes 1 and 2, β_1 and β_2 denote the strike angles of planes 1 and 2 measured counterclockwise from the positive x direction and α and δ denote the inclination of planes 3 and 4 with the horizontal. The unit vectors in the direction of the strike planes 1 and 2 are given by Eq. 2.13:

$$\bar{u}_1 = (\cos \beta_1, \sin \beta_1, 0) \quad \bar{u}_2 = (\cos \beta_2, \sin \beta_2, 0)$$

and the unit vectors in the direction of the dip for planes 1 and 2 are given by Eq. 2.14:

$$\bar{v}_1 = (\cos \gamma_1 \sin \beta_1, -\cos \gamma_1 \cos \beta_1, -\sin \gamma_1)$$

$$\bar{v}_2 = (\cos \gamma_2 \sin \beta_2, -\cos \gamma_2 \cos \beta_2, -\sin \gamma_2)$$

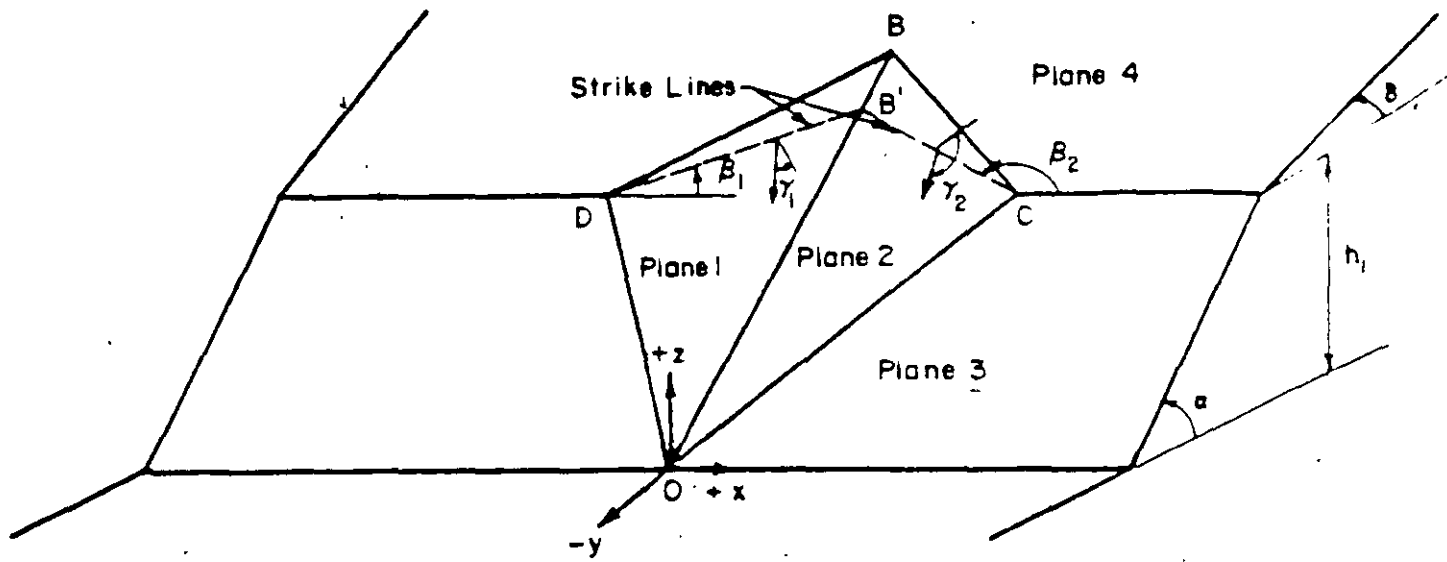
The unit vectors normal to each plane are given by

$$\bar{w}_1 = \bar{u}_1 \times \bar{v}_1$$

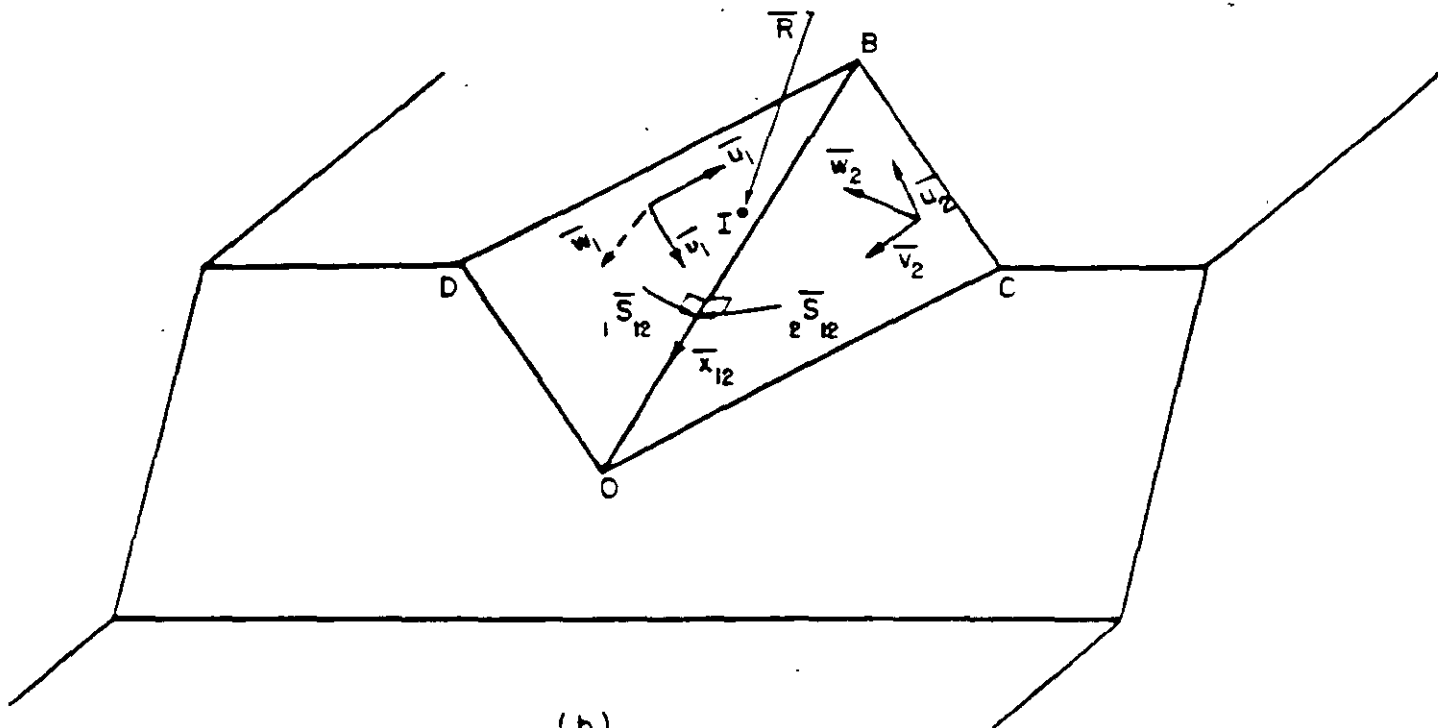
and

$$\bar{w}_2 = \bar{u}_2 \times \bar{v}_2$$

Note on Fig. 3.5 that \bar{w}_1 is directed downward into plane 1 and \bar{w}_2 is directed outward from plane 2 when the normals are defined in this manner. Also note that the plane designated as plane 1 is the one with the lowest value of β . In the case where the strikes of two planes are the same the plane designated as plane 1 is the one with the smallest value of γ . This convention is necessary to maintain the proper sign convention for the following vector operations.



(a)



(b)

FIG. 3.5 STABILITY OF A WEDGE BOUNDED BY TWO JOINT PLANES

The loading of the slope consists of (1) dead load \bar{W} acting at the center of gravity of the mass considered, (2) live load \bar{Q} applied at any point, (3) porewater forces \bar{U}_1 and \bar{U}_2 acting on planes 1 and 2 respectively and (4) dynamic loads induced by ground motions from earthquakes or nuclear detonations. The resultant \bar{R} of the loads in any given case can be determined, and let the point of application of the resultant be at point I.

3.4.1.2 Determination of the Mode of Sliding Failure

For the case of a tetrahedron bounded by two base planes which may be intersecting joint sets, failure may occur by sliding along the line of intersection of the two planes or by sliding on either one of the two planes.

The first step in determining the mode of failure is to check if the disturbing forces tend to lift the tetrahedron from either or both of the supporting planes. Thus considering the rock wedge OBCD (Fig. 3.5), the resultant force \bar{R} tends to break the contact between the tetrahedron and planes 1 and 2 respectively if

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 < 0 \tag{3.14}$$

and
$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 > 0$$

If Eqs. 3.14 show that the resultant force \bar{R} tends to lift the tetrahedron off of both supports, then equilibrium is not possible unless the joints can take tension or rock bolts are added to take the computed tension. Normally this will not happen for large slopes acted on by their own weight and porepressures, but could occur for small tetrahedrons near the surface of steep or overhanging slopes. If Eqs. 3.14 show that lifting occurs off of one of the supporting planes then we can definitely say that sliding cannot occur on that plane.

If Eqs. 3.14 show that lifting off of the wedge from the supporting planes does not occur, i.e.

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0 \quad (3.14a)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 < 0$$

then we must make further kinematic tests to see whether sliding takes place on plane 1 only or plane 2 only or along the line of intersection of planes 1 and 2.

In order to evaluate the mode of sliding it is necessary to define two new vectors ${}_1\bar{S}_{12}$ and ${}_2\bar{S}_{12}$ which are given by

$${}_1\bar{S}_{12} = \bar{x}_{12} \times \bar{w}_1 \quad (3.15)$$

$${}_2\bar{S}_{12} = \bar{x}_{12} \times \bar{w}_2$$

and are as shown in Fig. 3.5(b). The vector ${}_1\bar{S}_{12}$ is in plane 1 perpendicular to the line of intersection \bar{x}_{12} and the vector ${}_2\bar{S}_{12}$ is in plane 2 perpendicular to the line of intersection \bar{x}_{12} .

If sliding is to occur along the line of intersection \bar{x}_{12} , then Eqs. 3.16, 3.17 and 3.18 must be satisfied simultaneously.

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} > 0 \quad \checkmark \quad (3.16)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} > 0 \quad \checkmark \quad (3.17)$$

$$\epsilon_x < \alpha \quad \text{if } 0 < \alpha < \pi \quad \text{and } \epsilon_x < \delta \quad \text{if } \alpha = \pi, \quad \checkmark \quad (3.18)$$

where

$$\epsilon_x = \tan^{-1} \left(\frac{x_{12z}}{x_{12y}} \right) \quad (3.19)$$

and x_{12y}, x_{12z} = y and z components of vector \bar{x}_{12}
 The vector \bar{x}_{12} along the line of intersection is defined in Chapter 2 and is given by Eq. 2.16 as

$$\bar{x}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{w}_1$$

If sliding is to occur on plane 1 only, then both the following equations must be satisfied:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0 \quad (3.20)$$

and
$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{s}_{12} < 0 \quad (3.21)$$

Similarly if sliding is to occur on plane 2 only, then Eqs. 3.22 and 3.23 must be satisfied.

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 < 0 \quad (3.22)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{s}_{12} < 0 \quad (3.23)$$

The physical interpretation of Eqs. 3.16 - 3.23 may be made as follows.

Eq. 3.16 is satisfied only if the resultant force \bar{R} has a component which tends to push the wedge on plane 1 toward the line of intersection \bar{x}_{12} . Similarly Eq. 3.17 is satisfied only if the resultant force \bar{R} has a component pushing the wedge on plane 2 toward the line of intersection \bar{x}_{12} . Thus Eqs. 3.16 and 3.17 ensure that the resultant force \bar{R} wedges the tetrahedron between the two plane so that sliding can only take place on both the planes along the line of intersection. In order for sliding along the line of intersection to be kinematically possible, it should also be ensured that the line of intersection does not plunge into the rock slope and this check is provided by Eq. 3.18. Thus when all the three kinematic conditions specified by Eqs. 3.16 through 3.18 are satisfied simultaneously sliding can occur along the line of intersection. The tendency to slide will be downhill if $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} > 0$ and uphill if $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} < 0$ (Fig. 3.5).

Eq. 3.21 indicates a component of \bar{R} on plane 1 tending to move the block away from plane 2 by sliding on plane 1 and Eq. 3.20 establishes the condition for contact on plane 1. Thus Eqs. 3.20 and 3.21 are suf-

efficient and necessary conditions for sliding to occur on plane 1. Similar Eqs. 3.22 and 3.23 specify the conditions for sliding on plane 2.

3.4.1.3 Calculation of the Factor of Safety for Sliding

If the kinematic tests discussed above show that sliding takes place on only plane 1 or on only plane 2, then the factor of safety can be computed from Eq. 3.4 for sliding on one plane. Thus for sliding on plane 1 the factor of safety may be computed as

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \phi_1}{T_1} = \frac{(\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \tan \phi_1}{T_1} \quad (3.24)$$

where

$$\bar{T}_1 = \bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{w}_1)\bar{w}_1 = T_{1x}\bar{i} + T_{1y}\bar{j} + T_{1z}\bar{k}$$

Thus Eq. 3.24 becomes

$$F.S. = \frac{(\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \tan \phi_1}{\left[T_{1x}^2 + T_{1y}^2 + T_{1z}^2 \right]^{1/2}} \quad (3.25)$$

which may be written as:

$$F.S. = \frac{\tan c_1 [R_x w_{1x} + R_y w_{1y} + R_z w_{1z}]}{\left[(R_y w_{1z} - R_z w_{1y})^2 + (R_z w_{1x} - R_x w_{1z})^2 + (R_x w_{1y} - R_y w_{1x})^2 \right]^{1/2}} \quad (3.26)$$

For sliding on plane 2 only, the factor of safety is given as

$$F.S. = \frac{N_2 \tan \phi_2}{T_2} = \frac{-(\bar{R} \cdot \bar{w}_2) \tan \phi_2}{T_2} \quad (3.27)$$

The minus sign appearing in Eq. 3.27 is due to the direction of the unit normal \bar{w}_2 as shown in Fig. 3.5.

Eq. 3.27 can be expanded to yield

$$F.S. = \frac{\tan c_2 [(-R_x w_{2x} - R_y w_{2y} - R_z w_{2z})]}{\left[(R_y w_{2z} - R_z w_{2y})^2 + (R_z w_{2x} - R_x w_{2z})^2 + (R_x w_{2y} - R_y w_{2x})^2 \right]^{1/2}} \quad (3.28)$$

If the kinematic tests of Eqs. 3.16, 3.17 and 3.18 are satisfied and sliding takes place on both planes 1 and 2 along the line of intersection \bar{x}_{12} , then the factor of safety may be computed in the following manner.

The first step is to compute the magnitude of the driving force, T_{12} , shown in Fig. 3.6, in the direction of sliding. This is simply given by

$$T_{12} = \frac{\bar{R} \cdot \bar{x}_{12}}{x_{12}} \quad (3.29)$$

where x_{12} represents the magnitude of the vector \bar{x}_{12} . The vector \bar{T}_{12} is in the same direction as \bar{x}_{12} and is given by

$$\bar{T}_{12} = \frac{T_{12} \bar{x}_{12}}{x_{12}} \quad (3.30)$$

It is convenient to define the vector \bar{N}_{12} , normal to the line of intersection which is given by

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12} \quad (3.31)$$

In order to evaluate the frictional resistances on planes 1 and 2, it is necessary to determine the components \bar{N}_1 and \bar{N}_2 of \bar{N}_{12} acting normal to planes 1 and 2 respectively. The relationship of the vectors \bar{R} , \bar{T}_{12} , \bar{N}_{12} , \bar{N}_1 and \bar{N}_2 are shown in Sections AA and BB of Fig. 3.6. From Fig. 3.6 it is obvious that

$$N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) = \bar{N}_{12} \quad (3.32)$$

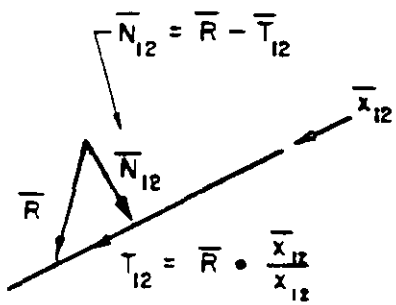
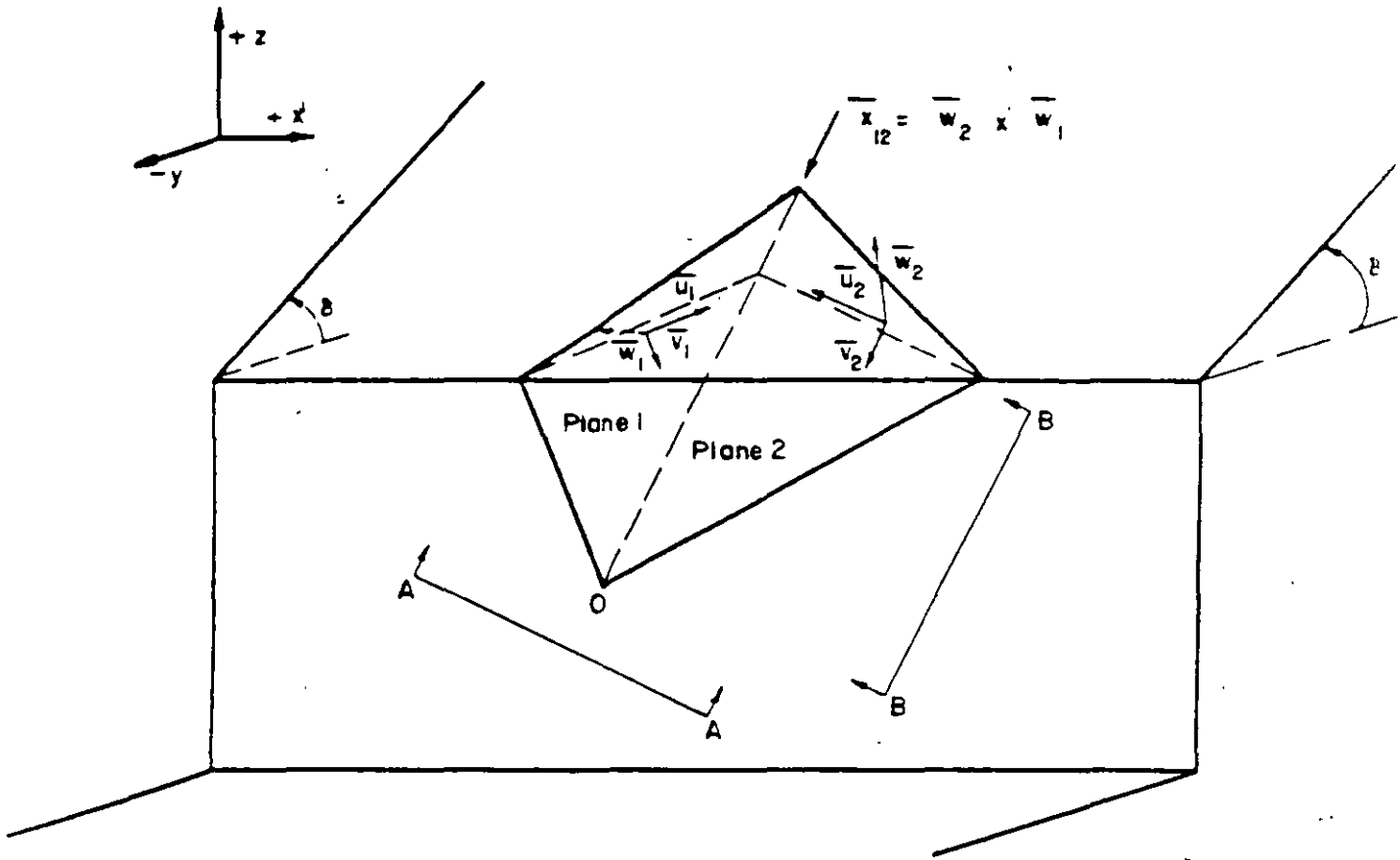
where N_1 and N_2 represent the magnitudes of the two component vectors \bar{N}_1 and \bar{N}_2 respectively.

Thus

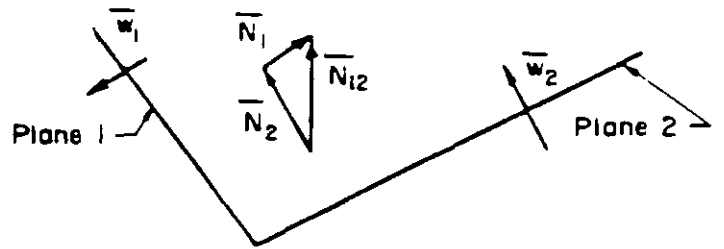
$$N_1 w_{1x} - N_2 w_{2x} = N_{12x} \quad (3.33)$$

$$N_1 w_{1y} - N_2 w_{2y} = N_{12y} \quad (3.34)$$

$$N_1 w_{1z} - N_2 w_{2z} = N_{12z} \quad (3.35)$$



Section B-B



Section A-A

FIG. 3.6 SLIDING ON TWO PLANES

Any two of Eqs. 3.33, 3.34, and 3.35 can be used to determine N_1 and N_2 and the third equation can be used to check the numerical values of N_1 and N_2 . After N_1 and N_2 are obtained the factor of safety for sliding on both planes may be determined from the equation

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}} \quad (3.36)$$

3.4.1.4 Calculation of Static Factor of Safety for Rotations

In addition to the previously investigated sliding movements which endanger stability, the rock wedge OBCD may rotate about the support edges, OC or OD, or about the axes at point O perpendicular to planes 1 and 2, when the resultant load exerts an overturning moment about these axes (Fig. 3.7). Even though all the above modes of failure by rotation are conceivable, under normal conditions the most probable axes of rotation are \bar{d}_{10} and \bar{d}_{20} (Fig. 3.7) and therefore consideration is given only to rotations about these two axes in this section. The treatment of rotation about \overline{OC} , \overline{OD} , \bar{d}_{1B} or \bar{d}_{2B} is similar and is not developed in this report. The axes of rotation \bar{d}_{10} and \bar{d}_{20} pass through O and are perpendicular to planes 1 and 2 respectively. In a rotation, say about the \bar{d}_{10} axis, all points of the wedge in the region of the area ODB move tangential to plane 1 while the surface OCB of the rock wedge separates from plane 2. The equations of the \bar{d}_{10} and \bar{d}_{20} axes are obtained as follows:

$$\bar{d}_{10} = -\bar{w}_1 \quad (3.37)$$

$$\bar{d}_{20} = -\bar{w}_2 \quad (3.38)$$

In the analysis for rotations, it is necessary to know the points of application of the various forces acting on the rock wedge OBCD so

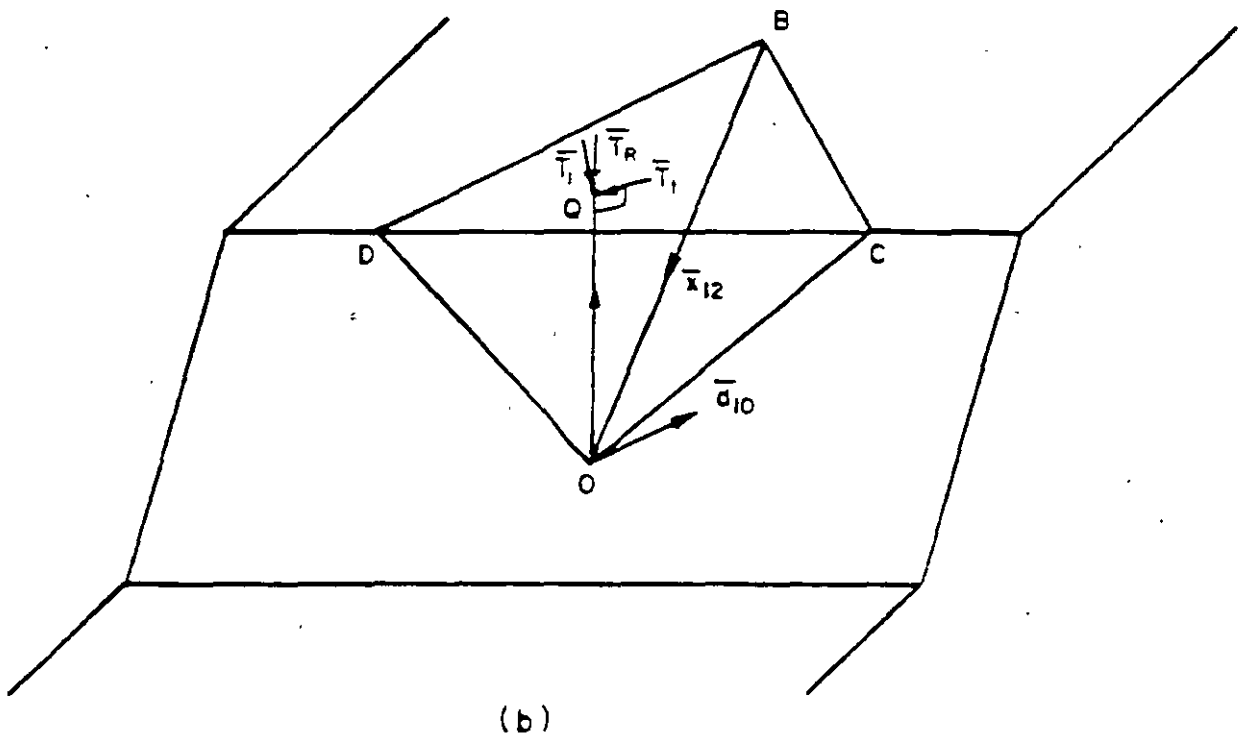
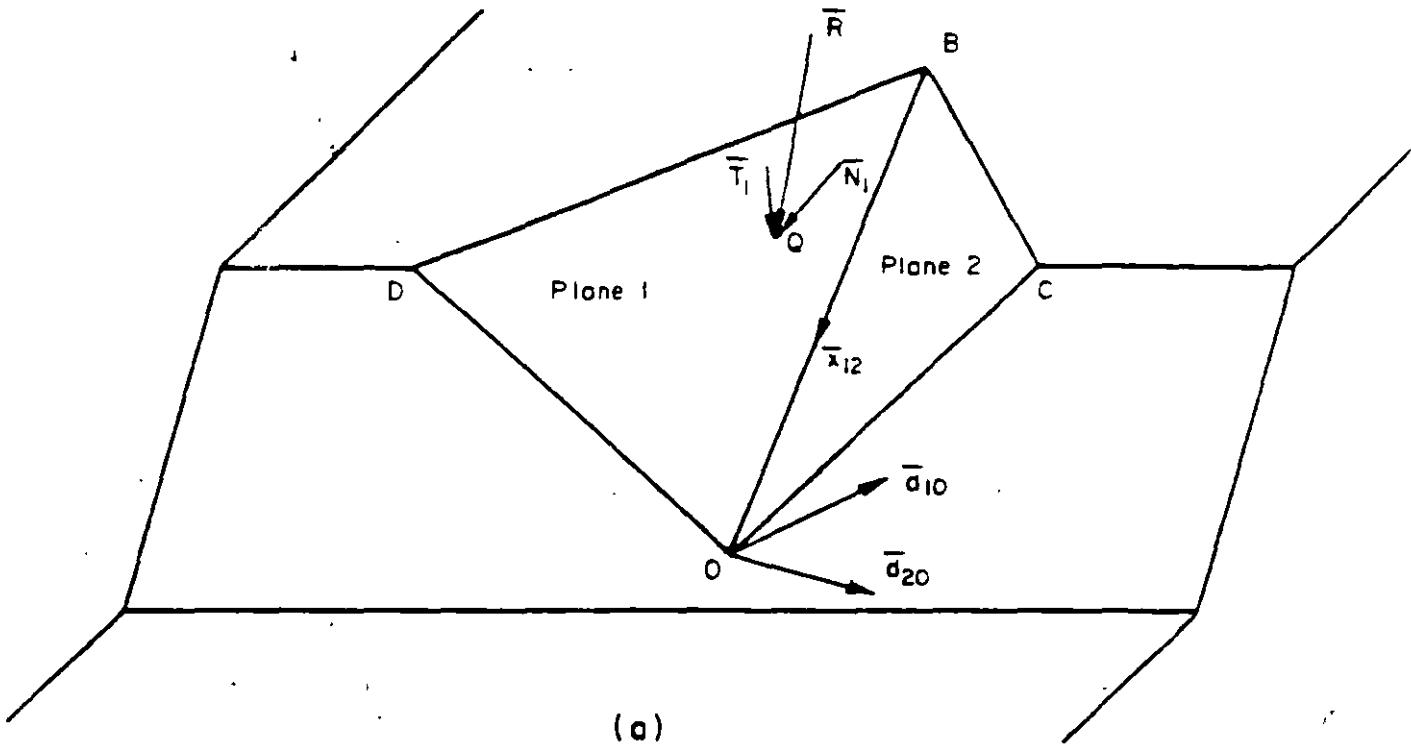


FIG. 3.7 ROTATIONAL STABILITY OF A WEDGE BOUNDED BY TWO JOINT PLANES

that the point of application I (Fig. 2.8) of the resultant force \bar{R} can be determined. The weight \bar{W} acts vertically downwards at the center of gravity S of the rock wedge as shown in Fig. 2.8. The vector \overline{OS} as shown in Fig. 2.8, can be obtained from geometrical considerations as

$$\overline{OS} = 1/4(\overline{OD} + \overline{OC} + \overline{OB}) \quad (3.39)$$

(also Eq. 2.34)

where the vectors \overline{OD} , \overline{OC} and \overline{OB} are given by the following equations:

$$\overline{OD} = \left(\frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_1} - \frac{h_1}{\tan \gamma_1 \sin \beta_1}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right) \quad (3.40)$$

$$\overline{OC} = \left(\frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_2} - \frac{h_1}{\tan \gamma_2 \sin \beta_2}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right) \quad (3.41)$$

$$\overline{OB} = \frac{\bar{x}_{12}}{x_{12z}} (h_1 + h_2) \quad (3.42)$$

$$h_2 = \frac{\tan \alpha - \tan \epsilon_x}{\tan \epsilon_x - \tan \delta} \cdot \frac{\tan \delta}{\tan \alpha} \cdot h_1 \quad (3.43)$$

where h_1 , h_2 , α , δ , γ_1 , β_1 , γ_2 , and β_2 are defined in Fig. 3.9.

The weight of the rock wedge can be determined from its volume V which is given by:

$$V = \frac{1}{6} |\overline{DB'} \times \overline{DC}| (h_1 + h_2) \quad (3.44)$$

(also Eq. 2.33)

where

$$\overline{DC} = \overline{OC} - \overline{OD} \quad (3.45)$$

$$\overline{DB'} = \overline{OB'} - \overline{OD} \quad (3.46)$$

$$\overline{OB'} = \frac{\bar{x}_{12}}{x_{12z}} h_1 \quad (3.47)$$

The point of application, I, of the resultant force \bar{R} is determined from the known magnitudes and lines of action of the component forces by using Eq. (2.27) and the principles of vector analysis as explained in Chapter 2.

For a rotation to be possible about the \bar{d}_{10} axis, the resultant force \bar{R} must have a positive scalar component of moment about the \bar{x}_{12} and \bar{d}_{10} axes as evaluated by Eq. (2.28); i.e.,

$$M_x = \text{moment of } \bar{R} \text{ about } \bar{x}_{12} = \bar{x}_{12} \cdot (\overline{OI} \times \bar{R}) > 0 \quad (3.48)$$

and
$$M_{d10} = \text{moment of } \bar{R} \text{ about } \bar{d}_{10} = \bar{d}_{10} \cdot (\overline{OI} \times \bar{R}) > 0 \quad (3.49)$$

Similarly the moments of \bar{R} about the \bar{x}_{12} and \bar{d}_{20} axes have to satisfy Eqs. (3.50) and (3.51) if a rotation is to occur about the \bar{d}_{20} axis.

$$M_x = \bar{x}_{12} \cdot (\overline{OI} \times \bar{R}) < 0 \quad (3.50)$$

and
$$M_{d20} = \bar{d}_{20} \cdot (\overline{OI} \times \bar{R}) > 0 \quad (3.51)$$

In addition a few kinematic tests must also be satisfied and these tests are dependent on the magnitude of the angles η , k_{10} and k_{20} which are defined as follows:

$$\begin{aligned} \eta &= \text{wedge angle between planes 1 and 2} \\ &= \cos^{-1} (\bar{w}_1 \cdot \bar{w}_2) \quad 0 < \eta < \pi \end{aligned} \quad (3.52)$$

$$k_{10} = \text{DOB} = \cos^{-1} \frac{\overline{OD} \cdot \overline{OE}}{(\overline{OD})(\overline{OE})} \quad 0 < k_{10} < \pi \quad (3.53)$$

$$k_{20} = \text{COB} = \cos^{-1} \frac{\overline{OC} \cdot \overline{OB}}{(\overline{OC})(\overline{OB})} \quad 0 < k_{20} < \pi \quad (3.54)$$

The range of angles η , k_{10} and k_{20} for which a rotation about the \bar{d}_{10} and \bar{d}_{20} axes is kinematically impossible, is given in Table 3.1.

The analyses for determining the static factor of safety for rotations about \bar{d}_{10} and \bar{d}_{20} axes are similar in principle and therefore the details of the analysis will be given only for the case of rotation about the \bar{d}_{10} axis.

The resultant \bar{R} is first resolved into components \bar{N}_1 and \bar{T}_1 at its point of intersection, Q, with plane 1, as shown in Fig. 3.7(a). Thus

Axis of Rotation: \bar{d}_{10}

η	k_{10}	k_{20}	Supplementary Condition
$0 < \eta < \pi$	$> \pi/2$	$> \pi/2$	-
$0 < \eta < \pi$	$< \pi/2$	$> \pi/2$	-
$< \pi/2$	$> \pi/2$	$< \pi/2$	$\frac{\tan k_{20}}{\tan(\pi - k_{10})} > \sec(\pi - \eta)$

Axis of Rotation: \bar{d}_{20}

η	k_{10}	k_{20}	Supplementary Condition
$0 < \eta < \pi$	$> \pi/2$	$> \pi/2$	-
$0 < \eta < \pi$	$> \pi/2$	$< \pi/2$	-
$< \pi/2$	$< \pi/2$	$> \pi/2$	$\frac{\tan k_{10}}{\tan(\pi - k_{20})} > \sec(\pi - \eta)$

Table 3.1 Range of Angles for which a rotation is kinematically impossible.

$$\bar{N}_1 = (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1 \quad (3.55)$$

and

$$\bar{T}_1 = \bar{R} - \bar{N}_1 \quad (3.56)$$

The component \bar{T}_1 tangential to plane 1 is now resolved into components \bar{T}_r and \bar{T}_t (Fig. 3.7(b)). The force \bar{T}_r has the direction of the vector \overline{OQ} and the force \bar{T}_t has the direction of the tangent to the rotation which Q executes in the case of a rotation about \bar{d}_{10} . The force \bar{T}_t is thus the only component of the loading which exerts an overturning moment about the \bar{d}_{10} axis. The resolution of force \bar{T}_1 into its components \bar{T}_r and \bar{T}_t is done as follows:

$$\bar{T}_1 = \bar{T}_r + \bar{T}_t = c_1(-\overline{OQ}) + c_2(\overline{OQ} \times \bar{w}_1) \quad (3.57)$$

In Eq. 3.57, $-\overline{OQ}$ and $\overline{OQ} \times \bar{w}_1$ are vectors in the direction of \bar{T}_r and \bar{T}_t . By equating the x, y and z components of \bar{T}_1 as given by Eqs. 3.56 and 3.57, the values of the two coefficients c_1 and c_2 may be determined. Eqs. 3.56 and 3.57 give three equations for the two unknowns c_1 and c_2 and therefore one of these equations can be used to check the calculations for c_1 and c_2 . With c_1 and c_2 known, \bar{T}_r and \bar{T}_t are obtained as follows:

$$\bar{T}_r = -c_1 \overline{OQ} \quad (3.58)$$

$$\bar{T}_t = c_2(\overline{OQ} \times \bar{w}_1) \quad (3.59)$$

The magnitude of the overturning moment M_{d10} can be obtained by the relation:

$$M_{d10} = T_t OQ \quad (3.60)$$

The magnitude of the restoring moment of the frictional force on plane 1 due to the normal component \bar{N}_1 is obtained as

$$M_{rd10} = N_1 \tan \phi_1 OQ \quad (3.61)$$

The factor of safety against rotation can now be obtained as the ratio of the restoring moment to the overturning moment

$$F.S. (\text{against rotation}) = \frac{N_1 \tan \phi_1 \cdot 00}{T_t \cdot 00} = N_1 \tan \phi_1 / T_t \quad (3.62)$$

The factor of safety against rotation about the \bar{d}_{20} axis can also be determined in a similar manner. Moments M_{d10} and M_{d20} are very often negative and in these cases only the sliding stability need be analyzed.

3.4.2 Calculation of Dynamic Resistance Against Sliding on Two Planes

The direction and magnitude of the minimum dynamic resistance \overline{NW} which is necessary to just make the potential block slide on the two base planes may be found by the following procedure.

A unit vector \bar{r}_1 is first defined in the direction of the resultant reaction \bar{R}_1 on plane 1 (Fig. 3.8). In the limiting state of equilibrium \bar{R}_1 is inclined at an angle ϕ_1 to the upward normal $-\bar{w}_1$ to plane 1 and tends to oppose the downward movement along the line of intersection \bar{x}_{12} . Therefore,

$$\bar{r}_1 = -\bar{w}_1 \cos \phi_1 - \bar{x}_{12} \sin \phi_1 / x_{12} \quad (3.63)$$

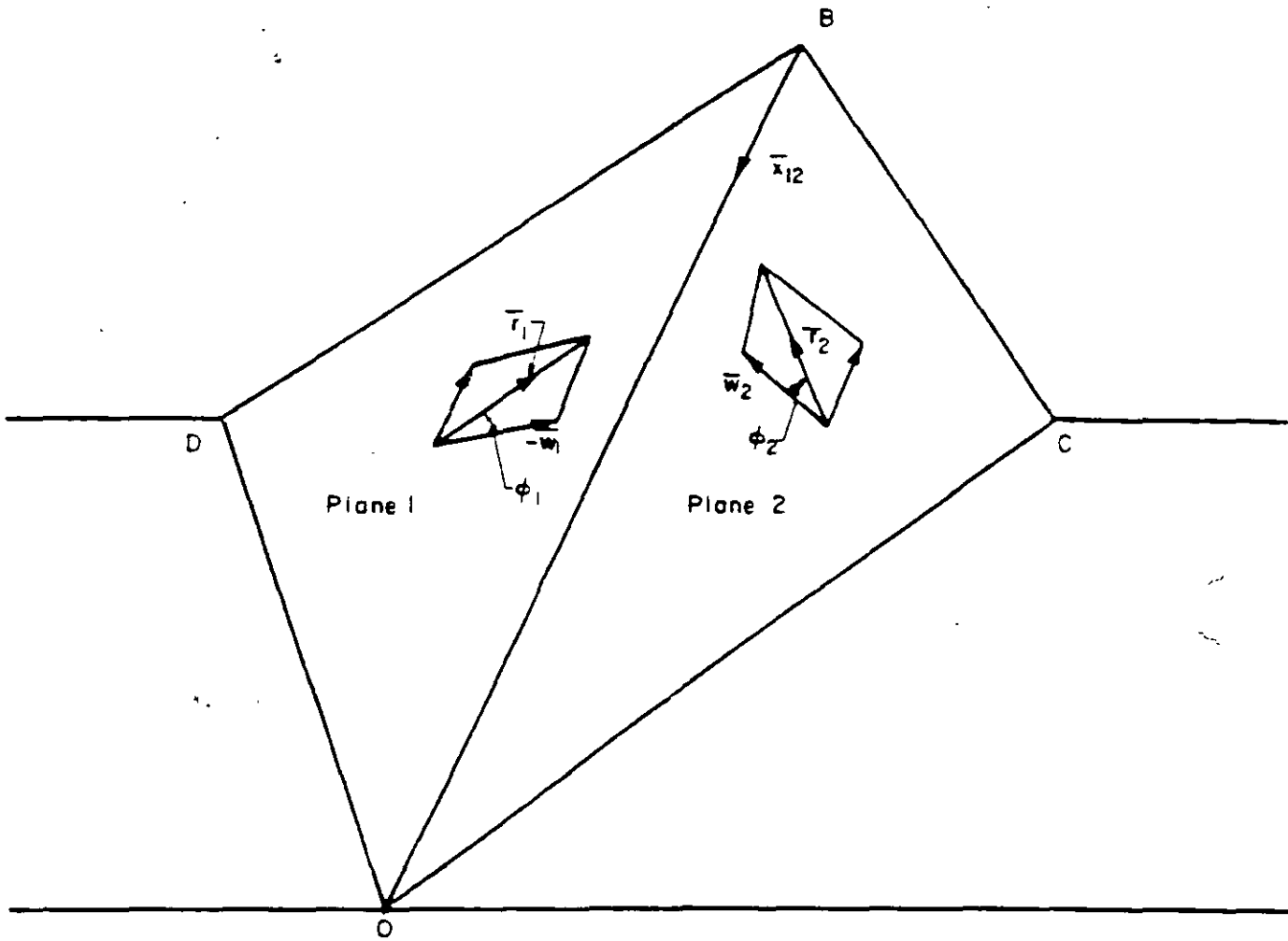
Similarly a unit vector \bar{r}_2 is defined in the direction of the resultant reaction \bar{R}_2 on plane 2. From Fig. 3.8 it can be seen that

$$\bar{r}_2 = \bar{w}_2 \cos \phi_2 - \bar{x}_{12} \sin \phi_2 / x_{12} \quad (3.64)$$

where ϕ_2 is the angle of friction on plane 2.

The magnitude of the dynamic resistance vector \overline{NW} will be a minimum when the vector \overline{NW} is normal to the plane containing \bar{R}_1 and \bar{R}_2 . Therefore a unit vector \bar{n} in the direction of \overline{NW} may be obtained by the equation:

$$\bar{n} = (\bar{r}_1 \times \bar{r}_2) / |\bar{r}_1 \times \bar{r}_2| \quad (3.65)$$



$$|\bar{r}_1| = 1$$

$$|\bar{r}_2| = 1$$

$$\bar{r}_1 = -\bar{w}_1 \cos \phi_1 - \frac{\bar{x}_{12}}{|\bar{x}_{12}|} \sin \phi_1$$

$$\bar{r}_2 = \bar{w}_2 \cos \phi_2 - \frac{\bar{x}_{12}}{|\bar{x}_{12}|} \sin \phi_2$$

FIG. 3.8 STABILITY OF A WEDGE BOUNDED BY TWO JOINT PLANES

where $|\vec{r}_1 \times \vec{r}_2|$ represents the magnitude of the vector $(\vec{r}_1 \times \vec{r}_2)$.

The magnitude of the minimum dynamic resistance, NW , may now be determined by the equation

$$NW = |\vec{R} \cdot \vec{n}| \quad (3.66)$$

where \vec{R} is the resultant of all static loads acting on the sliding rock wedge. From Eq. 3.66 it follows that

$$N = \frac{|\vec{R} \cdot \vec{n}|}{W} \quad (3.67)$$

3.4.3 Example Problems for Slopes with Two Intersecting Planes of Discontinuity Worked by Vector Analysis.

Problem 1

Determine the factor of safety of the rock wedge OBCD shown in Fig. 3.9. Also estimate the direction and magnitude of the minimum dynamic resistance \overline{NW} which is necessary to just make the potential block OBCD slide.

<u>Plane 1</u>	<u>Plane 2</u>
$\beta_1 = 36^\circ$	$\beta_2 = 94^\circ$
$\gamma_1 = 62^\circ$	$\gamma_2 = 121^\circ$
$\phi_1 = 20^\circ$	$\phi_2 = 40^\circ$
$\alpha = 70^\circ$	$\delta = 20^\circ$

Solution

Static Factor of safety against sliding

According to Eqs. 2.13, 2.14 and 2.15, for plane 1,

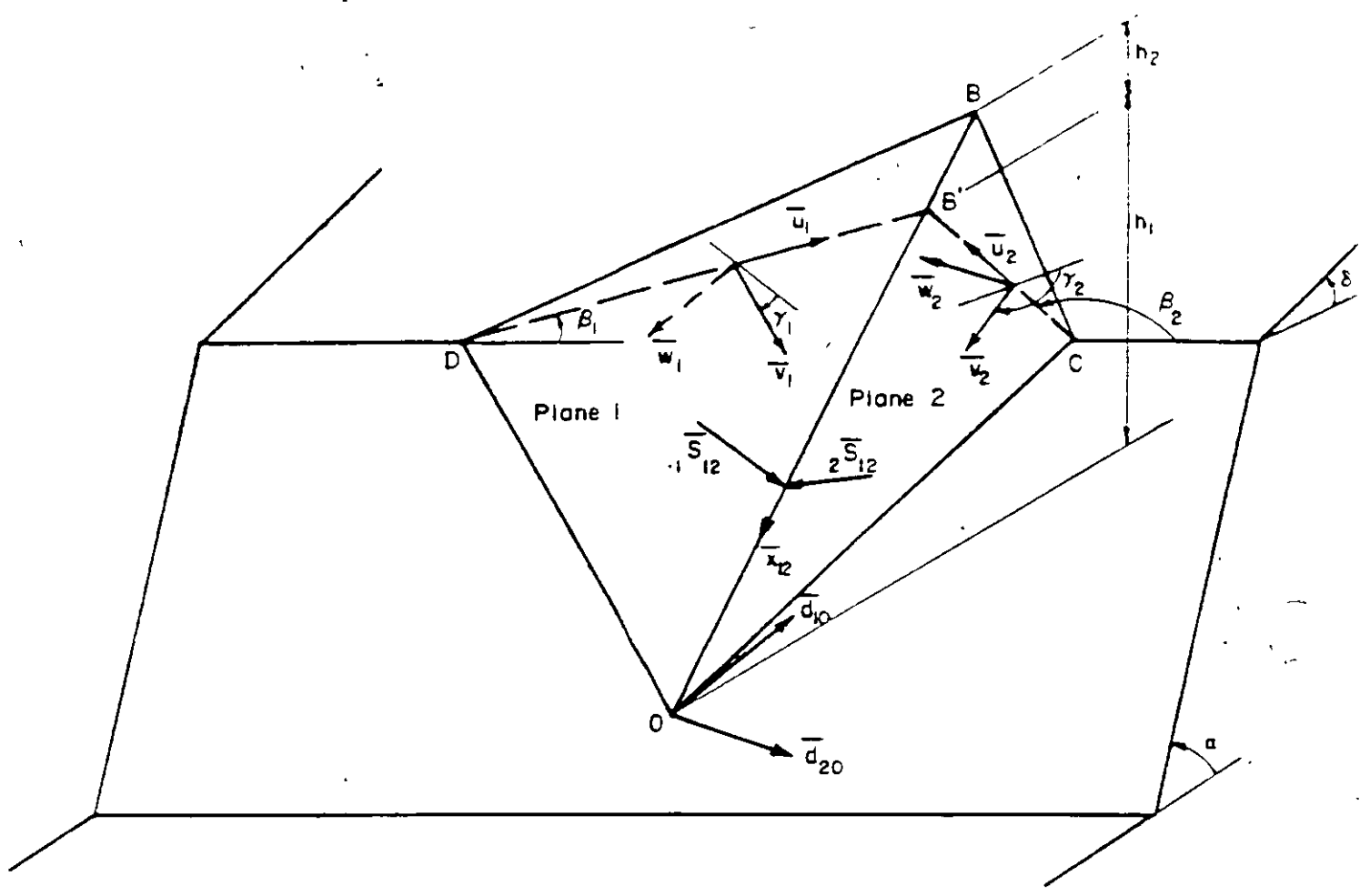


FIG. 3.9 STABILITY OF A ROCK WEDGE BOUNDED BY TWO JOINT PLANES

$$\bar{u}_1 = (0.809, 0.588, 0.000) \quad (2.13)$$

$$\bar{v}_1 = (0.276, -0.380, -0.883) \quad (2.14)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.519, 0.714, -0.469) \quad (2.15)$$

and for plane 2,

$$\bar{u}_2 = (-0.070, 0.998, 0.000) \quad (2.13)$$

$$\bar{v}_2 = (-0.514, -0.036, -0.857) \quad (2.14)$$

$$\bar{w}_2 = (-0.855, -0.060, 0.515) \quad (2.15)$$

The only load that enters the calculation in this problem is the weight W of the rock wedge OBCD acting vertically downwards in the $-z$ direction.

Therefore the resultant load \bar{R} may be expressed as

$$\bar{R} = (0, 0, -W)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 = 0.469W > 0$$

and
$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 = -0.515W < 0 \quad (3.14a)$$

Therefore lifting off of the rock wedge from the support planes does not occur.

$$\begin{aligned} \bar{x}_{12} &= \bar{w}_2 \times \bar{w}_1 \\ &= (-0.340, -0.669, -0.642) \end{aligned} \quad (2.16)$$

and
$$x_{12} = 0.987$$

$$\begin{aligned} {}_1\bar{s}_{12} &= \bar{x}_{12} \times \bar{w}_1 \\ &= (0.722, 0.172, -0.590) \end{aligned} \quad (3.15)$$

and
$$\begin{aligned} {}_2\bar{s}_{12} &= \bar{x}_{12} \times \bar{w}_2 \\ &= (-0.383, 0.725, -0.551) \end{aligned} \quad (3.15)$$

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{s}_{12} = 0.590W > 0 \quad (3.16)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{s}_{12} = 0.551W > 0 \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \tan^{-1} \left(\frac{x_{12z}}{x_{12y}} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{-0.642}{-0.669} \right) = 43.8^\circ\end{aligned}\quad (3.19)$$

$$\dots \delta < \epsilon_x < \alpha \quad (3.18)$$

Thus according to Eqs. 3.16, 3.17, and 3.18, sliding is kinematically possible only along the line of intersection \bar{x}_{12} . Since $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} = 0.642W > 0$ sliding tends to occur down the line of intersection.

$$\begin{aligned}T_{12} &= \bar{R} \cdot \bar{x}_{12} / x_{12} = 0.642W / 0.987 \\ &= 0.650W \checkmark\end{aligned}\quad (3.29)$$

and

$$\bar{T}_{12} = 0.650W \frac{\bar{x}_{12}}{x_{12}} = (-0.223W, -0.440W, -0.420W) \quad (3.30)$$

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12} = (0.223W, 0.440W, -0.580W) \quad (3.31)$$

$$= N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) \quad (3.32)$$

$$= N_1 (-0.519, 0.714, -0.469) +$$

$$N_2 (0.855, 0.060, -0.515)$$

Solving $N_1 = 0.565W, N_2 = 0.605W$

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}} \quad (3.36)$$

$$= \frac{0.565W \tan 20^\circ + 0.605W \tan 40^\circ}{0.650W}$$

$$= 1.10$$

Stability against rotation.

According to Eqs. 3.39 through 3.43

$$\bar{OD} = (-0.404h_1, 0.346h_1, h_1) \quad (3.40)$$

$$OD = 1.138h_1$$

$$\overline{OC} = (0.602h_1, 0.364h_1, h_1) \quad (3.41)$$

$$OC = 1.220h_1$$

$$\overline{OB} = (0.741h_1, 1.460h_1, 1.398h_1) \quad (3.42)$$

$$OB = 2.155h_1$$

$$\overline{OS} = (0.235h_1, 0.547h_1, 0.850h_1) \quad (3.39)$$

In order to apply the kinematic tests for rotation, it is necessary to establish the values of the angles k_{10} , k_{20} and n .

$$k_{10} = \cos^{-1} \frac{\overline{OD} \cdot \overline{OB}}{(\overline{OD})(\overline{OB})} = 48.1^\circ < \pi/2 \quad (3.53)$$

$$k_{20} = \cos^{-1} \frac{\overline{OC} \cdot \overline{OB}}{(\overline{OC})(\overline{OB})} = 25.3^\circ < \pi/2 \quad (3.54)$$

$$n = \cos^{-1}(\bar{w}_1 \cdot \bar{w}_2) = 80.9^\circ < \pi/2 \quad (3.52)$$

$$M_x = \bar{x}_{12} \cdot (\overline{OI} \times \bar{R}) \quad (3.48)$$

$$= \bar{x}_{12} \cdot (\overline{OS} \times \bar{R}) = 0.03Wh_1 > 0$$

For these values of n , k_{10} , k_{20} and M_x , a rotation about axis \bar{d}_{10} is kinematically possible. However the rotation can occur only if $M_{d10} > 0$.

$$\bar{d}_{10} = -\bar{w}_1 = (0.519, -0.714, 0.469) \quad (3.37)$$

$$\overline{OI} = \overline{OS} = (0.235h_1, 0.547h_1, 0.850h_1)$$

$$M_{d10} = \bar{d}_{10} \cdot (\overline{OI} \times \bar{R}) \quad (3.49)$$

$$= -0.452Wh_1 < 0$$

Therefore rotation about \bar{d}_{10} axis does not occur.

Minimum Dynamic Resistance

The unit vector \bar{r}_1 in the direction of the resultant reaction on plane 1 is given by Eq. 3.63 as

$$\bar{r}_1 = (0.607, -0.439, 0.663) \quad (3.63)$$

The unit vector \bar{r}_2 in the direction of the resultant reaction on plane 2 can be obtained in a similar manner from Eq. 3.64

$$\bar{r}_2 = (-0.434, 0.388, 0.810) \quad (3.64)$$

The unit vector in the direction of the minimum dynamic resistance vector \bar{NW} is then given by

$$\bar{n} = \frac{\bar{r}_1 \times \bar{r}_2}{|\bar{r}_1 \times \bar{r}_2|} = (-0.616, -0.785, 0.046) \quad (3.65)$$

The magnitude of the minimum dynamic resistance is now obtained as

$$NW = |\bar{R} \cdot \bar{n}| = 0.046W \quad (3.66)$$

or
$$N = 0.046 \quad (3.67)$$

Problem 2

Determine the factor of safety of the rock wedge OBCD shown in Fig. 3.10 when (a) $P = 0$ and (b) $P = 10$ tons in the positive y direction.

<u>Plane 1</u>	<u>Plane 2</u>
$\phi_1 = 30^\circ$	$\phi_2 = 30^\circ$
$\beta_1 = 17^\circ$	$\beta_2 = 63^\circ$
$\gamma_1 = 60^\circ$	$\gamma_2 = 80^\circ$
$\alpha = 90^\circ$	$\delta = 0^\circ$

Point of application of P is S such that $\overline{OS} = (-6.1, 2.0, 9.0)$. The dimensions are in feet units.

Solution

Case (a) $P = 0$

Static Factor of Safety against sliding

For plane 1,

$$\bar{u}_1 = (0.955, 0.292, 0.000) \quad (2.13)$$

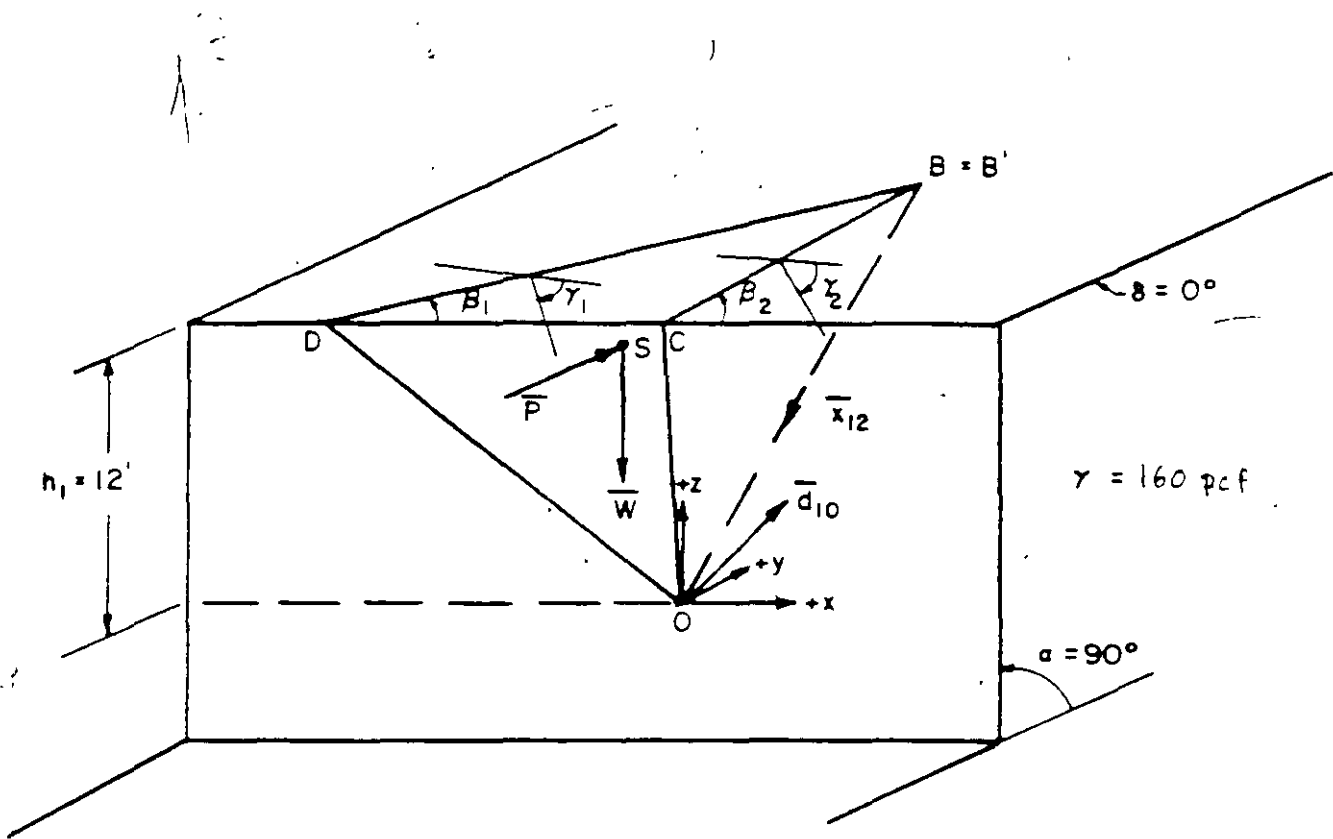


FIG. 3.10 STABILITY OF A ROCK WEDGE BOUNDED BY TWO JOINT PLANES

$$\bar{v}_1 = (0.146, -0.478, -0.866) \quad (2.14)$$

$$\bar{w}_1 = (-0.253, 0.827, -0.499) \quad (2.15)$$

For plane 2,

$$\bar{u}_2 = (0.454, 0.890, 0.000) \quad (2.13)$$

$$\bar{v}_2 = (0.155, -0.079, -0.985) \quad (2.14)$$

$$\bar{w}_2 = (-0.877, 0.447, -0.174) \quad (2.15)$$

When $\bar{P} = 0$

$$\bar{R} = (0, 0, -W)$$

where W = weight of the rock wedge OBCD

$$\bar{x}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{w}_1 \quad (2.16)$$

$$= (-0.079, -0.394, -0.594) \quad -$$

$$x_{12} = 0.717$$

$$1 \bar{S}_{12} = \bar{x}_{12} \times \bar{w}_1 \quad (3.15)$$

$$= (0.688, 0.110, -0.165)$$

$$2 \bar{S}_{12} = \bar{x}_{12} \times \bar{w}_2 \quad (3.15)$$

$$= (0.334, 0.507, -0.381)$$

$$\bar{R} \cdot 1 \bar{S}_{12} = 0.165W > 0 \text{ and} \quad (3.16)$$

$$\bar{R} \cdot 2 \bar{S}_{12} = 0.381W > 0 \quad (3.17)$$

$$\epsilon_x = \tan^{-1} \left(\frac{x_{12z}}{x_{12y}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{-0.594}{-0.394} \right) \quad (3.19)$$

$$= 56.4^\circ$$

$$\dots \epsilon_x < \alpha \quad (3.18)$$

Thus according to Eqs. 3.16, 3.17 and 3.18, sliding is kinematically possible only along the line of intersection \bar{x}_{12} .

Since $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} = 0.594W > 0$, sliding tends to occur down the line of intersection.

$$\begin{aligned} T_{12} &= \bar{R} \cdot \bar{x}_{12} / x_{12} = 0.549W / 0.717 \\ &= 0.828W \end{aligned} \quad (3.29)$$

$$\begin{aligned} \bar{T}_{12} &= 0.828W \frac{\bar{x}_{12}}{x_{12}} \\ &= (-0.091W, -0.455W, -0.696W) \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$\begin{aligned} \bar{N}_{12} &= \bar{R} - \bar{T}_{12} \\ &= (0.091W, 0.455W, -0.314W) \end{aligned} \quad (3.31)$$

$$\begin{aligned} &= N_1 \bar{w}_1 + N_2 (-\bar{w}_2) \\ &= N_1 (-0.253, 0.827, -0.499) + \\ &\quad N_2 (0.877, -0.477, 0.174) \end{aligned}$$

Solving

$$N_1 = 0.733W, \quad N_2 = 0.314W$$

$$\begin{aligned} F.S. &= \frac{0.733 \tan 30^\circ + 0.314W \tan 30^\circ}{0.828W} \\ &= 0.73 < 1 \end{aligned}$$

Stability against Rotation.

$$\overline{OD} = (-23.70, 0, 12.00) \quad (3.40)$$

$$OD = 26.60$$

$$\overline{OC} = (-2.40, 0, 12.00) \quad (3.41)$$

$$OC = 12.25$$

$$\begin{aligned} \overline{OB} &= \frac{12}{-0.594} (-0.079, -0.394, -0.594) \\ &= (1.60, 8.00, 12.00) \end{aligned} \quad (3.42)$$

$$OB = 14.50$$

$$\begin{aligned}\overline{OS} &= \frac{1}{4} (\overline{OB} + \overline{OC} + \overline{OD}) \\ &= (-6.10, 2.00, 9.00)\end{aligned}\quad (3.39)$$

$$k_{10} = \cos^{-1} \left(\frac{\overline{OD} \cdot \overline{OB}}{\overline{OD} \cdot \overline{OB}} \right) = 74^\circ < \pi/2 \quad (3.53)$$

$$k_{20} = \cos^{-1} \left(\frac{\overline{OC} \cdot \overline{OB}}{\overline{OC} \cdot \overline{OB}} \right) = 38^\circ < \pi/2 \quad (3.54)$$

$$\eta = \cos^{-1} (\bar{w}_1 \cdot \bar{w}_2) = 47.4^\circ < \pi/2 \quad (3.52)$$

$$M_x = \bar{x}_{12} \cdot (\overline{OS} \times \bar{R}) \quad (3.48)$$

$$= 2.561W > 0 \quad \checkmark \text{ indicating thereby that the resultant}$$

\bar{R} intersects plane 1. For these values of η , k_{10} , k_{20} , and M_x a rotation about axis \bar{d}_{10} is kinematically possible.

$$\bar{d}_{10} = -\bar{w}_1 = (0.253, -0.827, 0.499) \quad (3.37)$$

$$M_{d10} = \bar{d}_{10} \cdot (\overline{OS} \times \bar{R}) \quad (3.49)$$

$$= 4.539W > 0$$

Therefore a rotation can occur about the \bar{d}_{10} axis and the factor of safety against rotation can be determined as follows:

$$N_1 = \bar{R} \cdot \bar{w}_1 = 0.499W$$

$$\bar{N}_1 = (\bar{R} \cdot \bar{w}_1) \bar{w}_1 = (-0.126W, 0.413W, -0.250W) \quad (3.55)$$

$$\bar{T}_1 = \bar{R} - \bar{N}_1 = (0.126W, -0.413W, -0.750W) \quad (3.56)$$

$$= c_1 (-\overline{OQ}) + c_2 (\overline{OQ} \times \bar{w}_1) \quad (3.57)$$

$$\overline{OQ} = \overline{OI} + \psi \bar{R} = \overline{OS} + \psi \bar{R}$$

$$= [-6.1, 2.0, (9.0 - \psi W)]$$

Since \overline{OQ} and \bar{w}_1 are mutually perpendicular, $\overline{OQ} \cdot \bar{w}_1 = 0$

$$\therefore (6.1 \times 0.253) + (2.0 \times 0.827) - 0.499 (9.0 - \psi W) = 0$$

$$\therefore (9.0 - \psi W) = 6.40$$

$$\therefore \overline{OQ} = (-6.10, 2.00, 6.40)$$

$$\overline{OQ} \times \bar{w}_1 = (-6.29, -4.67, -4.54)$$

$$\therefore \bar{T}_1 = (0.126W, -0.413W, -0.750W)$$

$$= c_1(6.10, -2.00, -6.40) + c_2(-6.29, -4.67, -4.54)$$

Solving $c_1 = 0.078W$; $c_2 = 0.055W$

$$\bar{T}_t = c_2(\overline{OQ} \times \bar{w}_1) \quad (3.59)$$

$$= (-0.346W, -0.257W, -0.250W)$$

$$T_t = 0.498W$$

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \phi_1}{T_t} = \frac{0.499W \times \tan 30^\circ}{0.498W} = 0.58 \quad (3.62)$$

Note: It may be noted that all the lengths in the above case are expressed in feet-units.

Case (b) $\bar{P} = (0, 10, 0)$

In Case (a) the only force in the system is the weight \bar{W} of the rock wedge and it is not necessary to know the magnitude of \bar{W} for estimating the factor of safety of the rock wedge. But in Case (b) there is an additional external force \bar{P} of magnitude 10 tons acting in the positive y-direction through the center of gravity, S, of the rock wedge and therefore it becomes necessary, in the present case, to compute the magnitude of \bar{W} .

$$\text{Case } \delta = 0 \rightarrow h_2 = 0 \quad (3.43)$$

$$\overline{DC} = \overline{OC} - \overline{OD} \quad (3.45)$$

$$= (21.30, 0, 0)$$

$$\overline{OB'} = \frac{\bar{x}_{12'}}{x_{12z}} h_1 \quad (3.47)$$

$$= (1.60, 7.96, 12.00)$$

$$\overline{DB'} = \overline{OB'} - \overline{OD} \quad (3.46)$$

$$= (25.30, 7.96, 0)$$

$$V = \frac{1}{6} |\overline{DB'} \times \overline{DC}| (h_1^2 + h_2^2)$$

$$= 339.1 \text{ ft}^3$$

$$\overline{DB'} \times \overline{DC} = 0, 0, -169.548 \text{ ft}^2 \quad (3.46)$$

$$|\overline{DB'} \times \overline{DC}| = 169.548$$

$$(3.44)$$

$$W = \frac{339.1 \times 160}{2000} = 27.13 \text{ tons}$$

$$\bar{W} = (0, 0, -27.13)$$

$$\bar{P} = (0, 10, 0)$$

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{P} = (0, 10, -27.13)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{s}_{12} = 5.58 > 0 \quad (3.16)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{s}_{21} = 15.41 > 0 \quad (3.17)$$

$$\delta < \epsilon_x < \alpha$$

The above values show that sliding is kinematically possible only along the line of intersection of planes 1 and 2. Since $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} = 12.48 > 0$, sliding tends to occur down the line of intersection.

$$T_{12} = \bar{R} \cdot \bar{x}_{12}/x_{12} = 12.48/0.717 = 17.41 \quad (3.29)$$

$$\bar{T}_{12} = 17.41 \bar{x}_{12}/x_{12} = (-1.918, -9.567, -14.423) \quad (3.30)$$

$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12} = (1.918, 19.567, -12.707) \quad (3.31)$$

$$= N_1(-0.253, 0.827, -0.499) +$$

$$N_2(0.877, -0.447, 0.174)$$

Solving $N_1 = 29.4$ tons $N_2 = 10.7$ tons

$$F.S. = \frac{29.4 \tan 30^\circ + 10.7 \tan 30^\circ}{17.41}$$

$$= 1.33$$

Stability against Rotation.

$$M_x = \bar{x}_{12} \cdot (\overline{OS} \times \bar{R})$$

$$= 112.84 > 0$$

The resultant \bar{R} intersects plane 1 as in Case (a).

$$n = 47.4^\circ < \pi/2$$

$$k_{10} = 74^\circ < \pi/2$$

$$k_{20} = 38^\circ < \pi/2$$

For these values of n , k_{10} , k_{20} , and M_x , a rotation about d_{10} is kinematically possible.

$$d_{10} = -\bar{w}_1 = (0.253, -0.827, 0.499) \quad (3.37)$$

$$M_{d10} = \bar{d}_{10} \cdot (\overline{OS} \times \bar{R})$$

$$= 70.0 > 0$$

Therefore a rotation tends to occur about the \bar{d}_{10} axis. The factor of safety against rotation can be determined as follows.

$$N_1 = \bar{R} \cdot \bar{w}_1 = 21.83$$

$$\bar{N}_1 = N_1 \bar{w}_1 = (-5.523, 18.053, -10.893) \quad (3.5)$$

$$\bar{T}_1 = \bar{R} - \bar{N}_1 = (5.523, -8.053, -16.237) \quad (3.56)$$

$$= c_1(-\overline{OQ}) + c_2(\overline{OQ} \times \bar{w}_1) \quad (3.57)$$

$$\begin{aligned} \overline{OQ} &= \overline{OI} + 4\bar{R} = \overline{OS} + 4\bar{R} \\ &= [-6.1, (2.0 + 10\psi), (9.0 - 27.13\psi)] \end{aligned}$$

\overline{OQ} and \bar{w}_1 are mutually perpendicular

$$\therefore \overline{OQ} \cdot \bar{w}_1 = 0$$

$$\therefore (6.1 \times 0.253) + (2.0 + 10\psi) 0.827 - 0.499(9.0 - 27.13\psi) = 0$$

Solving $\psi = 0.0593$

$$\therefore \overline{OQ} = (-6.10, 2.59, 7.39)$$

$$\overline{OQ} \times \bar{w}_1 = (-7.41, -4.91, -4.39)$$

$$\begin{aligned} \bar{T}_1 &= (5.523, -8.053, -16.237) \\ &= c_1(6.10, -2.59, -7.39) + \\ &\quad c_2(-7.41, -4.91, -4.39) \end{aligned}$$

Solving $c_1 = 1.77$ $c_2 = 0.71$

$$\bar{T}_t = c_2(\overline{OQ} \times \bar{w}_1) \quad (3.59)$$

$$= 0.71(-7.41, -4.91, -4.39)$$

$$= (-5.261, -3.496, -3.117)$$

$$T_t = 7.04 \text{ tons}$$

$$\begin{aligned} \text{F.S.} &= \frac{N_1 \tan \epsilon_1}{T_t} = \frac{21.83 \tan 30^\circ}{7.04} \\ &= 1.79 \end{aligned}$$

Thus the provision of the lateral force P increases the stability of the wedge OBCD against both sliding and rotation.

Note: In case (b) all the forces are in ton-units and all the lengths are in feet-units.

3.5 Analysis for Sliding on Two Planes by Engineering Graphics

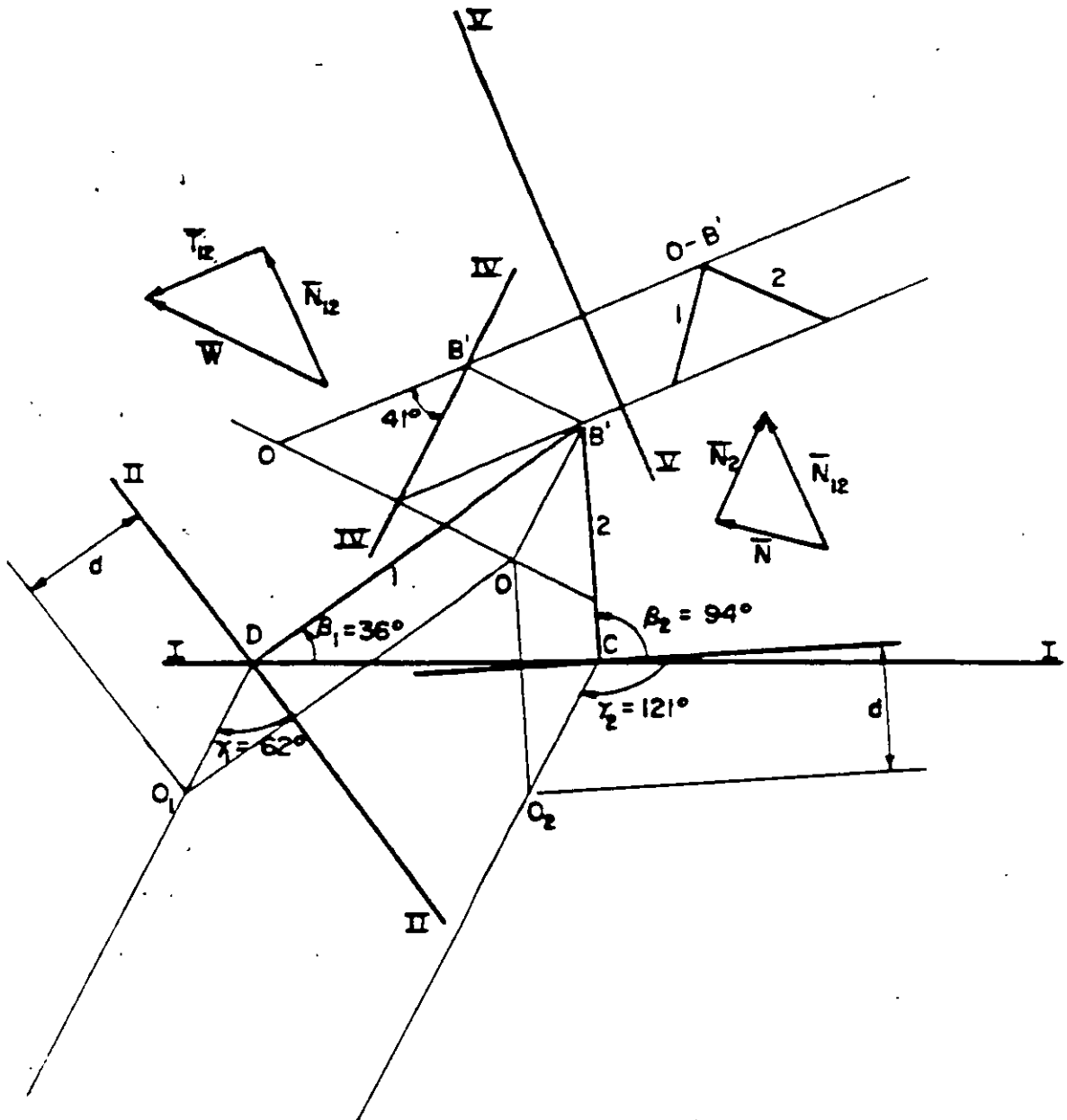
The factor of safety of a rock wedge sliding on the two base planes can also be determined graphically by using the principles of engineering descriptive geometry. To illustrate the procedure, Problem 1 of section 3.4.3 will be solved using this method. The details of this graphical solution are shown in Fig. 3.11.

The lines DB' and CB' represent the strikes of planes 1 and 2 inclined at angles β_1 and β_2 with the front of the slope, I-I. An edge view of each plane is drawn as an auxiliary elevation to locate the position of a point O common to both the planes situated at any depth, d , below the horizontal plane DCB' . Since B' is also a point common to both the planes, $B'O$ represents the line of intersection of planes 1 and 2. A side elevation parallel to $B'O$ gives the true dip of the line of intersection $B'O$. The weight vector \bar{W} is then resolved into components \bar{N}_{12} and \bar{T}_{12} , respectively normal and parallel to the line of intersection $B'O$ as shown in Fig. 3.11. An auxiliary elevation of the two planes looking in the direction OB' is obtained and the components \bar{N}_1 and \bar{N}_2 of \bar{N}_{12} normal to planes 1 and 2 respectively are then determined. Once the magnitudes of \bar{N}_1 and \bar{N}_2 are known, the factor of safety is computed using the relationship

$$F.S. = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{T_{12}} \quad (3.36)$$

3.6 Method of Stability Analysis for Rock Slopes with Three Intersecting Joint Sets.

In this section, the stability against sliding of a tetrahedral volume of rock, ABCD bounded by three planes 1, 2 and 3 and an exterior surface ABD, is investigated by using Londe's method of analysis (Fig. 3.12).



Units

Scale for Forces

1" = 60 Units

$$W = 66$$

$$T_{12} = 42$$

$$N_1 = 38$$

$$N_2 = 40$$

$$\tan 20^\circ = .364$$

$$\tan 40^\circ = .840$$

$$38 \times .364 = 13.8$$

$$40 \times .840 = \frac{33.6}{47.4}$$

$$F.S. = \frac{47.4}{42.0} = 1.12$$

FIG. 3.11 GRAPHICAL SOLUTION OF SLIDING STABILITY OF A ROCK WEDGE BOUNDED BY TWO JOINT PLANES

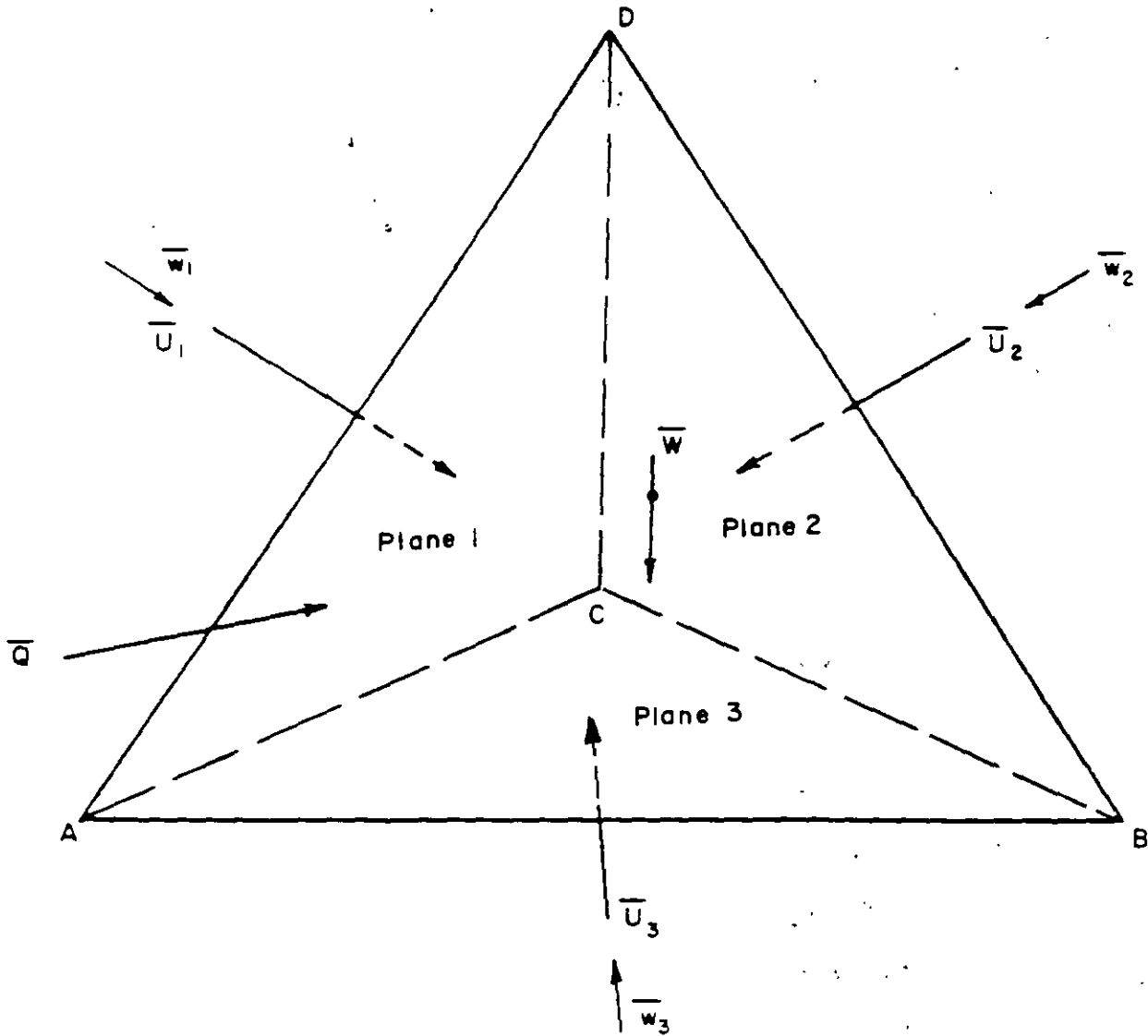


FIG. 3.12 FORCES ON A ROCK WEDGE BOUNDED BY THREE INTERSECTING JOINT PLANES

Sliding failure of the tetrahedral rock mass ABCD, can occur by separation from one or two of the three bounding planes. There are thus six possible modes of sliding failure as shown in Fig. 3.13. The mode of failure in a given case will depend on the geometry of the problem and the magnitude and direction of the resultant of the applied forces, \bar{R} , as defined by the equation:

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{Q} + \bar{U}_1 + \bar{U}_2 + \bar{U}_3 \quad (3.68)$$

Where $\bar{W} = (W_x, W_y, W_z)$ = total weight vector of the tetrahedral volume of rock

$\bar{Q} = (Q_x, Q_y, Q_z)$ = any externally applied force on the rock wedge

$\bar{U}_1, \bar{U}_2, \bar{U}_3$ = hydrostatic uplift or porewater forces that act on planes 1, 2 and 3 respectively

The first step in the stability analysis of the rock wedge ABCD, is to determine the mode of sliding failure for a given set of input conditions. This can be done as explained in the following section.

3.6.1 Determination of the Mode of Sliding Failure (Fig. 3.14)

Let \bar{w}_1, \bar{w}_2 and \bar{w}_3 represent unit vectors normal to planes 1, 2 and 3 respectively, directed towards the inside of the rock volume. The resultant force \bar{R} lifts the tetrahedron from all three contact faces if all the three following equations are satisfied simultaneously

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 > 0 \quad (3.69)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 > 0 \quad (3.70)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_3 > 0 \quad (3.71)$$

In such a case equilibrium is not possible unless the joints can take tension or rock bolts are provided to resist the tensile forces across the faces.

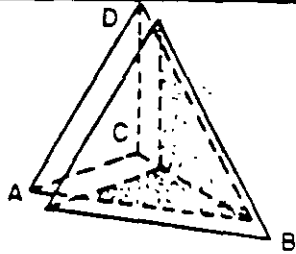
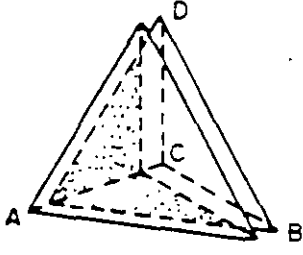
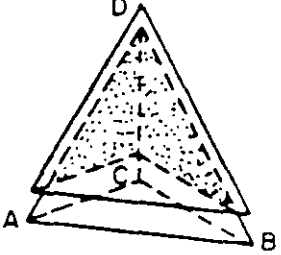
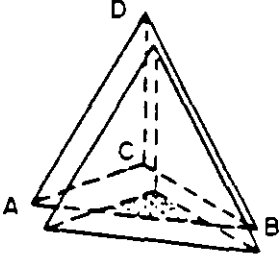
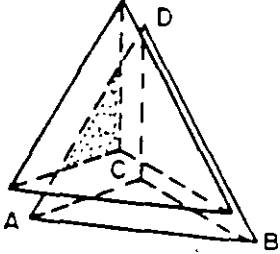
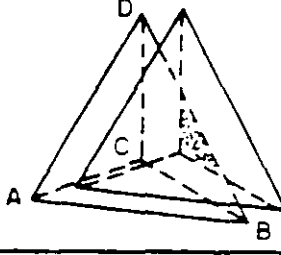
SLIDING	FACES	FACES	DIAGRAM
Direction CB	2 and 3	1	
Direction CA	3 and 1	2	
Direction CD	1 and 2	3	
In Plane 3: Direction Between CB and CA	3	1 and 2	
In Plane 1 Direction Between CA and CB	1	2 and 3	
In Plane 2 Direction Between CD and CB	2	3 and 1	

FIG. 3.13 MODES OF SLIDING FAILURE OF A ROCK WEDGE BOUNDED BY THREE INTERSECTING JOINT SETS

If Eqs. 3.69 through 3.71 show that lifting off of the wedge from the support planes does not occur, then further kinematic tests must be made to determine the mode of sliding failure.

The vectors \bar{x}_{12} , \bar{x}_{23} and \bar{x}_{31} along the lines of intersection CD, CB and CA are given by the following equations:

$$\bar{x}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{w}_1 \quad (3.72)$$

$$\bar{x}_{23} = \bar{w}_3 \times \bar{w}_2 \quad (3.73)$$

$$\bar{x}_{31} = \bar{w}_1 \times \bar{w}_3 \quad (3.74)$$

Let us now define two new vectors, ${}^1\bar{s}_{12}$ and ${}^2\bar{s}_{12}$ orthogonal to \bar{x}_{12} and lying in planes 1 and 2 respectively as follows:

$${}^1\bar{s}_{12} = \bar{x}_{12} \times \bar{w}_1 \quad (3.75)$$

$${}^2\bar{s}_{12} = \bar{w}_2 \times \bar{x}_{12} \quad (3.76)$$

Similarly the vectors ${}^2\bar{s}_{23}$ and ${}^3\bar{s}_{23}$ normal to \bar{x}_{23} and lying in planes 2 and 3 respectively are given by

$${}^2\bar{s}_{23} = \bar{x}_{23} \times \bar{w}_2 \quad (3.77)$$

$${}^3\bar{s}_{23} = \bar{w}_3 \times \bar{x}_{23} \quad (3.78)$$

The vectors ${}^1\bar{s}_{31}$ and ${}^3\bar{s}_{31}$ normal to \bar{x}_{31} and lying in planes 1 and 3 respectively are similarly given by

$${}^3\bar{s}_{31} = \bar{x}_{31} \times \bar{w}_3 \quad (3.79)$$

$${}^1\bar{s}_{31} = \bar{w}_1 \times \bar{x}_{31} \quad (3.80)$$

The orientations of all the vectors defined by Eqs. 3.72 through 3.80 are shown in Fig. 3.14.

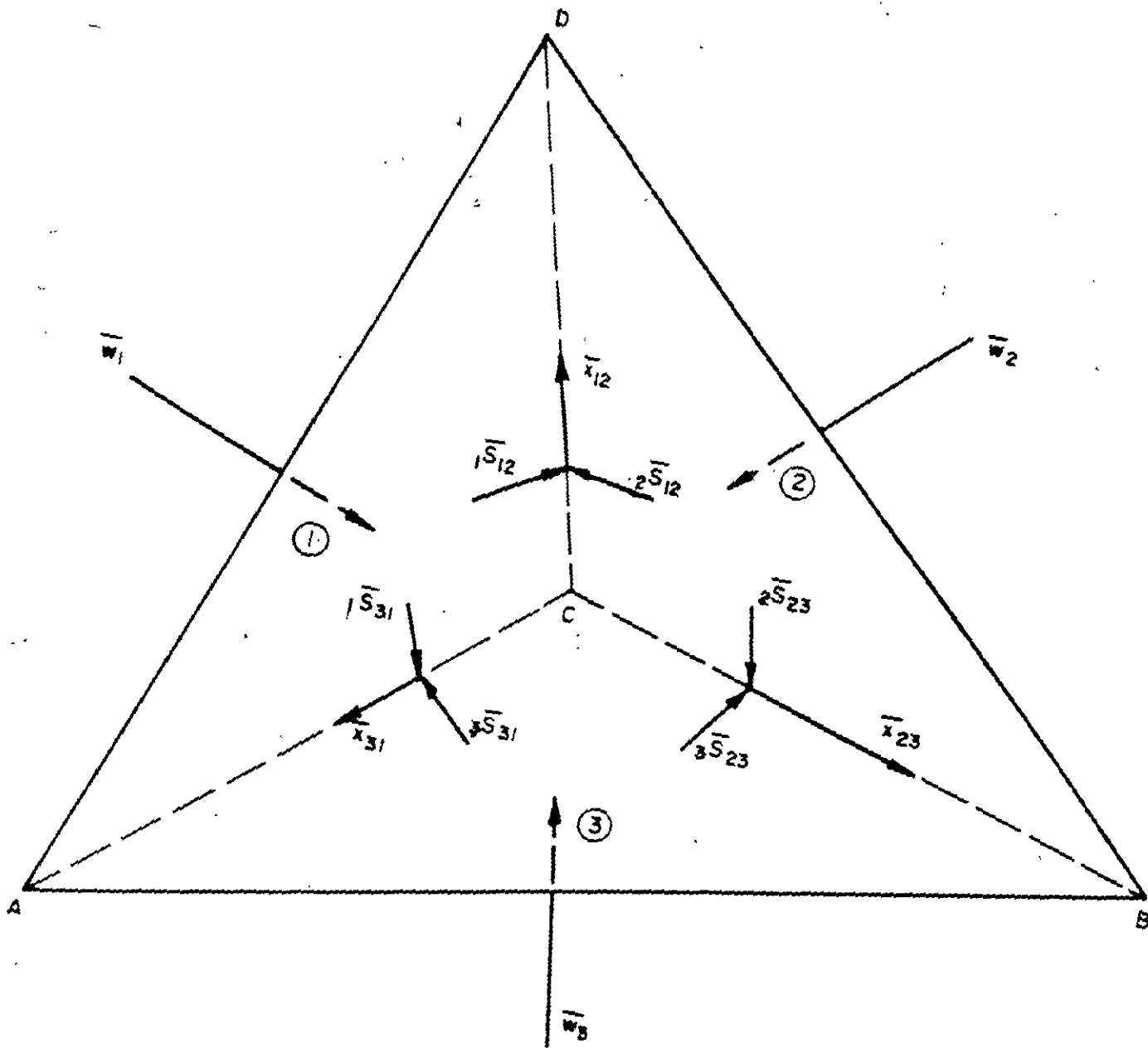


FIG. 3.14 STABILITY OF A ROCK WEDGE BOUNDED BY THREE INTERSECTING JOINT PLANES

If sliding is to occur along the line of intersection \bar{x}_{12} , the resultant \bar{R} of the applied forces must have a component along \bar{x}_{12} which tends to push up plane 3. This condition can be represented vectorially by the equation

$$\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} \geq 0 \quad (3.81)$$

In addition the components of \bar{R} on plane 1 and 2 along vectors ${}^1\bar{s}_{12}$ and ${}^2\bar{s}_{12}$ must be directed towards the line of intersection \bar{x}_{12} . In other words,

$$\bar{R} \cdot {}^1\bar{s}_{12} \geq 0 \quad (3.82)$$

$$\bar{R} \cdot {}^2\bar{s}_{12} \geq 0 \quad (3.83)$$

Eqs. 3.81 through 3.83 must be satisfied simultaneously if the rock wedge ABCD is to slide along \bar{x}_{12} with face 3 open. The conditions to be satisfied for sliding to occur along \bar{x}_{23} and \bar{x}_{31} can be obtained in a similar manner.

They are:

For sliding along \bar{x}_{23} , $\bar{R} \cdot \bar{x}_{23} \geq 0$ (3.84)

$$\bar{R} \cdot {}^2\bar{s}_{23} \geq 0 \quad (3.85)$$

$$\bar{R} \cdot {}^3\bar{s}_{23} \geq 0 \quad (3.86)$$

For sliding along \bar{x}_{31} , $\bar{R} \cdot \bar{x}_{31} \geq 0$ (3.87)

$$\bar{R} \cdot {}^1\bar{s}_{31} \geq 0 \quad (3.88)$$

$$\bar{R} \cdot {}^3\bar{s}_{31} \geq 0 \quad (3.89)$$

If sliding is to occur on any one plane only, say on plane 1, then \bar{R} must have a component normal to plane 1 directed towards the outside of the rock wedge ABCD. In other words

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 \leq 0 \quad (3.90)$$

In addition the components of \bar{R} on plane 1 along ${}_1\bar{S}_{12}$ and ${}_1\bar{S}_{31}$ must be directed away from \bar{x}_{12} and \bar{x}_{31} . In other words

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{12} \leq 0 \quad (3.91)$$

$$\bar{R} \cdot {}_1\bar{S}_{31} \leq 0 \quad (3.92)$$

The corresponding equations for cases of sliding on planes 2 and 3 are as follows.

For sliding on plane 2 only:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 \leq 0 \quad (3.93)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{12} \leq 0 \quad (3.94)$$

$$\bar{R} \cdot {}_2\bar{S}_{23} \leq 0 \quad (3.95)$$

For sliding on plane 3 only:

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_3 \leq 0 \quad (3.96)$$

$$\bar{R} \cdot {}_3\bar{S}_{23} \leq 0 \quad (3.97)$$

$$\bar{R} \cdot {}_3\bar{S}_{31} \leq 0 \quad (3.98)$$

3.6.2 Calculation of the Factor of Safety for Sliding

After deciding on the mode of sliding failure based on the kinematic tests mentioned above, the next step is to estimate the factor of safety against sliding under the given conditions. The procedure for estimating the factor of safety is basically the same as that explained in Section 3.4.1.3 of this chapter for the case of a rock wedge bounded by two joint planes. Three example problems have been added to illustrate the method of analysis.

In the preceding analysis, of Section 3.6.1, however, it has been tacitly assumed that the critical rock wedge is bounded by all the three joint planes and the exterior slope face as shown in Fig. 3.12. When the field conditions

are such that this assumption is valid, the method of stability analysis presented above is directly applicable. But in a majority of cases, it is likely that the critical rock wedge is bounded by two (rather than by all the three) joint planes. Under these conditions the stability analysis has to be performed as explained in Section 3.4.1.3.

3.6.3 Example Problems for Slopes with Three Intersecting Planes of Discontinuity Worked by Vector Analysis

Problem 1

Determine the factor of safety against sliding of the rock wedge ABCD shown in Fig. 3.12. Also estimate the direction and magnitude of the minimum dynamic resistance $\bar{N}W$ which is necessary to just make the potential block ABCD slide.

$$\bar{w}_1 = (0.00, 0.72, 0.69)$$

$$\bar{w}_2 = (0.63, -0.12, 0.77)$$

$$\bar{w}_3 = (0.00, 0.00, 1.00)$$

$$\bar{W} = (0, 0, -36.5 \text{ tons}) \quad \bar{Q} = (0, 0, 0)$$

$$U_1 = 23.6 \text{ tons} \quad U_2 = 8.0 \text{ tons} \quad U_3 = 5.7 \text{ tons}$$

$$\phi_1 = 40^\circ \quad \phi_2 = 40^\circ \quad \phi_3 = 40^\circ$$

Solution

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{Q} + \bar{U}_1 + \bar{U}_2 + \bar{U}_3 \quad (3.68)$$

$$= \bar{W} + \bar{Q} + U_1 \bar{w}_1 + U_2 \bar{w}_2 + U_3 \bar{w}_3$$

$$= (5.05, 16.04, -8.34) \quad \text{all in ton-units}$$

$$R = 18.8 \text{ tons}$$

$$\bar{x}_{12} = (-0.638, -0.435, 0.454) \quad (3.72)$$

$$x_{12} = 0.895$$

$$\bar{x}_{23} = (0.120, 0.630, 0) \quad (3.73)$$

$$x_{23} = 0.640$$

$$\bar{x}_{31} = (0.720, 0, 0) \quad (3.74)$$

$$x_{31} = 0.720$$

$$1\bar{s}_{12} = (-0.626, 0.440, -0.459) \quad (3.75)$$

$$2\bar{s}_{12} = (0.280, -0.777, -0.351) \quad (3.76)$$

$$2\bar{s}_{23} = (0.485, -0.093, -0.410) \quad (3.77)$$

$$3\bar{s}_{23} = (-0.630, 0.120, 0) \quad (3.78)$$

$$3\bar{s}_{31} = (0, -0.720, 0) \quad (3.79)$$

$$\bar{s}_{131} = (0, 0.497, -0.518) \quad (3.80)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_3 = -8.34 < 0 \quad (3.96)$$

Thus plane 3 is closed and a failure by lifting from the base planes does not occur.

$$\bar{R} \cdot 3\bar{s}_{23} = -1.25 < 0 \quad (3.97)$$

$$\bar{R} \cdot 3\bar{s}_{31} = -11.55 < 0 \quad (3.98)$$

Eqs. 3.96 through 3.98 thus indicate that sliding can occur only on plane 3.

$$N_3 = \bar{R} \cdot (-\bar{w}_3) = 8.34 \text{ tons}$$

$$\bar{N}_3 = N_3(-\bar{w}_3) = (0, 0, -8.34)$$

$$\bar{T}_3 = \bar{R} - \bar{N}_3 = (5.05, 16.04, 0)$$

$$T_3 = 16.8 \text{ tons}$$

$$\text{F.S.} = \frac{N_3 \tan \phi_3}{T_3} = \frac{8.34 \tan 40^\circ}{16.8}$$

$$= 0.42$$

Problem 2

Work out Problem 1 with the following changes:

$$U_1 = 12.0 \text{ tons} \quad U_2 = 2.0 \text{ tons} \quad U_3 = 2.0 \text{ tons}$$

Solution

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{Q} + \bar{U}_1 + \bar{U}_2 + \bar{U}_3 \quad (3.68)$$

$$= \bar{W} + \bar{Q} + U_1 \bar{w}_1 + U_2 \bar{w}_2 + U_3 \bar{w}_3$$

$$= (1.26, 8.40, -24.68) \checkmark$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_3 = -24.68 < 0 \quad (3.71)$$

and therefore lifting off of the rock wedge from all the base planes is not possible.

$$\bar{R} \cdot \bar{x}_{23} = 5.45 > 0 \quad (3.84)$$

$$\bar{R} \cdot 2\bar{s}_{23} = 9.94 > 0 \quad (3.85)$$

$$\bar{R} \cdot 2\bar{s}_{23} = 0.22 > 0 \quad (3.86)$$

The above equations show that sliding can occur only along the line of intersection \bar{x}_{23} .

$$T_{23} = \bar{R} \cdot \bar{x}_{23} / x_{23} = 8.50 \text{ tons}$$

$$\bar{T}_{23} = T_{23} \cdot \frac{\bar{x}_{23}}{x_{23}} = (1.60, 8.35, 0)$$

$$\bar{N}_{23} = \bar{R} - \bar{T}_{23} = (-0.34, -.05, -24.68)$$

$$= N_2(-\bar{w}_2) + N_3(-\bar{w}_3)$$

$$= N_2(-0.63, 0.12, -0.77) +$$

$$N_3(0, 0, -1.00)$$

Solving $N_2 = 0.54$ tons $N_3 = 24.26$ tons

$$F.S. = \frac{0.54 \tan 40^\circ + 24.26 \tan 40^\circ}{8.50} = 2.44$$

Problem 3

A rock cut slope runs East-West and the three major joint sets intersecting the slope have the following orientations:

<u>Joint Plane</u>	<u>Strike</u>	<u>Dip</u>
1	N47°E	44°SE
2	N20°W	83°SW
3	N69°W	16°SW

The angle of shearing resistance on all the three joint planes is estimated to be 20°. Determine the factor of safety of the slope against a sliding failure.

Solution

Consider the positive x direction to be East, the positive y direction to be North and the positive z direction to be upwards. Then the three joint planes have the following strike and dip angles.

$$\text{Plane 1} \quad \beta_1 = 47^\circ \quad \gamma_1 = 44^\circ$$

$$\text{Plane 2} \quad \beta_2 = 110^\circ \quad \gamma_2 = 97^\circ$$

$$\text{Plane 3} \quad \beta_3 = 159^\circ \quad \gamma_3 = 164^\circ$$

The unit normals to planes 1, 2 and 3 can be defined by Eqs. 2.13, 2.14 and 2.15. When these normals are oriented such that they are directed toward the interior of the rock wedge they are defined by the following equations:

$$\bar{w}_1 = (0.474, -0.508, 0.719) \quad \forall i = 1, 2, 3 \quad \bar{w}_i = (0.474, 0.508, 0.719)$$

$$\bar{w}_2 = (-0.933, -0.339, 0.122)$$

$$\bar{w}_3 = (-0.099, -0.257, 0.961)$$

$$\bar{x}_{12} = (-0.182, 0.729, 0.635) \quad (3.72)$$

$$x_{12} = 0.983$$

$$\bar{x}_{23} = (0.295, -0.885, -0.206) \quad (3.73)$$

$$x_{23} = 0.955$$

$$\bar{x}_{31} = (-0.303, -0.526, -0.172) \quad (3.74)$$

$$x_{31} = 0.631$$

$$1 \bar{s}_{12} = (0.847, 0.432, -0.253) \quad (3.75)$$

$$2 \bar{s}_{12} = (-0.304, 0.570, -0.741) \quad (3.76)$$

$$2 \bar{s}_{23} = (-0.178, +0.157, -0.925) \quad (3.77)$$

$$3 \bar{s}_{23} = (0.903, 0.263, 0.163) \quad (3.78)$$

$$3 \bar{s}_{31} = (-0.550, 0.309, 0.026) \quad (3.79)$$

$$1 \bar{s}_{31} = (0.466, -0.137, -0.403) \quad (3.80)$$

$$\bar{R} = (0, 0, -W)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_1 = -0.719W < 0$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_2 = -0.122W < 0$$

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_3 = -0.961W < 0$$

Therefore failure by lifting off of all the base planes is not possible as shown by comparison of the above three equations with Eqs. 3.69, 3.70, 3.71. It can easily be verified that all kinematic tests are satisfied only for sliding on plane 3. In other words

$$\bar{R} \cdot \bar{w}_3 = -0.961W < 0 \quad (3.96)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{s}_{23} = -0.163W < 0 \quad (3.97)$$

$$\bar{R} \cdot \bar{s}_{31} = -0.026W < 0 \quad (3.98)$$

$$\hat{N}_3 = \bar{R} \cdot (-\bar{w}_3) = 0.961W$$

$$\bar{N}_3 = N_3(-\bar{w}_3) = (0.095W, 0.247W, -0.924W)$$

$$\bar{T}_3 = \bar{R} - \bar{N}_3 = (-0.095W, -0.247W, -0.076W)$$

$$T_3 = 0.275W$$

$$F.S. = \frac{0.961W \tan 20^\circ}{0.275W} = 1.27$$

The preceding calculations have been carried out under the assumption that the critical rock wedges bounded by all the three joint planes. As has been pointed out earlier, in a majority of cases, there exists a rock wedge, bounded by only two joint planes, which is more critical than the one considered in the preceding analysis. As a matter of fact, in the present problem, the rock wedge bounded by planes 1 and 2 has a lower factor of safety with respect to sliding. The determination of the mode of failure and the factor of safety against sliding can be done as explained in section 3.4.1.3. The details of this analysis will not be given here except the fact that the sliding tends to occur down the line of intersection of planes 1 and 2 and that the factor of safety is 0.58 as compared to the previous value of 1.27.

3.7. Computer Techniques

The stability of rock slopes bounded by two or three joint sets can also be analyzed using digital computer techniques. This method avoids lengthy hand-calculations and is particularly useful when there is a need for solving a whole series of stability problems.

The basis of the procedure is the same as explained in the previous sub-sections. The essential steps in this procedure are as follows (see flow chart, Fig. 3.15):

1. Using the input data calculate all the required directional vector quantities.
2. Check to see if failure by lifting off the base planes of the rock wedge is possible.
3. If not, determine the probably mode of sliding failure.
4. Calculate the factor of safety for this mode of sliding failure.
5. Check for stability against the possible mode of rotation.
6. Print the results.

A documentation and listing of the computer programs using Fortran IV language is given in Appendix A.