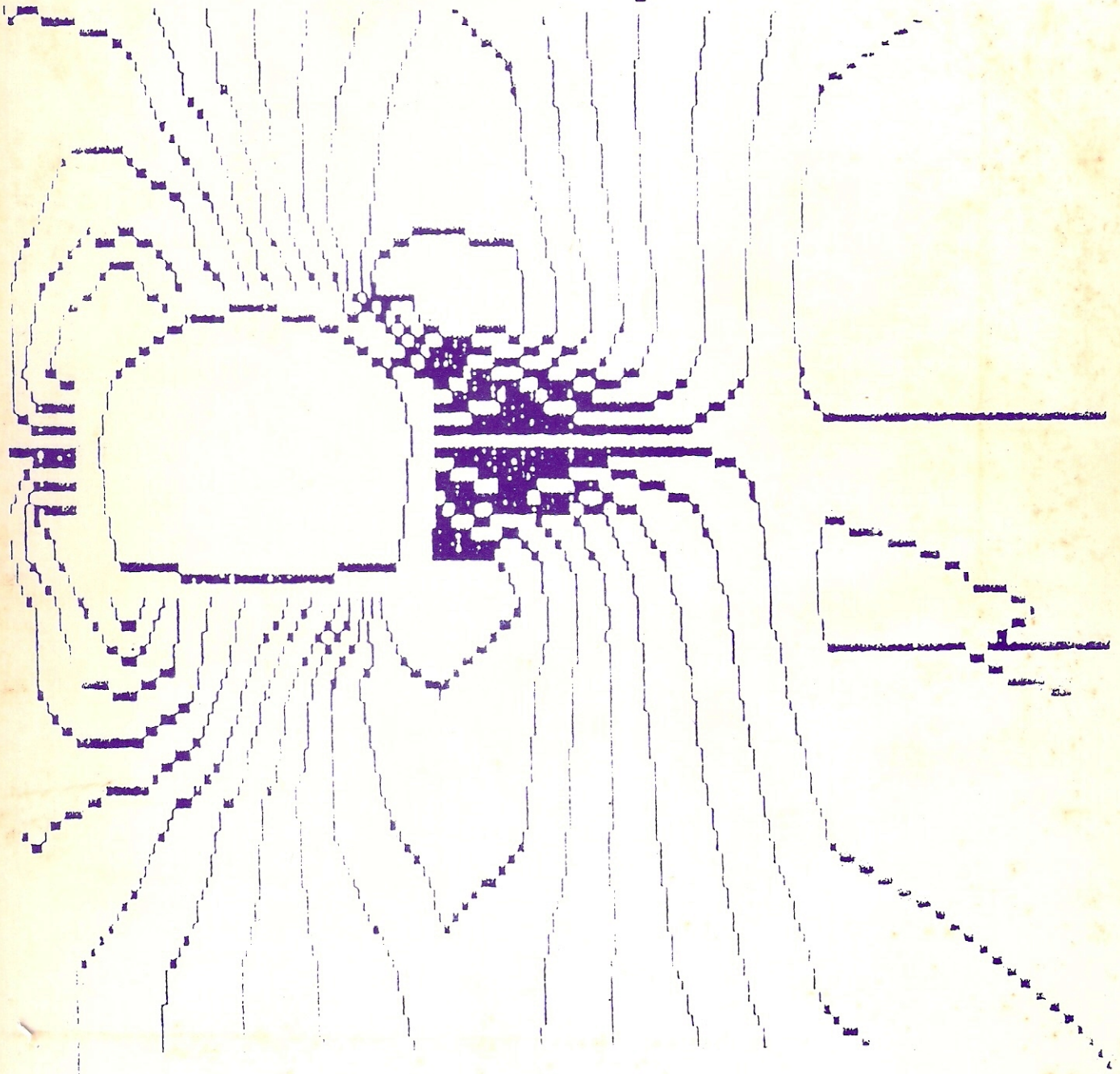


DISEÑO GEOTECNICO DE TUNELES

gianfranco perri

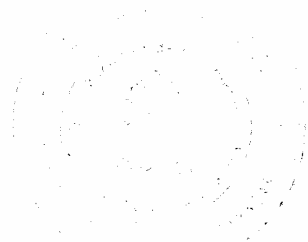
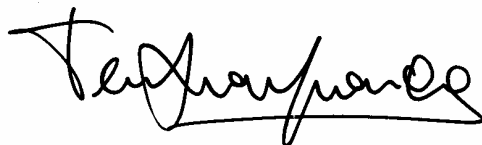


1990 EDIT Ediciones Innovación Tecnológica

ISBN. 980 – 00 – 0467 - X

DISEÑO GEOTECNICO DE TUNELES

gianfranco perri



1990 EDIT Ediciones Innovación Tecnológica

1990 EDIT Ediciones Innovación Tecnológica

Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida, almacenada o transmitida en manera alguna ni por ningun medio mecánico, electrónico, óptico o quimico, sin permiso del autor y del editor.

Caracas, 1990

Impreso en Diciembre de 1990

PROLOGO

Quienes de una manera u otra hemos tenido que ver con el proyecto y con la construcción de túneles podemos asegurar que ambas tareas se complementan, pues como bien lo han expresado los maestros en este difícil arte, ..." El proyecto de un túnel comienza en la fase del estudio geológico y geotécnico del sitio y termina cuando se pone en servicio la obra".-

Porqué tiene que resultar complementarias ambas tareas?..... Acaso en la fase de construcción del túnel no se ejecuta en forma exacta lo indicado en los planos de proyecto?.....He aquí la principal dificultad que debe aceptar el ingeniero de túneles... " Comprender que deberá enfrentar algunas sorpresas a medida que va construyendo la obra y que tales sorpresas son absolutamente normales.-

Al proyectista de un túnel lo comparamos siempre con el comandante de una gran aeronave, quien tiene como obligación preparar un plan de vuelo previo. Es muy posible que dicho plan sea muy completo y que el avión cuente con los mas refinados sistemas de ayuda; sin embargo, el comandante debe estar entrenado para enfrentar numerosas situaciones de diversa índole, conocidas como emergencias, que requieren de toda su destreza para llevar la nave a su destino.-

Es esta la razón por la cual el diseño de los túneles es un arte y no una ciencia en el estricto sentido de la palabra, pues no importa cuan refinados sean los sistemas de ayuda - entiéndase ayudas de computación- con los que cuente el ingeniero, siempre tendrá que estar preparado para enfrentar emergencias en un determinado momento del proceso constructivo, y ello es lo que hace que esta especialidad sea fascinante.-

Gianfranco Perri es un joven profesor dotado de una extraordinaria inteligencia, quien domina bastante bien, con calidad de virtuoso, el tema de los modelos matemáticos y el uso de las herramientas de computación. En este sentido, el texto que hoy saca a la luz contiene aportes muy importantes en materia de modelaje.-

La presentación del método de la curva característica para el diseño del túnel la hace Perri en forma muy didáctica, explicando la importancia que tiene la interacción suelo-estructura en la estimación de las solicitaciones sobre el revestimiento. Este concepto ha sido utilizado con bastante éxito en la ejecución del Túnel de Yacambú y ha servido para explicar las razones de los accidentes ocurridos en esa importante obra.-

Sin duda alguna, esta obra del profesor Gianfranco Perri constituye un aporte importante para la enseñanza de la ingeniería, pues además de pasar revista cronológica a la gran mayoría de los métodos de cálculo relacionados con la influencia de la abertura subterránea en el terreno circundante, hace un análisis comparativo sobre las referidas metodologías; con lo cual logra cumplir con la meta de apuntar las ventajas y desventajas de cada una de ellas.-

El profesor Perri estima que llegará el día en el que se logre contar con herramientas de análisis muy rápidas que permitan que el proyecto de los tuneles se acerque mas a la ciencia y sirvan, por ende, para formar un mayor contingente de profesionales bien preparados en la materia.-

No dudamos que él tenga razón, pues ya es posible guiar un hombre a la luna en sofisticados sistemas de transporte teledirigidos, lo cual constituye un gran paso de avance hacia el futuro y es hartos mas complicado que construir un túnel que atraviese una montaña.-

No obstante, tal y como él lo expresa en el texto, falta un largo trecho por recorrer antes de que la automatización logre apoderarse de la difícil labor de proyectar un túnel y , en consecuencia, debemos ser muy prudentes al emplear las nuevas herramientas disponibles.-

No nos queda mas que felicitar a nuestro colega y joven consultor por el esfuerzo que ha realizado al producir esta obra, a sabiendas que lo ha hecho con mucho sacrificio en sus horas de descanso, pues nos consta que es un profesional de alta talla y de mucha ocupación.-

Roberto Centeno Werner.

P R E F A C I O

Después de casi diez años de enseñanzas de la asignatura "Diseño Geotécnico de Túneles" a los estudiantes de la Universidad Central de Venezuela, y después de muchos esfuerzos para reunir, seleccionar y ordenar un material de apoyo para una materia en verdadera vertiginosa evolución, quise enfrentar la tarea de escribir un "texto" para presentar la materia en forma ordenada y bajo un enfoque en ilustrar la evolución cronológica del pensamiento ingenieril del tema como medio para llegar a entender mejor los conceptos básicos de la estática de las obras subterráneas.

Basado en el estudio y en la valiosa experiencia profesional acumulada durante los últimos años en importantes proyectos, finalmente he intentado completar este libro con la firme esperanza de poder con ello contribuir al mejoramiento profesional de los futuros ingenieros.

De la misma forma, espero encontrar aceptación para mi trabajo también entre los profesionales que quieran conocer más o actualizar sus conocimientos o sencillamente introducirse en tan fascinante rama como es la ingeniería de túneles.

Después del Capítulo 1 con una breve introducción sobre el "arte" de diseñar túneles, en el Capítulo 2 se reseñan las metodologías empíricas y matemáticas, siguiendo su evolución filosófica y técnica, para el cálculo de las cargas actuantes sobre los sostenimientos de los túneles y de manera menos detallada se citan las distintas técnicas utilizadas para el cálculo estructural de estos sostenimientos describiendo finalmente los métodos empíricos para su diseño, actualmente muy en uso en la práctica ingenieril. En el Capítulo 3, que quizás debe considerarse como el más importante de todos, se describe la fenomenología de la estática de las excavaciones subterráneas y el fundamental fenómeno de la interacción terreno estructura, haciendo recurso a la valiosísima técnica de las líneas características, para luego, en el Capítulo 4 presentar algunas entre las más útiles soluciones matemáticas para el cálculo de las cargas y de los sostenimientos. El Capítulo 5 está dedicado al tema muy especial de la estabilidad estructuralmente controlada y sus técnicas de análisis, un tema este cuyo conocimiento y dominio constituye un indispensable complemento para el complejo análisis y diseño geotécnico de los túneles. El Capítulo 6 es el de las conclusiones, también muy importante porque en él se vuelven a ordenar las ideas y a fijar los conceptos básicos de la estática de los túneles.

Finalmente el texto incluye tres apéndices con ejemplos prácticos de uso de algunas de las técnicas numérico gráficas descritas: para el análisis esfuerzos deformaciones, para el cálculo estructural y, para el análisis de la interacción.

Gianfranco Perri
Caracas, diciembre de 1990

INDICE

1.	EL ARTE DE PROYECTAR TUNELES	pag.	1
2.	EVOLUCION HISTORICA DE LOS CRITERIOS Y METODOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO DE LOS TUNELES .	pag.	3
2.1	ANALISIS DE LAS CARGAS SOBRE LOS SOSTENIMIENTOS	pag.	4
2.1.1	Teorías Empíricas	"	7
2.1.2	Teorías Elásticas	"	38
2.1.3	Teorías Plásticas	"	45
2.1.4	Métodos Numéricos	"	60
2.2	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS SOSTENIMIENTOS	pag.	68
2.2.1	Métodos Clásicos y Modernos	"	69
2.2.2	Las Propiedades Geomecánicas del Terreno	"	76
2.2.3	La Geometría de la Excavación	"	82
2.3	DISEÑO EMPÍRICO DE LOS SOSTENIMIENTOS	pag.	98
3.	INTERACCION TERRENO ESTRUCTURA Y LINEAS CARACTERISTICAS	pag.	118
4.	LINEAS CARACTERISTICAS Y CARGAS SOBRE EL SOSTENIMIENTO	pag.	144
4.1	Algunas Soluciones Analíticas	"	147
4.2	El Efecto del Factor Tiempo	"	160
4.3	Las Líneas Características del Sostenimiento	"	168
5.	ESTABILIDAD GEOESTRUCTURALMENTE CONTROLADA	"	175
5.1	Estabilidad del Techo	"	177
5.2	Estabilidad de las Paredes	"	184
5.3	Estabilidad Computarizada	"	188
5.4	Metodo del Bloque Clave	"	191
6.	CONCLUSION	"	196
7.	APENDICES	pag.	205
7.1	Ejemplo de Método Numérico para el Análisis de Esfuerzos Deformaciones: Túnel La Bandera de la Línea 3 del Metro de Caracas	"	206
7.2	Ejemplo de Método Numérico para el Diseño Geotécnico Estructural del Revestimiento: Túneles de la Línea Las Adjuntas Los Teques del Metro de Caracas	"	221
7.3	Ejemplo de Uso del Método de las Líneas Características para el Diseño Geotécnico Estructural de los Túneles Gemelos de la Línea 3 del Metro de Caracas	"	243
	BIBLIOGRAFIA	pag.	252

DISEÑO GEOTECNICO DE TUNELES

1. EL ARTE DE PROYECTAR TUNELES

Que el construir un túnel sea "un arte", es un lugar bastante común y ampliamente comprobado por la experiencia de quienes trabajan en esta difícil y sugestiva rama de la ingeniería.

En cambio, reconocer que es "un arte" el proyectar un túnel, es una actitud valiente y al mismo tiempo sincera por parte de quienes ejercitamos este oficio.

Sin embargo, en el segundo caso, igual y más aún que en el primero, se trata de un arte "sui géneris", por cuanto el mismo requiere fundamentarse sobre el más avanzado rigor científico del estudio, el análisis y la experimentación.

Para analizar y explicar la mecánica o la simple estática de las excavaciones subterráneas, se han gastado y se gastan horas y esfuerzos, aislados y colectivos, en estudios, experimentos, cálculos, seminarios, publicaciones y sin embargo, aún hoy en día, son vigentes y no deben extrañar afirmaciones como la siguiente:

"La responsabilidad del ingeniero proyectista, no es de computar con exactitud sino de juzgar acertadamente" (Hoeck y Londe, 1974).

Por otro lado, no caben dudas de que se han hecho progresos enormes en este "arte" y hoy en día ciertamente no faltan herramientas poderosas

para los diseños, ni materiales y tecnologías adecuadas para transformar aquellos en realidad.

Sin embargo, no están del todo claros ni universalmente conocidos y aceptados los principios que gobiernan la mecánica de las excavaciones profundas, constituyendo este hecho un obstáculo poderosísimo en el camino hacia la definitiva transición de la ingeniería de los túneles, de "arte" a "ciencia".

Es base fundamental e imprescindible, para el éxito verdadero del proyecto y correspondiente construcción de una obra subterránea, la correcta interpretación y amplia comprensión de la compleja realidad de los fenómenos geomecánicos que con su desarrollo determinan la evolución y comportamiento final de la estructura subterránea.

A continuación, después de un breve recuento histórico sobre la evolución de los criterios y métodos propuestos y seguidos en la ingeniería de túneles, se trata el tema de la geomecánica de las obras subterráneas con especial referencia a las modernas metodologías de análisis de la interacción terreno estructura de sostenimiento y diseño de este último, basadas en el concepto de las "líneas características".

Finalmente se complementa el texto con tres apéndices en las que se reportan igual número de ejemplos numéricos relativos a la aplicación de algunas técnicas de análisis y cálculo geomecánicos, al caso de túneles pertenecientes a distintos tramos del Metro de Caracas.

2. EVOLUCION HISTORICA DE LOS CRITERIOS Y METODOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO DE LOS TUNELES

Aunque finalmente se hará énfasis en el hecho que las cargas ejercitadas por el terreno sobre el sostenimiento de un túnel, "no son de magnitud ligada a priori a la naturaleza del sitio y entonces intrínsecas a la montaña, sino que son el resultado de la interacción entre el estado de sollicitación natural existente en el sitio, las propiedades mecánicas del macizo rocoso, el método de construcción elegido para la obra y el tipo de sostenimiento", tradicionalmente se han tratado en forma separada los temas del "análisis y cálculo de las cargas sobre los revestimientos" y del "diseño y cálculo de las estructuras de revestimiento".

Por esta razón luce más práctico para el recuento histórico de lo que ha sido la evolución en este campo de la ingeniería, seguir inicialmente el mismo criterio para finalmente, y sólo al momento de ilustrar los conceptos más modernos desarrollados sobre el tema, tratar el problema en su justa dimensión de fenómeno de interacción íntima entre terreno y estructura, y por lo tanto considerar "las cargas" y "el diseño" como dos aspectos inseparables de un mismo y único problema.

También se señala desde ya, que el enfoque (geotécnico) propio de este texto, lleva a profundizar un tanto más los aspectos relativos a la evaluación de las cargas litoestáticas actuantes, y mucho menos los del diseño estructural en sí de los sostenimientos.

2.1 ANALISIS DE LAS CARGAS SOBRE LOS SOSTENIMIENTOS

Un elemento de terreno en el subsuelo lejos de cualquier excavación o vacío está sujeto, en primera aproximación (depreciando todo efecto geotectónico), a una presión vertical dada por el producto del peso unitario medio de los terrenos suprayacentes por la profundidad a la cual se encuentra el elemento considerado, llamada presión litoestática.

Tal presión determinaría una expansión lateral del elemento de terreno, función de sus características mecánicas de deformabilidad, si éste no estuviese confinado. Sin embargo debido a que el terreno circundante impide dicha expansión, se determinará en su lugar una presión sobre las superficies laterales del elemento (empuje lateral), proporcional a la presión vertical según un coeficiente llamado de empuje lateral del terreno en condiciones de reposo.

En tales condiciones de sollicitación (estado de compresión triaxial), no se verifican fenómenos de ruptura, cualquiera que sea el valor de la presión litoestática, con que el empuje lateral sea suficientemente grande para garantizar la estabilidad y, dado que este empuje aumenta proporcionalmente a la presión litoestática hasta justamente lograr valores necesarios para evitar la deformación lateral, la estabilidad de un elemento de terreno en el subsuelo, lejos de todo vacío, está siempre asegurada.

Ahora bien la creación de un vacío en un determinado punto y profundidad del subsuelo, modifica (obviamente en sentido desfavorable a la estabilidad) el estado de sollicitaciones en

el terreno inmediatamente circundante a la excavación misma, debido a dos órdenes diferentes de fenómenos:

- La eliminación de un cierto volúmen de terreno determina que la carga vertical, inicialmente soportada por el mismo, se transfiera al terreno adyacente que ha quedado en el sitio; en otras palabras se verifica una concentración de esfuerzos que puede ser muy grande (2; 3 y más veces la presión litoestática original).

- La eliminación del impedimento lateral contra la expansión del terreno hace que éste, alrededor de la excavación, ya no esté sujeto a compresión triaxial y sea libre de deformarse y, si los esfuerzos son suficientemente elevados, de romperse.

En efecto puede afirmarse que en cualquier terreno, a partir de una profundidad dada (función de las características mecánicas y geoestructurales del macizo, además que del tamaño y forma de la cavidad) la estabilidad de una excavación debe ser asegurada artificialmente mediante la creación de obras de sostenimiento.

Estas, en consideración del hecho que normalmente son puestas en obra después de la excavación, no esperan reconducir los terrenos circundantes a su estado de sollicitación original (lo que sería prácticamente imposible) sino evitar (indefinidamente o por un tiempo más o menos largo según el tipo y función de la obra) que los terrenos puedan invadir el vacío creado por la excavación.

Más específicamente podrían mencionarse, como principales, las siguientes posibles funciones para las cuales, conjunta o individualmente, se diseña y se pone en obra el sostenimiento de un túnel:

- Sostener elementos de rocas aislados por alguna discontinuidad los cuales caerían en la cavidad desde el techo o las paredes de la misma (es el caso de túneles excavados en rocas competentes a pequeñas profundidades cuyas paredes serían autoestables en ausencia de fracturas).

- Sostener el peso de la roca contenida en un volúmen dado alrededor de la cavidad, en el cual se han determinado sollicitaciones y luego fracturaciones excesivas, mientras que externamente a dicho volúmen se ha constituido una superficie natural autoestable.

- Determinar, impidiendo el deslizamiento del terreno hacia el vacío, el regreso a un nuevo estado de compresión triaxial, compatible con la estabilidad de la excavación durante un tiempo determinado.

- Transformar en autosostenimiento un espesor de terreno alrededor de la cavidad impidiendo los deslizamientos relativos de los elementos en que podría dividirse la roca misma (por ejemplo, mediante la aplicación de pernos de anclajes que ligen entre ellos los estratos).

Estas estructuras de sostenimiento pueden ser discontinuas, o sea constituidas por una sucesión de elementos resistentes y separados entre ellos o en otros casos, en los que se denominan comunmente revestimientos, están constituidas por una estructura resistente continua. A veces, para grandes obras, se utilizan los dos tipos al mismo tiempo, el primero con la función de sostenimiento primario y el segundo con la función de sostenimiento definitivo.

Para lo que se refiere a las tipologías, materiales y métodos de construcción de los sostenimientos, deberían emplearse muchas páginas para

su descripción aunque sumaria y general, lo que en todo caso cae fuera de los límites e intenciones de este contexto. Puede solamente mencionarse que hoy en día, y especialmente para obras de cierta envergadura, se emplean sostenimientos metálicos y en concreto, mientras que ya casi no se justifica técnicamente el uso generalizado de madera y otros materiales de mampostería.

Igualmente conviene desde ya señalar que, desde el punto de vista de la mecánica de rocas y del cálculo de las cargas sobre los sostenimientos y luego del dimensionamiento de los mismos, la principal característica mecánica de la estructura de sostenimiento que entra en juego es su rigidez, o en otras palabras su actitud de permitir deformaciones más o menos grandes, bajo las cargas de los terrenos.

A este fenómeno, que indica en realidad un problema de rigidez relativa y de interacción terreno estructura, está ligada la problemática fundamental del análisis y cálculo de los sostenimientos de los túneles, siendo la determinación de la magnitud de las cargas que luego actúan sobre las obras de sostenimiento, uno de los más difíciles problemas al que desde siempre han tenido que enfrentarse los ingenieros proyectistas de túneles.

2.1.1 Teorías Empíricas

Para encontrar los primeros análisis sistematizados y racionales llevados a cabo sobre la materia, hay que remontarse a los tratados que sobre los empujes de las tierras se elaboraron en el siglo pasado, coincidencialmente con los inicios y auge de la moderna ingeniería de la construcción de túneles que vió en el cruce de los Alpes el escenario histórico para su reali-

zación: en el período 1857-1871 se construyó un túnel de 12 km en el *Mont Cenis*, entre 1872 y 1880 se construyó un túnel de 15 km en el *San Gotardo*, luego en el *Simplón* (1898-1906) de 20 km y duplicado en 1921, etc.

* *Culman* (1866), en su tratado de estática gráfica, cuando analiza el tema de los empujes de las tierras, llega a concluir que el empuje máximo se desarrolla sobre el vértice del techo del túnel y su valor depende, además que de la altura del recubrimiento, también de la cohesión del terreno. Luego llega a la conclusión (para el mismo no realística) que para terrenos incoherentes o poco cohesivos, a partir de cierta profundidad sería prácticamente imposible sostener un túnel.

* *Heim* (1878), con referencia a la teoría del mecanismo de la montaña, expone, entre otras afirmaciones:

"...El empuje de la montaña no es otra cosa que el efecto producido por la gravedad en las masas que la constituyen y la presión natural en el subsuelo, a profundidades elevadas, actúa en todas las direcciones (hidroestáticamente)...

... En general las presiones en el subsuelo aumentan proporcionalmente con la profundidad y las masas que circundan una excavación intentarán penetrar en el vacío con mayor intensidad a profundidades elevadas, una vez que haya sido eliminada toda resistencia pasiva a lo largo de la superficie de excavación...

...A estas elevadas profundidades toda materia (roca) se encuentra en un estado de plasticidad latente que se manifiesta cuando por una cualquier causa (ejemplo la excavación de un túnel) se perturba el equilibrio de las masas...

... En proximidad de una excavación, debido a que las masas de los terrenos son heterogéneas, se producen generalmente desiguales redistribuciones de las solicitaciones, en cuanto la perturbación del equilibrio debería alcanzar un grado considerable para producir los desplazamientos de las partículas necesarios para los consiguientes movimientos de un total reajuste.

Estos últimos, en efecto, se producen sólo muy lentamente y solo después de eventualmente superarse la resistencia a la fricción y a la cohesión del terreno, requiriéndose por lo tanto a tal fin, de un notable trabajo mecánico..."

* Ritter (1879), en neta contraposición con Culman, indica que la presión actuante sobre el techo de un túnel es completamente independiente de la profundidad. La carga total es igual al peso (G) de un volumen de terreno de sección parabólica suprayacente a la excavación, disminuido por la resistencia (C) de una cohesión o resistencia del terreno a la tracción actuante verticalmente y a lo largo de la superficie generada por la parábola (fig.2-1).

Tal carga total sobre el techo es igual a:

$$P = \Gamma B \left[\frac{B^2}{48z} - z \right]$$

y la altura de la parábola vale:

$$H_p = B^2 / 16z$$

Siendo: (B) el ancho del túnel y (z) = (c/Γ) un índice de calidad del terreno, con (c) cohesión (o resistencia unitaria a la tracción) actuante perpendicularmente a lo largo del arco parabólico y (Γ) peso unitario del terreno.

Sin embargo también aplicando esta última fórmula se obtiene para terrenos incoherentes una

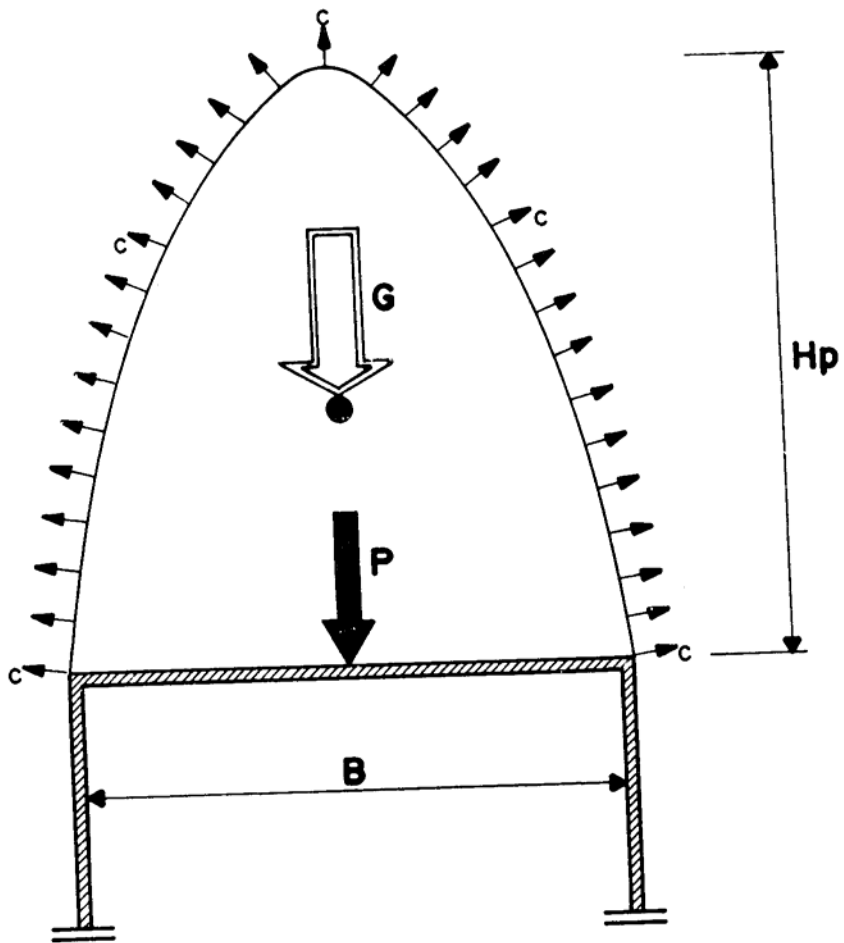


FIG. 2-1 TEORIA DE RITTER (1879)

altura (H_p) infinita en contradicción con el mismo postulado de Ritter.

Por otro lado, también otros autores, estudiando los empujes sobre los sostenimientos producidos por masas sin cohesión, confirmaron la validéz de este postulado:

Por ejemplo entre otros: Engesser (1882), mediante experimentos sobre modelos utilizando arena; Forchheimer (1882) y Jansen (1895), examinando y midiendo las presiones en los silos de granos.

Todos estos autores concuerdan en que no toda la masa, aunque incoherente, suprayacente a una pared horizontal de sostenimiento, pesa sobre esta, sino que se constituye de alguna manera sobre la superficie solicitada, una cúpula natural de descarga, de manera que solamente el peso del núcleo comprendido entre tal cúpula imaginaria y el plano del sostenimiento, ejercita carga sobre aquel.

* Engesser (1882) en particular, sobre la base de una sección de terreno delimitada superiormente por un arco de círculo (fig.2-2), obtiene para la presión vertical sobre el sostenimiento una expresión matemática del tipo:

$$\sigma_v = \Gamma x + \Gamma b [(\tan \phi / 6) + (\tan^2 (45 - \phi / 2)) (\cotan \phi / 2)]$$

$$[b = 2 (H_t + x) \tan (45 - \phi / 2) + B]$$

Con (x) parámetro empírico función del método constructivo empleado, (H_t) altura del túnel y (ϕ) ángulo de fricción del terreno.

Y la altura de carga vale:

$$H_p = x + h \quad [h = 0.25 b \tan \phi]$$

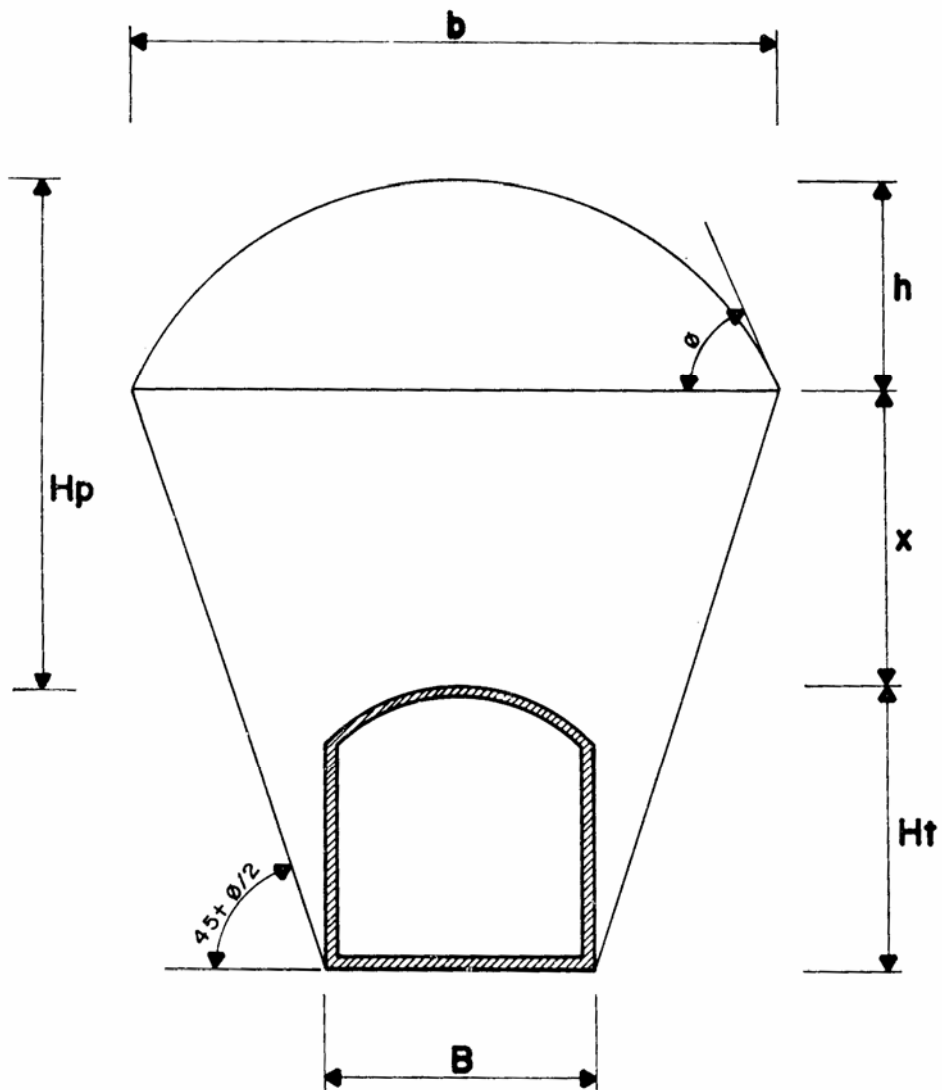


FIG. 2-2 TEORIA DE ENGESSER (1882)

* *Willmann* (1911), sostuvo y amplió la teoría del geólogo *Heim*, presentándola con bases más científicas:

"...El estrato del subsuelo en el que se abre la excavación, en condiciones naturales está sujeto a deformaciones elásticas debido a las cargas de compresión que le han transmitido los estratos superiores durante el proceso de formación geológica...

...El trabajo gastado para comprimir el material habrá quedado acumulado en este terreno y se libera cuando por circunstancias especiales (en el caso específico la apertura de una excavación) se elimina la contención...

...Debido a esta liberación se producen deformaciones, en particular dilataciones, en todo un cuerpo circundante a la excavación, aislado del macizo indefinido que lo engloba...

...En este cuerpo las tensiones internas se reducen al igual que la cohesión, hasta poderse anular, quedando un material incoherente sujeto a la gravedad. Este cuerpo aislado, finalmente produce el empuje de la montaña sobre el eventual revestimiento del túnel..."

A tal efecto para calcular las cargas del terreno sobre el revestimiento, procede (según el esquema de la figura 2-3) considerando una semielipse de carga, cuya base es la horizontal por el vértice del túnel y cuyo semieje vertical será proporcional a la máxima presión medida en correspondencia del vértice del túnel.

* *Kommerell* (1912), también considera que la carga sobre el sostenimiento de los túneles no es directamente proporcional al recubrimiento.

Lo interesante de la teoría expuesta por este

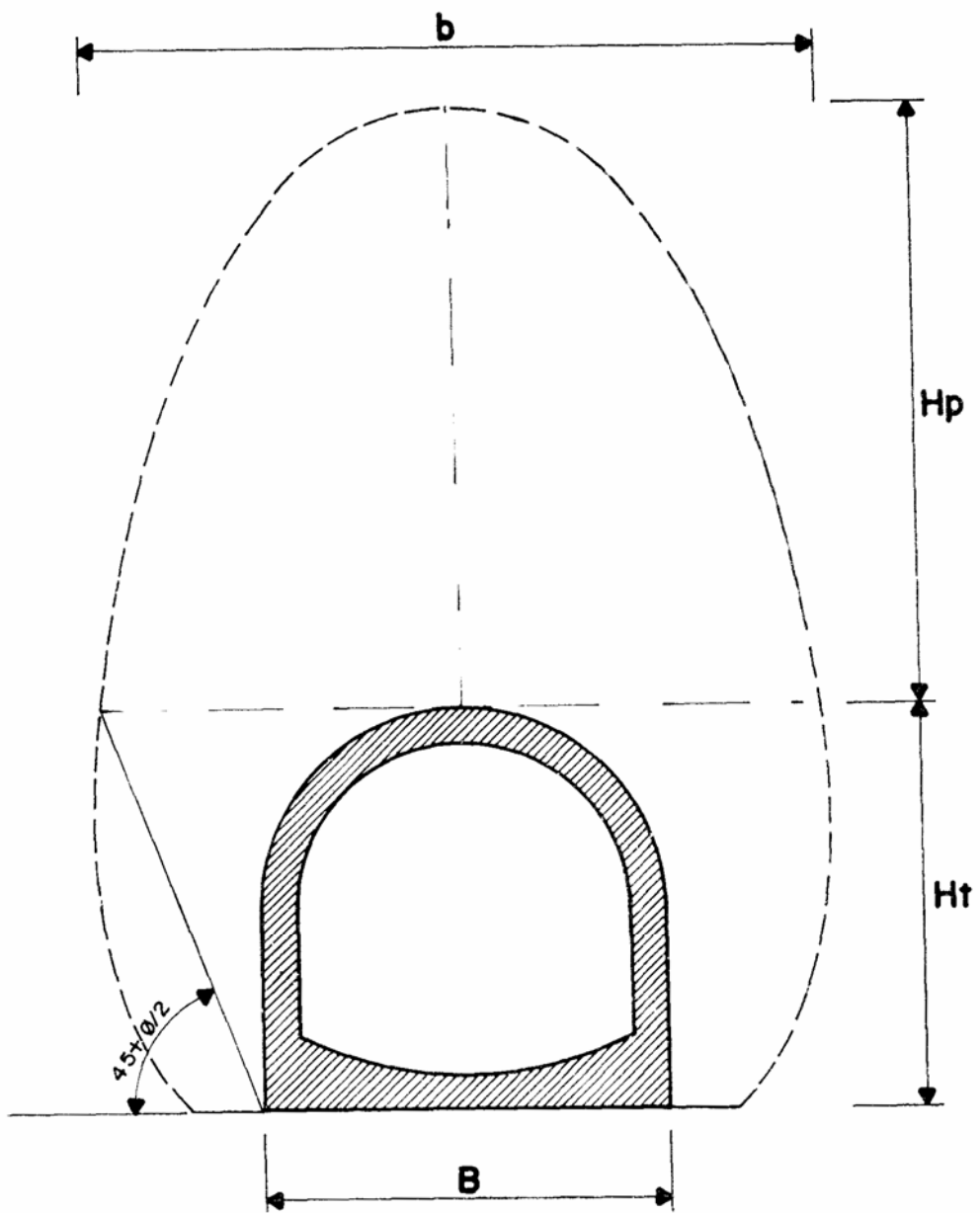


FIG. 2-3 TEORIA DE WILLMANN (1911)

autor reside en el hecho que en ella, probablemente por primera vez de manera orgánica, se enfatiza en la importancia de la influencia que sobre el valor de las cargas tienen las deformaciones de la estructura del revestimiento.

Se observa que la deflexión o asentamiento del soporte son representativos del desplazamiento sufrido por la masa del terreno disturbada, con su consecuente aflojamiento hasta una cierta altura por encima del soporte.

La carga vertical sobre el soporte será equivalente al peso del terreno de esta altura (H_p), proporcional a la deflexión (e) del sostenimiento a través de un coeficiente (k) de ablandamiento definido en porcentaje y variable entre 1% y 15% pasando de suelos granulares a rocas competentes, según la relación:

$$H_p = 100e/k$$

La forma de la sección de terreno que pesa sobre el sostenimiento se sugiere similar a la de una parábola o elipse (fig.2-4).

Para el caso de un elipse se obtiene una carga total de:

$$P = \pi \Gamma B 100e / 8k$$

* Bierbaumer (1913), vuelve por ciertos aspectos a los principios de Culman admitiendo nuevamente la existencia de una relación directa entre las cargas sobre el sostenimiento y la profundidad en que se excava el túnel.

De acuerdo con esta teoría, que en cierta medida es representativa de una serie de otras basadas en principios similares, como por ejemplo la de Suquet (1920) o la de Eszto (1939), el revestimiento de nuevo es considerado

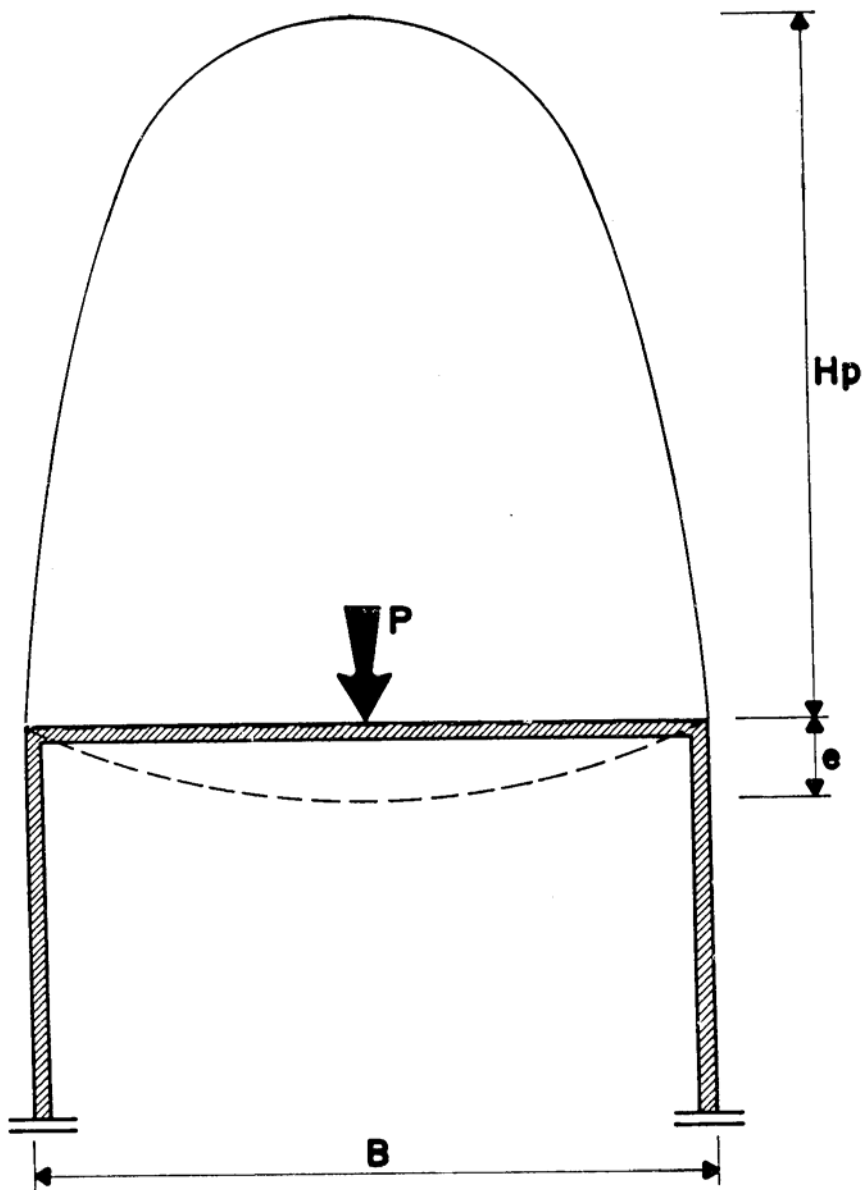


FIG. 2-4 TEORIA DE KOMMERELL (1912)

cargado por un volúmen de terreno delimitado por una sección parabólica pero de altura:

$$H_p = yH$$

Función entre otro de la cobertura (H) del túnel (fig.2-5), siendo (y) un parámetro del terreno relacionado con el ángulo de fricción y dependiente también de la magnitud misma de la cobertura y de las dimensiones del túnel (B y Ht), según la expresión:

$$y = 1 - \{H \tan \phi \tan^2 (45 - \phi/2) / [B + 2H_t \tan (45 - \phi/2)]\}$$

* *Terzaghi* (1925-1936-1941-1946), es un nombre que se constituye en referencia obligada para todos los campos de la ingeniería geotécnica y por lo tanto también para la ingeniería de túneles: desde su primer texto sobre la mecánica de suelo y primero en toda la literatura universal (1925), hasta su trabajo no menos clásico trascendental y marcador de hitos, dedicado a la ingeniería de túneles y publicado en el libro de *Proctor y White* (1946).

Los primeros fundamentos teóricos en el campo de la ingeniería de túneles, *Terzaghi* los traza en uno de sus numerosos trabajos presentados al "*Primer congreso internacional sobre mecánica de suelos*", en Cambridge (1936), en el que hace referencia a la teoría del efecto arco y trata de la distribución de esfuerzos en un soporte horizontal de un medio arenoso que desciende (cediendo) de su posición original.

Tal efecto arco, puede ser definido como el fenómeno que controla la transferencia y distribución de esfuerzos alrededor de una estructura enterrada (o a contacto con el terreno), debido a las diferencias entre las propiedades de deformación (rigidez) de la estructura y el terreno.

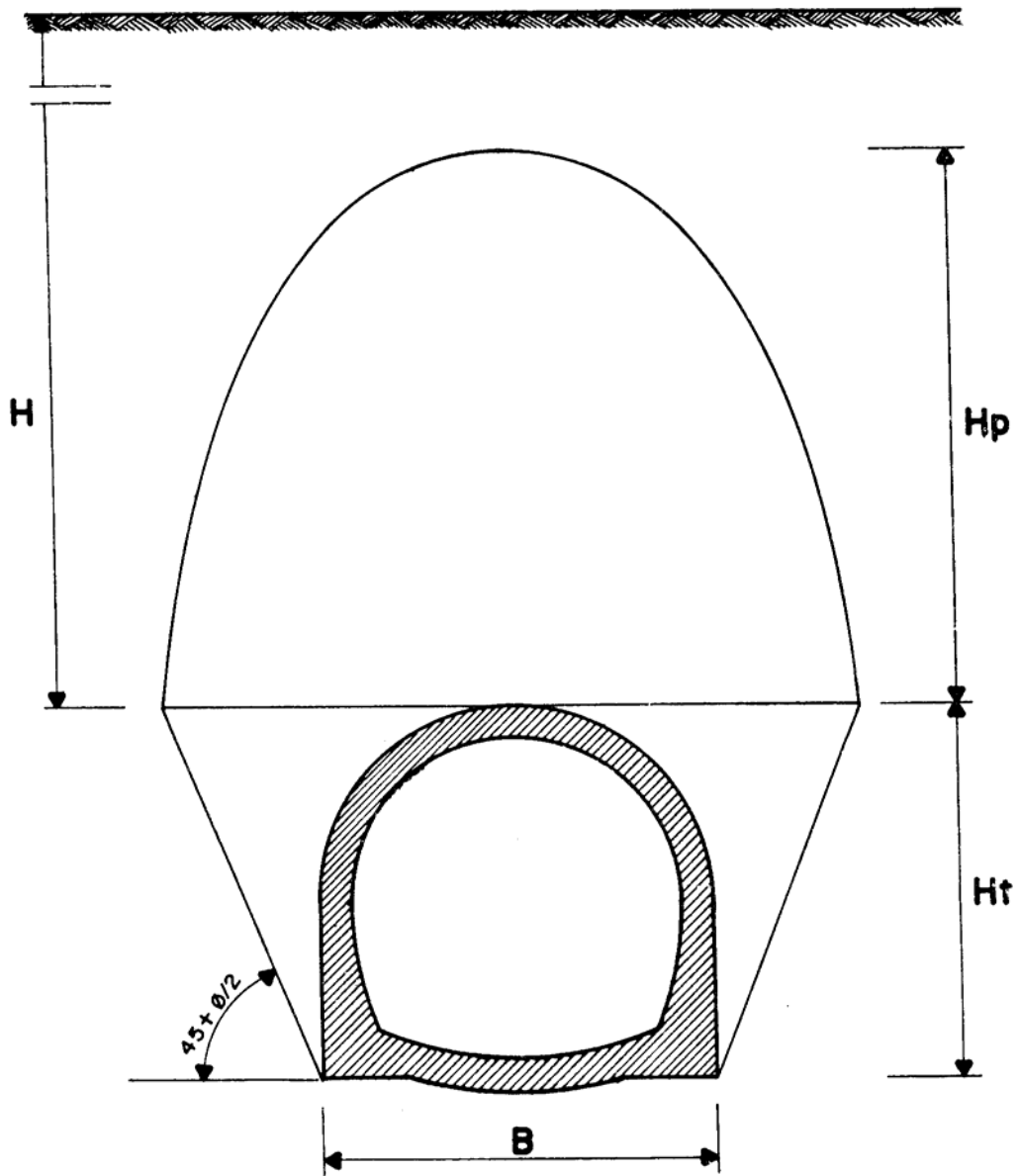


FIG. 2-5 TEORIA DE BIERBAUMER (1913)

Terzaghi complementó su teoría con una serie de ensayos experimentales de arqueamiento en arenas, y de los resultados de estas investigaciones determinó, entre otros, que el descenso del soporte horizontal no afectaba el estado de esfuerzos en la arena mas allá que (5B) encima del soporte mismo.

Inicialmente, la elaboración matemática y las evidencias experimentales, lo condujeron al establecimiento de la siguiente expresión para la presión vertical sobre el soporte:

$$\sigma_v = \Gamma B / K \tan \phi$$

Siendo (K_o) la relación original entre esfuerzos horizontales y verticales en cualquier punto del terreno, y siendo este último supuesto como incoherente.

Luego Terzaghi (1941), extendió esta teoría del efecto arco al problema específico de las cargas sobre el soporte de un túnel, simulando las condiciones de soporte no rígido en las paredes verticales del túnel mediante el concepto de cuñas de deslizamientos que se mueven hacia abajo y hacia el vacío y explicando de tal manera, como la anchura efectiva del terreno que desciende con el soporte, resulta incrementada con respecto al ancho real del túnel hasta aproximadamente (B+H_t).

También, en cuanto a la carga vertical sobre el soporte del techo del túnel, Terzaghi observa como la misma depende esencialmente de las deformaciones permitidas por el soporte al terreno contenido dentro de la zona arqueada.

Tal carga es equivalente al peso de un volumen de terreno cuya altura (H_p) es función de las dimensiones del túnel y de la naturaleza geome-

cánica del terreno (ver las figuras 2-6 y 2-7).

Finalmente *Terzaghi* (1946), cuantifica de manera empírica tal valor de (H_p) para nueve distintas condiciones de las rocas, dentro de las cuales incluye la totalidad de los casos de interés práctico para la ingeniería de túneles y confecciona su famosa tabla, fielmente reproducida a continuación (tab.2-I).

* *Protodyakonov* (1960), mas recientemente presentó una teoría también fundamentada sobre el concepto del efecto arco, y la misma encontró amplia aceptación y aplicación entre los países orientales europeos.

La carga actuante sobre el techo del túnel es la del peso de una porción de terreno contenida dentro de una parábola, mientras que el terreno circundante externo se autosostiene gracias al desarrollo de un efecto arco.

El área de la parábola vale (fig.2-8): $2bH_p/3$ Siendo (b) el ancho de la parábola, según la línea horizontal por el vértice del túnel:

$$b=B+2H_t \tan(45-\phi/2)$$

Y la altura de la parábola, según la línea vertical por el mismo vértice es:

$$H_p=b/2f$$

En donde (f) es el factor de resistencia de *Protodyakonov* que vale: $\tan\phi+c/C_o$ (con C_o resistencia a la compresión inconfinada) para suelos y, $f=C_o/100$ para rocas.

La presión vertical sobre el techo resulta de:

$$\sigma_v=\Gamma b/3f$$

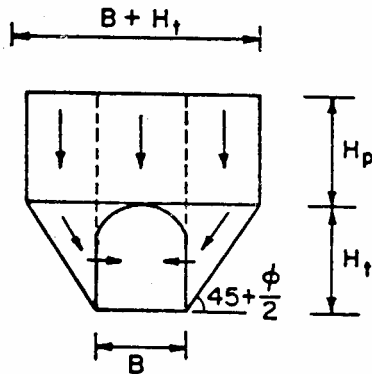
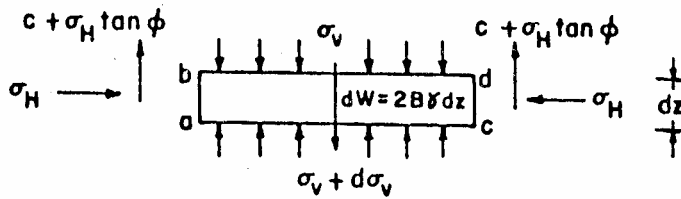
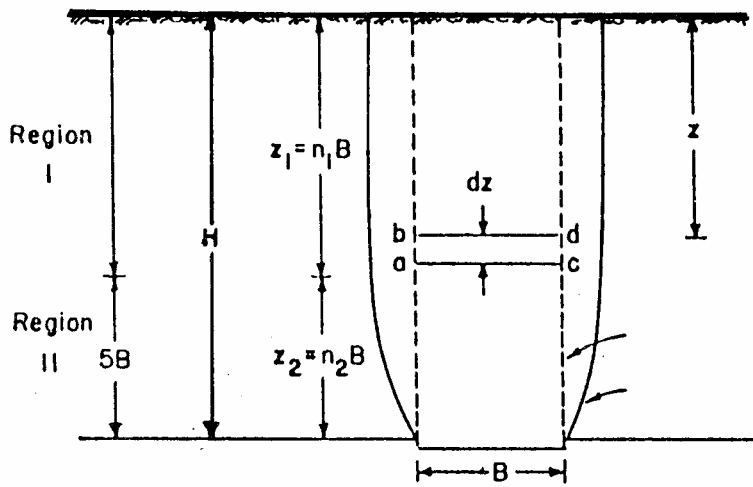


FIG. 2-6 TEORIA DE TERZAGHI (1936-46)

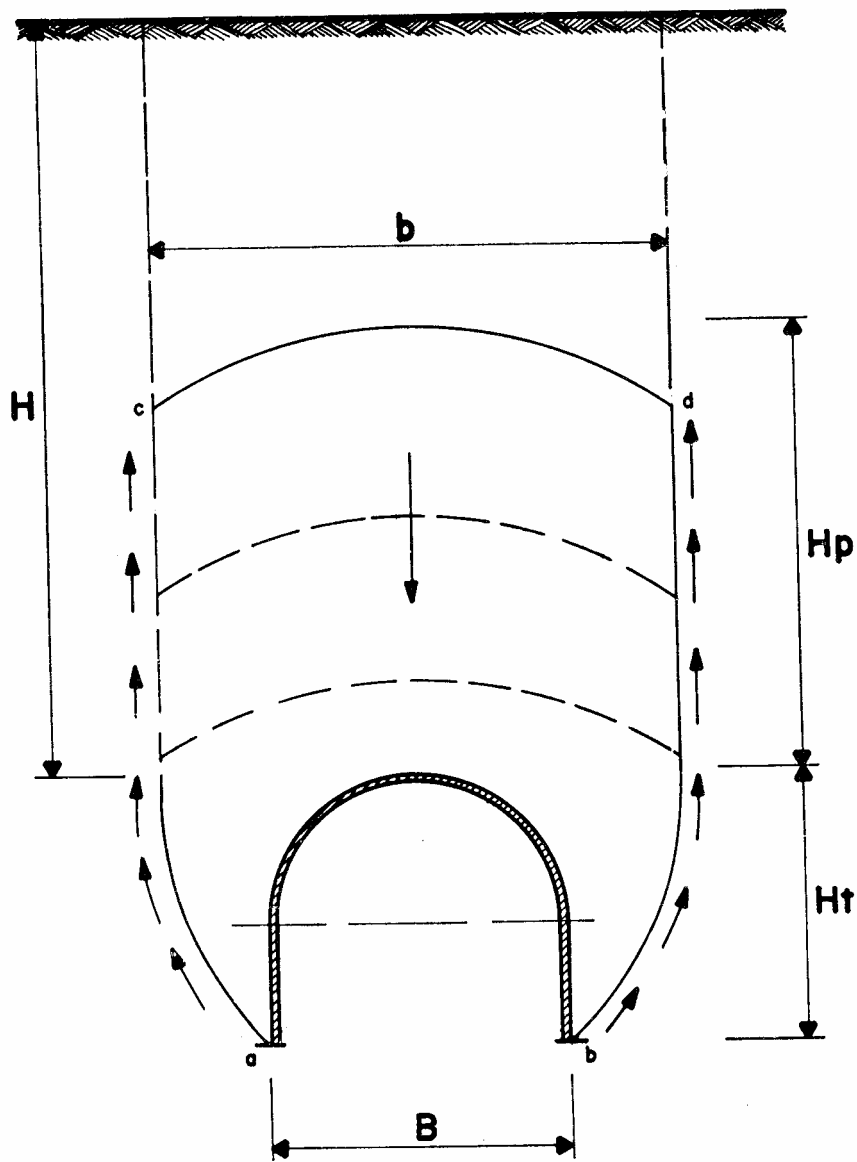


FIG. 2-7 TEORIA DE TERZAGHI (1936-46)

Rock load H_p , in feet of rock on roof of support in tunnel
with width B (ft) and height H_t (ft) at depth of more than $1.5 (B + H_t)$.¹

<i>Rock Condition</i>	<i>Rock Load H_p, in feet</i>	<i>Remarks</i>
1. Hard and intact	zero	Light lining, required only if spalling or popping occurs.
2. Hard stratified or schistose ²	0 to 0.5 B	Light support.
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	Load may change erratically from point to point.
4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 (B+ H_t)	No side pressure.
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B+ H_t)	Little or no side pressure.
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 (B+ H_t)	Considerable side pressure. Softening effect of seepage towards bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) (B+ H_t)	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B+ H_t)	
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of (B+ H_t)	Circular ribs required. In extreme cases use yielding support.

1. The roof of the tunnel is assumed to be located below the water table. If it is located permanently above the water table, the values given for types 4 to 6 can be reduced by fifty per cent.

2. Some of the most common rock formations contain layers of shale. In an unweathered state, real shales are no worse than other stratified rocks. However, the term shale is often applied to firmly compacted clay sediments which have not yet acquired the properties of rock. Such so-called shale may behave in the tunnel like squeezing or even swelling rock.

If a rock formation consists of a sequence of horizontal layers of sandstone or limestone and of immature shale, the excavation of the tunnel is commonly associated with a gradual compression of the rock on both sides of the tunnel, involving a downward movement of the roof. Furthermore, the relatively low resistance against slippage at the boundaries between the so-called shale and rock is likely to reduce very considerably the capacity of the rock located above the roof to bridge. Hence, in such rock formations, the roof pressure may be as heavy as in a very blocky and seamy rock.

TAB. 2 - I CLASIFICACION DE TERZAGHI

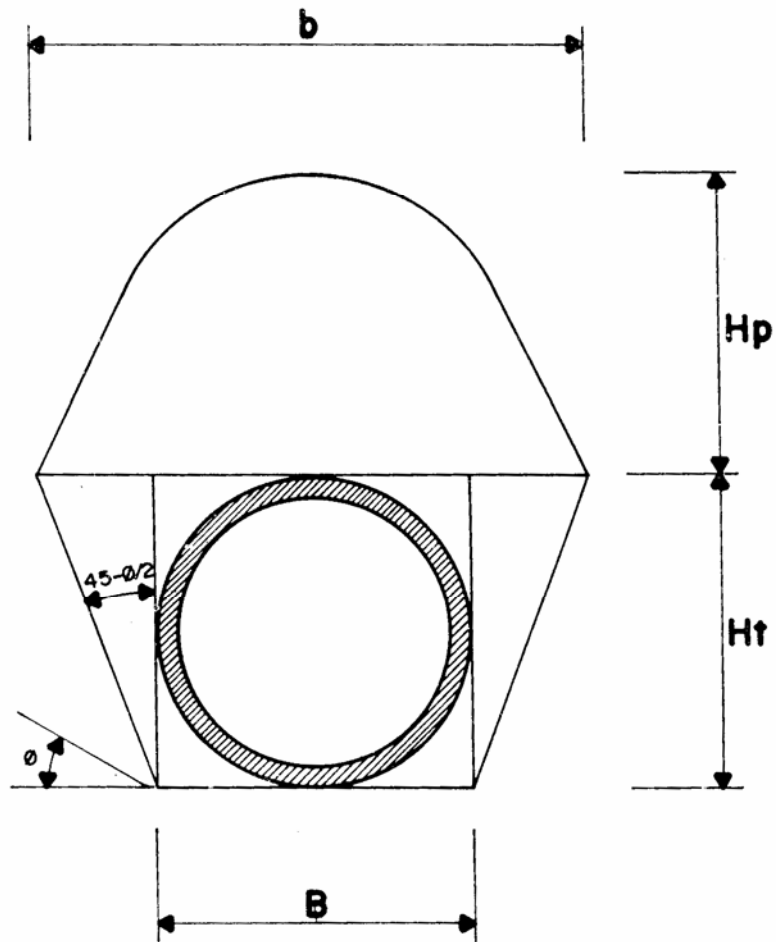


FIG. 2-8 TEORIA DE PROTODYAKONOF (1960)

Finalmente *Protodyakonof* elaboró una clasificación empírica en diez clases principales (tab.2-II) incluyendo todos los posibles terrenos a excavar, y asignando para cada caso el valor numérico del factor de resistencia (*f*).

* *Whickham* (1972), ya en tiempos modernos, fué quizás el primer autor en introducir un nuevo concepto metodológico para la clasificación del macizo rocoso con fines ingenieriles, basado en la idea de "cuantificar" aquellos parámetros geológicos naturales y que de manera forzosamente "cualitativa" ya habían sido utilizados hasta entonces para la ingeniería de túneles.

Introduce un índice numérico denominado "RSR" (*Rock Structure Rating*) que toma en cuenta específicamente las siguientes características:

- Génesis y estructura geológica (parámetro A)
- Distribución de las discontinuidades (B)
- Factor hidrológico (parámetro C)

Estos tres parámetros luego, no son considerados en forma completamente separada, sino teniendo en cierta manera en cuenta de las recíprocas influencias. (tab.2-III).

El RSR (cuyo valor numérico está comprendido entre 19 y 100) de un túnel específico, en una cierta sección, se obtiene sumando los valores numéricos determinados para cada uno de los tres parámetros.

Luego *Whickham* confecciona una tabla numérica en la que reporta los valores de las cargas verticales (σ_v) a esperar sobre el techo del túnel, en función del valor del RSR propio de una sección geomecánica dada y según el ancho (B) del túnel en la misma (tab.2-IV). Los cálculos llevados a cabo para la elaboración de

Category	Strength grade	Denotation of rock (soil)	Unit weight (kg/m ³)	Crushing strength (kg/cm ²)	Strength factor <i>f</i>
I	Highest	Solid, dense quartzite, basalt and other solid rocks of exceptionally high strength	2800 3000	2000	20
II	Very high	Solid, granite, quartzporphy, silica shale. Highly resistive sandstones and limestones	2600-2700	1500	15
III	High	Granite and alike. Very resistive sand- and limestones. Quartz. Solid conglomerates.	2500-2600	1000	10
IIIa	High	Limestone, weathered granite. Solid sandstone, marble. Pyrites.	2500	800	8
IV	Moderately strong	Normal sandstone	2400	600	6
IVa	Moderately strong	Sandstone shales	2300	500	5
V	Medium	Clay-shales. Sand- and limestones of smaller resistance. Loose conglomerates.	2400-2800	400	4
Va	Medium	Various shales and slates. Dense marl.	2400-2600	300	3
VI	Moderately loose	Loose shale and very loose limestone, gypsum, frozen ground. Common marl. Blocky sandstone, cemented gravel and boulders, stoney ground	2200-2600	200-150	2
VIa	Moderately loose	Gravelly ground. Blocky and fissured shale, compressed boulders and gravel, hard clay.	2200-2400	—	1.5
VII	Loose	Dense clay. Cohesive ballast. Clayey ground.	2000-2200	—	1.0
VIIa	Loose	Loose loam, loess, gravel.	1800-2000	—	0.8
VIII	Soils	Soil with vegetation, peat, soft loam, wet sand.	1600-1800	—	0.6
IX	Granular soils	Sand, fine gravel, upfill	1400-1600	—	0.5
X	Plastic soils	Silty ground, modified loess and other soils in liquid condition	—	—	0.3

TAB. 2-II CLASIFICACION DE PROTODYAKONOF

Parámetros para la obtención del RSR (Wickham et al. 1972)

$$RSR = A + B + C$$

Parámetro A: Geología de la zona

Tipo de terreno	Masiva	Estructura		
		Ligeramente plegada o fallada	Moderadamente plegada o fallada	Intensamente plegada o fallada
Igneo	30	26	15	10
Sedimentario	24	20	12	8
Metamórfico	27	22	14	9

Parámetro B: Influencia del diaclasado

Separación media entre diaclasas (m.)	Dirección \perp al eje			Dirección \parallel al eje				
	Dirección de avance							
	Ambas	Según buzamiento		Contra el buzam.		Ambas		
	Buzamiento de las diaclasas principales*							
	1	2	3	2	3	1	2	3
< 0,15	14	17	20	16	18	14	15	12
0,15-0,30	24	26	30	20	24	24	24	20
0,30-0,60	32	34	38	27	30	32	30	25
0,60-1,20	40	42	44	36	39	40	37	30
> 1,20	45	48	50	42	45	45	42	36

- * 1 = < 20°
- 2 = 20°-50°
- 3 = 50°-90°

Parámetro C: Efecto del agua

Afluencia de agua prevista l/min/m.	Suma A + B					
	20-45			46-80		
	Estado de las diaclasas*					
	1	2	3	1	2	3
Nula	18	15	10	20	18	14
Ligera (< 2,5 l/min/m)	17	12	7	19	15	10
Media (2,5-12,5 l/min/m)	12	9	6	18	12	8
Alta (> 12,5 l/min/m)	8	6	5	14	10	6

- * 1 = cerradas o cementadas
- 2 = ligeramente alteradas
- 3 = abiertas o muy alteradas

TAB. 2- III CLASIFICACION DE WICKHAM

tal tabla se basaron en la misma teoría de Terzaghi.

* Bieniawski (1973), perfeccionó las ideas básicas de cuantificar y objetivizar la clasificación geomecánica de un macizo rocoso.

También este autor define un nuevo índice numérico denominándolo "RMR" (*Rock Mass Rating*), para tal cuantificación numérica de la calidad mecánica del macizo rocoso.

En este caso se definen seis características básicas, que en su conjunto abarcan las propiedades que en forma más dominante afectan y controlan el comportamiento geomecánico del macizo rocoso frente a la acción de apertura de un túnel:

- Compresión uniaxial de la roca intacta
- RQD (Rock Quality Designation)
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Condición de las discontinuidades
- Condiciones hidrológicas
- Orientación de las discontinuidades

Para cada uno de estos seis parámetros distribuidos en cinco rangos posibles, se asigna una puntuación numérica al macizo rocoso y, el RMR es la suma de estas puntuaciones y su valor (variable entre 0 y 100) define la clase del macizo entre cinco posibles (tab.2-V).

Es interesante notar que mediante este procedimiento se asignan diferentes pesos a los parámetros considerados, debido a que los valores numéricos varían en cada caso para los mismos cinco rangos previstos.

El sexto parámetro es tratado como factor correctivo y depende de la orientación de las discontinuidades, haciendo ya directa referencia

Diámetro del túnel (m)	Carga geostática sobre el techo (KPa)												
	24	48	72	96	144	192	240	288	336	384	432	480	
2,0	59,00	44,00	33,00										
2,5	60,75	46,95	36,60										
3,0	62,50	49,90	40,20	21,60	13,80								
3,5	64,20	53,20	44,00	36,60	17,00								
4,0	66,00	55,80	47,00	40,00	28,00	20,50	14,80						
4,5	67,40	57,80	49,30	42,70	31,50	24,00	17,80						
5,0	68,50	59,40	51,70	45,20	34,50	27,00	20,80	16,00					
5,5	69,50	61,00	53,70	47,60	37,60	29,90	23,50	19,10					
6,0	70,30	62,30	55,30	49,40	40,20	32,00	26,20	19,50	16,40				
6,5	71,00	63,50	56,70	51,20	42,00	34,50	28,50	23,50	19,40	15,10			
7,0	71,70	64,50	58,10	52,80	44,00	36,50	30,50	25,40	21,70	17,60	14,90		
7,5	72,20	65,40	59,50	54,20	45,50	38,50	32,00	27,20	23,50	19,70	16,50	13,80	
8,0	72,60	66,20	60,50	55,50	47,00	40,00	34,10	29,00	25,20	21,40	18,00	15,30	
8,5	73,00	66,90	61,50	56,60	48,30	41,40	35,70	30,80	26,60	22,90	19,70	16,80	
9,0	73,30	67,60	62,20	57,60	49,50	42,80	37,00	32,70	28,00	24,30	21,20	18,20	
9,5	73,70	68,30	62,90	58,50	50,90	44,00	38,20	34,60	29,30	25,60	22,80	19,70	
10,0	74,00	69,00	63,60	59,40	51,70	45,00	39,80	36,50	30,40	26,80	24,40	21,00	
10,5	74,30	69,70	64,20	60,30	52,70	46,10	40,50	38,40	31,40	27,90	26,00	22,50	
11,0	74,50	70,30	64,70	61,10	53,50	47,10	41,50	40,00	32,40	28,90	27,50	24,00	
11,5	74,80	71,00	65,40	61,90	54,50	48,00	42,50	42,00	33,30	29,90	29,10	25,50	
12,00	75,00	71,50	65,90	62,60	55,30	49,00	43,40	43,80	34,20	30,80	30,20	26,80	

TAB. 2-IV CLASIFICACION DE WICKHAM

A. PARAMETROS DE CLASIFICACION

1	Resistencia de la roca sana	Ensayo de 1 punto	> 100 kp/cm ²	40-80 kp/cm ²	20-40 kp/cm ²	10-20 kp/cm ²	Compresión simple (kp/cm ²)		
		C simple	> 2.500 kp/cm ²	1.000-2.500 kp/cm ²	500-1.000 kp/cm ²	250-500 kp/cm ²	50-250	10-50	< 10
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Estado de las diaclasas		Muy rugosas Discontinuas Sin separaciones Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes blandos	Espejos de falla o con relleno < 5 mm o aberturas 1-5 mm Diacl. continuas	Relleno blando > 5 mm o abertura > 5 mm Diacl. continuas		
	Valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación Presión de agua Tensión principal mayor	0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Lig. húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
		Valoración		15	10	7	4	0	

B. CORRECCION POR LA ORIENTACION DE LAS DIACLASAS

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Destrotables	Muy destrotables
Valoración para	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C. CLASIFICACION

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Aceptable	Mediocre	Muy mala
Valoración	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

D. CARACTERISTICAS

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento	10 años con 5 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min con 1 m de vano
Cohesión	> 4 kp/cm ²	3-4 kp/cm ²	2-3 kp/cm ²	1-2 kp/cm ²	< 1 kp/cm ²
Angulo de rozamiento	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15

TAB. 2-V CLASIFICACION DE BIENIAWSKI

al específico proyecto en análisis (ver la tabla 2-V).

La carga vertical sobre el techo del túnel se determina empíricamente con la relación siguiente:

$$\sigma_v = \Gamma B [1 - (RMR/100)] = \Gamma H_p$$

En donde se utiliza la notación geométrica clásica para lo que se refiere a (B) y (H_p).

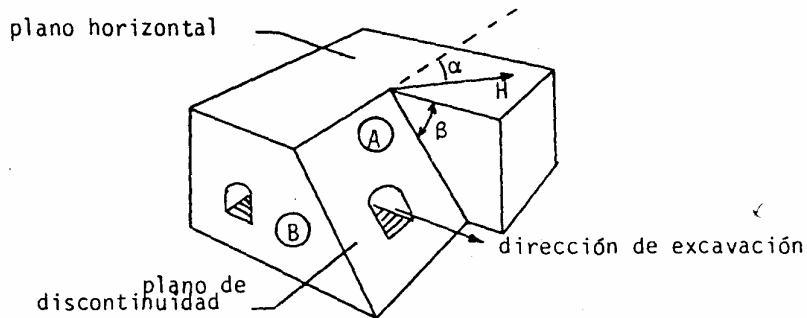
*Barton y otros (1974), presentaron una nueva evolución de la misma metodología de clasificación de los macizos rocosos, fundamentada sobre bases cuantificadas y aceptablemente objetivas, introduciendo el parámetro "Q" (Rock Mass Quality), relacionado y luego relacionable con las cargas a sostener, en la excavación del túnel.

El rango de valores de Q va de 0.001 a 1.000, y su valor numérico en cada caso se define mediante la combinación algebraica de seis parámetros fundamentales, cada uno con un rango de variabilidad proporcional a su influencia estimada sobre la calidad geomecánica del macizo rocoso. A saber:

- Rock Quality Designation (RQD)
- Índice de diaclasado (J_n)
- Índice de rugosidad (J_r)
- Índice de alteración (J_a)
- Coeficiente hidrológico (J_w)
- Factor de reducción (SRF)

En la tabla 2-VI, se recogen en forma resumida las principales indicaciones sobre la manera de estimar estos parámetros, mientras que la fórmula para Q es:

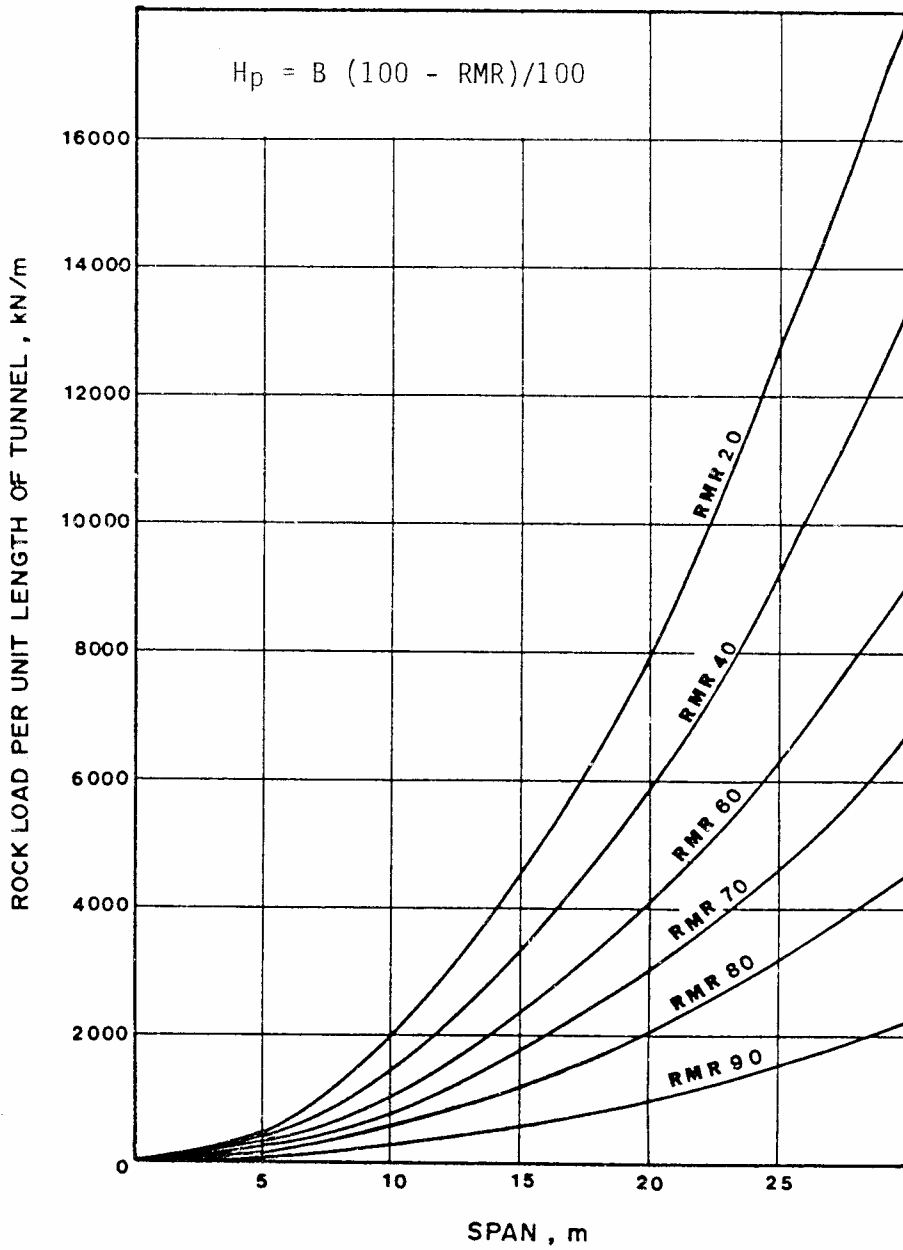
$$Q = (RQD/J_n) (J_r/J_a) (J_w/SRF)$$



-Rumbo y Buzamiento de las superficies de discontinuidades-

Evaluación de los efectos de la orientación de las discontinuidades			
TUNEL EN POSICION A			
(BUZAMIENTO)			
CONSECUENTE CON LA DIRECCION DE LA EXCAVACION		EN CONTRA DE LA DIRECCION DE LA EXCAVACION	
45° - 90°	20° - 45°	20° - 45°	45° - 90°
Muy favorable	favorable	desfavorable	medio
TUNEL EN POSICION B			
(BUZAMIENTO)			
20° - 45°		45° - 90°	
medio		Muy desfavorable	
N.B. : Para un buzamiento = 0° - 20°, se tendrá un efecto desfavorable independientemente de la dirección.			

TAB. 2-V CLASIFICACION DE BIENIAWSKI



TAB. 2-V CLASIFICACION DE BIENIAWSKI

Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (simplificado de Barton et al. 1974)

Índice de diaclasado J_n (*)		Índice de rugosidad J_r	
Roca masiva	0,5-1,0	Diaclasas rellenas	1
Una familia de diaclasas	2	Diaclasas limpias (*)	
Id. con otras diaclasas ocasionales	3	— Discontinuas	4
Dos familias de diaclasas	4	— Onduladas, rugosas	3
Id. con otras diaclasas ocasionales	6	— Onduladas, lisas	2
Tres familias de diaclasas	9	— Planas, rugosas	1,5
Id. con otras diaclasas ocasionales	12	— Planas, lisas	1,0
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15	Lisos o espejos de falla	
Roca triturada	20	— Ondulados	1,5
		— Planos	0,5

(*) En embocaduras $2 \times J_n$

(*) O cuyas caras entran en contacto bajo la sollicitación

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Índice de alteración J_a	Coficiente reductor por la presencia de agua J_w	Presión de agua (Kg/cm^2)
Diaclasas de paredes sanas	0,75-1	Excavaciones secas o con < 5 l/min localmente
Ligera alteración	2,0	
Alteraciones arcillosas	4,0	Afluencia media con lavado de algunas diaclasas
Con detritus arenosos	4,0	
Con detritus arcillosos preconsolidados	6,0	Afluencia importante por diaclasas limpias.
Id. poco consolidados	8,0	
Id. expansivos	8-12	Id. con deslavado de diaclasas
Milonitos de roca y arcilla	6-12	
Milonitos de arcilla limosa	5	Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo.
Milonitos arcillosos-gruesos	10-20	
		Id. mantenida

Parámetro SRF

— Zonas débiles:	
Multitud de zonas débiles o milonitos	10,0
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura ≤ 50 m)	5,0
Id. con cobertura > 50 m	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente (c. ≤ 50 m)	5,0
Id. con c. > 50 m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado	5,0
— Roca competente:	
Pequeña cobertura	2,5
Cobertura media	1,0
Gran cobertura	0,5-2,0
— Terreno fluyente:	
Con bajas presiones	5-10
Con altas presiones	10-20
— Terreno expansivo:	
Con presión de hinchamiento moderada	5-10
Con presión de hinchamiento alta	10-15

TAB. 2-VI CLASIFICACION DE BARTON

- (RQD): Si el RQD es menor que 10, para el cálculo de Q se toma RQD=10. Cuando no se dispone de las muestras de perforaciones rotatorias, el RQD puede estimarse partiendo del número de discontinuidades por metro cúbico de volúmen del macizo rocoso (IV), según:

$$RQD = 115 - 3.3IV \quad (\text{con RQD máximo} = 100\%).$$

- (J_n): Para las zonas de intersección de dos túneles, debe usarse $3J_n$ y para los portales $2J_n$. Cuando el macizo es estratificado o foliado, para la evaluación de J_n , estas discontinuidades se contarán como sistemas definidos cuando son muy marcadas o de lo contrario como discontinuidades ocasionales.

- (J_r): Debe aumentarse de una unidad su valor si el espaciamiento entre las discontinuidades del sistema principal es mayor que 3 m.

- (J_r): En el trabajo original la tabla para este parámetro es mucho más detallada, tomando en cuenta tres diferentes grupos de condiciones de la discontinuidad en función de la entrada en contacto o no de las dos superficies, durante la ejecución de una prueba de corte directo.

- (J_w): No se toma en cuenta la eventual formación de hielo y se recomienda aumentar los valores de J_w en los últimos cuatro casos, cuando sean previstas obras de drenaje.

- (SRF): Para la determinación de este parámetro en el caso de rocas con discontinuidades aisladas y limpias (o sea sin relleno de materiales finos), en el grupo de rocas competentes, intervienen los valores de las relaciones C_o/σ_1 ó T_o/σ_1 y σ_1/σ_3 (siendo C_o la resistencia a compresión simple, T_o la resistencia a tracción simple, σ_1 y σ_3 los

esfuerzos principales máximos y mínimos de la roca en sitio).

Cuando los campos de sollicitaciones son muy anisótropos ($5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$) y desfavorables, se recomienda reducir C_0 y T_0 al 80% de sus valores y si ($\sigma_1/\sigma_3 > 10$), al 60% de sus valores.

Para los casos correspondientes a las zonas débiles, se recomienda reducir del (25-50)% el **SRF** si las rocas débiles o las fracturas influyen pero sin interceptar directamente la excavación.

Para rocas competentes y pequeña cobertura, si la profundidad del techo es menor que el ancho de la sección, se recomienda tomar **SRF=5**.

En forma empírica y basándose sobre el análisis de experiencias directas, el autor propuso la siguiente fórmula para la evaluación de la presión sobre el techo del sostenimiento:

$$\sigma_v = (2/3) (J_n^{1/2}/J_r) Q^{-1/3}$$

o, cuando la cantidad de sistemas de discontinuidades es igual o superior a 3:

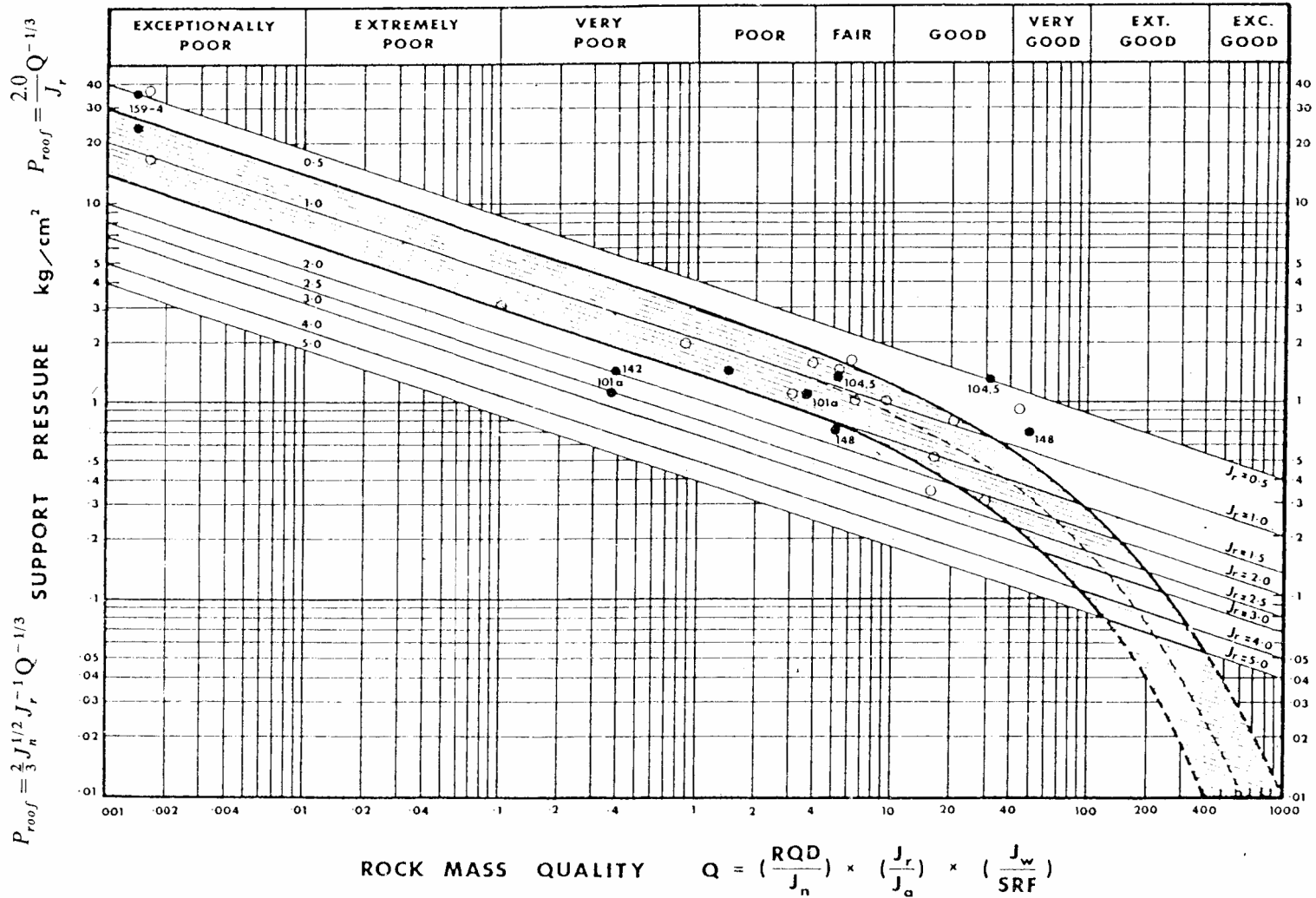
$$\sigma_v = 2Q^{-1/3}/J_r$$

* Rutledge (1978), determinó las siguientes correlaciones matemáticas empíricas entre los tres parámetros propios de los sistemas de clasificación que se han estado describiendo (Wickham, Bieniawski y Barton):

$$RMR = 13.50 \log Q + 45.0 \quad (\text{Desviación estándar} = 9.4)$$

$$RSR = 13.30 \log Q + 46.5 \quad (\text{Desviación estándar} = 7.0)$$

$$RSR = 0.77 RMR + 12.4 \quad (\text{Desviación estándar} = 8.9)$$



TAB. 2-VI CLASIFICACION DE BARTON

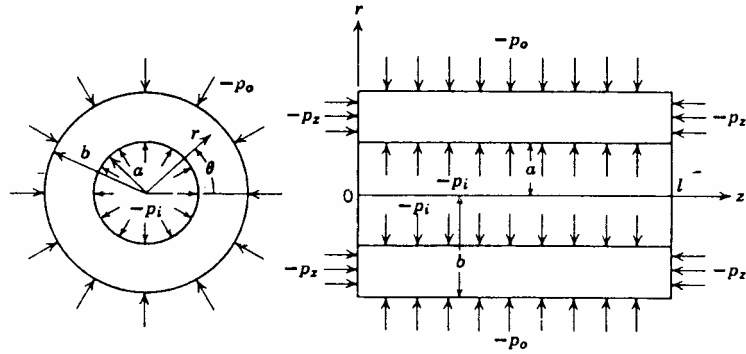
Lo anterior como prueba de la evidente compatibilidad y validez de los tres sistemas en objeto los cuales, entre los tantos propuestos a partir de los años 70, han surgido con mayor aceptación y difusión en la moderna práctica ingenieril del diseño y construcción de túneles.

2.1.2 Teorías Elásticas

Casi paralelamente con los análisis, estudios, experimentos y proposiciones de métodos y fórmulas para la estimación de las cargas de los terrenos sobre el revestimiento de los túneles basados en esquemas empíricos y semiempíricos como los que a manera de ejemplo se han citado hasta ahora, se desarrollaron entre el final del siglo pasado y la primera parte de este, otro grupo numeroso de estudios y proposiciones alrededor del mismo tema que se fundamentaron sobre análisis mas rigurosos relacionados con las teorías matemáticas de la elasticidad y de la plasticidad, partiendo del analisis de los esfuerzos y las deformaciones alrededor de la excavación.

* *Lamé* (1852), en su famoso tratado de lecciones sobre la teoría de la elasticidad, entre otras soluciones, presenta las fórmulas para el estado de tensión en cilindros de paredes gruesas sujetos a presiones, las cuales pudieron ser rápidamente adaptadas para el cálculo de las sollicitaciones alrededor de un pozo vertical de sección circular y bajo un estado de sollicitaciones naturales de tipo hidroestático (fig.2-9).

Observándose, entre otro, que en las paredes del túnel, en ausencia de presión interna, se establece un esfuerzo tangencial constante para todos los puntos, de compresión e igual al doble



$$\sigma_r = \frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{(b^2 - a^2) r^2} + \frac{p_i a^2 - p_o b^2}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{(b^2 - a^2) r^2} + \frac{p_i a^2 - p_o b^2}{b^2 - a^2}$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

para $b = \infty$ y para $p_i = 0$:

$$\sigma_r = -p_o \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)$$

$$\sigma_\theta = -p_o \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

FIG. 2-9 SOLUCION DE LAME (1852)

del esfuerzo hidroestático natural externo.

* *Kirsch* (1898) , calcula la solución para el caso en que el estado natural de sollicitaciones externa ya no sea hidroestático sino unidireccional (fig.2-10) y luego, de inmediato, aplicando el principio de la superposición de los efectos de plena validez en elasticidad lineal, obtiene la solución general para cualquier estado de sollicitación natural externo (fig.2-11).

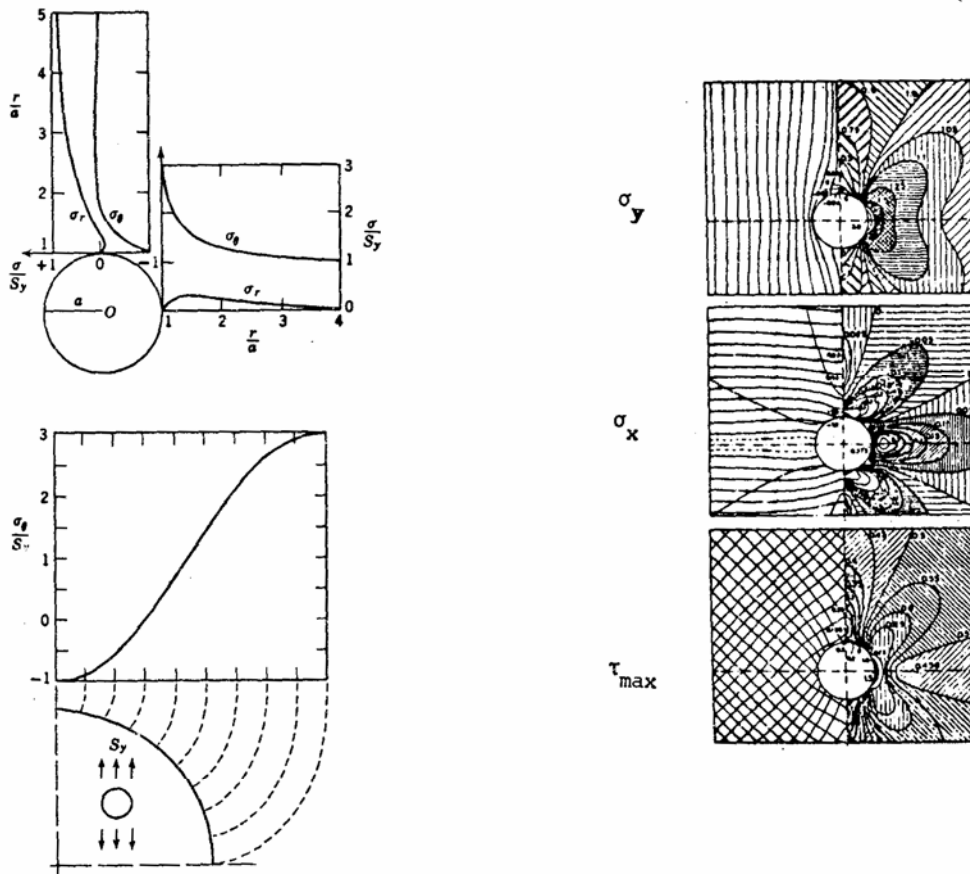
Observándose, entre otros, como los valores máximos de las sollicitaciones de compresión que se producen en las paredes del túnel para esfuerzos horizontales naturales nulos, alcanzan el triple del valor de los esfuerzos verticales naturales y como, en estas mismas condiciones, se producen esfuerzos horizontales de tracción en la clave y pie del túnel, de magnitud igual al valor de los esfuerzos verticales naturales.

* *Inglis* (1913), consigue la misma solución para un túnel de forma elíptica.

* Luego, fué considerada la solución elástica para una cavidad tridimensional sujeta a un campo de sollicitaciones uniaxiales: por *Southwell* y *Cough* (1926) para el caso de una cavidad esférica, y por *Neuber* (1937) para el caso esferoidal.

* Los esfuerzos producidos por una sollicitación uniaxial, perpendicular el eje de una cavidad elipsoidal, fueron determinados por *Sadowsky* y *Sternberg* (1947) y los mismos autores (1949), extendieron su solución el caso general de una cavidad tridimensional de forma elipsoidal.

* *Edwards* (1951) , presentó una amplia investigación sobre sollicitaciones en un medio



$$\sigma_r = \frac{S_y}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{S_y}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^4}{r^2} \right) \cos 2\theta$$

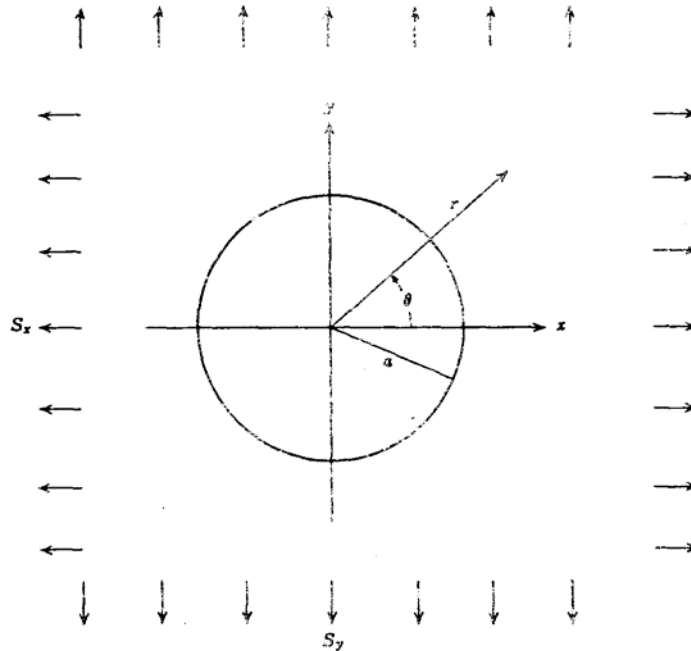
$$\sigma_\theta = \frac{S_y}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{S_y}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{S_y}{2} \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta$$

FIG. 2-10 SOLUCION DE KIRSCH (1898)

$$(\sigma_r)_{r=\infty} = \frac{1}{2}(S_x + S_y) + \frac{1}{2}(S_x - S_y) \cos 2\theta$$

$$(\tau_{r\theta})_{r=\infty} = -\frac{1}{2}(S_x - S_y) \sin 2\theta$$



$$(\sigma_r)_{r=a} = (\tau_{r\theta})_{r=a} = 0$$

$$\sigma_r = \frac{1}{2}(S_x + S_y) \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2}(S_x - S_y) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}(S_x + S_y) \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2}(S_x - S_y) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}(S_x - S_y) \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2}\right) \sin 2\theta$$

FIG. 2-11 SOLUCION DE KIRSCH (1898)

con inclusiones y cavidades esferoidales con soluciones analíticas generales que incluyeron las anteriores como casos especiales.

* Una síntesis de las principales soluciones elásticas citadas, la presentó *Richart* en el apéndice de su artículo publicado con *Terzaghi* (1952) el cual constituye una firme referencia, también dentro del desarrollo moderno de la ingeniería de túneles.

Todas estas soluciones hicieron referencia a campo de sollicitaciones naturales externas a las excavaciones de tipo uniforme con la profundidad, lo cual equivale a suponer el medio elástico sin peso propio, y los resultados pueden ser aceptablemente referidos a túneles muy profundos.

Para el caso de túneles superficiales debió hacerse recurso a otras soluciones elásticas en las que se tomó en cuenta el peso del medio, resultando por lo tanto un estado de sollicitaciones naturales externas, variable en función de la profundidad.

* *Schmid* (1926), *Yamaguti* (1929) y *Mindlin* (1940), produjeron análisis matemáticos del problema elástico correspondiente a un túnel circular en proximidad de la superficie, siendo el último de los autores citados, quién trató el problema de una manera muy completa y, entre otro, mostró como la solución se iba aproximando a la dada por *Kirsch* cuando el túnel se hacia suficientemente profundo.

Cuando la forma de la cavidad ya se alejaba de las sencillas circular y elíptica, los métodos analíticos ya resultaron inaplicables y fueron utilizados los métodos experimentales basados en la teoría de la fotoelasticidad.

* *Zangar y Phillips* (1951) fueron entre los primeros autores en determinar así, el campo de esfuerzos alrededor de un túnel de sección irregular.

* Finalmente, ya recientemente *Obert y Duvall* (1967), en su muy conocido texto de mecánica de rocas, presentaron una interesante y amplia recopilación de las soluciones analíticas propuestas para la determinación de la redistribución de esfuerzos alrededor de aperturas subterráneas en medio homogéneo elástico incluyendo, además de las ya citadas, otras soluciones relativas a aperturas cuadrangulares y aperturas múltiples:

* *Greenspan* (1944), presentó un método que le permitió llegar a soluciones exactas para el caso de pequeñas aperturas cuyo contorno podían ser expresados en forma paramétrica, obteniendo los esfuerzos sobre el contorno de aperturas elípticas ovoidales y cuadradas con esquinas redondeadas.

* *Brock* (1949), presentó una solución basada en el método de las variables complejas, para una apertura cuadrada con esquinas redondeadas, que luego fué ampliada al caso de aperturas rectangulares por *Heller, Brock y Bart* (1958).

* *Holwland* (1934), estudió la redistribución de esfuerzos alrededor de una serie infinita de aperturas circulares igualmente espaciadas y bajo un esfuerzo uniforme normal, o paralelo, al alineamiento de las aperturas y su correspondiente superposición de efectos.

* *Ling* (1948), presentó la solución relativa a solamente un par de aperturas circulares: dos túneles circulares horizontales en un medio homogéneo y elástico.

* Y para concluir este capítulo dedicado a las soluciones elásticas, vale la pena citar a *Green y Taylor* (1945) quienes derivaron una solución para el problema de un túnel circular en un medio homogéneo elástico, pero transversalmente anisotrópico, bajo un campo unidireccional uniforme de esfuerzos.

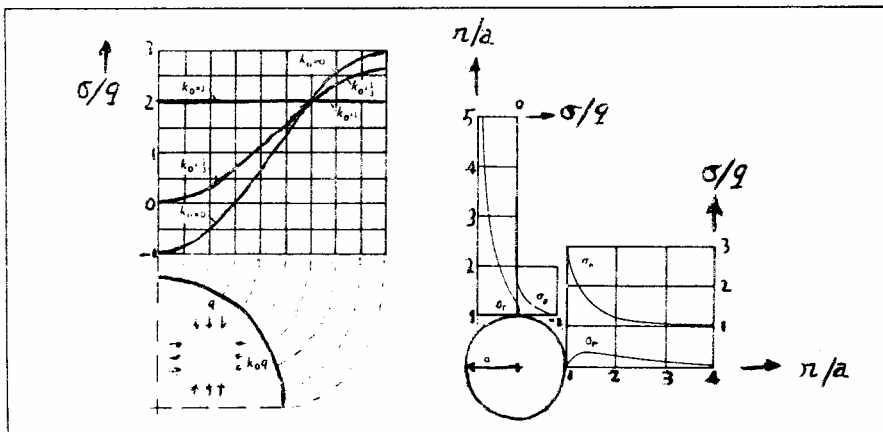
La solución resulta relativamente sencilla para el esfuerzo tangencial sobre el contorno del túnel y puede observarse que, aunque la magnitud máxima de tales esfuerzos no difiere mucho de la correspondiente al caso isotrópico, su distribución sobre el perímetro resulta sensiblemente distinta y fuertemente dependiente de la anisotropía del medio.

También es interesante citar la recopilación de soluciones elásticas que presentan *Poulos y Davis* (1974), en el capítulo dedicado a los túneles de su conocido texto sobre las mas importantes soluciones de problemas elásticos aplicables al campo geotécnico.

2.1.3 Teorías Plásticas

Todas las soluciones analíticas mencionadas hasta ahora, se caracterizan por hacer referencia a un medio homogéneo y elástico lineal, dentro del cual se supone abierta la excavación (fig.2-12).

Es evidente que tal suposición representa una limitación muy fuerte al momento de querer utilizar las soluciones que de ella se derivan, para su aplicación en el campo de la ingeniería de túneles, aunque sea solamente a los fines de la pura y simple predicción de los esfuerzos y deformaciones alrededor de la excavación.



Tensiones

$$\frac{\sigma_r}{q} = \frac{1+K_0}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) - \left(\frac{1-K_0}{2}\right) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\frac{\sigma_\theta}{q} = \frac{1+K_0}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) + \left(\frac{1-K_0}{2}\right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\frac{\tau_{r\theta}}{q} = \frac{1-K_0}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

Corrimientos

Las tensiones se aplican después de perforado el túnel:

$$\frac{Eu}{qa} = (1-\nu^2) \left\{ \frac{1+K_0}{2} \left(\frac{r}{a} + \frac{a}{r}\right) - \frac{1-K_0}{2} \left(\frac{r}{a} - \frac{a^3}{r^3} + \frac{4a}{r}\right) \cos 2\theta \right\} \\ - \nu(1+\nu) \left\{ \frac{1+K_0}{2} \left(\frac{r}{a} - \frac{a}{r}\right) + \frac{1+K_0}{2} \left(\frac{r}{a} - \frac{a^3}{r^3}\right) \cos 2\theta \right\}$$

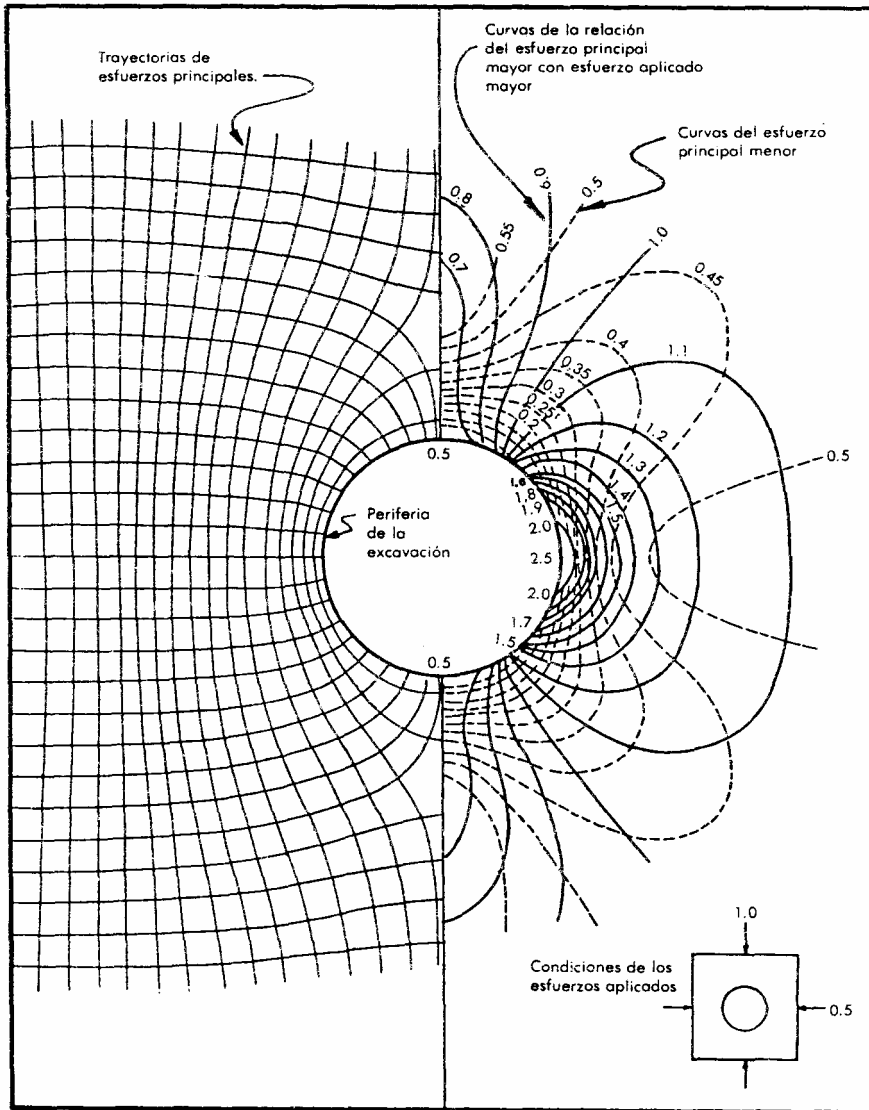
$$\frac{E\nu}{qa} = \frac{1-K_0}{2} \left\{ (1-\nu^2) \left(\frac{r}{a} + \frac{2a}{r} + \frac{a^3}{r^3}\right) + \nu(1+\nu) \left(\frac{r}{a} - \frac{2a}{r} + \frac{a^3}{r^3}\right) \right\} \sin 2\theta$$

Las tensiones se aplican antes de perforado el túnel:

$$\frac{Eu}{qa} = (1+\nu) \left\{ \frac{1+K_0}{2} \frac{a}{r} - \left(\frac{1-K_0}{2}\right) \left[(1-\nu) \left(\frac{4a}{r} - \frac{a^3}{r^3}\right) \right] \cos 2\theta \right\}$$

$$\frac{E\nu}{qa} = (1+\nu) \left\{ \frac{1-K_0}{2} \left[(1-2\nu) \frac{2a}{r} + \frac{a^3}{r^3} \right] \sin 2\theta \right\}$$

FIG. 2-12 SOLUCIONES ELASTICAS



Configuración de los esfuerzos principales y trayectorias del esfuerzo principal en el material que circunda un orificio circular en un cuerpo elástico comprimido. Como se señala en el diagrama incorporado, la relación de los esfuerzos aplicados $k = 0.5$. Las líneas continuas configuran los esfuerzos principales mayores y las líneas punteadas configuran los esfuerzos principales menores. Los valores de las curvas son la relación entre los esfuerzos principales y el más grande de los dos esfuerzos aplicados.

FIG. 2-12 SOLUCIONES ELASTICAS

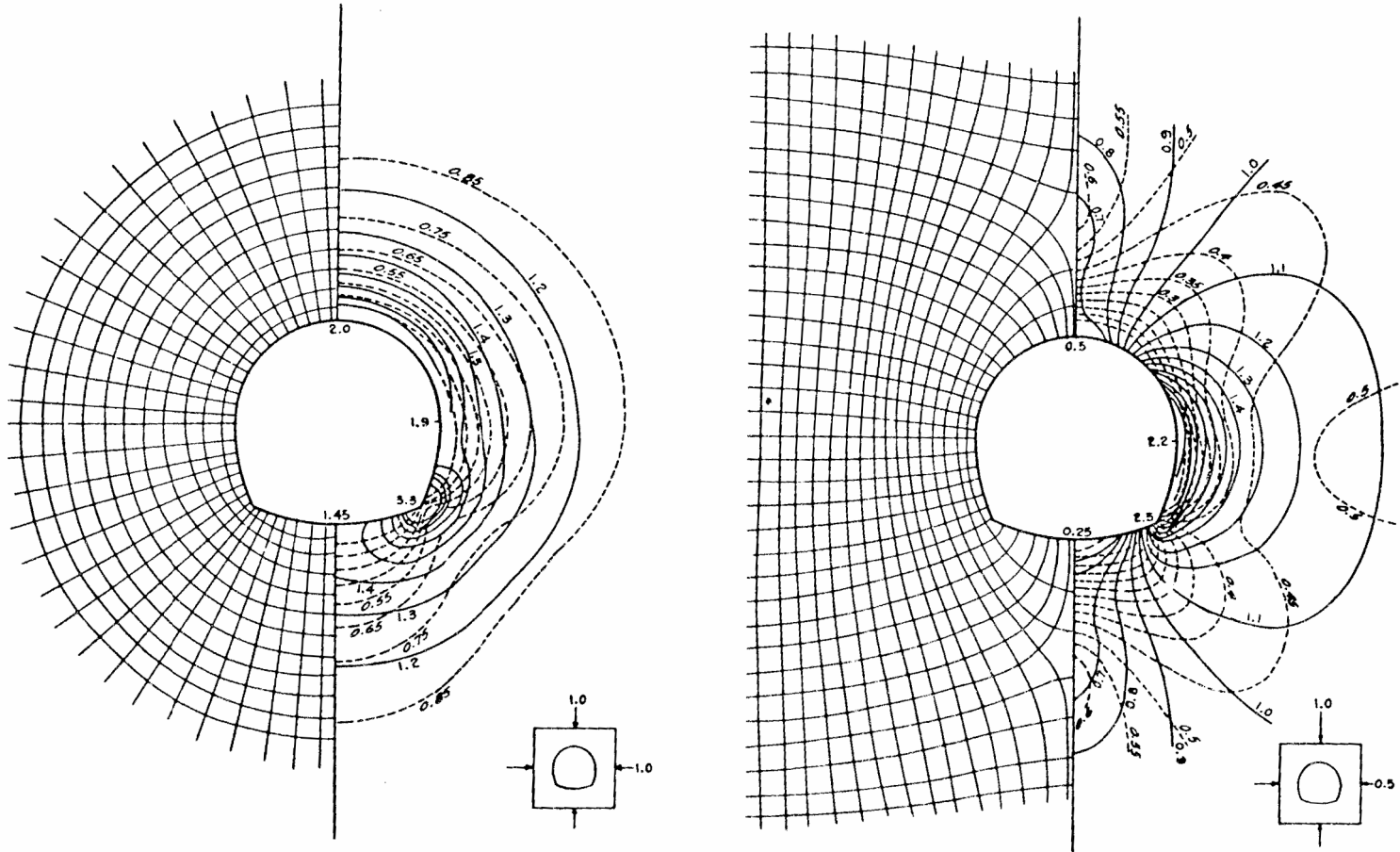


FIG 2-12 SOLUCIONES ELASTICAS NUMERICAS

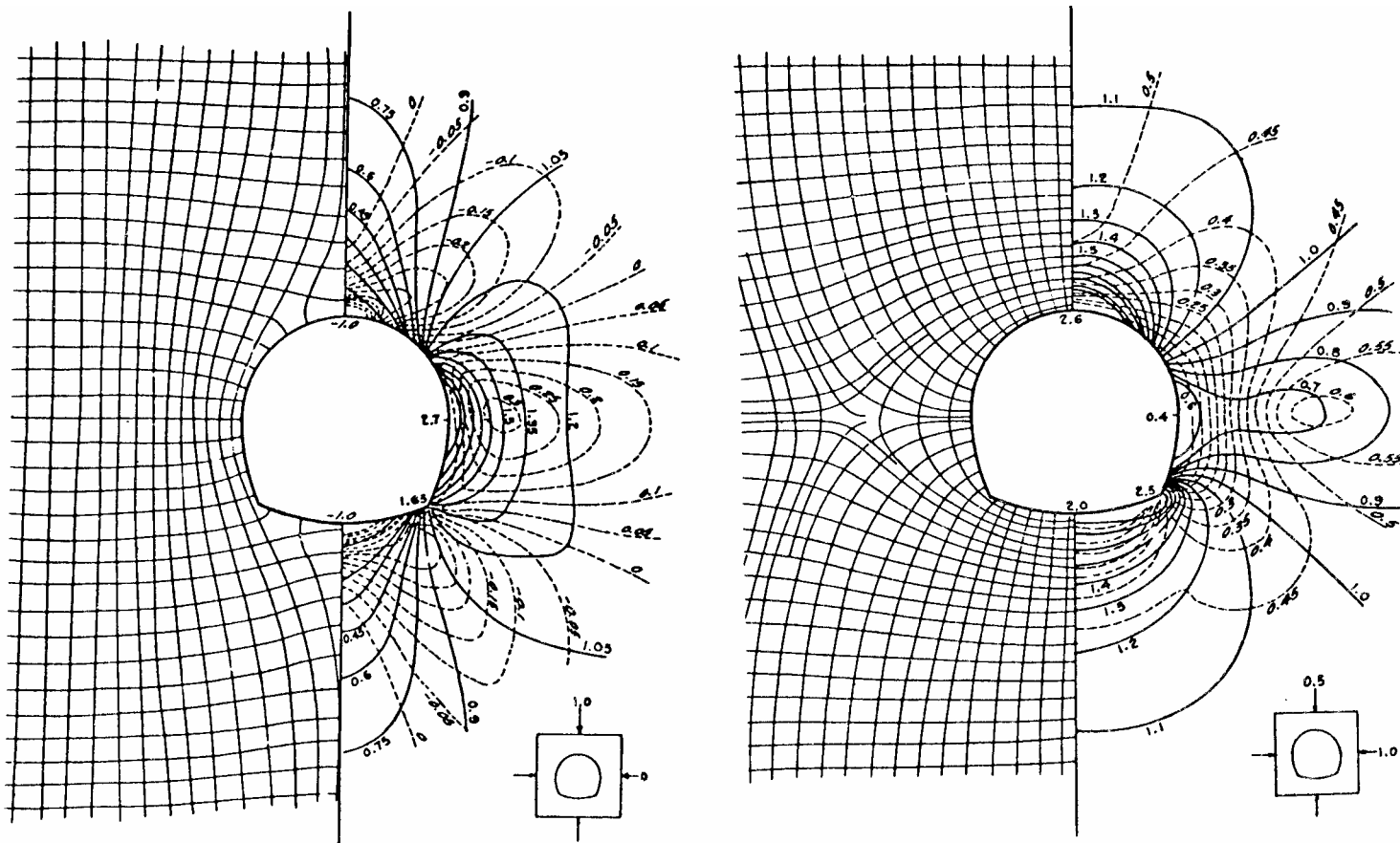
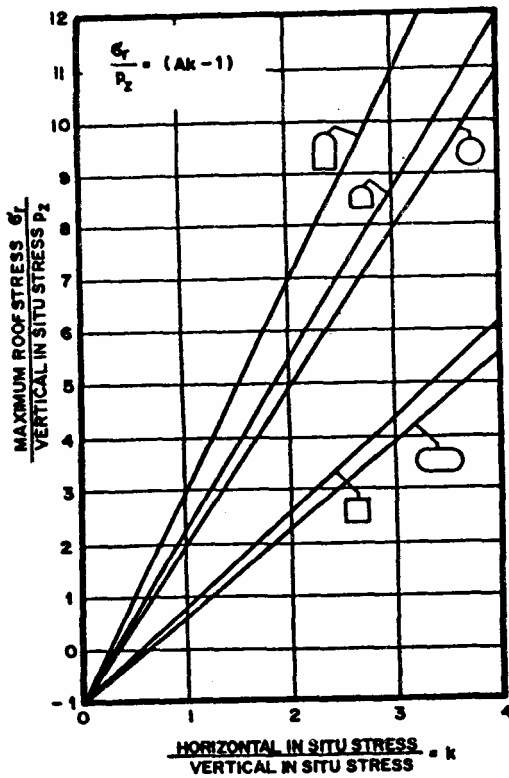


FIG 2-12 SOLUCIONES ELASTICAS NUMERICAS



VALUES OF CONSTANTS A B					
A	4.0	3.2	3.0	1.9	1.8
B	1.5	2.3	3.0	1.9	3.9

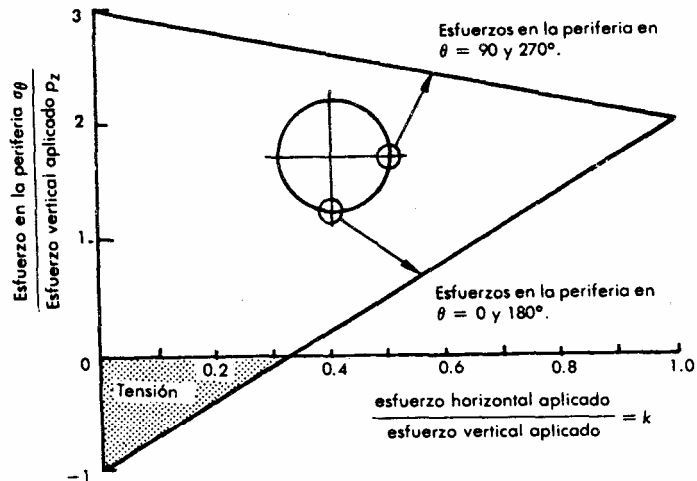
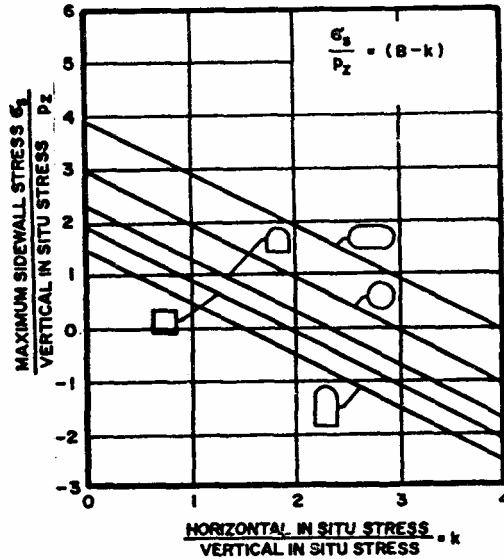


FIG. 2. 12 SOLUCIONES ELASTICAS

La anterior afirmación es una consecuencia directa e inmediata de la compleja naturaleza geomecánica de los terrenos naturales, debido a lo cual en la gran mayoría de los casos reales el comportamiento de aquellos se aleja sustancialmente del ideal elástico además que del ideal homogéneo y aún más del ideal lineal, para la relación esfuerzos deformaciones.

Es por lo anterior que el desarrollo natural y consecuente al inicial, en el campo de la ingeniería de túneles, se haya dirigido hacia la búsqueda de soluciones que, aunque relativas a situaciones todavía muy ideales, de alguna manera tomaran en debida cuenta una relación esfuerzos deformaciones, solo inicialmente elástica y eventualmente lineal, pero complementada con la representación del fenómeno de la plastificación casi siempre manifiesto en el comportamiento real, aunque sea bajo esquemas inicialmente simplificados de elastoplasticidad perfecta o de elastoplasticidad perfecta (fig.2.12).

Por otro lado puede señalarse desde un principio que las distintas soluciones analíticas en campo plástico relativas a la ingeniería de túneles y a las cuales se dedica este capítulo, quedan todas restringidas al caso de problemas axialsimétricos simulando solamente túneles con secciones circulares y generalmente bajo campos isotrópicos de sollicitaciones externas, no disponiéndose hasta el presente de soluciones analíticas rigurosamente cerradas que, como para el caso elástico, puedan referirse a geometrías distintas aunque sencillas, como las elípticas ovoidales u otras ilustradas en el capítulo que antecede, ni a campos de sollicitaciones externas desuniformes de tipo uni o biaxial que no sea bajo hipótesis no rigurosas y por lo tanto semiempíricas.

Para encontrar las primeras soluciones en campo geotécnico, del problema elastoplástico relativo a la distribución de esfuerzos alrededor de una apertura cilíndrica subterránea, quizás debería nuevamente hacerse referencia a Terzaghi (1925) y a su famoso primer libro sobre la mecánica de suelos. Sin embargo en aquella circunstancia el autor no aplicó la solución al caso de un túnel, ni se refirió al necesario complemento del problema relacionado con el soporte de la excavación.

* Fenner (1938), fue en efecto quien aportó la primera importante contribución al planteamiento y solución teórica del problema esquematizado en la figura 2-13.

El terreno es supuesto incoherente y gobernado por el criterio de Mohr Coulomb. Se supone que no se produce ningún incremento de volumen de terreno en el anillo de la zona plástica adyacente a la pared de la excavación y se asume la presencia de una presión interna radial uniforme sobre todo el perímetro circular de la apertura.

El radio del anillo de plastificación calculado por Fenner responde a la fórmula:

$$R = a [2p_o / (N\phi + 1) p_i]^{1 / (N\phi - 1)}$$

Siendo: (a) el radio del túnel, (p_o) la presión uniforme (hidroestática) natural en sitio, (p_i) la presión radial uniforme interna al túnel, y

$$N\phi = (1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$$

Dentro la zona plástica el esfuerzo radial y el esfuerzo tangencial, a una distancia (r) del centro del túnel valen respectivamente:

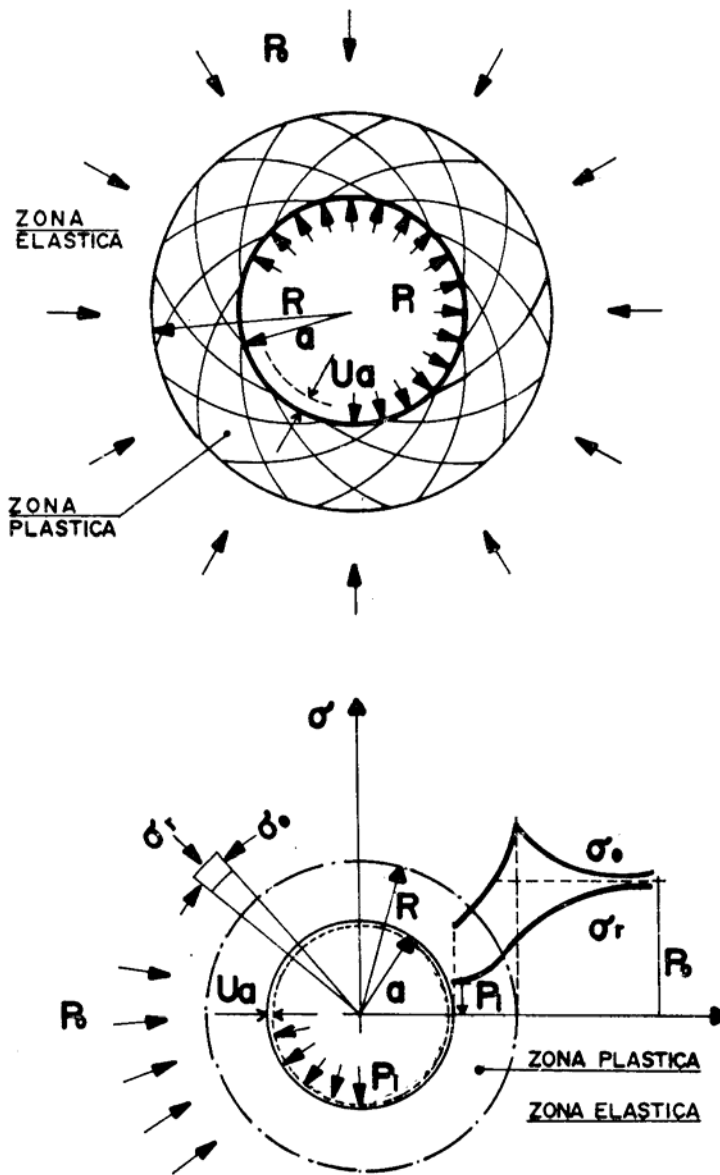


FIG. 2-13 TEORIAS PLASTICAS CLASICAS

$$\sigma_r = p_i (r/a)^{N\phi-1}$$

$$\sigma_\theta = p_i N\phi (r/a)^{N\phi-1}$$

En la zona elástica, finalmente los esfuerzos se calculan con las fórmulas de la teoría de la elasticidad, obteniéndose lo siguiente:

$$\sigma_r = p_o - p_o (R/r)^2 [1 - 2/(N\phi + 1)]$$

$$\sigma_\theta = p_o + p_o (R/r)^2 [1 - 2/(N\phi + 1)]$$

* *Kastner* (1949), tomó en cuenta la cohesión (*c*) en la fórmula del criterio de rotura del terreno según la misma teoría de Mohr Coulomb y tampoco consideró variación volumétrica en el anillo plástico; presentó soluciones empíricas para un campo de esfuerzos preexistentes no hidroestático.

Suponiendo ausencia de toda presión interna al túnel ($p_i = 0$), dedujo la siguiente expresión para el radio de plastificación:

$$R = a [(2/N\phi + 1) (C_o + p_o (N\phi - 1) / C_o)]^{1/(N\phi - 1)}$$

Siendo $C_o = 2c \cos \phi / (1 - \sin \phi)$, la resistencia a la compresión inconfiada de la roca y conservando la simbología remanente igual a la descrita en la solución de *Fenner* (fig.2-13).

Hasta tanto la redistribución elástica de los esfuerzos alrededor del túnel es tal que la sollicitación de compresión tangente al contorno de la excavación, se mantiene inferior a la resistencia (C_o), no hay plastificación mientras que, cuando esto ocurre ($C_o < 2p_o$) se genera un anillo de plastificación de radio (R) y los esfuerzos dentro de este anillo, a una distancia (r) del centro del túnel ($a < r < R$), responden a las expresiones siguientes:

$$\sigma_r = (C_0/N\phi - 1) [(r/a)^{N\phi - 1} - 1]$$

$$\sigma_\theta = (C_0/N\phi - 1) [N\phi (r/a)^{N\phi - 1} - 1]$$

Al considerar el caso de un estado de sollicitación natural de tipo anisotrópico, *Kastner* calculó los límites de la zona plástica mediante una aproximación basada en la utilización de la solución elástica para la distribución de esfuerzos alrededor de un túnel circular y aplicando luego el criterio de *Mohr Coulomb* a dicha solución elástica, sin considerar una redistribución de esfuerzos postplastificación con lo cual se obtienen resultados evidentemente incorrectos, especialmente cuando el fenómeno de la plastificación resulta intenso.

* *Labasse* (1949), también presentó soluciones para el caso de un campo de esfuerzos preexistentes no hidroestático (en forma semiempírica) y enfocó el problema de la interacción terreno estructura de sostenimiento.

Además evidenció como en los análisis de desplazamientos y de estabilidad del túnel sea necesario considerar la influencia del incremento de volumen de terreno asociado con su deformación plástica, evaluando una deformación volumétrica media para la zona plástica, siendo así el primero en introducir en la formulación matemática los desplazamientos radiales elastoplásticos.

Labasse, con las mismas notaciones utilizadas para ilustrar *Fenner* y *Kastner*, introduce el concepto de variación volumétrica en la zona plástica mediante la definición de un coeficiente adimensional según la expresión (fig.2-13):

$$K_v = [R^2 - (a - u_a)^2] / (R^2 - a^2)$$

Siendo (u_a) la variación del radio del túnel.

También, obtiene para el radio de plastificación alrededor del túnel, la expresión:

$$R = \left[\left(\frac{1}{a} \right) + 2(u_a - u_e) / (Kv - 1) \right]^{1/2}$$

Siendo (u_e) la deformación elástica que, en correspondencia del estado límite de plastificación ($C_0 = 2p_0$), vale:

$$u_e = (1 + \nu) (ap_0 / E) n$$

Con (E) y (ν) módulos de deformación elástica longitudinal y transversal, y con:

$$n = (N_\phi - 1 + C_0 / p_0) / (N_\phi + 1)$$

Para ($p_0 < C_0 / 2$), no se produce plastificación y se obtiene (n)=1.

La relación (línea característica del túnel), presión interna (p_i) convergencia (u_a) según la solución de Labasse es igual a la fórmula: $p_i =$

$$-c \cot \phi + (1 - \operatorname{sen} \phi) (p_0 + c \cot \phi) \left[1 + 2(u_a - u_e) / (kv - 1) a \right]^Y$$

$$Y = \left\{ \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{\operatorname{sen} \phi} \right\}$$

El mismo autor, para el caso particular en que el medio es supuesto puramente cohesivo ($\phi = 0$), obtiene:

$$p_i = -c + p_0 - c \log_e \left[1 + 2(u_a - u_e) / (kv - 1) a \right]$$

Labasse deprecia en su solución las deformaciones elásticas que se producen mas allá del radio de plastificación, mientras que la dificultad práctica en el uso de la formulación propuesta, depende de la necesidad de una correcta evaluación del coeficiente (Kv)

introducido por el autor que es función de la naturaleza mecánica del medio y del fenómeno de la dilatación que acompaña a la plastificación del mismo.

* *Morrison y Coates* (1955), presentaron un trabajo que constituyó un salto cualitativo al considerar una caída (un comportamiento elasto-plástico frágil, según ilustrado en la figura 2-14) en las propiedades mecánicas del medio, en la zona plastificada mediante la suposición de una cohesión residual nula y manteniendo constante la fricción original del terreno.

Además usaron un criterio de resistencia no lineal derivado de ensayos triaxiales llevados a cabo sobre rocas intactas y rocas fracturadas.

Finalmente en este mismo trabajo se señalan y se corrigen unos errores básicos contenidos en la solución original de Fenner, antes indicada.

A partir de los años sesenta, se publica una serie de numerosos trabajos y proposiciones relevantes de soluciones analíticas al problema planteado:

Kastner (1962), *Pacher* (1964), *Diest* (1965) *Hobbs* (1966), *Bray* (1967), *Lecian* (1968), *Peck* (1969), *Newmark* (1969), *Deere y Otros* (1969), *Salencon* (1969), *Lombardi* (1970), *Dessenne y Duffant* (1970), *Wagner* (1970), *Daemen y Fairhurst* (1971) y (1972), *Hendron y Aiyer* (1972), *Rabchewicz* (1973), *Egger* (1973) y (1974), *Lombardi* (1973) y (1974), *Ladany* (1974), *Amberg y Lombardi* (1974), *Daemen* (1975), *Panet* (1976), *Korbin* (1976), *Aktinson y Potts* (1977), *Kennedy y Lindberg* (1978), *Florence y Schwer* (1978), *Nguyen Minh y Berest* (1979), *Schwartz y Einstein* (1980), *Hoek y Brown* (1980), *Lombardi* (1980), *Egger* (1980), *Kaiser* (1980) y (1981), *Azzouz y Germaine* (1981), *Brown y Otros* (1983).

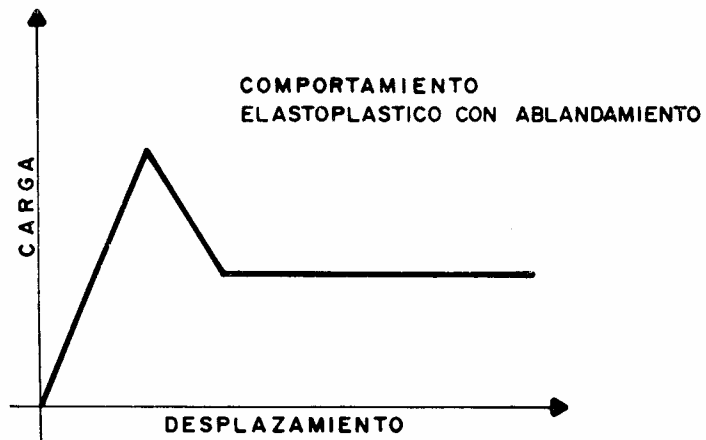
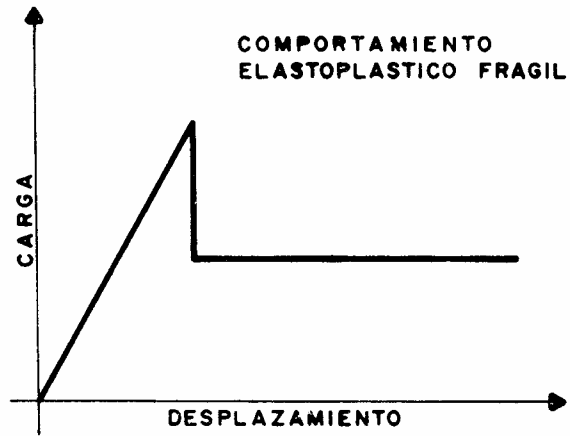


FIG. 2-14 COMPORTAMIENTOS ELASTOPLASTICOS

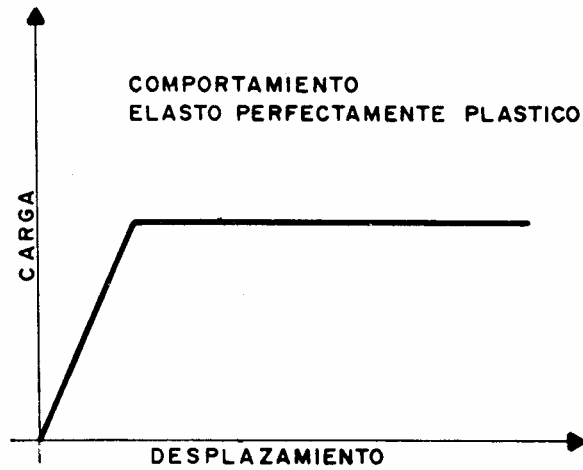
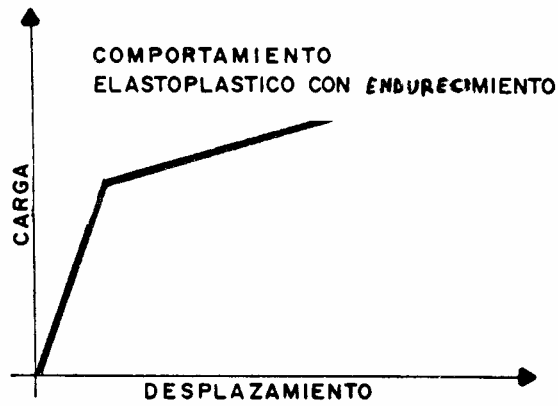


FIG. 2-14 COMPORTAMIENTOS ELASTOPLASTICOS

Muchas de todas estas proposiciones de soluciones analíticas poseen alguna matiz propia y novedosa, esencialmente en relación con las hipótesis relativas al criterio de resistencia o a la relación esfuerzos deformaciones y especialmente al comportamiento post falla de la zona plastificada con la eventual inclusión y diferente evaluación de la dilatación asociada, hasta soluciones que simulan el comportamiento viscoso de las rocas alrededor de las excavaciones profundas, y finalmente la consideración del efecto del frente de excavación y de la interacción con el sostenimiento del túnel.

Sin embargo, antes de comentar con cierto detalle en un capítulo sucesivo:

(Cap. 4: "Lineas características y cargas sobre los sostenimientos") algunas de estas soluciones, es oportuno abrir un amplio paréntesis con un capítulo previo:

(Cap.3: "Interacción terreno estructura y líneas características") dedicado a presentar un conjunto de ideas y conceptos fundamentales relativos a la geomecánica de las excavaciones profundas.

Ahí se recogen los criterios más recientes en la materia y sobre la claridad de los cuales es necesario basarse para un fructífero aprovechamiento de las más modernas soluciones y metodologías de análisis y cálculos propuestas para enfrentar al problema del diseño del sostenimiento en la ingeniería de túneles.

2.1.4 Métodos Numéricos

Antes de concluir este capítulo dedicado al

recuento histórico de los criterios y métodos para el análisis de las cargas sobre los sostenimientos de los túneles, resulta también inevitable hacer una referencia aunque sea muy breve, a los modernos métodos numéricos.

En efecto con los años setenta, la difusión y aplicación de las metodologías numéricas en todas las ramas de la tecnología, ha sido tan impactante y generalizada que ningún campo ha quedado al margen de ellas y, en lo que a la ingeniería de túneles se refiere, los aportes no han faltado ni se han limitado a episodios aislados.

La bibliografía moderna sobre análisis y diseño de tuneles, reseña de hecho una avalancha casi arrolladora de trabajos que utilizan tal metodologías numéricas, esencialmente basadas en la aplicación del Método de los Elementos Finitos a los mas variados problemas y aspectos involucrados, cubriendo desde el análisis de esfuerzos y deformaciones alrededor de excavaciones subterráneas de cualquier forma y en medios de cualquier manera complejos (inelásticos, anisotrópicos, heterogéneos, etc.), hasta el diseño estructural de todo tipo de soporte, pasando por la simulación de todas las etapas y circunstancias constructivas típicas.

Tan voluminoso y dilatado aporte ha significado indudablemente un salto muy grande hacia el conocimiento y la comprensión de un sin número de situaciones prácticas particularmente complejas y así, sin lugar a dudas, seguirá siendo en el futuro próximo.

Sin embargo tales metodologías numéricas se encuentran aun muy lejos de poder suplantar o sustituir del todo a las mas sencillas aunque menos versátiles metodologías analíticas las

cuales, aún hoy en día, a pesar del vertiginoso desarrollo de las máquinas de cálculo automático, conservan casi intactas sus ventajas prácticas relativas, las cuales se derivan de sus peculiaridades como, por ejemplo, las que se comentan a continuación.

*** Con relación a los métodos empíricos, de empleo muy común en la práctica:**

- Los métodos analíticos no dependen mayormente de la experiencia previa de quienes los aplican, permitiéndose su utilización por parte de ingenieros con menor experiencia profesional y, en todo caso, cuando no se dispone de experiencia relevante sobre el tipo de macizo rocoso en que se proyecta construir el túnel.

- En las fases preliminares del diseño, cuando se dispone de muy poca información cuantificada, ésta puede ser utilizada directamente en los procedimientos analíticos, y las condiciones geológicas cualitativas más abundantemente disponibles pueden ser usualmente correlacionadas con algún parámetro cuantificado, pudiéndose utilizar el proceso analítico para la calibración misma de la correlación.

- Los métodos analíticos pueden resultar muy efectivos durante las etapas de ajustes y adaptaciones iniciales del proyecto, pudiéndose ir incorporando de manera inmediata y directa toda la información cuantitativa a medida en que ésta se vaya recopilando, no siendo necesario el empleo de una clasificación cualitativa del macizo rocoso como paso intermedio.

- Idealmente, los métodos analíticos de diseño constituyen el medio más eficaz hacia el logro de un tratamiento más completo en la determinación de los niveles de riesgo y en la optimización del diseño de los sostenimientos.

* Con relación a los métodos numéricos, cuyo empleo está en pleno auge en la practica actual:

- Menor costo de ejecución, incluyendo en este aspecto la falta de necesidad de uso de medios complejos de cálculo sea como "hardware" sea como "software".

- Mayor rapidez de solución y por consecuencia mayor versatilidad en los procesos de ajuste, adaptación, modificación y análisis de sensibilidad paramétrica.

- Mayor compatibilidad entre los niveles de precisión y detalle de los "inputs" de los métodos de cálculo, en relación con los "inputs" reales comunmente disponibles en la practica para las varias etapas del proyecto de un túnel, especialmente los relativos al macizo natural.

Aunque existen muchas soluciones analíticas para el diseño de túneles, cada una de las cuales con sus alcances y limitaciones específicas, pueden individualizarse por lo menos dos características generales comunes a todas las soluciones:

- Adopción de un modelo de medio continuo para el subsuelo y,
- Adopción de condiciones de deformaciones planas.

Por supuesto ambas características imponen importantes limitaciones a todos los métodos posibles de análisis y diseño y en cuanto a las peculiaridades propias de las distintas soluciones disponibles, éstas pueden agruparse como sigue:

*** Soluciones elásticas sin soporte:**

- Medio elástico lineal iso y anisotrópico.
- Cavidades múltiples y aisladas.
- Formas circulares y geometrías regulares.
- Estado de sollicitación inicial arbitrario.
- Eventual presencia de presiones internas.

Los "inputs" necesarios son: los módulos de elasticidad y el estado de sollicitación inicial.

*** Soluciones elastoplásticas sin soporte:**

- Medio linealmente elastoplástico e isotrópico
- Diferentes criterios de plastificación.
- Diferentes comportamientos postplastificación
- Cavidades aisladas de forma circular.
- Estado de sollicitaciones inicial isotrópico y uniforme.
- Eventual presencia de presiones internas a la cavidad.

Los "inputs" necesarios son: los módulos de elasticidad, los parámetros que definen el criterio de plastificación adoptado, los parámetros que definen el comportamiento postplastificación y el estado de sollicitación inicial.

*** Soluciones elásticas con soporte:**

- Medio linealmente elástico e isotrópico.
- Cavidades aisladas de formas circulares o elípticas.
- Estado de sollicitación inicial arbitrario.
- Condiciones de cargas preexistentes o siguientes a la excavación.
- Condiciones de perfectas adherencia o inhaderencia al contacto terreno sostenimiento.

Los "inputs" necesarios son: los módulos elásticos del terreno y del sostenimiento, las

propiedades geométricas de la sección del sostenimiento y el estado de sollicitación inicial.

*** Soluciones viscosas:**

- Medio viscoelástico lineal isotrópico.
- Cavidades aisladas de forma circular.
- Estado de sollicitación inicial isotrópico y uniforme.
- Eventual presencia de presiones internas a la cavidad.

Los "inputs" necesarios son: los módulos elásticos y los parámetros viscosos del terreno y el estado de sollicitación inicial.

Esta esquemática presentación de las características principales de los métodos analíticos actualmente disponibles para el diseño de túneles, puede directamente utilizarse con el objeto de señalar todas las limitaciones intrínsecas al uso de estas soluciones.

En efecto la lista de los casos y circunstancias que no pueden considerarse en los varios métodos, sería ciertamente mucho más larga que las listas que se han presentado para ilustrar los alcances de cada uno de los cuatro grupos de métodos analíticos descritos.

Podrían quizá, únicamente a manera de ejemplo, mencionarse los siguientes aspectos que no pueden considerarse directamente en las soluciones analíticas:

- Análisis tridimensional de los frentes de excavación.
- Heterogeneidades en los macizos.
- Geometrías complejas e irregulares de las cavidades.
- Simulación de los procesos constructivos.

- Irregularidades en las condiciones de contorno.

Con lo anterior resultan evidentes los límites de todas las soluciones analíticas, mientras que son los métodos numéricos, el método de los elementos finitos en particular, los únicos que hoy en día permiten de alguna manera incluir en los análisis y cálculos la mayor parte de los hechos, parámetros y circunstancias relacionadas y relacionables con la construcción y funcionamiento real de una obra tan compleja como es todo tipo de túnel.

Sin embargo, es necesario aclarar que los logros mencionados, alcanzables mediante el uso de métodos numéricos de cálculo como por ejemplo los elementos finitos, son posibles solamente a cambio de costo y tiempo elevados los cuales aumentan rápidamente con el nivel de sofisticación de los modelos y códigos de cálculo hoy en día disponibles y quizá a menudo de uso no justificado si se toma en cuenta la pobre definición generalmente disponible para las condiciones geomecánicas y reológicas reales del subsuelo.

En efecto, la evolución de estos métodos numéricos ha sido paralela al rapidísimo desarrollo de los medios electrónicos de cálculo y ha sido tan asombrosa que, en lo que específicamente se refiere el campo de la geotécnica, puede tranquilamente afirmarse que esta evolución resulta excesiva:

- Ciertos métodos de cálculo numérico son teóricamente tan versátiles y potentes, que la limitación práctica para su aplicabilidad en geotécnica está debida a la insuficiente capacidad de poder suministrar los "inputs" con el grado de detalle tan avanzado que los códigos de cálculo pueden recibir y perfectamente elaborar.

Es por estas razones que probablemente el justo equilibrio está, como casi siempre, en el medio:

"Es tan incorrecto y regresivo querer seguir utilizando métodos de análisis y cálculo superados y con evidentes fallas conceptuales y suposiciones injustificadamente demasiado conservadoras, como es tan incorrecto y utópico querer introducir en los métodos de análisis procedimientos de cálculo extremadamente sofisticados y necesariamente muy costosos cuyas supuestas teóricas rigurosidad y precisión matemáticas se estrellan contra la realísticamente incierta aproximación física que puede hoy en día lograrse para la definición del comportamiento y de los parámetros naturales propios del terreno".

En anexo a este texto se ilustran, en una serie de figuras, los resultados de un análisis numérico de esfuerzos y deformaciones en medio elastoplástico, llevado a cabo para el diseño de los túneles gemelos de *La Bandera* pertenecientes a la *Línea 3 del Metro de Caracas* y previstos, con sus 6 metros de ancho aproximadamente, a ser excavados con métodos mineros y avances alternativamente a sección completa o secciones parciales, según lo requieran las condiciones geomecánicas localmente señaladas a lo largo de los aproximadamente 2000 metros de túneles a construir.

Se trata de 10 figuras (1 de los modelos utilizados y 9 de líneas isotensoriales) y 2 tablas numéricas, estas últimas escogidas a caso, y a manera de ejemplo, dentro de las 9 de los respectivos los casos geonuméricos analizados para simular las distintas condiciones geomecánicas previstas a ser encontradas a lo largo de la obra.

2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS SOSTENIMIENTOS

El objetivo principal que se persigue en los diseños estructurales de un túnel, es la definición y dimensionamiento geométrico estructural del revestimiento definitivo necesario para garantizar, a todo lo largo de la vida útil de la obra, la completa estabilidad y funcionalidad de la excavación.

Igualmente constituye objetivo primario, el diseño geométrico estructural de los portales del túnel cuya función, de importancia no secundaria para la vida de toda la obra, es la de proteger y sostener los accesos a los subterráneos y además de compaginar las exigencias estructurales del túnel con los aspectos arquitectónicos estéticos y funcionales de la obra.

Hoy en día, para dar cumplimiento a tales objetivos, es recomendable hacer recurso a las metodologías y técnicas más avanzadas que el estado del conocimiento sobre el diseño de estructuras pone a los alcances del proyectista.

En efecto en el caso de los túneles, se trata de obras de estructura compleja, bien sea a consecuencia de sus geometrías casi nunca lineales en sus secciones resistentes, bien sea por el carácter de alta hiperestaticidad intrínseca en el proceso de interacción terreno estructuras, fenómeno éste último cuyo análisis comprensión y evaluación constituyen el fundamento esencial para la correcta y óptima elaboración de los diseños estructurales de los túneles.

Independientemente del método específico de análisis y cálculo que se emplee finalmente para la elaboración del proyecto estructural del

revestimiento del túnel, deberán considerarse por lo menos los tres siguientes parámetros básicos de diseño: la geometría neta del revestimiento (gálibo interno del túnel), las condiciones de cargas externas (y eventualmente internas) al revestimiento, y las propiedades geomecánicas de rigidez y resistencia del terreno interaccionante.

Sobre la base de estos parámetros, el proceso de diseño, hoy en día seguramente fundamentado en el uso de métodos numéricos de cálculo, se transforma en un proceso de sucesivas verificaciones partiendo de un predimensionado de la estructura del revestimiento para luego, por aproximaciones sucesivas, alcanzar una solución satisfactoria de justo equilibrio entre formas, espesores y refuerzos necesarios, sin menospreciar en todo momento la importancia del factor "costos" y del factor "riesgos".

Finalmente en este orden de ideas, y sólo para dejar intuir lo complejo del problema en cuestión, vale la pena mencionar desde ya que todos los tres grupos de parámetros básicos indicados, no representan datos intrínsecos al problema definibles a priori, sino que su determinación última es el resultado de un íntimo proceso de interrelación entre sí y con la altamente condicionante interferencia del mismo proceso constructivo a emplear para la excavación, sostenimiento y puesta en obra de la estructura definitiva del túnel.

2.2.1 Métodos Clásicos y Modernos

El marco contextual que se ha trazado para este trabajo, no permite extenderse en los detalles de una recopilación de la evolución histórica de los criterios y métodos para el

análisis y cálculo estructural de los sostenimientos de los túneles, al igual de como se ha hecho para el análisis de las cargas que actúan sobre tales sostenimientos.

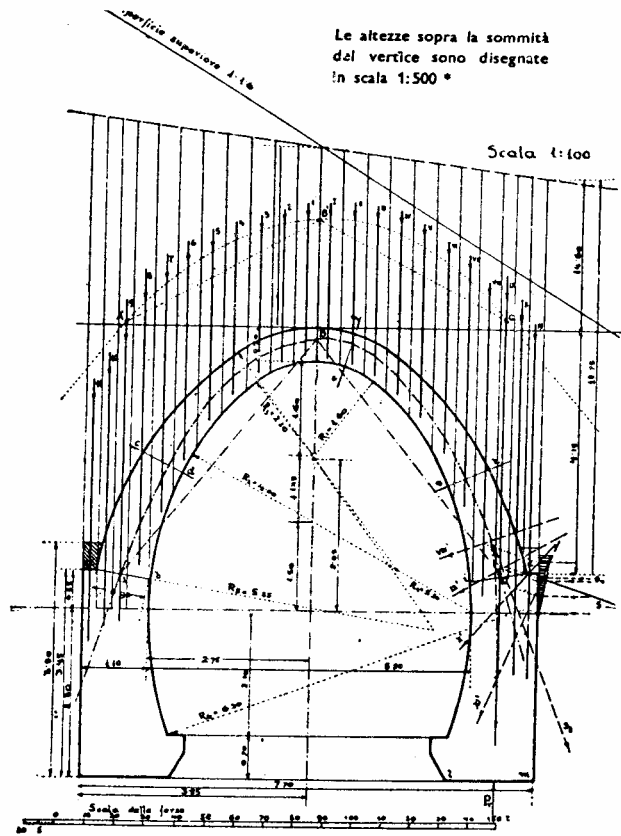
Por otro lado, se trataría en buena parte de pasar en reseña a la evolución histórica de las metodologías del análisis estructural que durante el último siglo se han ido proponiendo y aplicando al diseño de elementos de geometrías complejas y bajo condiciones de cargas y vínculos igualmente complejas, como lo son intrínsecamente todos los sostenimientos de los túneles, aunque siempre simplísticamente modelados.

Es sin embargo muy fuerte la tentación de presentar, aunque sea solamente por intermedio de unas pocas ilustraciones, algunos ejemplos de las técnicas gráficas utilizadas al comienzo de la práctica ingenieril propia del diseño formal de los sostenimientos de los túneles, reproducidas algunas (fig.2-15 y fig.2-16) del texto "*Costruzione delle gallerie*" (Desimon, 1939) y otras (fig.2-17 y fig.2-18) del más conocido y ya citado texto de Proctor y Withe (1946) "*Rock tunneling with steel support*".

Luego, para cubrir todo el sucesivo evolucionar de los métodos de cálculo y diseño basados en las técnicas analíticas del análisis estructural clásico, resulta cómodo y práctico remitir al no menos clásico y muy conocido texto de Szechy (1961): Capítulo 4 "*Diseño de la sección del túnel*" luego traducido al inglés (1966) con el título "*The art of tunneling*".

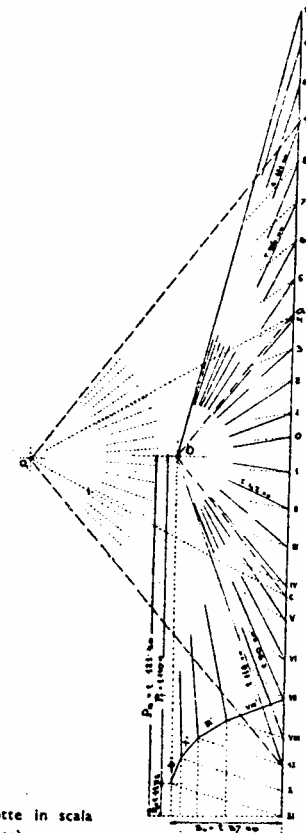
En la tabla 2-VII se reproduce, como muestra, el índice relativo al citado capítulo 4 del texto de Szechy.

Finalmente a partir de los años setenta, así

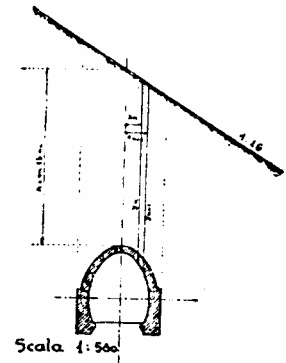


* Per ragioni di spazio le altezze sopra l'orizzontale al vertice di calotta sono ridotte in scala di 1:500 per le altezze e di 1:100 per le larghezze (vedi linea tratteggiata).

Rivestimento di una galleria a binario unico.



Tratto d'imbocco, 15 m sotto la superficie del terreno.
Superficie superiore inclinata nel rapporto di 1:1,6 carico verticale, spinta passiva del terreno.



Sollecitazioni interne, massime e minime.

$\sigma_a = 17,03 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_b = 8,96 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_c = 0 \text{ » » }$	$\sigma_d = 25,60 \text{ » » }$
$\sigma_e = 0 \text{ » » }$	$\sigma_f = 14,00 \text{ » » }$
$\sigma_g = 19,20 \text{ » » }$	$\sigma_h = 4,80 \text{ » » }$
$\sigma_i = 16,30 \text{ » » }$	$\sigma_k = 8,15 \text{ » » }$
$\sigma_l = 5,86 \text{ » » }$	$\sigma_m = 8,79 \text{ » » }$

FIG. 2-15 DISEÑO GRAFICO DEL SOSTENIMIENTO

Rivestimento di una galleria a doppio binario.
 Terreno stratificato in piani inclinati, paralleli all'asse galleria. Forti spinte
 attive contro il piedritto sinistro, spinta passiva all'imposta destra.

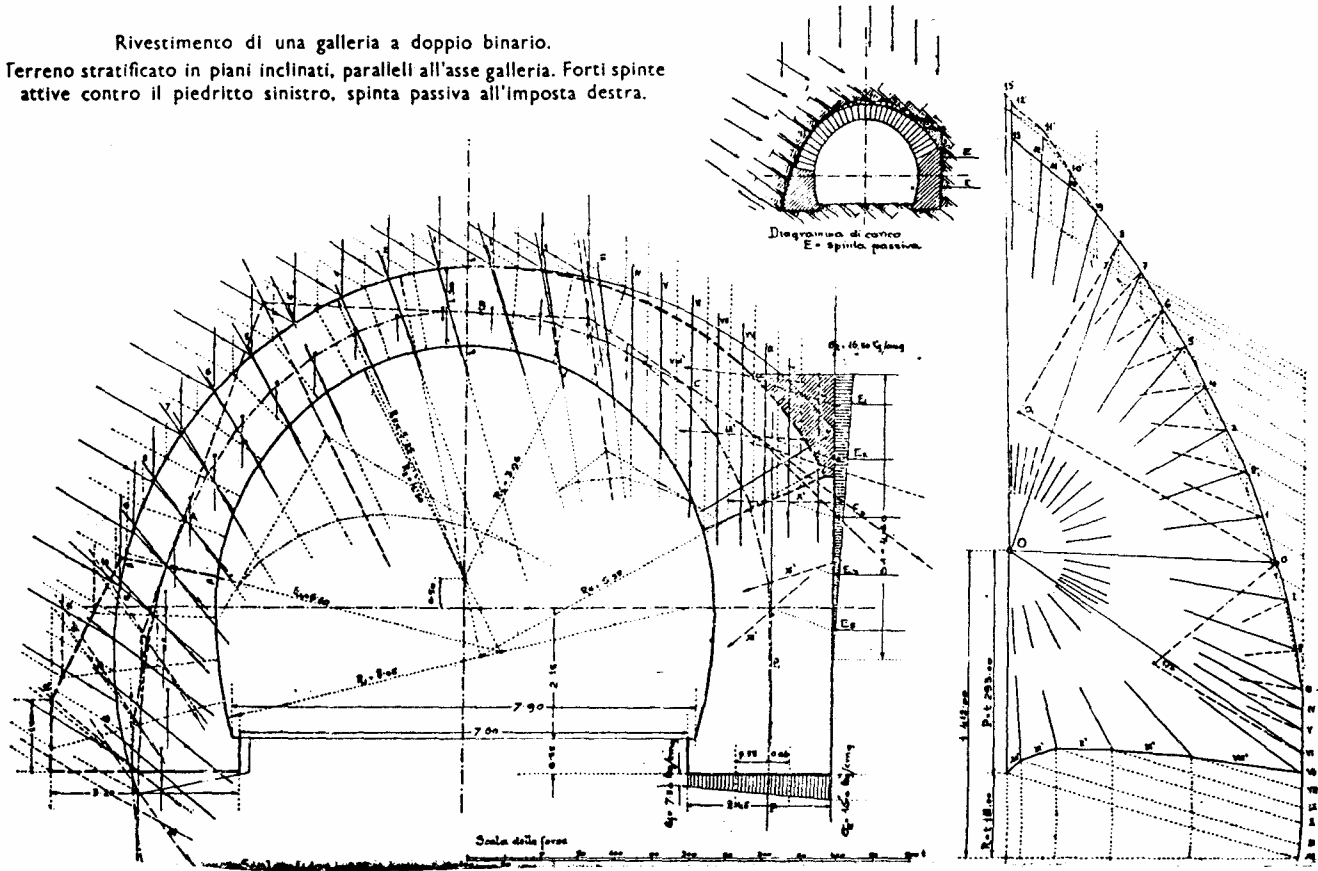


FIG. 2-16 DISEÑO GRAFICO DEL SOSTENIMIENTO

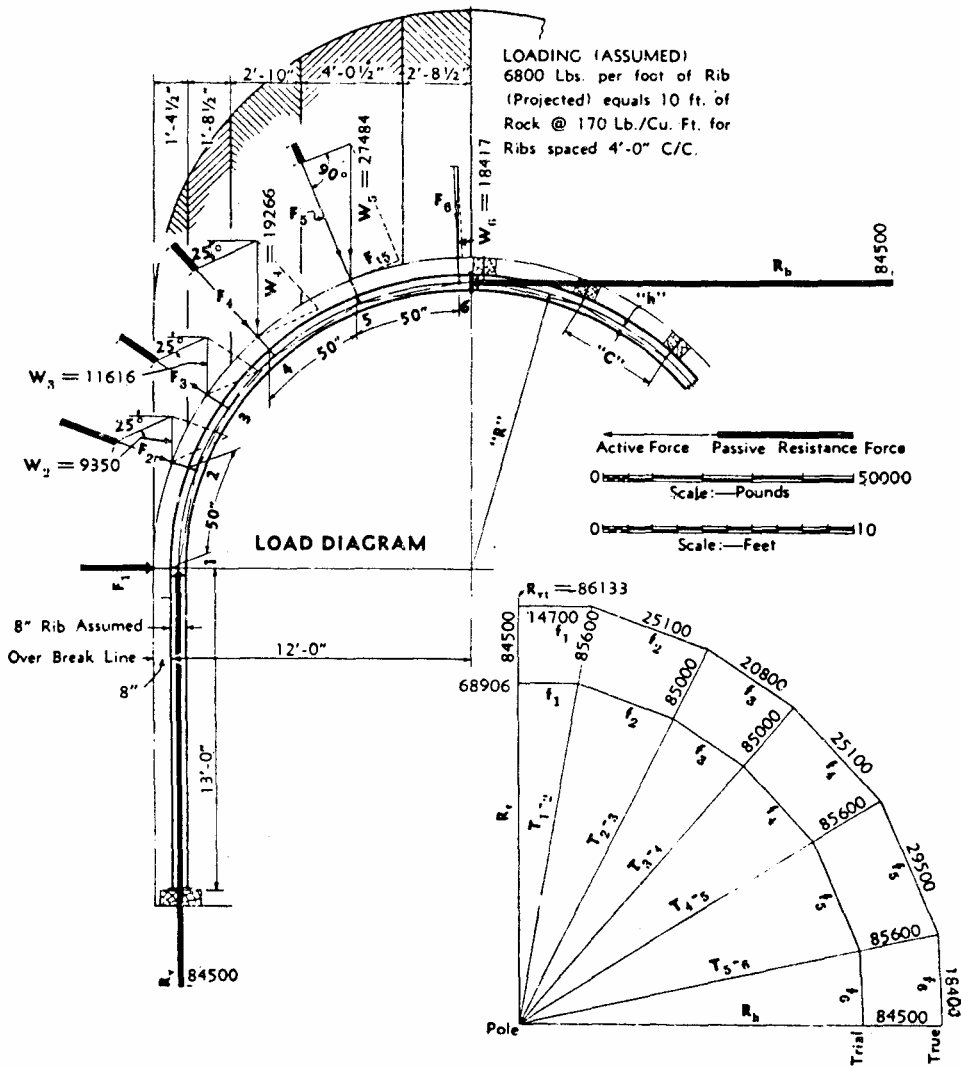


FIG. 2-17 DISEÑO GRAFICO DEL SOSTENIMIENTO

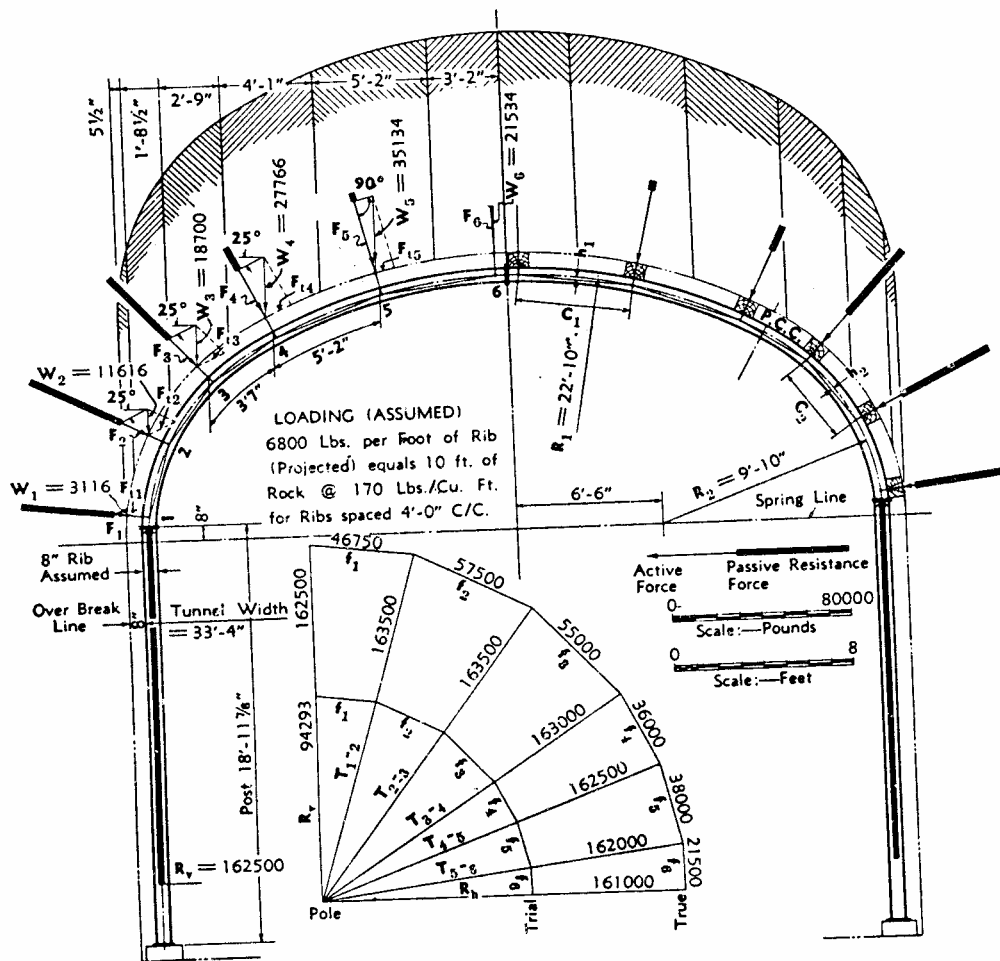


FIG. 2-18 DISEÑO GRAFICO DEL SOSTENIMIENTO

CHAPTER 4

DESIGN OF TUNNEL SECTIONS

4.1. Design loads

- 4.1.1. Estimated design loads for deep tunnels in solid ground
- 4.1.2. Estimated design loads for shallow tunnels in loose, saturated soil
- 4.1.3. Excerpts from the specifications for the design loads of the Lisbon subway
- 4.1.4. Excerpts from the specifications for the design loads of the Budapest subway
- 4.1.5. Soviet standard specifications for the design of underground and motorway tunnels

4.2. Design of horseshoe-shaped tunnels

- 4.2.1. Design by members

 - 4.2.1.1. Graphic investigation (Kommerell)
 - 4.2.1.2. Analytical design by members
 - 4.2.1.3. Common deformations and composite action of the surrounding ground (Davidov's method)

- 4.2.2. Analytical design method treating the section as a whole and considering composite action of the ground

 - 4.2.2.1. Method of Zurabov and Bougayeva
 - 4.2.2.2. Numerical example of the Zurabov—Bougayeva method

4.3. Design of circular tunnel sections

- 4.3.1. Graphical investigation
- 4.3.2. Approximate method for the calculation of ring sections

 - 4.3.2.1. Design by dividing the section into segments
 - 4.3.2.2. Design of a monolithic ring section
 - 4.3.2.3. The Hewett—Johannesson method

- 4.3.3. The design of circular tunnels as sections elastically embedded in the subsoil

 - 4.3.3.1. The method of Bodrov—Gorelik
 - 4.3.3.2. The polygonal method
 - 4.3.3.3. Bougayeva's method
 - 4.3.3.4. Davidov's method
 - 4.3.3.5. Varga's development
 - 4.3.3.6. Meissner's and Orlov's methods

- 4.3.4. Design of tunnels with double lining

 - 4.3.4.1. Soviet specifications (based on Galerkin's theory)
 - 4.3.4.2. Design with steel plate lining (design after Mühlhofer)
 - 4.3.4.3. Design of tunnels with laminated linings
 - 4.3.4.4. Design of laminated linings for non-radial (external) loads

4.4. Design of culverts and conduits

- 4.4.1. Design of circular culverts

 - 4.4.1.1. Determination of vertical earth pressure (according to Yaroshenko)
 - 4.4.1.2. Determination of traffic loads
 - 4.4.1.3. Effect of the bedding
 - 4.4.1.4. Cross-sectional design of culvert sections
 - 4.4.1.5. Longitudinal design of culverts

- 4.4.2. Design of circular conduits
- 4.4.3. The semi-graphical design of egg-shaped culverts
- 4.4.4. Flexible metal culverts of corrugated steel sheets

4.5. Design of rectangular tunnel sections

- 4.5.1. One bay rectangular section on rigid foundations
- 4.5.2. Two bay box section on elastic foundations

TAB. 2-VII DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO

como se comentó en un capítulo anterior, fueron los métodos numéricos que determinaron y controlaron todo nuevo desarrollo de las metodologías del análisis y diseño estructural de los sostenimientos de los túneles.

Sin absolutamente pretender entrar en la ilustración de tales metodologías numéricas, sino solamente a manera de ejemplo, en anexo a este texto se reporta un caso práctico de cálculo numérico de la estructura del revestimiento de un túnel perteneciente a la Línea Las Adjuntas Los Teques del Metro de Caracas.

Se trata de un cálculo llevado a cabo mediante el uso de un código automático con salidas numéricas y gráficas, elaborado con bases a la moderna teoría del cálculo estructural matricial ahora comunmente identificada dentro el más general Método de los Elementos Finitos (Perri, 1985).

2.2.2 Las Propiedades Geomecánicas del Terreno

En la introducción a este capítulo dedicado al diseño estructural de los sostenimientos, se hizo hincapié en la existencia de tres parámetros básicos necesarios para tal diseño: de las cargas externas actuantes se ha comentado ampliamente en los capítulos anteriores; de la geometría neta o gálibo interno de los túneles se tratará en el punto siguiente; y de las propiedades geomecánicas de los terrenos interaccionantes se comenta brevemente a continuación.

Sin entrar en el mérito de lo que es el aspecto geológico propiamente dicho, incluso a nivel casi regional, de los estudios básicos para un

proyecto de túnel, se hará directa referencia a los estudios específicos de anteproyecto y proyecto cuyo objetivo inmediato es conducir a la definición de los datos geotécnicos necesarios para los diseños estructurales (Perri, 1984 y 1986).

En efecto, frente al problema del diseño y construcción de un túnel debe abordarse y resolverse, como primera etapa del proceso, lo que se ha venido denominando como "caracterización geomecánica o geotécnica o ingenieril, del macizo rocoso".

Esta caracterización, en general, envuelve los tres siguientes importantes aspectos interrelacionados entre sí, aunque distintos:

- La identificación de aquellas que son las propiedades o características significativas y representativas del macizo rocoso en objeto.
- La metodología a utilizar para la determinación de éstas propiedades identificadas, y
- La asignación cuantificada de los valores numéricos a asumir para aquellas propiedades ya determinadas.

En cuanto a la selección, las propiedades más representativas para la caracterización de un macizo rocoso, en general se relacionan con el tipo de obra a diseñar y construir, con los objetivos y la función de la misma, con la naturaleza geológica del macizo rocoso, con los procedimientos de análisis y cálculo aplicables o disponibles y con la metodología constructiva posible.

Debido a lo anterior es por lo tanto difícil precisar una lista estandard de las propiedades significativas de un macizo rocoso que pueda

aplicarse siempre para todas las obras y todas las circunstancias.

En este sentido, la práctica ingenieril, la experiencia acumulada y los trabajos de reglamentación y divulgación de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, ponen hoy en día a disposición del ingeniero geotécnico una gama realmente amplia de métodos y técnicas de caracterización geomecánica de rocas y macizos rocosos (ver tabla 2-VIII, *Franklin* 1979), cuya descripción sale afuera de este contexto.

Finalmente una vez que las características del macizo rocoso seleccionado hayan sido medidas en el campo y en laboratorio, éstas necesitan ser cuantificadas o sistematizadas para su utilización como "inputs" del diseño.

En este proceso debe generalmente introducirse un criterio para la escogencia o determinación del valor representativo más próximo a la realidad de la propiedad en objeto.

Tradicionalmente los valores de las propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad de las rocas obtenidas en el laboratorio, se determinan sobre la base de la suposición de una distribución normal de los valores, y la media aritmética es la cantidad representativa usada en el diseño.

Sin embargo este procedimiento puede no ser el más adecuado dependiendo de la real distribución de la familia de datos obtenidos, de la dispersión de éstos alrededor de la media y del tamaño mismo de la familia, y finalmente de la mayor o menor sensibilidad del comportamiento del macizo rocoso a la variación de la propiedad en objeto.

Probablemente un tratamiento estadístico clásico basado sobre los valores medios y de

Field Index Tests for Characterization

Discontinuity orientation
 Discontinuity spacing
 Discontinuity persistence
 Discontinuity roughness
 Discontinuity wall strength
 Discontinuity aperture
 Discontinuity filling
 Discontinuity seepage
 Discontinuity number of sets
 Discontinuity block size
 Discontinuity drill core recovery/RQD
 Geophysical logging of boreholes
 Seismic refraction (2 methods)
 Acoustic logging
 Seismic measurements between boreholes
 Sonic log
 Caliper log
 Temperature log
 SP log
 Resistivity logs (2 methods)
 Focused current logs
 Induction log
 Gamma ray log
 Neutron log
 Gamma-gamma log

Field « Quality Control Tests »

Rockbolt anchor strength
 Rockbolt tension (torque wrench)
 Rockbolt tension (load cells)
 Cable anchor tests
 Shotcrete - visual assessment
 Shotcrete - pull tests
 Shotcrete - box mould tests
 Shotcrete - core tests
 Gas level measurements

Laboratory Index Tests for Characterization

Water content
 Porosity/density (4 methods)
 Void index (quick absorption)
 Swelling pressure
 Swelling strain (2 methods)
 Slake-durability
 Uniaxial compressive strength
 Uniaxial deformability (E , ν)
 Point load strength index
 Resistance to abrasion (Los Angeles test)
 Hardness (Schmidt rebound)
 Hardness (Shore scleroscope)
 Sound velocity
 Petrographic description

Field « Design Tests »

Deformability using a plate test
 Deformability plate test down a borehole
 Deformability radial jacking test
 Deformability flexible borehole jack
 Deformability rigid borehole jack
 Deformability flat jack
 Deformability *in situ* uniaxial/triaxial test
 Shear strength-direct shear
 Shear strength-torsional shear
 Piezometric head (3 methods)
 Permeability/transmissivity (5 methods)
 Flow velocity logs
 Flow velocity - tracer dilution
 Flow paths using tracers (4 methods)
 Stress determination - flat jack
 Stress determination - surface coring
 Stress determination - « doorstopper »
 Stress determination - strain-gauge cell
 Stress determination - USBM-type gauge
 Stress determination - hydraulic fracturing

Field Monitoring

Movements - probe inclinometer
 Movements - fixed-in-place inclinometer
 Movements - tiltmeter
 Movements - borehole extensometers
 Movements - convergence meter
 Movements - joints and faults
 Movements - survey triangulation
 Movements - survey leveling
 Movements - survey offset
 Movements - survey EDM
 Vibration and blast monitoring
 Pressure - hydraulic cells
 Rock stress variations
 Pendulum and inverted pendulum
 Strains in linings and steel ribs

Laboratory « Design Tests »

Triaaxial strength
 Direct tensile strength
 Indirect (Brazil) tensile strength
 Direct shear test (+ field method)
 Permeability
 Time-dependent and plastic properties

TAB. 2-VIII CARACTERIZACION DE ROCAS Y MACIZOS

desviación puede correctamente aplicarse solamente a las variables geométricas asociadas con las discontinuidades del macizo (rumbo, buzamiento, espaciamiento, persistencia, etc.).

Los ensayos en sitio de resistencia y deformabilidad, se caracterizan por ser generalmente costosos y lentos, no pudiéndose esperar por lo tanto de disponer de un volumen grande de datos directos. Se han propuesto técnicas de correlación y extrapolación de los resultados de los ensayos de laboratorio con los ensayos en sitio, a veces sobre la base de fórmulas empíricas con resultados prácticos aceptables en algunos casos, aunque de uso no generalizable.

A continuación se señalan, en líneas generales las propiedades o grupos de propiedades más importantes y significativas, asociándolas en dos grandes familias diferenciadas en base a los dos siguientes parámetros:

Bajo el punto de vista del tipo de obra y naturaleza del macizo rocoso y, bajo el punto de vista de los métodos de análisis, diseño y construcción a emplear.

A la primera familia pertenecen: topografía, clima, accesos, habitat, geología (litología estructura y morfología), hidrología (permeabilidad y porosidad), sismicidad, macroestabilidad, sollicitación natural, meteorización (alteración y alterabilidad).

A la segunda familia pertenecen: las características de deformabilidad, las características de resistencia las propiedades reológicas y las propiedades tecnológicas.

En lo que se refiere al problema de la determinación de estas propiedades, las metodologías también dependen del tipo de proyecto, tecnolo-

gías de construcción y por supuesto de la naturaleza misma de los macizos rocosos involucrados.

En general el ingeniero proyectista necesita darse respuesta a una serie de preguntas como por ejemplo:

- ¿Es cierta prueba factible y económicamente justificable?

- ¿Cual es el número mínimo de ensayos a realizar y cual el costo de la información a obtener en función del tiempo y presupuesto disponibles?

- ¿Cuales ensayos deberán hacerse en sitio y cuales en laboratorio?

La selección final de cuales técnicas y ensayos utilizar para la determinación de las propiedades seleccionadas, depende de las respuestas a las anteriores preguntas y de lo amplio que sea la gama de las técnicas realmente disponibles para cada caso específico, entre otros.

Finalmente en este contexto vale la pena observar que, frente al problema de la determinación de los valores numéricos de las propiedades a utilizar en los análisis y diseños, debe recordarse que un modelo de análisis simple que necesite de pocos parámetros (bien cuantificables), es preferible a un modelo más complejo y sofisticado (evidentemente más riguroso y preciso) pero que necesite de un gran número de parámetros (no todos igualmente bien cuantificables).

En este orden de ideas los datos geotécnicos básicos, a ser definidos para cada una de las secciones tipo representativas de los tramos

geomecánicamente uniformes del túnel, deben permitir evaluar las leyes constitutivas de los macizos rocosos (módulos de deformación y rigidez) y sus parámetros de plastificación, resistencia y eventualmente viscosidad.

Igualmente es necesario poder predecir (o mejor medir) el estado de sollicitación natural preexistente en el sitio (del cual, entre otros, dependen las condiciones de carga que actuarán sobre las estructuras), y que no necesariamente se relaciona únicamente con la profundidad de la excavación y las citadas propiedades físico mecánicas de las rocas, sino que es también consecuencia de la historia geológica geomorfológica y geotécnica del área (fig.2-19).

2.2.3 La Geometría de la Excavación

En el diagrama de la figura 2-20 (Perri, 1988) se ilustra el proceso lógico a seguir para la selección preliminar de la sección geométrica de un túnel (haciendo referencia, a manera de ejemplo, al caso de un túnel ferrocarrilero).

De acuerdo con este diagrama el proceso se inicia con un análisis de las posibles formas, basado en consideraciones operacionales en primera instancia, y luego de geotécnica y minería, factores éstos finalmente estrictamente interaccionantes entre sí.

A partir de una primera definición de la forma o de las formas, se procede analizando los principales parámetros que de manera independiente o interactiva intervienen en el acotamiento de las dimensiones (los espacios) necesarios para la sección mínima del túnel: móviles, ventilación, tracción, electrificación, drenaje, fijación, seguridad, y otros según el

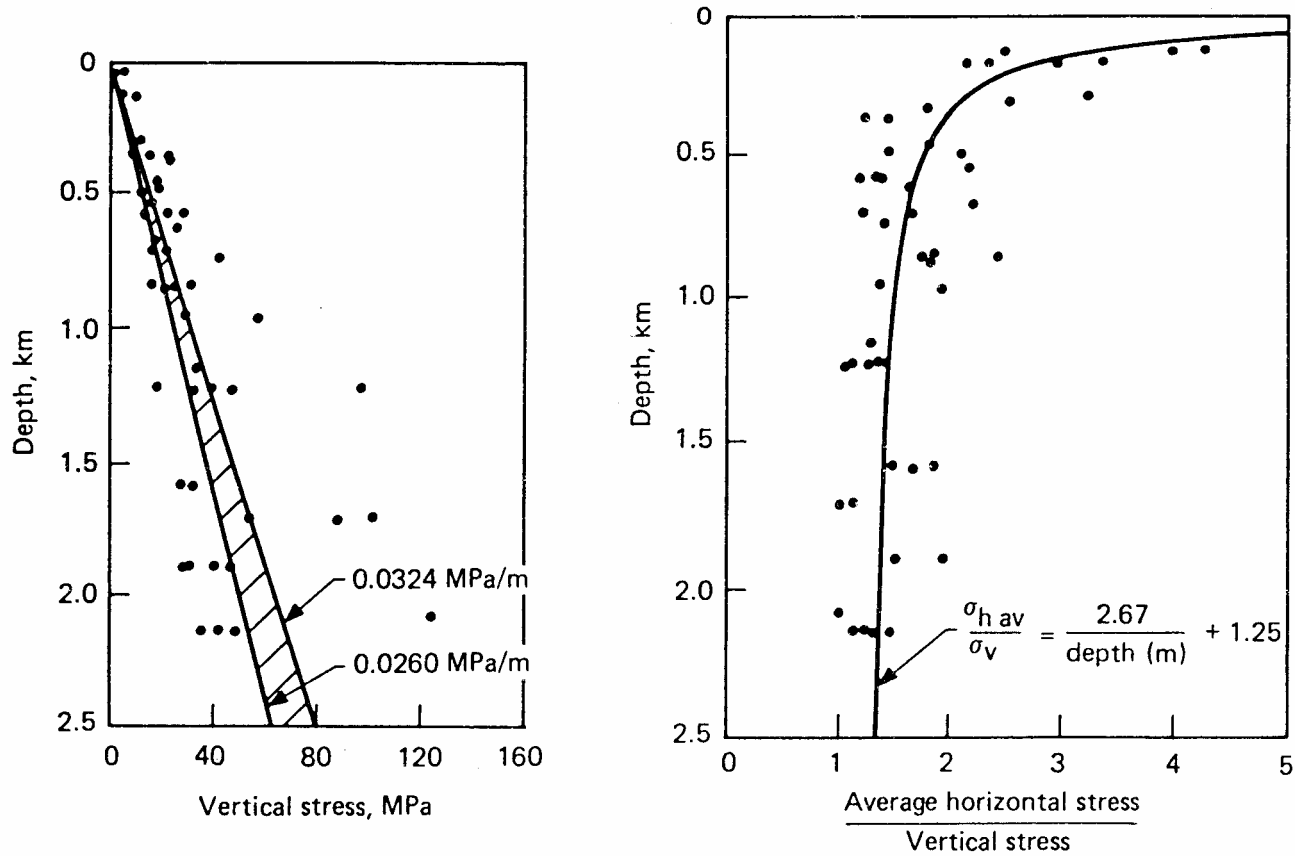


FIG. 2-19 ESTADO NATURAL DE SOLICITACIONES

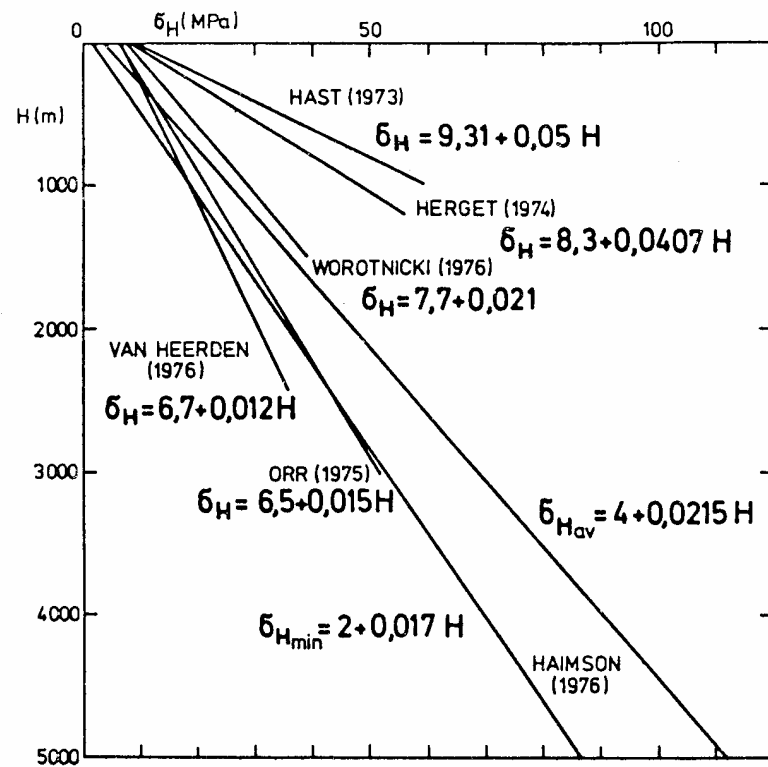
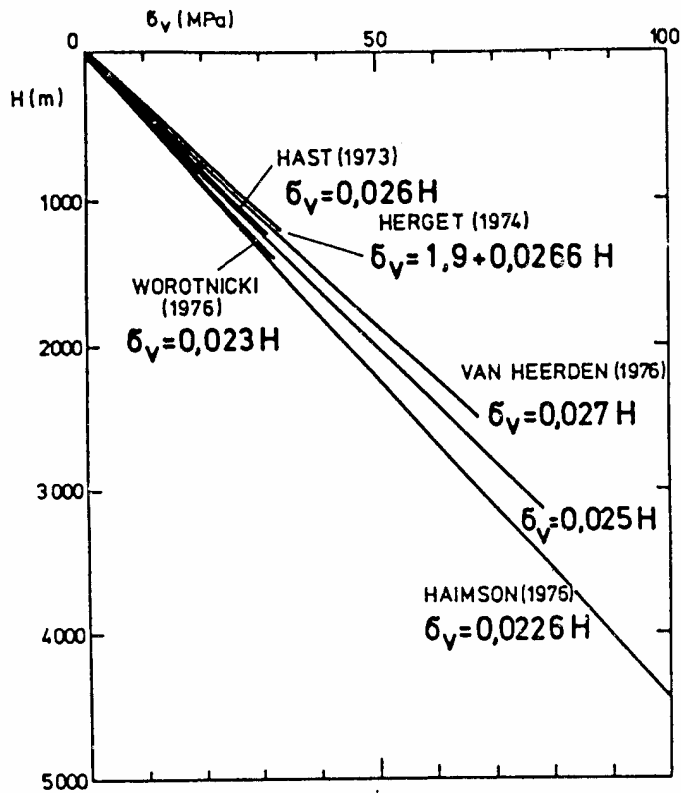


FIG. 2-19 SOLICITACIONES NATURALES

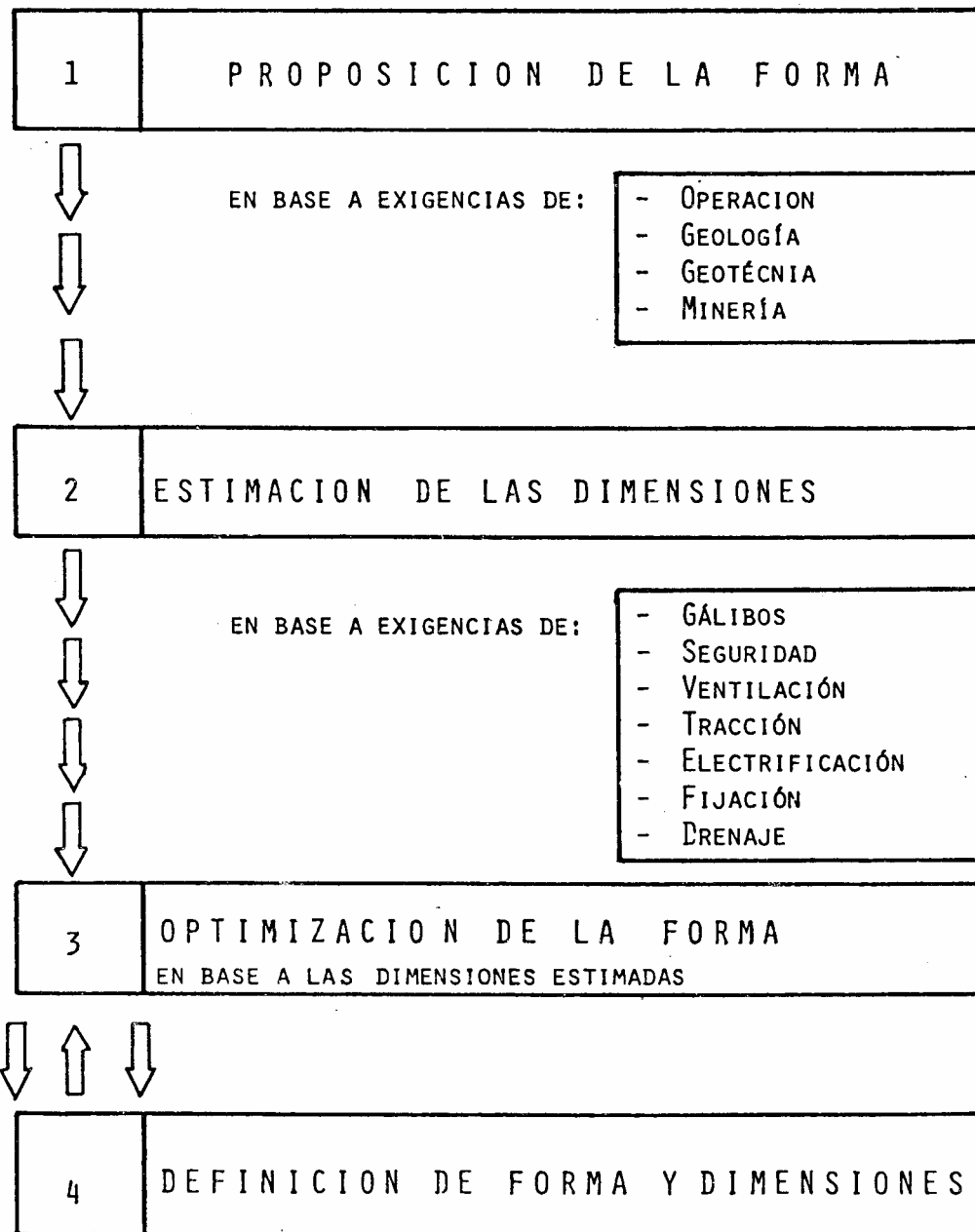


FIG. 2-20 GEOMETRIA DE LA SECCION DEL TUNEL

caso específico.

Finalmente los datos obtenidos de este análisis, se utilizan como elementos de retroalimentación del proceso de selección de la sección, permitiendo la definición cuantificada (dimensiones) de esta e incluyendo además la necesaria optimización de la forma trazada en la etapa inicial.

* Desde el punto de vista operacional, la forma de la sección neta del túnel debe responder a las exigencias siguientes (intrínsecas a la condición de túnel ferroviario para el transporte rápido y extrínsecas al medio sujeto a la excavación):

- Gálibo requerido para los móviles.
- Gálibo requerido para los equipos fijos
- Gálibo requerido para servicios varios.

Adicionalmente la utilización óptima del gálibo de un túnel ferroviario está condicionada a un factor de ignorancia, definible como tolerancia que se debe añadir a cada una de las dimensiones máximas de la sección transversal típica, a objeto de garantizar la seguridad y el servicio del túnel contra eventualidades e imprevistos, tales como por ejemplo: imperfecciones constructivas, deformaciones seccionales (transversales y longitudinales), infiltraciones de aguas, deterioro del acabado final del túnel.

Por otra parte la tolerancia representa en sí una disponibilidad extra de espacios de lo cual se deriva toda una serie de beneficios complementarios tales como: mayor flexibilidad en la adaptabilidad futura o de emergencia para mayores capacidades de equipos rodantes, material de rodamiento e instalaciones de servicios. Mejor transición hacia los espacios

complementarios (ejemplo: nichos) y mayor flexibilidad en el diseño de los servicios (ejemplo: líneas de electricidad, ventilación y drenaje) y en los sistemas de seguridad (ejemplo: iluminación, señalización, controles, pasos peatonales, líneas de comunicación radio y telefónicas, hidrantes, extintores), así como en las actividades de mantenimiento (ejemplo: pasarelas o andenes, espacios para almacenes de equipos, materiales, herramientas, accesorios). Mayores facilidades para eventuales trabajos futuros de impermeabilización y añadidura de materiales al revestimiento (incrementos de espesores con la consecuente reducción del gálibo efectivo).

En cuanto al factor de tránsito ferroviario (túnel para dos vías y túneles gemelos de una vía), y con estricta referencia a los aspectos operacionales, la forma del túnel resulta esencialmente afectada en la relación dimensión vertical entre dimensión horizontal, variando esta relación alrededor de una proporción que se aproxima al valor de 2:1.

En base a lo comentado hasta ahora, haciendo temporalmente abstracción del factor ventilación y haciendo referencia a un sistema de tracción por tercer riel, es inmediata la convergencia hacia una forma que para la sección del túnel se aproxima eficientemente a la rectangular; entendiéndose por eficiencia de la sección, la aproximación al valor unitario de la relación entre área realmente utilizada y área total de la sección.

En este sentido todo alejamiento de la sección del túnel de la forma rectangular, responderá en general, y por las razones que se comentan más adelante, a exigencias geotécnicas y mineras, pudiendo obligar éstas a importantes reducciones en el valor de la eficiencia de la sección que

finalmente resulte.

Si por otro lado se toma en cuenta el factor de ventilación, la situación cambia en el caso de resultar necesarios espacios adicionales cuya magnitud y ubicación dependen de un conjunto de números factores (ejemplo: tipo de ventilación, volúmenes del aire de ventilación, tecnologías del sistema de ventilación, criterios de ventilación). Bajo estas circunstancias los valores de la eficiencia de la sección del túnel ferroviario pueden tornarse bastante elevados aún alejándose la sección de la forma rectangular, toda vez que se logre una adecuada compaginación entre las exigencias geotécnicas y mineras para la forma, y los espacios útiles necesarios para la ventilación.

** Desde el punto de vista geotécnico, es conveniente tratar separadamente el problema de la forma geométrica en sí, del de las dimensiones propiamente dichas, ligadas éstas al factor de tránsito ferroviario (túnel para dos vías y túneles gemelos de una vía) sin, no obstante, dejar de reconocer la interrelación que por ciertos aspectos existe entre los dos problemas: un túnel de dimensiones mas grandes (para dos vías) en general requiere mayores restricciones a la forma que un túnel de dimensiones mas reducidas (para una vía), en igualdad de condiciones geológicas naturales de los macizos rocosos interesados por las excavaciones*

La forma de la sección de excavación del túnel incide sobre el comportamiento de la estructura de manera directa como se comentará más adelante, o de manera indirecta cuando por ejemplo responde a exigencias dictadas por los procedimientos y métodos constructivos a emplear, los cuales por su parte están nuevamente condicionados por la naturaleza geomecánica del medio.

Desde el punto de vista de la estabilidad de la excavación subterránea es inmediato, en base a un sencillo ejercicio de análisis de la mecánica de un elemento de roca adyacente a las paredes de la excavación, demostrar que el equilibrio tiende a establecerse más rápidamente y con menores deformaciones radiales cuando el radio de curvatura de la pared de excavación es más pequeño (fig. 2-20: Fairhust, 1980).

La presión (p_i) necesaria para impedir el desplazamiento de la roca hacia el interior del túnel se determina mediante la imposición de la condición siguiente de equilibrio (en la hipótesis de espesor unitario para la sección en análisis):

$$p_i = (p_o CD - 2fBCp_t) / AB$$

En donde, (fp_t) es la componente de la presión tangencial (p_t) que actúa radialmente oponiéndose a la presión externa (p_o).

Luego asumiendo ser una constante el estado de sollicitación natural en sitio (p_o), se observa que (p_i) disminuye con el aumento de (p_t).

Sin embargo, la pérdida del esfuerzo tangencial (p_t), o esfuerzo de arco, puede manifestarse por muchas causas, tales como: la desintegración o ablandamiento del material del bloque en cuestión, el deslizamiento a lo largo de una discontinuidad que atraviese el bloque, la pérdida de la reacción que para que se desarrolle (p_t) es necesario ejerza el bloque adyacente: "deformación sin desintegración", es la clave del suceso en el arte del sostenimiento de un túnel.

La rata con que (p_t) se incrementa con la deformación radial del bloque de longitud (BC), dependerá directamente de la deformabilidad del

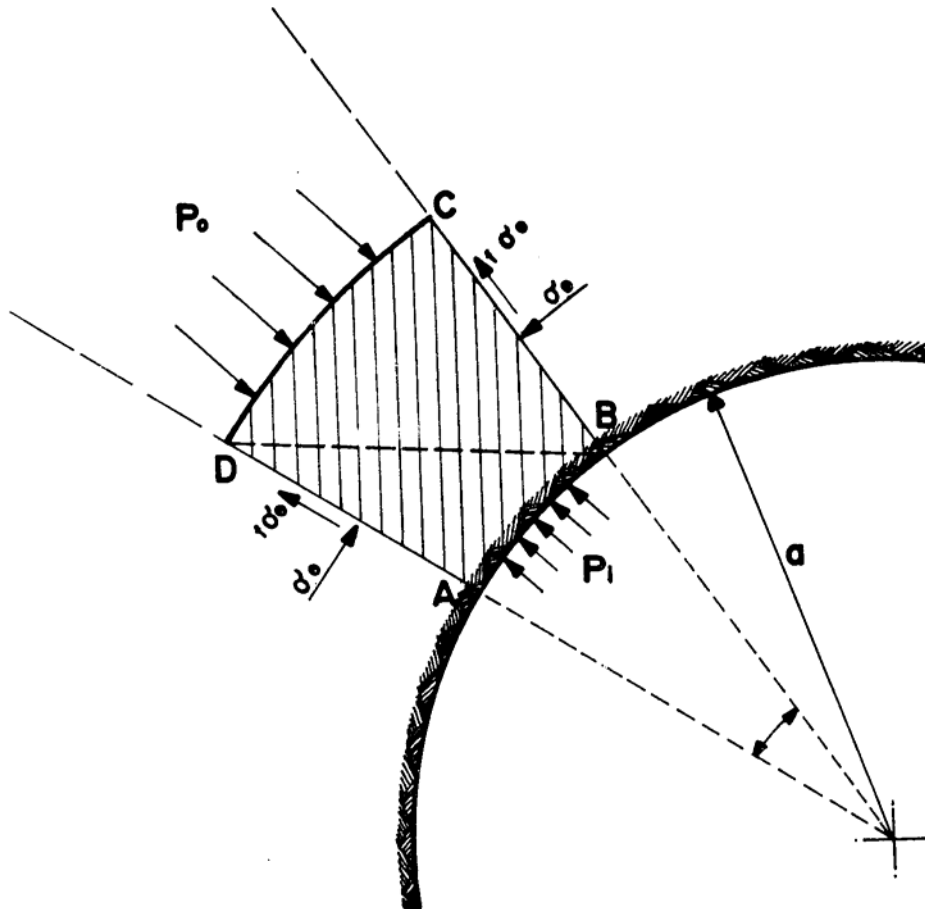


FIG. 2-21 ESTABILIDAD EN FUNCION DE LA CURVATURA

material y del ángulo entre los lados (BC) y (AD), o sea del valor local de la curvatura de la pared del túnel en el punto en consideración.

Con un radio de curvatura pequeño, (p_t) se incrementará rápidamente de manera que el equilibrio con (p_o) se establece (y la deformación radial se interrumpe) después de una pequeña deformación; igualmente, (p_t) se incrementará rápidamente si la roca tiende a dilatarse o expanderse.

Obviamente este último fenómeno se cumple si la roca es suficientemente competente para soportar el valor de (p_t) requerido para el equilibrio. En otros casos puede ocurrir la rotura con el incremento de (p_t) y la disminución de (p_i), desarrollándose una zona periférica a la excavación de roca plastificada o fracturada.

Por otro lado la fuerza equilibrante (BCp_t) es más grande en la misma medida en que es más largo (BC), así que el equilibrio puede eventualmente alcanzarse en correspondencia de valores pequeños (o nulos) de (p_i).

La longitud de (BC) necesaria para el equilibrio es tanto menor cuanto más pequeño es el radio de curvatura, debido a que la rata con que (p_t) aumenta con el radio de curvatura es más alta con un ángulo de cuña de bloque más grande.

En otras palabras, el equilibrio tenderá a establecerse más rápidamente y con menores deformaciones radiales, donde el radio de curvatura de la pared de excavación es más pequeño.

Igualmente la extensión de la zona eventualmente fracturada es menos profunda en correspondencia de superficies de excavación con menor radio de curvatura.

Por otro lado prácticamente, el radio de curvatura del túnel no puede reducirse en todos los puntos del perímetro de la excavación sin reducir el tamaño de la misma. Esto será necesario solamente en terrenos especialmente inestables, mientras que en general el adecuado y racional uso del principio expuesto puede ser aprovechado para una ventajosa optimización de la forma de la sección de diseño del túnel.

Se trata de utilizar perímetros de excavación con radios de curvatura variables de punto a punto, empleando radios menores en correspondencia de los puntos de la sección mayormente sujetos a inestabilidad (el techo y eventualmente el piso en menor proporción) y reservando radios mayores en correspondencia de las paredes

Como consecuencia inmediata de lo anterior, las formas de las secciones de los túneles abarcan desde la circular (para condiciones del terreno extremadamente severas) hasta la pseudo rectangular (para condiciones geomecánicas óptimas).

Más comunmente, para condiciones de terreno intermedias, se utilizan secciones con perímetros policéntricos, con techos siempre arqueados, y con paredes y soleras que pueden ser rectas o variablemente arqueadas.

En general, en el caso de los túneles a ser construídos en medios geológicos de características intermedias, en los que los terrenos a excavar varían desde condiciones geotécnicas medias a buenas, la clásica forma típica de herradura para la sección de los túneles ferroviarios, se ajusta bien para los fines de una optimización geométrica de la sección.

Las variantes que eventualmente resulten para

los distintos casos, irán, desde secciones con paredes y soleras pseudo rectas hasta secciones con paredes y soleras de geometrías arqueadas policéntricas, mientras que la forma arqueada del techo podrá variar de un caso a otro en función del radio de curvatura mas o menos pronunciado que finalmente se adopte.

La dimensión de la sección de excavación del túnel, también conlleva implicaciones directas con las exigencias intrínsecas al medio sujeto a la excavación.

La importancia de estas implicaciones a su vez varía según las características geomecánicas del medio rocoso, desde el extremo (teórico) en que resulta nula la incidencia de las dimensiones sobre la estabilidad (en un macizo rocoso homogéneo elástico y sin discontinuidades algunas, la redistribución de sollicitaciones resulta independiente de las dimensiones), hasta el extremo en que la estabilidad de la excavación resulta únicamente controlada por la orientación, ubicación y dimensiones relativas entre las estructuras de las discontinuidades geológicas y la geometría del túnel (en un macizo rocoso constituido por rocas muy competentes e interesado por planos de discontinuidades marcadamente definidos).

En general y para la gran mayoría de las situaciones geotécnicamente intermedias, las dimensiones de las secciones de excavación seguramente tienen una incidencia no despreciable sobre la estabilidad y las estabilizaciones primarias y definitivas necesarias para las estructuras a proyectar y construir.

Analizando un poco más en detalle esta problemática, pueden hacerse las siguientes consideraciones básicas útiles para una mejor calibración del problema relativo a las dimensiones de la

sección de excavación para los túneles.

La longitud del perímetro seccional transversal es condicionante del espesor (o de los espesores) del sostenimiento y por lo tanto, ésta es representativa de aquel.

Al incrementarse el ancho de la sección transversal, la seguridad de la excavación impone mayor precisión en la estimación de los espesores del sostenimiento. Tales espesores en un túnel de tránsito sencillo, pueden estar en general comprendidos entre el 50% y el 75% de los correspondientes al túnel de tránsito múltiple de dos vías férreas, en igualdad de condiciones naturales.

Por lo tanto, aunque para túneles de sección circular y en herradura la longitud perimetral de un túnel de tránsito sencillo es aproximadamente la mitad de la longitud perimetral de un túnel de tránsito múltiple de dos vías férreas, los volúmenes de materiales inherentes a los espesores del revestimiento en dos túneles de tránsito sencillo están entre 75% y 50% aproximadamente, de los correspondientes a un túnel de tránsito múltiple de dos vías férreas, y los volúmenes de excavación también aumentan sustancialmente pasando de la solución de dos túneles gemelos a la de túnel de dos vías, con una proporción que puede llegar hasta el valor de 1:2.

Por otro lado, durante la excavación simultánea y desfasada de dos túneles gemelos ocurre una acumulación negativa de efectos a causa de la superposición de las zonas de influencia de cada túnel. Por lo general, una mayor acumulación de efectos suele notarse en el túnel ya ejecutado o de progresiva mas adelantada.

La zona de influencia puede ser neutralizada al ir aumentando prudencialmente el distanciamiento entre los frentes, o la separación entre los ejes del alineamiento de los túneles. El distanciamiento mínimo se recomienda entre 4 y 6 diámetros (o dimensión equivalente de los túneles), mientras que la separación mínima se recomienda de dos diámetros entre los ejes.

En otro orden de ideas, los túneles de poca cobertura están propensos a problemas especiales relacionados con la subsidencia (cuenca de asentamientos superficiales). En este sentido, la composición y característica de la cobertura así como la situación de la superficie son factores importantes y decisivos en la elección del método constructivo de los túneles de profundidades someras. La presencia de aguas infiltrantes, la sollicitación dinámica de esfuerzos, por ejemplo debidos al tránsito automotor en la superficie y el desplazamiento de la cobertura, debido por ejemplo a los deslizamientos, agravan más aún el problema.

Estos aspectos en general se exaltan cuando se trata de dimensiones grandes para la sección de excavación, o sea para el túnel de dos vías en comparación con los túneles gemelos de una sola vía, y especialmente cuando se trata de condiciones naturales severas debida a la pobreza mecánica del medio en que se ejecuta la excavación.

A manera de conclusión sobre lo anteriormente expuesto puede observarse que la alternativa de túneles gemelos de una sola vía de dimensiones reducidas, resulta una exigencia que desde el punto de vista geotécnico se hace condicionante solamente para condiciones pésimas del terreno, mientras que para condiciones intermedias las dos alternativas son generalmente factibles y presentan ventajas y desventajas alternas,

pudiendo por lo tanto controlar la definición final, otras condicionantes impuesta por otros factores como pueden ser las de facilidades constructivas o las operacionales mas en general.

Evidentemente, para condiciones óptimas de los terrenos a excavar, la sección única grande resulta casi siempre preferible en cuanto su adopción generalmente conlleva a toda las ventajas mencionadas, mientras que las desventajas potenciales pierden toda su importancia en la práctica.

* Desde el punto de vista minero (procesos y métodos constructivos) finalmente, la elección de las dimensiones y formas de las excavaciones puede quedar condicionada más o menos rigidamente, por eventuales impedimentos o dificultades selectivamente dependientes de estos factores geométricos, generalmente como resultado de particulares situaciones geotécnicas y geoestructurales del medio natural interesado por las excavaciones y en algunos casos especiales como resultado de factores externos, de tipo logístico, de programación general de las obras, de tecnologías disponibles, entre otros.

En términos generales las grandes secciones de excavación permiten una mayor mecanización de las labores, con el empleo de equipos de grandes dimensiones y potencias, resultando consecuentemente tiempo y costo unitarios sensiblemente reducidos. Ejemplo evidente de lo anterior lo constituye el consumo específico de explosivos (quilogramos de explosivos por metro cúbico de roca abatida), el cual se reduce exponencialmente con el aumento de la sección de excavación.

De hecho, la tendencia moderna en la construcción de túneles para ferrocarriles se orienta claramente hacia la adopción de secciones

grandes para tránsito múltiple, reservándose la alternativa de túneles gemelos de una sola vía solamente para condiciones muy pobres de los terrenos a excavar, o para los casos de condicionantes extrínsecas al medio, como pueden resultar las de tipo operacional, o finalmente para el caso de túneles excesivamente largos y en relación con el consecuente grado de incertidumbre sobre la constancia de las condiciones geomecánicas a esperar a lo largo del alineamiento.

2.3 DISEÑO EMPÍRICO DE LOS SOSTENIMIENTOS

Los métodos empíricos de diseño se fundamentan en el aprovechamiento de la experiencia práctica lograda en proyectos previamente desarrollados en condiciones similares o comparables y extrapolables a las que se prevee caracterizen la obra a realizar.

Las clasificaciones de los macizos rocosos, constituyen la fuente primaria de alimentación para el uso de las metodologías empíricas en el diseño y han sido, y están siendo aún hoy en día, ampliamente utilizadas en la ingeniería de túneles.

En efecto, en un número muy elevado de proyectos, los métodos empíricos aplicados a través de las clasificaciones constituyen la única base práctica para el diseño de importantes y complejas estructuras subterráneas.

La mayor parte de los túneles construídos actualmente han sido diseñados haciendo uso de alguno de los sistemas de clasificación propuesto para los macizos rocosos.

Dentro de éstos, el más usado y mayormente conocido, es el sistema de clasificación que asocia la predicción de las cargas sobre el sostenimiento, propuesto por Terzaghi e introducido hace aproximadamente 45 años.

Desde entonces tal sistema ha sido sucesivamente modificado (Deere y otros, 1970) y nuevos sistemas han sido propuestos con el objeto de tomar en cuenta los nuevos y numerosos avances en las tecnologías de las obras subterráneas, bien sea relativos a la excavación, como al soporte:

Terzaghi's rock load classification as modified by Deere et al., 1970

Fracture spacing (cm)	RQD (%)	Rock condition	Rock load, H_p		Remarks
			Initial	Final	
50	98	1. Hard and intact	0	0	Generally no side pressure. Erratic load changes from point to point.
		2. Hard stratified or schistose	0	$0.25B$	
	0		$0.5B$	Spalling common	
	0		$0.5B$	Side pressure if strata inclined, some spalling	
	20	4. Moderately blocky and seamy	0	$0.25B$ to $0.35C$	
10	5. Very blocky, seamy and shattered	0 to $0.6C$	$0.35C$ to $1.1C$	Little or no side pressure	
5	25	6. Completely crushed		$1.1C$	Considerable side pressure. If seepage, continuous support
	10				
	2	7. Gravel and sand	$0.54C$ to $1.2C$	$0.62C$ to $1.38C$	Dense Side pressure $P_h = 0.3\gamma(0.5H_t + H_p)$
2			$0.94C$ to $1.2C$	$1.08C$ to $1.38C$	Loose
		8. Squeezing, moderate depth		$1.1C$ to $2.1C$	Heavy side pressure. Continuous support required
		9. Squeezing, great depth		$2.1C$ to $4.5C$	
		10. Swelling		up to 250 ft.	Use circular support. In extreme cases: yielding support

Notes:

1. For rock classes 4, 5, 6, 7, when above ground water level, reduce loads by 50%.
2. B is tunnel width, $C = B + H_t =$ width + height of tunnel.
3. $\gamma =$ density of medium.

TAB. 2 - IX METODO DE TERZAGHI

"el uso sistemático y generalizado de elementos como los pernos metálicos de anclajes y el concreto proyectado, como complementos o alternativas a las clásicas costillas metálicas con entibados de madera", para citar únicamente el ejemplo más resaltante y frecuente de tal innovación.

Dentro de los diferentes sistemas de clasificaciones y correspondientes metodologías de diseño empírico de los sostenimientos tuneleros, muchos merecen ser citados por haber sido, de alguna manera y en alguna región, utilizados en la práctica ingenieril (según reporta Bieniawski en su más reciente texto: "*Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*, 1984):

"En los Estados Unidos (Deere 1964, Wickham y otros 1972, Bieniawski 1979).

En Canadá (Coates 1964, Franklin 1975).

En Europa Occidental (Lauffer 1958, Pacher y otros 1974, Barton y otros 1974).

En Sud Africa (Bieniawski 1973, Olivier 1977, Laubscher 1975).

En Australia (Barton 1977, Baczynski 1980, Rutledge 1978).

En Europa Oriental (Protodyakonof 1960 y 1974, Kidybinski 1979).

En Japón (Ikeda 1970)".

A continuación, haciendo referencia a los cinco sistemas de clasificación ya comentados con anterioridad (Terzaghi, Protodyakonov, Wickham, Bieniawski y Barton), se ilustran las correspondientes metodologías empíricas

propuestas por tales autores considerando que aquellas (y en particular las últimas tres en el orden cronológico) constituyen actualmente el más avanzado y universalmente aceptado "estado del arte" en tal campo de la moderna ingeniería de túneles.

* *Terzaghi*, se limita a un conjunto de breves observaciones generales asociadas a cada una de las nueve clases definidas para el macizo rocoso (ver tabla 2-IX).

* *Protodyakonov*, ahonda algo más sobre las definiciones relativas a las distintas necesidades de sostenimiento para cada una de sus diez clases definidas para el macizo rocoso, cuantificando algunos de los elementos estructurales a ser utilizados (concreto, anclajes, costillas, etc.) e incluyendo también consideraciones acerca de la metodología constructiva a emplear en la excavación (ver tabla 2-X).

Luego más recientemente, la sociedad francesa de obras subterráneas (AFTES), publicó una tabla para el diseño empírico de túneles, fundamentada en la clasificación de Protodyakonov y que diferencia las necesidades de sostenimiento según, entre otros: el método constructivo a emplear, las dimensiones de la sección a excavar y según algunos de los más importantes parámetros geomecánicos del macizo rocoso (ver la tabla 2-XI).

* *Wickham*, complementa su clasificación del macizo rocoso correlacionándola, a través de su índice (*RSR*) con las necesidades de sostenimiento, para lo cual define un nuevo parámetro: la relación de costillas (*RR*).

En efecto originalmente el método empírico de diseño propuesto por este autor, hacia directa y exclusiva referencia al uso de la costillas

Carga de roca H_p en pies de roca sobre el techo del túnel con ancho B (en pies) y altura H_t (en pies) a una profundidad superior de más de 1.5 $(B + H_t)$ *

Estado de la roca	Carga de roca H_p en pies	Observaciones
1. Dura y masiva	cero	Sólo se necesitará refuerzo escaso si hay desprendido o chasquido
2. Dura pero estratificada o esquitosa **	0 a 0.5 B	Refuerzo escaso más que nada como protección contra desprendimientos
3. Masiva, ligeramente fisurada	0 a 0.25 B	La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro
4. Medianamente fracturada en bloques algo abiertos	0.25 B a 0.35 $(B + H_t)$	No hay presión lateral
5. Muy fracturada en bloques y las fracturas abiertas	(0.35 a 1.10) $(B + H_t)$	Poca o ninguna presión lateral
6. Totalmente triturada pero químicamente inalterada	1.10 $(B + H_t)$	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien marcos circulares
7. Roca comprimida, profundidad moderada	(1.10 a 2.20) $(B + H_t)$	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible usar marcos circulares
8. Roca comprimida a gran profundidad	(2.10 a 4.50) $(B + H_t)$	
9. Roca expansiva	Hasta 250 pies, independientemente del valor $(B + H_t)$	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, úsese refuerzo elástico

* Se supone que el techo del túnel se encuentra abajo del nivel freático. Si se localiza permanentemente arriba del nivel freático, los valores que se indican de 4 a 6 podrán disminuirse en un 50 por ciento

** Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de lutita. Cuando no está meteorizada, la lutita verdadera no está peor que otras rocas estratificadas. Sin embargo, la palabra pizarra se aplica muchas veces a sedimentos arcillosos muy compactos que todavía no adquieren las propiedades de la roca. Esta mal llamada lutita puede comportarse en un túnel como una roca comprimida y aun expansiva.

Si una formación consiste en una secuencia de capas horizontales de arenisca o caliza y de lutita inmadura, la excavación del túnel se complica muchas veces con una compresión progresiva de la roca en ambos lados del túnel, provocando un movimiento descendente del techo. Además, una baja resistencia al deslizamiento en los límites entre la lutita y la roca, probablemente reducirá mucho la capacidad de apuntalar que tiene la roca encima del techo. Por lo tanto, en esta clase de formaciones, la presión sobre el techo puede ser tan grande como en una formación muy fracturada en bloques

TAB. 2-IX METODO DE TERZAGHI

Clase	Tipo de sostenimiento requerido
I	Ningún tipo de sostenimiento
II	Concreto yectado de espesor de 2-5cm. Anclaje en el techo(densidad de 0,2-1 anclaje/m con o sin malla)
III	Concreto yectado de espesor de 2-7cm. Anclaje en el techo(densidad de 0,2-2 anclaje/m con o sin malla)
IV	Concreto yectado de espesor de 3-7cm ó concreto proyectado de espesor de 10-15cm con o sin malla. Anclajes de (densidad de 0,5-4 anclajes/m) con malla o concreto inyectado de 3-5cm. Costillas metálicas, generalmente con láminas intercaladas en el techo(Laggin).
V	Concreto proyectado de espesor de 10-20cm con ó sin malla,unido o no a costillas metálicas. Anclajes(densidad 0,7-4 anclajes/m) con mallado y concreto inyectado. Costillas metálicas generalmente con láminas intercaladas en el techo (Laggin).
De la categoría V en adelante la elección del tipo de sostenimiento se encuentra influenciado por la presencia del nivel freático y de la velocidad de percolación de las aguas através de las paredes del túnel	
VI	Concreto proyectado con espesor 7-20cm con malla y costillas metálicas. Concreto proyectado y anclajes continuos. Costillas metálicas con láminas intercaladas con ó sin concreto inyectado.
VII	Concreto proyectado(espesor de 10-20cm) con malla y costillas metálicas. Concreto proyectado y anclajes. Costillas metálicas con láminas intercaladas.
VIII	Costillas metálicas con láminas intercaladas y blindaje en el frente de excavación.
De la categoría VIII en adelante se recomienda y es generalmente necesario cuando existe presencia de agua en el terreno, procedimiento de conglomerado artificial de las rocas(inyecciones de pasta de cemento o la excavación bajo aire comprimido o Bentonita.	
IX	Costillas metálicas con láminas continuas,con escudo frontal blindado a sección completa. Escudo cerrado Tubería metálica telescópica.
X	Costillas metálicas con láminas continuas,con escudo frontal blindado a sección completa. Escudo cerrado. Tubería metálica telescópica.

TAB. 2-X METODO DE PROTODYAKONOF

metálicas como elemento esencial de soporte del túnel.

A través del **RR** se compara la situación real en objeto, con una ideal de referencia para la cual se han previamente calculado (ver la tabla 2-XII) los soportes necesarios: separación teórica (**ST**) de distintos perfiles metálicos posibles para una amplia gama de diámetro de túneles.

Tal situación ideal de referencia es la que considera el caso limite de un terreno constituido por arena limpia, suelta y sin cohesión alguna, con el túnel excavado bajo nivel freático; y los cálculos para el dimensionado de las costillas metálicas del sostenimiento son los que toman como base para las cargas del terreno, a la teoría elaborada por Terzaghi a tal objeto.

Se utiliza la relación matemática siguiente:

$$\mathbf{RR = ST/SR}$$

de la cual se obtiene la separación real (**SR**) entre costillas para el túnel objeto del cálculo

$$\mathbf{SR = ST/RR}$$

Finalmente Wickham, de manera empírica y basado sobre la recopilación y análisis de un elevado número de casos reales de túneles construidos, propone la correlación directa entre el **RR** y el **RSR** (fig.2.21), cuya correlación matemática toma la siguiente expresión:

$$\mathbf{(RR+80)*(RSR+30) = 8800}$$

También, para tomar en cuenta la fuerte influencia de la dimensión del túnel, se incluye

ESPACIAMIENTO TEORICO (en m.) ENTRE DIFERENTES TIPOS DE COSTILLAS METALICAS PARA LAS CONDICIONES " DATUM " Y DIFERENTES DIAMETROS.

TIPO DE COSTILLA	DIAMETRO DEL TUNEL (m.)									
	3	4	4.5	5	6	6.5	7	8	8.5	9
4 I 7.7.	0.44									
4 H 13.0	0.66	0.50	0.38	0.30						
6 H 15.5	1.05	0.78	0.60	0.47	0.38					
6 H 20		1.00	0.76	0.60	0.48	0.40				
6 H 25			0.94	0.74	0.60	0.49	0.40	0.34		
8 W F 31				1.07	0.86	0.71	0.59	0.50	0.42	0.37
8 W F 40					1.11	0.91	0.76	0.64	0.55	0.47
8 W F 48						0.10	0.92	0.77	0.66	0.57
10W F 49								0.85	0.73	0.63
12W F 53										0.72

TAB. 2-XII METODO DE WICKHAM

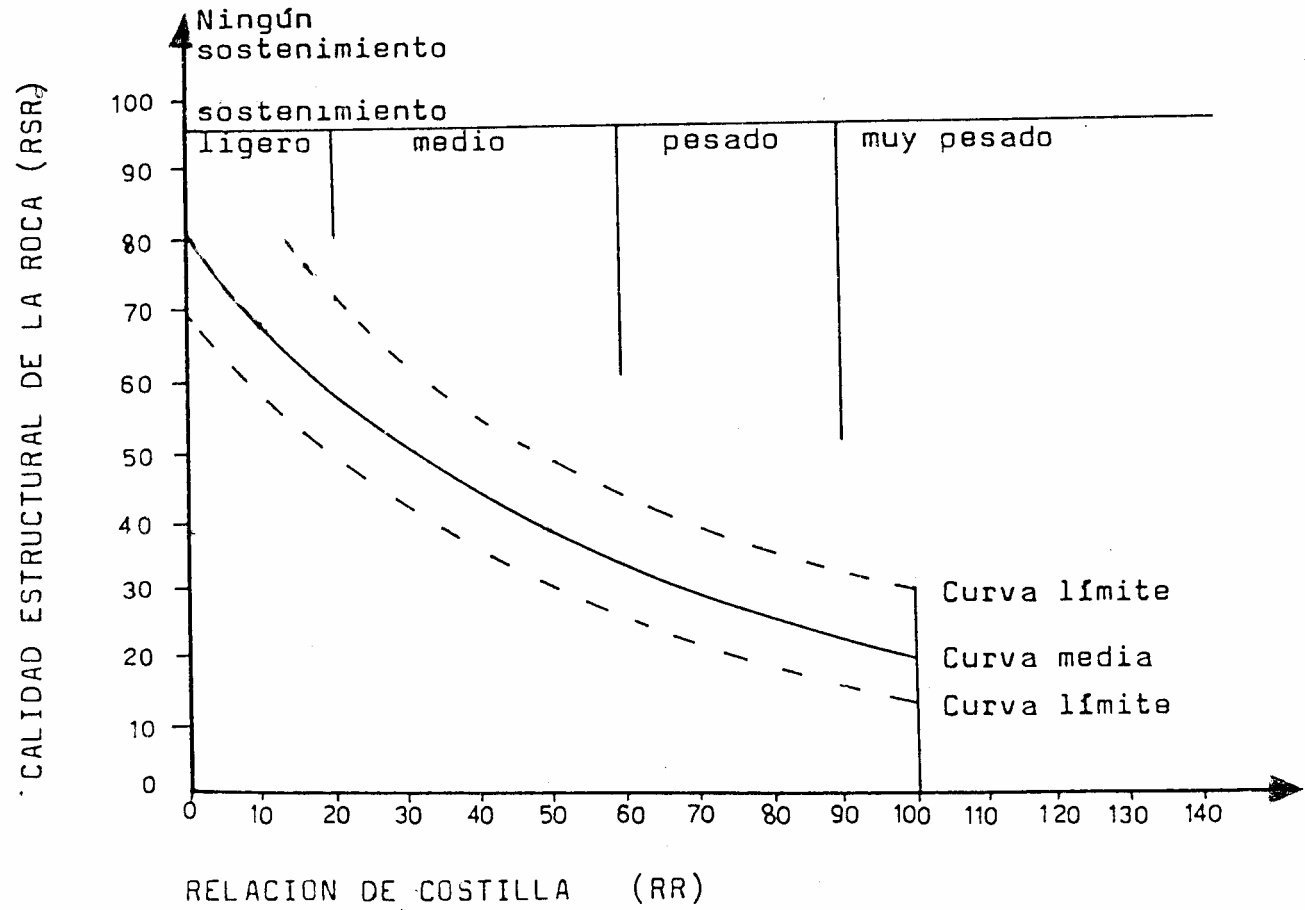


FIG. 2-21 METODO DE WIKCHAM

un factor de corrección para el **RSR** en función de tal dimensión (fig.2.22).

Luego se extendió la aplicación del método al caso de sostenimientos distintos a las costillas metálicas y se elaboraron ábacos de diseño para tal fin: uno para cada diámetro de túnel y previendo las diferentes alternativas de soporte: costillas, pernos y mallas metálicas, así como concreto proyectado y vaciado (fig.2.23).

* *Bieniawski*, asocia directamente a la clasificación del macizo rocoso basada en el valor de su índice (**RMR**), las necesidades de sostenimiento, de manera empírica y basado sobre la experiencia y el análisis de numerosos casos reales: tabla 2-XIII.

* *Barton*, igualmente, sobre la base de la clasificación del macizo rocoso y de su índice (**Q**), confecciona un ábaco (fig.2.24) con el cual en función de la calidad del macizo y de la dimensión equivalente del túnel, identifica 38 situaciones posibles dando para cada una de ellas las necesidades y alternativas de sostenimiento (ver la tabla 2.XIV).

La dimensión equivalente del túnel se obtiene dividiendo la dimensión real de este por una especie de factor de seguridad (**ESR**) dependiente de la función a la que está destinada la obra (tab.2-XV).

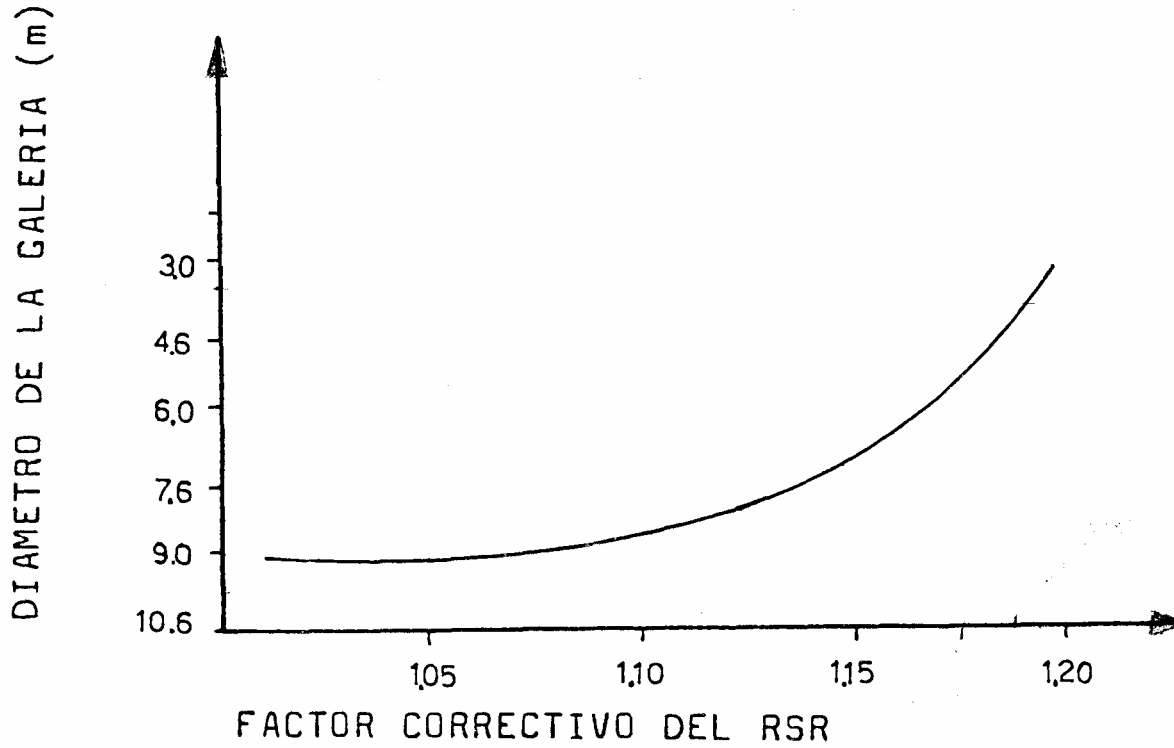


FIG. 2-22 METODO DE WIKCHAM

(R S R) Y CARGA SOBRE EL TECHO

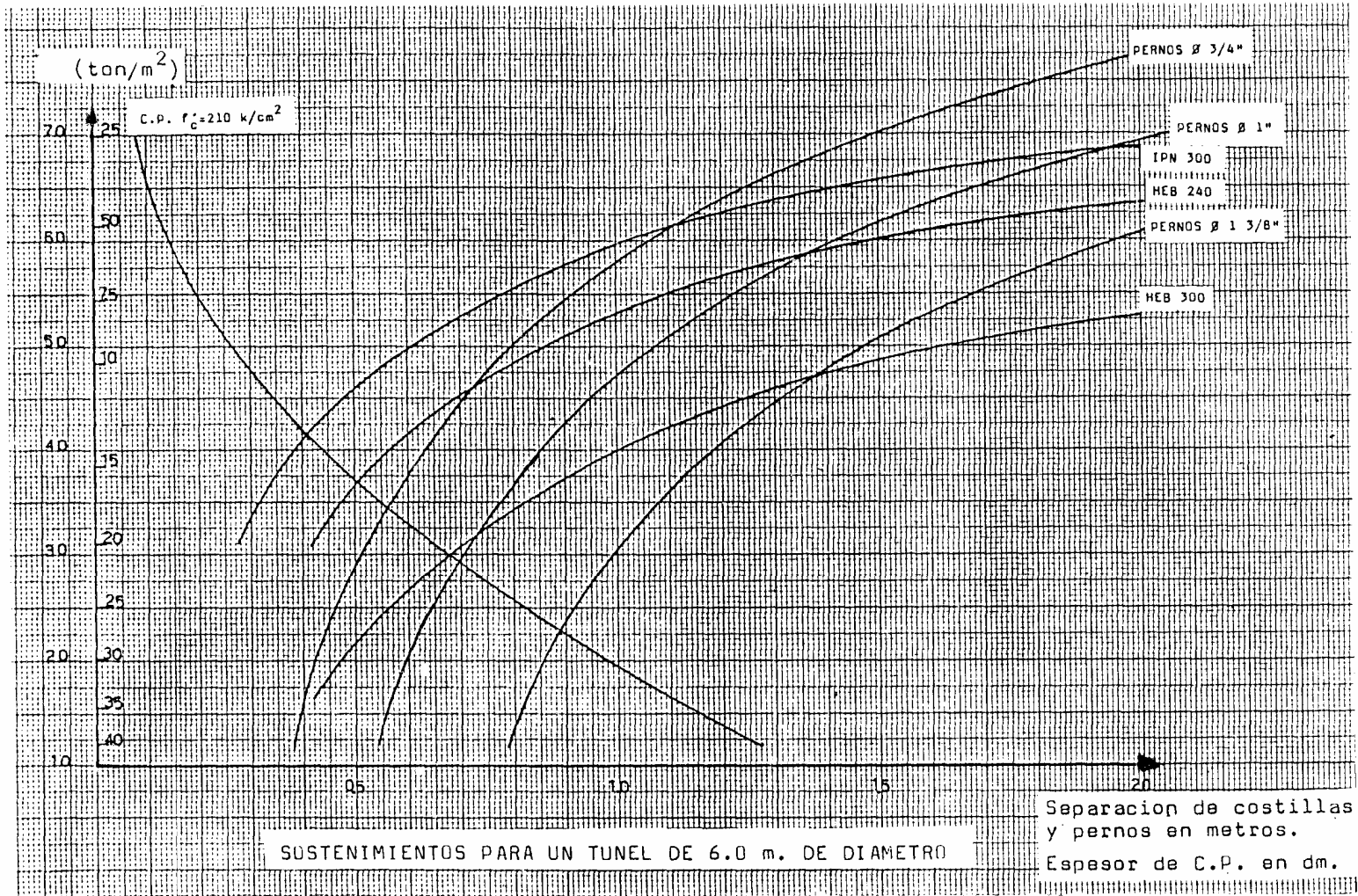


FIG. 2-23 METODO DE WIKCHAM

Necesidades de sostenimiento* (según Bieniawski, 1979)

Clase de roca**	Excavación	Sostenimiento primario		
		Bulonado (1) (longitudes para túneles de 10 m de luz)	Gunitado	Cerchas
I	A sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.		
II	Plena sección. Avances de 1-1.5 m.	Bulonado local en bóveda, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2.5 m, eventualmente con mallazo.	5 cm en bóveda para impermeabilización.	No
III	Galería en clave y bataches. Avances de 1,5 a 3 m en la galería.	Bulonado sistemático de 3-4 m, con separaciones de 1,5 a 2 m en bóveda y hastiales. Mallazo en bóveda.	5 a 10 cm en la bóveda y 3 cm en hastiales.	No
IV	Galería en clave y bataches. Avances de 1 a 1,5 m en la galería.	Bulonado sistemático de 4-5 m, con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y hastiales, con mallazo.	10-15 cm en bóveda y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Entibación ligera ocasional, con separaciones de 1,5 m.
V	Galerías múltiples. Avances de 0,5-1 m en la galería de clave.	Bulonado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y hastiales, con mallazo. Bulonado de la solera.	15-20 cm en bóveda, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada voladura.	Cerchas fuertes separadas 0,75 m, con blindaje de chapas, y cerradas en solera.

* Aplicable a túneles con 5 a 12 m de luz; tensiones verticales inferiores a 300 kp/cm² construcción tradicional.

** Ver tabla 17.4.

(1) Bulones de Ø 20 mm, inyectados con resina.

TAB. 2.-XIII METODO DE BIENIAWSKI

Guía de clasificación geomecánica para la excavación y el ademe en túneles en roca forma: herradura; ancho: 10 m; esfuerzo vertical: menos de 25 MPa; método de construcción: barrenación y voladura.				
Clase de macizo rocoso	Excavación	A d e m e		
		Anclas (diám. 20 mm, adhesión total)	Concreto lanzado	Marcos de acero
Roca muy buena I RMR:81-100	Sección completa Progresiones de 3 m.	Generalmente no se necesita ademe excepto algunas anclas para refuerzo local.		
Roca buena II RMR:61-80	Sección completa Progresiones de 1.0-1.5 m Refuerzo total a 20 m del frente	Anclas locales en la clave 3 m de largo y espaciamiento de 2.5 con malla ocasional.	50 mm en la clave donde fuera necesario.	No
Roca regular III RMR:41-60	Media sección y banqueo progresiones de 1.5 a 3 m en la media sección. Algunos refuerzos después de cada voladura. Refuerzos completos a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 4 m de largo, espaciamiento 1.5 a 2 m en la clave y las tablas con malla en la clave.	50-100 mm en la clave, 30 mm en las tablas	No
Roca mala IV RMR:21-40	Media sección y banqueo, progresiones de 1.0 a 1.5 m en la media sección. Hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 4 a 5 m de largo espaciamiento 1 a 1.5 en la clave y en las tablas, con malla.	100 a 150 mm en la clave y 100 mm en las tablas.	Marcos ligeros, separados 1.5 m, donde hagan falta.
Roca muy mala V RMR: 20	Etapas múltiples. Avances de 0.5 a 1.5 m en la media sección. Instalación de los refuerzos conforme al avance. Concreto lanzado a la mayor brevedad después de las voladuras.	Anclas sistemáticas de 5 a 6 m de largo, espaciamiento 1-1.5 m en la clave y en las tablas, con malla. Anclas en la plantilla.	150 a 200 mm en la clave 150 mm en las tablas y 50 mm en el frente.	Marcos medianos a pesados espaciam. 0.75 m con estacas y jaula de ardilla donde se necesiten. Sellar la cubeta.

TAB.2-XIII METODO DE BIENIAWSKI

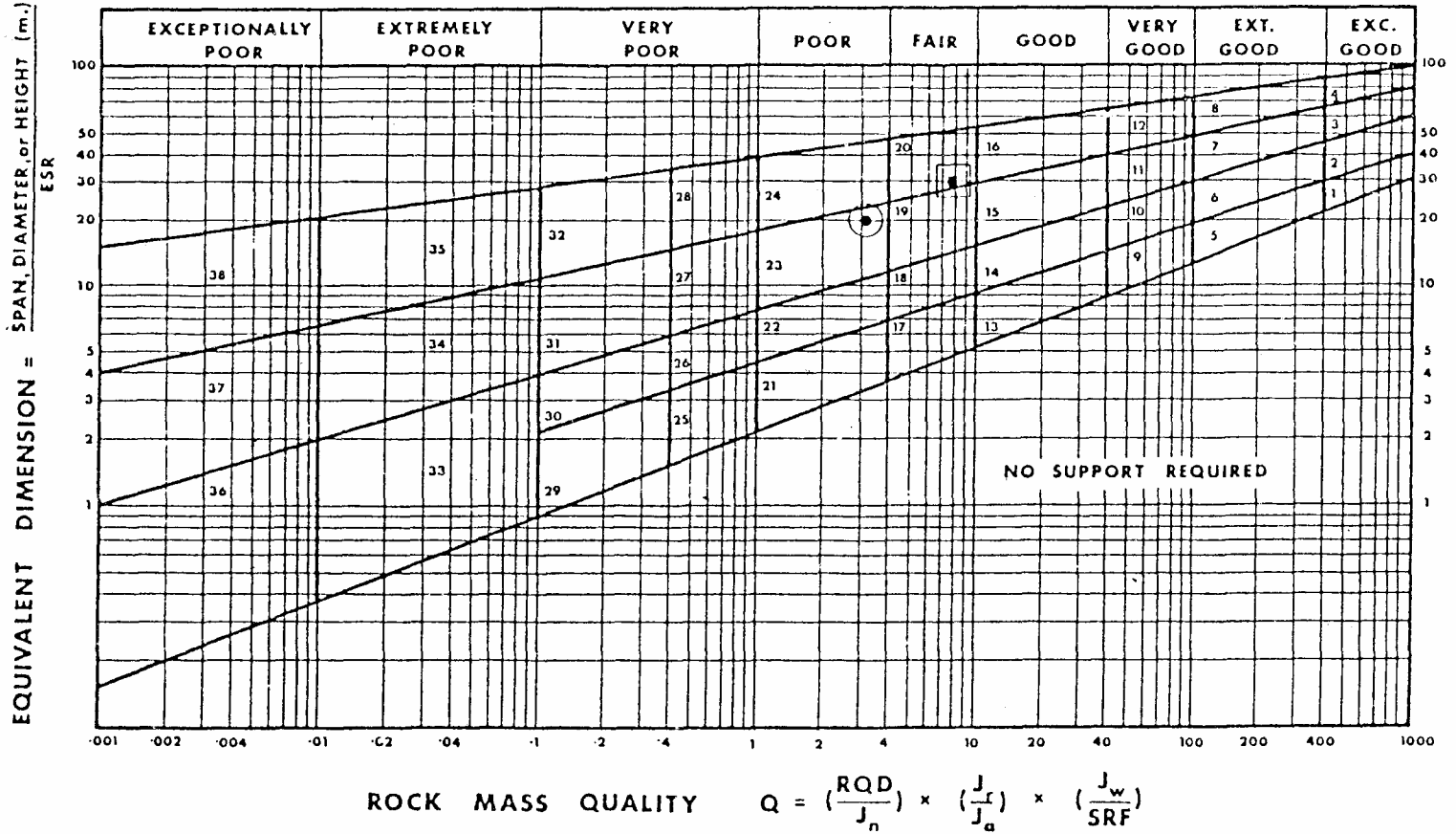


FIG. 2-24 METODO DE BARTON

REQUERIMIENTOS DE SOSTENIMIENTOS

Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good" and "Good" Quality (Q range: 1000-10)

Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" quality (Q range: 10-1).

Support category	Conditional factors			Type of support	Notes
	RQD $\frac{J_n}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	SPAN ESR		
1*	-	-	-	sb(utg)	-
2*	-	-	-	sb(utg)	-
3*	-	-	-	sb(utg)	-
4*	-	-	-	sb(utg)	-
5*	-	-	-	sb(utg)	-
6*	-	-	-	sb(utg)	-
7*	-	-	-	sb(utg)	-
8*	-	-	-	sb(utg)	-
9	≥ 20	-	-	sb(utg)	-
	< 20	-	-	B(utg) 2.5-3 m	-
10	≥ 30	-	-	B(utg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B(utg) 1.5-2 m	-
				+clm	-
11*	≥ 30	-	-	B(tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B(tg) 1.5-2 m	-
				+clm	-
12*	≥ 30	-	-	B(tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B(tg) 1.5-2 m	-
				+clm	-
13	≥ 10	≥ 1.5	-	sb(utg)	I
	≥ 10	< 1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
	< 10	≥ 1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
	< 10	< 1.5	-	B(utg) 1.5-2 m	I
				+S 2-3 cm	-
14	≥ 10	-	≥ 15	B(tg) 1.5-2 m	I, II
				+clm	-
	< 10	-	≥ 15	B(tg) 1.5-2 m	I, II
				+S(mr) 5-10 cm	-
			< 15	B(utg) 1.5-2 m	I, III
				+clm	-
15	> 10	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, II, IV
				+clm	-
	≥ 10	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, II, IV
				+S(mr) 5-10 cm	-
16*	> 15	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, V, VI
See note XII	≥ 15	-	-	B(tg) 1.5-2 m	I, V, VI
				+S(mr) 10-15 cm	-

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Note: The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough barring-down may remove the need for support. Rough-wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is > 25 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	RQD $\frac{J_n}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	SPAN ESR		
17	> 30	-	-	sb(utg)	I
	(≥ 10 , ≤ 30)	-	-	B(utg) 1-1.5 m	I
	< 10	-	≥ 6 m	B(utg) 1-1.5 m	I
				+S 2-3 cm	-
	< 10	-	< 6 m	S 2-3 cm	I
18	> 5	-	≥ 10 m	B(tg) 1-1.5 m	I, III
				+clm	-
	> 5	-	< 10 m	B(utg) 1-1.5 m	I
				+clm	-
	≤ 5	-	≥ 10 m	B(tg) 1-1.5 m	I, III
				+S 2-3 cm	-
	≤ 5	-	< 10 m	B(utg) 1-1.5 m	I
				+S 2-3 cm	-
19	-	-	≥ 20 m	B(tg) 1-2 m	I, II, IV
				+S(mr) 10-15 cm	-
	-	-	< 20 m	B(tg) 1-1.5 m	I, II
				+S(mr) 5-10 cm	-
20*	-	-	≥ 35 m	B(tg) 1-2 m	I, V, VI
See note XII	-	-	< 35 m	B(tg) 1-2 m	I, II, IV
				+S(mr) 20-25 cm	-
				+S(mr) 10-20 cm	-
21	≥ 12.5	≤ 0.75	-	B(utg) 1 m	I
				+S 2-3 cm	-
	< 12.5	≤ 0.75	-	S 2.5-5 cm	I
		> 0.75	-	B(utg) 1 m	I
22	(> 10 , < 30)	> 1.0	-	(B(utg) 1 m	I
				+clm	-
	≤ 10	> 1.0	-	S 2.5-7.5 cm	I
	< 30	≤ 1.0	-	B(utg) 1 m	I
				+S(mr) 2.5-5 cm	-
	≥ 30	-	-	B(utg) 1 m	I
23	-	-	≥ 15 m	B(tg) 1-1.5 m	I, II, IV, VII
				+S(mr) 10-15 cm	-
	-	-	< 15 m	B(utg) 1-1.5 m	I
				+S(mr) 5-10 cm	-
24*	-	-	≥ 30 m	B(tg) 1-1.5 m	I, V, VI
See note XII	-	-	< 30 m	B(tg) 1-1.5 m	I, II, IV
				+S(mr) 15-30 cm	-
				+S(mr) 10-15 cm	-

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Continúa

TAB. 2-XIV METODO DE BARTON

Continuación

Support Measures for Rock Masses of "Very poor" Quality (Q range: 1.0-0.1)

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{SPAN}{ESR}$		
25	>10	>0.5	-	B(utg) 1 m +mr or c1m	I
	≤10	>0.5	-	B(utg) 1 m +S(mr) 5 cm	I
	-	≤0.5	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	VIII,X, XI
	-	-	-	B(utg) 1 m +S 2.5-5 cm	I,IX
	-	-	≥12m	B(tg) 1 m +S(mr) 7.5-10cm	I,IX
27	-	-	<12m	B(utg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	I,IX
	-	-	>12m	CCA 20-40 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI
	-	-	<12m	S(mr) 10-20 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI
	-	-	≥30m	B(tg) 1 m +S(mr) 30-40 cm	I,IV,V, IX
28* See note XII	-	-	≥20, <30m	B(tg) 1 m +S(mr) 20-30 cm	I,II,IV, IX
	-	-	<20m	B(tg) 1 m +S(mr) 15-20 cm	I,II,IX
	-	-	-	CCA(sr)30-100cm +B(tg) 1 m	IV,VIII, X,XI
29*	>5	>0.25	-	B(utg) 1 m +S 2-3 cm	-
	≤5	>0.25	-	B(utg) 1 m +S(mr) 5 cm	-
	-	≤0.25	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5 cm	-
30	≥5	-	-	B(tg) 1 m +S 2.5-5 cm	IX
	<5	-	-	S(mr) 5-7.5 cm	IX
	-	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	VIII,X, XI
31	>4	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 5-12.5cm	IX
	≤4, ≥1.5	-	-	S(mr) 7.5-25 cm	IX
	<1.5	-	-	CCA 20-40 cm +B(tg) 1 m	IX
32 See note XII	-	-	≥20m	CCA(sr)30-50 cm +B(tg) 1 m	VII,X, XI
	-	-	<20m	B(tg) 1 m +S(mr) 40-60 cm	II,IV, IX
	-	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 20-40 cm	III,IV, IX
	-	-	-	CCA(sr)40-120cm +B(tg) 1 m	IV,VIII, X,XI

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality (Q range: 0.1-0.001)

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{SPAN}{ESR}$		
33*	≥2	-	-	B(tg) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	IX
	<2	-	-	S(mr) 5-10 cm S(mr) 7.5-15 cm	IX VIII,X
	-	-	≥2	B(tg) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	IX
34	<2	-	≥0.25	S(mr) 7.5-15 cm	IX
	-	-	<0.25	S(mr) 15-25 cm	IX
	-	-	-	CCA(sr)20-60 cm +B(tg) 1 m	VIII,X XI
35 See note XII	-	-	≥15m	B(tg) 1 m +S(mr) 30-100cm	II,IX
	-	-	≥15m	CCA(sr)60-200cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI,II
	-	-	<15m	B(tg) 1 m +S(mr) 20-75 cm	IX,III
36*	-	-	<15m	CCA(sr)40-150cm +B(tg) 1 m	VIII,X, XI,III
	-	-	-	S(mr) 10-20 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 10-20 cm +B(tg) 0.5-1.0m	VIII,X, XI
37	-	-	-	S(mr) 20-60 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 20-60 cm +B(tg) 0.5-1.0m	VIII,X, XI
	-	-	≥10m	CCA(sr)100-300cm	IX
38 See note XIII	-	-	≥10m	CCA(sr)100-300cm +B(tg) 1 m	VIII,X, II,XI
	-	-	<10m	S(mr) 70-200 cm	IX
	-	-	<10m	S(mr) 70-200 cm +B(tg) 1 m	VIII,X, III,XI

*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Continúa

TAB. 2-XIV METODO DE BARTON

NOTAS

Key to Support Tables:

- sb = spot bolting
- B = systematic bolting
- (utg) = untensioned, grouted
- (tg) = tensioned, (expanding shell type for competent rock masses, grouted post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XI)
- S = shotcrete
- (mr) = mesh reinforced
- clm = chain link mesh
- CCA = cast concrete arch
- (sr) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm).

Supplementary Notes for Support Tables

- I. For cases of heavy rock bursting or "popping", tensioned bolts with enlarged bearing plates often used, with spacing of about 1 m (occasionally down to 0.8 m). Final support when "popping" activity ceases. (Selmer-Olsen, 1970)
- II. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 3, 5 and 7 m.
- III. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 2, 3 and 4 m.
- IV. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 2-4 m.
- V. Several bolt lengths often used in same excavations, i.e. 6, 8 and 10 m.
- VI. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 4-6 m.
- VII. Several of the older generation power stations in this category employ systematic or spot bolting with areas of chain link mesh, and a free span concrete arch roof (25-40 cm) as permanent support.
- VIII. Cases involving swelling, for instance montmorillonite clay (with access of water). Room for expansion behind the support is used in cases of heavy swelling. See Selmer-Olsen (1970). Drainage measures are used where possible.
- IX. Cases not involving swelling clay or squeezing rock.
- X. Cases involving squeezing rock. Heavy rigid support is generally used as permanent support.
- XI. According to the authors' experience, in cases of swelling or squeezing, the temporary support required before concrete (or shotcrete) arches are formed may consist of bolting (tensioned shell-expansion type) if the value of RQD/J_n is sufficiently high (i.e. >1.5), possibly combined with shotcrete. If the rock mass is very heavily jointed or crushed (i.e. $RQD/J_n < 1.5$, for example a "sugar cube" shear zone in quartzite), then the temporary support may consist of up to several applications of shotcrete. Systematic bolting (tensioned) may be added after casting the concrete, but it may not be effective when $RQD/J_n < 1.5$, or when a lot of clay is present, unless the bolts are grouted before tensioning. A sufficient length of anchored bolt might also be obtained using quick setting resin anchors in these extremely poor quality rock-masses. Serious occurrences of swelling and/or squeezing rock may require that the concrete arches are taken right up to the face, possibly using a shield as temporary shuttering. Temporary support of the working face may also be required in these cases.
- XII. For reasons of safety the multiple drift method will often be needed during excavation and supporting of roof arch. Categories 16, 20, 24, 28, 32, 35 (SPAN/ESR >15 m only).
- XIII. Multiple drift method usually needed during excavation and support of arch, walls and floor in cases of heavy squeezing. Category 38 (SPAN/ESR >10 m only).

TAB. 2-XIV METODO DE BARTON

VALORES DEL COEFICIENTE ESR
SEGUN EL TIPO DE EXCAVACION

CATEGORIA DE EXCAVACION	(ESR)
1. Excavaciones mineras (temporales).	3-5
2. Pozos verticales circulares.	2.5
" " rectangulares.	2.0
3. Túneles mineros permanentes.	
Túneles hidráulicos sin presión.	1.6
Túneles exploratorios.	
4. Cavidades de almacenamiento.	
Túneles de carretera y ferrocarril de sección pequeña.	1.3
5. Centrales hidroeléctricas subterráneas.	
Túneles de carretera y ferrocarril de sección grande.	1.0
Portales e intersecciones de túneles.	
6. Centrales nucleares subterráneas.	
Estaciones de metros.	0.8

TAB. 2 - XV METODO DE BARTON

3. INTERACCION TERRENO ESTRUCTURA Y LINEAS CARACTERISTICAS

La carga que actúa sobre el sostenimiento de un túnel es el producto de un típico fenómeno de deformación y rotura.

En efecto si se imagina que se pudiese excavar un túnel y construir su revestimiento sin alterar el estado de sollicitaciones al que está sometido el macizo, el esfuerzo inicial sobre el revestimiento sería igual a dicho estado de sollicitaciones, la fuerza vertical sobre el túnel alcanzaría un valor igual al peso total de la roca que lo cubre y la presión horizontal tendría la magnitud $(K\Gamma H)$. Siendo (K_0) el coeficiente de empuje lateral natural del terreno y (Γ) el peso unitario medio del terreno suprayacente a la profundidad (H) del tunel.

De una manera general, la superficie exterior del revestimiento estaría sometida a un estado de tensiones normales y tangenciales, las que serían iguales a las sollicitaciones propias naturales del macizo en los distintos planos tangentes a dicha superficies.

No es necesario decir que el razonamiento efectuado representa una situación puramente imaginaria: todos los métodos constructivos utilizados para excavar túneles exponen, por lo menos durante un cierto tiempo, su superficie interior, y la roca debe durante este período, sostenerse por sí misma.

Este simple hecho modifica radicalmente el estado de sollicitaciones del macizo en las inmediaciones del túnel: las tensiones normales a lo largo de su superficie perimetral se reducen a cero y se produce una redistribución de las tensiones tangenciales.

En cuanto específicamente se refiere al cálculo de las cargas sobre los sostenimientos, hay que enfatizar el hecho que el problema del sostenimiento de una excavación subterránea es un problema estáticamente indeterminado o hiperestático: en realidad excavar una galería significa eliminar un núcleo de roca muy rígido y sustituirlo por una estructura cualquiera de sostenimiento, mucho más deformable.

Durante esta operación la cavidad creada tiende a cerrarse y se vé inmediatamente que la solución final dependerá de la forma en que se introduzca el cuerpo extraño que es la estructura de sostenimiento, dependiendo además del momento en el que se realice esta operación. De esto resulta que el empuje que actuará finalmente sobre el revestimiento o sobre la entibación será el resultado de la interacción de los diversos factores mencionados y que, contrariamente a una opinión todavía muy difundida, esta carga no es un valor natural dado a priori.

Hay que repetir que la intensidad de esta reacción dependerá entre otro del momento de la colocación del revestimiento, de su rigidez y sobre todo de las deformaciones que el terreno haya sufrido hasta el momento.

Con el objeto de aclarar un tanto más los conceptos que se acaban de expresar, puede hacerse recurso a otra esquematización extrema del fenómeno de la excavación de un túnel, en la que se imagine una galería circular bajo un estado de sollicitación natural del terreno de tipo hidroestático, y con un sostenimiento constituido por una membrana perfectamente deformable. Adicionalmente debe asumirse que en el interior del túnel existe una presión uniforme regulable, por ejemplo un líquido que

puede mantener el terreno en equilibrio (fig.3-1).

Al principio se asume que dicha presión interna equivalga exactamente al estado de esfuerzo natural hidroestático existente y por lo tanto en las paredes del túnel no ocurrirá ningún tipo de deformación. Ahora bien, si se disminuye la presión interna gradualmente, el radio de la excavación comenzará a disminuir como consecuencia de una deformación del terreno en correspondencia de las paredes del túnel y en un primer instante esta deformación habrá seguido las leyes de la elasticidad y estará representada, por tanto, por un tramo recto (A-B) en el gráfico de la figura 3-1.

A partir de un cierto momento se producirán en el caso más general entorno a la cavidad, fenómenos de rotura y de plastificación, de manera que el aumento de la deformación se producirá de forma no proporcional a la disminución de la presión interna de estabilización (tramo B-C) y la curva se inclinará bastante más rápidamente.

Pueden presentarse dos casos: en el primero, para el cual las deformaciones crecen sin límite al disminuir la presión interna hasta el hundimiento de la cavidad, se trata de una cavidad que no es estable por sí misma; en el otro caso, en que la curva corta al eje de deformaciones en un punto caracterizado por valor finito de aquellas, se trata de una cavidad estable incluso sin sostenimiento.

Evidentemente, si el comportamiento del terreno fuera lineal y elástico, la línea característica sería una recta que se prolongaría hasta cortar el eje de las deformaciones mientras que en el caso contrario, es decir en presencia de deformaciones plásticas, se tendrá una línea curva.

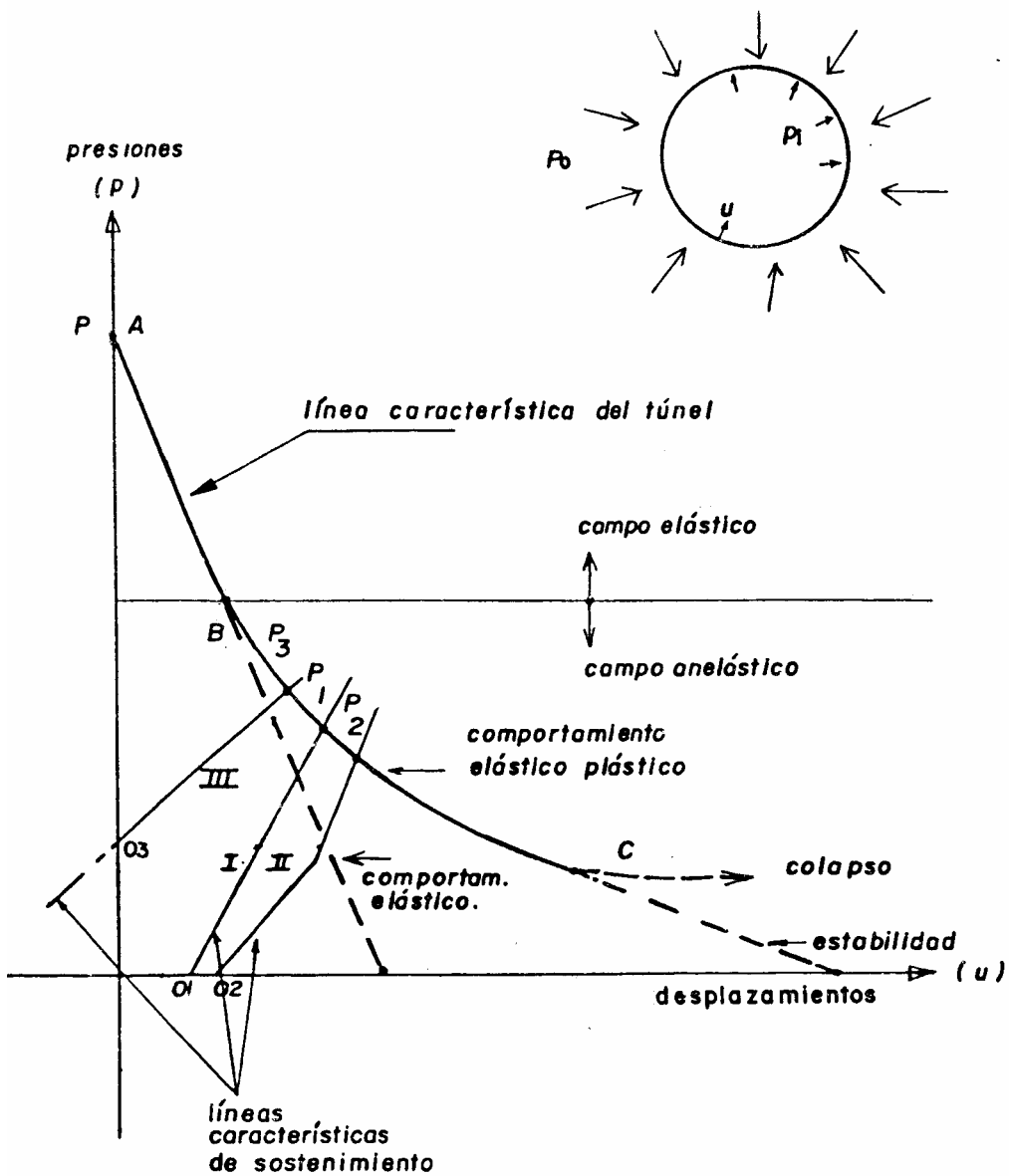


FIG. 3-1 LINEAS CARACTERISTICAS

En la realidad los sostenimientos aplicados no poseen las características de la membrana mencionada capaz de ajustarse a cualquier tipo de deformación impuesta por el terreno. Se trata en efecto de estructuras de acero o concreto las cuales son relativamente rígidas y ocurrirá que las deformaciones radiales de las paredes rocosas del túnel deberán ser congruentes, o sea coincidir, con las deformaciones radiales del sostenimiento. Se debe entonces definir el comportamiento de éste último, o sea la línea característica (presión deformación) del sostenimiento y buscar por confrontación con la anterior (presión y deformación de las rocas de las paredes del túnel), el punto de equilibrio.

En la misma figura 3-1 se han representado, en relación con las líneas características de la cavidad, las de diversas estructuras de sostenimiento. La línea I corresponde a un revestimiento muy rígido elástico, la línea II a la combinación de un primer revestimiento deformable con un segundo revestimiento más rígido colocado posteriormente, la línea III al caso de anclajes pretensados para los cuales la deformación en ausencia de presión sería negativa.

La intersección de la línea característica de la cavidad con la del sostenimiento proporciona el punto de equilibrio, es decir la solución del problema hiperestático. Los diversos puntos p_1 , p_2 y p_3 representan otros tantos estados de equilibrio posibles, correspondiendo cada uno de ellos a un tipo de sostenimiento dado, constituyendo cada punto de la línea característica del túnel, un posible estado de equilibrio teórico correspondiente a un valor posible de la presión de montaña.

Este hecho es de la máxima importancia, ya que vuelve a confirmar que la carga de la masa rocosa sobre un sostenimiento no está determinada a priori, sino que depende:

- del estado de sollicitación natural del macizo
- de las propiedades mecánicas del terreno
- de la rigidez y deformabilidad del sostenimiento y, en particular,
- del procedimiento constructivo.

La figura 3-1 muestra todos estos factores:

El estado natural de sollicitación (p_0) fija el origen de la línea característica de la cavidad. Las propiedades mecánicas del terreno determinan su forma. La deformabilidad del sostenimiento se representa por la línea característica correspondiente, mientras que el procedimiento constructivo usado permite precisar el origen de esta línea característica ($O_1 - O_2 - O_3$).

De hecho existen métodos de cálculo que permiten obtener la línea característica de una cavidad en función de las propiedades mecánicas del terreno y demás parámetros, si bien no se puede dar ninguna indicación respecto a la posición relativa entre las dos líneas características: del revestimiento y de la cavidad, sin una directa referencia a los procesos constructivos.

En efecto la incógnita hiperestática que interesa es el valor de deformación inicial del túnel al momento de la puesta en obra del sostenimiento, y para resolver este problema será necesario examinar la zona del frente de excavación, con extremo detalle.

De hecho, en esta región del frente de excavación tiene lugar una transformación radical del estado de sollicitaciones y no es

posible un equilibrio que no sea en tres dimensiones, aunque en primera aproximación puede suponerse que se pasa de un estado plano delante del frente a otro estado plano detrás del frente.

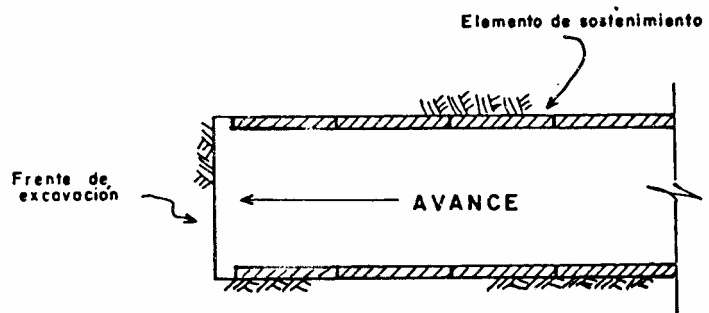
Haciendo referencia a un hipotético ciclo típico en la secuencia constructiva del túnel, la figura 3-2 muestra las condiciones existentes en un túnel inmediatamente antes de un nuevo ciclo y con el soporte del túnel instalado a cierta distancia del frente de excavación. La exacta longitud de la sección sin soporte y las condiciones del sostenimiento para el frente dependen por supuesto, del tipo de suelo y de los detalles del procedimiento de construcción.

Los cambios que ocurren alrededor del túnel después de la excavación están mostrados en la misma figura: la remoción del terreno del frente causa un cambio en los esfuerzos ó una redistribución de las cargas alrededor del túnel, la mayoría de esta carga redistribuída es transferida al soporte del túnel pero una parte importante es también transferida al terreno no excavado al otro lado del frente de la excavación.

Esta redistribución de cargas causa una serie de movimientos dentro de la masa del terreno y predominantemente ocurren deformaciones radiales cerca de la abertura: alrededor de la sección excavada del túnel, delante y detrás del frente de excavación.

Los desplazamientos radiales delante del frente son particularmente significativos y pueden representar una fracción considerable: (20 - 30%) del total del movimiento radial del suelo alrededor del túnel. La figura 3-3 muestra estos patrones de desplazamiento radial e ilustra conceptualmente sus efectos en el estado

(a) ANTES DE UN NUEVO CICLO DE EXCAVACION



(b) DESPUES DE UN NUEVO CICLO DE EXCAVACION

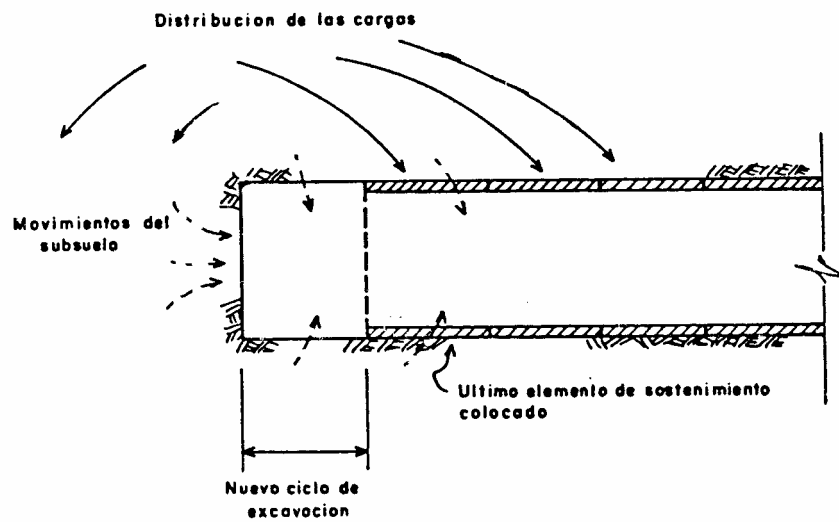


FIG. 3-2 CICLO TIPICO DE EXCAVACION

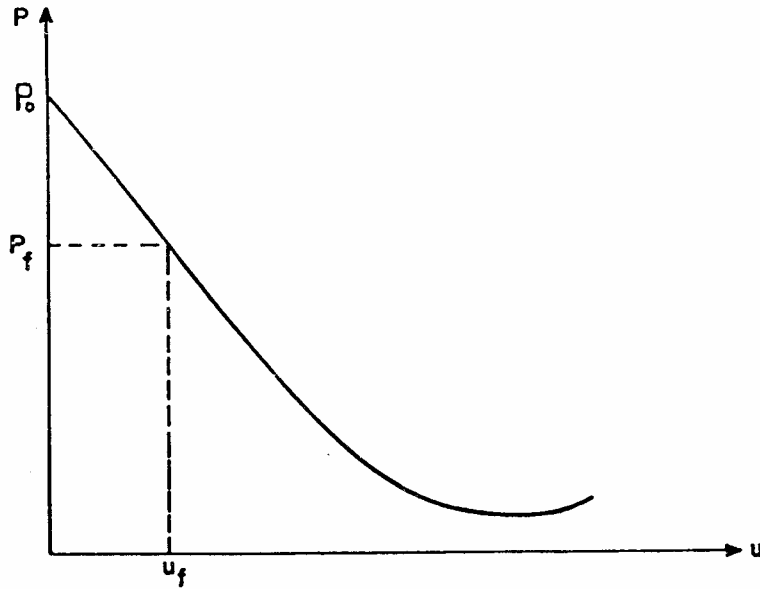
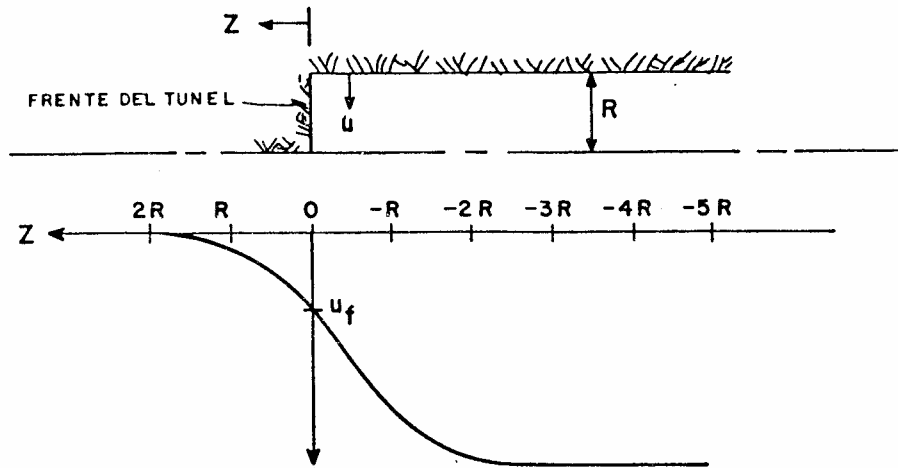


FIG. 3-3 DEFORMACIONES CERCA DEL FRENTE

de esfuerzos del terreno. El desplazamiento radial (u_f) que ha ocurrido al momento de escavar el frente origina una parcial descarga de las presiones del terreno de su valor original (p_o) a un valor inferior (p_f).

En cuanto al desarrollo de la eventual zona de rotura de los túneles en construcción, ésta se produce en general cuando los esfuerzos de corte aplicados exceden a la resistencia al corte del material; en otras palabras, la falla ocurre cuando la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el menor excede un valor máximo permisible.

En un túnel sin revestimiento, la mayor diferencia entre esfuerzos principales ocurre en las paredes del túnel donde los esfuerzos radiales tienden a cero.

Es razonable asumir que la extensión de la zona de falla dentro del subsuelo es proporcional a la magnitud de la diferencia de los esfuerzos principales en las paredes del túnel; así, aquellos sitios que fallen primero, también fallarán en mayor profundidad. La forma resultante de la zona de la falla alrededor de un túnel en construcción, para un momento dado puede ser similar a la mostrada en la figura 3-4.

El mayor esfuerzo tangencial en la masa del subsuelo ocurre en la región central del frente y en el lado de las paredes a corta distancia detrás del frente.

Aunque concentraciones locales de esfuerzos y la fluencia resultante también pueden ocurrir en las esquinas entre las paredes y el frente, los efectos de contención del subsuelo en tres lados y la rápida reducción de los esfuerzos en el subsuelo a una corta distancia delante de las

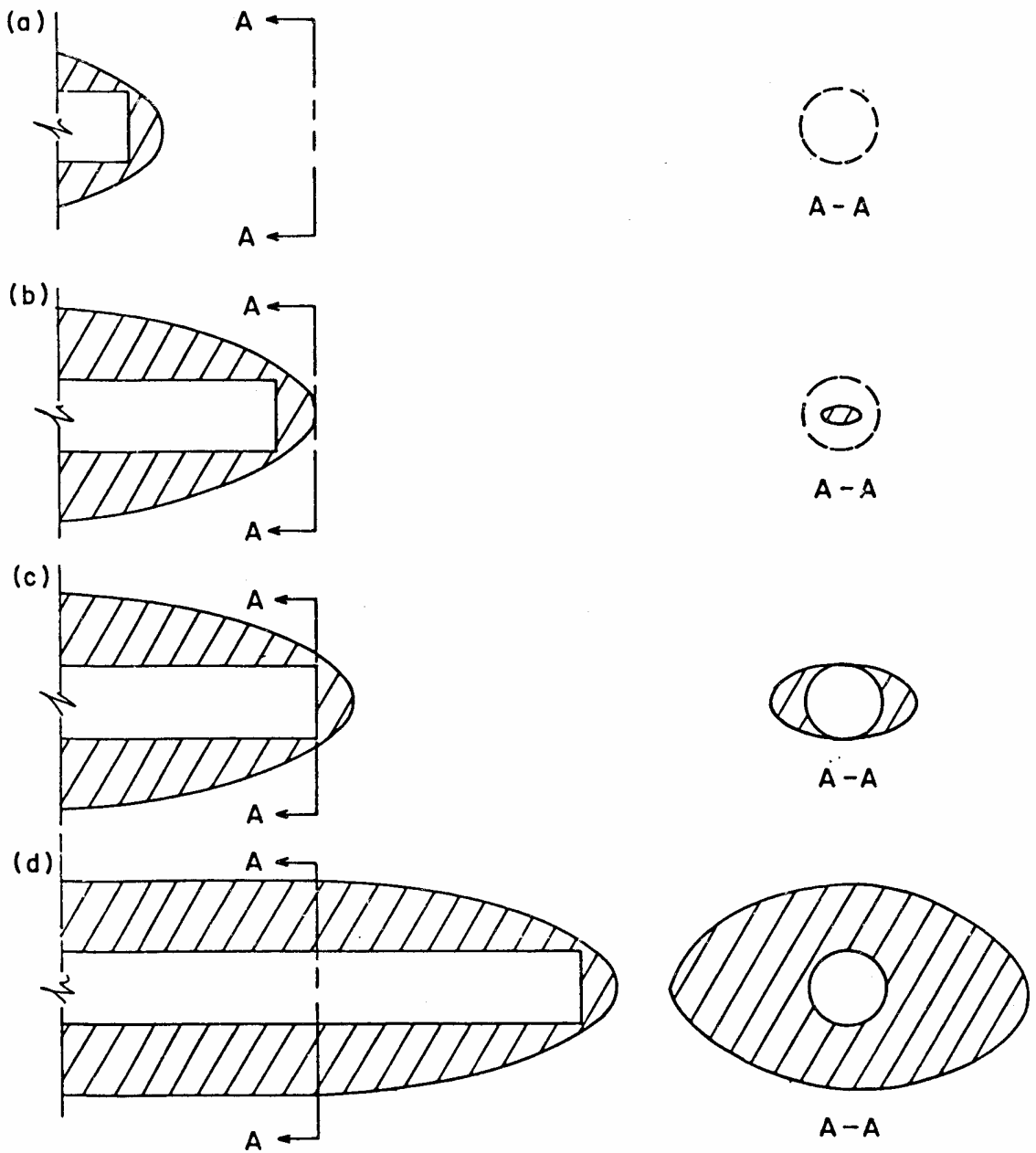


FIG. 3-4 ZONA DE ROTURA CERCA DEL FRENTE

esquinas, pueden contrarrestar cualquier tendencia hacia una mayor fluencia en aquellos lugares.

Si el coeficiente de empujes laterales (K_0), es menor que 1, los esfuerzos tangenciales en las paredes del túnel, pueden ser mayores que los del techo (corona) y del pie. Siguiendo el mismo razonamiento de antes, el subsuelo puede fallar primero, y la zona de falla puede propagarse a mayor profundidad en el subsuelo, en la dirección horizontal que en la vertical para valores de (K_0) alrededor de 1/2.

El desarrollo de la zona de falla en un plano vertical específico de referencia en la masa del subsuelo para un túnel en construcción es ilustrado en la figura 3-4.

El perfil longitudinal de la zona de falla para una excavación progresiva es mostrado en el lado izquierdo de la figura, mientras que la forma correspondiente a la falla en el plano de referencia (A-A') es mostrada a la derecha.

Inicialmente el túnel está suficientemente lejos del plano (A-A'), y no son afectadas las condiciones mecánicas. Cuando el túnel se aproxima a una distancia de unos pocos diámetros, empieza una pequeña descarga axial y una correspondiente contracción radial de la masa del subsuelo en (A-A'). Estos movimientos son generalmente pequeños y el subsuelo puede permanecer inmóvil en estado elástico.

Un avance del frente del túnel causa el comienzo de la falla en la masa del subsuelo en el plano (A-A'); cuando se aproxima el frente, la descarga axial aumenta y la carga vertical queda aún muy cerca del valor inicial (p) pero los esfuerzos horizontales en la dirección longitudinal han descendido de sus valores

originales de (K_0) a cerca de cero.

Con el tiempo el frente ha llegado al plano de referencia y la zona de falla desarrolla su característica forma elíptica (para $K_0=1/2$); sin embargo el soporte parcial del material no excavado del frente, limita el desarrollo completo de la zona de falla. El efecto de este soporte parcial decrece para avances mayores del túnel y la zona de falla se alarga gradualmente hasta que se alcanza una extensión final en condiciones de esfuerzos planos.

Hasta este punto, los efectos de las fuerzas de gravedad en el desarrollo de la zona de falla no han sido considerados separadamente, sin embargo su efecto en la falla del subsuelo puede ser fácilmente estudiado, considerando su influencia en la distribución de esfuerzos alrededor de un túnel.

Generalmente las fuerzas de gravedad disminuyen los esfuerzos compresivos radiales cerca de la corona y lo aumentan por debajo del pie. Para las paredes laterales las fuerzas de gravedad tienen relativamente menor efecto, aumentando ligeramente los esfuerzos compresivos tangenciales. Por lo tanto, las fuerzas de gravedad aumentan la diferencia entre los esfuerzos principales para la corona, disminuyen esta diferencia para el pie, y tienen muy pequeño efecto para los costados.

El terreno de la corona puede fluir antes que el del fondo y la zona de falla final se puede extender más adentro por encima del túnel que por debajo. La extensión de la zona de fluencia para los costados puede permanecer esencialmente sin cambiar. La forma de la zona de falla puede permanecer elíptica, pero el centro del túnel puede ser localizado ligeramente por debajo.

En términos estrictamente analíticos, se dispone (Ward, 1978) de interesantes soluciones que, en campo elástico, tratan del problema de la transferencia de las cargas del soporte de un túnel analizando la mecánica que, en términos de esfuerzos y deformaciones, se desarrolla en las adyacencias del frente de excavación y de la cual depende, fundamentalmente, el establecimiento de las condiciones finales de la estructura bidimensional del túnel ya construido.

En la figura 3-5 se indican (para los casos de $K_0=10$ y $K_0=0$ y túnel circular), los desplazamientos radiales (u) en relación con la distancia del frente de excavación (d/a); siendo (a) el radio del túnel, (p_0) el estado de sollicitación inicial y (G)= $E/2(1+\nu)$, los módulos elásticos de la roca supuesta homogénea elástica lineal e isótropa.

En la figura éstos desplazamientos se presentan normalizados en términos de deformaciones y expresados con la relación:

$$F=u/(p_0 a/2G)$$

De hecho la solución equivale a considerar en la cercanía del frente, para ($K_0=1$), la presión radial de un soporte ficticio, igual a $(1-F)p_0$.

Para el caso de ($K_0=0$), los desplazamientos varían en cada punto del perímetro del túnel, aunque se conserva una simetría respecto al eje vertical por el centro de la sección.

Los valores numéricos de estos desplazamientos alcanzan ($1.5F$) en el techo y pie del túnel, mientras que alcanzan ($-0.5F$) en correspondencia de las paredes.

De la figura puede observarse que la zona de influencia del frente se extiende delante de la

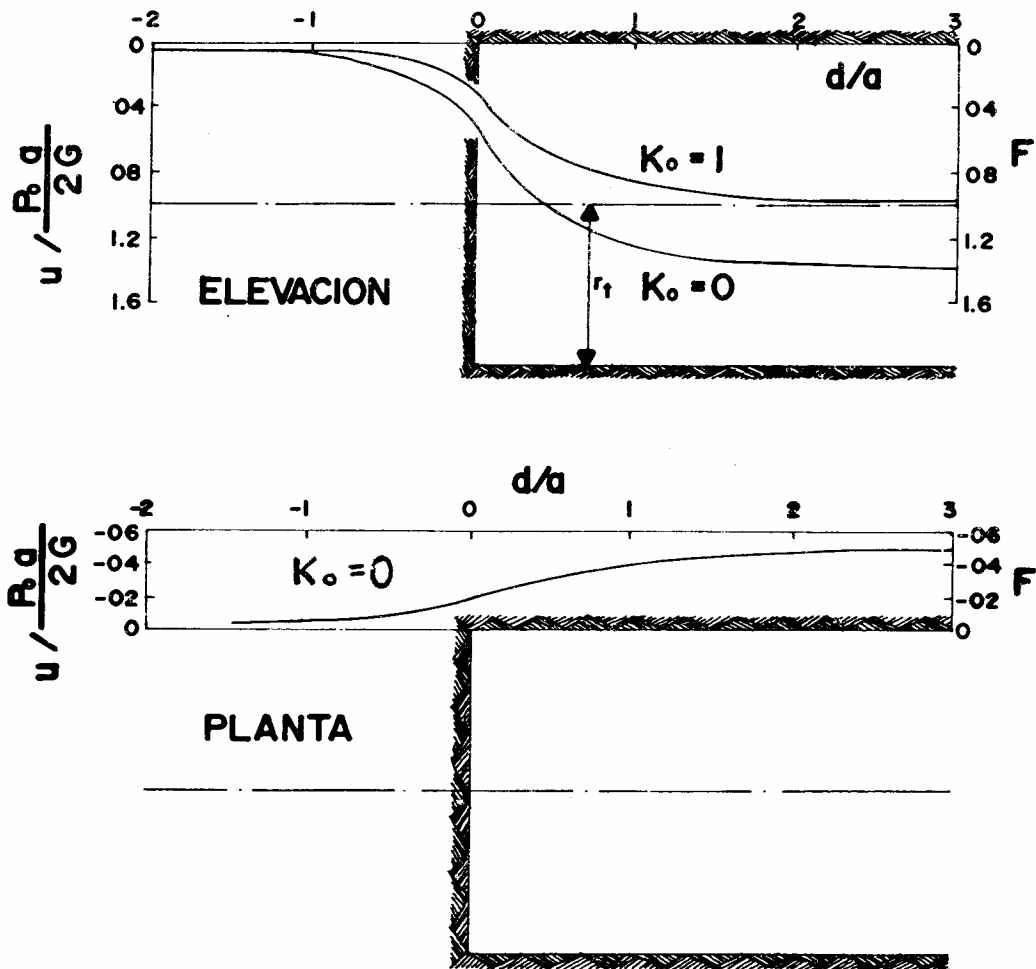


FIG. 3-5 DEFORMACIONES CERCA DEL FRENTE

roca con unos desplazamientos del orden del (5%) a una distancia de 2.25 veces el radio del túnel. Igualmente los desplazamientos se desarrollan en un 95% a una distancia de 2.25 veces el radio, dentro del túnel.

La figura 3-6 demuestra (para el caso de $K_0=1$) como un soporte colocado a corta distancia del frente, se deforma y se carga cuando el frente de excavación avanza. La parte superior de la figura muestra los desplazamientos de las paredes del túnel sin el soporte (curva continua) y su modificación por la presencia del soporte (línea discontinua).

También puede observarse como el soporte es colocado cuando el desplazamiento del túnel ya ha alcanzado un valor de $(1-F)$; a partir de este punto los desplazamientos progresarán en función de rigidez del soporte mismo, incrementándose en general de un valor (u_s) , inferior al valor total (u_t) que se desarrollaría en ausencia de soporte, o con rigidez nula para éste.

La parte inferior del diagrama se refiere a las presiones las cuales siguen una evolución similar aunque especular: el máximo valor en juego es (p_0) y el mínimo valor es cero, lejo del frente y en ausencia del soporte.

La presión ficticia sobre la excavación, en correspondencia de la colocación del soporte es $(1-F)p_0$ y la presión sobre el soporte es nula. A medida en que el frente avanza el soporte se vá cargando en función de su rigidez hasta un valor máximo teórico de $(1-F)p_0$ para el caso de un soporte perfectamente rígido, o hasta un valor (p_s) , inferior, para un soporte flexible calculable con la expresión:

$$p_s = p_0 \{ K_s (1-F) / (K_s + 2G) \}$$

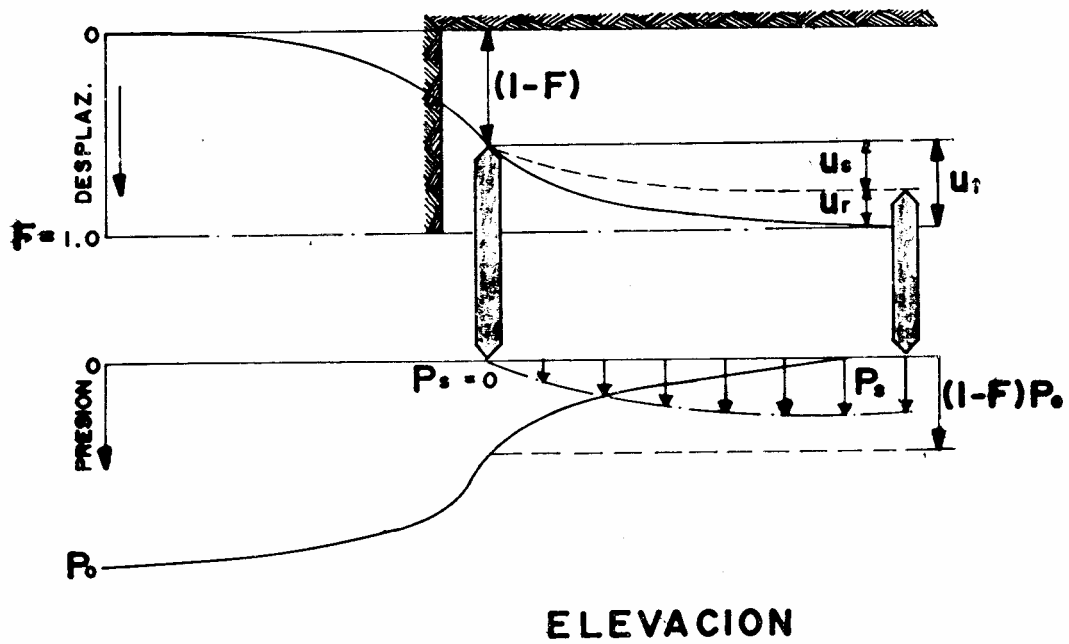


FIG. 3-6 TRANSFERENCIA DE CARGA AL SOSTENIMIENTO

Siendo (K_s) la rigidez del soporte.

Resultados analíticos se obtienen también para valores de ($K_0 < 1$), los cuales implican solicitaciones de momento y corte en la estructura del sostenimiento.

Aunque el problema reviste obviamente una más amplia complejidad, debiéndose incluir en los análisis el factor tiempo y los aspectos reológicos en general, cuanto ilustrado, aunque en forma solamente cualitativa (y parcialmente cuantitativa para el caso sencillo de medios con comportamientos elásticos lineales) permite fijar la siguiente conclusión sobre el problema de la determinación de las cargas sobre los sostenimientos en los túneles:

- "Los esfuerzos ejercitados por el terreno sobre el sostenimiento de un túnel, no son de magnitud ligada a priori a la naturaleza del sitio y entonces intrínsecos a la "montaña", sino que son el resultado de la interacción entre el estado de solicitaciones natural existente en el sitio, las propiedades mecánicas del macizo rocoso, el método de construcción elegido para la obra y el tipo de sostenimiento: especialmente su rigidez".

El concepto de líneas características no es nuevo. Ha sido usado extensamente como herramienta en ingeniería para describir el comportamiento de estructuras, desde el final del siglo pasado y su uso en túneles ha sido reintroducido, recientemente y prácticamente paralelamente, por distintos Autores y se ha rápidamente revelado de gran utilidad para la comprensión de los complejos fenómenos de la geoestática y de la interacción de las excavaciones sostenidas artificialmente: en Austria se acostumbró hablar de "La línea Fenner-Pacher".

Pruebas recientes de lo anterior lo constituye, entre otros, el desarrollo del tema en la "Conferencia Rankine" dictada en Londres por Ward (1978) y en la "Conferencia AFTES" dictada en París por Fairhurst (1980). Hoy en día finalmente, los aportes más recientes muestran un gran adelanto en el sentido de una utilización, no solamente cualitativa sino también cuantitativa y práctica, de la metodología de las líneas características para el análisis y diseño de los túneles y en tal sentido, a manera de ejemplo, se cita la reciente publicación oficial de la AFTES (1984) que, sobre sostenimientos y revestimientos de túneles, está enteramente dedicada al uso de la metodología de "Convergencia Confinamiento".

Ya en repetidas ocasiones se ha mencionado la trascendental importancia que el método constructivo empleado reviste sobre el establecimiento final de las condiciones geoestáticas de un túnel: sobre las cargas finalmente actuantes sobre el sostenimiento y, para ilustrar con algún detalle adicional tal realidad, bien útil se revela el uso de la representación del fenómeno mediante las líneas características.

En efectos, los detalles de los procedimientos de construcción pueden tener una influencia extremadamente importante en la interacción subsuelo estructura alrededor de un túnel. El uso de aire comprimido, drenaje, soporte parcial o completo del frente, técnicas de excavación en galerías de avance y bancos, y construcción continua o secuencial de soportes, son tan solo algunos de los más importantes factores que afectan a las cargas finales sobre el soporte.

Otros métodos usados para limitar los movimientos del subsuelo que puedan ocurrir antes de que el soporte sea instalado, incluyen

diferentes técnicas de excavación y avance que pueden mostrarse en las curvas características, aunque sólo de una manera muy aproximada:

La curva (AB) en la figura 3-7 representa el comportamiento del subsuelo durante la excavación de una galería con avance en sección parcial, esta pequeña abertura es relativamente fuerte y rígida y la carga de equilibrio para el tope del soporte de la galería de avance (por ejemplos pernos de roca, concreto lanzado) es (P_{e1}). Luego se excava la remanente sección de la galería y a causa de los efectos laterales, esta ancha abertura de galería es extremadamente deformable, y podría ocurrir un relajamiento severo si no fuese inmediatamente soportada, (curva AC).

Sin embargo (casi siempre) el túnel se deforma menos que si fuese excavado a plena sección, (las limitaciones del concepto de curva característica se hacen evidentes en este caso: la acción del soporte afecta consecuentemente el comportamiento del subsuelo). El túnel alcanza el equilibrio final para una presión del soporte (P_{e1}) después que es instalado el soporte general de la galería, o (P_{e2}), según sea el caso.

Otro ejemplo de la influencia de los procedimientos de construcción en la interacción subsuelo estructura es el efecto de vacío entre el soporte del túnel y el subsuelo. Este vacío añade otros componentes en los movimientos del subsuelo que ocurren antes que el soporte se haga activo soportando la carga.

Sumados al desplazamiento (u_0) que ocurre antes de que el soporte sea instalado, pueden ocurrir desplazamientos adicionales (u_v), antes de que el subsuelo entre al contacto con el soporte. Esta nueva desviación del origen de la

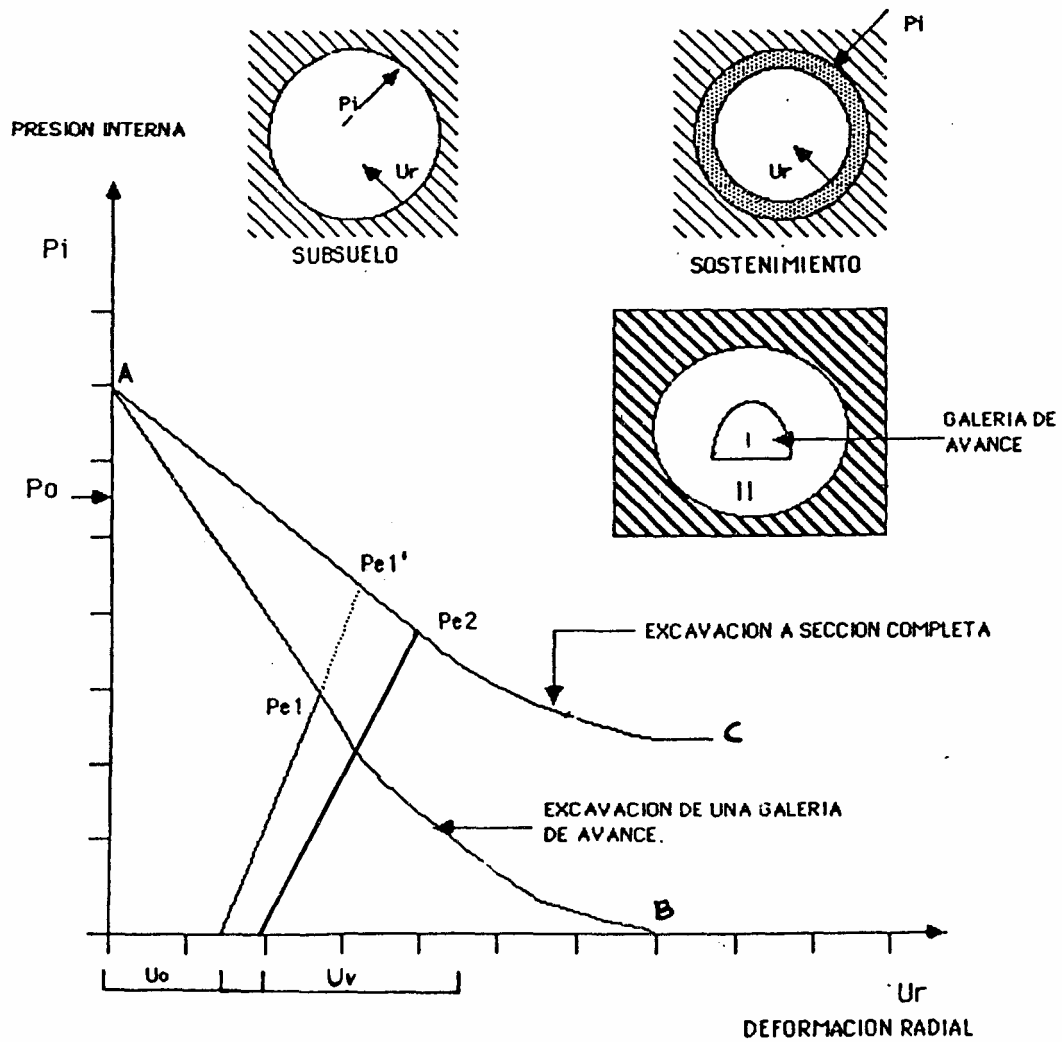


FIG. 3-7 INFLUENCIA DEL METODO CONSTRUCTIVO

curva característica del soporte hacia la derecha (fig.3-8), podría originar una rotura del subsuelo.

Dicho en esta forma, la optimización requiere que el sistema de soporte sea diseñado de manera que sea movilizad la máxima resistencia del subsuelo.

Así el terreno mismo estará sosteniendo la mayoría de la carga redistribuída originada por la excavación, permitiendo que sólo una pequeña porción en exceso de tal carga total sea aguantada por el soporte.

Este concepto es uno de los principales fundamentos de la moderna técnica de diseño y construcción de túneles.

La optimización de los sistemas de soporte, conceptualmente no es más que un intento para llevar la intersección de las curvas características (terreno-sostenimiento) al punto más bajo (fig.3-9, y fig.3-10).

Por otra parte, un soporte muy flexible o que es instalado muy lejos del frente, puede alejarse del punto óptimo permitiendo al subsuelo de aflojarse mucho y hasta de colapsar. Una curva de soporte verdaderamente óptimo, teóricamente intersectará a la curva del subsuelo exactamente en su punto mínimo.

Aunque no se le ha comentado de manera explícita, debe resultar intuitivo que en la filosofía misma del concepto de curva característica está implícita la idea del control físico en campo durante la excavación de las deformaciones (convergencia) de la sección del túnel.

En efecto, independientemente de los posibles

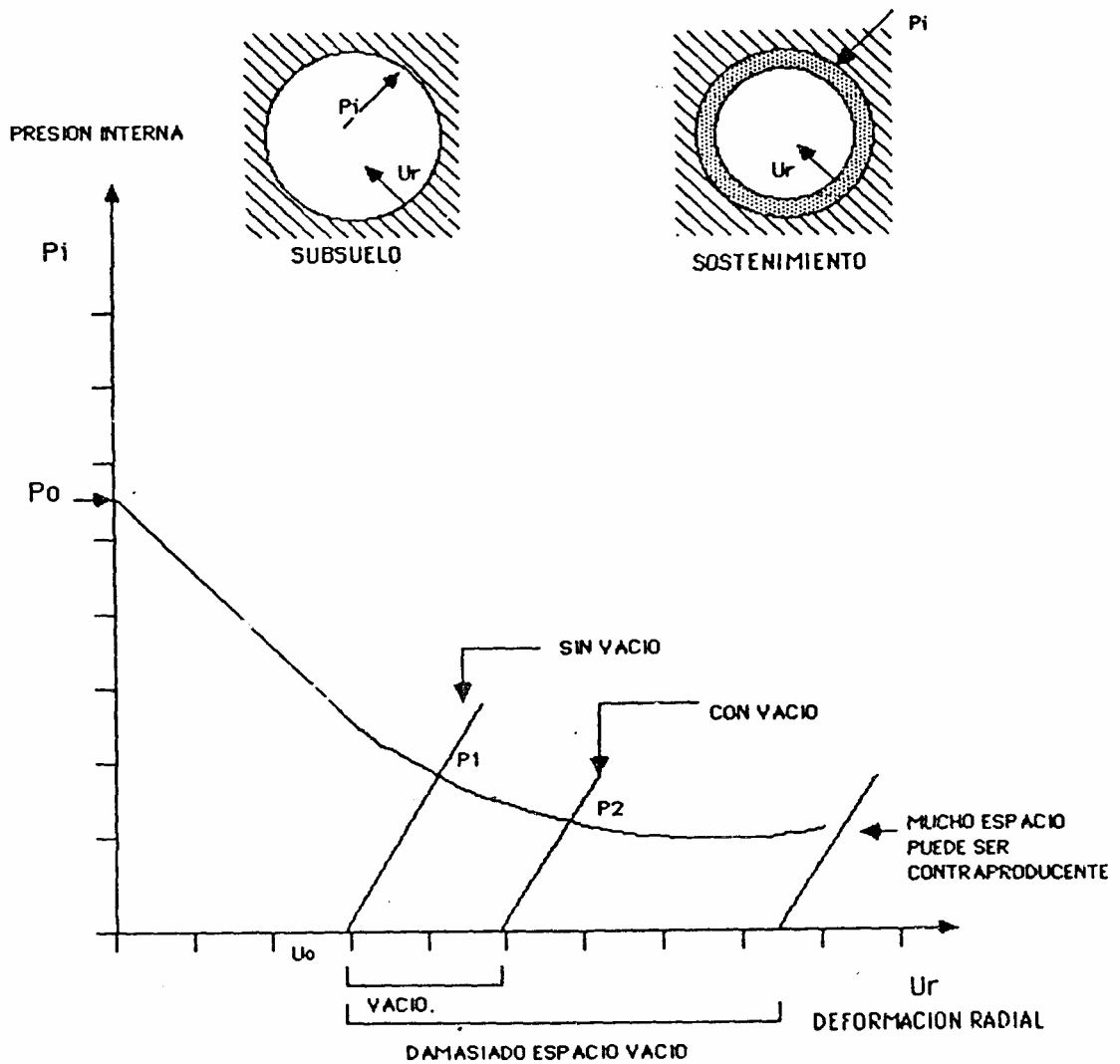


FIG. 3-8 INFLUENCIA DEL METODO CONSTRUCTIVO

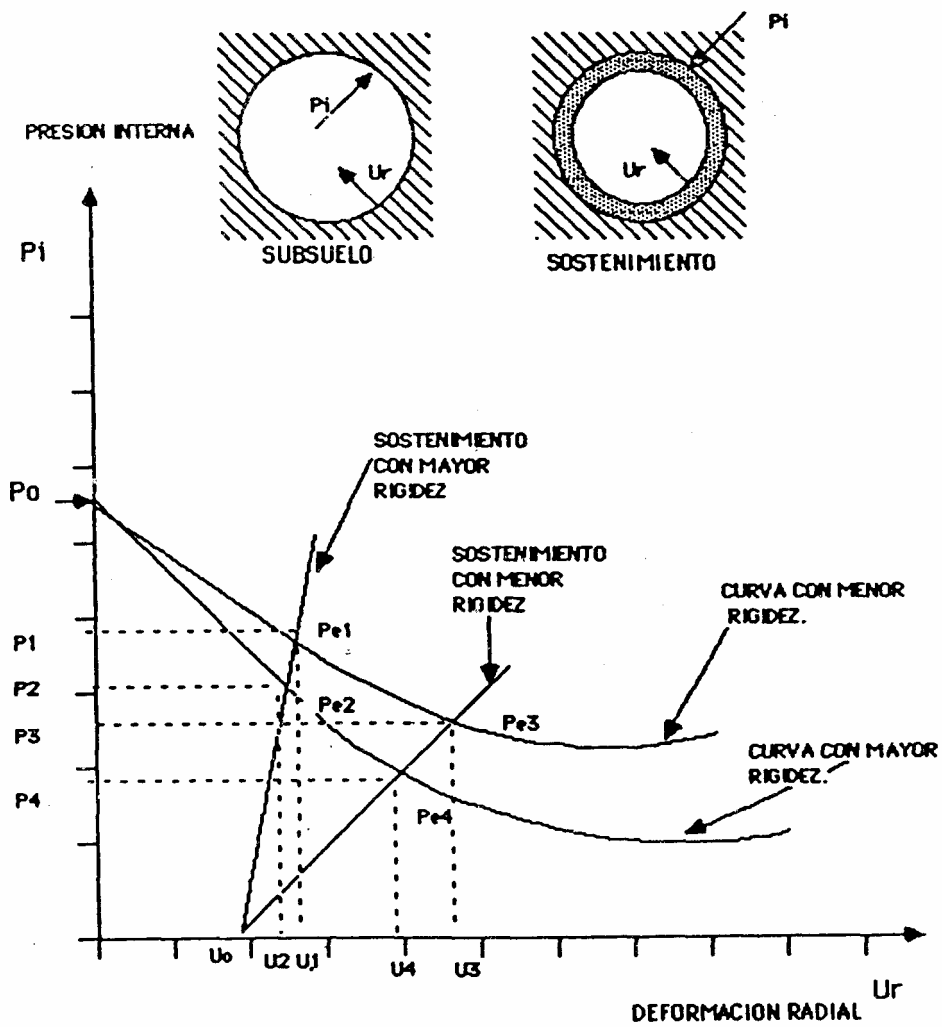


FIG. 3-9 OPTIMIZACION DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

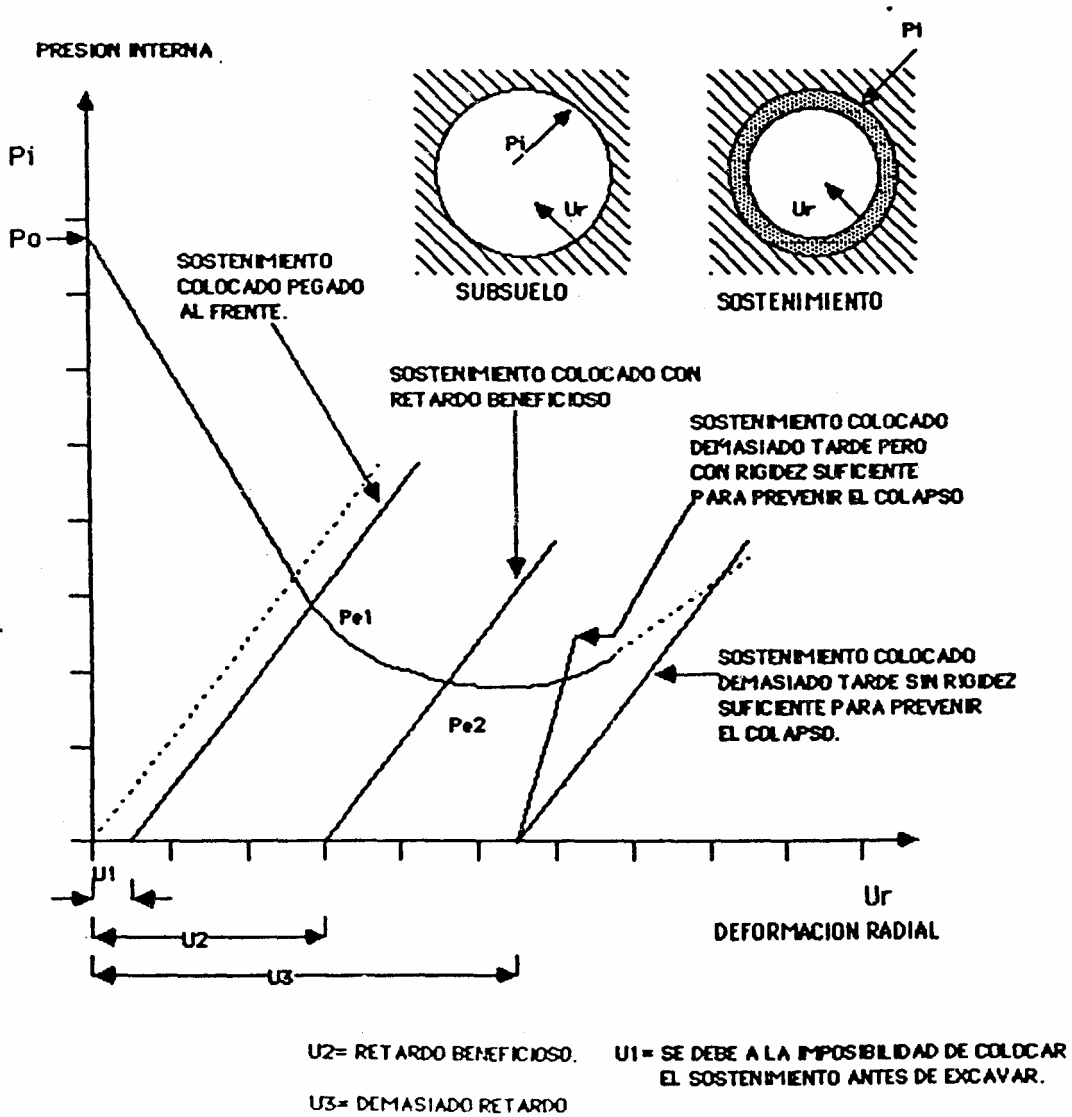


FIG. 3-10 OPTIMIZACION DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

análisis y cálculos teóricos que se puedan adelantar para predecir las líneas características relativas a un túnel en fase de diseño, será durante la construcción, cuando un verdadero y realista proceso de optimización del sostenimiento, podrá llevarse a cabo con éxito.

En otras palabras, el concepto de "diseño sobre la marcha", tanta veces pregonizado para la ingeniería de túneles, encuentra un nuevo apoyo y aval en la filosofía intrínseca a todas las metodologías de análisis y diseño que se fundamentan en el uso de las líneas características.

4. LINEAS CARACTERISTICAS Y CARGAS SOBRE LOS SOSTENIMIENTOS

Aunque en años recientes ha habido interesantes aportes al análisis teórico riguroso de las líneas características, fundamentados en el empleo de los más sofisticados métodos numéricos de elementos finitos, resulta útil ilustrar algunas sencillas soluciones analíticas obtenidas por distintos autores sobre el tema, debido a las ventajas que por su misma sencillez implican tales soluciones para los fines de una mejor comprensión de la fenomenología en cuestión.

Aunque vale la pena aclarar que lo correcto es hablar de "familia de líneas características" de un túnel y no de "línea de un túnel", los medios analíticos de análisis en general limitan su aporte a los casos de geometrías circulares y estados de sollicitaciones isotrópicos para los cuales el problema resulta tener completa simetría respecto al centro de la sección, tomando también en cuenta la homogeneidad e isotropía que para el medio siempre se suponen en las soluciones analíticas.

Y es bajo estas circunstancias que todas las líneas son coincidentes y por lo tanto una sola de ellas es totalmente representativa del fenómeno para toda la sección del túnel.

En la figura 4-1 se reportan: "la línea característica" del túnel para el caso trivial de un medio elástico lineal y estado de sollicitación isotrópico, y "la familia de líneas características" del túnel para el mismo caso trivial de un medio elástico lineal pero con estado de sollicitación natural anisotrópico.

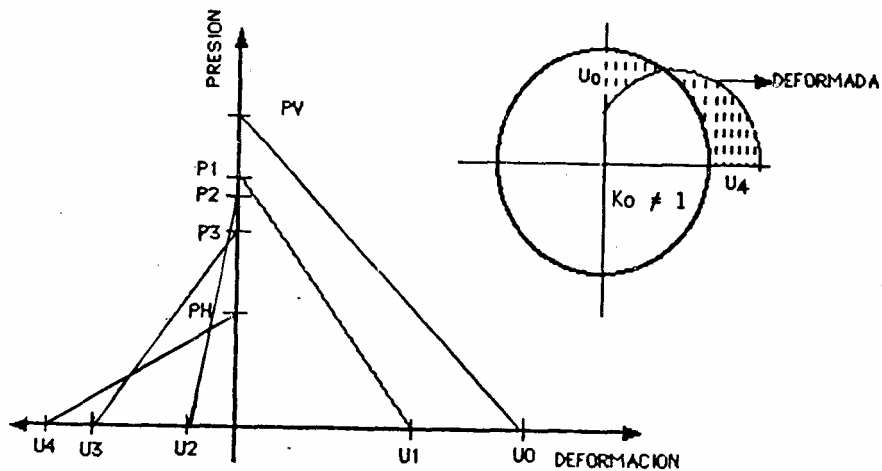
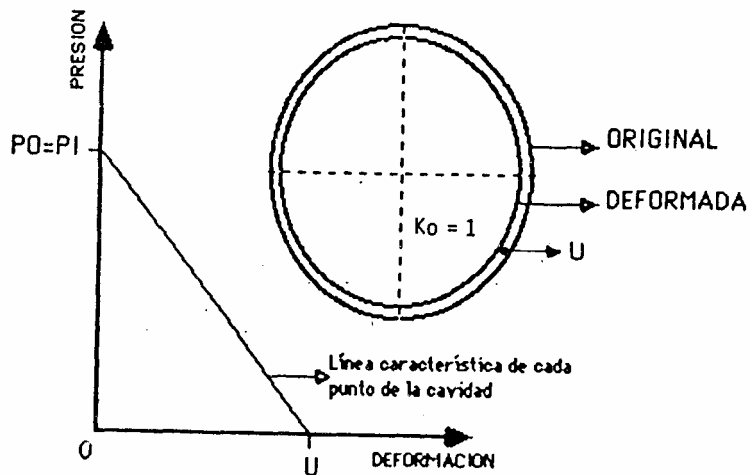


FIG. 4 - I LINEAS CARACTERISTICAS EN MEDIO ELASTICO

Para el cálculo de estas líneas características (rectas), es suficiente hacer referencia a la solución elástica de los desplazamientos radiales para un túnel circular sujeto a un estado de sollicitaciones externas preexistente a la perforación del túnel.

En particular, el desplazamiento radial (u_a) en correspondencia de la pared del túnel, se obtiene con la fórmula matemática siguiente:

$$u_a = ap_v (1/E) (1+v) [(1+K_0)/2 - 3(1-K_0) \cos 2\theta (1-v)/2]$$

Siendo: (a) =radio del túnel
 (θ) =coordenada polar
 (p_v) =presión vertical natural
 (v) =modulo de Poisson
 (E) =modulo de Young
 (K_0) =relación presión horizontal
 presión vertical, naturales

Para $K_0=1$ (estado de sollicitación natural isotrópico), y para cargas externas aplicadas antes de la excavación (ver la figura 2.12):

$$(u_a) = ap_v (1+v) / E$$

Pasando a analizar los casos en que al medio rocoso se asigna un comportamiento más general de tipo elástoplástico, existen numerosas soluciones analíticas, cada una de ellas basada sobre diferentes mecanismos o criterios de plastificación para un material rocoso homogéneo isótropo y sin peso propio, aunque conservan todas estas soluciones, las hipótesis de deformaciones planas con una sección circular y un estado de sollicitación natural de tipo isotrópico ($K_0=1$).

A continuación se presentan algunas entre las más utilizadas de estas soluciones analíticas propuestas.

4.1 Algunas Soluciones Analíticas

* Bray (1967), presenta una solución sencilla que hace referencia al criterio de *Mhor Coulomb* para la definición del radio de plastificación, al mismo tiempo en que deprecia toda variación volumétrica dentro del anillo plástico (fig.4-2).

Adicionalmente asume que la fracturación de la roca se desarrolla a lo largo de dos familias de espirales logarítmicas inclinadas de un ángulo ($\delta=45+\phi/2$) respecto a la dirección radial, obteniendo para el radio de plastificación:

$$R=a[(2p_o+(N\phi-1)H-Co)/(N\phi+1)(p_i+H)]^{1/Q}$$

Siendo: (p_o) = presión isotrópica natural
 ($N\phi$) = $\tan^2(45+\phi/2)$
 (ϕ) = ángulo de fricción
 (H) = $c/\tan\phi$
 (Co) = resistencia a la compresión
 (c) = cohesión
 (p_i) = presión uniforme interna
 (Q) = $-1+\tan\delta/\tan(\delta-\phi)$

Igualmente se obtiene la relación (línea característica del túnel) entre la presión interna (p_i) y el desplazamiento radial del radio (a):

$$u_a = \frac{a(1+\nu)(p_o-p_i)}{E} - \left\{ \frac{t}{a} \right\}$$

Siendo: E = Módulo de Young
 ν = Módulo de Poisson
 t = $[(1-\nu)R^2/E][p_o-p_i(R/a)^Q] + (1+\nu)b/E$
 b = $R^2[Co+(N\phi-1)p_o]/(N\phi+1)$

Con: $t=0$ para $p_i > p_{icr}$ (fase elástica); siendo: $p_{icr} = (2p_o - Co)/(N\phi + 1)$ (presión crítica).

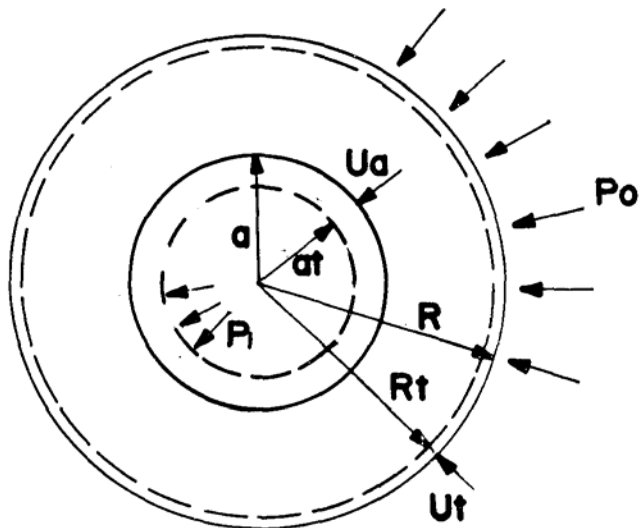
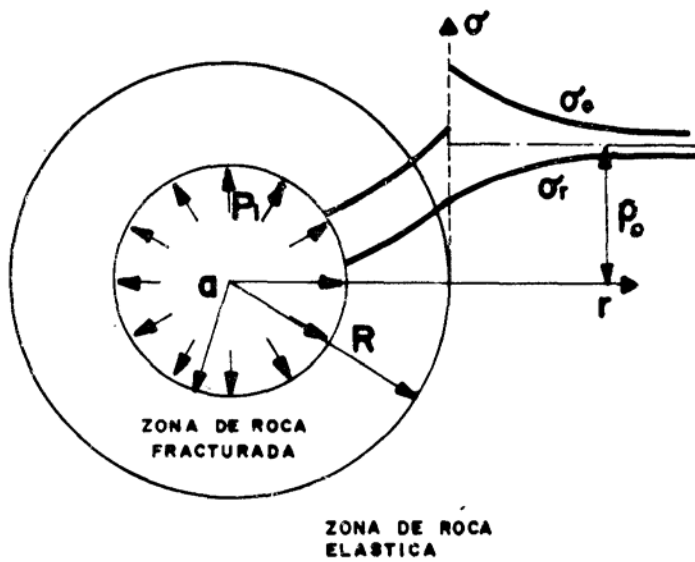


FIG. 4-2 SOLUCIONES ELASTO PLASTICAS

Anexo al final de este texto, se incluye un cálculo que implementa la solución de Bray ilustrando ejemplos de su aplicación al análisis geotécnico de los túneles gemelos de la Línea 3 del Metro de Caracas (Perri, 1989).

* *Ladanyi* (1974), utiliza el concepto de las propiedades iniciales y propiedades finales a largo plazo para el medio rocoso. Las primeras se utilizan para calcular la convergencia (deformación) instantánea del túnel antes de la aplicación del sostenimiento, y las segundas para determinar el comportamiento a largo plazo, concretamente las cargas sobre el sostenimiento tomando en cuenta las deformaciones del mismo.

Se supone, en la figura 4-2, la existencia de una zona anular de rocas rotas, adyacente a la excavación y radio (R), siendo (a) el radio original del túnel y (p_0) la presión natural original la cual se supone se reduzca gradualmente en correspondencia de las paredes de excavación, causando la convergencia con una reducción del radio del valor original a un valor $a_t = (a - u_a)$.

A medida en que se reduce la presión interna (p_i) sobre las paredes del túnel, disminuye la sollicitación radial (σ_r) y aumenta la sollicitación tangencial (σ_θ) en la roca adyacente, hasta que el esfuerzo ($\sigma_\theta - \sigma_r$) excede la resistencia dando lugar a la formación del anillo del material fracturado.

Se asume que la roca falla de acuerdo con las envolventes de Coulomb y la de Fairhurst, utilizando por lo tanto los parámetros de fricción, cohesión, resistencia a la compresión y a la tracción inconfiadas ($\phi, c, C_o, T_o, :$ fig.4-3).

En la región rota, o de postfalla, la roca es

considerada perfectamente plástica siguiendo el criterio de Coulomb y en la región elástica se sigue el criterio de Fairhurst.

La deformación volumétrica ($\delta V/V$), en la región elástica es gobernada por el módulo de Poisson, mientras en correspondencia de la falla y en la región de postfalla, ésta es determinada por la ley de fluencia de la teoría de plasticidad (fig.4-3).

Finalmente en atención a posible la variación en el tiempo de los parámetros geotécnicos, se emplean en el análisis dos valores límites de éstos: a corto plazo y a largo término.

Ladanyi presenta en un ejemplo, las líneas características resultadas de la aplicación de su teoría, en términos normalizados de presión (p_i/p_0) y convergencia (u_a/a), como son mostradas en la figura 4-4 con líneas continuas.

A corto plazo, antes que sea instalado el soporte, la línea característica es elástica lineal hasta un valor crítico de la presión interna de ($p_i=p_{cs}$) en el que comienza a producirse la rotura y luego a aparecer el anillo de región fracturada, de dimensiones limitadas y dando lugar para ($p_i=0$) a una situación de equilibrio a corto plazo con una convergencia (u_a/a) del orden del 1% (para el caso tratado en el ejemplo específico presentado).

Más en general el equilibrio se establece de acuerdo con la teoría de falla supuesta y con los valores de las cargas naturales y los parámetros de resistencia asumidos para el corto plazo.

A largo término, la línea característica está asociada con valores más grandes de las

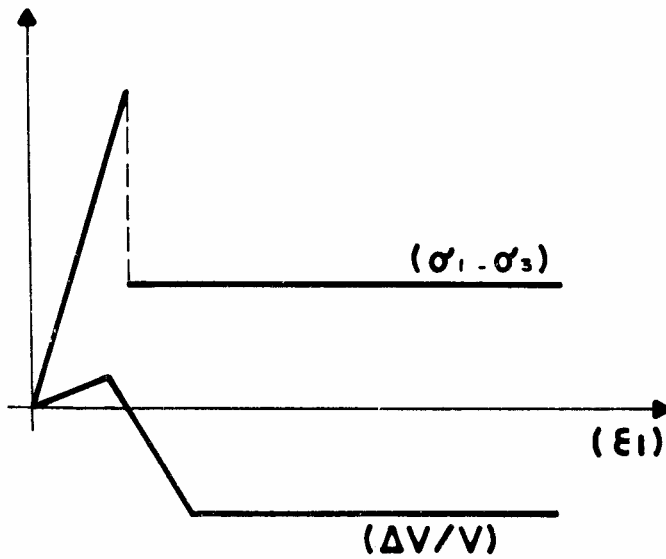
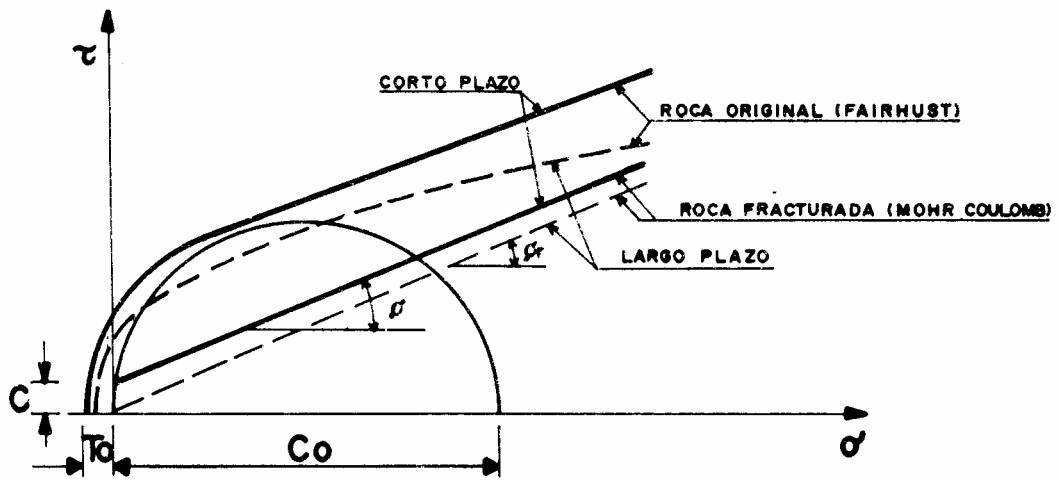


FIG. 4-3 COMPORTAMIENTO DE LA ROCA

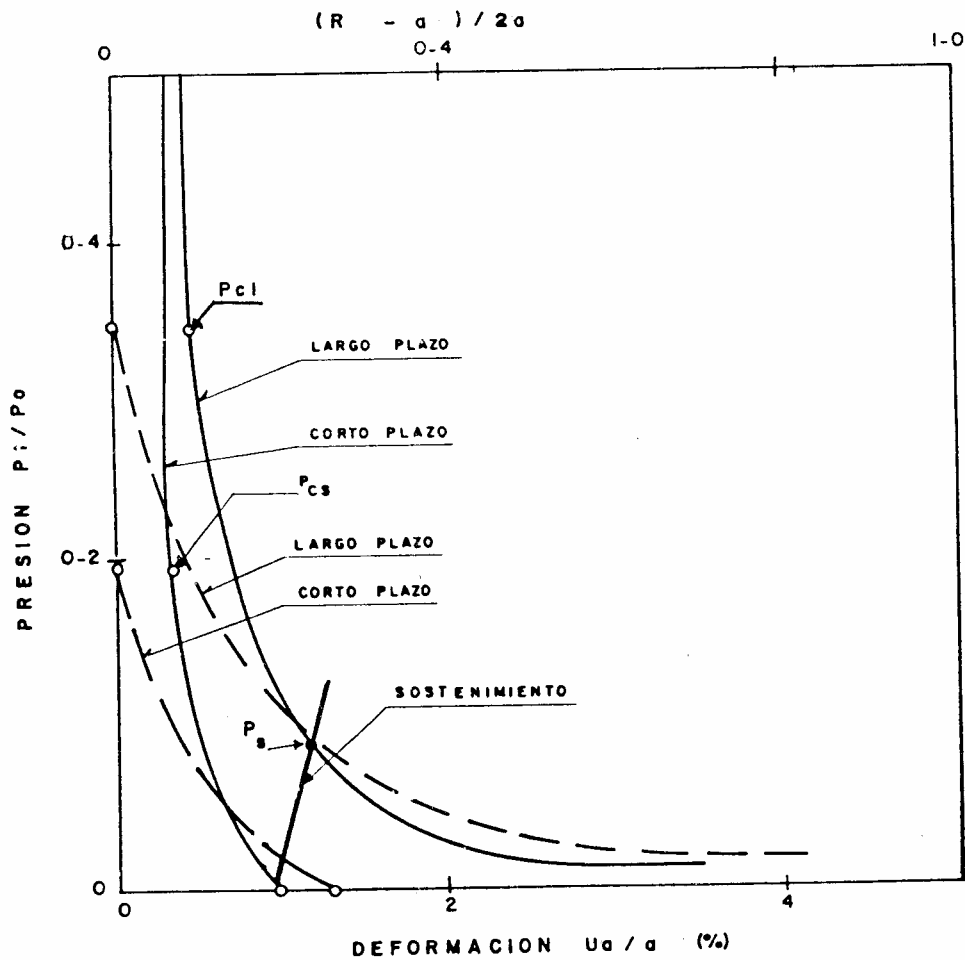


FIG. 4-4 SOLUCION DE LADANYI (1974)

deformaciones debido a la degradación de los parámetros de resistencia.

La región de roca fracturada, comienza a manifestarse a partir de un valor crítico de la presión radial ($p_i = p_{c1}$) más alto que el correspondiente a corto plazo y las dimensiones del anillo fracturado crecen rápidamente dando lugar para ($p_i = 0$) a una situación de posible desequilibrio con una convergencia infinita (falla global para el caso del gráfico).

En la misma figura 4-4 se indican en tratos discontinuos la relación entre la presión interna (p_i/p_o) y el espesor del anillo de roca fractura expresado como $(R-a)/2a$ para corto y largo plazo.

En el caso tratado, el sostenimiento del túnel, se supone instalado cuando ($p_i/p_o = 0$) para el caso de corto plazo, mientras que la presión radial que se establece a largo plazo es representada por el punto sobre la línea característica a largo plazo en el que se establece el equilibrio entre túnel y sostenimiento. Este punto dependerá, entre otros, de las características reológicas del mismo soporte ($p_s =$ intersección entre las líneas características del túnel y del sostenimiento).

* Fairhust y Daemen (1985), también hacen referencia a parámetros de resistencia al corte iniciales ($c_i - \phi_i$) y residuales ($c_r - \phi_r$), así como a valores ($E_i - E_r$) para el módulo de elasticidad de la roca. Pero los refirern a la zonas elástica y plastificada, respectivamenre.

Asumen de manera arbitraria que la transición de las propiedades iniciales a las residuales, ocurra con ley exponencial controlada por la relación (R/a) entre el radio externo del anillo

de roca fractura y el radio original del túnel:

$$\begin{aligned}\phi_r &= \phi_r^{\min} + (\phi_i - \phi_r^{\min}) \exp-k[(R/a)^2 - 1] \\ c_r &= c_r^{\min} + (c_i - c_r^{\min}) \exp-k[(R/a)^2 - 1] \\ E_r &= E_r^{\min} + (E_i - E_r^{\min}) \exp-k[(R/a)^2 - 1]\end{aligned}$$

Siendo k, l, m , las constantes de declinación (para $K=l=m=0$, todo el proceso queda en campo elástico). Finalmente asumen que la roca no experimenta cambios volumétricos en el proceso de deformación.

La teoría es aplicada en un ejemplo para analizar dos casos extremos para los cuales, manteniendo constante la presión hisotrópica inicial (p_0) y las propiedades de las rocas intacta a corto plazo (c, ϕ, E), se considera una sustancial diferencia de comportamientos en la postfalla. En el caso (A) se supone una degradación contenida para los parámetros residuales, mientras en el caso (B) se supone un ablandamiento completo, con desintegración y colapso total de la roca en la postfalla ($c_r = \phi_r = E_r = 0$).

Los datos y los resultados numéricos y gráficos del ejemplo, se reportan en la figura 4-5, de la observación de la cual pueden hacerse la consideraciones siguientes:

En el caso (A), los resultados obtenidos para las curvas características del túnel, indican la convergencia hacia una situación de equilibrio final con un desplazamiento finito para una presión interna nula. El valor del desplazamiento final, así como toda la línea característica, se desplazan a medida en que se acentúa la rata de caída de los parámetros de postfalla de la roca hasta los valores residuales últimos (en este caso aproximadamente iguales al 30% de los valores iniciales).

$P_o = 1.73 \text{ MPa (259 psi)} - E = 7000 \text{ MPa} - \nu = 0.25 - c = 0.43 \text{ MPa} - \phi = 30^\circ$

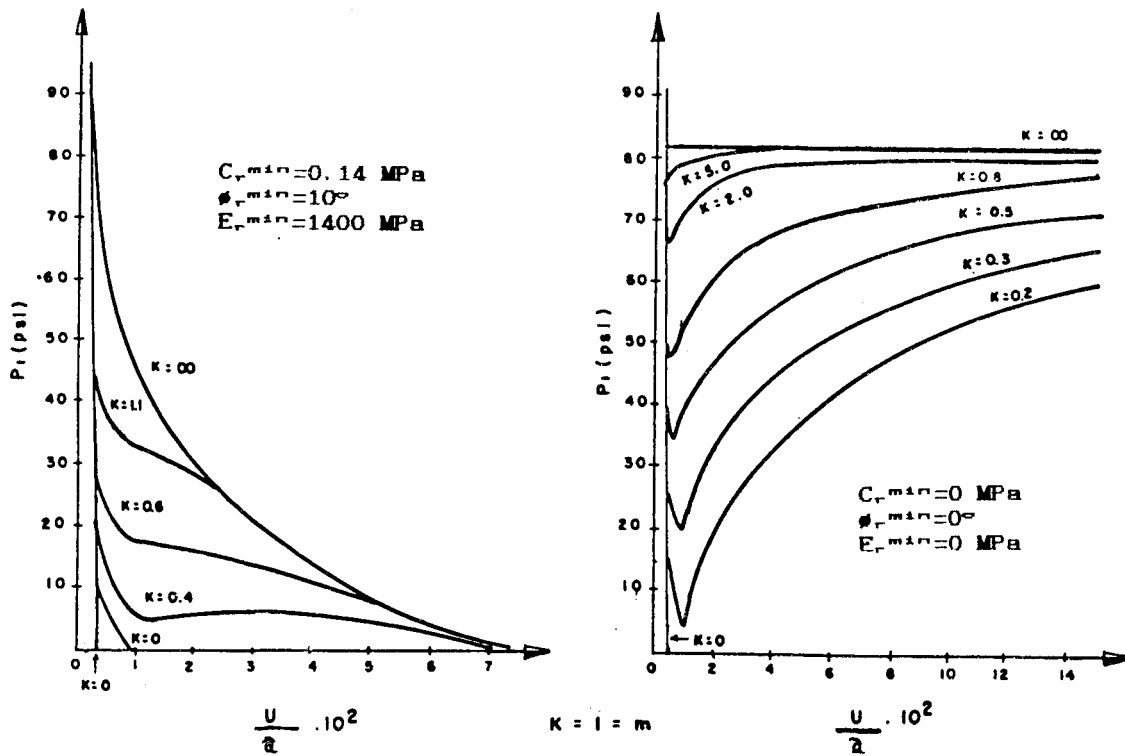


FIG. 4-5 SOLUCION DE FAIRHUST (1980)

En el caso (B), con la desintegración completa de la roca (aunque sea con una rata de caída de los parámetros relativamente baja), la línea característica del túnel decae rápidamente con muy pequeños desplazamientos para luego invertir la tendencia con desplazamientos que tienden al infinito: condición de colapso total.

Del análisis de estas líneas puede observarse la muy alta sensibilidad de los resultados a la rata de caída de los parámetros de la roca y especialmente la sensibilidad a los valores residuales de estos parámetros.

* Hoek y Brown (1980), utilizaron la teoría de Ladanyi para formular una solución analítica basada en la utilización de un nuevo criterio de falla para el macizo rocoso, para lo cual se definen dos pares de parámetros de resistencia ($m-s$) y (m_r-s_r) respectivamente para el macizo rocoso natural y para el mismo macizo ya fracturado, para cuya evaluación los autores dan una tabla numérica función del tipo y calidad del macizo rocoso (tab 4-I).

Las suposiciones básicas de la solución son las que se detallan a continuación (fig.4-2):

- Geometría del túnel: En el análisis se supone que se trata de un túnel circular de radio inicial (a). El largo del túnel es tal que el problema puede ser tratado en forma plana.

- Campo de esfuerzos in situ: Los esfuerzos horizontal y vertical in situ se supone que son iguales, con una magnitud bidimensional (p_0).

- Presión de soporte: Se supone que el sostenimiento ejerce una presión uniforme radial (p_i) sobre las paredes del túnel.

- Propiedades mecánicas del macizo rocoso ori-

$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m\sigma_{3n} + s}$ $\tau_n = A(\sigma_n - \sigma_{1n})^B$	<i>Rocas carbonatadas con el cruceo de los cristales bien desarrollado (dolomita, caliza y mármol)</i>	<i>Rocas arcillosas litificadas (lodolita, limolita, lutita y pizarra) (normales al cruceo)</i>	<i>Rocas arenosas con cristales fuertes y el cruceo de los cristales poco desarrollado (arenisca y cuarcita)</i>	<i>Rocas ígneas cristalinas de grano fino y poliminerálicas (andesita, dolerita, diabasa y riolita)</i>	<i>Rocas cristalinas ígneas y metamórficas de grano grueso y poliminerálicas (anfíbolita, gabro, gneiss, granito, norita y cuarzdiorita)</i>
<i>Muestras de roca inalterada</i> Muestras de roca de tamaño de laboratorio, libres de defectos estructurales Valor CSIR 100+, Valor NGI 500	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{7\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 0.816(\sigma_n + 0.140)^{0.858}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{10\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 0.918(\sigma_n + 0.099)^{0.877}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{15\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 1.044(\sigma_n + 0.067)^{0.881}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{17\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 1.086(\sigma_n + 0.059)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{25\sigma_{3n} + 1.0}$ $\tau_n = 1.220(\sigma_n + 0.040)^{0.895}$
<i>Macizo rocoso de muy buena calidad</i> Roca íntimamente embonada inalterada con fisuras no meteorizadas con separación de + 3m Valor CSIR 85, Valor NGI 100	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{3.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.651(\sigma_n + 0.028)^{0.873}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.739(\sigma_n + 0.020)^{0.882}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{7.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.848(\sigma_n + 0.013)^{0.882}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{8.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.883(\sigma_n + 0.012)^{0.885}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{12.5\sigma_{3n} + 0.1}$ $\tau_n = 0.998(\sigma_n + 0.008)^{0.892}$
<i>Macizo rocoso de buena calidad</i> Roca sana a poco meteorizada y poco afectada por fisuras espaciadas de 1 a 3 m Valor CSIR 65, Valor NGI 10	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.7\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.369(\sigma_n + 0.006)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1.0\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.427(\sigma_n + 0.004)^{0.887}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1.5\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.501(\sigma_n + 0.003)^{0.885}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{1.7\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.525(\sigma_n + 0.002)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{2.5\sigma_{3n} + 0.004}$ $\tau_n = 0.603(\sigma_n + 0.002)^{0.887}$
<i>Macizo rocoso de calidad mediana</i> Varias series de fisuras de meteorización moderada, con espaciamiento de 0.3 a 1m Valor CSIR 44, Valor NGI 1.0	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.14\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.198(\sigma_n + 0.0007)^{0.882}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.20\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.234(\sigma_n + 0.0005)^{0.885}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.30\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.280(\sigma_n + 0.0003)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.34\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.295(\sigma_n + 0.0003)^{0.891}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.50\sigma_{3n} + 0.0001}$ $\tau_n = 0.346(\sigma_n + 0.0002)^{0.888}$
<i>Macizo rocoso de mala calidad</i> Muchas juntas meteorizadas, con espaciamiento de 30 a 500mm con algo de relleno/pedacera de roca limpia Valor CSIR 23, Valor NGI 0.1	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.04\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.115(\sigma_n + 0.0002)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.05\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.129(\sigma_n + 0.0002)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.08\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.162(\sigma_n + 0.0001)^{0.887}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.09\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.172(\sigma_n + 0.0001)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.13\sigma_{3n} + 0.00001}$ $\tau_n = 0.203(\sigma_n + 0.0001)^{0.888}$
<i>Macizo rocoso de muy mala calidad</i> Muchas juntas muy meteorizadas con espaciamiento de menos de 50mm con relleno/pedacera de roca con finos Valor CSIR 3, Valor NGI 0.01	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.001\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.042(\sigma_n)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.016\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.050(\sigma_n)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.15\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.061(\sigma_n)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.017\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.065(\sigma_n)^{0.888}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{0.025\sigma_{3n} + 0}$ $\tau_n = 0.078(\sigma_n)^{0.888}$

TAB. 4-I CRITERIO DE HOEK Y BROWN (1980)

Approximate relationship between rock mass quality and constants (after Hoek and Brown,

Empirical failure criterion	Carbonate rocks with well developed crystal cleavage	Dolomite, limestone and marble	Lithified argillaceous rocks	Mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)	Arenaceous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage	Sandstone and quartzite	Fine grained polyminerallic igneous crystalline rocks	Andesite, dolerite, diabase and rhyolite	Coarse grained polyminerallic igneous and metamorphic crystalline rocks
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ $\sigma_1 = \text{major principal stress;}$ $\sigma_3 = \text{minor principal stress;}$ $\sigma_c = \text{uniaxial compressive strength of intact rock, and}$ $m, s = \text{empirical constants}$									
Intact rock samples									
Laboratory size specimens free from joints	$m = 7.0$ $s = 1.0$	$m = 10.0$ $s = 1.0$	$m = 15.0$ $s = 1.0$	$m = 17.0$ $s = 1.0$	$m = 25.0$ $s = 1.0$				
RMR = 100 Q rating 500									
Very good quality rock mass									
Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3 m	$m = 3.5$ $s = 0.1$	$m = 5.0$ $s = 0.1$	$m = 7.5$ $s = 0.1$	$m = 8.5$ $s = 0.1$	$m = 12.5$ $s = 0.1$				
RMR = 85 Q rating 100									
Good quality rock mass									
Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m	$m = 0.7$ $s = 0.004$	$m = 1.0$ $s = 0.004$	$m = 1.5$ $s = 0.004$	$m = 1.7$ $s = 0.004$	$m = 2.5$ $s = 0.004$				
RMR = 65 Q rating 10									
Fair quality rock mass									
Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m	$m = 0.14$ $s = 0.0001$	$m = 0.20$ $s = 0.0001$	$m = 0.30$ $s = 0.0001$	$m = 0.34$ $s = 0.0001$	$m = 0.50$ $s = 0.0001$				
RMR = 44 Q rating 1									
Poor quality rock mass									
Numerous weathered joints at 30 to 500 mm with some gouge. Clean compacted waste rock	$m = 0.04$ $s = 0.00001$	$m = 0.05$ $s = 0.00001$	$m = 0.08$ $s = 0.00001$	$m = 0.09$ $s = 0.00001$	$m = 0.13$ $s = 0.00001$				
RMR = 23 Q rating 0.1									
Very poor quality rock mass									
Numerous heavily weathered joints spaced < 50 mm with gouge. Waste rock with fines	$m = 0.007$ $s = 0$	$m = 0.010$ $s = 0$	$m = 0.015$ $s = 0$	$m = 0.017$ $s = 0$	$m = 0.025$ $s = 0$				
RMR = 3 Q rating 0.01									

Notation: RMR – rock mass rating from the Geomechanics Classification;
Q – quality of rock mass from the Q-System.

TAB. 4-I CRITERIO DE HOEK Y BROWN (1980)

iginal: Se supone que el macizo rocoso original es lineal elástico y se caracteriza por un módulo de Young (E) y una relación de Poisson (v). Las características de debilitamiento de este material se definen por la ecuación (Co=resistencia a la compresión, σ_1 y σ_3 esfuerzos principales):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (mCo\sigma_3 + sCo^2)^{1/2}$$

- Propiedades mecánicas del macizo fracturado: Se supone que el macizo fracturado que rodea el túnel es perfectamente plástico y satisface el criterio de falla siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_r Co\sigma_3 + s_r Co^2)^{1/2}$$

Hay que señalar que por razones de simplificación, se considera que la resistencia se reduce repentinamente de la que se define en la primera ecuación a la de la segunda ecuación.

- Deformaciones volumétricas: Estas son dominadas por las constantes elásticas (E) y (v) en la zona elástica. Al debilitarse, la roca se dilatará (aumentará en volumen) y se calculan las deformaciones por medio de la ley del flujo de la teoría de plasticidad.

- Comportamiento en relación con el tiempo: Se supone que tanto el macizo original como el fracturado no están afectados por comportamientos relacionados con el tiempo.

- Alcance de la zona plástica: Se supone que la zona plástica se extiende hasta un radio (R) que depende del esfuerzo in situ (p_o), de la presión de soporte (p_i) y de las características tanto del macizo elástico como del macizo fracturado.

- Simetría radial: Hay que señalar que el

problema que se analiza es, en todos sus detalles, simétrico alrededor del eje del túnel. Si el peso de la roca en la zona fracturada estuviera incluido en este análisis, se perdería la simplificación de la simetría. Pero en vista de que el peso de la roca fracturada es muy importante en el diseño del sostenimiento, se lo considera una vez completado éste, sumando a la presión interna el término $\Gamma(R-a)$ en correspondencia del techo y sustrayendo el mismo valor para el piso del túnel (con Γ peso unitario de la roca fracturada presente dentro del anillo de plastificación).

La formulación analítica completa se reporta esquemáticamente en la tabla 4-II; siendo allí:

$$\sigma_c = C_0 - r_i = a - r_e = R - u_i = u_a - u_e = u_R$$

En anexo a este texto se reporta, basado en un código de cálculo que implementa la solución de Hoek y Brown, un ejemplo de aplicación al análisis geotécnico de los túneles gemelos de la Línea 3 del Metro de Caracas (Perri, 1989).

4.2 El Efecto del Factor Tiempo

Ya en diferentes ocasiones ha habido necesidad de hacer referencia, aunque no explícita, al factor tiempo para explicar o analizar algunos aspectos específicos de la fenomenología relativa a la geostática de las excavaciones.

Esencialmente el factor de tiempo está de alguna manera implícito en el concepto de distancia entre frente de excavación y sección de puesta en obra del sostenimiento.

Por otro lado muchos materiales rocosos

Secuencia del cálculo para el análisis de la interacción

Línea de soporte obligado para el macizo rocoso

Datos de alimentación necesarios

- σ_c = resistencia a la compresión uniaxial de trozos de roca inalterada
- m } constantes del material del macizo rocoso
- s } original
- E = módulo de elasticidad del macizo original
- ν = relación de Poisson del macizo original
- m_r } constantes del material del macizo rocoso fracturado
- s_r }
- γ = peso unitario del macizo fracturado
- p_o = magnitud del esfuerzo *in situ* campo libre de túnel
- r_i = radio del túnel

Secuencia del cálculo

a. $M = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{m}{4} \right)^2 + m p_o / \sigma_c + s \right\}^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8}$

b. $D = \frac{-m}{m + 4 \left\{ m / \sigma_c (p_o - M \sigma_c) + s \right\}^{\frac{1}{2}}}$

c. $N = 2 \left[\frac{p_o - M \sigma_c}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2} \right]^{\frac{1}{2}}$

- d. Para $p_i > p_o - M \sigma_c$, la deformación alrededor del túnel es elástica
- Alim. p_i* $\frac{u_i}{r_i} = \frac{(1 + \nu)}{E} (p_o - p_i)$
- e. Para $p_i < p_o - M \sigma_c$, se presenta un debilitamiento plástico alrededor del túnel

$\frac{u_e}{r_e} = \frac{(1 + \nu)}{E} M \sigma_c$

f. $\frac{r_e}{r_i} = e^N N - 2 \left\{ \frac{p_i}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2} \right\}^{\frac{1}{2}}$

g. Para $r_e/r_i < \sqrt{3}$: $R = 2D \ln r_e/r_i$

h. Para $r_e/r_i > \sqrt{3}$: $R = 1 + D$

i. $e_{av} = \frac{2(u_e/r_e)(r_e/r_i)^2}{(r_e/r_i)^2 - 1} \{ 1 + 1/R \}$

j. $A = (2u_e/r_e - e_{av})(r_e/r_i)^2$

k. $\frac{u_i}{r_i} = 1 - \left[\frac{1 - e_{av}}{1 + A} \right]^{\frac{1}{2}}$

l. Para el techo del túnel, trace u_i/r_i contra $\frac{p_i + \gamma(r_e - r_i)}{p_o}$

m. Para las paredes del túnel, trace u_i/r_i contra p_i/p_o

n. Para el piso del túnel, trace u_i/r_i contra $\frac{p_i - \gamma(r_e - r_i)}{p_o}$

TAB. 4 -II SOLUCION DE HOEK Y BROWN (1980)

naturales, presentan en mayor o menor grado un comportamiento viscoso debido a lo cual, las relaciones esfuerzos deformaciones dependen también del tiempo, y más explícitamente, las deformaciones se incrementan en el tiempo hasta valores límites que pueden también ser infinitos.

Estas consideraciones inducen a modificar, ampliándolo, el análisis de la evolución del frente de excavación. En la figura 4-6 se reporta nuevamente el gráfico de las deformaciones radiales de un punto del perímetro de la excavación con relación a su distancia del frente de excavación, esta vez en función directa del tiempo medido desde el momento en que el frente atraviesa la sección en referencia.

En el caso de un comportamiento elastoplástico de la roca, la deformación radial del borde de la cavidad seguiría la curva (D-D), únicamente en función de la distancia al frente, la que se traduce luego en el tiempo transcurrido desde el momento de la excavación, supuesta evidentemente una velocidad de avance constante.

Si por el contrario, la roca tiene un comportamiento viscoso, a esta primera deformación se añade una segunda que dá lugar a una deformación total representada por la curva (S-S), suma de la deformación instantánea y de la viscosa, función ésta última del tiempo.

Si en un cierto momento, por ejemplo (t_2), en el punto (C) una estructura de sostenimiento llega a ser estáticamente activa, la deformación seguirá a partir de ese momento la línea (C-C).

El valor (d) es la disminución del desplazamiento del borde de la cavidad debido al revestimiento, mientras que (b) representa la defor-

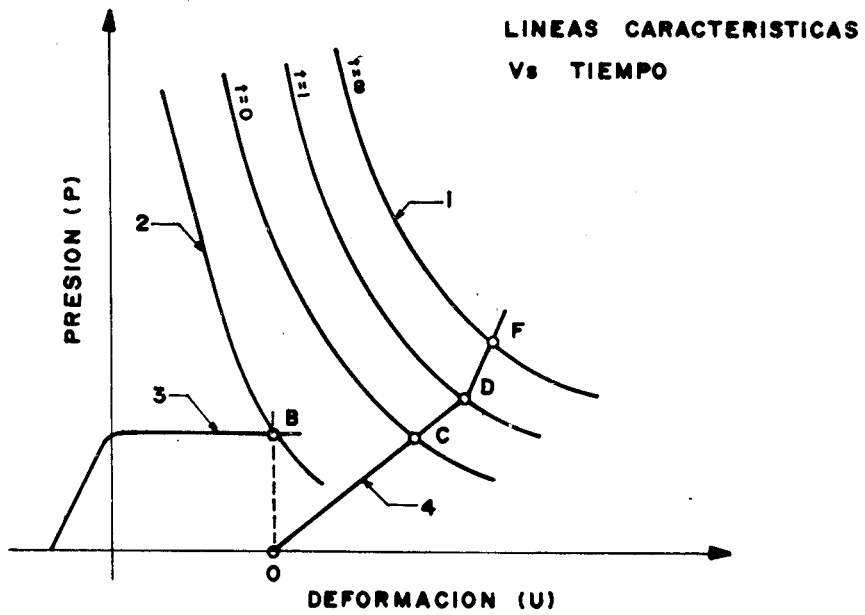
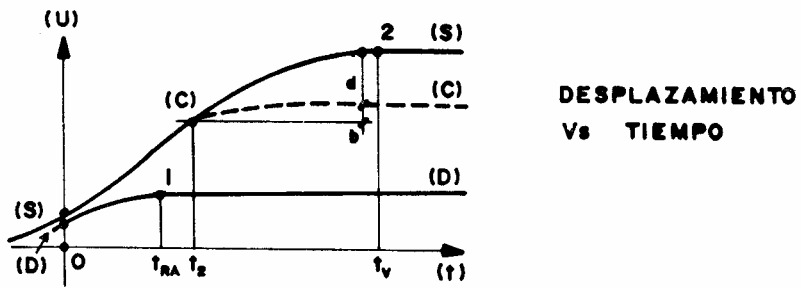


FIG. 4-6 EL EFECTO DEL FACTOR TIEMPO

mación correspondiente al propio revestimiento.

También puede señalarse la existencia de dos tiempos límites: el primero designado con (t_{RA}) indica el tiempo a partir del cual la sección considerada sale del llamado "radio de acción estático del frente de excavación", ésto significa que para una distancia, o un tiempo superior a este límite, la deformación de la galería ya no está prácticamente influenciada por la rigidización debida al frente (punto 1).

El segundo tiempo designado en la figura con (t_v), indica el límite práctico de la influencia de la viscosidad; a partir de este momento las deformaciones debidas a la misma pueden considerarse terminadas (punto 2).

Evidentemente este segundo límite puede incluso no existir y las deformaciones continuar hasta el infinito.

Es por tanto evidente que el revestimiento de la galería estará solicitado sólo si resulta estáticamente activo antes de por lo menos uno de estos dos límites. Esta constatación permite formular el siguiente teorema (Lombardi, 1975).

"Una estructura de revestimiento, o de sostenimiento de una cavidad subterránea estará solicitada por la presión de montaña únicamente si el terreno tiene un comportamiento viscoso y es por tanto susceptible de deformaciones lentas, a menos que la estructura se haya colocado en la proximidad inmediata del frente de excavación dentro del radio de acción de este último. Para que el sostenimiento posea una función estática es necesario que el huelgo de colocación sea inferior a las deformaciones del terreno que deben esperarse a continuación".

El fenómeno viscoso puede expresarse sin

dificultad en función de líneas características como las de la misma figura 4-6. En cada instante se tiene una cierta línea característica: la indicada con el tiempo ($t=0$) es válida para el momento de la excavación, mientras que la designada (1), con ($t=\infty$) corresponde al estado final de equilibrio. En la figura la línea (4), característica del revestimiento (OCDF) resulta quebrada porque el instante (t_1), el revestimiento se ha reforzado con un segundo anillo, más rígido que el inicial, la (2) es la línea característica en la zona del frente y la (3) es la del núcleo de terreno en el frente.

Para los fines prácticos, puede suponerse que las deformaciones elásticas o elastoplásticas debidas a la excavación se producen instantáneamente y se pasa prácticamente sin transición, de un estado de equilibrio a otro, cada vez que la excavación avanza de un ciclo.

Las deformaciones viscosas en cambio, son lentas y se producen también a gran distancia del frente de ataque y se desarrollan durante intervalos de tiempo más o menos largos. Estas variaciones lentas de equilibrio pueden tener causas externas que pudieran considerarse como casos de carga propios de la masa de terreno, que se podrían denominar comportamiento reológico, fluencia, viscosidad, elasticidad diferida o deformaciones transitorias.

El comportamiento reológico de la cavidad da un desplazamiento del punto de equilibrio en función del tiempo y el empuje sobre el sostenimiento varía entonces con el tiempo.

La consideración del efecto tridimensional en el frente del túnel conjuntamente con el comportamiento reológico del material lleva a resultados muy interesantes para el proyectista

del túnel.

Si el comportamiento del terreno es elástico (fig.4-7) el radio práctico de acción del estado de tensión tridimensional, apenas supera el radio del túnel y de cualquier modo es inferior al diámetro (d), pero puede llegar a valores aún más elevados en condiciones de plastificación. Con (nd) se define la extensión de la zona prácticamente influenciada por el estado triaxial: (n) es un coeficiente que depende del grado de plastificación y su valor podrá incluso ser superior a (1), aunque siempre será pequeño.

Es evidente que la solución del problema estará influenciada por la relación existente entre la velocidad de avance de la galería y la rapidez de los fenómenos reológicos.

La figura también muestra el radio de acción (RA) del frente de excavación y una franja de terreno perpendicular al eje del túnel, en la cual el estado de deformación puede considerarse plano.

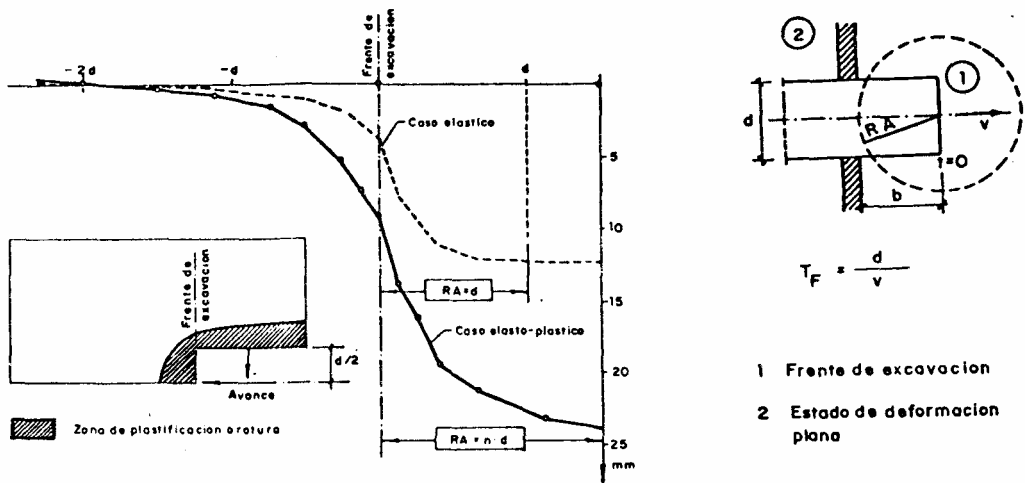
Lombardi (1975), sobre la base de una velocidad de avance constante (V), define el concepto de tiempo característico de avance: (Ts= d/V), o velocidad específica: (V/d).

El comportamiento reológico del terreno vendrá condicionado por un parámetro de carácter temporal (T) que, en general, es un parámetro de amortiguamiento, cuya definición es común en los fenómenos reológicos.

Se define como índice de susceptibilidad reológico:

$$K=Ts/T=d/TV$$

Si este índice es elevado ($K>0.10$), la



TIEMPO CARACTERISTICO DEL TERRENO T	VELOCIDAD DE AVANCE V	INDICE REOLOGICO $K = d / (T v)$	RELACION FRENTE-REOLOGIA	METODOS DE CALCULO	
				FRENTE	REOLOGIA
GRANDE ↓ PEQUEÑO	GRANDE ↓ PEQUEÑA	$K <$ $K \approx 0.02$ $K \approx 0.10$ $K \approx 0.2 - 0.5$ $K >$	PEQUEÑA	3-D	2-D
			MEDIA	3-D	
			· IMPORTANTE		
			SEGUN LAS LEYES DE LA PLASTICIDAD	3-D	—

FIG. 4-7 EL FACTOR TIEMPO (LOMBARDI 1975)

interferencia entre los fenómenos lentos y el estado de sollicitación de la zona del frente será fuerte. Si por el contrario, el índice tiene un valor pequeño ($K < 0.02$), la interdependencia de los dos fenómenos será bastante moderada. Se podrá decir en este caso que la excavación del túnel tiene lugar muy rápidamente para disipar las deformaciones lentas de la roca (ver cuadro en la figura 4-7).

Entre estos dos límites extremos, existe una zona de transición en la que la interdependencia de los fenómenos será mas o menos marcada.

Si el tiempo característico del terreno es muy corto, o sea si el índice de viscosidad es muy grande, se pasará rápidamente del equilibrio inicial a un equilibrio final que se podrá en consecuencia obtener mas fácilmente incorporando directamente al modelo elastoplástico las leyes reológicas que interesen.

En efecto, el equilibrio final podrá lograrse de la misma forma que un equilibrio inicial, con solamente una adecuada selección de los parámetros del comportamiento plástico del terreno.

Para el caso contrario, las soluciones analíticas se complican y para el estado actual de la técnica, un estudio completo en tres dimensiones en la zona del frente, y para la hipótesis de un comportamiento elastoplastoviscoso, aún no ha sido definido.

4.3 Las Líneas Características del Sostenimiento

El comportamiento mecánico del sostenimiento debería en principio, ser más fácil de analizar que el del macizo rocoso alrededor de la

excavación, en consideración del hecho que usualmente está fabricado con materiales cuyas características mecánicas y reológicas son casi perfectamente conocidas.

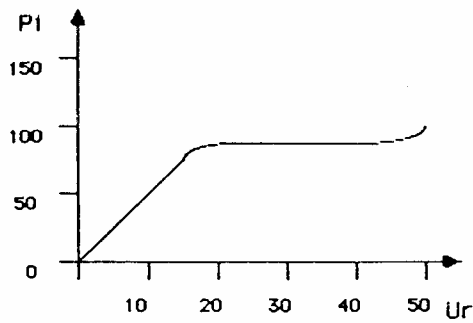
Sin embargo debe aclararse que es la resistencia a deformarse del soporte al contacto con la roca, lo que importa analizar y no la resistencia a deformarse del soporte en sí. Y es desde este punto de vista que el problema se vuelve más complejo de lo que pueda parecer al principio.

Una primera distinción importante debe hacerse entre el soporte principal y el de interfase con la roca. Para el elemento de interfase, es importante sea la rigidez radial entre estructura y roca, sea la resistencia al corte tangencial que pueda desarrollarse al contacto entre los dos medios. A veces esta interfase puede ser fundamental a los fines del comportamiento del soporte (por ejemplo en el caso de los elementos en madera que se interponen como interfase entre la roca y las costillas metálicas del soporte principal). A veces, la interfase puede hasta no existir como en los casos de revestimiento en concreto vaciado, o concreto proyectado, o prefabricado colocados directamente.

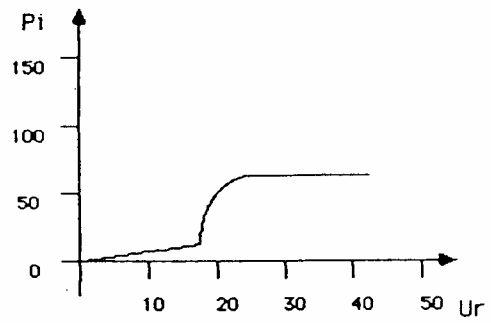
En la figura 4-8 se indican cualitativamente diferentes líneas características para los sistemas de soporte mas usuales en la práctica.

En términos más cuantificados, puede hacerse referencia a algunos esquemas simples para los cuales, a manera de ejemplo, se pueden deducir las fórmulas de los coeficientes de rigidez y de presión radial máxima admisible (fig 4-9).

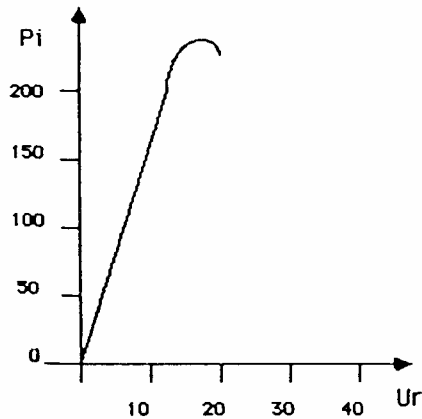
* Para un anillo de espesor uniforme (t) y módulos elásticos para el material (acero,



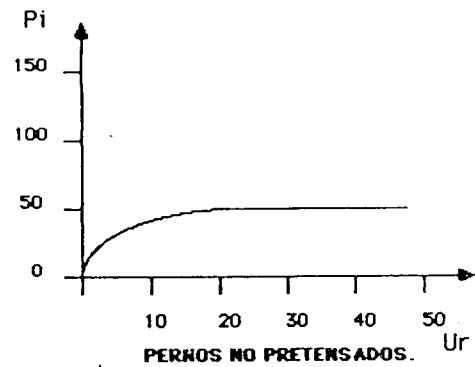
COSTILLA ENTERA DE ACERO



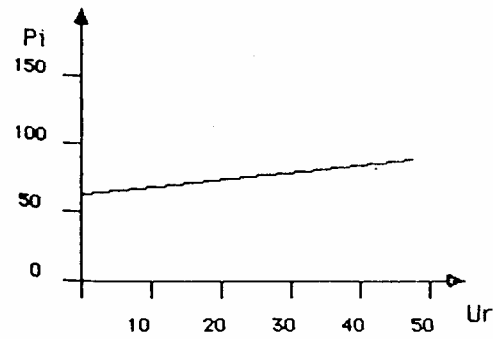
COSTILLA FORMADA DE VARIAS PIEZAS DE ACERO CON JUNTAS DEFORMABLES.



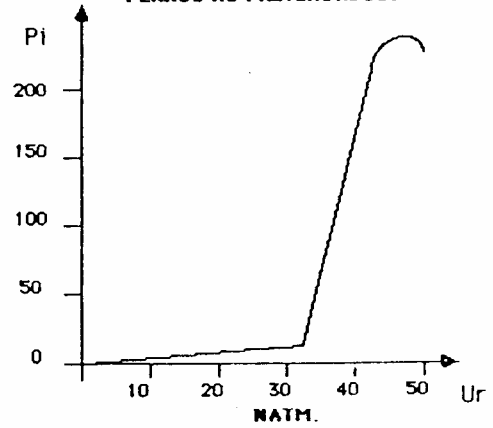
REVESTIMIENTO DE CONCRETO.



PERNOS NO PRETENSADOS.



PERNOS PRETENSADOS.



NATM.

FIG. 4-8 LINEAS CARACTERISTICAS DE SOSTENIMIENTOS

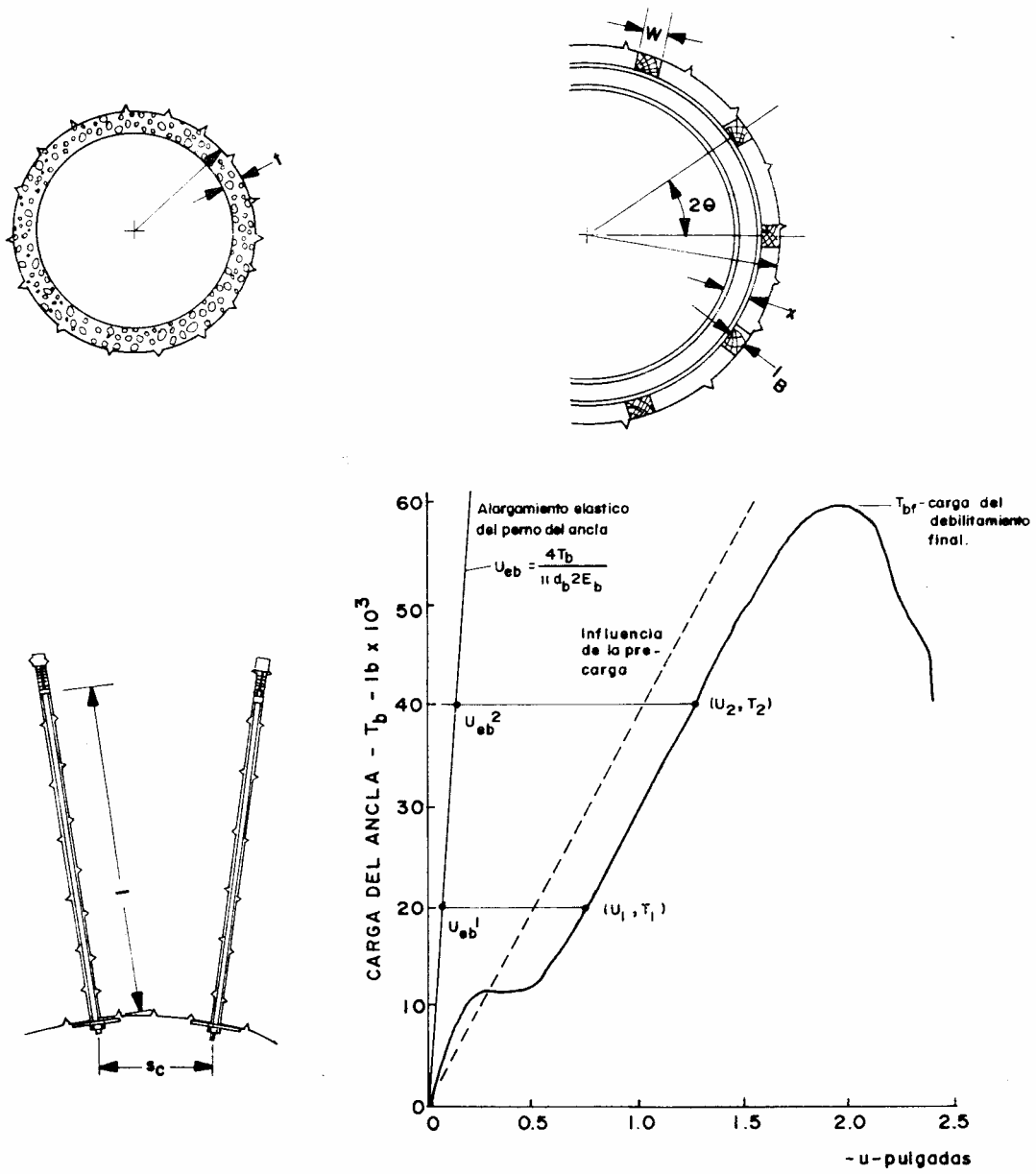


FIG. 4-9 SOSTENIMIENTOS Y LINEAS CARACTERISTICAS

concreto, etc.): (E) y (v), se obtiene para un radio del túnel sin sostenimiento de (a), una rigidez (Ks) segun la fórmula siguiente:

$$Ks = \frac{E}{a} [a^2 - (a-t)^2] / (1+v) [(1-2v)a^2 + (a-t)^2]$$

Y la presión máxima radial se obtiene con:

$$P_{max} = 0.5\sigma [1 - (a-t)^2/a^2]$$

Siendo (σ) la compresión admisible en el material del sostenimiento.

* La rigidez de un marco circular de acero retacado se obtiene con la fórmula siguiente:

$$(1/Ks) = (sa/EA) + (sa^3/EI) [1 + \theta(\theta + \text{sen}\theta\cos\theta)/2\text{sen}^2\theta] + (2s\theta t_t/E_t w^2)$$

Y la presión maxima radial se obtiene con:

$$P_{max} = 3AI\sigma / 2sa\theta [3i + xA(a - (t_t + 0.5x)(1 - \cos\theta))]$$

Siendo: a= radio del túnel(sin sostenimiento)
s= espaciamiento entre los marcos
w= ancho del ala del marco.
A= sección transversal del marco
x= altura de la sección del marco
I= momento de inercia del marco
E= módulo de Young del marco
t_t= espesor de los tacos
E_t= módulo de elasticidad de los tacos
 σ = sollicitación cedente en el marco
 θ = mitad del ángulo al centro entre los tacos (en radianes)

Se supone que los tacos de madera son cuadrados vistos en planta con lado igual a (w): el ancho del ala del marco de acero.

* Para un soporte de anclajes, sin cementar, de fijación mecánica o química, la rigidez

depende de las características de deformación del sistema de fijación de la placa de repetición, de la tuerca y de la deformación del perno del anclaje. Los resultados de un ensayo clásico con un anclaje, mecánicamente adherido, se presentan en la figura 4-9.

El desplazamiento (u_{eb}), debido a la deformación elástica en el perno se refleja en:

$$u_{eb} = 4lT_b / \pi d_b^2 E_b$$

Donde: l = espacio libre entre la cuña de fijación y la tuerca.

d_b = diámetro del anclaje.

E_b = módulo de Young para el anclaje.

T_b = carga en el anclaje.

A este desplazamiento elástico hay que añadir una cantidad ($u_{ab} = QT_b$). Donde (Q) es la cantidad relacionada a las relación carga deformación de la cuña, de la placa de repartición y de la tuerca.

El valor de (Q) puede determinarse por la curva de carga alargamiento obtenida de un ensayo de adherencia:

$$Q = [(u_2 - u_{eb2}) - (u_1 - u_{eb1})] / (T_2 - T_1)$$

Donde (u_1, T_1) y (u_2, T_2) son dos puntos sobre la porción lineal de la gráfica carga alargamiento como se muestra en la misma figura 4-9.

Para eliminar el comportamiento no lineal del sistema de anclaje, a consecuencia de la deformación inicial de los componentes mecánicos del anclaje y de su placa de repartición, generalmente se precargan las anclajes mecánicamente adheridas inmediatamente después de su instalación.

En el ejemplo de la figura, se aplicaría normalmente una precarga de 20.000 lb y ésto, en términos del análisis de la interacción del soporte de la roca, tendría el efecto de mover la curva de carga alargamiento hacia la posición que muestra la línea de guiones. Si no se aplicara ninguna precarga al anclaje, ésto seguiría la curva de carga alargamiento original y quedaría notablemente menos rígido en su respuesta a la deformación dentro del macizo rocoso.

La rigidez (K_b) de un anclaje de fijación mecánica o química sin cementación vale:

$$(1/K_b) = (s_c s_1 / a) [(4l) / (\pi d_b^2 E_b) + Q]$$

Donde (s_c) es el espacio circunferencial entre anclajes y (s_1) es el espacio longitudinal entre anclajes.

La presión máxima de soporte que puede obtenerse con un sistema de anclajes, debido a la deformación del macizo rocoso, se obtiene por la relación:

$$(P_{max}) = T_{bf} / s_c s_1$$

Donde (T_{bf}) es la resistencia final del sistema de anclaje, medida con ensayos de adherencia en un macizo similar al de diseño.

5. ESTABILIDAD GEOESTRUCTURALMENTE CONTROLADA

Al analizar la fenomenología relativa a la estática de las excavaciones subterráneas se ha, en cierta circunstancia, planteado la eventualidad que la inevitable redistribución de esfuerzos y deformaciones, consecuencia intrínseca del proceso mismo de excavación, conduzca a una nueva situación compatible con las características de resistencia del medio excavado y por lo tanto a un nuevo quilibrio estable para el macizo rocoso y, en otras palabras, a un túnel autoestable y que eventualmente no necesitara sostenimiento alguno para su existencia.

Ciertamente no se estaba planteando una utopía y de hecho no son excepcionales los casos reales de túneles construidos en situaciones geomecánicas que hayan implicado la total ausencia de sostenimientos.

Se trata en efecto de situaciones en las que el macizo rocoso se comporta como un medio pseudo continuo y las magnitudes de los esfuerzos y las deformaciones alcanzadas son inferiores a las máximas soportables por el material rocoso involucrado.

Debe sin embargo señalarse que tal compatibilidad de esfuerzos y deformaciones con las características de resistencia del material rocoso, no es la sola condición necesaria para dar lugar a una situación de real autoestabilidad, sino una de por lo menos dos, siendo la segunda condición necesaria, la de una autoestabilidad también geoestructural.

En efecto es necesario que, independientemente de los niveles que alcancen los esfuerzos y deformaciones alrededor de la excavación, no

exista la posibilidad de caída del techo o deslizamiento del frente techo o paredes del túnel, de bloques de rocas aislados por las discontinuidades siempre presentes en un macizo rocoso.

De hecho el proceso de excavación implica, entre otro, la creación de superficies libres en correspondencia de las cuales los materiales pierden su confinamiento natural y en consecuencia de las cuales, pueden constituirse situaciones de inestabilidad cinemática de bloques eventualmente aislados entre tales superficies libres y los planos de las discontinuidades preexistentes en el macizo rocoso.

Por lo tanto debe complementarse todo análisis geotécnico sobre la estabilidad de un túnel con un estudio geoestructural fundamentado en las técnicas de la mecánica del discontinuo y del equilibrio límite (las mismas de uso tan generalizado en los análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos).

Finalmente una vez concluido tal análisis, los resultados podrán inteligentemente integrarse con aquellos derivados de los análisis de esfuerzos deformaciones, así como, las medidas y sostenimientos necesarios podrán cumplir eventualmente ambos acometidos: de garantizar la estabilidad según los conceptos con los que se la había inicialmente analizado y según las eventuales exigencias geoestructurales que podrían surgir en ciertas situaciones.

En cuanto a las técnicas en sí del análisis de la estabilidad geoestructural, como se ha citado, se trata en general de las mismas propias del análisis y diseño de taludes en macizos rocosos en donde los problemás son evidentemente siempre tridimensionales y en donde se hace generalmente

éxito recurso a las metodologías gráficas de las proyecciones hemisféricas (fig.5-1), ampliamente difundidas en las prácticas geotécnicas (Goodman 1976, Hoek y Bray 1977, Salcedo 1978, Hoek y Brown 1980, Perri 1983).

En este orden de ideas, a continuación se indican algunas metodologías específicamente adaptadas a las excavaciones subterráneas, dentro de las más utilizadas en la práctica ingenieril.

5.1 Estabilidad del techo

Para que un bloque de roca pueda caerse del techo (o de las paredes de una excavación), se necesita que quede separado del macizo circundante cuando menos por tres discontinuidades estructurales que se intersecten.

En la figura 5-2 se ilustra el croquis geométrico y la representación hemisférica correspondiente a una cuña de roca aislada en el techo de una excavación de roca fisurada. La línea vertical que atraviesa el vértice de la cuña tiene que caer dentro de su base para que la inestabilidad pueda producirse sin fricción, o sea por caída libre.

En la representación estereográfica, la línea vertical que pasa por el vértice de la cuña se representa por el punto central de la red y las condiciones que se estipulan para la caída libre quedarán cubiertas si los grandes círculos que representan los planos de las discontinuidades forman un dibujo cerrado que rodee el centro de la red.

Esta verificación cinemática sencilla es muy útil para prever las caídas potenciales del

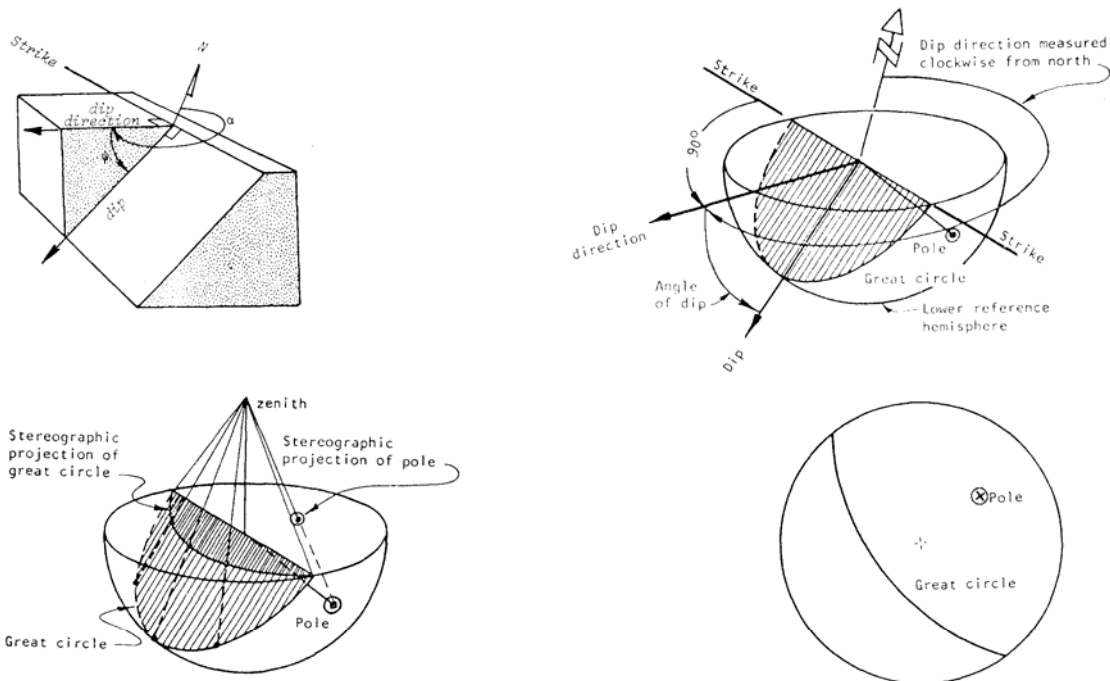


FIG. 5-1 PROYECCIONES ESTEREOGRAFICAS

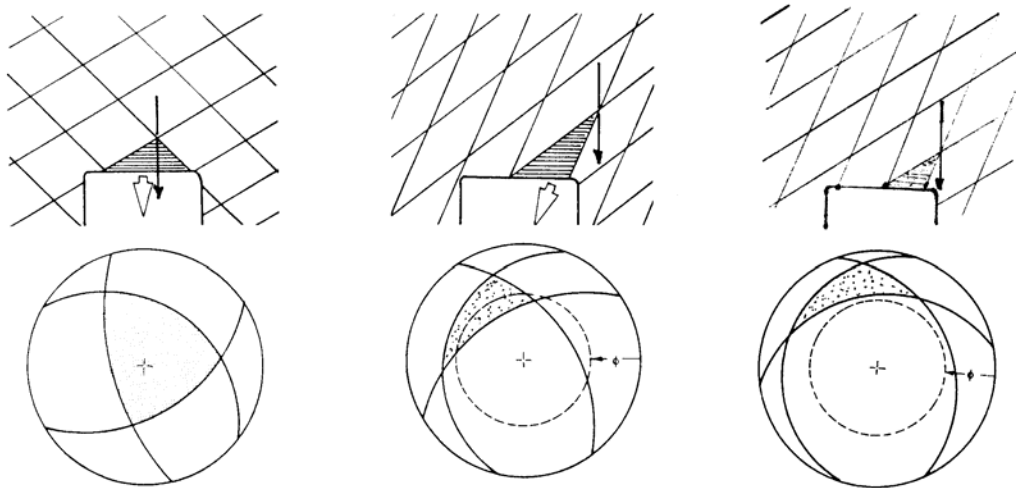


FIG. 5-2 ESTABILIDAD DEL TECHO

techo durante los estudios preliminares, mientras que la representación estereográfica también se puede emplear para una apreciación mucho más detallada de la forma y del volumen de cuñas potencialmente inestables.

En la figura 5-3, se representan tres planos por sus grandes círculos, marcados **A**, **B** y **C**, mientras que las líneas de los rumbos de estos planos están marcadas con **a**, **b** y **c**, y las trazas de los planos verticales por el centro de la red y los puntos de intersección de los grandes círculos están marcadas **ab**, **ac** y **bc**. Si un túnel cuadrado con un ancho **s** va en una dirección de 290° a 110° como se muestra en la parte inferior de la figura, las direcciones del rumbo de las líneas **a**, **b** y **c** corresponden a las trazas de los planos **A**, **B** y **C** sobre el techo horizontal del túnel y estas líneas del rumbo se pueden combinar para que se acomode en el techo del túnel el triángulo de tamaño máximo, como lo muestra la figura.

En la vista de planta, el vértice de la cuña se determina al localizar el punto de intersección de las líneas **ab**, **ac** y **bc**, proyectadas desde las respectivas esquinas de la base de la cuña triangular. La altura **h** del vértice de la cuña sobre el techo horizontal del túnel se localiza al hacerse una sección que pase por el vértice de la cuña y normal con respecto al eje del túnel. Esta sección, marcada **XX** en la figura, interseca las trazas **a** y **c** en los puntos indicados y estos puntos delimitan la base del triángulo como se señala en el corte **XX**. Los buzamientos aparentes de los planos **C** y **A** están indicados por los ángulos α y β , los que se miden sobre la proyección estereográfica a lo largo de la línea **XX** por el centro de la red.

El volumen de la cuña vale $1/3$ de la altura **h**

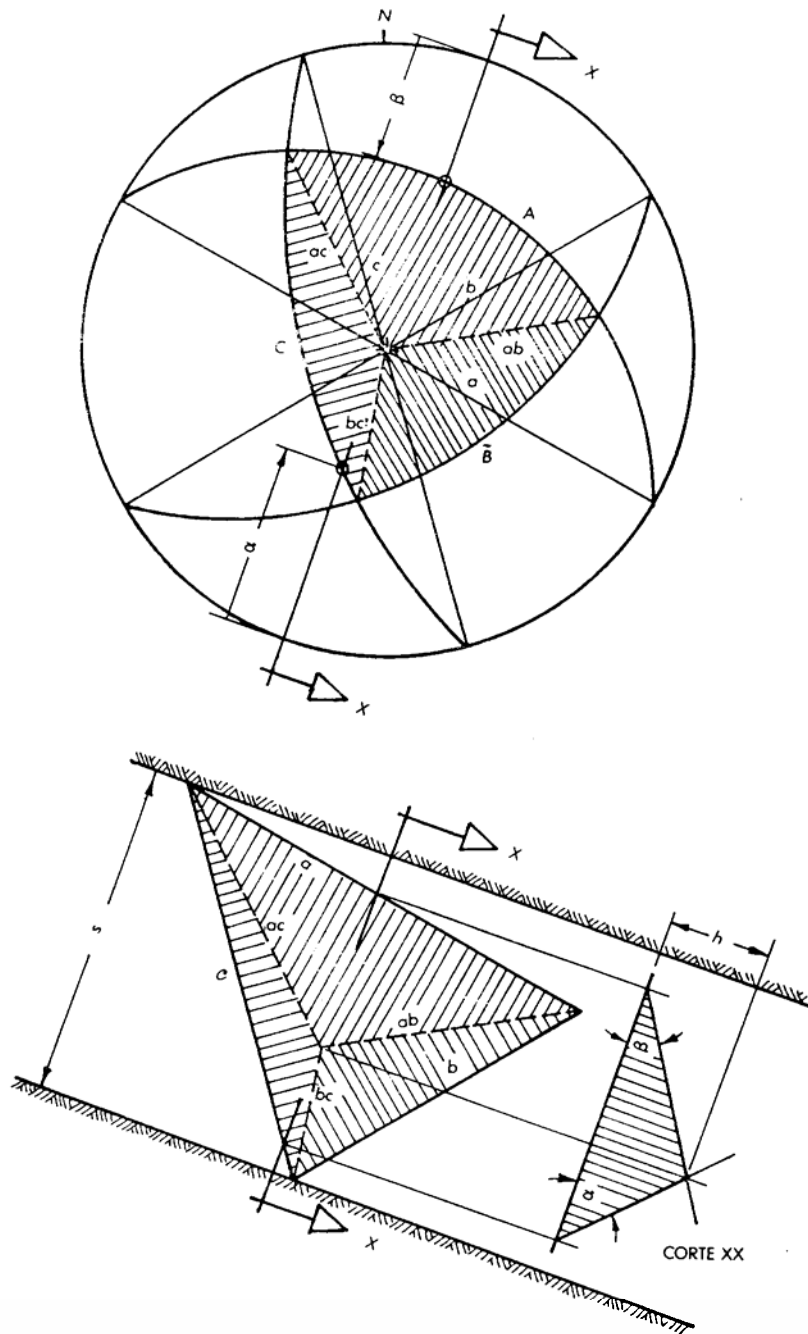


FIG. 5-3 ESTABILIDAD DEL TECHO

por el área de la base de la cuña, la cual a su vez se determina en la planta de la figura.

Cuando, en cambio, tres discontinuidades se intersectan para formar una cuña en el techo de una excavación subterránea, pero la línea vertical que pasa por el vértice de la misma no cae dentro de la base de la cuña, la falla sólo puede ocurrir con deslizamiento sobre uno de los planos de discontinuidad, o sobre una de las líneas de intersección entre discontinuidades. Esta condición se evidencia estereográficamente cuando la figura de intersecciones formada por los tres grandes círculos cae a un lado del centro de la red como se ilustra en el segundo caso de la figura 5-2.

Una condición adicional que tendrá que ser tomada en cuenta para que la cuña pueda deslizar, es que el plano o línea de intersección sobre la cual se deslice, tenga una inclinación mayor que la del ángulo de fricción ϕ . Esta condición se cumplirá si cuando menos una parte de la figura de intersección cae dentro de un círculo que se logra al descontar de la circunferencia exterior de la red la cantidad de divisiones en grados que corresponden al ángulo de fricción.

También en este caso, la construcción de la verdadera vista en planta de la cuña obedece a los mismos principios que se siguieron para el caso anterior, así como se ilustra en la figura 5-4. En este ejemplo, el largo del rumbo de la traza **c** del plano **C**, se define por la dimensión **L**.

Al determinarse la altura **h** de la cuña, el perfil **XX** tiene que tomarse en ángulos rectos con respecto a la línea **ab** que pasa por el centro de la red y el punto de la intersección de los grandes círculos que representan los

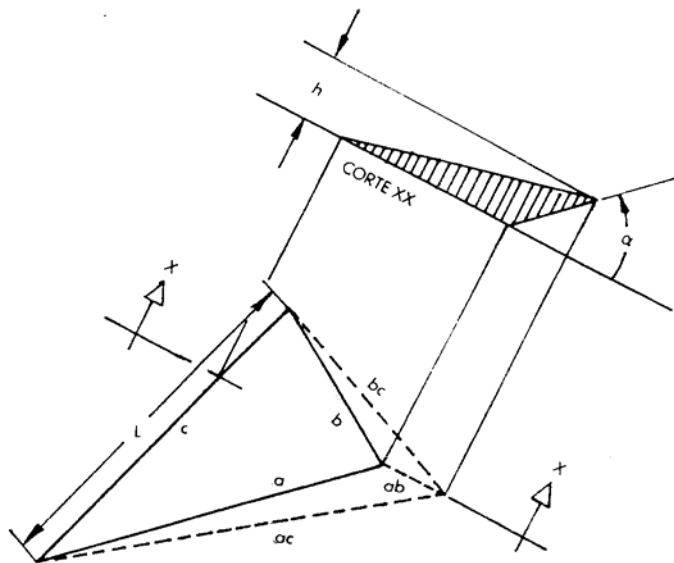
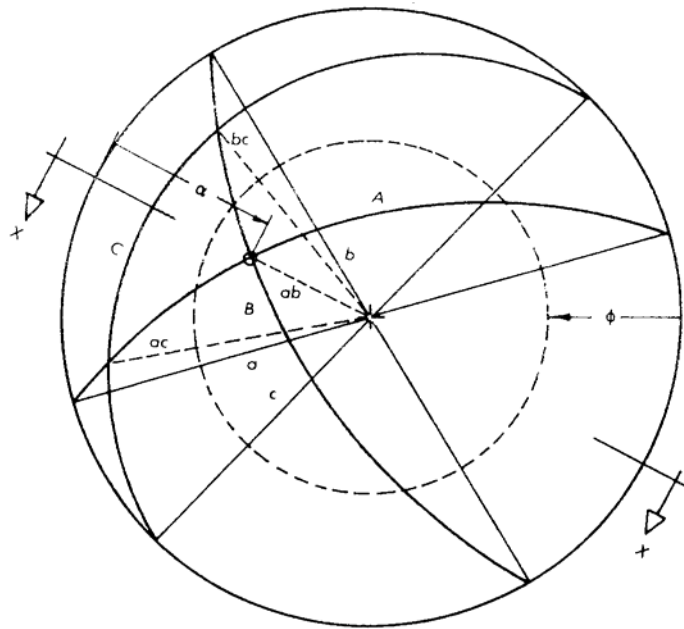


FIG. 5-4 ESTABILIDAD DEL TECHO

planos A y B. El ángulo α es el buzamiento verdadero de la línea de intersección de estos dos planos.

Cuando la figura de intersección cae completamente fuera del círculo de fricción (fig.5-2), el peso gravitacional de la cuña no es suficiente para vencer la resistencia de la fricción del plano o de los planos sobre los cuales debería deslizarse y, en estas condiciones, la cuña se resistirá a deslizar y será autoestable.

5.2 Estabilidad de las paredes

En las paredes de una excavación en roca diaclasada, el deslizamiento de las cuñas puede presentarse en una forma muy parecida a la del techo, mientras que las caídas libres no son posibles debido a que todas las fallas deben implicar deslizamientos sobre un plano o sobre la línea de intersección de dos planos de discontinuidad.

Se considere un túnel cuadrado que va en una dirección de 250° a 70° a través de un macizo en que se presentan tres series de discontinuidades orientadas según lo muestran, en la proyección estereográfica de la figura 5-5, los grandes círculos marcados A, B y C. Para saber cuál es la forma de la cuña en la pared del túnel, será necesario determinar la forma de la figura de intersección proyectada sobre un plano vertical.

Esta figura de intersección se obtiene por la rotación de las intersecciones **ab**, **bc** y **ac** entre los grandes círculos, en 90° alrededor del eje del túnel, lo cual a su vez se logra estereográficamente de la manera siguiente:

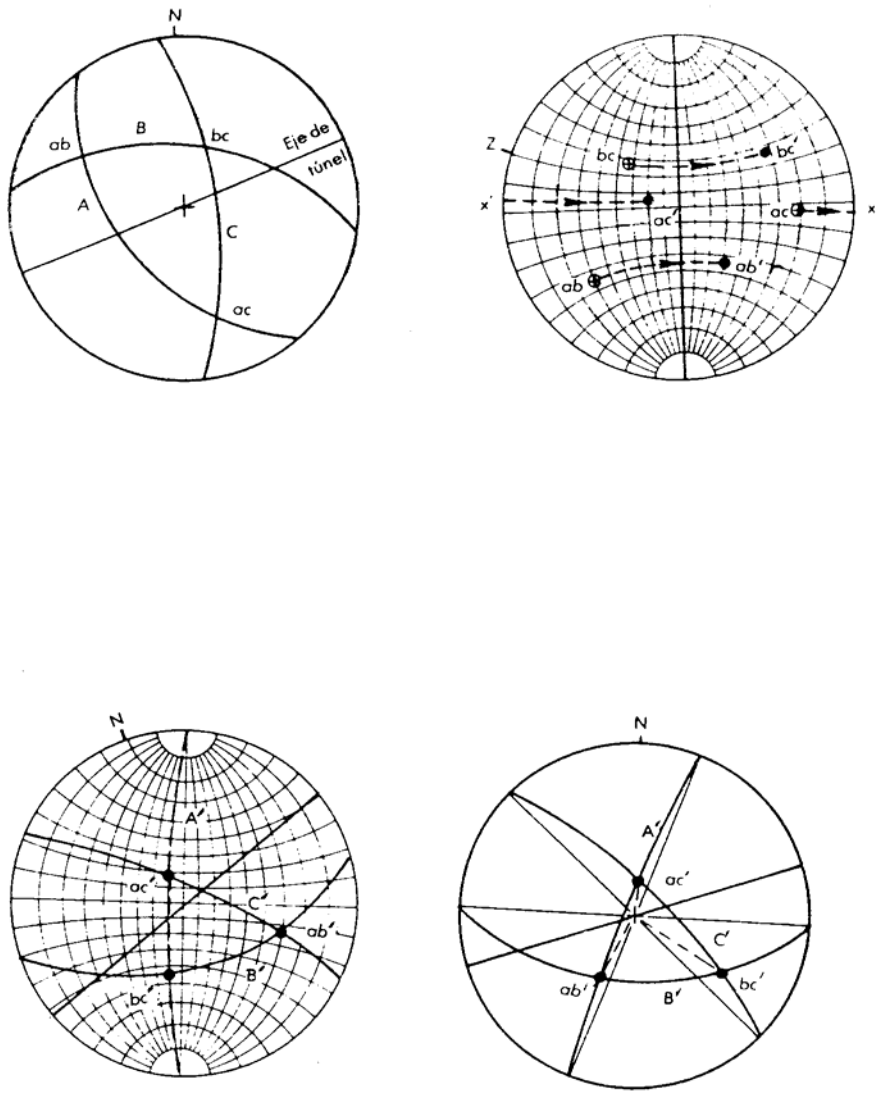


FIG. 5-5 ESTABILIDAD DE LAS PAREDES

- Se trazan los puntos **ab**, **bc** y **ac** sobre una hoja transparente indicando además el centro y el norte del retículo, y el eje del túnel.

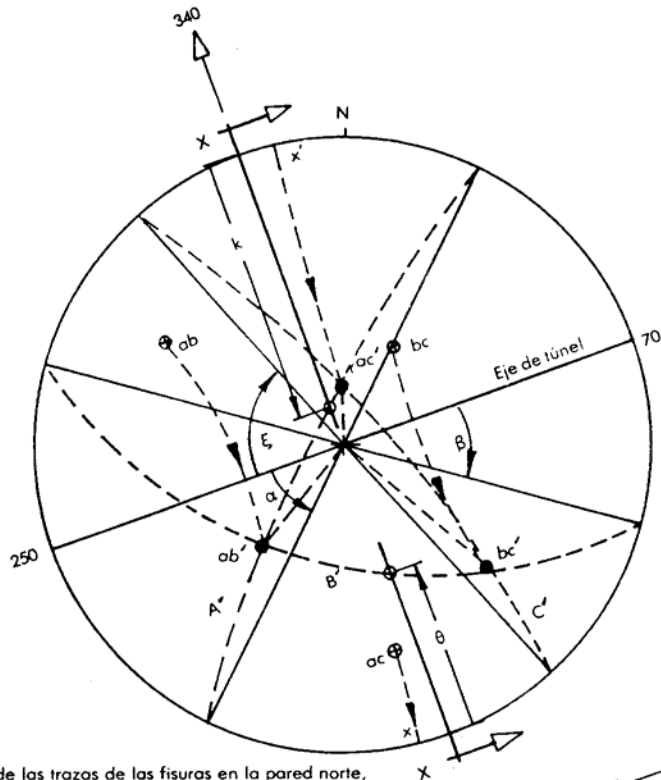
- Se coloca el dibujo anterior sobre la red meridiana por medio de una aguja central de manera que el eje del túnel coincida con el eje norte sur de la red.

- Se gira cada una de las tres intersecciones sobre un plano vertical al descontar 90° sobre los círculos paralelos pasantes por los puntos **ab**, **bc** y **ac**. Tal rotación de los tres puntos tiene que hacerse en la misma dirección y por lo tanto el círculo pequeño que pasa por **ac** se sale de la circunferencia de la red en **x** y vuelve a entrar en un punto diametralmente opuesto **x'**.

- Se marcan las intersecciones giradas con **ab'**, **bc'** y **ac'** y se encuentran los tres grandes círculos que pasan por pares de tales puntos de intersección. Las líneas del rumbo de estos tres grandes círculos, **A'**, **B'** y **C'**, finalmente representan las trazas de los planos sobre las paredes verticales del túnel (fig.5-5).

La construcción completa se muestra en la parte superior de la figura 5-6, en la que se da la proyección estereográfica de los planos de las discontinuidades y sus intersecciones con un plano vertical paralelo a las paredes del túnel.

La construcción de la vista verdadera de la cuña en la pared, sigue el mismo procedimiento que se usó para el techo (fig. 5-3) siendo las trazas **a'**, **b'** y **c'** de las fisuras en la pared paralelas a las líneas de los rumbos de los grandes círculos en la proyección estereográfica vertical y las líneas de intersección **ab'**, **bc'** y **ac'** que se ven en la pared vertical, paralelas a las líneas que parten del centro de la red hacia



Vista de las trazas de las fisuras en la pared norte, mirándola desde el interior del túnel o en la pared sur mirándola desde el exterior del túnel en una dirección de 340°.

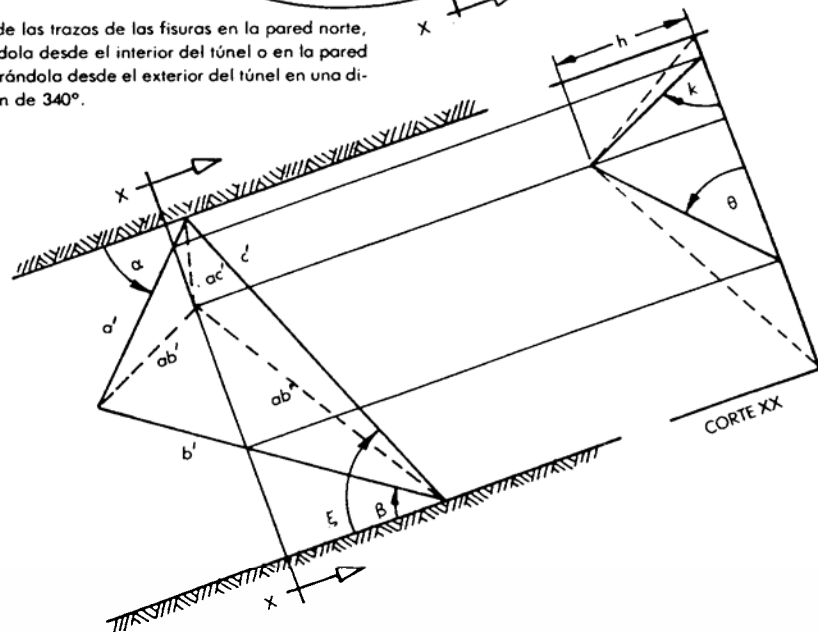


FIG. 5-6 ESTABILIDAD DE LAS PAREDES

los puntos ab' , bc' y ac' de la proyección.

Es importante señalar que la vista en la parte inferior de la figura 5-6 representa las trazas de las fisuras que se ven en la pared norte vista desde el interior del túnel o en la pared sur vista desde el exterior del túnel, mirando hacia 340° . Esto es comprobable si se comparan los rumbos α , β y ϵ de las trazas de los planos A, B y C en la pared vertical, que se logran con las proyecciones estereográficas, con las trazas correspondientes en la vista de la pared del túnel. Una imagen de espejo de la vista dada en la parte inferior de la figura 5-6, representa las trazas de las fisuras en la pared sur vista desde el interior o en la pared norte vistas desde el exterior del túnel, mirando hacia la dirección de 160° .

La altura h de la cuña que se muestra en la figura se determina con un corte **XX** que pasa por la punta de la cuña, y localizando los buzamientos aparentes k y θ de los planos A' y B' que se ven en la proyección vertical. Esta construcción esv idéntica a la que se empleó para determinar la altura de la cuña en el techo del túnel.

5.3 Estabilidad computarizada

Las técnicas estereográficas son útiles para adquirir una idea del debilitamiento estructuralmente controlado y para la verificación de la estabilidad de cuñas aisladas en las excavaciones subterráneas. Cuando se proyectan excavaciones mayores en un macizo muy fisurado, se necesita demasiado tiempo para estas técnicas manuales y se pueden utilizar técnicas computarizadas para el análisis de la estabilidad estructural.

Un buen ejemplo del uso de técnicas computarizadas para el análisis de la estabilidad estructural es el presentado en Croney y otros (1978).

En la figura 5-7 se representa un diagrama estereográfico simplificado de las seis familias dominantes de discontinuidades y se vé que varias de las figuras de intersección corresponden a las condiciones necesarias para que haya caídas o deslizamientos de cuñas. Una alternativa es suponer que las fisuras están ubicuas o sea que cualquier fisura puede presentarse en cualquier lugar de la excavación, sea del techo o de la pared.

La misma suposición se hizo para construir las figuras 5-3 y 5-6 con el resultado que para cada clave o pared dada de la excavación, se determina la cuña de máximo tamaño. Este método es útil para efectuar un análisis preliminar de la estabilidad estructuralmente controlada pero es demasiado conservador para el proyecto detallado de una cavidad de grandes proporciones.

Alternativamente en el ejemplo, se presenta un análisis determinístico de la estabilidad estructuralmente controlada en que se toma en cuenta la posición de las discontinuidades geológicas individuales y el tamaño real de las cuñas y bloques inestables, para un tramo de 40 m de largo del techo de una cámara subterránea.

Los fenómenos geológicos que se registraron durante la excavación de la galería se proyectaron sobre una forma de techo idealizado (que se muestra en la sección inferior de la figura) y toda la información alimentó el programa de la computadora con lo cual, todas las cuñas y bloques formados por tres o cuatro

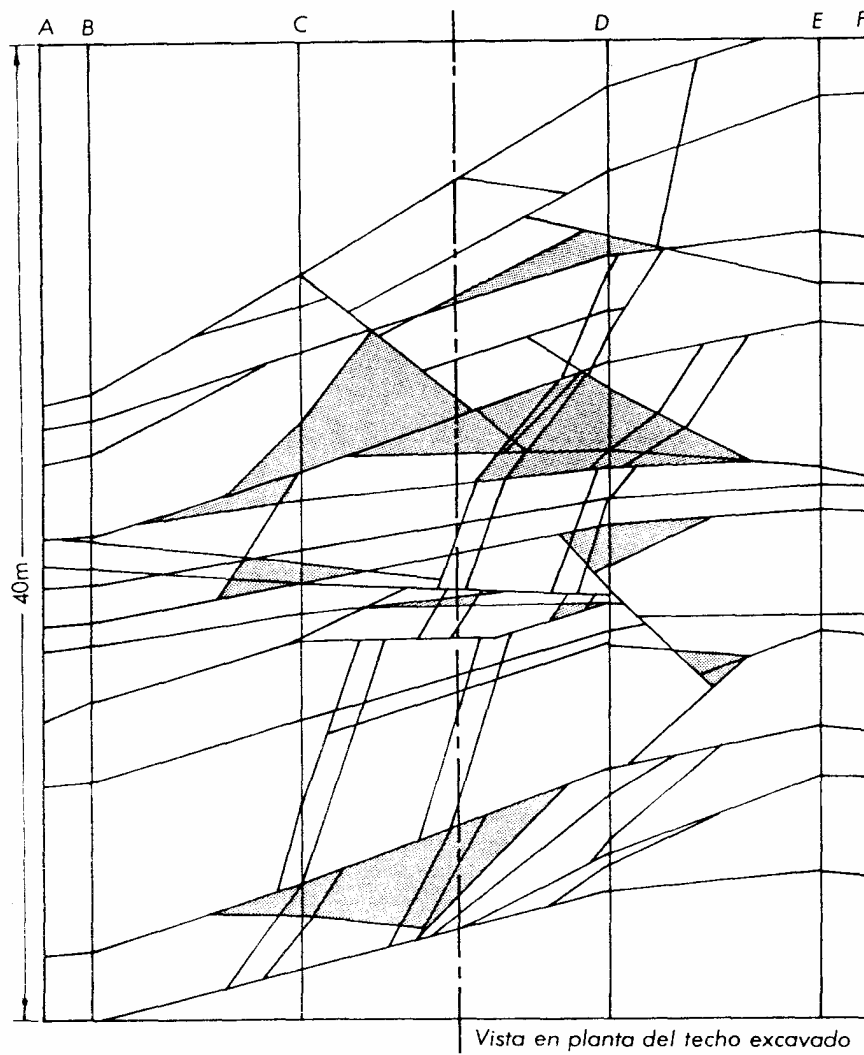
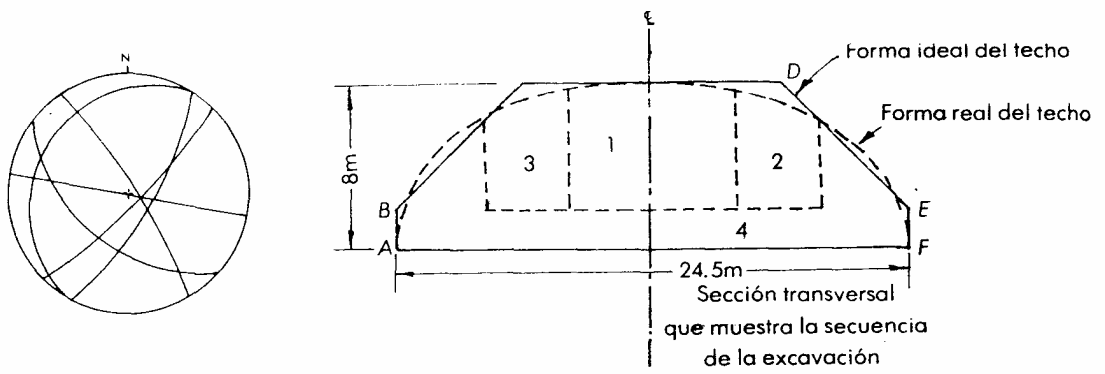


FIG. 5-7 ESTABILIDAD AUTOMATIZADA

discontinuidades y las superficies de la excavación quedan localizados verificándose, en cada uno, la posibilidad cinemática de su caída o de su deslizamiento.

Automaticamente quedan impresas las coordenadas de todas las cuñas y bloques cinemáticamente inestables, lo mismo que el área de sus bases, volúmenes y alturas. Esta información luego se usará para calcular el refuerzo que se necesita para proporcionar a cada una de estas cuñas y bloques el factor de seguridad requerido.

La vista en planta del tramo de prueba del techo de la excavación que se desarrolló y que se presenta en la figura 5-7, muestra las cuñas y bloques potencialmente inestables que se tomaron en cuenta para el diseño del sostenimiento.

5.4 El método del bloque clave

El concepto de "bloque clave" de *Goodman y Shi, 1985*, constituye una de las contribuciones más importantes para analizar la estabilidad de macizos rocosos. El método, aplicado esencialmente en macizos rocosos con discontinuidades planares totalmente persistentes, se fundamenta en el principio según el cual en una masa rocosa formada por n discontinuidades y m superficies libres, producto de excavaciones, existen teóricamente $2^{(n+m)}$ tipos de bloques de roca, formados por la intersección de dichas discontinuidades y superficies libres.

De los bloques de rocas que pueden existir, solamente un número muy pequeño de ellos existen como bloques finitos, y un número aún más pequeño, tienen realmente la posibilidad de

moverse hacia el espacio libre excavado. Estos últimos se denominan "bloques claves" y una vez que uno de ellos se mueve, otros pueden quedar libres de convertirse en nuevos bloques claves.

En la figura 5-8 se identifican los bloques claves con el número 1. Su movimiento y caída permitirá el movimiento hacia la excavación de los bloques identificados con el número 2, permitiendo sucesivamente el desplazamiento progresivo de 3, 4 y 5.

En base a lo expuesto, puede verse que se obtendrá una excavación segura, si se identifican los bloques claves existentes y se aplican las medidas de soporte necesarias. Como alternativa, si es factible, se puede cambiar la orientación o pendiente de las superficies libres excavadas, de manera de evitar o disminuir al máximo la existencia de bloque claves.

Uno de los aspectos más importantes del método es que una vez determinados los bloques claves, estos se definen de tal manera que pueden ser identificados durante la excavación y luego aplicar las medidas de soporte necesarias, con una reducción apreciable de los costos del sostenimiento.

En la misma figura 5-8, se muestra la identificación en sitio de tres bloques claves en base a un levantamiento geológico del frente de un túnel. La letra U significa lado superior de la discontinuidad y la letra L se refiere al lado inferior. El subíndice después de la letra U ó L indica el número con el cual se identificó la discontinuidad.

La aplicación del método en tres dimensiones puede realizarse, con un número limitado de planos de discontinuidad, mediante la técnica de

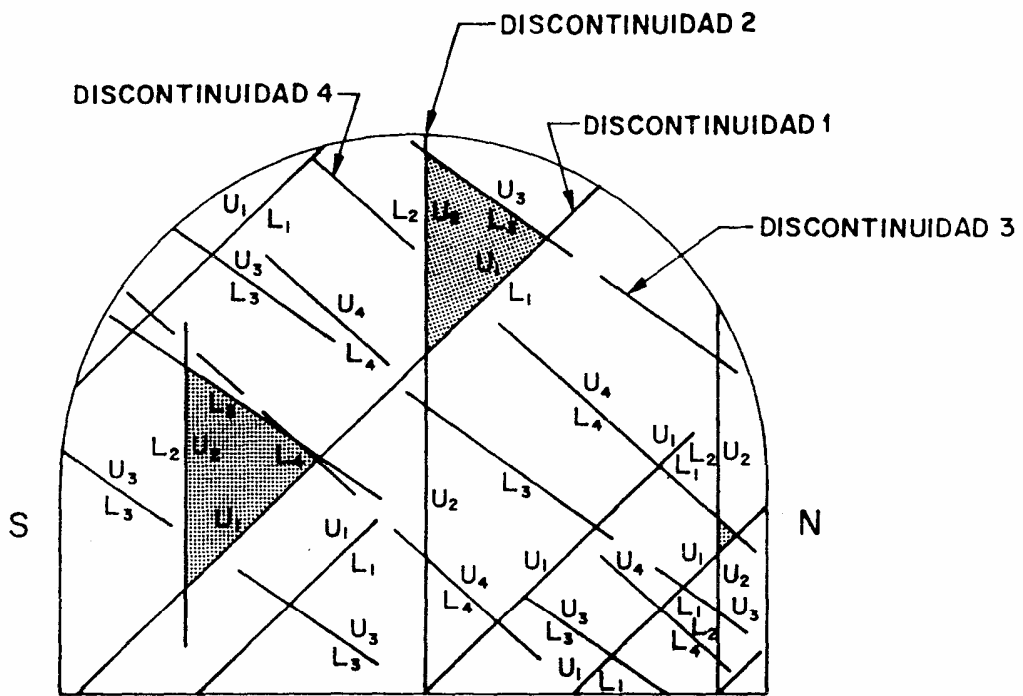
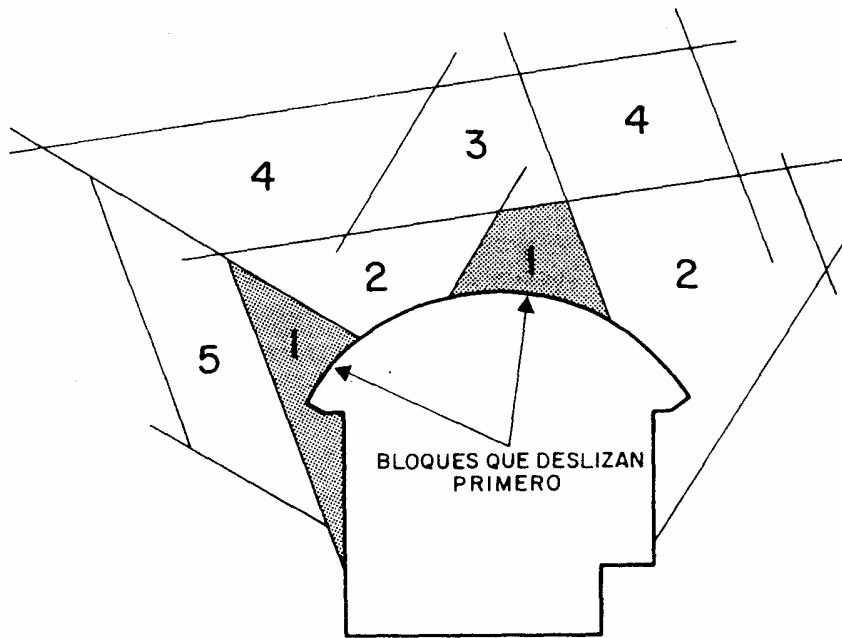


FIG. 5-8 METODO DEL BLOQUE CLAVE

las proyecciones estereograficas en las que es posible identificar los bloques cinematicamente inestables y su modo de posible falla.

Por ejemplo en la figura 5-9, se muestra en proyección estereografica, la evaluación de la estabilidad de un corte donde se identifican dos bloques claves, indicando sus modos de deslizamiento. El simbolo (1.3) significa falla cuneiforme por la intersección de las discontinuidades 1 y 3. El simbolo (1) significa falla planar controlada por la orientación de la discontinuidad 1, lo cual en este caso no representa un bloque clave.

Los bloques claves son aquellos que quedan completamente incluidos dentro del area que corresponde a la superficie libre del corte, en este caso la parte interior del circulo en líneas segmentadas.

Debe señalares que *Goodman* y *Shi* utilizan el hemisferio superior de referencia y los planos, representados por circulos mayores, no se circunscriben a dicho hemisferio sino que se dibujan completamente, permitiendo visualizar de esta forma las intersecciones dentro y fuera del circulo de referencia.

Estos autores han publicado un libro (*Goodman* y *Shi*, 1985), totalmente dedicado al método del bloque clave en el que se reportan las bases teóricas y demás detalles de su aplicación practica.

DISCONTINUIDAD N°	BUZAMIENTO	DIRECCION DE BUZAMIENTO
1 ESTRATIFICACION	50°	315°
2 DIACLASA	80°	20°
3 DIACLASA	89°	280°
4 DIACLASA	20°	240°
5 TALUD DE CORTE	50°	345°

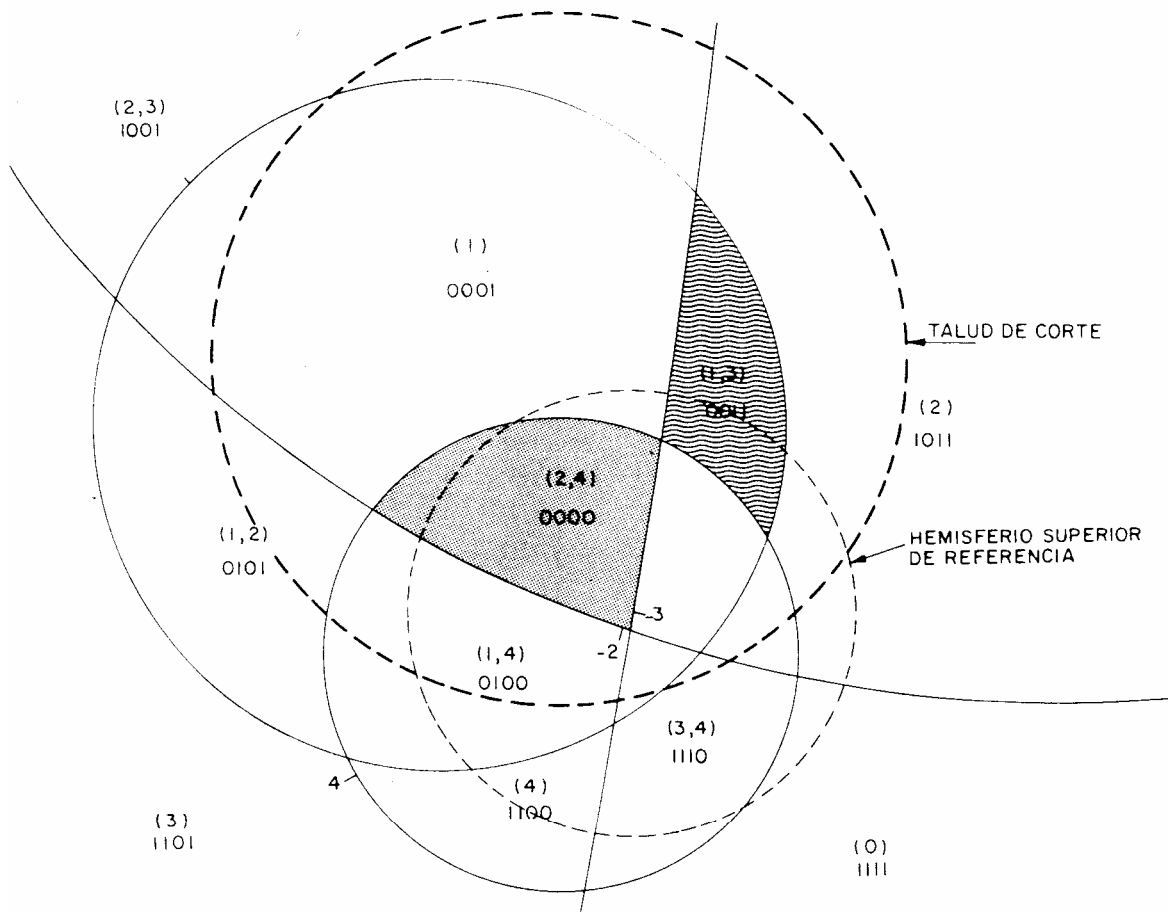


FIG. 5. 9 METODO DEL BLOQUE CLAVE

6. CONCLUSION, o: "UNA INTERPRETACION CONCEPTUAL DE LA MECANICA DE LOS TUNELES"

Como es natural y correcto que ocurra, todas las veces que se trata de analizar y explicar algún fenómeno o problema complejo, la necesidad práctica obliga a buscar soluciones parciales y limitadas a aspectos específicos del problema, lo cual implica estudiar y enfocar el fenómeno bajo procedimientos y ópticas muy disimiles y hasta en contradicción entre si, alcanzando sin embargo resultados de utilidad práctica y, lo que es más importante, aportando directa o indirectamente aquellas ideas estímulos y conocimientos indispensables para lograr la comprensión y formulación global del problema, a lo largo de un proceso que a veces puede dilatarse casi indefinidamente, en un aproximarse sucesivo a la meta de una exactitud rigurosa, de hecho imposible.

Típicos ejemplos de lo anterior, lo constituyen los estudios de todos los fenómenos naturales o de aquellos que de alguna manera reflejan la actuación y el comportamiento de los agentes de la naturaleza: el mecanismo del reaccionar de las masas rocosas de la corteza terrestre frente a la abertura de una cavidad subterránea, es el "fenómeno o problema complejo" que aquí vamos a considerar.

Hemos conocido como tal problema ha venido ocupando el ingenio de naturalistas físicos mecánicos e ingenieros, en los tiempos modernos propios de la investigación científica racional teórica y experimental, y prácticamente con continuidad durante los últimos ciento cincuenta años.

Hemos estudiado los más resaltantes de los enfoques, distintos y a veces contradictorios,

que con sus respectivas soluciones parciales, han propuesto un número notable de importantes autores a lo largo de estos años:

Desde las primeras teorías sobre los empujes de las tierras (*Culman 1866*) y las primeras teorías sobre las presiones de la montaña (*Heim 1878*), pasando por las fórmulas empíricas y semiempíricas para el cálculo de las cargas verticales actuantes sobre el techo del túnel (*Ritter 1879, Engesser 1882, Kommerel 1912, Bierbaumer 1913*), en paralelo con las aplicaciones de las teorías físicomatemáticas de la elasticidad y plasticidad al análisis de la redistribución de esfuerzos y deformaciones alrededor de las excavaciones subterráneas (*Lamé 1852, Kirsch 1898, Inglis 1913, Fenner 1938, Mindlin 1940, Taylor 1945*), para luego encontrar un primer hito firme en la ingeniería de túneles representado por *Terzaghi (1946)* quien aunando las teorías matemáticas del estudioso, las observaciones experimentales del ingeniero y el instintivo genial del naturalista, dictó pautas que por décadas debieron servir de base a proyectistas y constructores de túneles en todo el mundo.

Luego: una verdadera avalancha de "estudios matemáticos"; el desarrollo de la "observación experimental sistemática" durante la construcción de grandes y pequeñas obras y, finalmente, el aporte de "nuevas tecnologías" (materiales, equipos y recursos extraordinarios). Todo esto condujo firmemente a una interpretación moderna sólida y casi general de la fenomenología intrínseca a la mecánica de las excavaciones subterráneas y en consecuencia a la propuesta de metodologías modernas y prácticas para un mejor y más racional diseño y construcción de las grandes obras subterráneas.

Con la denominación "estudios matemáticos", estamos refiriéndonos a los desarrollos analíticos de la elastoplasticidad y viscoelasticidad (entre otros: Kastner 1949, Labasse 1949, Morrison y Coates 1955, Pacher 1964, Bray 1967, Peck 1969, Lombardi 1970, Ladany 1974, Perret 1976, Hoek y Brown 1980, Brown y otros 1983); al incursionar y vertiginoso evolucionar de los métodos numéricos del cálculo automático (Método de las Diferencias Finitas, Método de los Elementos Finitos, Método de los Elementos Límites, Métodos de los Elementos Distintos); al sugestivo difunirse de los métodos de análisis gráficos basados en el uso de las proyecciones hemisféricas (Goodman 1976, Hoek y Brown 1980, Salcedo 1982, Goodman y Shi 1985).

Con la denominación de "observación experimental Sistemática", estamos refiriéndonos a un conjunto grande de autores, que han ido observando, recopilando, ordenando y procesando datos reales relativos a una variedad muy amplia de obras subterráneas construídas en todas las partes del mundo, sobre la base de los cuales han luego propuesto sistemas de clasificación de los macizos rocoso y metodologías empíricas para asociar a tales clasificaciones, criterios prácticos de estimación de las cargas a soportar y de las correspondientes necesidades de sostenimiento para el diseño y construcción de los túneles (Wikham 1972, Bieniawski 1973, Barton 1974).

Ahora bien, aquí queremos presentar en resumen y críticamente, los conceptos más importantes y concluyentes, así como nos lo permite hacer el actual estado del arte de los conocimientos sobre la ingeniería de túneles.

En particular queremos analizar, bajo una visión suficientemente amplia y general, la compleja fenomenología que bien se ha dado en

definir "Mecánica de los Túneles", haciendo énfasis en los aspectos conceptuales y de base, persiguiendo, como aquí lo perseguimos, contribuir a la comprensión física y práctica (ingeniería en una sola palabra), en este tan sugestivo campo de la ingeniería.

Abrir un vacío, excavar un túnel dentro de un macizo rocoso, es modificar una situación de equilibrio cierto y preexistente dentro de un medio naturalmente y previamente sujeto a un estado de sollicitaciones (cuya magnitud y naturaleza dependen de numerosos factores como, entre otros: la profundidad, las características físico mecánicas y la historia geológica del macizo rocoso).

Tal modificación resulta por cierto, siempre desventajosa para aquellos materiales que quedan en sitio para constituirse en las paredes techo o piso de la excavación; tales materiales corren con un doble condición desfavorable a su estabilidad: la de perder parte de su confinamiento (el que le ofrecía el material extraído para dar lugar al vacío) y la de tener que soportar aquellas porciones de carga que naturalmente y previamente eran soportadas por el mismo material extraído.

Lo primero que ocurre, podríamos por lo tanto afirmar, al abrir un vacío dentro del macizo, es una "redistribución" del estado natural de sollicitaciones, a partir de las superficies expuestas por la excavación.

Lo segundo, o lo inmediatamente asociado con lo anterior, será la deformación del medio que ha resultado sujeto a tal cambio de sollicitaciones y la magnitud y naturaleza de esta deformación dependerán nuevamente de numerosos factores como, entre otros: las características fisicomecánicas del material, la geometría de la

excavación y la magnitud misma de las sollicitaciones redistribuidas.

En todos los casos, sin embargo, por lo general el resultado de todo el anterior proceso tendiente al establecimiento de un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones, producirá la disminución de las dimensiones de la abertura original y la magnitud de tal disminución podrá conllevar, o no, al establecimiento de un nuevo estado de equilibrio del medio.

Se alcanzará un nuevo equilibrio estable si los nuevos esfuerzos y deformaciones inducidas en las paredes de la excavación resultan compatibles con las características de resistencia del material que constituye el medio, mientras que se producirá una deformación mayor y la eventual falla generalizada con desaparición del vacío excavado si no resulta tal compatibilidad.

Ahora bien, siendo que toda vez que se abre un vacío es porque se requiere que el mismo permanezca abierto durante un cierto tiempo y a veces indefinidamente, cuando sea necesario se tratará artificialmente que la magnitud y naturaleza de los esfuerzos y deformaciones del medio circundante a la excavación, se mantengan dentro de los límites de compatibilidad con las características de resistencia del mismo.

Se tratará en estos casos de aplicar, sobre las superficies expuestas por la excavación, unas sollicitaciones artificiales por medio de los denominados sostenimientos cuyas dimensiones, y luego costos, dependerán de la magnitud de las sollicitaciones que deberán aplicar (o lo que es lo mismo que deberán soportar) para garantizar la estabilidad de la excavación durante el tiempo y, de la forma establecidos.

En este orden de ideas resulta intuitivo que la máxima magnitud de los esfuerzos a aplicar por parte del sostenimiento al medio excavado, podría coincidir con las sollicitaciones naturales preexistentes que actuaban previamente a la excavación sobre las superficies expuestas por la misma: de tal manera no se produciría ninguna redistribución de esfuerzos ni deformaciones algunas, resultando por consiguiente garantizada la permanencia del equilibrio natural preexistente.

Lo anterior es suficientemente correcto pero totalmente utópico de alcanzar por dos razones fundamentales: primeramente porque, debido a que todo procedimiento real de excavación necesita de exponer aunque sea parcialmente y temporalmente la superficie que delimita el vacío, le es prácticamente imposible evitar que se produzcan en alguna proporción la redistribución de los esfuerzos y las consecuentes deformaciones y; secundariamente porque en un gran número de casos reales la magnitud de tales esfuerzos naturales a ser reproducidos por el sostenimiento resultaría tan grande que sería prácticamente y, o, económicamente imposible de concretar.

Por suerte, tal imposibilidad se ha convertido en una fuente importante de reflexión y estímulo para el mejor entendimiento de la fenomenología en cuestión... "si se han podido construir y sostener túneles a pesar de las grandes profundidades y enormes magnitudes de los esfuerzos naturales originales preexistentes a la excavación, ésto quiere decir que no es necesario que el sostenimiento aplique cargas que sustituyan totalmente a las aplicadas por el material extraído"...

En efecto los medios rocosos son capaces de soportar ciertas cargas y deformaciones antes de

fallar y por lo tanto igualmente podría resultar intuitivo que la misma magnitud de los esfuerzos a aplicar por parte del sostenimiento al medio excavado, podría coincidir con la suficiente para mantener aquella situación de esfuerzos y deformaciones dentro del medio que sea la inmediatamente precedente a la que produciría la falla: o sea aquella situación que, aunque pesada y exigente para el medio natural, resulte aun compatible con su estabilidad, se trata de explotar la capacidad resistente máxima del material natural y soportar artificialmente con el sostenimiento solamente aquella porción mínima de solicitaciones que excedan tal capacidad de autoaporte del medio excavado.

Ahora quizás, resulte con cierta lógica la afirmación siguiente:

"Las cargas que se espera actúen sobre el sostenimiento de un túnel no son algo relacionable únicamente con la situación natural preexistente a la excavación, sino que pueden resultar muy distintas a según de las circunstancias, intención o manera con las que se construya el túnel, o con las que se le permita al medio de cooperar a su sostenimiento".

Podríamos afirmar que pueden resultar dentro de un rango generalmente muy amplio, desde el valor correspondiente al estado de sollicitación natural, hasta un valor generalmente muy inferior al primero y hasta nulo; un valor dependiente sí del primero, pero también de la capacidad de autoaporte del medio excavado.

Finalmente debemos completar lo anterior señalando: porqué, cuándo, cómo y hasta cuanto, el medio coopera autososteniéndose.

Pero todo esto lo hemos comentado a lo largo de todo el texto y lo hemos visualizado por

intermedio de las líneas características, del túnel y del sostenimiento, y es allí en donde hemos constatado que:

* A medida en que se va acercando el frente de excavación, comienza la redistribución de los esfuerzos y el producirse de las deformaciones, lo cual continúa mientras y después que pasa el frente de excavación en un tramo del orden de dos o tres veces el diámetro del túnel, antes y después del frente de excavación.

* A partir del frente de excavación se puede intervenir artificialmente en el control y sucesivo desarrollo de la redistribución de esfuerzos y deformaciones: interrumpiéndolas rápidamente mediante la colocación de un sostenimiento rígido, o permitiendo su adicional desarrollo, sin intervenir o mediante la colocación de un sostenimiento suficientemente flexible.

* Debe instalarse un sostenimiento definitivo antes de que las deformaciones del túnel se tornen excesivas y luego contraproducentes a los fines de un máximo autosostenimiento del medio.

* Deben considerarse los efectos del tiempo en el sentido de un posible decaimiento de las características de resistencia y luego de autosostenimiento del medio con el consecuente aumento de las cargas sobre el sostenimiento instalado.

* Puede mejorarse la capacidad de autosostenimiento del medio excavado mediante la utilización de adecuados sostenimientos flexibles y que puedan integrarse íntimamente al medio mismo permitiendo el mejor control del proceso de redistribución de esfuerzos y deformaciones.

* Debe absolutamente controlarse todo el proceso midiendo físicamente las deformaciones de la excavación para la definición óptima de todo el proceso mismo: tipología, cuantía y dosificación del sostenimiento en todos sus componentes flexibles y rígidos, primarios y definitivos.

* Las cargas definitivas sobre el sostenimiento serán el resultado de la íntima interacción entre un número muy grande de factores intrínsecos (estado de sollicitaciones natural y características físico mecánicas del medio excavado) y extrínsecos (forma y dimensiones del túnel, método constructivo y características físico mecánicas del sostenimiento), siendo el método constructivo probablemente el factor más directamente controlable y más directamente influente sobre el resultado final; con lo cual podríamos concluir señalando una vez más y enfáticamente que el diseño geotécnico de un túnel siempre será sólo un prediseño pudiéndose, sólo durante la construcción, y con la construcción, determinar con satisfactoria aproximación una buena parte de los numerosos parámetros en juego.

7. APENDICES

- 7.1 *Ejemplo de Método Numérico para el Análisis de Esfuerzos Deformaciones: Túnel La Bandera de la Línea 3 del Metro de Caracas*

- 7.2 *Ejemplo de Método Numérico para el Diseño Geotécnico Estructural del Revestimiento: Túneles de la Línea Las Adjuntas Los Teques del Metro de Caracas*

- 7.3 *Ejemplo de Uso del Método de las Líneas Características para el Diseño Geotécnico Estructural de los Túneles Gemelos de la Línea 3 del Metro de Caracas*

APENDICE N. 1

EJEMPLO DE METODO NUMERICO PARA EL ANALISIS DE ESFUERZOS
DEFORMACIONES:TUNEL LA BANDERA DE LA LINEA 3 DEL METRO DE CARACAS

7.1 TUNEL LA BANDERA: SIMULACION GEONUMERICA

Los cálculos de simulación numérica cuyos resultados se resumen en este anexo, se llevaron a cabo con el objeto inicial de analizar los niveles de esfuerzos y deformaciones alcanzables en el macizo rocoso alrededor de las excavaciones, para las más representativas de las situaciones geomecánicas a esperar de acuerdo con la clasificación geomecánicas para el túnel.

Los resultados se presentan en tablas gráfico-númericas para los esfuerzos y para los desplazamientos respectivamente. También se indican los parámetros numéricos de "inputs" y se comentan los resultados más sobresalientes obtenidos de los cálculos de simulación.

Especial utilidad asumen los resultados relativos a los desplazamientos del perímetro de las excavaciones los cuales en unión a una adecuada instrumentación, pueden constituirse en elemento de control ajuste y optimización del diseño de las obras y de los correspondientes métodos constructivos. También de notable interés resultan los diagramas de esfuerzos obtenidos, en los cuales se evidencian las zonas de plastificación con su ubicación y extensión.

SIMULACION 1:

Se modelan las condiciones relativas a la "Clase A" del macizo rocoso, con alta cobertura (80 m) y excavación del túnel a sección completa en una sola fase. Estas condiciones se estima sean las predominantes a lo largo del alineamiento previsto (cerca del 55%).

SIMULACION 2:

Se modelan las condiciones relativas a la

"Clase B" del macizo rocoso, con cobertura media (60 m) y excavación a sección parcial en dos fases (calota y banco). Estas condiciones se estima existan en ambos límites de las progresivas centrales con un total de desarrollo próximo al 15% del total del alineamiento.

SIMULACION 3:

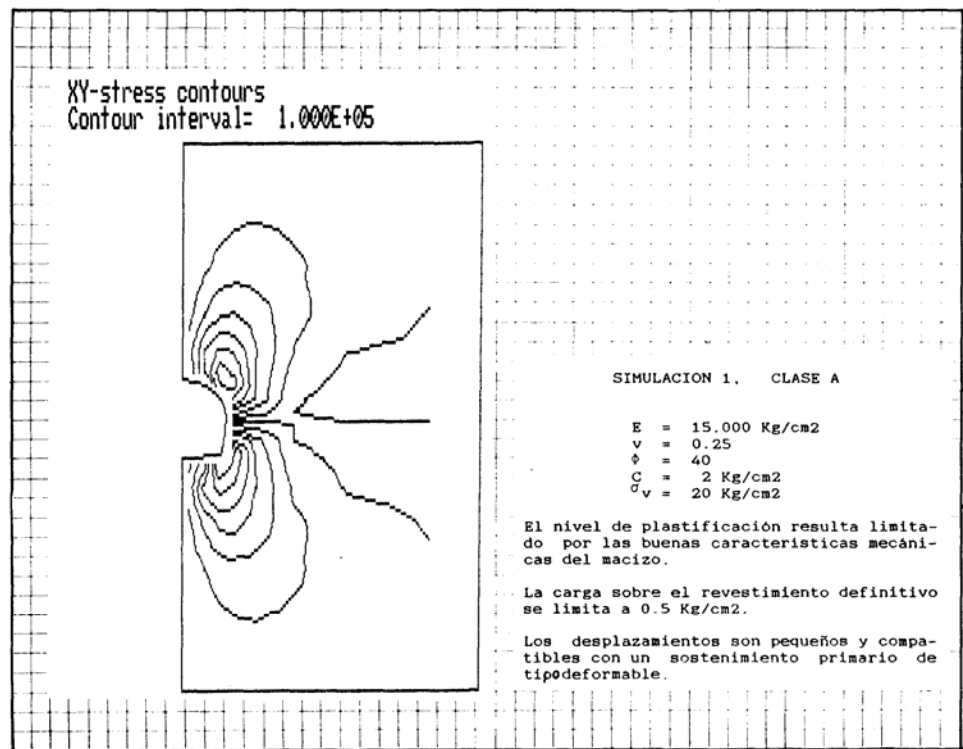
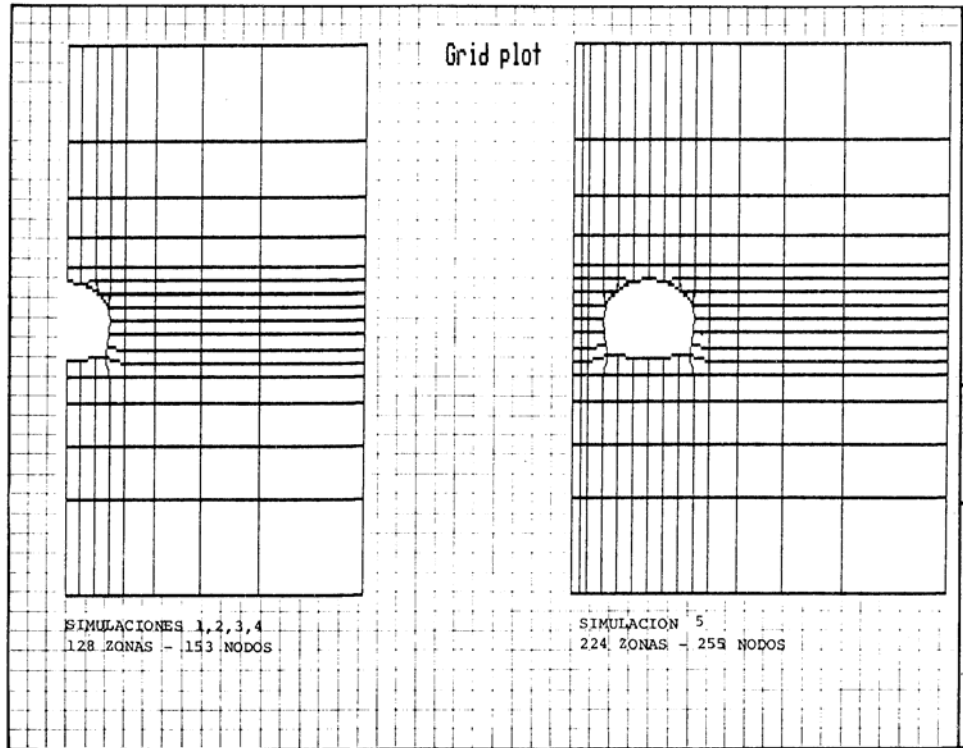
Se modelan las condiciones relativas a la **"Clase C"** del macizo rocoso, con baja cobertura (40 m) y excavación a sección parcial en dos fases (calota y banco). Estas condiciones de corresponden con las de las progresivas iniciales y finales de los túneles con un desarrollo total estimado de alrededor del 5% del total del alineamiento.

SIMULACION 4:

Se modelan las condiciones relativas a la **"Clase A"** del macizo rocoso, con alta cobertura y excavación a sección parcial en dos fases (calota y banco). Estas condiciones se corresponden con zonas específicas afectadas por sistemas de fallas geológicas a ser atravesadas en el sector central de los túneles correspondientemente con un macizo rocoso de **"Clase A"**. La estimación de su distribución espacial y porcentual se hace más difícil, y en primera aproximación se ha calculado en un 25% de la longitud total del desarrollo de los túneles.

SIMULACION 5:

Se modelan nuevamente las condiciones relativas a la **"Clase A"** del macizo rocoso (las condiciones más críticas a lo largo del alineamiento), pero en correspondencia con la excavación del segundo de los túneles gemelos, con el objeto de analizar el comportamiento del pilar de roca remanente entre los dos túneles.



CLASE A

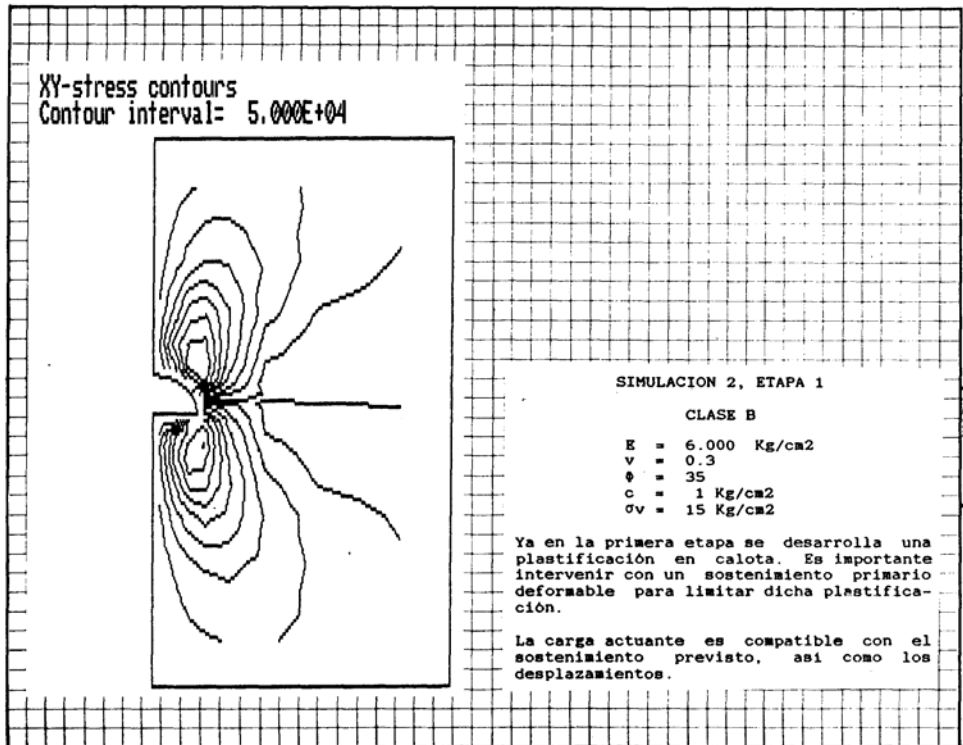
Esfuerzo vertical (MPa)								
J	1	2	3	4	5	6	7	8
16	-1.629	-1.636	-1.548	-1.668	-1.700	-1.760	-1.828	-1.885
15	-1.459	-1.484	-1.530	-1.589	-1.680	-1.797	-1.882	-1.907
14	-1.163	-1.245	-1.336	-1.549	-1.735	-1.892	-1.939	-1.924
13	-0.668	-0.872	-1.238	-1.651	-1.917	-2.021	-1.979	-1.931
12	-0.126	-0.403	-1.229	-1.912	-2.134	-2.110	-1.991	-1.931
11	-0.274	-0.954	-2.179	-2.325	-2.162	-1.992	-1.930	
10	-0.934	-1.996	-2.619	-2.202	-1.991	-1.929		
9				-1.813	-2.810	-2.222	-1.989	-1.928
8				-1.831	-2.875	-2.231	-1.988	-1.928
7				-1.895	-2.737	-2.213	-1.991	-1.929
6				-2.120	-2.404	-2.191	-1.991	-1.930
5	-0.057	-0.187	-1.077	-1.839	-2.262	-2.130	-1.994	-1.930
4	-0.551	-0.748	-1.127	-1.778	-1.977	-2.049	-1.984	-1.921
3	-1.095	-1.181	-1.356	-1.548	-1.759	-1.913	-1.948	-1.926
2	-1.425	-1.456	-1.509	-1.579	-1.650	-1.805	-1.870	-1.910
1	-1.616	-1.623	-1.638	-1.658	-1.695	-1.759	-1.821	-1.888

Desplazamientos en la direccion x (mm)

J	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
17	0.000	0.000	0.050	0.060	0.060	0.060	0.000	0.000	0.000		
15	0.000	-0.101	-0.195	-0.277	-0.342	-0.418	-0.409	-0.274	0.000		
14	0.000	-0.191	-0.358	-0.495	-0.584	-0.551	-0.452	-0.245	0.000		
13	0.000	-0.303	-0.547	-0.685	-0.707	-0.584	-0.373	-0.174	0.000		
12	0.000	-0.374	-0.615	-0.675	-0.514	-0.332	-0.172	-0.070	0.000		
11	0.000	-0.454	-0.588	-0.529	-0.448	-0.275	-0.011	0.021	0.000		
10		-0.417	-1.065	-0.821	-0.285	-0.168	0.162	0.065	0.000		
9			-1.547	-1.808	-0.297	0.144	0.166	0.191	0.000		
8				-2.358	-0.369	0.222	0.225	0.105	0.000		
7					-2.141	-0.279	0.188	0.211	0.102	0.000	
6						-1.495	-0.250	0.157	0.147	0.060	0.000
5	0.000	-0.355	-0.717	-0.774	-0.774	-0.350	-0.117	0.046	0.043	0.000	
4	0.000	-0.365	-0.570	-0.583	-0.524	-0.292	-0.072	0.043	0.000		
3	0.000	-0.308	-0.537	-0.687	-0.685	-0.540	-0.286	-0.107	0.000		
2	0.000	-0.205	-0.387	-0.515	-0.592	-0.630	-0.449	-0.229	0.000		
1	0.000	-0.108	-0.208	-0.296	-0.384	-0.458	-0.419	-0.272	0.000		

Desplazamientos en la direccion y (mm)

J	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
16	-1.258	-1.241	-1.191	-1.112	-1.014	-0.733	-0.457	-0.175	0.000	
15	-2.497	-2.440	-2.278	-2.037	-1.754	-1.180	-0.547	-0.175	0.000	
14	-4.053	-3.901	-3.479	-2.930	-2.252	-1.248	-0.445	-0.171	0.000	
13	-5.750	-5.437	-4.566	-3.759	-2.325	-1.054	-0.204	-0.072	0.000	
12	-7.260	-6.767	-5.169	-3.476	-2.199	-0.872	-0.227	-0.019	0.000	
11		-5.548	-5.473	-3.167	-1.695	-0.541	-0.154	-0.012	0.000	
10			-4.208	-2.437	-1.268	-0.375	-0.039	-0.009	0.000	
9				-2.552	-0.263	-0.074	-0.020	-0.009	0.000	
8					1.594	0.787	0.197	0.027	0.010	0.000
7						2.657	1.555	0.472	0.070	0.000
6	7.623	7.538	6.329	3.639	1.977	0.734	0.118	0.004	0.000	
5	8.128	8.858	4.971	2.260	2.242	0.932	0.226	0.006	0.000	
4	4.322	4.155	3.670	2.978	2.245	1.176	0.783	0.042	0.000	
3	2.652	2.585	2.297	2.117	1.794	1.167	0.507	0.110	0.000	
2	1.720	1.301	1.243	1.155	1.045	0.781	0.443	0.151	0.000	
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	



SIMULACION 2, ETAPA 1

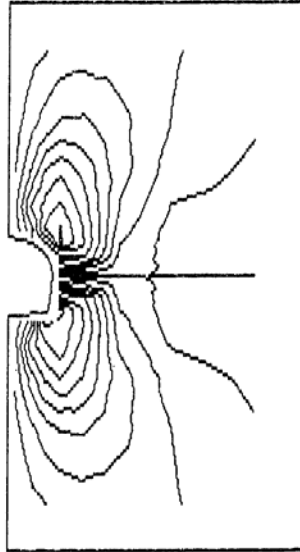
CLASE B

- E = 6.000 Kg/cm2
- v = 0.3
- φ = 35
- c = 1 Kg/cm2
- σv = 15 Kg/cm2

Ya en la primera etapa se desarrolla una plastificación en calota. Es importante intervenir con un sostenimiento primario deformable para limitar dicha plastificación.

La carga actuante es compatible con el sostenimiento previsto, así como los desplazamientos.

XY-stress contours
Contour interval= 5.000E+04



SIMULACION 2, ETAPA 2

CLASE B

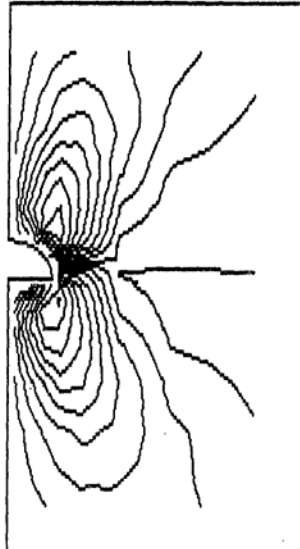
E = 6.000 Kg/cm²
 ν = 0.3
 ϕ = 35
 c = 1 Kg/cm²
 σ_v = 15 Kg/cm²

La plastificación sube ligeramente en calota hasta un espesor estimado en 2.20 m.

La carga actuante sobre el revestimiento se puede estimar menor a 1 Kg/cm².

Los desplazamientos son limitados y compatibles con el sostenimiento adoptado.

XY-stress contours
Contour interval= 2.500E+04



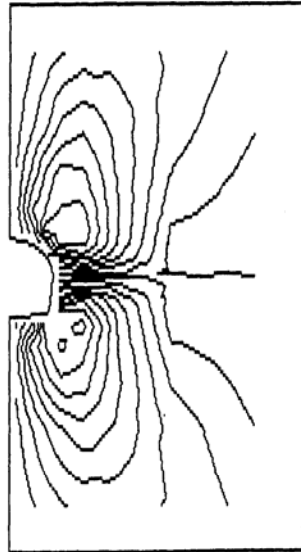
SIMULACION 3, ETAPA 1

CLASE C

E = 3.500 Kg/cm²
 ν = 0.3
 ϕ = 30
 c = 0.5 Kg/cm²
 σ_v = 9 Kg/cm²

Las malas características geomecánicas del macizo dan lugar a un pronto desarrollo de la plastificación.

XY-stress contours
Contour interval= 2.500E+04



SIMULACION 3, ETAPA 2

CLASE C

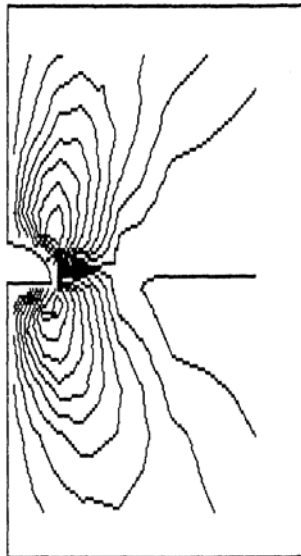
E = 3.500 Kg/cm²
v = 0.3
φ = 30
c = 0.5 Kg/cm²
σ_v = 9 Kg/cm²

La completación de la excavación implica un aumento considerable de la plastificación, con un espesor de 4 - 5 m de la zona plástica.

La carga actuante sobre el revestimiento se puede estimar menor a 1.5 Kg/cm².

Los desplazamientos son limitados.

XY-stress contours
Contour interval= 5.000E+04

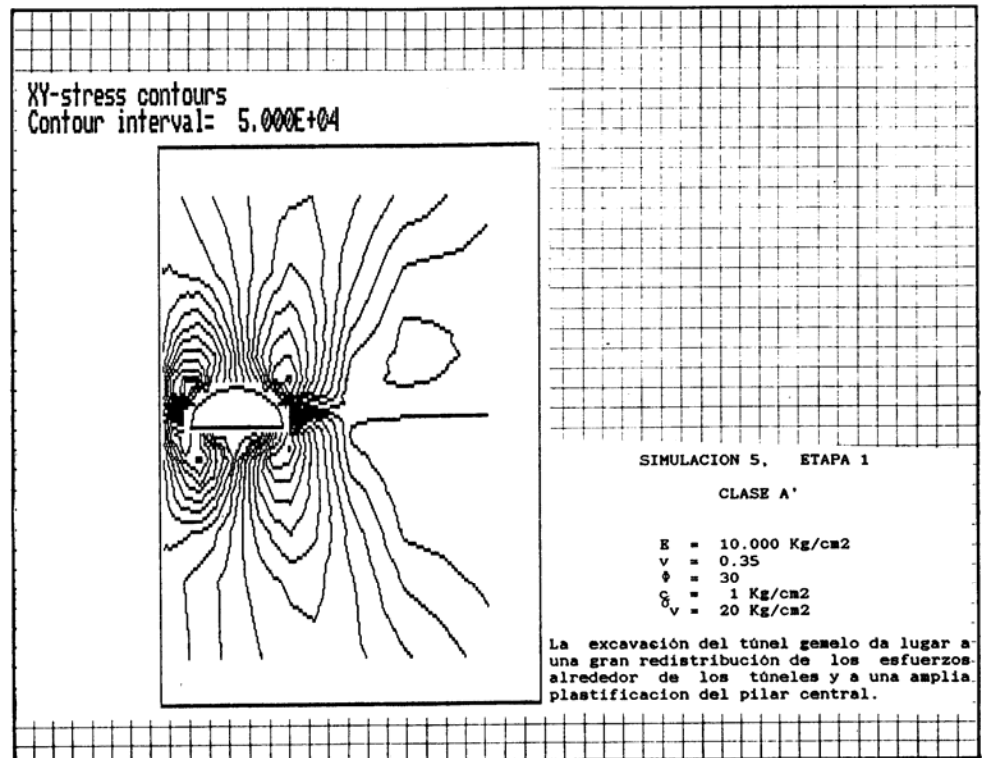
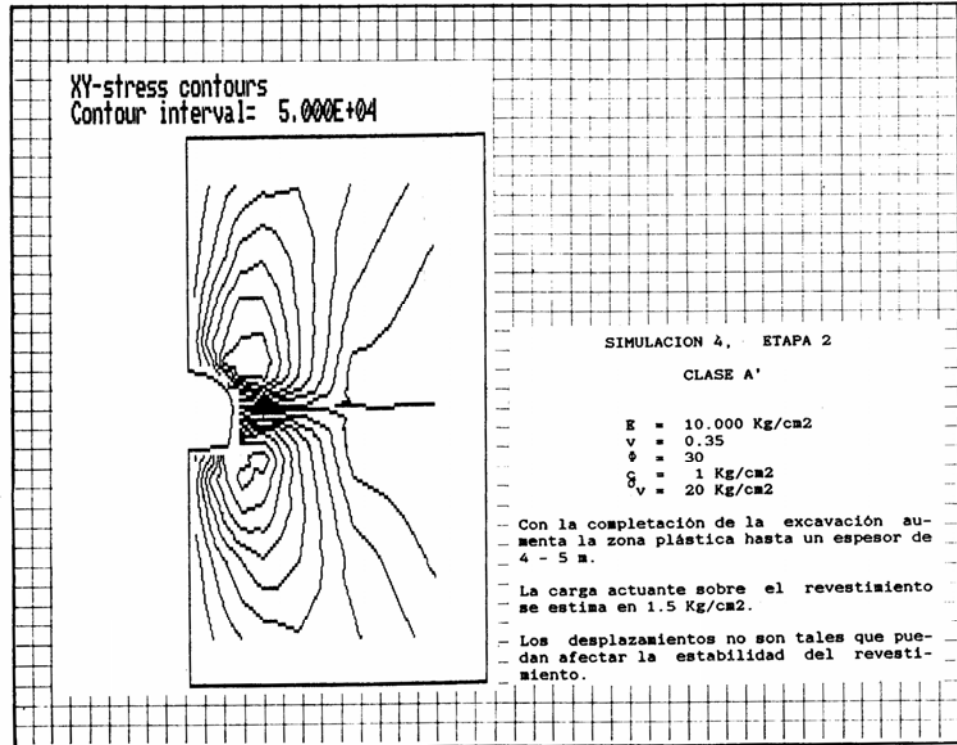


SIMULACION 4, ETAPA 1

CLASE A'

E = 10.000 Kg/cm²
v = 0.235
φ = 30
c = 1 Kg/cm²
σ_v = 20 Kg/cm²

Los bajos valores de fricción y cohesión dan lugar a una plastificación acentuada desde esta primera etapa.



Esfuerzo vertical (MPa)

J	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
16	-0.628	-0.642	-0.665	-0.698	-0.738	-0.787	-0.842	-0.900	-0.950	-0.985	-1.051	-1.191	-1.511	-1.757
15	-0.323	-0.359	-0.448	-0.526	-0.593	-0.617	-0.633	-0.767	-0.853	-0.964	-1.045	-1.387	-1.651	-1.833
14	-0.339	-0.333	-0.312	-0.433	-0.420	-0.451	-0.512	-0.590	-0.659	-0.677	-1.253	-1.602	-1.743	-1.935
13	-0.471	-0.419	-0.512	-0.296	-0.188	-0.195	-0.245	-0.371	-0.571	-0.512	-1.437	-1.786	-1.821	-1.925
12	-0.551	-0.597	-0.476	-0.339	-0.689	-0.070	-0.679	-0.161	-0.575	-0.529	-1.469	-1.899	-1.652	-1.825
11	-0.770	-0.575	-0.591	-0.253	-0.127		-0.140	-0.326	-0.490	-1.440	-2.029	-1.856	-1.926	
10	-0.651	-0.794	-0.562	-0.359				-0.369	-0.526	-1.457	-2.137	-1.671	-1.922	
9	-1.009	-0.862	-0.551						-0.495	-1.349	-2.257	-1.862	-1.925	
8	-1.031	-0.865	-0.576						-0.479	-1.364	-2.251	-1.565	-1.935	
7	-0.905	-0.800	-0.591						-0.521	-1.453	-2.129	-1.820	-1.926	
6	-0.493	-0.603	-0.648						-0.703	-1.358	-2.049	-1.861	-1.874	
5	-0.559	-0.593	-0.492	-0.371	-0.060	-0.012	-0.030	-0.115	-0.491	-0.679	-1.376	-1.702	-1.871	-1.933
4	-0.407	-0.376	-0.435	-0.346	-0.264	-0.204	-0.204	-0.376	-0.662	-0.579	-1.302	-1.755	-1.653	-1.822
3	-0.297	-0.341	-0.411	-0.413	-0.410	-0.434	-0.488	-0.570	-0.691	-0.664	-1.210	-1.543	-1.763	-1.951
2	-0.456	-0.457	-0.477	-0.508	-0.548	-0.596	-0.658	-0.736	-0.821	-0.712	-1.024	-1.361	-1.641	-1.959
1	-0.680	-0.684	-0.693	-0.713	-0.743	-0.781	-0.828	-0.880	-0.929	-0.954	-1.007	-1.170	-1.497	-1.809

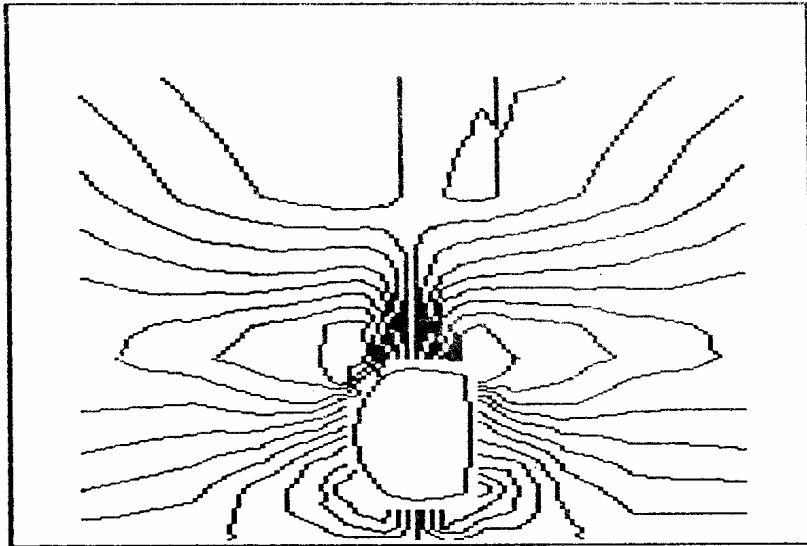
Desplazamientos en la direccion x (cm)

J	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.024	-0.048	-0.095	-0.141	-0.184	-0.224	-0.261	-0.295	-0.322	-0.341	-0.342	-0.255	-0.122	0.000
15	0.000	0.012	-0.027	-0.068	-0.117	-0.168	-0.218	-0.264	-0.307	-0.344	-0.355	-0.309	-0.206	-0.096	0.000
14	0.000	0.007	0.013	0.012	-0.031	-0.037	-0.146	-0.204	-0.255	-0.302	-0.265	-0.185	-0.113	-0.060	0.000
13	0.000	0.025	0.051	0.088	0.102	0.038	-0.047	-0.137	-0.215	-0.231	-0.180	-0.099	-0.053	-0.033	0.000
12	0.000	0.096	0.153	0.271	0.270	0.237	0.017	-0.189	-0.281	-0.300	-0.190	-0.069	-0.023	-0.020	0.000
11	0.000	0.293	0.605	1.195	1.307	0.697		-0.471	-0.734	-0.621	-0.307	-0.058	0.004	-0.009	0.000
10	0.000	0.512	1.094	2.727	2.273			-1.221	-1.339	-0.478	-0.066	0.023	-0.000	0.000	
9	0.000	0.505	0.955	1.730				-0.931	-0.532	-0.076	0.030	0.000	0.000	0.000	
8	0.000	0.248	0.527	1.155				-0.927	-0.481	-0.072	0.022	-0.002	0.000	0.000	
7	0.000	0.061	0.114	0.569				-0.739	-0.325	-0.078	0.002	-0.008	0.000	0.000	
6	0.000	0.021	0.044	0.126	0.087	-0.011	-0.092	-0.196	-0.353	-0.425	-0.257	-0.103	-0.024	-0.012	0.000
5	0.000	0.011	0.023	0.019	-0.013	-0.073	-0.139	-0.212	-0.290	-0.312	-0.266	-0.143	-0.055	-0.029	0.000
4	0.000	0.006	-0.017	-0.054	-0.102	-0.155	-0.214	-0.274	-0.328	-0.372	-0.335	-0.234	-0.122	-0.055	0.000
3	0.000	-0.027	-0.053	-0.104	-0.155	-0.207	-0.257	-0.304	-0.347	-0.384	-0.400	-0.342	-0.222	-0.094	0.000
2	0.000	-0.025	-0.049	-0.098	-0.144	-0.189	-0.231	-0.270	-0.305	-0.335	-0.357	-0.358	-0.269	-0.124	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Desplazamientos en la direccion y (cm)

J	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	-0.650	-0.648	-0.644	-0.629	-0.608	-0.583	-0.555	-0.522	-0.486	-0.445	-0.398	-0.271	-0.107	-0.025	0.000
15	-1.090	-1.091	-1.093	-1.083	-1.053	-1.015	-0.967	-0.908	-0.839	-0.760	-0.619	-0.314	-0.066	0.025	0.000
14	-1.325	-1.332	-1.352	-1.403	-1.419	-1.382	-1.324	-1.247	-1.151	-1.039	-0.645	-0.293	-0.039	0.036	0.000
13	-1.402	-1.409	-1.438	-1.517	-1.668	-1.677	-1.612	-1.533	-1.378	-1.150	-0.604	-0.273	-0.030	0.027	0.000
12	-1.348	-1.374	-1.413	-1.525	-1.784	-1.886	-1.892	-1.756	-1.522	-1.145	-0.561	-0.255	-0.028	0.019	0.000
11	-1.051	-1.042	-1.132	-1.239	-1.934	-2.037		-1.740	-1.659	-0.928	-0.463	-0.214	-0.028	0.010	0.000
10	-0.299	-0.307	-0.225	-0.278	-1.374				-1.165	-0.268	-0.250	-0.146	-0.028	0.002	0.000
9	0.650	0.672	0.715	0.822					0.412	0.017	-0.047	-0.021	-0.013	0.000	
8	1.367	1.357	1.366	1.358					0.331	0.285	0.052	-0.033	-0.025	0.000	
7	1.668	1.615	1.649	1.660					1.162	0.491	0.124	-0.021	-0.026	0.000	
6	1.621	1.627	1.643	1.777	1.901	1.863	1.817	1.789	1.697	1.347	0.579	0.182	-0.030	-0.045	0.000
5	1.593	1.592	1.614	1.654	1.683	1.672	1.631	1.561	1.423	1.180	0.623	0.222	-0.025	-0.052	0.000
4	1.449	1.450	1.451	1.443	1.425	1.395	1.345	1.274	1.180	1.061	0.666	0.280	-0.001	-0.041	0.000
3	1.111	1.109	1.104	1.085	1.060	1.026	0.982	0.928	0.864	0.791	0.639	0.323	0.051	-0.045	0.000
2	0.635	0.634	0.631	0.622	0.607	0.587	0.562	0.533	0.500	0.463	0.417	0.280	0.107	0.015	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

XY-stress contours
Contour interval = 5.000E+04



SIMULACION 5, ETAPA 2

CLASE A'

$E = 10.000 \text{ Kg/cm}^2$
 $\nu = 0.35$
 $\phi = 30$
 $C = 1 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_v = 20 \text{ Kg/cm}^2$

Con la completación de la excavación del segundo túnel, el nivel de esfuerzos del pilar se reduce.

Las cargas actuantes sobre el revestimiento son muy cercanas a la situación del túnel simple y el espesor de la zona plastificada también es prácticamente la misma.

Las deformaciones reflejan la desimetría de la situación.

APENDICE N. 2

EJEMPLO DE METODO NUMERICO PARA EL DISEÑO GEOTECNICO ESTRUCTURAL
DEL REVESTIMIENTO: TUNELES DE LA LINEA LAS ADJUNTAS LOS TEQUES DEL
METRO DE CARACAS

7.2 DISEÑO NUMERICO DEL REVESTIMIENTO

El método de calculo utilizado para el diseño geotécnico estructural del revestimiento, es el de los Elementos Finitos: más precisamentre se trata de un método matricial estructural.

Este método numérico permite eliminar buena parte de las hipótesis simplificadoras que están a la base de todos los métodos analíticos clásicos, sean plásticos o elásticos, para el cálculo de este tipo de estructuras.

En particular el programa empleado permite considerar el fenómeno de la ineracción terreno estructura que es lo más indeterminado y delicado en todas las obras de ingeniería de fundación o contención. Además el programa toma en cuenta el comportamiento no lineal del terreno cuando en éste las deformaciones pasan en campo negativo, o exceden valores preestablecidos en campo positivo.

Los datos que caracterizan el comportamiento del terreno se basan en la definción de los módulos de balasto que, en forma mucho más realísitca, sustituyen a los clásicos coeficientes de empuje activo y pasico (es conocida, en efecto la dificultad que existe en evaluar la fracción de empuje pasivo movilizada en el terreno).

Finalmente otra gran ventaja del empleo del método reside en la cantidad de informaciones que el mismo suministra como resultado de cálculo. En particular, además que las sollicitaciones de corte y momento, fundamntales para el dimensionamiento estructural del revestimiento, suministra todas las deformaciones lineales y angulares de la estructura y las presiones sobre aquella así como las

correspondientes reacciones del terreno.

Igualmente el código de cálculo dutilizao (*AGEOS: Análisis geotécnico de obras subterráneas*) representa un software altamente especializado y avanzado incluyendo, entre otro, toda reproesentación gráfica de los datos del problema así como de todos los resultados.

El modelo esta constituídos por elementos lineales cuya geometría esta caracterizada por el largo y el ancho (coincidente con el espesor del revestimiento); la tercera dimensión es normalmente unitaria para el caso de secciones tipo en deformaciones planas.

Se trata de elementos prismáticos capaces de transmitir a traves de los nodos de interconexión, dos tipos de sollicitaciones a saber: de momento y de fuerza transversal para los elementos del revestimiento, y de fuerza normal y fuerza transversal para los elementos del terreno.

La salida del cálculo incluye numericamente y graficamente, para cada nodo del elemento (o sea para las diferentes secciones de la estructura del revestimiento): la presión de reacción en el terreno, las sollicitaciones normales de corte y momento, así como las correspondientes cargas totales y finalmente las deformaciones de la estructura.

En el diseño del sostenimiento de un túnel, las "*condiciones de cargas*" y las "*propiedades geotécnicas de rigidez*", pueden considerarse como los datos ("*inputs*") mínimos indispensables para la ejecución de los cálculos geoestructurales, juntamente con las características geométricas netas de la seccion a diseñar.

Por otro lado, una caracterización geotécnica global y detallada para un macizo rocoso, implica la determinación de un conjunto muy numeroso de parámetros, escogidos dentro de un universo aún más grande, en función por un lado del tipo de obra y naturaleza misma del macizo rocoso, y por otro lado del tipo de método de análisis diseño y construcción a emplear.

En efecto, cada metodología de diseño requiere de ciertos parámetros especiales y en general el número necesario de aquellos crece con el grado de sofisticación (y supuestamente de precisión) de la metodología misma.

Sin embargo a tal propósito vale la pena observar que, frente al problema de la selección y determinación de los valores numéricos de las propiedades a utilizar en los análisis y diseños, debe recordarse que un modelo de análisis simple que necesite de pocos parámetros (bien cuantificables), es preferible a un modelo más complejo y sofisticado (evidentemente más riguroso y preciso) pero que necesite de un gran número de parámetros (no todos igualmente bien cuantificables).

Igualmente el modelo de diseño debe ser acorde con el nivel en que se encuentre el proceso de diseño y en este sentido para un nivel preliminar, deben seleccionarse modelos sencillos reservando modelos más elaborados para los niveles últimos del proceso de diseño cuando se disponga de una información más amplia y mejor cuantificada.

En este orden de ideas los datos geotécnicos preliminares, a ser definidos para cada una de las secciones representativas de tramos geomecánicamente uniformes del túnel, deben esencialmente permitir por un lado, evaluar las leyes constitutivas de los macizos rocosos

involcurados (módulos de deformación o rigidez) y por el otro poder predecir las condiciones de carga que actuarán sobre los revestimientos las cuales en primera aproximación dependen sea del estado de sollicitación natural preexistente en el sitio (a su vez ligados a la profundidad de la excavación y nuevamente a las propiedades físico mecánicas de las rocas, además de ser también consecuencia de la historia geológica geomorfológica y geotécnica del área), sea del método constructivo previsto a ser empleado, con lo cual se evidencia la naturaleza "no totalmente intrínseca" (a las condiciones naturales del medio geológico) de estas cargas de diseño.

En particular, el método numérico de cálculo geotécnico estructural que se utiliza aquí, prevee caracterizar el terreno a través de sus módulos de reacción normal y tangencial, correspondientes al contacto (interfase) terreno estructura, y definidos puntualmente a lo largo del perímetro de la interfase.

El módulo de reacción normal, es una propiedad mecánica cuya utilización para el diseño del revestimiento de un túnel, deriva directamente de la teoría general de "fundaciones sobre medios elásticos", en la que se supone que la reacción del medio (reacción del subgrado) es proporcional a la deformación en el punto considerado.

El término reacción de subgrado indica la presión por unidad de área de la superficie de contacto entre la fundación (el revestimiento en este caso) y el subgrado sobre el cual se apoya o al cual le transfiere las cargas en general (hastiales, solera, arco).

La relación que existe entre esta presión " σ " en un punto cualquiera de la superficie de

contacto y el asentamiento " δ ", producido por la aplicación de la carga en este punto, se conoce como módulo de reacción de subgrado, coeficiente de reacción de subgrado o módulo de balasto.

Este módulo, designado (kn), depende de las propiedades de deformación del terreno y de las dimensiones del área influenciada por la reacción de subgrado. Matemáticamente, (Kn) está expresado por la siguiente ecuación:

$$Kn = \sigma / \delta \text{ (FL}^{-3}\text{)}$$

donde:

Kn = módulo de reacción normal
(Fuerza x Longitud⁻³)

σ = reacción de subgrado (Fuerza x Longitud⁻²)

δ = desplazamiento normal (Longitud)

En base a la suposición inicial se puede admitir que el terreno se comporta como un colchón de resortes individuales cuya constante elástica es el modulo de reacción de subgrado, (Kn).

Esta aproximación del comportamiento del suelo fué introducida por *E. Winkler* (1867) y es por ésto que se conoce como modulo de terreno de *inkler*.

La teoría de *Winkler* supone que los resortes son independenes unos de otros, relacionados entre sí únicamene a través de la estructura. Mas aún, tambien supone que los resortes son capaces de resistir tracción y compresión, lo cual equivale a considerar un vínculo bidireccional entre el terreno y la estructura.

Sin embargo el código de cálculo utilizado para el diseño, incluye un comportamiento no lineal para el terreno tomando en cuenta la falta de resistencia a la tracción en la

interfase terreno estructura normalmente a la superficie local del contacto.

En cuanto al modulo de reacción tangente, se trata de un concepto más recientemente introducido en mecánica de rocas para el análisis del comportamiento mecánico de las discontinuidades presentes en los macizos rocosos.

Es un concepto paralelo al del modulo de balasto del cual difiere únicamente por el hecho que la relación esfuerzo desplazamiento es considerada en la dirección paralela a la de la interfase (contacto terreno-revestimiento o plano de la discontinuidad). Por otro lado se expresa con las mismas unidades:

$$K_t = \tau / \epsilon \text{ (FL}^{-3}\text{)}$$

donde:

K_t	=	módulo de reacción tangente
τ	=	reacción unitaria tangente
ϵ	=	desplazamiento tangente

En este caso se considera sin inconvenientes un vínculo bidireccional entre el terreno y la estructura del revestimiento.

Para la cuantificación de estos parámetros de rigidez normal y tangente del terreno, a falta de ensayos específicos, se debe hacer recurso a valores aproximados estimado en base a la clasificación de los macizos rocosos que se prevee estén involucrados en la excavación del túnel.

Referencias bibliográficas al respecto, permiten la estimación de los rangos posibles de los valores del módulo de reacción normal (K_n), mientras que por cuanto se refiere al módulo de reacción tangente (K_t) relativo a la interfase

terreno sostenimiento, no se dispone en la bibliografía de rangos indicativos debido a que la rigidez tangencial real es función de un conjunto inmenso de factores entre los cuales, las propiedades intrínsecas de los terrenos representan una parte minoritaria.

De hecho intervienen la morfología de la superficie de interfase y la naturaleza de los materiales mismos con los que se construyen los revestimientos y finalmente de manera determinante el proceso constructivo.

La adherencia aumentará en la medida en que aumente la irregularidad geométrica de las superficies a contacto y aumentará con el aumento de la fricción del material del sostenimiento y finalmente con su tipología: prefabricado o vaciado en sitios para el caso del concreto.

Igualmente interviene en la definición cuantificada de la rigidez tangente entre terreno y revestimiento, la presencia y naturaleza de un eventual sostenimiento primario (justamente en la interfase) así como la presencia de cualquier otro material adicional (drenante, impermeabilizante, etc.).

Para el caso específico en proyecto, se estima que la adherencia natural terreno sostenimiento (concreto proyectado o vaciado) sea sustancialmente alta de manera que la rigidez tangente de la interfase esté controlada por la rigidez tangente del macizo rocoso inmediatamente circundante la interfase y para este caso se asume un módulo de reacción tangente del orden de 1/100 del correspondiente módulo de reacción normal.

.....
PROYECTO: TUNELES LAS ADJUNTAS - LOS TEQUES
CALCULO:
UNIDADES: TON/M/GRADOS
.....

ANALISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO-ESTRUCTURAL DE OBRAS SUBTERRANEAS

CONVENCIONES:

1. GEOMETRIA:

- .La numeracion de los elementos es sucesiva y en sentido horario.
- .La inclinacion se mide en grados, apoyados en el nodo inicial desde la horizontal y en sentido antihorario.

2. CARGAS:

- .Vertical positiva hacia abajo.
- .Horizontal positiva hacia la seccion.

3. DESPLAZAMIENTOS:

- .Horizontal positiva hacia la derecha.
- .Vertical positivo hacia arriba.
- .Rotacion positiva hacia arriba.

4. SOLICITACIONES INTERNAS:

- .Axial positiva traccionando el elemento.
- .Corte positivo hacia afuera de la seccion.
- .Momento positivo comprimiendo fibra interna.

5. GRAFICOS DE LAS SOLICITACIONES INTERNAS:

- .Valores positivos hacia afuera de la seccion.
- .Valores negativos hacia dentro de la seccion.

6. REACCION DEL TERRENO:

- .Positivos comprimiendo la seccion.

CARACTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS

ELEMENTO	NODO INICIAL	NODO FINAL	INERCIA (*1000)	AREA	LONGITUD	INCLINACION
1	1	2	10.400	0.500	0.846	355.000
2	2	4	10.400	0.500	0.846	345.000
3	4	6	10.400	0.500	0.846	335.000
4	6	8	10.400	0.500	0.846	325.000
5	8	10	10.400	0.500	0.846	315.000
6	10	12	10.400	0.500	0.846	305.000
7	12	14	10.400	0.500	0.846	295.000
8	14	16	10.400	0.500	0.846	285.000
9	16	18	10.400	0.500	0.846	275.000
10	18	20	10.700	0.505	0.220	270.000
11	20	22	11.400	0.515	0.220	267.400
12	22	24	13.100	0.540	0.220	265.000
13	24	26	16.700	0.585	0.220	264.800
14	26	28	20.837	0.630	0.220	266.200
15	28	30	26.800	0.680	0.220	259.200
16	30	32	33.800	0.740	0.220	257.200
17	32	34	45.900	0.820	0.220	258.200
18	34	36	48.200	0.833	0.191	172.500
19	36	38	35.300	0.751	0.191	172.800
20	38	40	25.400	0.673	0.191	173.100
21	40	42	17.910	0.599	0.191	173.400
22	42	44	12.547	0.532	0.191	173.700
23	44	46	10.417	0.500	0.621	193.700
24	46	48	10.417	0.500	0.621	191.500
25	48	50	10.417	0.500	0.621	188.900
26	50	52	10.417	0.500	0.621	185.900
27	52	54	10.417	0.500	0.621	184.300
28	54	56	10.417	0.500	0.621	178.700
29	56	55	10.417	0.500	0.621	181.300
30	55	53	10.417	0.500	0.621	175.700
31	53	51	10.417	0.500	0.621	174.100
32	51	49	10.417	0.500	0.621	171.100
33	49	47	10.417	0.500	0.621	168.500
34	47	45	10.417	0.500	0.621	166.300
35	45	43	12.547	0.532	0.191	186.300
36	43	41	17.910	0.599	0.191	186.600
37	41	39	25.402	0.673	0.191	186.900
38	39	37	35.297	0.751	0.191	187.200
39	37	35	48.167	0.833	0.191	187.500
40	35	33	45.947	0.820	0.220	101.800
41	33	31	33.769	0.740	0.220	102.800
42	31	29	26.203	0.680	0.220	100.800
43	29	27	20.837	0.630	0.220	93.800
44	27	25	16.683	0.585	0.220	95.200
45	25	23	13.122	0.540	0.220	95.000
46	23	21	11.383	0.515	0.220	92.600
47	21	19	10.732	0.505	0.220	90.000
48	19	17	10.400	0.500	0.847	85.000
49	17	15	10.400	0.500	0.847	75.000
50	15	13	10.400	0.500	0.847	65.000
51	13	11	10.400	0.500	0.847	55.000
52	11	9	10.400	0.500	0.847	45.000
53	9	7	10.400	0.500	0.847	35.000
54	7	5	10.400	0.500	0.847	25.000
55	5	3	10.400	0.500	0.847	15.000
56	3	1	10.400	0.500	0.847	5.000

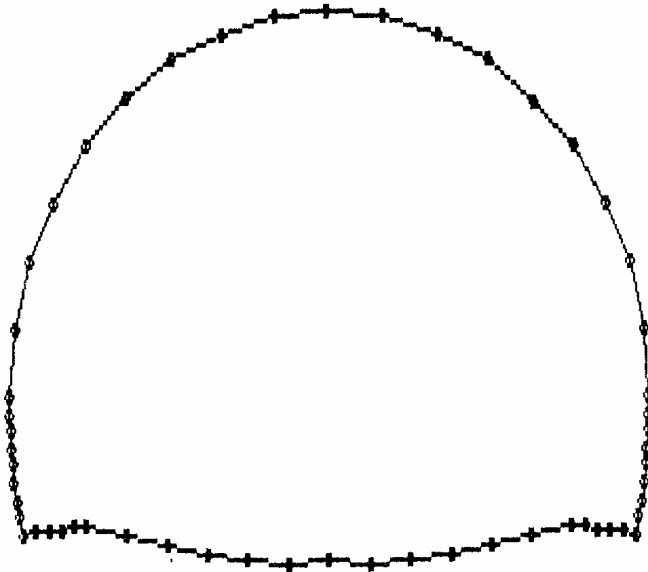
CARACTERISTICAS DEL TERRENO

```

*****
NODO  AREA TRIBUTARIA  INCLINACION  RIGIDEZ NORMAL  RIGIDEZ TRANSVERSAL
*****
1      0.847              90.000       25000.000      2500.000
2      0.847              80.000       25000.000      2500.000
3      0.847              100.000      25000.000      2500.000
4      0.847              70.000       25000.000      2500.000
5      0.847              110.000     25000.000      2500.000
6      0.847              60.000       25000.000      2500.000
7      0.847              120.000     25000.000      2500.000
8      0.847              50.000       25000.000      2500.000
9      0.847              130.000     25000.000      2500.000
10     0.847              40.000       25000.000      2500.000
11     0.847              140.000     25000.000      2500.000
12     0.847              30.000       25000.000      2500.000
13     0.847              150.000     25000.000      2500.000
14     0.847              20.000       25000.000      2500.000
15     0.847              160.000     25000.000      2500.000
16     0.847              10.000       25000.000      2500.000
17     0.847              170.000     25000.000      2500.000
18     0.533              0.000        25000.000      2500.000
19     0.533              180.000     25000.000      2500.000
20     0.220              358.700     25000.000      2500.000
21     0.220              181.300     25000.000      2500.000
22     0.220              356.200     25000.000      2500.000
23     0.220              183.900     25000.000      2500.000
24     0.220              354.900     25000.000      2500.000
25     0.220              185.100     25000.000      2500.000
26     0.220              355.500     25000.000      2500.000
27     0.220              184.500     25000.000      2500.000
28     0.220              352.700     25000.000      2500.000
29     0.220              187.300     25000.000      2500.000
30     0.220              348.200     25000.000      2500.000
31     0.220              191.800     25000.000      2500.000
32     0.220              347.700     25000.000      2500.000
33     0.220              192.300     25000.000      2500.000
34     0.200              305.350     25000.000      2500.000
35     0.200              234.700     25000.000      2500.000
36     0.191              262.650     25000.000      2500.000
37     0.191              277.400     25000.000      2500.000
38     0.191              262.950     25000.000      2500.000
39     0.191              277.100     25000.000      2500.000
40     0.191              263.250     25000.000      2500.000
41     0.191              276.800     25000.000      2500.000
42     0.191              263.250     25000.000      2500.000
43     0.191              276.500     25000.000      2500.000
44     0.406              273.700     25000.000      2500.000
45     0.406              266.300     25000.000      2500.000
46     0.621              282.700     25000.000      2500.000
47     0.621              257.300     25000.000      2500.000
48     0.621              280.100     25000.000      2500.000
49     0.621              259.900     25000.000      2500.000
50     0.621              277.500     25000.000      2500.000
51     0.621              262.400     25000.000      2500.000
52     0.621              275.100     25000.000      2500.000
53     0.621              264.900     25000.000      2500.000
54     0.621              272.530     25000.000      2500.000
55     0.621              267.500     25000.000      2500.000
56     0.621              270.000     25000.000      2500.000

```

GEOMETRIA DEL MODELO



H = 7.23 MTS
B = 9.70 MTS

.....
PROYECTO: TUNELES LAS ADJUNTAS - LOS TEQUES.
CALCULO:
UNIDADES: TON/M/GRADOS
.....

ACCIONES ACTUANTES SOBRE LA SECCION

ACCIONES LITOSTATICAS (Componente de carga A)

CARGA VERTICAL:
CARGA HORIZONTAL (clave):
CARGA HORIZONTAL (solera):

ACCIONES HIDROSTATICAS (Componente de carga B)

NIVEL FREATICO(Desde la solera):
PESO ESPECIFICO DEL AGUA:
RELACION ACC.HIDROSTATICAS/ACC.LITOSTATICAS:

SOBRECARGA VERTICAL (Componente de carga C)

VALOR DE LA SOBRECARGA:
COEFICIENTE DE EMPUJE:

CASOS DE CARGA:

CASO DE CARGA N. 1 -----> $1.0 * (1.0 * A + 1.0 * C)$

MODULO DE ELASTICIDAD DE LA ESTRUCTURA..... 2390000

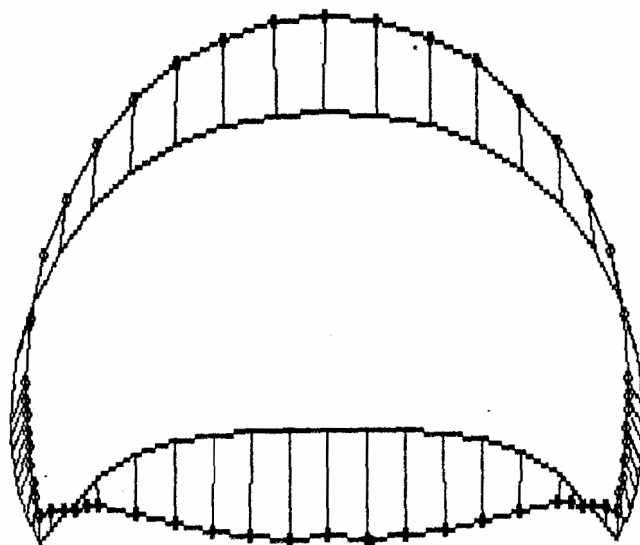
ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - DESPLAZAMIENTOS NODALES.

```

*****
NODO      DESP. HORIZONTAL      DESP. VERTICAL      ROTACION (rad)
*****
1         -0.000000             -0.000363           0.000000
2         -0.000002             -0.000356           0.000017
3         0.000002             -0.000356           -0.000017
4         -0.000000             -0.000335           0.000031
5         0.000000             -0.000335           -0.000031
6         0.000009             -0.000305           0.000041
7         -0.000009            -0.000305           -0.000041
8         0.000024             -0.000272           0.000045
9         -0.000024            -0.000272           -0.000045
10        0.000045             -0.000239           0.000045
11       -0.000045            -0.000239           -0.000045
12        0.000069             -0.000209           0.000043
13       -0.000069            -0.000210           -0.000043
14        0.000097             -0.000184           0.000042
15       -0.000097            -0.000184           -0.000042
16        0.000126             -0.000162           0.000035
17       -0.000126            -0.000163           -0.000035
18        0.000143             -0.000147           0.000003
19       -0.000143            -0.000147           -0.000003
20        0.000142             -0.000144           -0.000014
21       -0.000142            -0.000144           0.000014
22        0.000137             -0.000140           -0.000036
23       -0.000137            -0.000140           0.000036
24        0.000127             -0.000136           -0.000061
25       -0.000127            -0.000136           0.000060
26        0.000111             -0.000131           -0.000085
27       -0.000111            -0.000131           0.000085
28        0.000090             -0.000127           -0.000111
29       -0.000090            -0.000127           0.000111
30        0.000064             -0.000119           -0.000136
31       -0.000064            -0.000119           0.000136
32        0.000033             -0.000110           -0.000159
33       -0.000033            -0.000110           0.000159
34       -0.000003            -0.000100           -0.000179
35        0.000003             -0.000100           0.000180
36        0.000002             -0.000065           -0.000195
37       -0.000002            -0.000065           0.000195
38        0.000008             -0.000027           -0.000209
39       -0.000008            -0.000027           0.000209
40        0.000014             0.000014           -0.000220
41       -0.000014            0.000014           0.000221
42        0.000021             0.000057           -0.000227
43       -0.000021            0.000057           0.000227
44        0.000027             0.000099           -0.000225
45       -0.000027            0.000099           0.000225
46        0.000003             0.000223           -0.000175
47       -0.000003            0.000223           0.000175
48       -0.000009            0.000311           -0.000113
49        0.000009            0.000311           0.000113
50       -0.000012            0.000365           -0.000063
51        0.000011            0.000365           0.000063
52       -0.000009            0.000393           -0.000030
53        0.000009            0.000393           0.000030
54       -0.000005            0.000406           -0.000012
55        0.000005            0.000406           0.000012
56       -0.000000            0.000409           -0.000000

```

ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - DESPLAZAMIENTOS NODALES

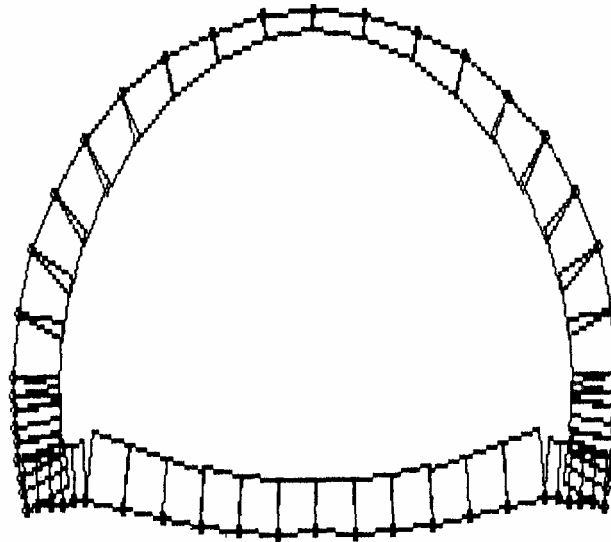


MAX = 0.000409 MTS.

ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - SOLICITACIONES INTERNAS.

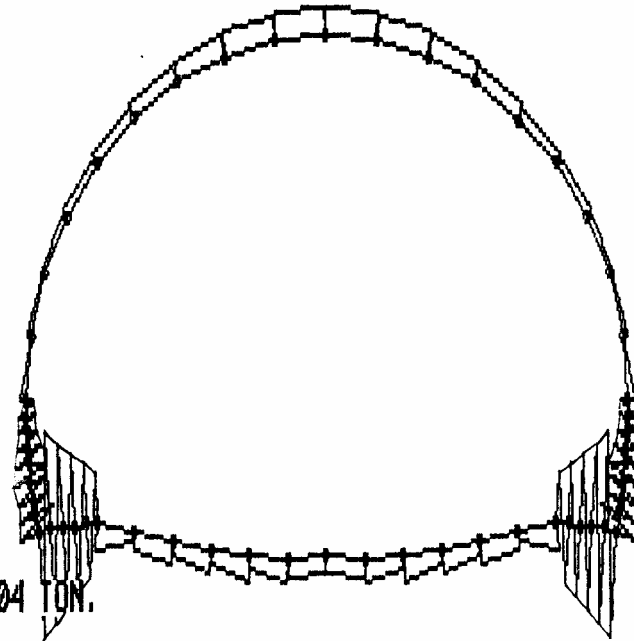
ELEMENTO	N O D O I N I C I A L			N O D O F I N A L		
	AXIAL	CORTE	MOMENTO	AXIAL	CORTE	MOMENTO
1	-3.596	4.173	0.082	-4.147	4.244	0.112
2	-4.048	3.927	0.112	-5.635	4.113	0.191
3	-5.441	3.547	0.191	-7.873	3.784	0.291
4	-7.593	3.097	0.291	-10.576	3.279	0.368
5	-10.221	2.638	0.368	-13.395	2.653	0.374
6	-12.985	2.191	0.374	-15.968	2.013	0.299
7	-15.537	1.691	0.299	-17.969	1.559	0.243
8	-17.585	0.947	0.243	-19.172	1.594	0.517
9	-18.951	-0.293	0.517	-19.502	2.458	1.682
10	-19.446	-2.660	1.681	-19.446	3.209	2.327
11	-19.513	-3.126	2.327	-19.438	3.679	3.076
12	-19.520	-3.665	3.076	-19.377	4.228	3.944
13	-19.325	-4.922	3.944	-19.176	5.486	5.089
14	-18.961	-6.618	5.089	-18.852	7.175	6.606
15	-19.559	-5.406	6.606	-19.255	6.014	7.862
16	-19.404	-5.817	7.862	-19.048	6.448	9.211
17	-18.874	-7.084	9.211	-18.544	7.703	10.838
18	-9.321	17.602	10.838	-9.506	-15.718	7.656
19	-9.592	15.362	7.656	-9.771	-13.474	4.902
20	-9.846	13.301	4.902	-10.017	-11.412	2.542
21	-10.083	11.434	2.542	-10.246	-9.543	0.538
22	-10.305	9.769	0.538	-10.461	-7.876	-1.147
23	-12.729	4.791	-1.147	-11.657	1.158	-2.275
24	-11.704	2.657	-2.275	-10.794	3.368	-2.054
25	-10.907	1.907	-2.054	-10.195	4.192	-1.344
26	-10.299	1.989	-1.344	-9.823	4.172	-0.667
27	-9.890	2.197	-0.667	-9.542	3.987	-0.111
28	-9.485	3.246	-0.111	-9.590	2.961	-0.199
29	-9.590	2.961	-0.199	-9.485	3.246	-0.111
30	-9.538	3.987	-0.111	-9.887	2.197	-0.667
31	-9.819	4.173	-0.667	-10.295	1.988	-1.345
32	-10.200	4.193	-1.345	-10.911	1.906	-2.055
33	-10.798	3.370	-2.055	-11.708	2.655	-2.278
34	-11.661	1.160	-2.278	-12.733	4.789	-1.151
35	-10.466	-7.874	-1.151	-10.309	9.767	0.534
36	-10.252	-9.543	0.534	-10.088	11.434	2.537
37	-10.022	-11.411	2.537	-9.851	13.301	4.897
38	-9.776	-13.474	4.897	-9.598	15.362	7.651
39	-9.511	-15.718	7.651	-9.326	17.604	10.833
40	-18.549	7.707	10.834	-18.879	-7.088	9.206
41	-19.053	6.451	9.206	-19.409	-5.820	7.856
42	-19.260	6.016	7.856	-19.563	-5.408	6.600
43	-18.857	7.175	6.600	-18.966	-6.618	5.082
44	-19.181	5.484	5.082	-19.330	-4.921	3.938
45	-19.382	4.226	3.938	-19.526	-3.664	3.070
46	-19.445	3.676	3.070	-19.520	-3.123	2.322
47	-19.453	3.207	2.322	-19.453	-2.657	1.677
48	-19.510	2.455	1.677	-18.958	-0.289	0.515
49	-19.180	1.593	0.515	-17.592	0.950	0.243
50	-17.976	1.559	0.243	-15.543	1.693	0.300
51	-15.975	2.015	0.300	-12.990	2.193	0.375
52	-13.401	2.655	0.375	-10.224	2.639	0.369
53	-10.579	3.282	0.369	-7.594	3.098	0.291
54	-7.875	3.787	0.291	-5.441	3.549	0.190
55	-5.635	4.116	0.190	-4.047	3.929	0.111
56	-4.147	4.245	0.111	-3.595	4.177	0.082

ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - FUERZAS AXIALES



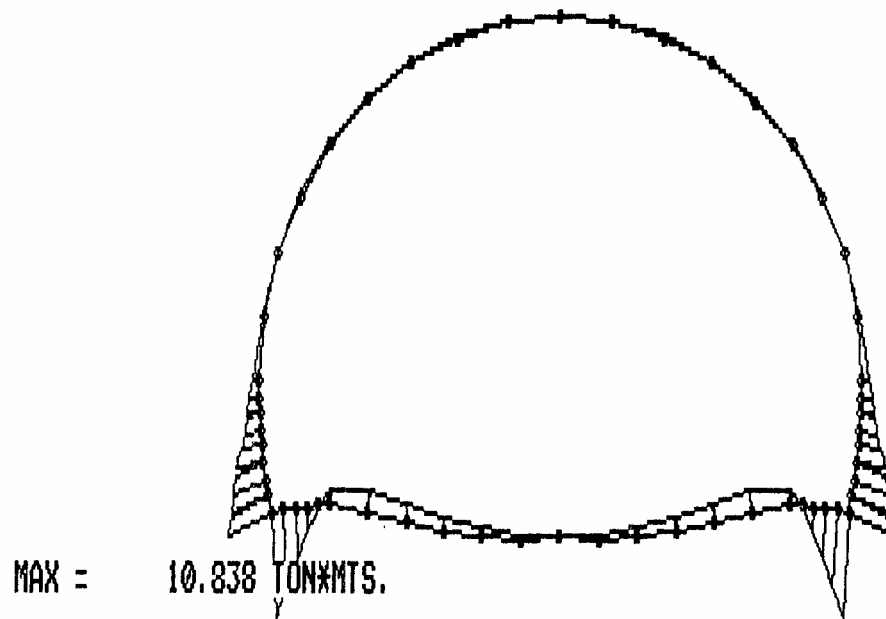
MAX = 19.563 TON.

ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - FUERZAS CORTANTES



MAX = 17.604 TON.

ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - MOMENTOS FLECTORES



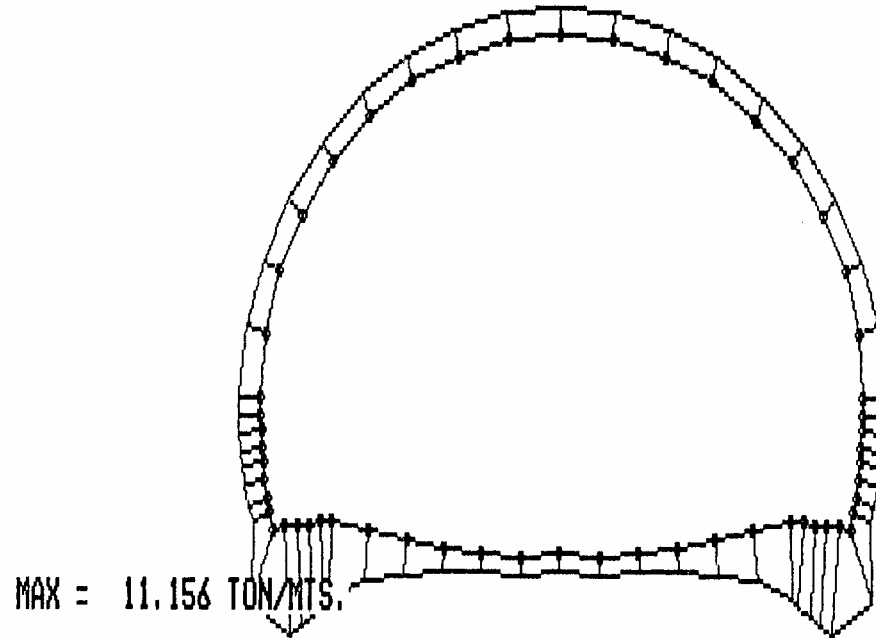
ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - REACCION NORMAL DEL TERRENO.

```

*****
NODO      ESF. NORMAL      ESF. TRANSVERSAL      COMENTARIO
*****
1          2.735            0.000
2          2.760            1.163
3          2.758            -1.163
4          2.827            2.182
5          2.823            -2.181
6          2.924            2.928
7          2.920            -2.927
8          3.046            3.307
9          3.043            -3.306
10         3.212            3.269
11         3.210            -3.269
12         3.483            2.815
13         3.481            -2.815
14         3.946            1.999
15         3.944            -1.999
16         4.640            0.919
17         4.639            -0.919
18         5.368            -0.294
19         5.369            0.295
20         5.413            -0.451
21         5.415            0.451
22         5.452            -0.757
23         5.461            0.770
24         5.327            -0.912
25         5.330            0.912
26         4.969            -0.831
27         4.974            0.831
28         4.728            -1.174
29         4.734            1.175
30         4.550            -1.709
31         4.556            1.709
32         3.947            -1.762
33         3.952            1.762
34         9.085            -3.660
35         9.097            3.658
36         11.156           0.973
37         11.156           -0.980
38         10.395           0.936
39         10.394           -0.943
40         9.583            0.900
41         9.582            -0.907
42         8.726            0.903
43         8.734            -0.872
44         8.019            -0.417
45         8.019            0.416
46         5.303            -1.504
47         5.302            1.504
48         3.610            -1.203
49         3.609            1.202
50         2.604            -0.898
51         2.600            0.909
52         2.092            -0.613
53         2.091            0.612
54         1.875            -0.305
55         1.875            0.301
56         1.812            -0.000

```

ACCIONES LITOSTATICAS (Caso de carga N. 1) - REACCION NORMAL DEL TERRENO



APENDICE N. 3

EJEMPLOS DE USO DEL METODO DE LAS LINEAS CARACTERISTICAS PARA EL
DISEÑO GEOTECNICOESTRUCTURAL DE LOS TUNELES GEMELOS DE LA LINEA 3
DEL METRO DE CARACAS

7.3 CARGAS VERTICALES SOBRE EL SOSTENIMIENTO

La evaluación de las cargas verticales que actúan sobre el revestimiento, se lleva a cabo, haciendo recurso a una metodología gráfica analítica basada en el uso de las líneas características para la cuantificación del efecto arco de descarga de las presiones iniciales y cuyas hipótesis básicas para el modelo de análisis utilizado son las siguientes:

- Soluciones analíticas elastoplásticas de Bray, para túneles en suelo, y de Ladanyi para túneles en roca.
- Estado de sollicitación inicial ($p_0 = \gamma H$) isotrópico.
- Comportamiento del suelo elastoplástico, definido por el criterio de Mohr Coulomb y por los parámetros geotécnicos (E, ν, ϕ, c, C_0).
- Comportamiento de la roca elastoplástico, definido por el criterio de Hoek Brown, con los parámetros ($m-s$) para el macizo rocoso natural, y (m_r-s_r) para el macizo plastificado.
- Colocación del anillo de revestimiento en la cola del escudo con inyección inmediata del carato de relleno en el espacio de interfase terreno estructura.
- Rigidez de compresibilidad del revestimiento reducida al 25% de la teórica para considerar la compresibilidad de las juntas entre segmentos y calculada con parámetros elásticos de deformación a largo plazo: $E=21000000 \text{ t/m}^2$ y $\nu=0.15$.
- Desplazamientos (u_0) radiales iniciales (correspon- dientes al momento de puesta en obra

del anillo de revestimiento) iguales al 30% [$u_0 = 0.3P_0R(1+v)/E$], de los desplazamientos radiales finales que se producirían (en el caso hipotético de comportamiento elástico lineal del terreno) en una excavación sin sostenimiento.

Esta última hipótesis es la que, aunque de forma muy sintética, refleja la influencia del proceso constructivo sobre el establecimiento de las condiciones finales de equilibrio.

En efecto el valor numérico de este desplazamiento radial inicial depende de la eficiencia con que se opera la excavación y se pone en obra el revestimiento, incluyendo la calidad de las inyecciones primarias que se ejecutan para limitar los asentamientos en superficie. Igualmente considera las inevitables deformaciones que se producen en correspondencia del frente de excavación y cola del escudo previamente a la puesta en obra e inyección del anillo del revestimiento.

Ahora bien, es evidente que desde el punto de vista de las cargas sobre el sostenimiento, estas deformaciones iniciales (u_0) son beneficiosas toda vez que inducen una descarga de presiones como consecuencia del desarrollo del efecto arco en correspondencia de los terrenos en el techo del túnel.

Sin embargo, en consideración de que el objetivo que se persigue en el proceso constructivo es el de limitar al máximo la deformación y consecuente asentamiento del terreno, para los cálculos se asume un valor del desplazamiento radial inicial (u_0) mínimo y correspondiente a una situación idealmente óptima para el proceso de construcción, con lo cual se introduce una hipótesis conservadora en el cálculo de estimación de las cargas de terreno actuantes.

Puede observarse, como resultado más significativo, la reducción del orden del 35% en el valor de la presión de equilibrio (p_{eq1}) de diseño con respecto al valor de la presión litoestática ($p_o = \gamma H$).

Como resultado complementario puede observarse en las gráficas, que el punto de equilibrio casi siempre se ubica en el tramo elástico de la línea característica del túnel, resultando por lo tanto una presión de plastificación (p_{cri}) menor que la presión de equilibrio.

La carga admisible (p_{adm}) reportada en las salidas gráficas, es la calculada para el concreto del revestimiento con una $f'c = 450$ Kg/cm².

A continuación se reportan, a manera de ejemplo, los datos y los resultados correspondientes a perfiles geotécnicos tipo, para túneles excavados en suelo y en roca. Todos representativos de tramos geomecánicamente homogéneos pertenecientes al desarrollo en túneles gemelos de la Línea 3 del Metro de Caracas.

DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO PARA TUNELES - METODO DE LA LINEA CARAC

SOLUCION DE BRAY

RADIO DEL TUNEL 2.80 m
PRESION GEOSTATICA 3.35 Kg/cm²
PESO UNITARIO DEL TERRENO 2.30 T/m³
MODULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO 450.00 Kg/cm²
COEFICIENTE DE POISSON DEL TERRENO 0.30
ANGULO DE FRICCION DEL TERRENO 11.00 Grados
COHESION DEL TERRENO 0.00 Kg/cm²
RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL TERRENO 4.00 Kg/cm²

TIPO DE REVESTIMIENTO : EN CONCRETO ARMADO.

Rcc 28 DIAS..... 450.00 Kg/cm²
ESPESOR DEL REVESTIMIENTO 14.53 cm
COEFICIENTE DE POISSON DEL CONCRETO 0.15

DESPLAZAMIENTO INICIAL 0.80 cm

PERFIL 01.

Prog. 8+334.927 a Prog. 8+438.50 (L = 101.57 m)

Profundidad Media de la Clave del Túnel : 14.50 m

Profundidad Media del Nivel Freático : 10.50 m

Perforaciones P - 78 y P - 108

DESCRIPCION DEL TERRENO QUE CONFORMA EL TECHO DEL TUNEL.

El techo del túnel lo conforma una arcilla limosa dura (CL) de 80 golpes promedio con penetraciones de 8.0 a 28 cm.

PARAMETROS GEOTECNICOS ADOPTADOS.

Angulo de Fricción : 11° Cohesión : 0 Kg/cm²

Peso Unitario Saturado : 2.30 Ton/m³

Modulo de Elasticidad : 450 Kg/cm²

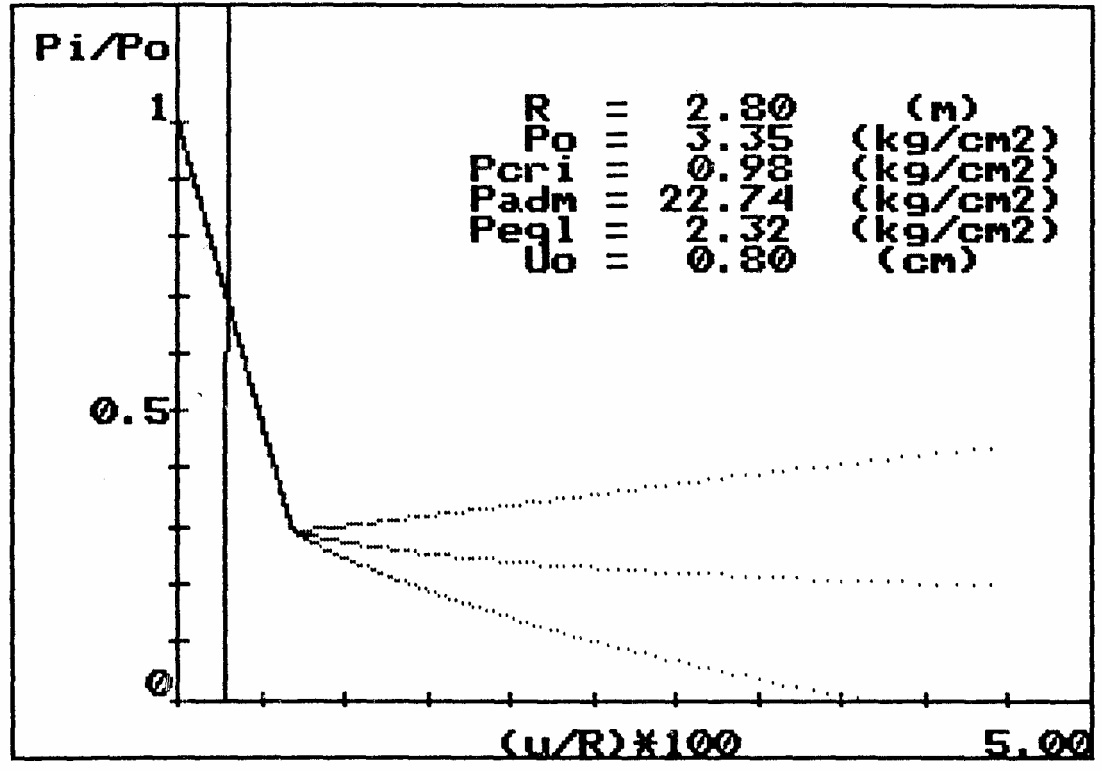
Modulo de Poisson : 0.30

Resistencia a la Compresión Inconfinada : 4.0 Kg/cm²

Presión Geostática en la Clave : 3.35 Kg/cm²

Desplazamiento Inicial (Uo) : $U_o = 0.30 * 280 * 3.35 * (1+0.30)/450$

$U_o = 0.80 \text{ cm}$



DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO PARA TUNELES - METODO DE LA LINEA CARACT

SOLUCION DE HOEK Y BROWN

RADIO DEL TUNEL 2.80 m
PRESION GEOSTATICA 3.05 Kg/cm²
PESO UNITARIO DE LA ROCA 2.10 T/m³
MODULO DE ELASTICIDAD DE LA ROCA1000.00 Kg/cm²
COEFICIENTE DE POISSON DE LA ROCA 0.20
CONSTANTES DEL MACIZO ROCOSO m = 0.050 s = 0.0000
CONSTANTES DEL MACIZO ROCOSO FRACTURADO ... mr = 0.010 sr =0.0000
RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LA ROCA 20.00 Kg/cm²

TIPO DE REVESTIMIENTO : EN CONCRETO ARMADO.

Rcc 28 DIAS..... 450.00 Kg/cm²
ESPESOR DEL REVESTIMIENTO 14.53 cm
COEFICIENTE DE POISSON DEL CONCRETO 0.15

DESPLAZAMIENTO INICIAL 0.30 cm

PERFIL 02.

Prog. 6+436.50 a Prog. 6+522.50 (L = 86.00 m)
Profundidad Media de la Clave del Túnel : 14.50 m
Profundidad Media del Nivel Freático : 10.50 m
Perforaciones P - 107 y P - 108

DESCRIPCION DEL TERRENO QUE CONFORMA EL TECHO DEL TUNEL.

El techo del túnel lo conforma un esquisto calcáreo poco meteorizado, duro, fracturado.

PARAMETROS GEOTECNICOS DEL MACIZO ROCOSO.

Peso Unitario Saturado : 2.10 Ton/m³
Modulo de Elasticidad : 1000 Kg/cm²
Modulo de Poisson : 0.20
Valores de m - s : m = 0.050 y s = 0.00001

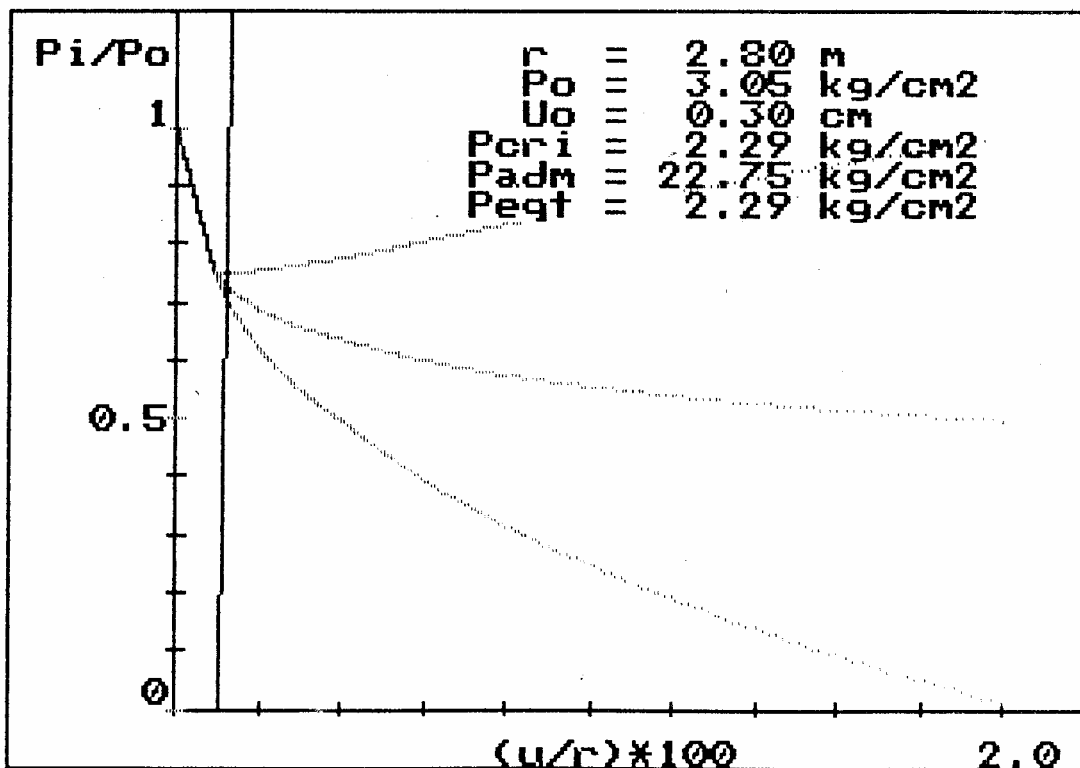
Macizo Rocoso Fracturado: mr = 0.010 y sr = 0.0

Resistencia a la Compresión Inconfinada : 20.0 Kg/cm²

Presión Geostática en la Clave : 3.05 Kg/cm²

Desplazamiento Inicial (Uo) : $Uo = 0.30 * 280 * 2.50 * (1 + 0.20) / 1000$

Uo = 0.30 cm



BIBLIOGRAFIA

AFTES "Soutenement et revetement. Emploi de la methode convergence confinement" Recommendations de l'Association Francaise des Travaux en Souterrains Paris, 1984

AMBERG W. y LOMBARDI G. "Une méthode du calcul elastoplastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine" III ICRM Washington, 1974

ATKINSON J. y POTTS D. "Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil" Géotechnique, 1977

AZZOUZ A. y GERMAINE J. "Behaviour of cylindrical openings in strain softening ground" Cambridge, 1981

BACZYNSKI N. "Rock Mass Characterization and Its Application to Assessment of Unsupported Underground Openings" Ph.D.Thesis Melbourne, 1980

BARTON N, LIEN R. y LUNDE J. "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support" Rock Mechanics, 1974

BARTON N. "A geotechnical analysis of rock structure and fabric in the CSA Mine" Geomechanics Paper XSIRO Australia, 1977

BIENIAWSKY Z. "Engineering Classification of Jointed Rock Masses" Trans. S.A.I.C.E., 1973

BIENIAWSKY Z. "The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications" Proc. IV ICRM Montreux, 1979

BIENIAWSKY Z. "Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling" Balkema Rotterdam, 1984

BIERBAUMER H. "Die dimensionierung des tunnelmanerwerkes" Leipzig, 1913

BRAY J. "A study of jointed and fractured rock" RMEG Vienna, 1967

BROCK J. "Analytical determination of the stress around square holes with rounded corners", 1949

BROWN E. BRAY W. LADANYI B. y HOEK E. "Ground response curves for rock tunnels" JGED ASCE, 1983

COATES D. "Classification of Rock for Rock Mechanics" Int. J.R.M.and M.C., 1964

CRONEY p., LEGGE T. y DHALLA A. "A Location of block release mechanisms in tunnels from geological data and the design of associate support" Computers Methods in Tunnels Design Londres, 1978

CULMAN R. "Die grafische statik" Zurich, 1866

DAEMEN J. "Tunnel support loading caused by rock failure" Corps of Engineers Omaha, 1975

DAEMEN J. y FAIRHUST C. "Influence of failed rock properties on tunnel stability" AIME New York, 1971

DAEMEN J. y FAIRHUST C. "Rock failure and tunnel support loading" ISUO Lucerne, 1972

DEERE D. "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes" Rock Mechanics and Engineering Geology, 1964

DEERE D., PECK R., MONSEES J. y SCHMIDT B.
"Design of tunnel liners and support system"
OHSGT-DOT, 1969

DEERE D., PECK R., PARKER H., MONSEES J. y
SCHMIDT B. "Design of Tunnel Support Systems"
Highway Research Record, 1970

DESIMON V. "Costruzione delle gallerie" Hoepli,
Milan, 1939

DESSENNE J. y DUFFAUT P. "Les propriétés
rhéologiques de la craie et leur influence sur
le percement des galeries" Houille Blanche, 1970

DIEST F. "A nonlinear continuum approach to the
problem of fracture zones and rockbursts"
Joannesburg, 1965

EDWARDS R. "Stress concentrations around
spheroidal inclusions and cavities" J. Appl.
Mech., 1951

EGGER P. "Deformations at the face of the
heading and determination of the cohesion of the
rock mass" Underground Space, 1980

EGGER P. "Einfluss des post failure verhaltens
von fels auf den tunnelbau" Karlsruhe, 1973

EGGER P. "Gebirgsdruck im tunnelbau und
stutzwirkung der ortsburst bei uberschreiten der
gebirgsfestigkeit" III ICRM Washington, 1974

ENGESSER F. "Uber den erddruck gegen innere
stutzwande" Deutsche Bauzeitung, 1882

ESZTO P. "A kosetmozgasok mechanikai elemei" B K
L, 1939

FAIRHUST C. "Practical inferences from research on the design of tunnel supports" Conference AFTES Paris, 1980

FENNER R. "Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes" Gluckauf, 1938

FOURCHHEIMER P. "Über sanddruck und bewegungsercheinungen im inneren trockenen sandes" Zeitschr, 1882

FRANKLIN J. "Safety and Economy of Tunneling" Proc. X Can. Rock Mech. Symp. Kingstone, 1975

FRANKLIN J. "Use of tests and monitoring in the design and construction of rock structure" IV ICRM Montreux, 1979

GOODMAN R. "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks" West Publ. St. Paul, 1976

GOODMAN R. y SHI G. "Block theory and its application to rock engineering" Prentice Hall New York, 1985

GREEN A. y TAYLOR G. "Stress analysis in aeolotropic plates" Royal Soc. London, 1945

GREENSPAN M. "Effect of a small hole on the stress in a uniformly loaded plate" J. Appl. Mech., 1944

HEIM A. "Mechanismus der Gebirgsbildung" Basel, 1878

HELLER S. BROCK J. y BART R. "The stresses around a rectangular opening with rounded corners in a uniformly loaded plate" AIME, 1958

HENDRON A. y AIYER A. "Stresses and strains around a cylindrical tunnel in an elastoplastic material with dilatancy" Corps of E. Omaha, 1972

HOBBS D. "A study of the behavior of broken rock under triaxial pression and its application to mine roadways" IJRMMS, 1966

HOECK H. y LONDE P. "The design of rock slopes and foundations" III ICRM Washington, 1974

HOECK H. y BRAY J. "Rock Slope Engineering" The Institution of Mining and Metallurgy London, 1978

HOEK E. y BROWN E. "Underground excavations in rock" The Institution of Mining and Metallurgy London, 1980

HOLWLAND R. "Stresses in a plate containing an infinite row of holes" Phil., 1934

IKEDA K. "Classification of Rock Conditions for Tunneling" Proc. I ICEG Paris, 1970

INGLIS C. "Stress in a plate due to the presence of craks and sharps corners" Trans. Inst. Naval Architects, 1913

JANSEN H. "Versuche uber getreidedruck in silozzellen" Zeitung des vereines deutscher ingenieure, 1895

KAISER P. "A new concept to evaluate tunnel performance. Influence of excavation procedure" Cambridge, 1981

KAISER P. "Effect of stress history on the deformation behaviour of underground openings" Montreal, 1980

KASTNER H. "Uber dan echten gebirgsdruck beim bau tiefliegender tunnel" Ost. Bauzeitschrift Vienna, 1949

KASTNER H. "Statik des tunnel und stollenbaus"
Springer Verlag, 1962

KENNEDY T. y LINDBERG H. "Tunnel closure for
nonlinear Mohr Coulomb functions" JEMD ACSE,
1978

KIDYBINSKI A. "Experience with rock
penetrometers used for mine rock stability
predictions" Proc. IV ICRM Montreux, 1979

KIRSCH G. "Die theorie der elasticitat un die
bedurfnisse der festigkitlehre" V.D.I., 1898

KOMMEREL H. "Statische berechnung van
tunnelmanerk" Berlin, 1912

KORBIN G. "Simple procedure for the analysis of
deep tunnels in problematic ground" Utah, 1976

LABASSE H. "Les pressions de terrains atour des
puits" Reveu Universelle des Mines Liege, 1949

LADANYI B. "Use of the long term strength
concept in the determination of ground pressures
on tunnel linings" III ICRM Washington, 1974

LAME G. "Lexons sur la theorie de l'elasticité"
Paris, 1852

LAUBSCHER D. "Class Distinction in Rock Masses"
Coal Gold and Base Minerals of S. Africa, 1975

LAUFFER H. "Gebirgsklassifizierung fur
Stollenbau" Geologie und Bauwesen, 1958

LECIAN J. "Abstimmen von gebirgsverformung
und ausbauwiderstand in strecken und schachten
ohne abbaueinwirkungen" Gluchauf
Forschungshefte, 1968

LING C. "On the stresses in a plate containing two circular holes" J. Appl. Phys., 1948

LOMBARDI G. "Dimensioning of tunnel linings with regard to construction procedures" Tunnel and Tunneling, 1973

LOMBARDI G. "Influence of rock characteristics on the stability of rock cavities" Tunnel and Tunneling, 1970

LOMBARDI G. "Nuovi concetti sulla statica delle gallerie" Ingegneria Ferroviaria Roma, 1974

LOMBARDI G. "Some comments on the convergence confinement method" Underground Space, 1980

LOMBARDI G. "Tunnel supports" III ICRM Washington, 1974

LORENCE A. y SCHWER L. "Axisymmetric solution of a Mohr Coulomb medium around a circular hole" IJNAMG, 1978

MINDLIN R. "Stress distribution around a tunnel" Trans. Am. Soc. Civ. Engs., 1939

MORRISON R. y COATES D. "Soil mechanics applied to rock failure mines" Canadian Mining Bulletin, 1955

NEUBER H. "Kerbspannungslehre" J. Springer Berlin, 1937

NEWMARK N. "Design of rock silo and rock cavity linings" Air Force USA, 1969

NGUYEN MINH D. y BEREST P. "Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant" IV ICRM Montreux, 1979

OBERT L. y DUVALL W. "Rock mechanics and the design of structures in rock" John Wiley and Sons, New York, 1967

OLIVIER H. "Importance of rock durability in the engineering Classification of Karoo Rock Masses for Tunneling" Exploration for Rock Eng. Balkema Rotterdam, 1977

PACHER F. "Deformationsmessungen im versuchsstollen als mittel zur erforschung des gebirgsverhaltens und zur bemessung des ausbaues" Felsmechanik und Ing., 1964

PARKER F., RABCEWICZ L. y GOLSER J. "Zum der setigen Stand der Gebirgsklassifizierung in Stollen und Tunnelbau" Proc. XXII Geomechanics Colloquim Salzburg, 1974

PANET M. "Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture" Rock mechanics Vienna, 1976

PECK R. "Deep excavations and tunneling in soft ground" VII ICSMFE México, 1969

PERRI G. "Graphical method for the analysis of rock slopes in urban areas" Proc. V ICRM Melbourne, 1983

PERRI G. "Caracterización geomecánica de macizos rocosos. Breves consideraciones sobre el tema" IIIIV Seminario Venezolano de Geotecnia Caracas, 1984

PERRI G. "Metodo numérico para el diseño geotécnico estructural del sostenimiento de túneles. Elaboración de un código de cálculo por elementos finitos" UCV Caracas, 1985

PERRI G. "Cracterización de Rocas y Macizos Rocosos" IX Seminario Venezolano de Geotecnia Caracas, 1986

PERRI G. "Consideraciones acerca de la interacción terreno estructura en los túneles" X Seminario Venezolano de Geotecnia Caracas, 1988

PERRI G. "Interazione terreno struttura nelle gallerie della metropolitana di Caracas" Congresso Internazionale di Geoingegneria Politecnico di Torino, 1989

POULOS H. y DAVIS E. "Elastic solutions for soil and rock mechanics" J. Wiley & S. New York, 1974

PROCTOR R. y WITHE T. "Rock tunneling with steel support" Youngstown Ohio, 1946

PROTODYAKONOF M. "Klassifikacija Gorotworu" Moscú, 1960. In French T. at O.S. Paris, 1974

RABCHEWICZ L. "Theory and praxis bei den untertagearbeiten dammbauvorhabens" Vienna, 1973

RITTER W. "Statik der tunnelgewolbe" Berlin, 1879

RUTLEDGE J. y PRETSON R. "Experience with Engineerig Classifications of Rock for the Predictionof Tunnel Support" Proc. Int. Tunneling Symp. Tokyo, 1978

SADOWSKI M. y STERNBERG E. "Stress concentration around on ellipsoidal cavity in an infinite body under arbitrary plane stres perpendicular to the axis of revolution of the cavity" J. Appl. Mech., 1947

SADOWSKY M. y STERNBERG E. "Stress concentration around a triaxial ellipsoidal cavity" J. Appl. Mech., 1949

SALCEDO D. "El uso de las proyecciones hemisfericas como técnica de predicción y análisis de problemas relativos a la estabilidad de taludes en macizos rocosos" Universidad Central de Venezuela Caracas, 1978

SALCEDO D. "Evaluación de la estabilidad de túneles en macizos rocosos mediante el método del bloque critico" I Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas Bogotá, 1982

SALENCON J. "Contraction quasistatique d'une cavité á symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique" Paris, 1969

SCHMID H. "Statische probleme des tunnel und druckstollen bausers" J. Springer Berlin, 1926

SCHWARTZ C. y EINSTEIN H. "Simplified analysis for ground structure interaction in tunnelling" Rolla, 1980

SOUTHWELL H. y COUGH H. "On the concentration of stress in the neighborhood of a small spherical flaw" Phil., 1926

SUQUET J. "Annales des ponts et chaussées" Paris, 1920

SZECHY K. "The art of tunneling" Budapest, 1961 y 1966

TERZAGHI K. "Erdbaunmechanik" Vienna, 1925

TERZAGHI K. "General wedge teory of earth pressure" ASCE, 1941

TERZAGHI K. "Rock defects and loads on tunnel supports" In rock tunneling with steel support by Proctor and Withe. Ohio, 1946

TERZAGHI K. "Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap door" ICSM Cambridge, 1936

TERZAGHI K. y RICHART F. "Stress in rock about cavities" Geotecnique, 1952

WAGNER H. "The new austrian tunneling method" Joannesburg, 1970

WARD W. "Ground support for tunnel in weak rocks" Rankine Lecture London, 1978

WICKHAM G., TIEDEMANN H y SKINNER E. "Support Determination Based on Geologic Predictions" Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conference AIME New York, 1972

WILLMAN E. "Uber einige gebirgsdruckerscheinungen in ihren beziehungen zum tunnelban" Liepzig, 1911

YAMAGUTI N. "On the stress around a horizontal circular hole in a gravitating elastic solid" J. Civ. Eng. Soc. Japan, 1929

ZANGAR C. y PHILIPS H. "Photoelastic interferometer determination of stress around an inspeccion gallery" Proc. Soc. Exp. Stress Analisis, 1951

"DISEÑO GEOTECNICO DE TUNELES" DE GIANFRANCO PERRI A., ES UN LIBRO DIRIGIDO ESENCIALMENTE A LOS ESTUDIANTES DE INGENIERIA, PERO ES TAMBIEN UN VALIOSO INSTRUMENTO DE ESTUDIO Y CONSULTA PARA LOS PROFESIONALES DE LA MATERIA QUIENES ENCONTRARAN EN SUS PAGINAS, EN SUS TEXTOS Y EN SUS NUMEROSAS FIGURAS, UNA FUENTE ORDENADA Y ACTUALIZADA DEL ESTADO DEL ARTE SOBRE EL TEMA. ADEMAS, Y PROBABLEMENTE SEA LO MAS VALIOSO, LA LECTURA ATENTA DE LOS FRECUENTES PASOS CONCEPTUALES DEL TEXTO SIN DUDAS CONTRIBUIRA A UNA MAS CERTERA COMPRESION DE LA COMPLEJA FENOMENOLOGIA RELATIVA A LA ESTATICA DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

Gianfranco PERRI A. nació en Brindisi, Italia el 21-09-51 y culminó sus estudios en el *Politécnico de Turín*, Italia con el título de "Doctor en Ingeniería de Minas" Cum Laude. Actualmente es Jefe del *Departamento de Ingeniería de Minas* y profesor de "Mecánica de Rocas" y de "Diseño Geotécnico de Túneles" en la *Escuela de Geología Minas y Geofísica* de la Facultad de Ingeniería de la *Universidad Central de Venezuela*. Es Ingeniero Consultor y Presidente de la *Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones*. Como Docente, ha sido profesor de Geomecánica en el *Politécnico de Turín* (1974-1975) y en la *Escuela Superior Politécnica del Litoral de Guayaquil* (1975-1978) y, en Caracas, ha sido profesor de la *Universidad Central de Venezuela* desde 1978. Como Ingeniero Consultor, ha sido el proyectista de los túneles de la "Línea 3" y de la "Línea Las Adjunta Los Teques" del Metro de Caracas, así como de los Túneles del Ferrocarril Caracas Tuy, entre los mas recientes proyectos en que ha participado.