

GEOMECC

BOLETIN DE DIVULGACION GEOTECNICA

EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS
EN LAS APLICACIONES GEOTECNICAS
"DISEÑO DE ESQUEMAS DE BULONADO
PARA TUNELES EN ROCAS "

GIANFRANCO PERRI



Nº 7

ENERO, 1982

caracas

Se presenta una aplicación del Método de los Elementos Finitos al di seño y optimización del esquema de bulonado para el sostenimiento del techo de túneles en rocas a comportamiento pseudo elástico, homogéneas y/o estratificadas.

El trabajo que aquí se presenta es la síntesis de una investigación más amplia conducida sobre el tema y presentada por el autor, como - trabajo especial para la reválida del título de Ingeniero de Minas, - en la Universidad Central de Venezuela, en el año 1980 bajo el títu lo: "METODO NUMERICO PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE BULONADO DE TUNE LES EN ROCAS. INVESTIGACION TEORICA PRELIMINAR".

En particular aquí no se presentan los capítulos iniciales relativos al análisis del estado de sollicitación y de la estabilidad alrededor de un perno aislado, lo cual se llevó a cabo mediante cálculo analítico basándose en la utilización combinada de una serie de soluciones de la teoría clásica de la elasticidad (Boussinesq, Mindlin, Cerutti).

Se entra en efecto directamente al análisis de túneles reforzados con pernos, extendiendo los conceptos teóricos desarrollados en la parte inicial y aplicando la técnica de la superposición del estado de sole citación inducido por los pernos al debido a la excavación del túnel, calculado, este último, mediante el Método de los Elementos Finitos.

Caracas, febrero de 1982

EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS EN LAS APLICACIONES GEOTECNICAS

"DISEÑO DE ESQUEMAS DE BULONADO PARA TUNELES EN ROCAS"

Por: Gianfranco Perri (*)

* Profesor de Mecánica de Rocas, Universidad Central de Venezuela.

ESTADO ACTUAL DE LOS CONOCIMIENTOS TEORICOS SOBRE EL BULONADO EN ROCAS

Muchos estudios han sido conducidos para analizar en diferentes campos, las técnicas constructivas y del diseño de los bulones, logrando útiles indicaciones aplicativas.

Desde un examen de las investigaciones publicadas sobre la materia, parece que una teoría general del bulonado de túneles en rocas, aún no existe, aunque se pueden encontrar en los últimos años contribuciones bastante rigurosas al tema.

Renunciando a presentar una bibliografía detallada sobre los conocimientos en este campo, se dan en cambio unas indicaciones sobre las orientaciones seguidas por los diferentes investigadores en la elección de un esquema de bulonado, mencionando en particular aquellos trabajos que parecen ser más interesantes en función del método del cálculo, pro puesto en este estudio.

Entre los factores que deben considerarse para diseñar correctamente un esquema de bulonado, se indican los tres siguientes como principales:

- a) las características de la resistencia mecánica del material rocoso;
- b) las características de la deformabilidad; y
- c) la morfología del macizo rocoso.

El conocimiento de la resistencia mecánica de la roca, aporta informaciones sobre los valores máximos de la tensión aplicables al perno y sobre el tipo de anclaje a ser usado (SINGH, CHUNG, 1977). Una vez conocidas las características de deformabilidad, es luego posible estudiar el comportamiento del anclaje (STEFANKO, 1962) y establecer una eventual variación de la tensión del anclaje en el tiempo (STEFANKO, 1962; SINGH, 1967 y MC.NIVEN, 1969).

Para lo que se refiere a la morfología del macizo rocoso, ha sido estudiada la acción de los pernos en los siguientes casos: a) para rocas fracturadas; b) para rocas estratificadas horizontalmente; c) para rocas estratificadas en cualquier dirección; d) para rocas compactas y homogéneas.

En las rocas fracturadas el bulón puede desarrollar dos funciones distintas: la primera de sostenimiento pasivo para estabilizar un macizo rocoso fracturado alrededor de la excavación subterránea, ha sido estudiada por LANG, 1967 y la segunda, de refuerzo con una acción de viga, ha sido discutida por COCHRANE, 1970. Pruebas realizadas sobre modelos constituidos por cubitos de varios materiales en forma de simular una roca fracturada, han permitido aclarar la acción de refuerzo de buzones colocados transversalmente a los modelos y ha sido posible llegar a las conclusiones siguientes:

- a) no se logra constituir una viga si el espaciamiento de los pernos es superior a su largo;
- b) el espaciamiento de los pernos es función de la dimensión de los bloques y del material que lo constituye;
- c) las flexiones de la viga bajo cargas constantes son directamente proporcionales al espaciamiento de los pernos e inversamente proporcionales a la carga aplicada a los mismos;
- d) la disposición inclinada de los bloques no produce sustanciales diferencias en los resultados de las pruebas.

Para rocas estratificadas horizontalmente la acción ejercida por los pernos puede considerarse distinta en dos componentes: la creación de una viga y la acción de suspensión:

La creación de una viga que liga entre ellos diferentes estratos, produ-

ce un efecto de refuerzo para la sollicitación de flexión. Los pernos ejerciendo una compresión contra los estratos, crean una resistencia de fricción entre los mismos, de manera que se impiden desplazamientos a lo largo de los planos de estratificación (PANEK, 1962, a).

La acción de suspensión, consiste en transferir una parte del peso des de los estratos más delgados y más débiles a uno o más de mayor espesor. Dicha acción ocurre cuando estratos con diferente rigidez de fle xión están obligados a asumir igual flexión. En estas hipótesis han sido obtenidas las fórmulas que relacionan entre ellos los espaciamien tos, el largo, la fuerza de los pernos, el espesor de los estratos y su rigidez (PANEK, 1962, b).

A las investigaciones de PANEK, 1964, teóricas y experimentales, realizadas sobre modelos se añaden las de COATES y COCHRANE, que establecen criterios prácticos para el cálculo de bulonado sobre las bases de aplicaciones en minería (1970).

Para rocas compactas y homogéneas, a comportamiento elástico ha sido estudiada la acción del bulón, también bajo dos diferentes aspectos: la precompresión y el refuerzo de la zona cercana a la pared de la galería.

En ambos casos se supone que los pernos inducen en el macizo rocoso un estado de tensión, que se va a superponer a aquel pre existente, debido a la excavación misma del túnel.

Las rocas tienden a expandirse en los vacíos creados en el macizo y es to induce tensiones diferenciales en la roca; los pernos bajo la pre-tensión que se le aplica, inducen esfuerzos de compresión que tienden a llevar las rocas a su estado de sollicitación original, previo a la excavación del túnel.

Los pernos además ejercen una acción de freno sobre pequeñas fracturas, debido por ejemplo a los efectos del empleo de explosivos, a la eventual alternación superficial producida por agentes atmosféricos, etc., que tienden a propagarse hacia el interior del macizo. Los pernos de igual forma también reducen el desprendimiento de bloques de las paredes de la excavación.

EWOLDSSEN y MC.NIVEN, 1969, consideran como efecto principal derivado del bulonado, la variación del estado de tensión en el macizo rocoso y analizan, con referencia a un túnel circular en el caso de roca homogénea y en el caso de roca que contiene juntas de estratificación. Ellos utilizan soluciones en forma cerrada, fundamentadas sobre la teoría de la elasticidad, tanto para el cálculo de las tensiones producidas por los pernos, como para la determinación del estado de sollicitación reexistente en el macizo rocoso y debido a la creación del túnel a sección necesariamente circular.

Esta investigación de EWOLDSSEN y MC.NIVEN (1969) pierde toda su validez si el perfil del túnel no es circular debido a que, como es sabido no existen soluciones analíticas que permitan calcular las tensiones alrededor de un túnel de forma compleja (BARLA, 1970). EWOLDSSEN y MC.NIVEN analizan también el problema de la elección del esquema de bulonado y sucesivamente entre GOODMAN y EWOLDSSEN, 1969, proporcionan informaciones preliminares sobre los principales parámetros que determinan esta elección.

En lo que se refiere a los conocimientos del estado de sollicitación producido alrededor de un perno o sea por el perno en el macizo rocoso, puede hacerse aún referencia al trabajo de EWOLDSSEN y MC.NIVEN; ellos reducen la acción del perno a dos fuerzas distintas aplicadas en dos puntos: sobre la superficie y en el interior del semiespacio resuelven el problema mediante las soluciones de la teoría clásica de la elasticidad.

INTRODUCCION SOBRE EL METODO DE ANALISIS Y CALCULO PRESENTADO

El trabajo que se presenta, resume los resultados de una investigación de carácter teórico, conducida con el fin de examinar el problema de la bulonadura de un túnel y elaborar un método de cálculo que permita evaluar la influencia de los diferentes parámetros que intervienen en la elección de un esquema de bulonado, para túneles en rocas de sección geométrica asignada.

Se utilizan, los métodos analíticos suministrados por la teoría clásica de la elasticidad, y el método numérico de los elementos finitos cuyo uso está ligado al empleo de los elaboradores electrónicos para el cálculo automático.

Gracias al empleo de este método pueden ser superadas muchas de las condiciones simplificativas y restrictivas inicialmente existentes a la base del estudio (ver lo comentado sobre el trabajo de EWOLDSSEN y MC. NIVEN, 1969). Es suficiente para esto pensar en la posibilidad de desvincularse de modelo de formas geométricas simple y regular para el túnel, así como para introducir leyes de comportamiento físico de los materiales, diferentes de la homogénea y elástica lineal.

El programa así enunciado es seguramente ambicioso, por la generalidad de los resultados que se propone lograr, debido a la gran cantidad de factores y parámetros que intervienen para determinar el real comportamiento de las estructuras rocosas en general y aquellas sujetas a sollicitaciones externas de bulonado en particular: número, espaciamiento, largo, orientación, fuerza de los anclajes; factor tiempo y materiales empleados, etc. En consecuencia, el trabajo que se presenta puede solamente representar un primer paso de un largo camino; por otro lado como se ha mencionado antes, no existe aún hoy en día una teoría general de bulonado en túneles y esto es probablemente debido, tanto a lo complejo del problema, como al hecho de que los diferentes in-

investigadores han buscado producir soluciones ajustadas, en cada caso, a situaciones específicas de empleo. Esta manera de proceder no puede tener validez y ser realista, en primer lugar por la aplicación muy extensa y diversificada de los pernos, y en segundo lugar por que el problema debe ser determinado en cada detalle.

Se pasará a travez de las siguientes fases:

- A) Estado de sollicitación y análisis de estabilidad alrededor de un perno en rocas homogéneas y estratificadas. (No reportada).
- B) Estado de sollicitación, análisis de estabilidad y optimización del esquema de bulonado para túneles a sección rectangular y con techo bicéntrico; con pernos perpendiculares a la superficie de la excavación; en rocas homogéneas y estratificadas.
- C) Análisis del efecto de la orientación de los pernos en la optimización de un esquema de bulonado para túneles a sección rectangular en rocas homogéneas y estratificadas.
- D) Conclusiones y perspectivas de profundización de la investigación.

ESTADO DE SOLICITACION PARA TUNELES CON PERNOS PERPENDICULARES

En este capítulo se extienden los conceptos teóricos desarrollados en la parte anterior y se aplica la técnica, ya mencionada en la introducción, de la superposición del estado de sollicitación inducidos por los pernos al debido a la excavación del túnel. Se estudia la acción conjunta de un esquema de bulonado (consistente de un dado número de pernos ubicados a una distancia constante entre ellos y de los cuales se precisó conocer el largo y la fuerza de anclaje actuantes, en dirección perpendicular a la pared del túnel), generador de un estado de tensiones localizado, sumada con la distribución de las tensiones alrededor del túnel debidas a las fuerzas naturales, sea gravitacionales y tectónicas, preexistentes en la excavación misma.

El estado de esfuerzos resultantes es:

$$(\sigma) = (\sigma)_g + (\sigma)_b \quad (15)$$

siendo $(\sigma)_g$ y $(\sigma)_b$ respectivamente el estado de tensión alrededor del túnel y el producido por los pernos (figura 19); la superposición de los dos estados de esfuerzos se hará en forma adecuada en base a los criterios que se discuten seguidamente.

Con el objeto de utilizar, las soluciones analíticas usadas hasta ahora, y para aplicar correctamente la superposición de los efectos, se introducen algunas hipótesis limitadoras:

a) el medio debe ser elástico lineal; b) se debe adoptar una geometría específica del bulonado; c) la intervención de este último debe seguir inmediatamente la excavación a manera de poder garantizar una efectiva acción de sostenimiento y refuerzo; d) no se considera el efecto del tiempo, relativo a la ley de variación de las tensiones inducidas.

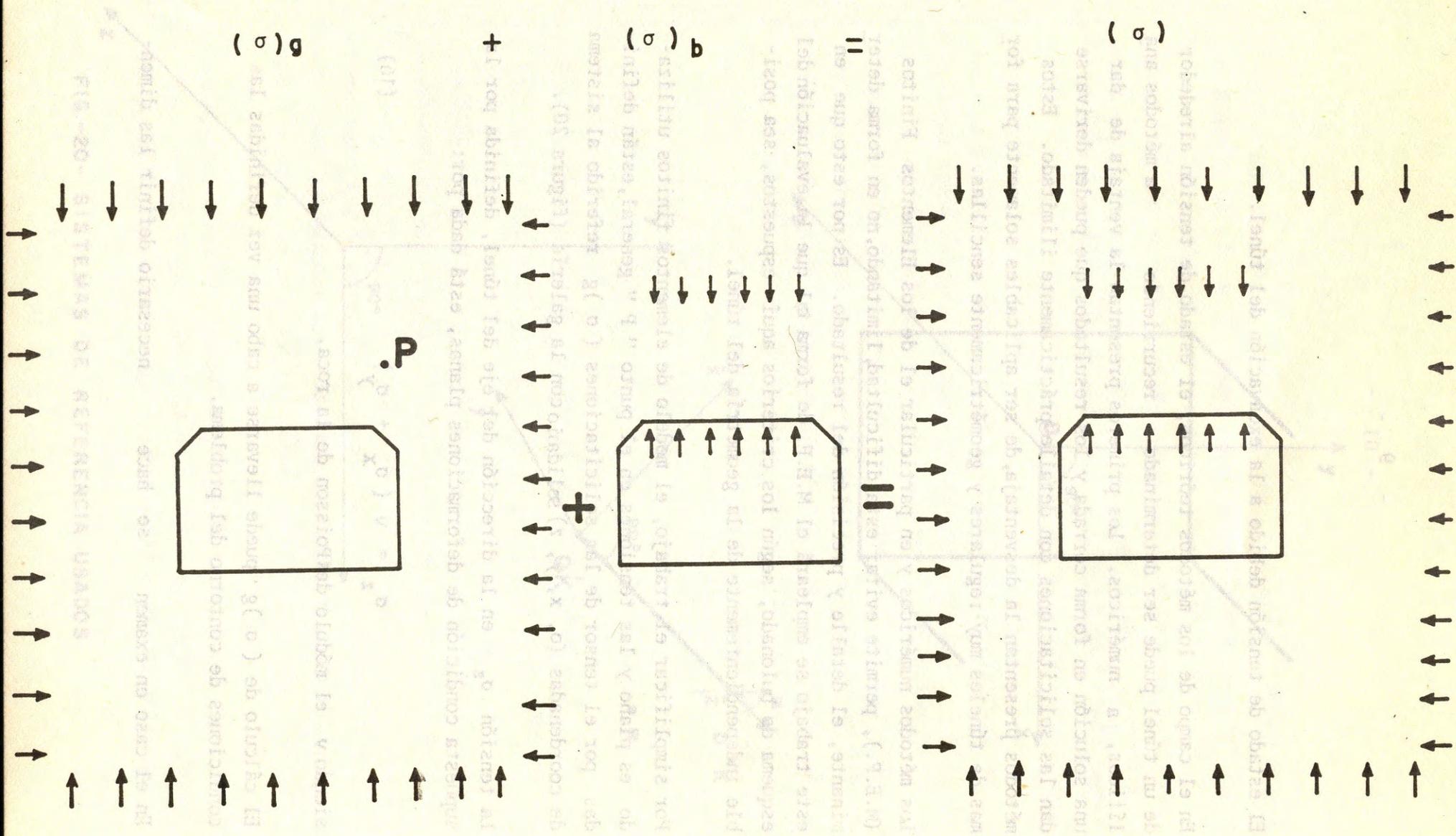


FIG.-19- ESQUEMATIZACION DEL PROCEDIMIENTO DE SUPERPOSICION DE LOS EFECTOS

* El estado de tensión debido a la excavación del túnel.

En el campo de los métodos teóricos, el estado de tensión alrededor de un túnel puede ser determinado recurriendo a métodos analíticos, a numéricos. Los primeros presentan la ventaja de dar una solución en forma cerrada y los resultados que pueden derivarse dan las solicitaciones con detalle prácticamente ilimitado. Estos métodos presentan la desventaja, de ser aplicables solamente para formas de túneles muy regulares y geoméricamente sencillas.

Los métodos numéricos y en particular el de los Elementos Finitos (M.E.F.), permite evitar esta dificultad, limitando, no en forma determinante, el detalle y precisión del resultado. Es por esto que en este trabajo se empleará el M.E.F. de forma tal que la evaluación del esquema de bulonado, según los criterios aquí espuestos, sea posible independientemente de la geometría del túnel.

Por simplificar el trabajo, el modelo de elementos finitos utilizado es plano y las tensiones en el punto " P " general, están definidas por el tensor de las solicitaciones (σ)g referido al sistema de coordenadas (o, x, y, z) solidario con la galería (figura 20).

La tensión σ_z en la dirección del eje del túnel, definida por la supuesta condición de deformaciones planas, está dada por:

$$\sigma_z = \nu (\sigma_x + \sigma_y) \quad (16)$$

siendo ν el módulo de Poisson de la roca.

El cálculo de (σ)g puede llevarse a cabo una vez definidas las condiciones de contorno del problema.

En el caso en examen se hace necesario definir las dimen-

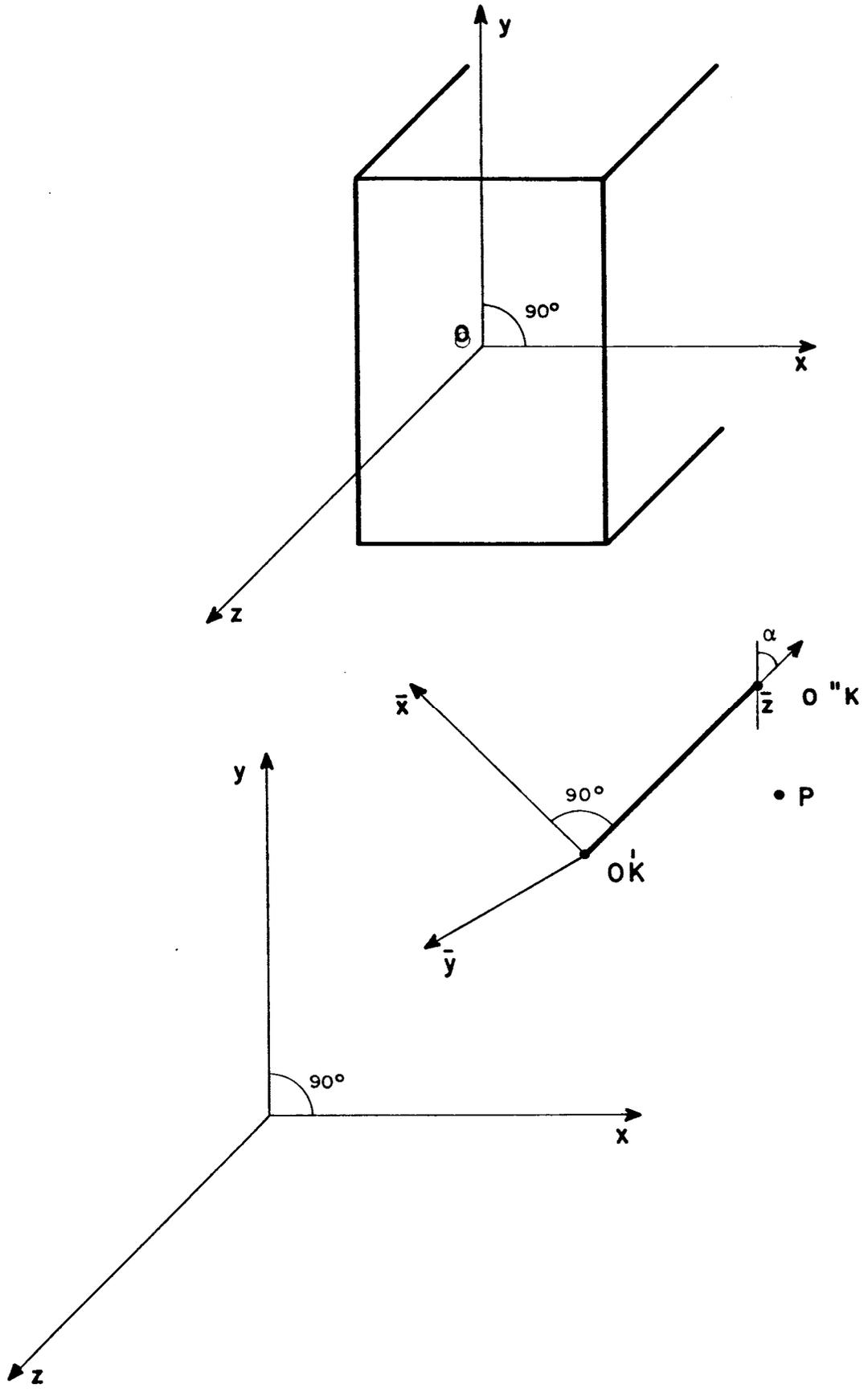


FIG.-20- SISTEMAS DE REFERENCIA USADOS

siones del modelo a usar: si, en efecto, el contorno externo del modelo (figura 21), constituido por los lados AE y ED, no es suficientemente distante de la zona de análisis (los alrededores del túnel), se introducen errores en la solución. Para el caso de túneles, pueden estimarse modelos que se extienden en las dos direcciones por un largo igual a por lo menos 4 - 5 veces la dimensión máxima de la excavación, con resultados aceptables.

Según lo ilustrado en la figura 21 anexa, que hace referencia al caso de un túnel rectangular profundo, a manera de ejemplo. Deben imponerse las condiciones en los bordes: los nodos a lo largo de AB y ED son libres de moverse en vertical, y aquellos entre C y D son libres de moverse en horizontal, quedando fijo el punto D. En estas condiciones y con hipótesis de deformaciones planas, las tensiones verticales y horizontales, determinadas estas últimas en proximidad de los vínculos laterales serán:

$$\sigma_v = \gamma y \quad ; \quad \sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \gamma y \quad (17)$$

siendo " γ " el peso específico de la roca y " y " la profundidad del punto considerado.

Sin embargo en la hipótesis de túnel profundo, que se está considerando, el estudio puede ser llevado suponiendo que el estado de tensión natural es uniforme e igual al preexistente en el centro del túnel, ($y = H$) antes de la excavación. En el modelo esto se reproduce mediante la aplicación de una carga uniformemente distribuida sobre el lado AE igual a " γH " y despreciando luego el peso de la estructura.

En el caso específico que se estudiará de túnel a sección rectangular, las dimensiones son de (4 x 2,5)m. y la profundidad de 200,0 m.; la roca tiene un peso específico de 2.5 t/m³ y un módulo de Poisson

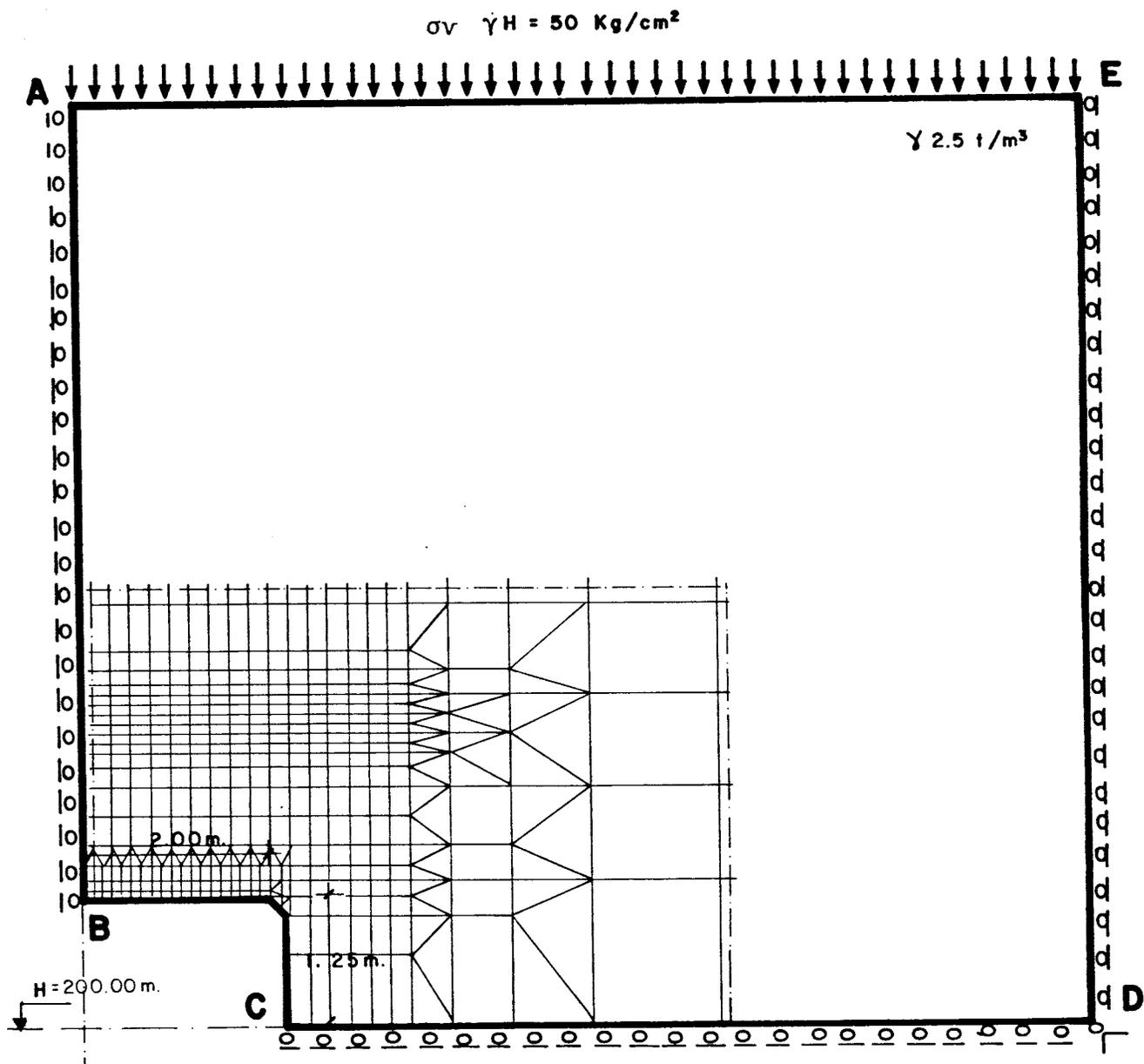


FIG.-21- MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA TUNEL RECTANGULAR

de 0.25. El estado de sollicitación natural preexistente en el centro de túneles será:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma H = 50 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_h &= \frac{\nu}{1 - \nu} \gamma H = 15 \text{ Kg/cm}^2.\end{aligned}$$

El modelo de elementos finitos cuadrangulares cuya porción central se representa en la misma figura 21, está constituido por 485 elementos y 486 nodos y se extiende por 8.0 m. arriba y a los lados de las paredes del túnel. En función de los gradientes previstos para las tensiones, el retículo del modelo, se hace más cerrado en la cercanía del perímetro de la excavación (con una dimensión mínima para cada elemento de $(10 \times 5 \text{ cm}^2)$) y en correspondencia con la zona en donde caerán los puntos de anclaje de los pernos. Lo considerado en esta última zona se hace necesario a fin de hacer una correcta utilización del retículo de análisis utilizado en los cálculos referentes a los pernos.

El programa de cálculo empleado para la determinación del estado tensional alrededor del túnel es el "Código FEAST I" anexo al final de este trabajo, cuyo diagrama de bloque se observa en la fig.50 del anexo.

Para el ejemplo referente al túnel con sección geométrica a dos centros de curvatura, quedan válidas todas las hipótesis y los datos generales anteriores, se reporta en el esquema de la figura 22: centros de curvatura alineados sobre la horizontal, radio mayor 7.26 m.; radio menor 5.20 m., ángulo sobre el arco menor 79° , altura de las paredes 3.75 m. El modelo de elementos finitos usados, cuya porción central se representa en la figura 23, está constituido por 494 triángulos y 289 nodos; la misma figura lleva superpuesto el retículo del cálculo empleado para los esfuerzos de los pernos, este retículo, para mejor ajustarse al contorno geométrico del túnel, utilizando redes polares con un total de 893 puntos en la parte curva y una red cuadrada de 190 puntos

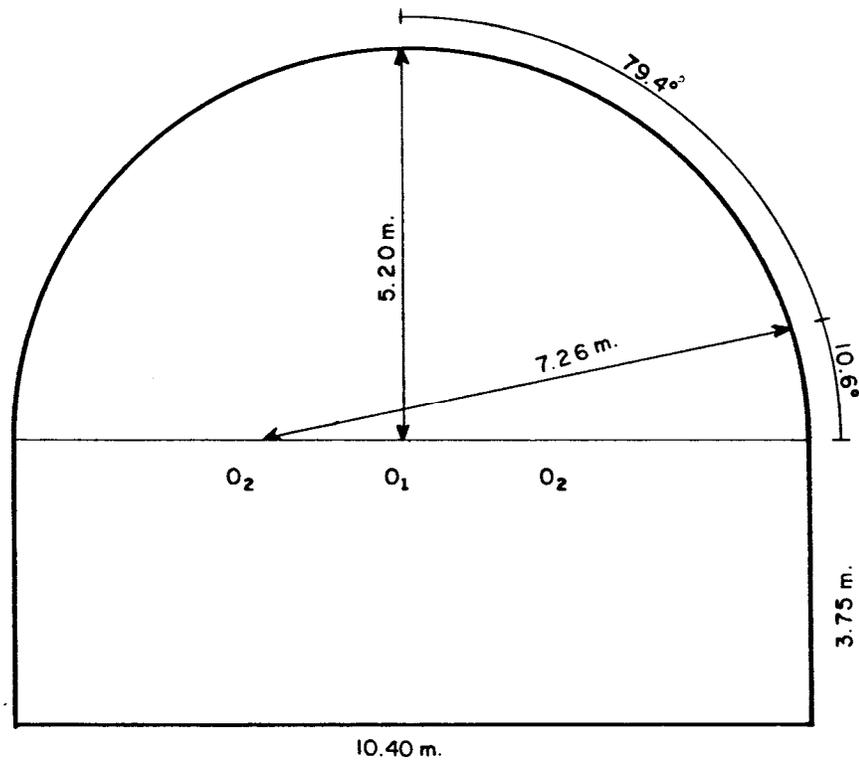


FIG.-22- TUNEL CON TECHO BICENTRICO

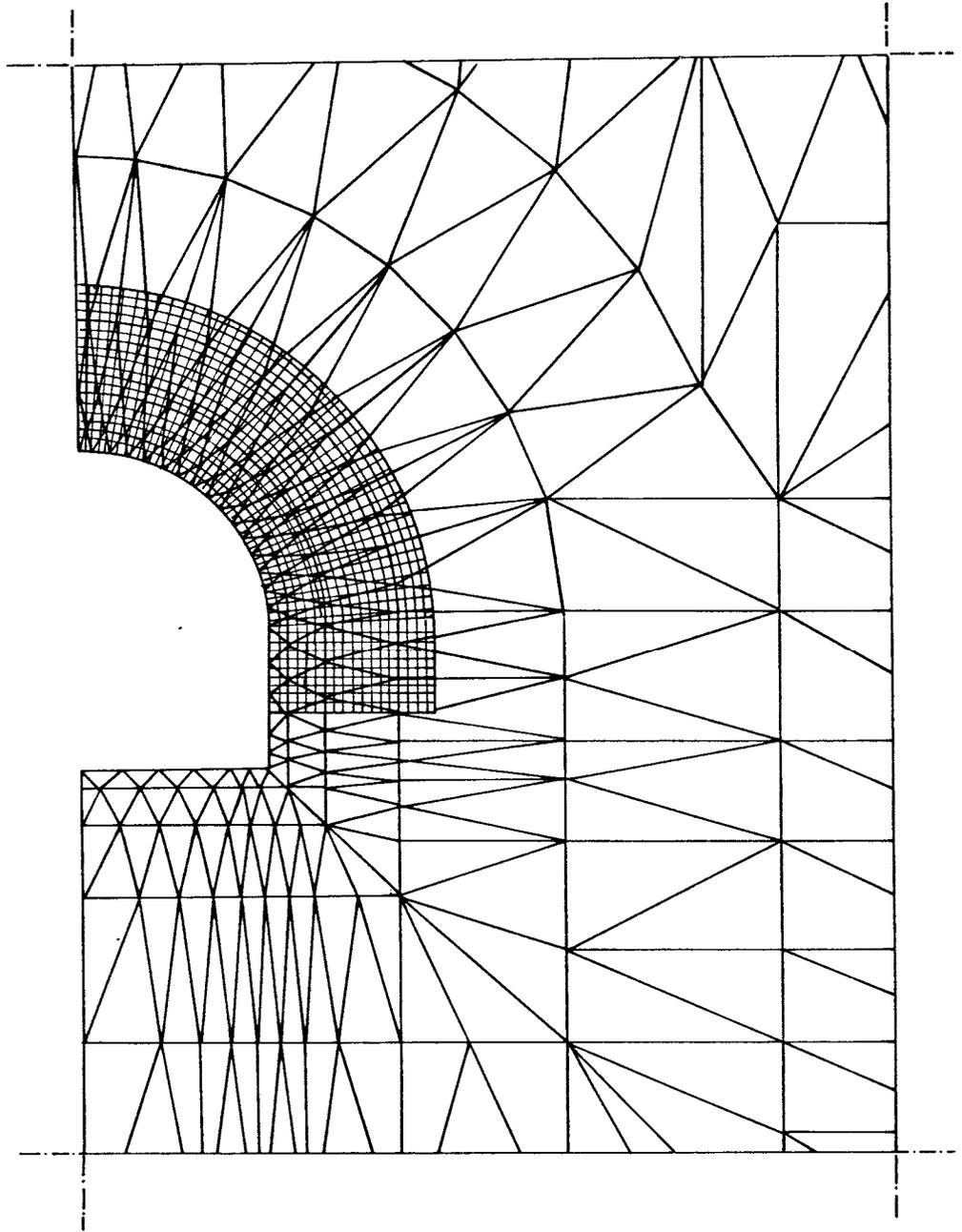


FIG.-23- MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA TUNEL BICENTRICO

en las paredes. Los respectivos pasos de incremento son $\Delta r = 26.5$ cm.; $\Delta\theta = 1,9^\circ$; $\Delta x = \Delta y = 26.5$ cm.

Los resultados de las componentes del estado de sollicitación para los dos túneles analizados, se representan gráficamente en las figuras 24 para la sección rectangular ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) y para la reacción bicéntrica ($\sigma_\theta, \sigma_r, \tau_{\max}$), respectivamente.

* El estado de tensión debido al esquema de bulonado.

La determinación del tensor de las sollicitaciones (σ)b debido al sistema de pernos en un punto P, requiere la elección de un procedimiento de cálculo, que debe ser considerado en su detalle para tomar en cuenta, el efecto de aquellos pernos pertenecientes al túnel y que determinan efectivamente el estado de sollicitación en un punto específico.

Se comienza por considerar el efecto de un sólo perno 0'K 0''K (ver figura 20 para los sistemas de referencia y simbología usada) " K " es el número del perno de orientación normal a la excavación, siendo α el ángulo que este perno forma con el eje " Y ".

El estado de tensión inducido por el perno está dado en el punto "P" por la ecuación (2 + 4) precedentemente determinadas con referencia al sistema de referencia (0'K, \bar{X} , \bar{Y} , \bar{Z}) con origen de 0'K, (para el caso del túnel bicéntrico, es preciso observar, que de esta manera se está despreciando la influencia de la curvatura de la pared del túnel en cercanía de 0'K).

Sea (0, X, Y, Z) el sistema de coordenadas rectangulares solidario con el túnel y tal que el punto " P " pertenezca al plano (X, Y) y que el eje " Z " coincida con el eje de la galería. Se observa que de esta forma las tensiones (σ)g calculadas con el M.E.F., están referidas a

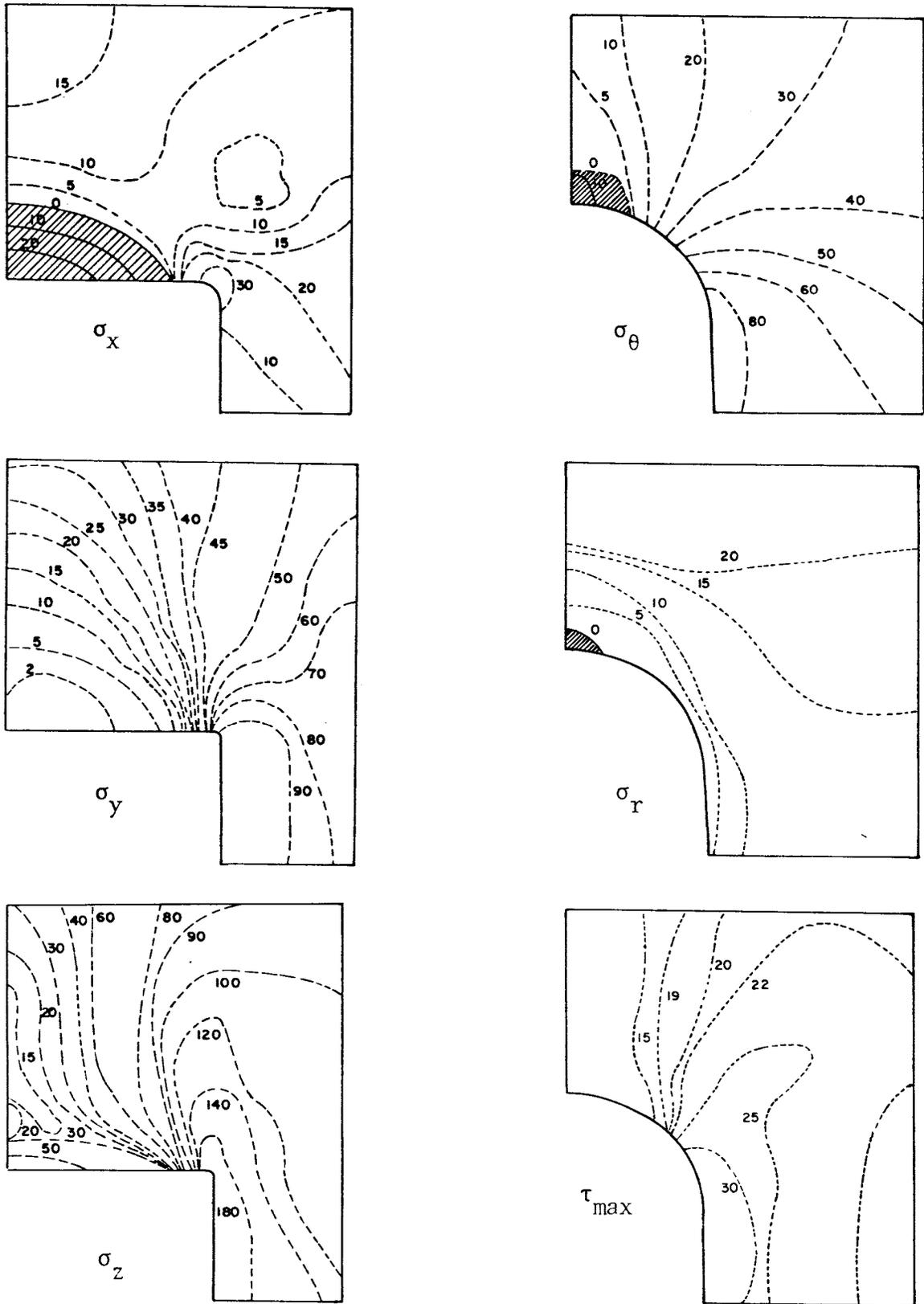


FIG.-24- ESTADOS DE ESFUERZOS DEBIDOS A LA EXCAVACION DE LOS TUNELES

este mismo sistema de coordenadas.

Debido a que la superposición de los dos efectos se realiza convenientemente con referencia al sistema principal $(0, X, Y, Z)$, se hace necesario buscar las ecuaciones de transformación desde un sistema local $(0'K, \bar{X}, \bar{Y}, \bar{Z})$ al principal $(0, X, Y, Z)$.

Siempre con referencia a las mismas figuras 20, y para el caso más general del eje \bar{Z} no vertical, se obtienen las relaciones siguientes:

$$\begin{aligned} \bar{X}_p &= (X_p - X_{0'}) \cos \alpha + (Y_p - Y_{0'}) \sin \alpha \\ \bar{Y}_p &= 0 \\ \bar{Z}_p &= (X_p - X_{0'}) \sin \alpha + (Y_p - Y_{0'}) \cos \alpha \end{aligned} \tag{18}$$

siendo $X_{0'}$, $Y_{0'}$, $Z_{0'}$, las coordenadas cartesianas de $0'K$ en el sistema de referencia principal solidario con el túnel $(0, X, Y, Z)$. En consecuencia la transformación del tensor $(\bar{\sigma}_b)$, referido al sistema local $(0'K, \bar{X}, \bar{Y}, \bar{Z})$ al tensor (σ_b) , referido al sistema principal $(0, X, Y, Z)$ viene definido por la relación siguiente en forma matricial:

$$(\sigma_b) = | A | (\bar{\sigma}_b) \tag{19}$$

o también:

$$\left\{ \begin{array}{c} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{array} \right\} = | A | \left\{ \begin{array}{c} \bar{\sigma}_x \\ \bar{\sigma}_y \\ \bar{\sigma}_z \\ \bar{\tau}_{yz} \\ \bar{\tau}_{xz} \\ \bar{\tau}_{xy} \end{array} \right\}$$

en donde $|A|$ es la matriz cuadrada 6 x 6 que se reporta a continuación:

$$\begin{array}{cccccc}
 a_{11}^2 & a_{21}^2 & a_{31}^2 & 2a_{21} a_{31} & 2a_{11} a_{31} & 2a_{11} a_{21} \\
 a_{12}^2 & a_{22}^2 & a_{32}^2 & 2a_{22} a_{32} & 2a_{12} a_{32} & 2a_{12} a_{22} \\
 a_{13}^2 & a_{23}^2 & a_{33}^2 & 2a_{33} a_{23} & 2a_{13} a_{33} & 2a_{13} a_{23} \\
 a_{12} a_{13} & a_{22} a_{23} & a_{32} a_{33} & (a_{22} a_{33} + a_{32} a_{23}) & (a_{12} a_{33} + a_{32} a_{13}) & (a_{12} a_{23} + a_{22} a_{13}) \\
 a_{11} a_{13} & a_{21} a_{23} & a_{31} a_{33} & (a_{21} a_{33} + a_{31} a_{23}) & (a_{11} a_{33} + a_{31} a_{13}) & (a_{11} a_{23} + a_{21} a_{13}) \\
 a_{11} a_{12} & a_{22} a_{21} & a_{31} a_{32} & (a_{21} a_{32} + a_{31} a_{22}) & (a_{11} a_{32} + a_{31} a_{12}) & (a_{11} a_{22} + a_{21} a_{12})
 \end{array}$$

siendo:

$$\begin{array}{lll}
 a_{11} = -\cos \alpha & a_{12} = \sin \alpha & a_{13} = 0 \\
 a_{21} = 0 & a_{22} = 0 & a_{23} = 1 \\
 a_{31} = \sin \alpha & a_{32} = \cos \alpha & a_{33} = 0
 \end{array}$$

Se indiquen ahora con el índice " K " las tensiones en el punto considerado, debidas solamente al K-ésimo bulón. Las sollicitaciones $(\sigma)_b$ en el punto " P " serán así dadas por:

$$(\sigma)_b = \sum_{K=1}^N (\sigma)_K \tag{20}$$

en donde la sumatoria es extendida a los bulones que generan "correctamente" el estado de tensión en " P ". El índice " N ", variable en función del punto, se establece según un criterio que permite la evaluación "correcta" del efecto de los bulones que afectan el estado tensional en " P ", así como se explicará más adelante.

* El estado de Tensión resultante.

Una vez obtenido el estado de Tensión inducido por los bulones, es ahora necesario superponerlo al $(\sigma)_g$ que se produce a consecuencia de la excavación del túnel debido a las cargas naturales actuantes

sobre el macizo rocoso y calculado, como ya se dijo mediante el método de los elementos finitos.

Por lo tanto para el mismo punto " P " y en referencia al sistema (0, X, Y, Z), se tiene:

$$(\sigma) = (\sigma)_g + (\sigma)_b = (\sigma)_g + \sum_{K=1}^N (\sigma)_K \quad (21)$$

La suma de los dos términos indicados en (21) debe efectuarse con cierto cuidado; en efecto se debe observar que, mientras el cálculo del estado tensión debido a los pernos puede ser llevado a cabo con mucho detalle, también muy cerca a los puntos de aplicación de las cargas, la determinación de las tensiones debidas al túnel puede ser realizada solamente en los puntos, cuyo número está en cada caso limitado por la red elegida para el modelo de elementos finitos.

Para el caso específico de los túneles con sección rectangular y con sección a techo bicéntrico que se consideran a manera de ejemplo en este trabajo, las fórmulas escritas antes en términos generales pueden expresarse en forma simplificada.

Haciendo siempre referencia a los esquemas de la figura 20, para el caso del túnel rectangular, siendo los pernos perpendiculares al techo del túnel, las fórmulas (18) se simplifican en:

$$\bar{X}_p = (X_p - X_o) ; \bar{Z}_p = (Y_p - Y_o) \quad (22)$$

siendo el ángulo " α " = 0

Las solicitaciones debidas a cada perno se consideran localizadas entre un cilindro de radio dado " R_c " (que se llamaría radio de influencia del bulón); en efecto la confrontación entre las tensiones $(\sigma)_b$

producidas en un punto " P ", calculadas con esta hipótesis, y aquellas calculadas considerando siempre el efecto de todos los pernos, no muestra variaciones sencibles.

Esta limitación que se impone al cálculo, permite recortar notablemente el tiempo del cálculo y la sumatoria (20) será extendida solamente a los " N " pernos cuyos cilindros de influencia contienen el punto en análisis " P ". El hecho que " P " pertenezca al cilindro de un cierto perno, se obtiene simplemente de la comparación entre el radio " R_c " y la distancia (en planta) de " P " del eje del perno según la ecuación.

$$R_c^2 > \bar{X}_p^2 + \bar{Y}_p^2 \quad (23)$$

Para lo que en cambio se refiere al cálculo de $(\sigma)_b$, las fórmulas (19) también se simplifican extremadamente resultando simplemente: $(\sigma_b) = (\bar{\sigma}_b)$.

Pasando al caso del túnel con sección a techo bicéntrico, las fórmulas (18) se simplifican en:

$$\begin{aligned} \bar{X}_p &= (X_p - X_{o'}) \left\{ \begin{array}{l} - \cos \alpha \\ - \cos \beta \end{array} \right. + (Y_p - Y_{o'}) \left. \begin{array}{l} - \sin \alpha \\ - \sin \beta \end{array} \right\} \\ \bar{Z}_p &= (X_p - X_{o'}) \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha \\ \sin \beta \end{array} \right. + (Y_p - Y_{o'}) \left. \begin{array}{l} \cos \alpha \\ \cos \beta \end{array} \right\} \end{aligned} \quad (24)$$

mientras que las (19) se simplifican en:

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= \bar{\sigma}_x \begin{cases} \cos^2 \alpha \\ \sin^2 \beta \end{cases} - \bar{\tau}_{xz} \begin{cases} 2\sin \alpha \cos \alpha \\ 2\sin \beta \cos \beta \end{cases} + \bar{\sigma}_z \begin{cases} \sin^2 \alpha \\ \cos^2 \beta \end{cases} \\
 \sigma_y &= \bar{\sigma}_x \begin{cases} \sin^2 \alpha \\ \cos^2 \beta \end{cases} + \bar{\tau}_{xz} \begin{cases} 2\sin \alpha \cos \alpha \\ 2\sin \beta \cos \beta \end{cases} + \bar{\sigma}_z \begin{cases} \cos^2 \alpha \\ \sin^2 \beta \end{cases} \\
 \sigma_z &= \sigma_y \\
 \tau_{yz} &= \bar{\tau}_{xy} \begin{cases} \sin \alpha \\ \cos \beta \end{cases} + \tau_{zy} \begin{cases} \sin \alpha \\ \cos \beta \end{cases} \\
 \tau_{zx} &= \tau_{yz} \begin{cases} \sin \alpha \\ \cos \beta \end{cases} - \bar{\tau}_{xy} \begin{cases} \cos \alpha \\ \sin \beta \end{cases} \\
 \tau_{xy} &= -\bar{\sigma}_x \begin{cases} \cos \alpha \sin \alpha \\ \sin \beta \cos \beta \end{cases} + \bar{\tau}_{yz} \begin{cases} 2\sin^2 \alpha - 1 \\ 2\cos^2 \beta - 1 \end{cases} + \bar{\sigma}_z \begin{cases} \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin \beta \cos \beta \end{cases}
 \end{aligned} \tag{25}$$

en donde se consideran las expresiones superiores o inferiores, según el perno al cual se refiere el cálculo esté situado en la porción AB (con centro en O_1) o en la BC (con centro en O_2) del techo (figura 22). (β y α en este caso tienen el mismo significado geométrico).

Queda ahora definir, así como se hizo para el túnel rectangular, un criterio para la determinación del radio de acción de la sumatoria en la ecuación (20). Supóngase que para cada perno sea posible considerar un estado de tensión localizado en un cono circular coaxial con el bulón, con vértice en el centro del túnel y con un ángulo de apertura al vértice "w", y que afuera de este cono las tensiones tienen valores prácticamente despreciables.

Entonces se tratará de fijar en cada caso el valor del ángulo "w"; esto es posible mediante el estudio de la distribución de las tensiones

alrededor de un sólo perno del que se conocen el largo y la fuerza aplicada. En los ejemplos que se comentarán se ha tomado $w/2 = 20^\circ$ obteniéndose de esta forma resultados satisfactorios.

En consecuencia, como se ha comentado con anterioridad, la sumatoria en cada caso se extenderá solamente a los " N " pernos cuyos conos de acción contengan en su interior el punto " P " en el que se está calculando el estado de sollicitación.

Es importante notar que en todo tipo de sección del túnel, en la evaluación del estado de tensión debido al esquema de bulonado, debe tenerse en cuenta no solamente el efecto de los pernos colocados en la sección a la que pertenece " P ", sino que también de aquellos ubicados en secciones adyacentes, teniendo siempre como base el criterio expuesto del área de influencia, o mejor dicho del volúmen de influencia de cada perno.

En las figuras 25 se reportan los estados de esfuerzos debidos al esquema de bulonado para dos ejemplos de túnel rectangular y con techo bicéntrico y correspondientes a las secciones concernientes de los pernos, (planos "a" de las figuras 26 y 27).

Los resultados se refieren a dos sistemas de bulonados, cuya esquematización se presentan en las figuras 26 y 27 respectivamente para sección rectangular y bicéntrica. En el primer caso el largo de los pernos es de $L = 2.0$ m., el espaciamiento en sección es de $S = S_z = 0.8$ m. y la fuerza aplicada de 15.0 ton. Para el túnel con techo bicéntrico, el largo de los pernos es de $L = 3.0$ m., el espaciamiento en sección es de $S = 2.6$ m., la distancia entre dos secciones consecutivas bulonadas es de $S_z = 0.5$ m. y la fuerza aplicada $T = 25.0$ ton.

La investigación sobre el estado de esfuerzo puede complementarse con el cálculo y análisis de este estado de sollicitaciones en planos dife-

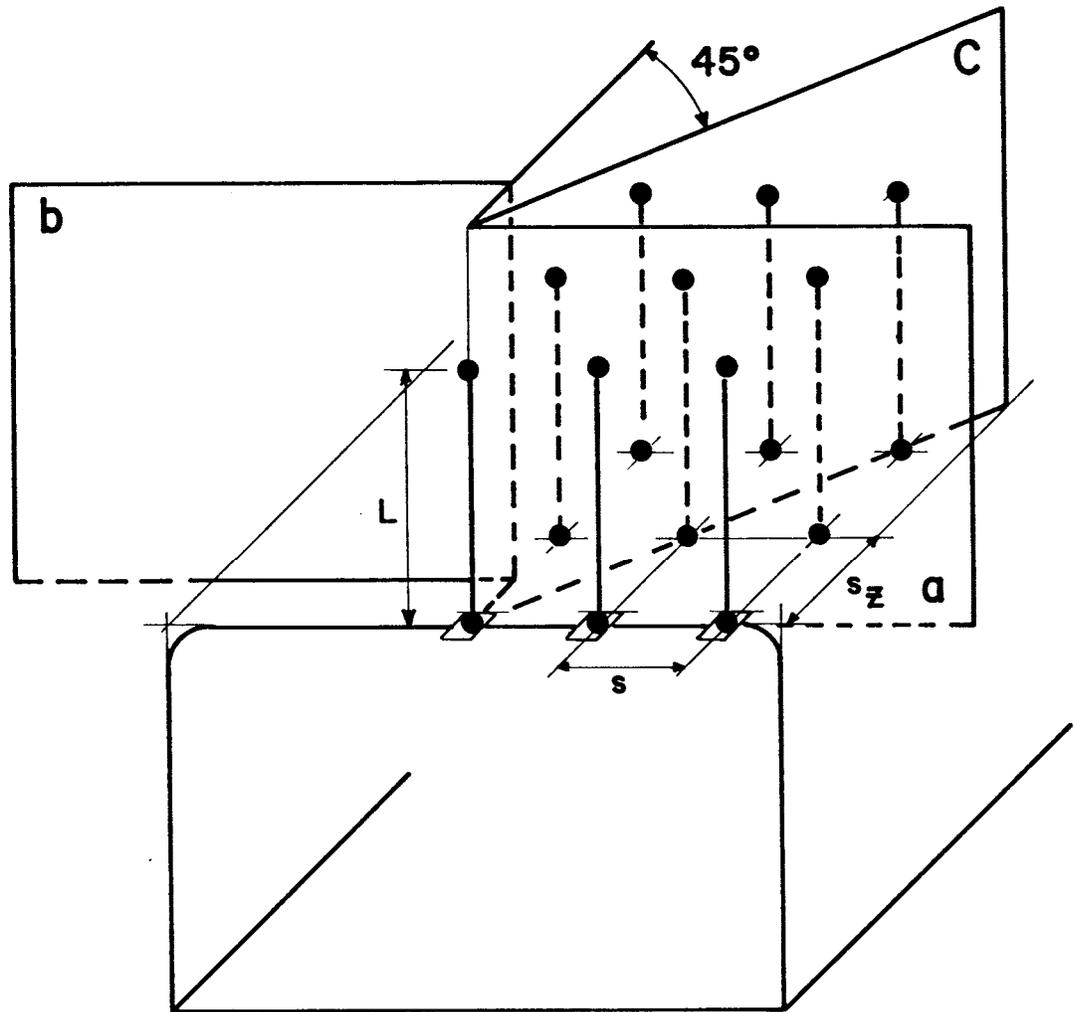


FIG-26- PLANOS DE ANALISIS PARA TUNEL RECTANGULAR

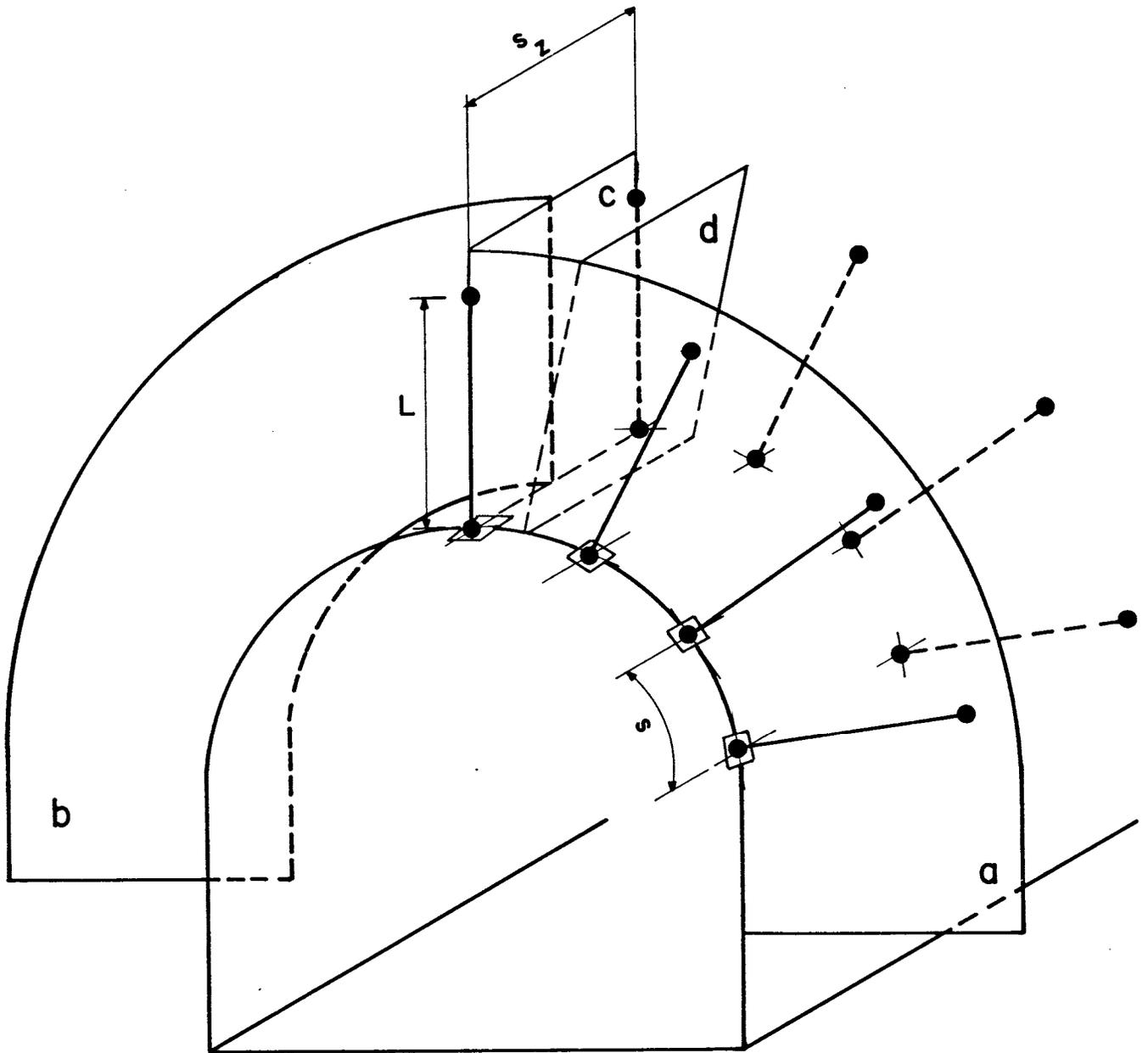


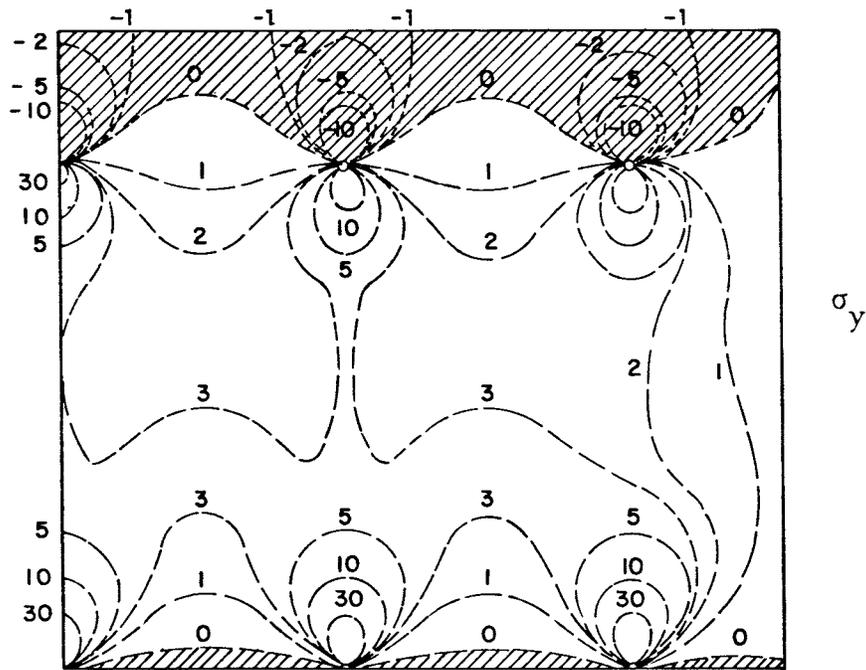
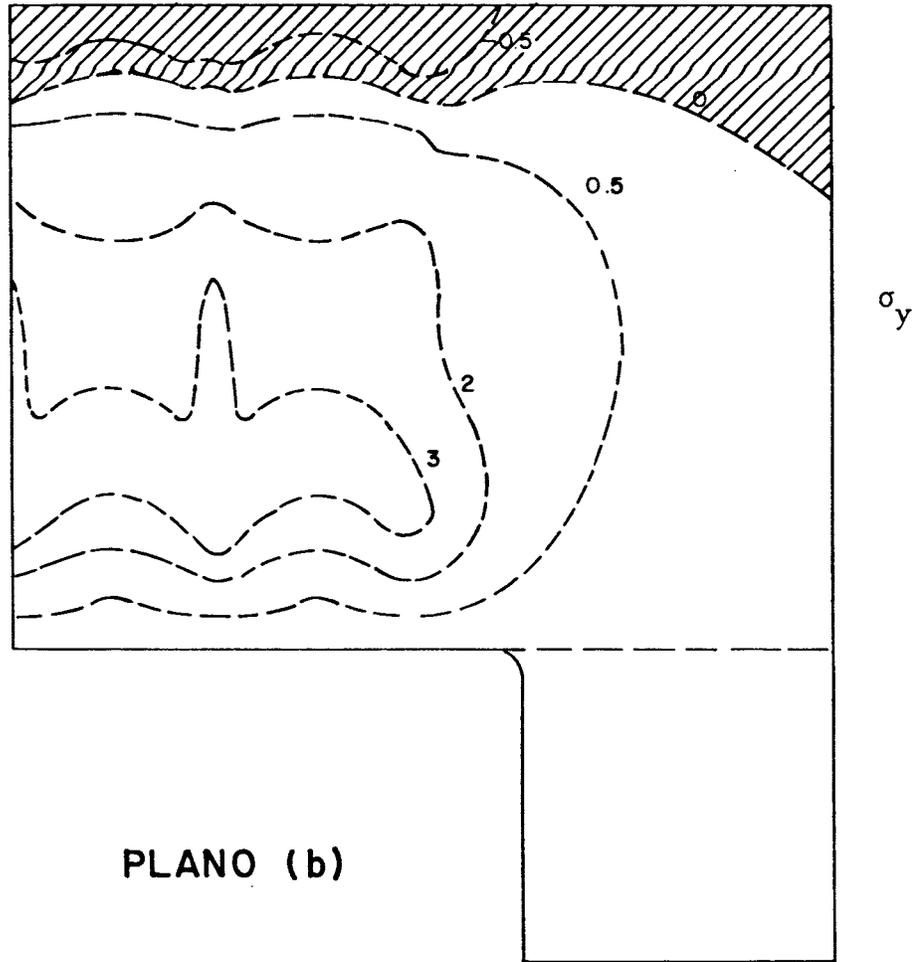
FIG.-27- PLANOS DE ANALISIS PARA TUNEL BICENTRICO

rentes de los contenientes de los pernos, en los ejemplos mostrados por ejemplo, el análisis ha sido conducido también sobre los planos indicados con (b), (c) y (d) en las figuras 26 y 27; los planos (a) son los que contienen los pernos y a los cuales se refieren las figuras 25. Para el túnel rectangular, en la figura 28, se dan los diagramas de las " σ_y " (por ser las más interesantes y representativas) sobre los planos (b) y (c).

Para el túnel con techo bicéntrico, en las figuras 29, 30 y 31, se dan los diagramas de las " σ_θ " sobre los planos (b), (c) y (d).

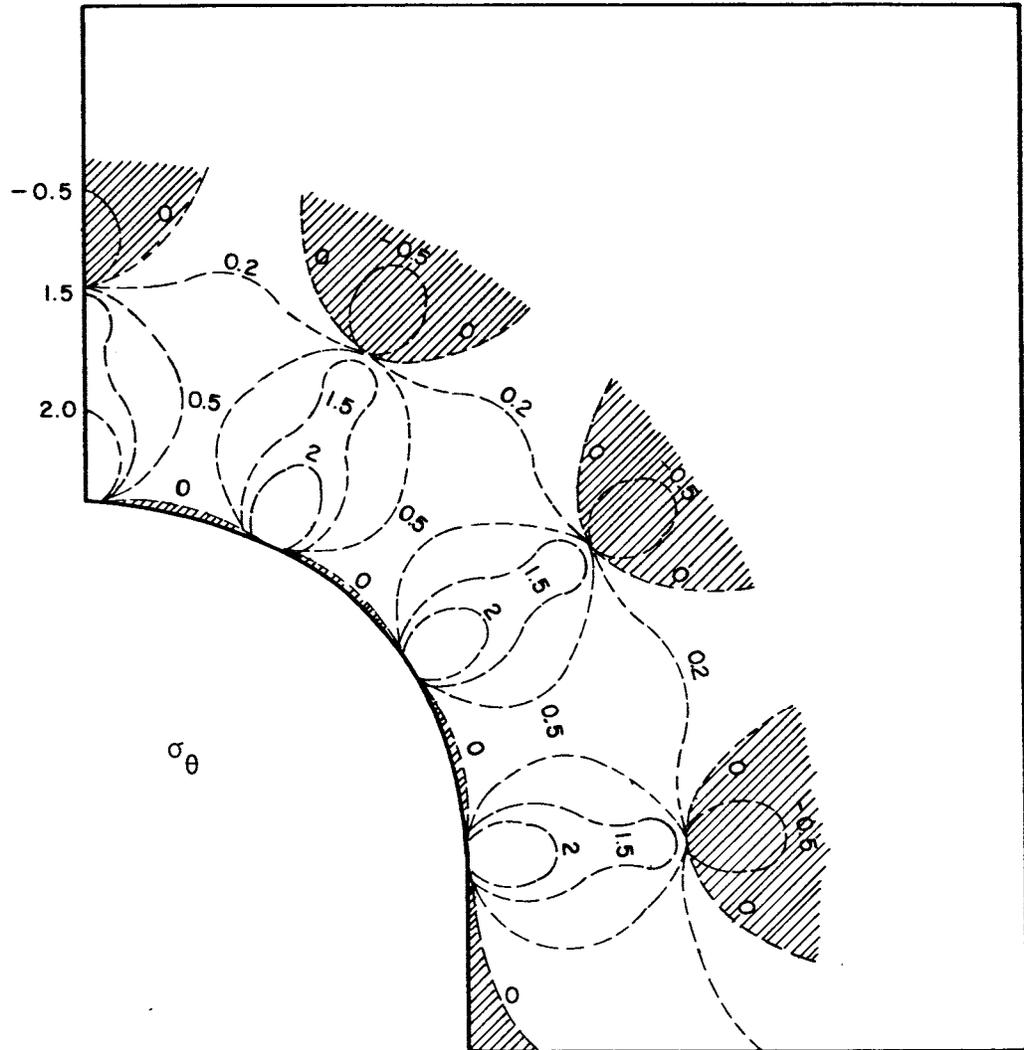
A manera de comentario general sobre todos los diagramas de tensiones presentados puede añadirse, que para las dos geometrías analizadas de sección de túnel, puede notarse que (fig. 25) la acción de los pernos produce un elevado gradiente de las tensiones en los puntos de aplicación de las cargas, y de acuerdo con los resultados relativos al análisis para un perno aislado comentado con anterioridad. Si en particular se considera el efecto de tracción, se nota que este se localiza con diferente extensión, en algunas zonas (áreas rayadas en las figuras), de manera amplia por arriba de los puntos de anclaje y limitado a las zonas más superficiales, en cercanía de las planchas de reparación de las cargas; también hay pequeñas zonas de tracción a lo largo de los ejes de los pernos.

Si en este punto se toma en consideración el efecto producido por la excavación del túnel (figura 24); se pueden fácilmente individualizar zonas de tracción, en correspondencia con el techo de los túneles y concentraciones de esfuerzos en correspondencia con la unión techo-paredes, como resultado de la superposición de los dos estados de sollicitaciones analizados hasta ahora separadamente.



PLANO (c)

FIG.-28- ESTADO DE TENSION DE BULONADO PARA TUNEL RETANGULAR



PLANO (b)

FIG.-29- ESTADO DE TENSION DE BULONADO PARA TUNEL BICENTRICO

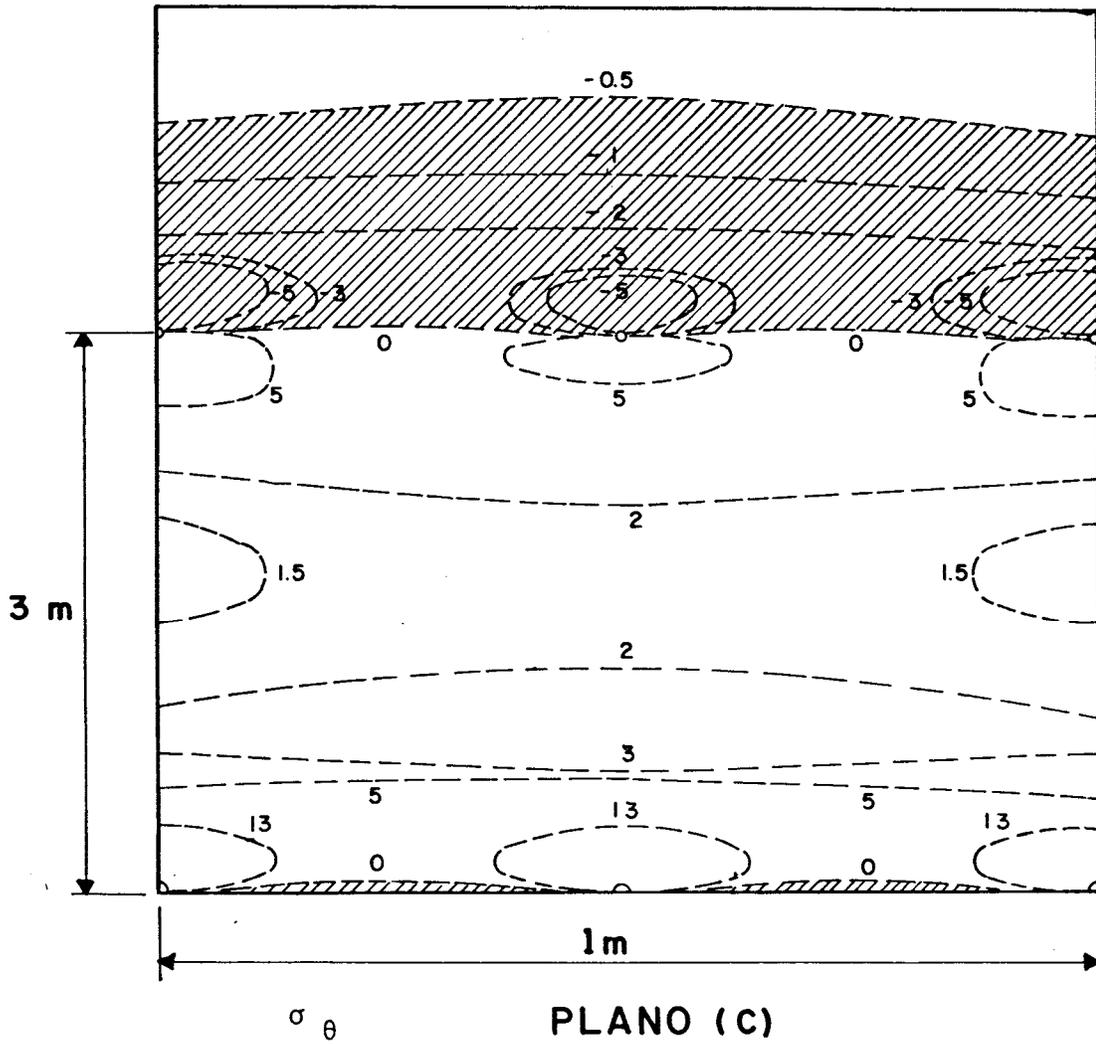


FIG-30- ESTADO DE TENSION DE BULONADO PARA TUNEL BICENTRICO

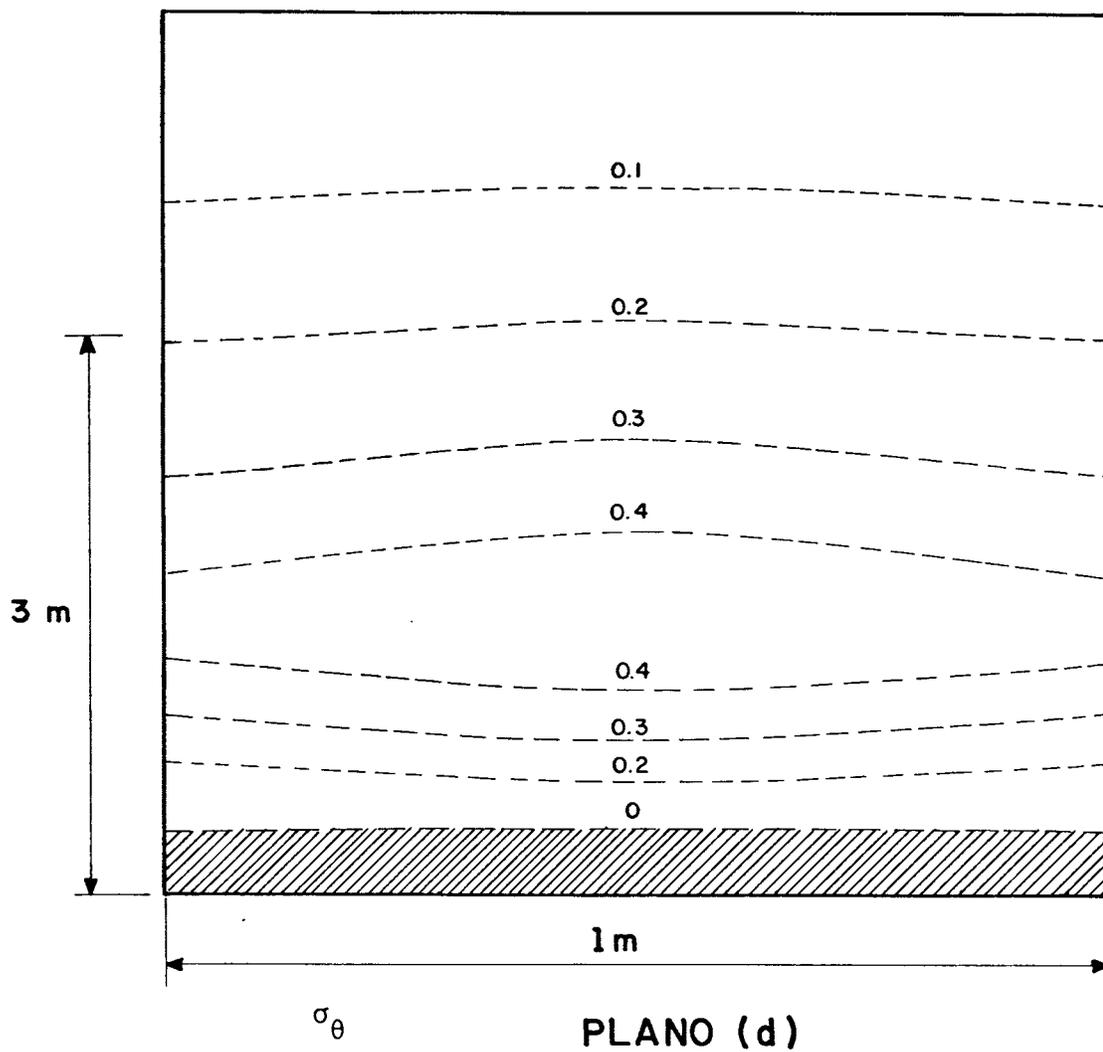


FIG.-31- ESTADO DE TENSION DE BULONADO PARA TUNEL BICENTRICO

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARAMÉTRICO PARA TÚNELES CON PERNOS PERPENDICULARES.

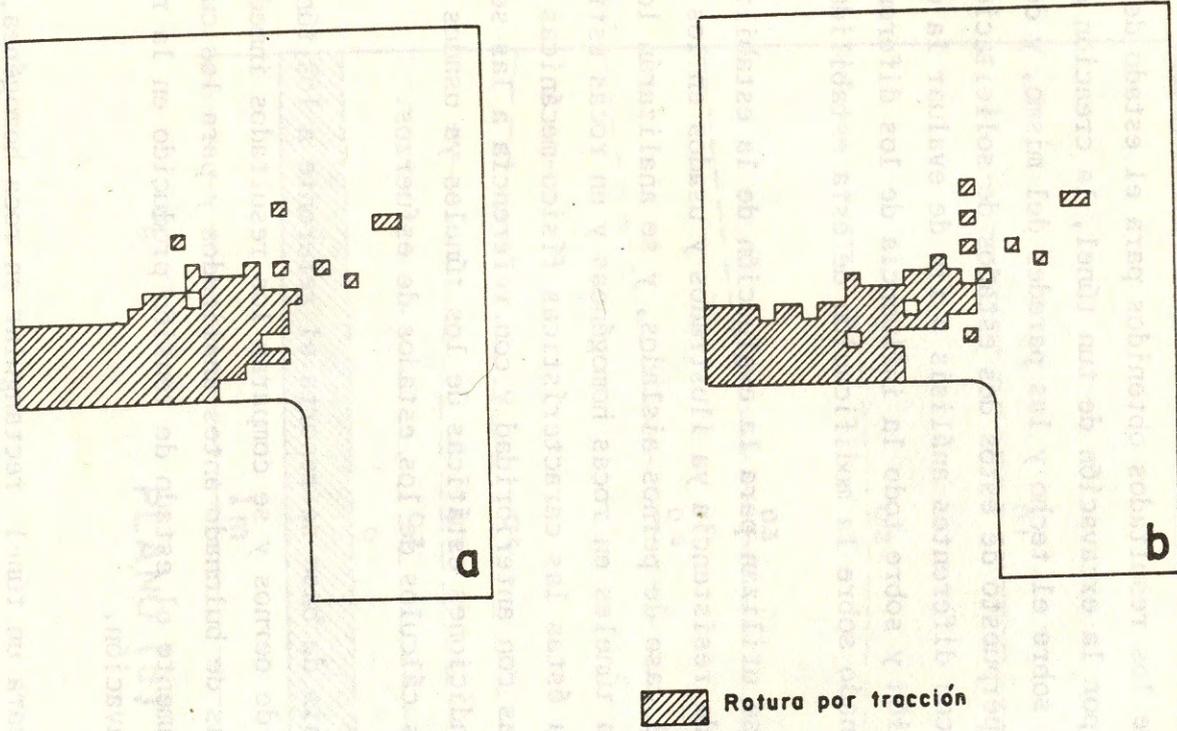
Sobre las bases de los resultados obtenidos para el estado de solicitación producido por la excavación de un túnel, la creación de un esquema de bulonado sobre el techo y las paredes del mismo, y del efecto combinado y superpuesto de estos dos estados de solicitaciones, es posible proceder con diferentes análisis a fin de evaluar la estabilidad de la excavación y sobre todo la influencia de los diferentes parámetros del bulonado sobre la modificación de esta estabilidad.

En este capítulo se utilizan para la evaluación de la estabilidad, los mismos criterios de resistencia ya ilustrados y usados en los análisis realizados para el caso de pernos aislados, y se analizarán los casos correspondientes a túneles en rocas homogéneas y en rocas estratificadas, atribuyendo a éstas las características físico-mecánicas de resistencia ya indicadas con anterioridad y con referencia a las secciones geométricas de condiciones estáticas de los túneles ya usados a manera de ejemplos en los cálculos de los estados de esfuerzos.

Como primer análisis de base se reporta el referente a los túneles en completa ausencia de oernos y se comparan los resultados inmediatamente con los esquemas de bulonado antes analizados y para los cuales se presentó detalladamente el estado de tensión producido en la roca circundante a la excavación.

- * En la figura 32, para un túnel rectangular en roca homogénea, donde la rotura ocurre solamente de acuerdo al criterio de la máxima resistencia a tracción simple y, en su forma, la zona de rotura sigue más o menos las líneas isotensoriales de la tracción.

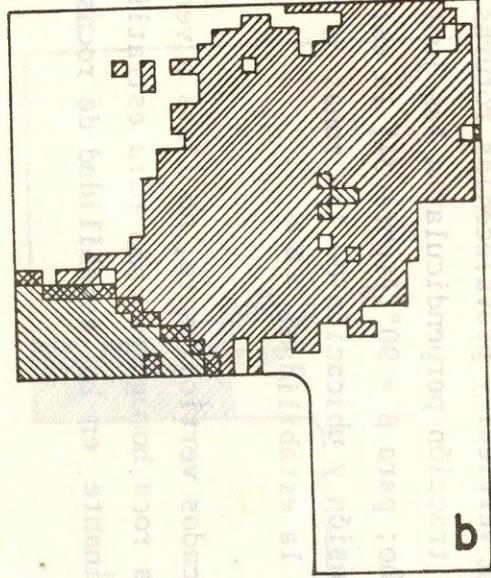
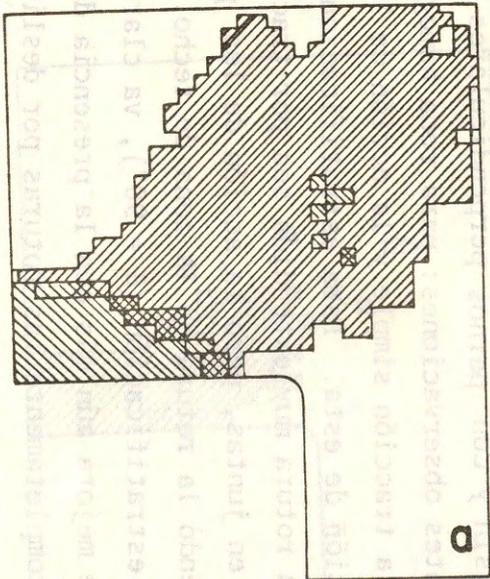
FIG.- 32- ZONAS DE ROTURA EN ROCA HOMOGENA: a) ANTES; b) DESPUES; DEL BULONADO



Para un macizo rocoso conteniendo juntas de estratificación (figuras 33 y 34), la orientación de estas juntas tiene en cambio una notable incidencia sobre el desarrollo de las zonas de rotura: para $\beta = 0^\circ$ (figura 33) la estratificación es vertical y prevalecen las roturas por deslizamiento. La rotura por tracción perpendicular a las juntas se concentra en cercanía del techo; para $\beta = 90^\circ$ (figura 34) la estratificación es horizontal, la extensión y ubicación de las zonas de rotura es claramente más favorable a la estabilidad.

La acción de los pernos colocados verticalmente, no lleva a ventajas prácticas en el caso de la roca homogénea, como para estratificación vertical; en cambio es determinante en la estabilidad de rocas con estratificación horizontal.

- * Pasando al caso de túneles con sección a techo bicéntrico, el análisis ha sido conducido para un macizo rocoso homogéneo (figura 35) así como para rocas estratificadas (fig. 36 y 37), una confrontación entre las zonas de fracturas sin y con pernos perpendiculares al techo permite hacer las siguientes observaciones: para roca homogénea la rotura sigue el criterio de la tracción simple y la acción de los pernos logra limitar la extensión de esta. Para estratificaciones verticales, $\beta = 0$, se genera una rotura muy extendida sea por tracción normal sea por deslizamiento en juntas, pero la acción de los pernos limita esta extensión reduciendo la rotura en la zona de techo. La disposición horizontal de la estratificación ($\beta = 90^\circ$), va claramente a favor de la estabilidad que mejora aún más con la presencia de los pernos los cuales eliminan completamente las roturas por deslizamiento.
- * Para evaluar en forma cuantitativa el efecto que el bulonado produce sobre la estabilidad de una excavación, es oportuno introducir la relación " A_r/A_o " entre el área del material roto " A_r " y el área de la sección del túnel " A_o ". Esta relación depende de la geometría de la sec



 Corte en la estratificación
 Tracción normal a la estratificación

FIG.33- ZONAS DE ROTURA EN ROCA CON ESTRATIFICACION VERTICAL: a)ANTES; b)DESPUES DEL BULONADO

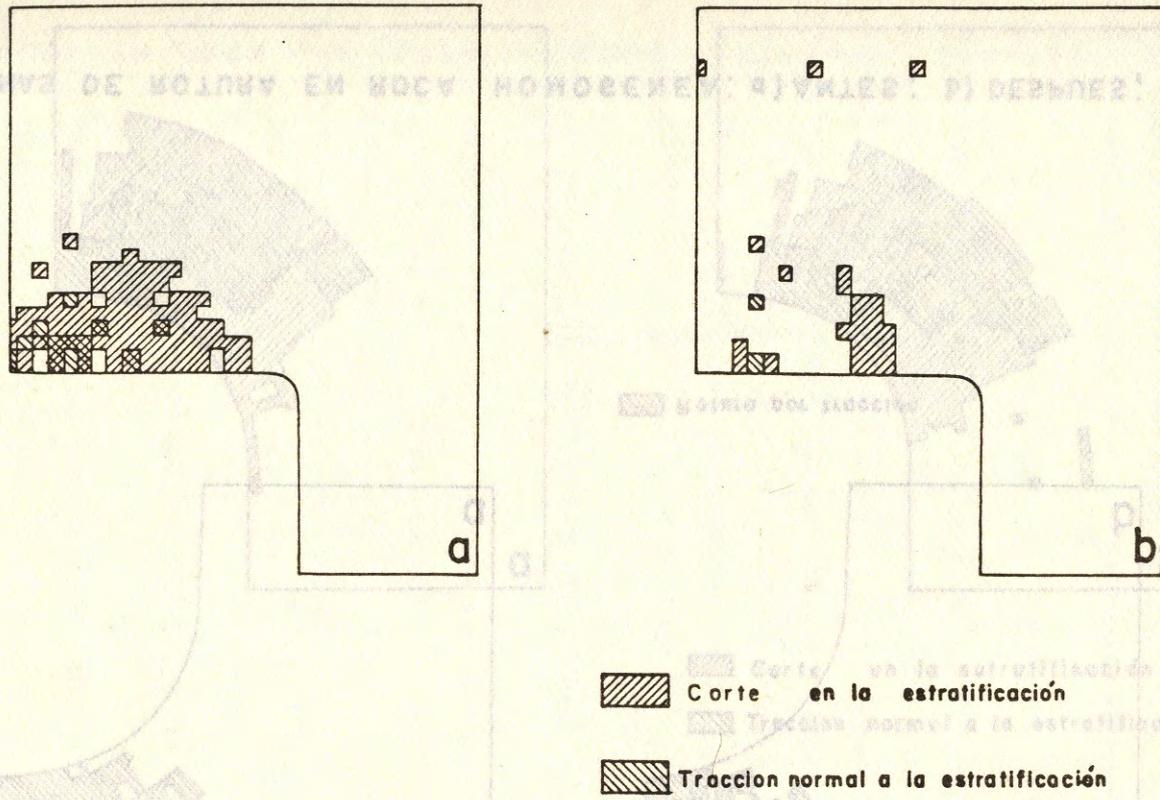
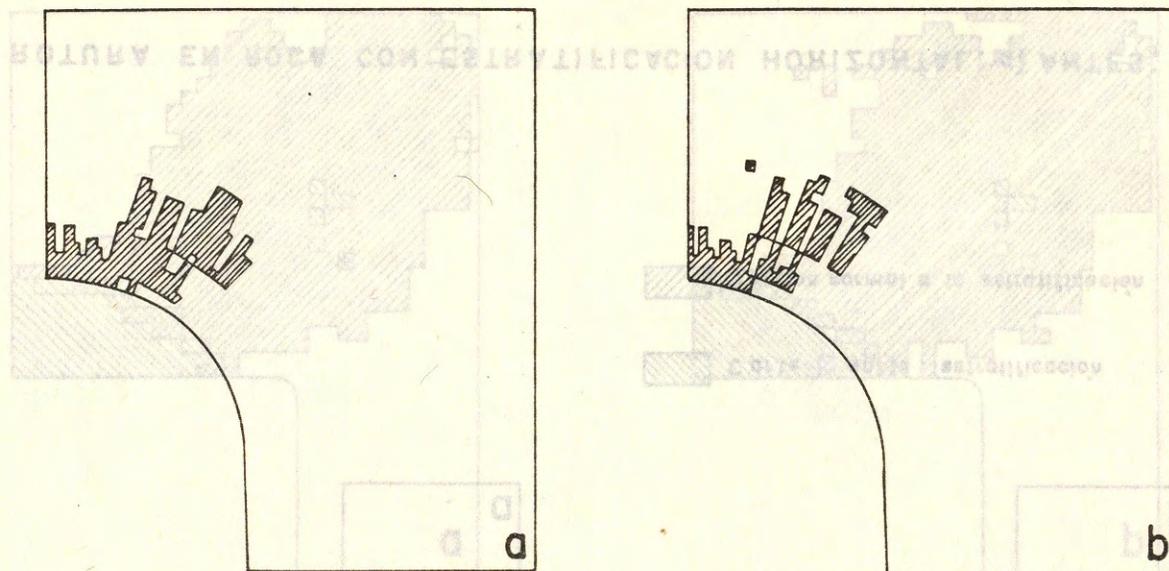


FIG.-34- ZONAS DE ROTURA EN ROCA CON ESTRATIFICACION HORIZONTAL: a) ANTES; b) DESPUES DEL BULONADO



Rotura por traccion

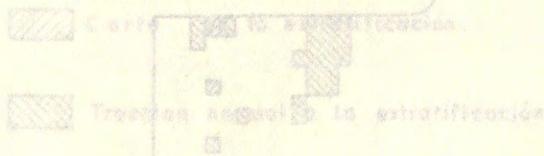


FIG.-35 - ZONAS DE ROTURA EN ROCA HOMOGENEA: a) ANTES; b) DESPUES; DEL BULONADO

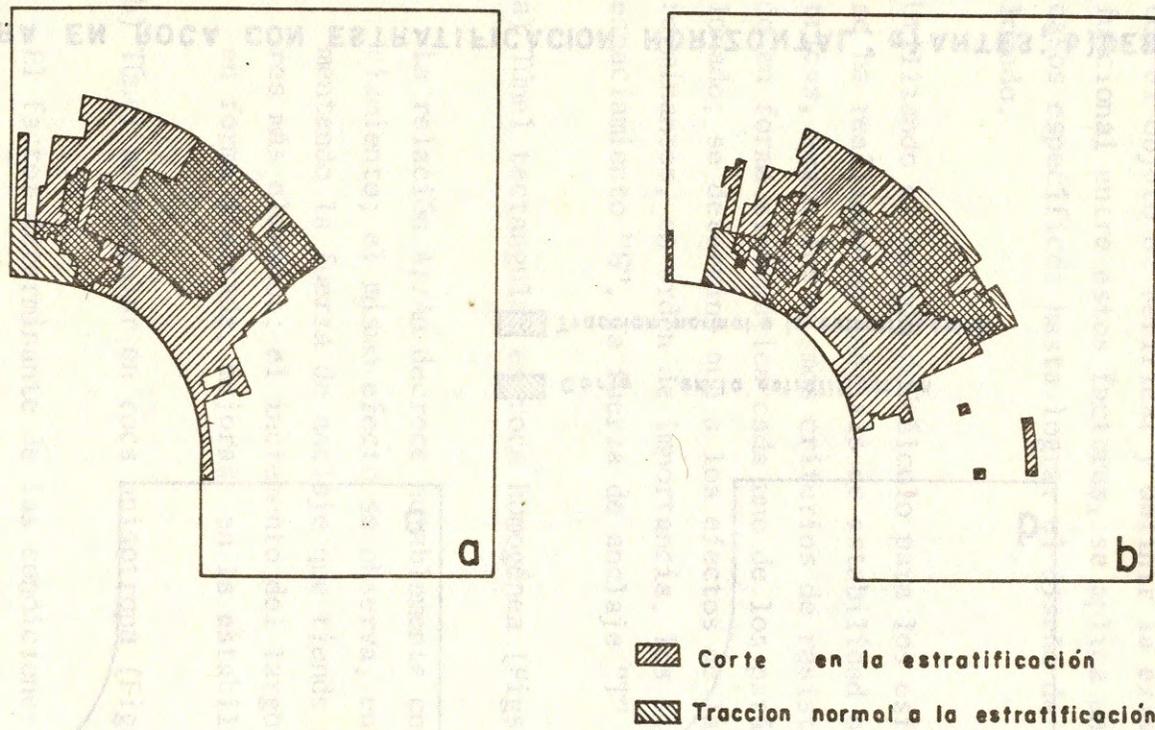
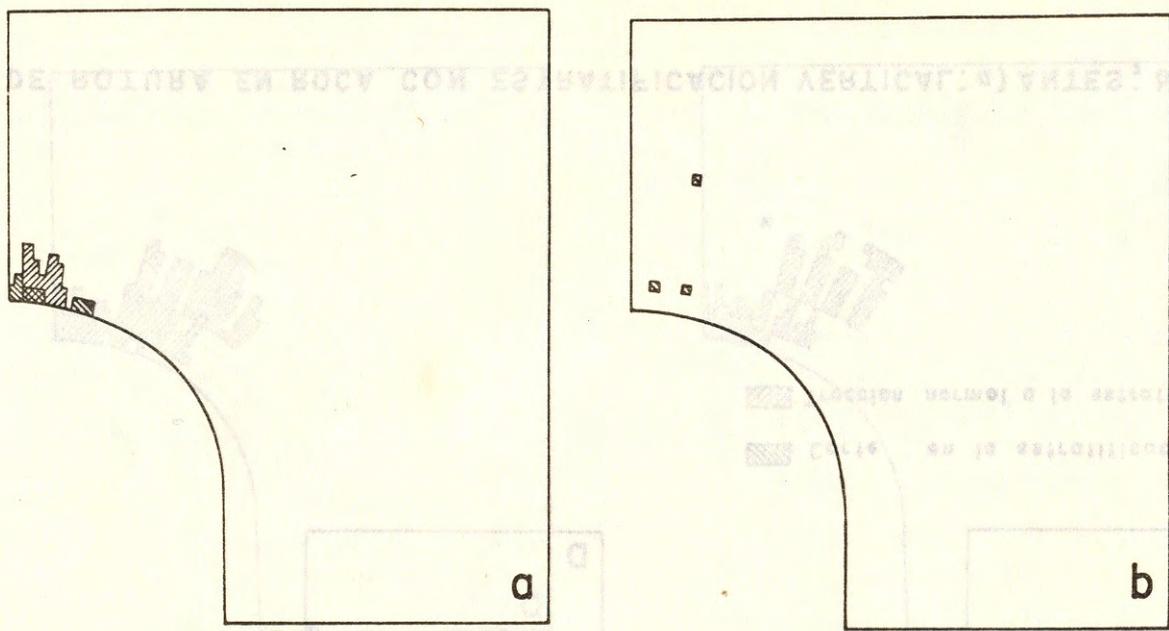


FIG.-36- ZONAS DE ROTURA EN ROCA CON ESTRATIFICACION VERTICAL: a) ANTES; b) DESPUES DEL BULONADO



 Corte en la estratificación
 Traction normal a la estratificación

FIG.-37- ZONA DE ROTURA EN ROCA CON ESTRATIFICACION HORIZONTAL: a) ANTES; b) DESPUES DEL BULONADO

ción y de las características del macizo rocoso, además que obviamente del esquema de bulonado.

Con el objeto de verificar y definir la existencia de un ligamento funcional entre estos factores, se aplica un análisis paramétrico a casos específicos hasta lograr el diseño de un esquema óptimo de bulonado.

Utilizando el método de cálculo para los esfuerzos, antes comentado, se ha realizado un análisis de estabilidad para dos secciones geométricas, según los mismos criterios de resistencia ya usados, y variando en forma sistemática cada uno de los parámetros del esquema de bulonado; se determinó que a los efectos de la estabilidad parecen determinantes, en orden de importancia, los siguientes parámetros: el espaciamiento "S", la fuerza de anclaje "T" y el largo del perno "L".

a) Túnel tectangular en roca homogénea (Figs. 38 y 39).

La relación A_r/A_o decrece notablemente con el disminuir del espaciamiento; el mismo efecto se observa, entre ciertos límites, aumentando la fuerza de anclaje que tiende a estabilizarse con valores más elevados; el incremento del largo de los pernos produce, en forma limitada, mejoras en la estabilidad.

b) Túnel rectangular en roca anisotropía (Figs. 40 y 41).

El factor determinante de las condiciones de estabilidad es la orientación de las discontinuidades; en efectos la estabilidad se vuelve más o menos crítica al aumentar la inclinación de los estratos con respecto a la horizontal. La acción de los pernos para valores de β entre 0° y 60° , se hace siempre más débil y hasta negativa; para valores de β entre 60° y 90° ; el aumento de la fuerza de anclaje

TUNEL RECTANGULAR

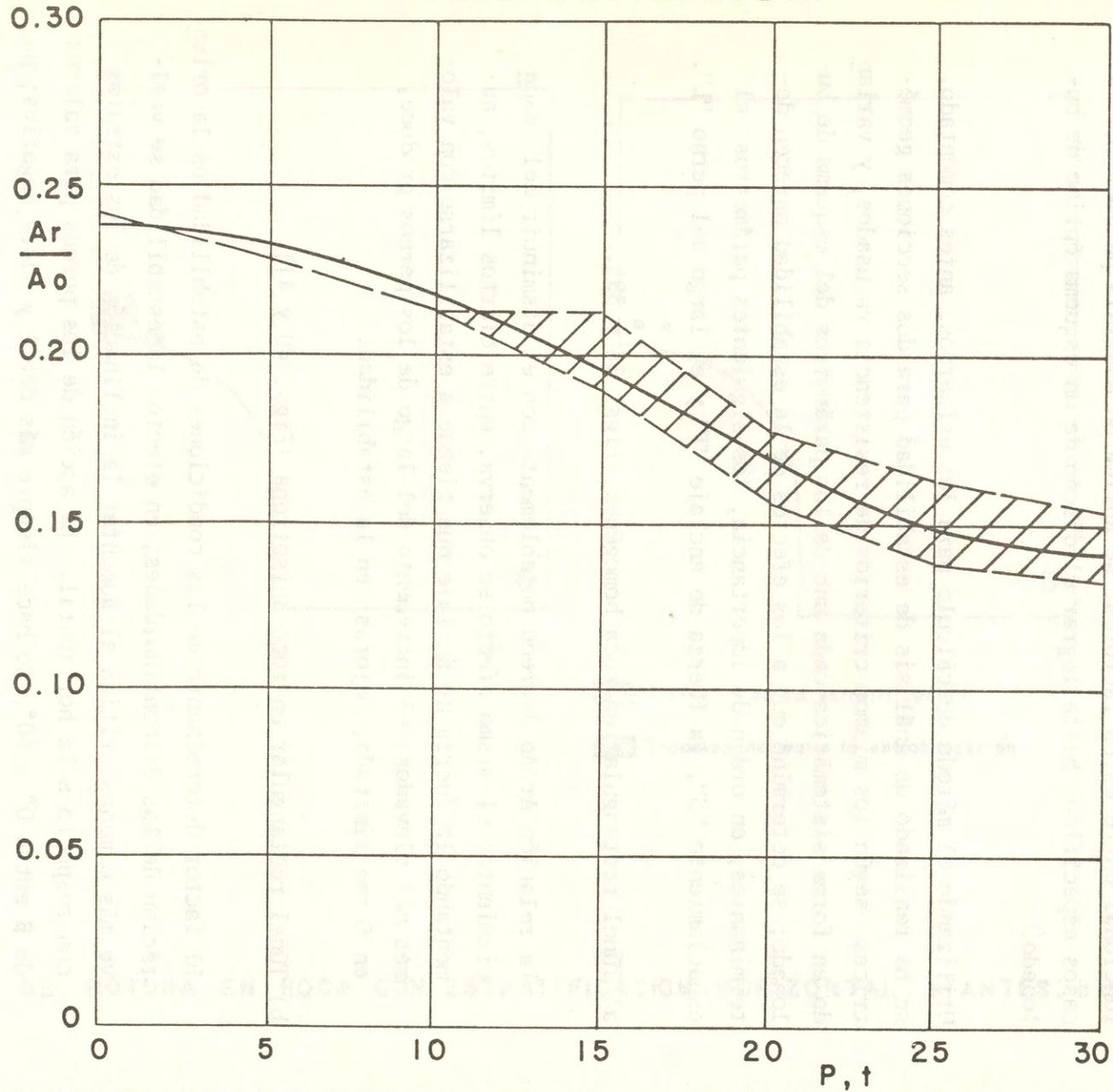


FIG.-38- INFLUENCIA DE LA FUERZA DE ANCLAJE Y DE LARGO DE LOS BULONES EN ROCA

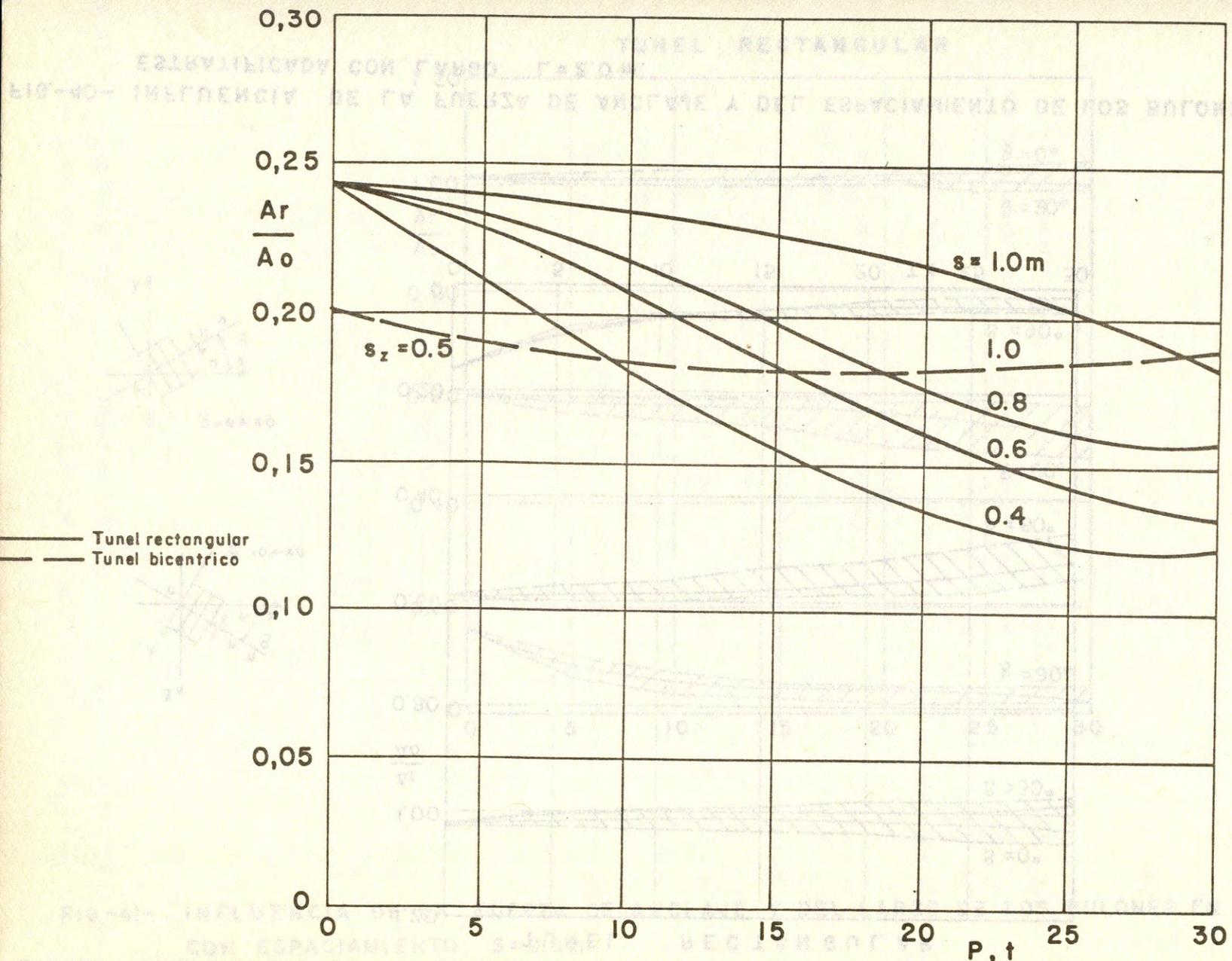


FIG-39- INFLUENCIA DE LA FUERZA DE ANCLAJE Y DEL ESPACIAMIENTO DE LOS BULONES CON LARGO $L=2.0$ m. EN ROCA HOMOGENEA.

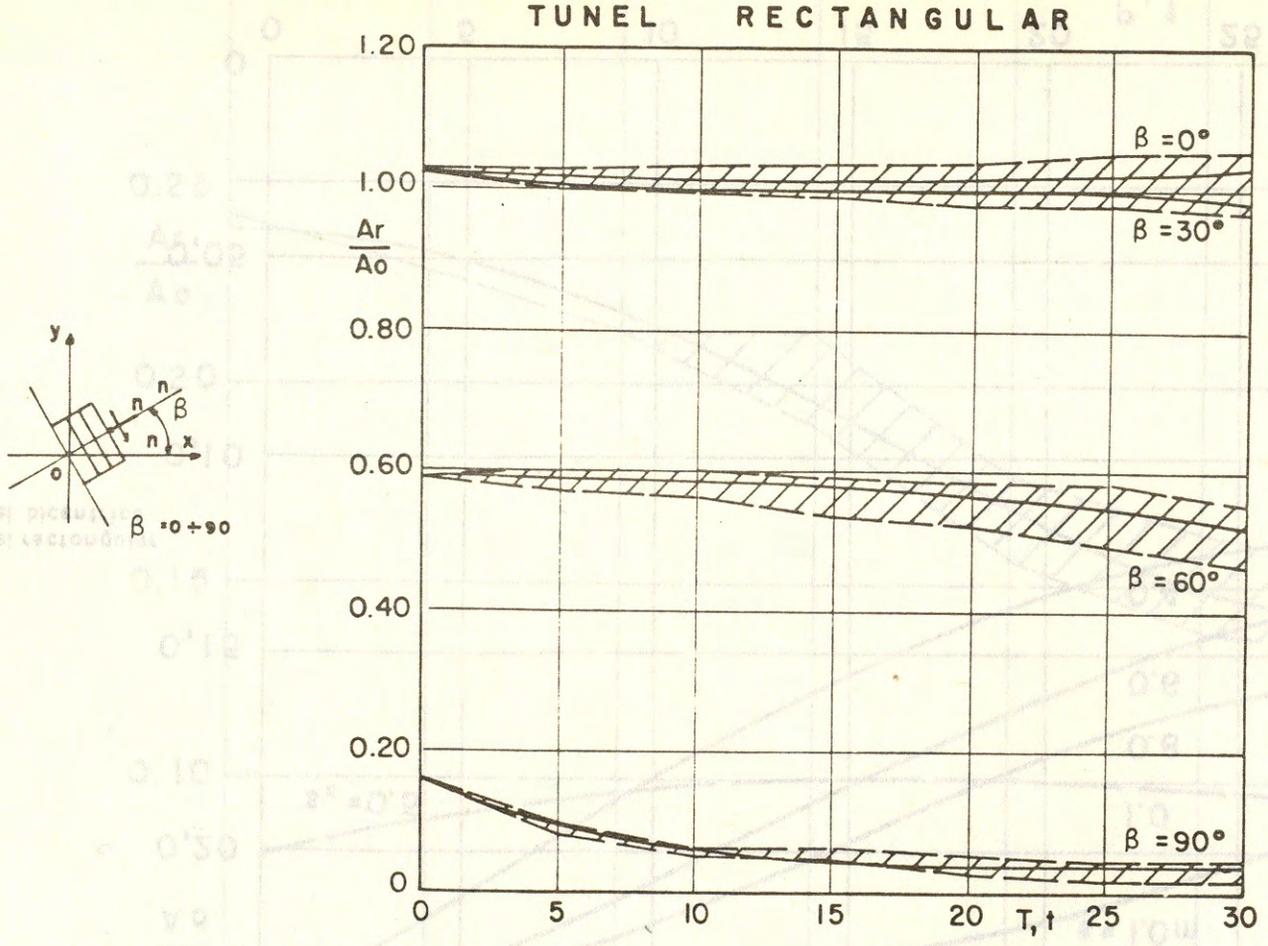


FIG.-40- INFLUENCIA DE LA FUERZA DE ANCLAJE Y DEL ESPACIAMIENTO DE LOS BULONES EN ROCA ESTRATIFICADA CON LARGO $L=2.0$ m.

TUNEL RECTANGULAR

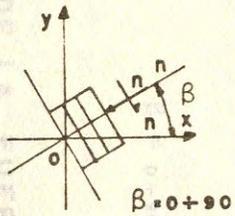
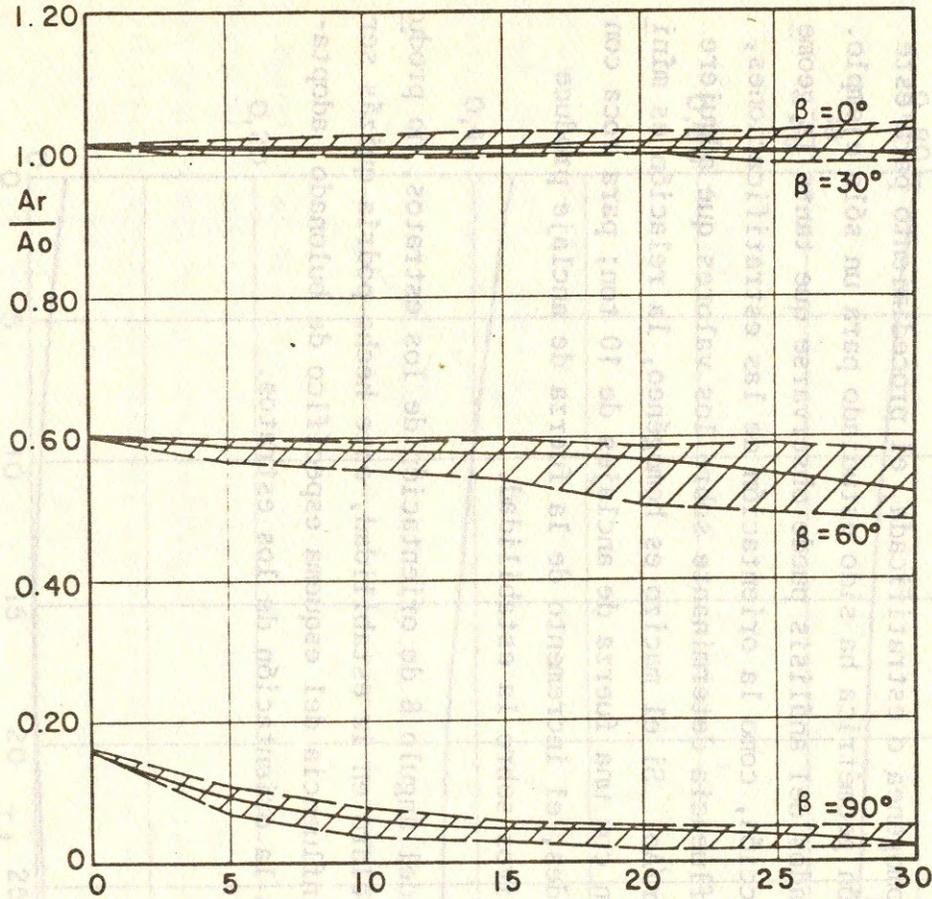


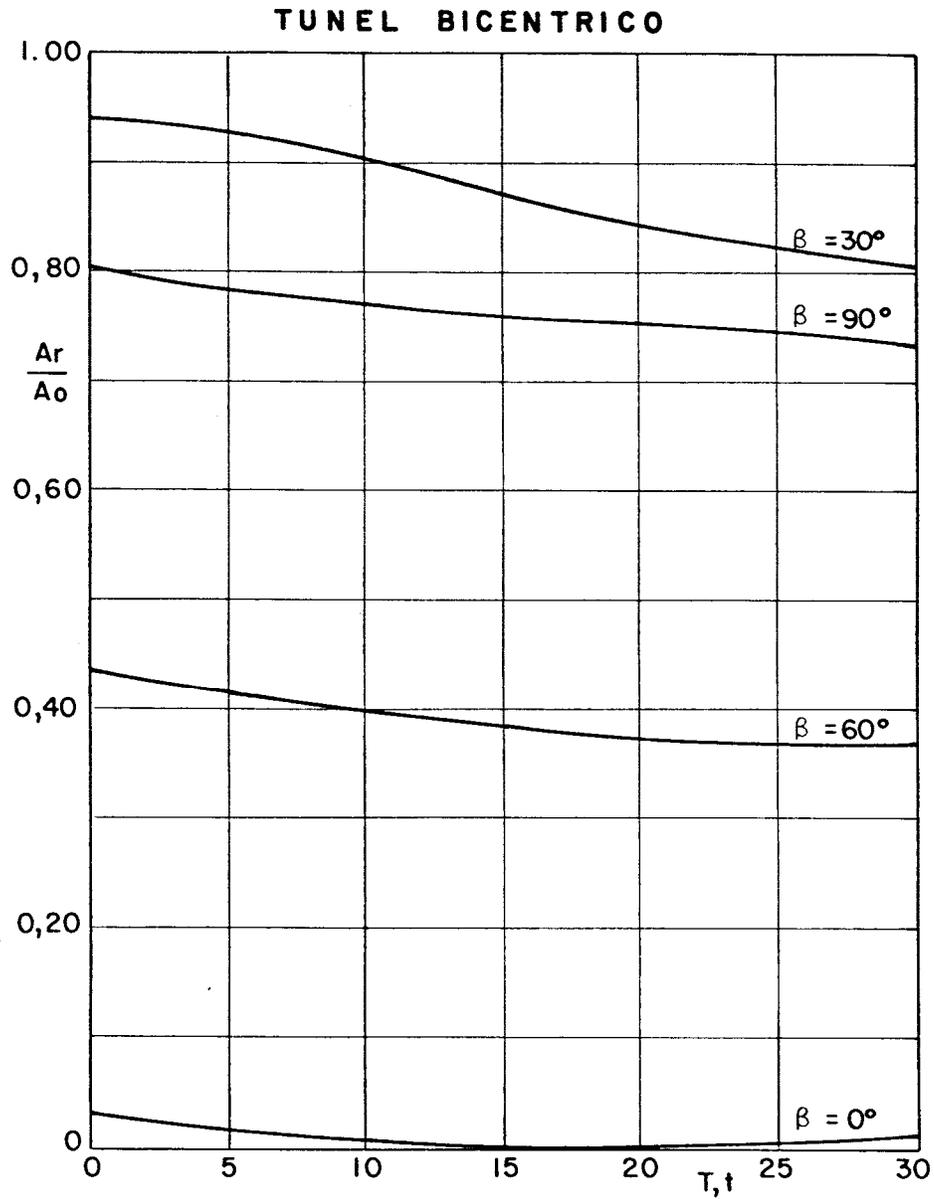
FIG.-41- INFLUENCIA DE LA FUERZA DE ANCLAJE Y DEL LARGO DE LOS BULONES EN ROCA ESTRATIFICADA CON ESPACIAMIENTO $S = 0.8$ m.

aplicada va a favor de la estabilidad, en cada caso la disminución de la distancia entre ejes y el aumento del largo influyen positivamente, aunque en medida baja.

c) Túnel con techo bicéntrico (Figs. 39 y 42).

En una roca homogénea o estratificada, el procedimiento para este tipo de sección geométrica ha sido estudiado para un sólo ejemplo. De los resultados del análisis puede observarse que tanto la geometría de la sección, como la orientación de las estratificaciones, tienen una influencia determinante sobre los valores que adquiere la relación A_r/A_o . Si el macizo es homogéneo, la relación es mínima en relación con una fuerza de anclajes de 10 ton; para roca con discontinuidades, el incremento de la fuerza de anclaje produce efectos positivos sobre la estabilidad.

La variación del ángulo β de orientación de los estratos, no produce un efecto claro en la estabilidad, este hecho podría quizás ser debido a la influencia del esquema específico de bulonado adoptado respecto a la orientación de los estratos.



$\beta = 0 \div 90$

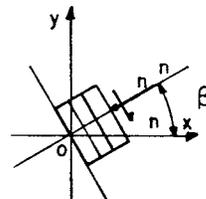


FIG.-42-INFLUENCIA DE LA FUERZA DE ANCLAJE EN ROCA ESTRATIFICADA CON LARGO DE LOS BULONES $L = 3.0\text{m.}$ Y ESPACIAMIENTO $S = 1.0\text{m.}$

INFLUENCIA DE LA INCLINACION DE LOS PERNOS

Los análisis realizados en los capítulos precedentes, aunque basados sobre hipótesis de cálculo bastantes restrictivas, han producido una metodología que puede ser empleada en algunos casos de interés práctico a objeto de diseñar y optimizar un esquema de bulonado para túneles. En este punto se desea ampliar un poco el horizonte de las bases de cálculo extendiendo la metodología elaborada, también en los casos en que los pernos sean colocados con una orientación diferente de la perpendicular, con respecto a la superficie de la excavación, o las paredes y techo del túnel.

La introducción de este nuevo parámetro (la orientación de los pernos), es sin duda útil en el estudio de muchas situaciones reales, en donde es grandísima la importancia que reviste, para los fines de estabilidad, la orientación recíproca entre pernos y superficies de excavación, aún más entre pernos y planos de discontinuidad.

En uno de los primeros capítulos de este trabajo se ha calculado y analizado el estado de sollicitaciones inducidas alrededor de un perno aislado y estudiado con diferentes inclinaciones en un semiespacio rocoso, mientras que no se introducen novedades en lo que se refiere al estado de sollicitación que se establece alrededor del túnel, previamente a la colocación de los pernos.

Por lo tanto, sin variar las hipótesis de base y la misma metodología de cálculo ya introducida se tratará de extender el análisis mediante una correcta evaluación del nuevo y más complejo estado de sollicitaciones inducido por los pernos inclinados.

En la figura 43 se presenta la nueva esquematización geométrica del problema, indicando los sistemas de referencia utilizados en el caso tomado como ejemplo, de un túnel a sección rectangular.

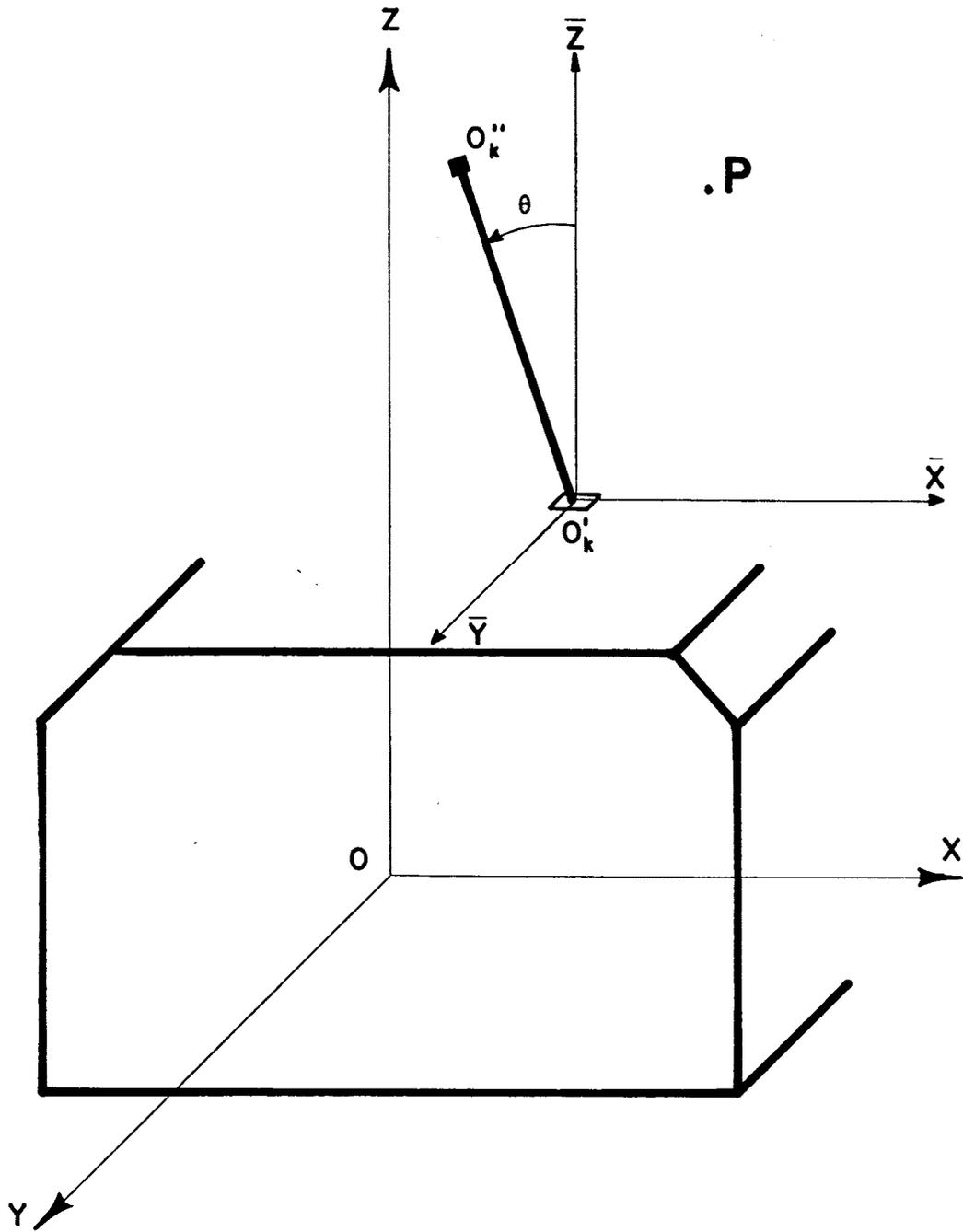


FIG.-43- SISTEMAS DE REFERENCIAS PARA BULONES INCLINADOS.

También este análisis es realizado para macizos rocosos homogéneos y estratificados.

En el primer caso, cualquiera sea la geometría del esquema de bulonado adoptada, esta debe respetar la condición de simetría respecto al eje vertical que pasa por el centro del túnel.

En consecuencia, los pernos alejados de la posición de perpendicularidad a la superficie de excavación, podrán colocarse en una de las dos formas indicadas en la figura 44; la geometría (b) debe sin dudas evitarse debido a que tiende a exaltar, con efectos negativos la estabilidad, el estado de sollicitación existente alrededor del túnel, que justamente se caracteriza por posibles sollicitaciones de tracción en el centro del techo del túnel. El análisis será llevado a cabo con referencia a la geometría del esquema (a).

En el caso de túneles en rocas estratificadas, el problema ya no considera las condiciones de simetría respecto a la vertical para el centro del túnel (aparte de los dos casos límites en que las discontinuidades sean perfectamente verticales u horizontales), en consecuencia de esta falta de simetría, el esquema de bulonado será asimétrico y para los fines de los cálculos, todo deberá ser referido a la sección completa del problema.

Para las aplicaciones a un ejemplo específico del análisis de estabilidad, se ha usado el programa de cálculo "ALBA", anexo a este trabajo y para el cual se indica el diagrama en bloques en la figura 45; este programa obviamente permite realizar los análisis anteriormente presentados referentes a pernos colocados siempre en forma perpendicular a la excavación, tratándose de una simple restricción de un caso más general.

Los datos de entrada del programa están representados por un lado por

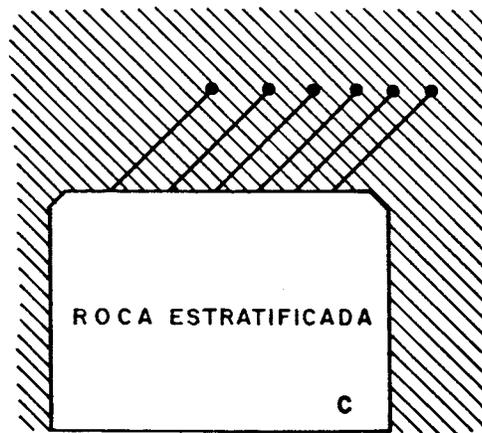
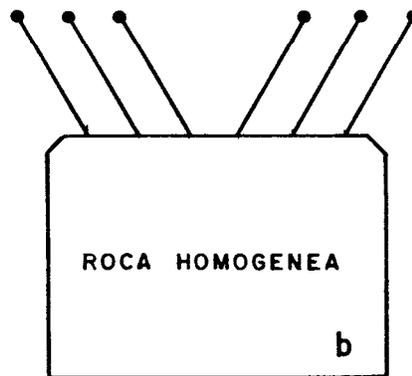
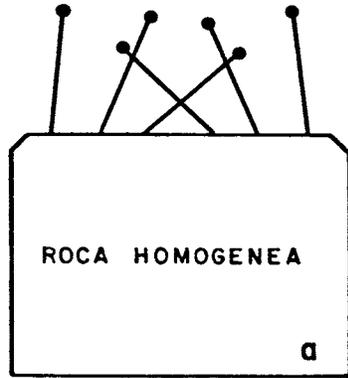


FIG-44- MODELOS ESTRUCTURALES DE LAS ROCAS Y ESQUEMAS DE BULONADOS.

PROGRAMA "ALBA"

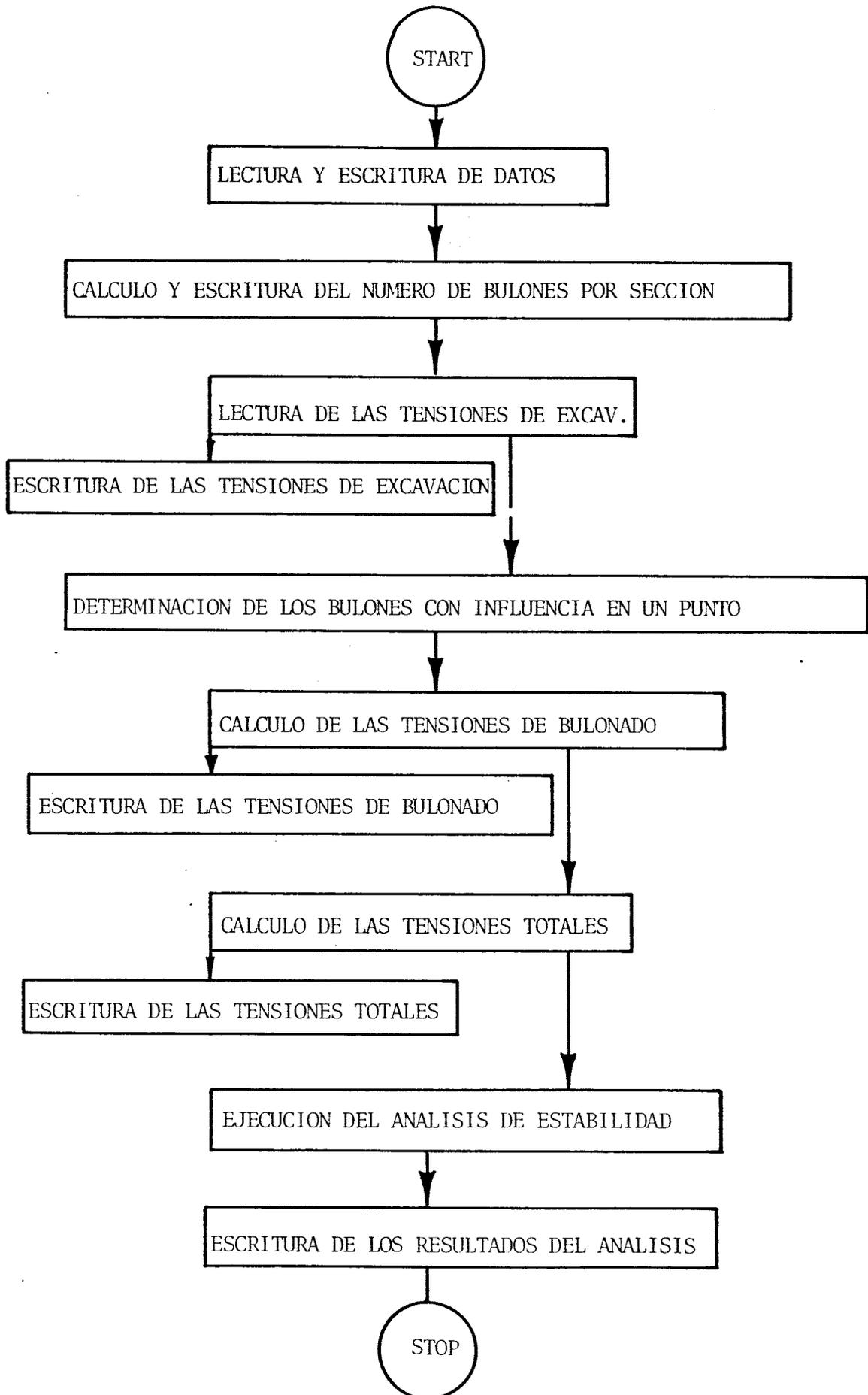


FIG.-45- DIAGRAMA DE BLOQUES DEL PROGRAMA "ALBA"

el estado de esfuerzo debido a la excavación del túnel (a su vez determinado mediante el programa de elementos finitos "FEAST I"), y por el otro por los parámetros del bulonado, en particular: largo de los pernos (2.0 m. en el ejemplo), fuerza de anclaje (15.0 ton.), espaciamiento (70.0 cm.) y separación desde la pared al primer perno (25.0 cm.).

El programa realiza también los análisis de estabilidad con los diferentes criterios adoptados para el macizo rocoso y por lo tanto a los datos de entrada deben añadirse las características de resistencia mecánica de la roca (en el ejemplo son las mismas que se han venido empleando hasta ahora).

* Para el caso de roca homogénea se han obtenido los siguientes resultados (figs. 46 y 47):

La acción de los pernos no lleva a notables ventajas cuando estos están colocados perpendicularmente al techo del túnel (así como se había observado anteriormente); la extensión de la zona de rotura en cambio se reduce en forma considerable pasando a inclinaciones de los pernos más grandes.

Para pernos inclinados de un ángulo $\theta = 60^\circ$ sobre la vertical, el área total de roca fracturada aumenta respecto a la configuración inmediatamente precedente ($\theta = 30^\circ$), pero es importante observar que este aumento se debe a la presencia de una extensa zona de rotura, en cercanía de la unión techo-pared, probablemente inducida por la presencia del perno más periférico.

En cambio en la porción central del techo, con inclinación ($\theta = 60^\circ$) reduce aún más el tamaño de la rotura; por lo cual puede afirmarse que se puede lograr un resultado óptimo, guardando una alta inclinación para los pernos centrales y disminuyéndola para los periféricos.

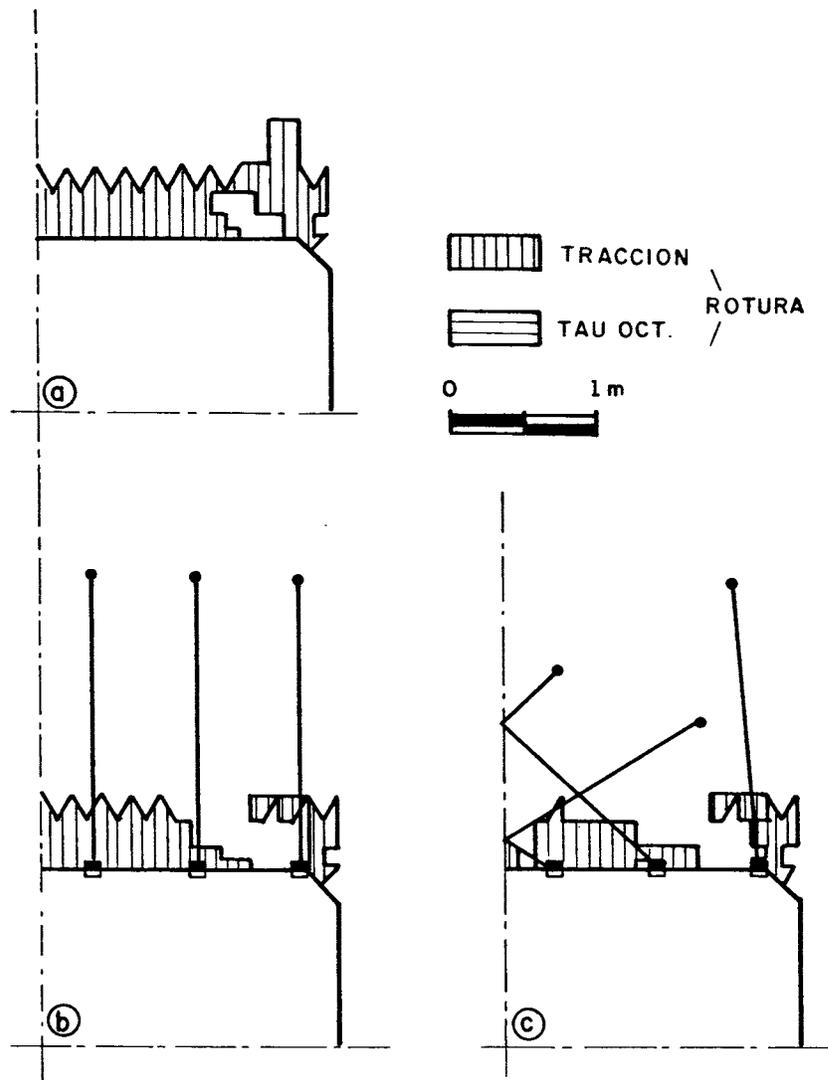


FIG.- 46- ZONAS DE ROTURA EN EL TUNEL RECTANGULAR EN ROCA HOMOGENEA.

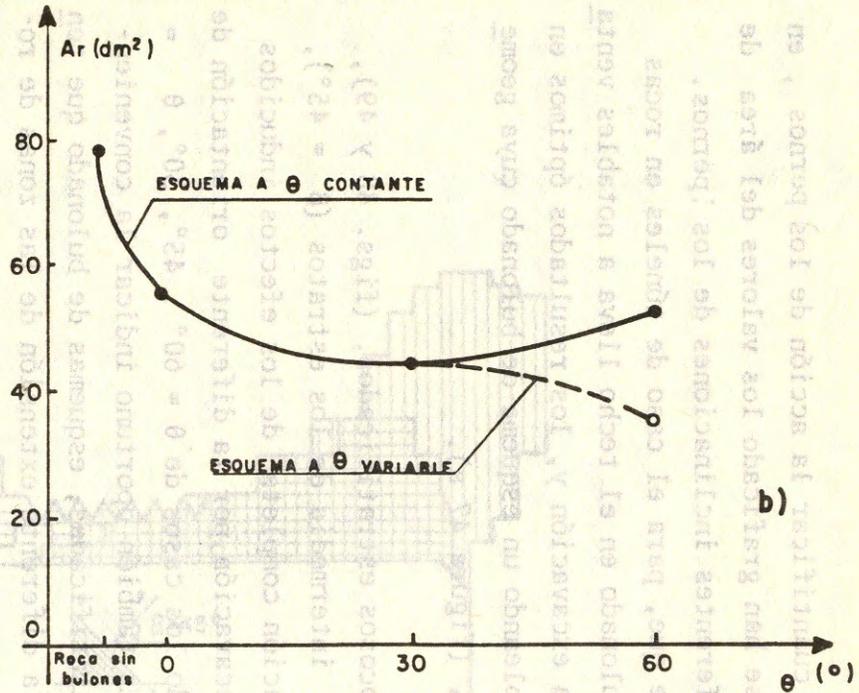
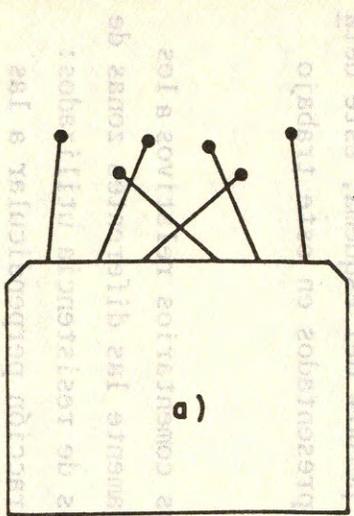


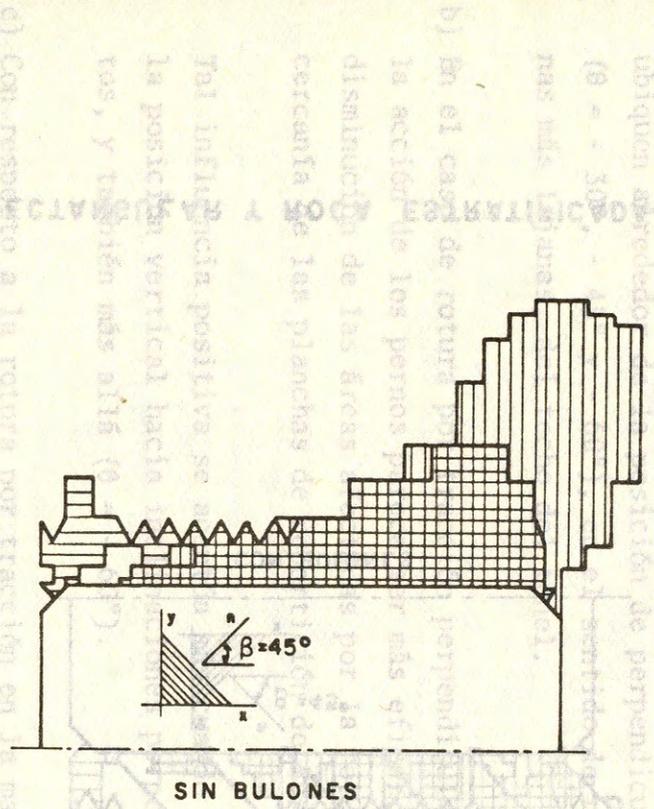
FIG.- 47- INFLUENCIA DE LA INCLINACION DE LOS BULONES APLICADOS EN UN TUNEL RECTANGULAR EN ROCA HOMOGENEA Y: a) ESQUEMA OPTIMO DE BULONADO

Con el objeto de enfatizar y cuantificar la acción de los pernos , en el diagrama de la figura 47, se han graficado los valores del área de rotura, en función de las diferentes inclinaciones de los pernos. En conclusión puede afirmarse que, para el caso de túneles en rocas homogéneas, la técnica del bulonado en el techo lleva a notables ventajas para la estabilidad de la excavación y, los resultados óptimos en este sentido, se obtienen empleando un esquema de bulonado cuya geometría simula la de un abanico, (figura 47 a).

- * Pasando al caso de macizos rocosos estratificados, (figs. 48 y 49), con una orientación intermedia de los estratos ($\beta = 45^\circ$), se ha realizado una investigación completa de los efectos inducidos sobre la estabilidad de la excavación, por la diferente orientación de los pernos. Se han examinado los casos de $\theta = 60^\circ$, 45° , 30° , $\theta = -30^\circ$, -45° , y $\theta = -60^\circ$. Es también oportuno indicar la conveniencia de emplear en rocas estratificadas, esquemas de bulonado que tengan efectivamente en cuenta la diferente extensión de las zonas de rotura de un lado y del otro de la línea central de la sección del túnel, así como lo demuestra el análisis de estabilidad en ausencia de pernos (fig. 48). En estos casos convendría en efecto variar el espaciamiento y/o la fuerza de anclaje de los pernos del esquema; este detalle no ha sido estudiado en los ejemplos presentados en este trabajo por simplificar los cálculos.

Para hacer más clara la exposición de los comentarios relativos a los ejemplos analizados, se examinan separadamente las diferentes zonas de rotura obtenidas, según los tres criterios de resistencia utilizados: deslizamiento en las discontinuidades, tracción perpendicular a las discontinuidades y tracción en la matriz rocosa.

- a) También en el caso de roca reforzada con pernos, la rotura por deslizamiento a lo largo de las discontinuidades o estratificaciones, representa algo cuantitativamente predominantemente respecto a los



CORTE
TRACCION
TRACCION EN MATRIZ

FIG.-48- ZONAS DE ROTURA EN TUNEL RECTANGULAR Y ROCA ESTRATIFICADA ANTES DEL BULONADO

FIG. 49- ZONAS DE ROTURA EN TUNEL RECTANGULAR Y ROCA ESTRATIFICADA DESPUES DEL BULONADO.

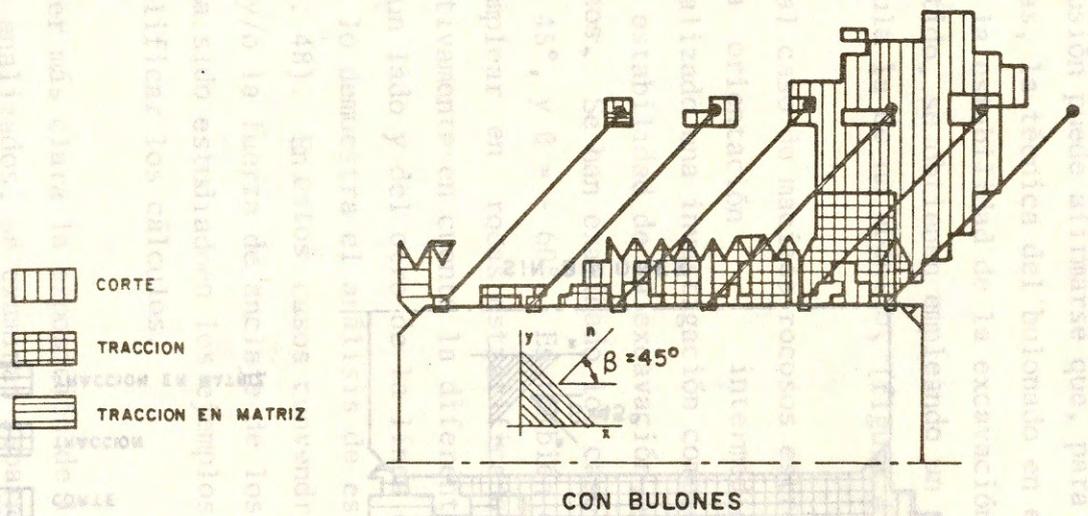


FIG.-49- ZONAS DE ROTURA EN TUNEL RECTANGULAR Y ROCA ESTRATIFICADA DESPUES DEL BULONADO.

otros tipos de rotura y la acción de los pernos parece ser bastante limitada.

Esta acción en todo caso se manifiesta en el sentido de hacer desaparecer la rotura en las inmediatas cercanías de las planchas de repartición de los pernos y, solamente para los casos en que los pernos se ubiquen alrededor de la posición de perpendicularidad a los estratos ($\theta = - 30^\circ$, $- 45^\circ$ y $- 60^\circ$), en el sentido de reducir la rotura en zonas más lejanas, del techo del túnel.

- b) En el caso de rotura por tracción perpendicular a las discontinuidades, la acción de los pernos parece ser más eficaz, se observa una sensible disminución de las áreas afectadas por la rotura particularmente en cercanía de las planchas de repartición de los pernos.

Tal influencia positiva se acentúa más cuando los pernos varían desde la posición vertical hacia inclinaciones perpendiculares a los estratos, y también más allá ($\theta = - 60^\circ$).

- c) Con respecto a la rotura por tracción en la matriz rocosa, la acción de los pernos, crea a veces nuevas zonas de rotura localizadas en cercanía de los puntos de anclaje; sin embargo en el conjunto la acción puede considerarse positiva por cuanto da lugar a una mejora de la situación general.

En este caso la orientación de los pernos, tiene una incidencia que parece escapar a una bien determinada ley. Pasando en efecto a inclinaciones diferentes, aún inmediatamente próximas, los resultados son a veces muy diferentes y la evolución de las extensiones de la zona de rotura no es continua, probablemente, así como se comentó en ocasión anterior estos resultados se deben al esquema específico de anclaje y ejemplo tratado.

- * En análisis sucesivos, se han considerado también la acción de los pernos para otras posibles orientaciones de los estratos.

Para $\beta = 30^\circ$ y $\beta = 60^\circ$, se ha realizado el análisis con pernos perpendiculares a la superficie de excavación y con pernos perpendiculares a los estratos, en estos casos, la acción de los pernos se manifiesta en forma más marcada con respecto de la rotura por tracción normal a las discontinuidades; en efecto las extensiones de estas zonas de rotura se reducen bastante con los pernos verticales y en mayor grado con los pernos perpendiculares a la estratificación.

También las roturas por deslizamiento en la estratificación disminuyen, preferencialmente cerca de las zonas en que resultan aplicadas las fuerzas de los pernos (planchas de repartición y puntos de anclaje), cuando los pernos se colocan perpendicularmente a los estratos.

- * En los casos límites de estratificaciones verticales y horizontales, se observa en particular que, cuando los estratos son verticales, los pernos, colocados perpendicularmente al techo del túnel, y en la misma dirección de los estratos, no dan lugar a beneficios sobre la estabilidad; esta mejora en cambio con pernos inclinados y colocados según el mismo esquema geométrico, de abanico, considerado óptimo en el caso de roca homogénea.

Cuando los estratos son horizontales, los pernos, aplicados perpendicularmente a la superficie de excavación, y a los mismos estratos, revelan una influencia decididamente positiva. Del examen en cambio de las condiciones de estabilidad de la excavación en presencia de pernos de cualquier forma inclinados, se nota siempre un sensible empeoramiento de la situación global.

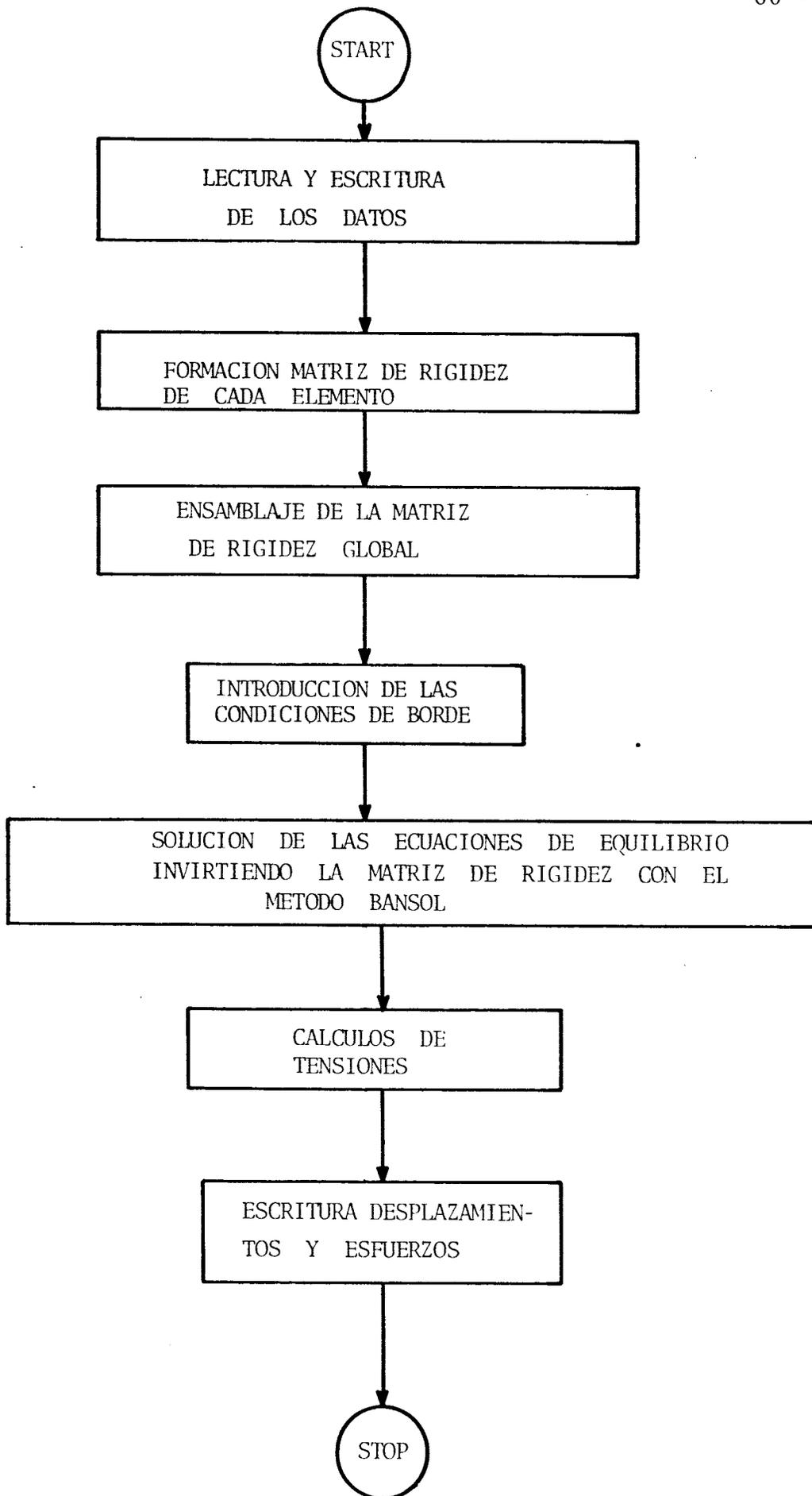


FIG.-50- DIAGRAMA DE BLOQUES DEL PROGRAMA "FEAST" I

CONCLUSIONES, CRITICAS Y PERSPECTIVAS

- * El estudio hasta aquí realizado ha ilustrado un método para el análisis de las sollicitaciones alrededor de túneles reforzados mediante bulones y así mismo para la ejecución del análisis de estabilidad y optimización del esquema de bulonado.

Considerando el macizo rocoso como homogéneo, isotropo y líneamente elástico, se han determinado con métodos analíticos los esfuerzos producidos por los pernos mientras las tensiones debidas a la excavación han sido evaluadas tomando como recurso el Método de los Elementos Finitos. Superponiendo luego oportunamente los dos campos de esfuerzos, se ha conducido un análisis de estabilidad mediante el uso de determinados criterios de resistencia, basados en la comparación entre las zonas de roturas antes y después del bulonado.

Con respecto a las características de resistencia, el macizo rocoso ha sido considerado como isotropo, y anisotropo conteniendo un sistema de discontinuidades paralelas con diferentes inclinaciones, para dos secciones del túnel: sección rectangular y sección con techo bicéntrico.

Luego se ha evaluado cuantitativamente la influencia, de las condiciones de estabilidad, de los diferentes parámetros característicos del esquema de bulonado: espaciamiento, largo, fuerza de anclaje y orientación de los pernos.

De esta forma se ha introducido una metodología para la optimización del esquema de bulonado, basada en la búsqueda del valor mínimo de la relación " A_r/a_o ": área de rotura sobre área de la sección del túnel.

* En lo que se refiere a las críticas que pueden hacerse a la metodología presentada, son obviamente numerosas y las principales han sido mencionadas en diferentes ocasiones en el transcurso del presente trabajo.

Desde el punto de vista de las características de las rocas se han considerado las condiciones supuestas de homogeneidad, isotropía y elasticidad lineal.

Un paso adelante se ha hecho introduciendo un modelo de discontinuidades de estratificación; pero como ya se observó, tal esquematización anisotrópica ha sido respectada solamente desde el punto de vista de la aplicación de los criterios de resistencia; habiendo quedado ligado a la esquematización originaria isotrópica al estado de sollicitaciones.

También del punto de vista de la efectividad del bulonado; el método empleado para su evaluación presenta algunos aspectos criticables. Entre estos, es esencial el hecho que el método se limita a la comparación de las dos situaciones antes y después del bulonado, haciendo completa abstracción de las modificaciones inducidas en la roca por la excavación del túnel; modificaciones éstas que ciertamente ocurren en el lapso de tiempo comprendido entre las dos operaciones de excavación y bulonado. Esta crítica en efecto tiene cierta validez cuando el bulonado de la roca sigue inmediatamente a la abertura de la excavación así como se ha considerado en este estudio.

Otra de las numerosas hipótesis simplificadoras introducidas es la esquematización misma del perno mediante dos fuerzas aplicadas en dos puntos precisos (plancha de repartición y punto de anclaje). De esta forma se están despreciando los fenómenos importantes, que se verifican a nivel de estado de sollicitación, especialmente en la zona del punto de anclaje. En efecto es bien conocido que para rocas con baja o mediana resistencia, se verifica en correspondencia de esta zona una progresiva

plastificación determinada por la intensidad de las cargas aplicadas. Por otro lado, también las rocas con elevada resistencia ponen el problema de las condiciones que se verifican en el punto de anclaje.

- * Pasando como conclusión a las perspectivas de una mayor profundización del estudio iniciado en este trabajo, los campos que se abren son muchos y amplios; en todo caso la investigación deberá dirigirse hacia la sucesiva eliminación, o por lo menos limitación, de los principales defectos e imprecisiones del método presentado.

Por ejemplo evaluar la capacidad portante del punto de anclaje en rocas de diferente naturaleza, reviste mucho interés, desde el punto de vista del cálculo de los esquemas de bulonado y a objeto de interpretar en forma correcta las pruebas de cargas que se hacen sobre pernos. Las leyes que se podrían tomar para el comportamiento de la roca en una investigación de este tipo son: la elástica líneal, elástica no líneal con resistencia a tracción nula o finita y con límite de resistencia al corte; elástica no líneal por ejemplo de tipo hiperbólico; viscoelastoplástica; etc. El estudio deberá ser conducido mediante el uso del método de los elementos finitos y una esquematización del problema en simetría axial.

Para lo que se refiere al problema global, también se puede pensar a una esquematización no lineal y a la posibilidad de tomar en cuenta propiedades viscosas y plásticas también en la fase de evaluación del estado solicitacional alrededor del túnel previamente al bulonado.

En principio también puede hacerse abstracción de las fórmulas analíticas introduciendo una esquematización a elementos finitos tridimensionales que comprenda de una sola vez los esfuerzos de excavación y de bulonado.

También no resulta difícil tomar en cuenta en primera aproximación las

mencionadas y modificaciones que se producen en la roca alrededor del túnel antes de que se coloquen los pernos; se tratará de hacer actuar éstos sobre un medio rocoso con características mecánicas completamente diferentes.

Por otro lado la investigación puede ser llevada a cabo sobre procedimientos conceptuales completamente diferentes, por ejemplo evaluando la acción de los pernos en función de simple sostenimiento de la parte de roca que se rompe a consecuencia de la excavación del túnel. El cálculo requiere en este caso la evaluación del área a ser sostenida mediante la determinación de líneas de deslizamiento ligadas al estado de sollicitación y prefijados coeficientes de seguridad; este procedimiento es similar al que comúnmente se emplea en la solución de problemas mediante los métodos del equilibrio límite global.

Cuando las sollicitaciones naturales inducen alrededor del túnel niveles de esfuerzos tan grandes que puedan causar la formación de una zona plasticizada, el más adecuada criterio de diseño del esquema de bulonado se basa, sobre la ejecución de análisis elasto plásticos. El esquema teórico de solución más frecuentemente aplicado es el de las "curvas características"; este método implica por un lado la determinación de la curva característica (presión interna al túnel - deformación de las paredes) del túnel y, por el otro lado, la definición de la curva característica del sistema de bulonado. Este procedimiento puede a su vez ser implementado tomando apoyo de soluciones analíticas, o soluciones numéricas.

BIBLIOGRAFIA

- BARLA G. - On the distribution of stress around openings located in a rock mass. Doctoral Dissertation, Columbia University, New York. (1970).
- BARLA G. y CRAVERO M. - Analysis of stress around underground openings reinforced with rock bolts. International Symposium on Underground Openings, Lucerna. (1972).
- BOUSSINESQ J. - Applications des potentiels a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solides elastiques. Gauthier - Villars, Paris . (1855).
- CERUTTI V. - Sulla deformazione di un corpo elastico isotropo per alcune speciali condizioni ai limiti. Accademia dei Lincei, Roma. (1888).
- COATES D.F., COCHRANE T.S. - Development of design specifications for rock bolting from research in Canadian mines. 6th International Mining Congress, Madrid. (1970).
- EWOLDSSEN H.M., MCNIVEN H.D. - Rock bolting for structural support. Part I and II. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 6. (1969).
- GOODMAN R.E., EWOLDSSEN H.M. - A design approach for rock bolt reinforcement in underground galleries. International Symposium on Large Permanent Underground Openings, Oslo. (1969).

LANG T.A. - Rock behavior and rock bolt support in large excavations. Underground Pozer Stations Symposium, A.S.C.E., Power Div. (1967).

MINDLIN R.D. - Force at a point in the interior of a semiinfinite solid. Physics 7. (1936).

PANEK L.A. - The effect of suspension in bolting bedded mine roof. U.S. Bureau of Mines Report of Investigations 6138. (1962 a).

PANEK L.A. - The combined effects of friction and suspension in bolting bedded mine roof. U.S. Bureau of Mines Report of Investigations 6139. (1962 b).

PANEK L.A. - Design for bolting stratified roof. A.I.M.E. Annual Meeting, New York. (1964).

PERRI G. - Indagine teorica su sistemi di bullonatura per gallerie. Impiego di metodi numerici per la valutazione degli effetti strutturali indotti nella roccia. Tesis de grado. Politécnico de Torino. (1974).

PERRI G., BARLA G., CRAVERO M., - Indagine sulla bullonatura di gallerie. Metodo di calcolo per bulloni comunque inclinati. XII Convegno Nazionale di Geotecnica. Cosenza. (1975).

PERRI G. - Apuntes para el curso de Mecánica de Rocas, primera parte. Universidad Central de Venezuela, Caracas, (1979 - 80).

SINGH M.M., CHUGH Y.P. - Designs of roof installation in stratified deposits. A.I.M.E. Annual Meeting, Los Angeles, (1967).

STEFANKO R. - Static anchorage efficiency of roof bolts. A.I.M.E. Annual Meeting, New York. (1962).