

# Consideraciones acerca de la Interacción Terreno-Estructura en los Túneles

GIANFRANCO PERRI

Ingeniero Consultor y Profesor de Mecánica de Rocas en la Universidad Central de Venezuela.

**SYNOPSIS:** Después de una introducción relativa a la problemática general del diseño geotécnico-estructural de los túneles, se ilustra la fenomenología de la interacción terreno-estructura, haciendo énfasis en la importancia del método constructivo como factor determinante en dicha interacción. Luego se presentan los resultados de un análisis teórico-analítico fundamentado en el uso de las líneas características y relativo al diseño de verificación estructural del anillo estandar del revestimiento de los túneles de la Línea 3 del Metro de Caracas. Se concluye comparando los resultados obtenidos para las presiones verticales actuantes sobre el revestimiento con anteriores experiencias basadas en la instrumentación de campo de algunas secciones tipo durante la construcción de los túneles de la Línea 1 del Metro, para finalmente fijar criterios numéricos relativos a los valores de proyecto a utilizar para dichas cargas en túneles construibles en condiciones similares a las consideradas.

## INTRODUCCION

El diseño de las obras civiles de un túnel implica un amplio proceso a lo largo del cual es necesario transitar por numerosas ramas y especialidades de la ingeniería distintas entre sí, y hasta por ciertos aspectos antagónicas, abarcando desde la geología hasta el cálculo estructural a través de la geotecnia, la mecánica de rocas, la minería y el análisis numérico, entre otras.

Lo anterior evidencia por lo tanto la imposibilidad o cuanto menos la dificultad práctica de que un solo profesional pueda desarrollar el entero proceso, y en consecuencia se debe resolver entre otros el problema de establecer fronteras de competencias y responsabilidades, intentando por razones obvias que el número de estas fronteras obligadas, sea el menor posible.

A este respecto, es además evidente que las fases mencionadas del proceso no necesariamente resultan plenamente definidas y delimitadas, y de hecho existe una gran interacción entre todas y cada una de ellas lo cual da lugar a que se produzcan diferentes criterios y puntos de vista sobre ventajas, conveniencias y/o necesidades de que la frontera (aunque sea sólo una) se establezca en un punto o en otro.

También vale la pena resaltar como la calidad y eficiencia de la mencionada interacción asumen importancia primordial toda vez que influyen directamente sobre la calidad última de todo proyecto, a partir de la definición misma de la sección (forma y dimensiones) del túnel.

En el diagrama de la figura 1 se ilustra el proceso lógico a seguir para la selección de la sección geométrica del un túnel.

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 geoténia y minería (léase procedimiento constructivo), 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: gálibos, ventilación, electrificación, drenaje, fijación, seguridad, y otros.

Finalmente los datos obtenidos de este análisis, se utilizan como elementos de retroalimentación del proceso de "selección de las secciones", permitiendo la definición cuantificada (dimensiones) de estas e incluyendo además la necesaria optimización de las formas trazadas en la etapa inicial.

En efecto, haciendo ahora referencia esencialmente a los factores geológico-geoténico y minero-constructivo y separando el problema de la forma geométrica en sí de las dimensiones propiamente dichas (afectadas estas últimas de hecho esencialmente por las exigencias operacionales) pueden señalarse los siguientes aspectos principales:

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.

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 último 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, de dimensiones mínimas establecidas.

Se trata de utilizar perímetros de excavación con radios de curvatura

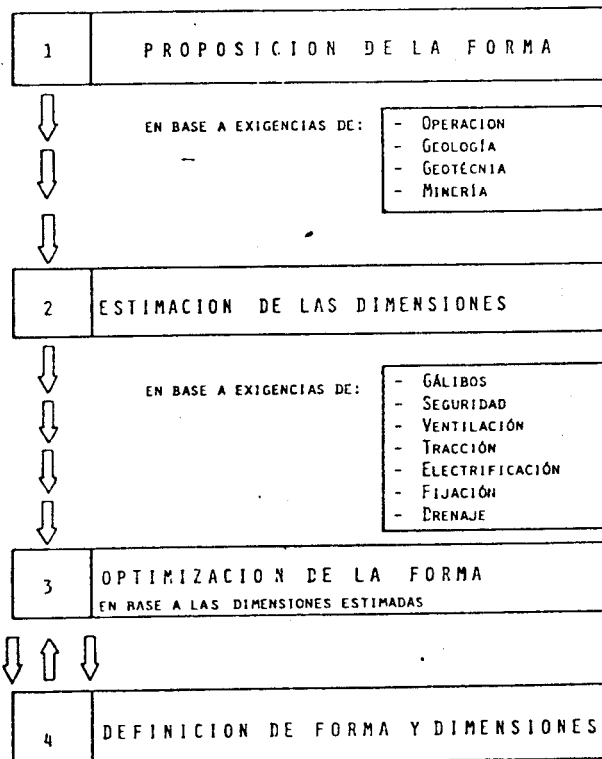


FIG. 1 Selección de la Geometría de un túnel

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 laterales.

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 comúnmente, 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 cuanto a las dimensiones de la sección de excavación del túnel, estas también interactúan en buena parte con las características geomecánicas del medio sujeto a la excavación, 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 solicitaciones resulta independiente de las dimensiones), hasta el extremo en que la estabilidad de la excavación resulta únicamente controlada por la orientación, ubicación y escala relativa 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).

Finalmente desde el punto de vista minero (procesos y métodos constructivos) la elección de las dimensiones y formas de las excavaciones, también puede quedar condicionada más o menos rigidamente, por eventuales impedimentos o dificultades selectivamente dependientes de estos factores geométricos: generalmente como resultado de particulares situaciones geotécnico-estructurales 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.

A este respecto puede añadirse que, 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 tiempos y costos unitarios sensiblemente más reducidos. Ejemplo evidente de lo anterior lo constituye el consumo específico de explosivos (Kg de explosivos por metro cúbico de roca abatida), el cual se reduce exponencialmente con el aumento de la sección de excavación del túnel.

## OBJETIVOS Y ALCANCES DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES

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.

Para dar cumplimiento a tales objetivos, es recomendable hacer recuso 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 constituye (como se verá más adelante) 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 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, 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.

## DATOS GEOLOGICO-GEOTECNICOS NECESARIOS PARA LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES

Sin entrar en el mérito de lo que es el aspecto geológico propiamente dicho, incluso a nivel cuasi 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 geológico-geotécnicos necesarios para los diseños estructurales.

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 y/o medición 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 estandar 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, cuya descripción sale afuera de este contexto.

Luego, 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 y/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.

Igualmente es necesario poder predecir las condiciones de carga que actuarán sobre las estructuras las cuales, entre otros, dependen del estado de sollicitación natural preexistente en el sitio, el cual a su vez 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.

#### EL METODO CONSTRUCTIVO COMO FACTOR DETERMINANTE EN LA INTERACCION TERRENO-ESTRUCTURA

La carga que actúa sobre el sostenimiento de un túnel es el producto de un típico fenómeno de deformación y rotura. En efecto imaginando que se pudiera 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 y 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 superficie.

Sin embargo es evidente, que 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 periodo, 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 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 intuye fácilmente 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 ligado a priori a la situación natural.

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 imagina 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.2).

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 2. A partir de un cierto momento se producirán en el caso más general, en torno 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.

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 2 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 rígido-elástico, la línea II a la combinación de un primer revestimiento deformable con un segundo revestimiento más rígido colocado posteriormente, y la línea III representa el 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<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> y P<sub>3</sub> representan otros tantos estados de equilibrio posibles, correspondiendo cada uno de ellos a un tipo de sostenimiento dado, mientras que cada punto de la línea característica del túnel, representa 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 es algo determinables 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 utilizado para la excavación y puesta en obra del sostenimiento.

En este contexto de búsqueda de una intuitiva y sencilla explicación de la compleja fenomenología que gobierna la geostática de las excavaciones subterráneas, resulta interesante analizar con un poco de detenimiento lo que ocurre en proximidad del frente de avance de un túnel, en una situación evidentemente de carácter netamente tridimensional y de la cual en buena medida depende el establecimiento de las condiciones finales de la estructura que, con carácter bidimensional, representa el túnel ya construido.

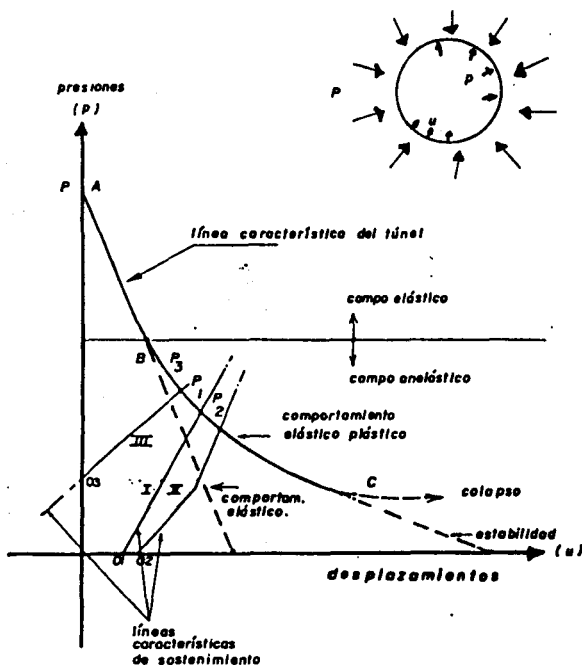


FIG. 2 Interacción y líneas características

En efecto 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 pueda suponerse que se pase 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 remoción del terreno del frente causa un cambio en los esfuerzos y una redistribución de las cargas alrededor del túnel: la mayoría de esta carga redistribuida es transferida al eventual soporte del túnel ya instalado pero una parte importante es también transferida al terreno no excavado al otro lado del frente de la excavación (Fig.3).

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 en el mismo frente, son particularmente significativos y pueden representar una fracción considerable: (20 - 40%) del total del movimiento radial final del suelo alrededor del túnel. La figura 4 muestra estos patrones del desplazamiento radial e ilustra conceptualmente sus efectos en el estado de esfuerzos del terreno: el desplazamiento radial ( $u_f$ ) que ha ocurrido al momento de excavar el frente origina una parcial descarga de las presiones del terreno de su valor original a un valor inferior ( $P_f$ ).

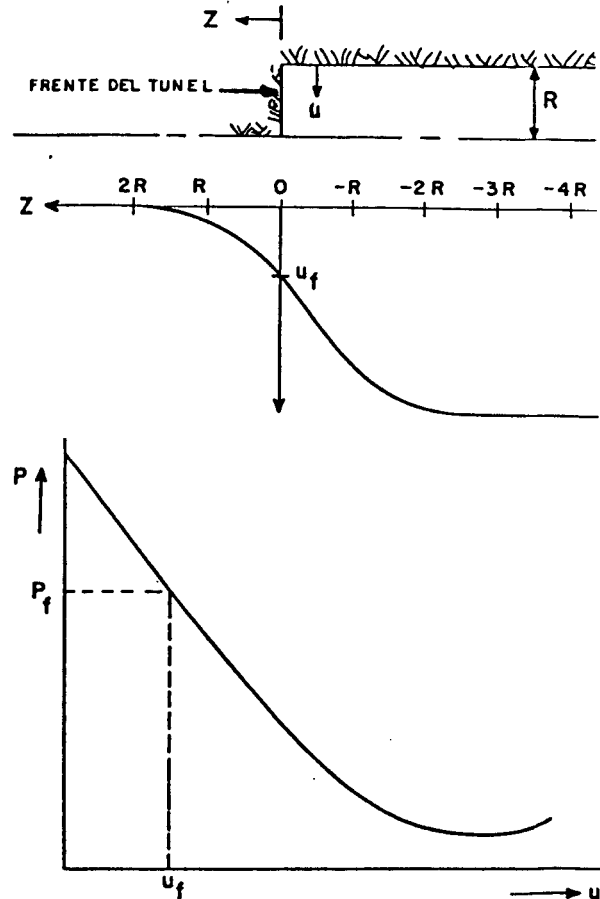


FIG. 4 Cargas y deformaciones en el frente de excavación

Estos fenómenos cualitativamente ilustrados, relativos a la evolución geostática en el frente, pueden ser provechosamente analizados en términos también analíticos y luego cuantificados, aunque sea bajo ciertas condiciones simplificadas y restrictivas en las hipótesis a introducir sobre las condiciones de contorno.

En la figura 5 se indica (para los casos de sollicitación natural hidroestática ( $K_0 = 1$ ) y monoaxial ( $K_0 = 0$ ), y túnel circular), los desplazamientos radiales ( $u$ ) en relación con la distancia del frente de excavación ( $d/r$ ); siendo ( $r$ ) 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 isotropa.

En la figura éstos desplazamientos se presentan normalizados y expresados con la relación:

$$F = u / \frac{P_0 r}{2G}$$

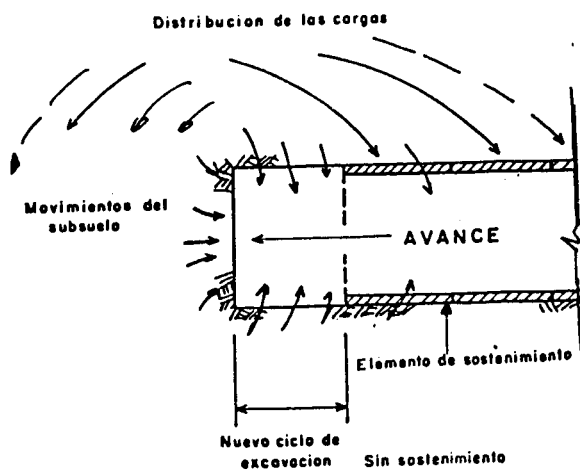


FIG. 3 Situación típica en el frente de excavación

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

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

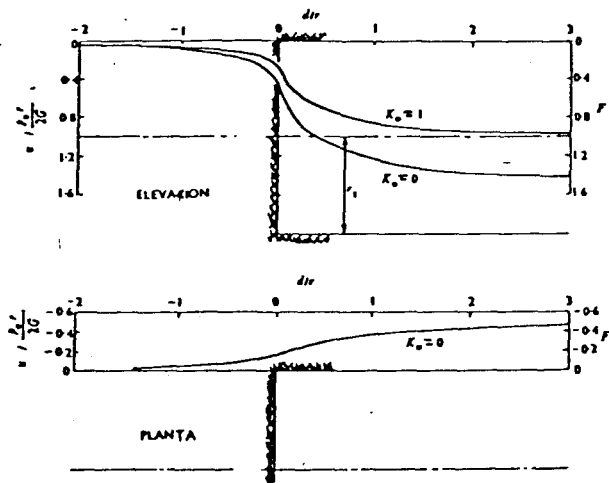


FIG. 5 Deformaciones normalizadas en el frente

La figura 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 la rigidez del

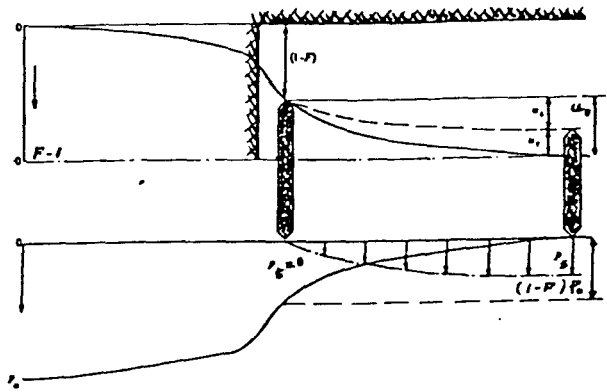


FIG. 6 Cargas y deformaciones en el sostenimiento

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 este.

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, lejos 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 va 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 real flexible.

Finalmente puede obtenerse analíticamente la expresión siguiente para la presión sobre el soporte:

$$P_s = P_0 \left( \frac{K_s (1-F)}{K_s + 2G} \right)$$

siendo  $(K_s)$  la rigidez del soporte.

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

Con el paréntesis abierto para analizar la compleja fenomenología de la geomecánica de las excavaciones de un túnel se haya de hecho, implícitamente y/o explícitamente, explicado la importancia determinante del proceso constructivo como factor fundamental de control de la entera fenomenología.

En efecto, los detalles de los procedimientos de construcción pueden tener un efecto 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.

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

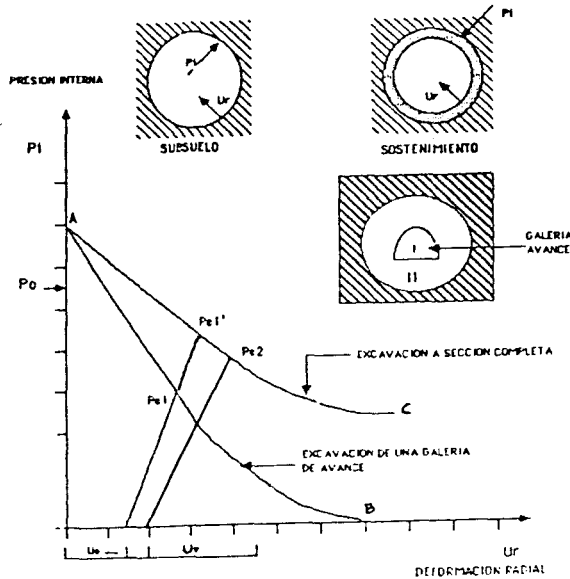


FIG. 7 Proceso constructivo e interacción (1)

La curva (AB) en la figura 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  $Pe_1$ . 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 ( $Pe_1'$ ) después que es instalado el soporte general de la galería, o ( $Pe_2$ ), 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 construido, pueden ocurrir desplazamientos adicionales ( $u_v$ ), antes de que el subsuelo entre al contacto con el soporte. Esta nueva desviación del origen de la curva característica del soporte hacia la derecha (Fig. 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 movilizadas la máxima resistencia del subsuelo.

Así el subsuelo mismo estará sosteniendo la mayoría de la carga redistribuida originada por la excavación, permitiendo que sólo una pequeña porción del exceso de carga 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

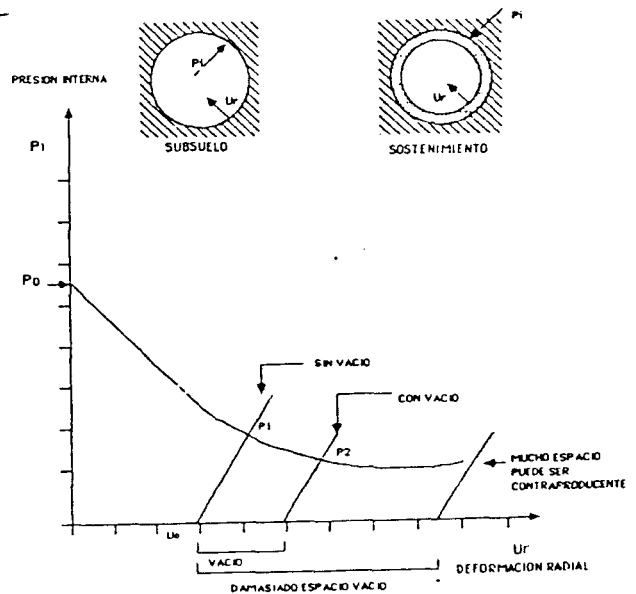


FIG. 8 Proceso constructivo e interacción (2)

curvas características (terreno-sostenimiento) al punto más bajo (ver figuras 9 y 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 intersectará a la curva del subsuelo exactamente en su punto mínimo.

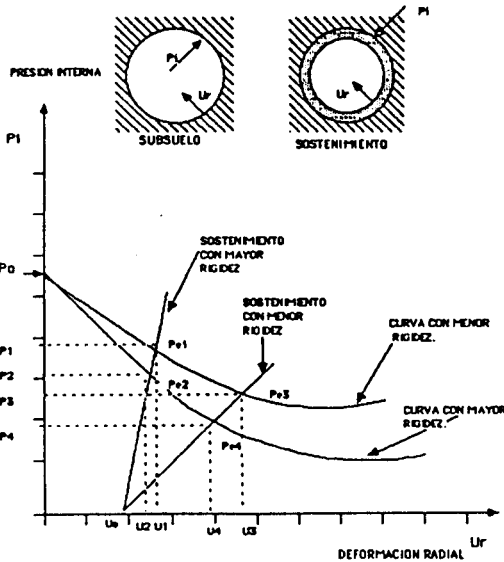


FIG. 9 Optimización del proceso constructivo (1)

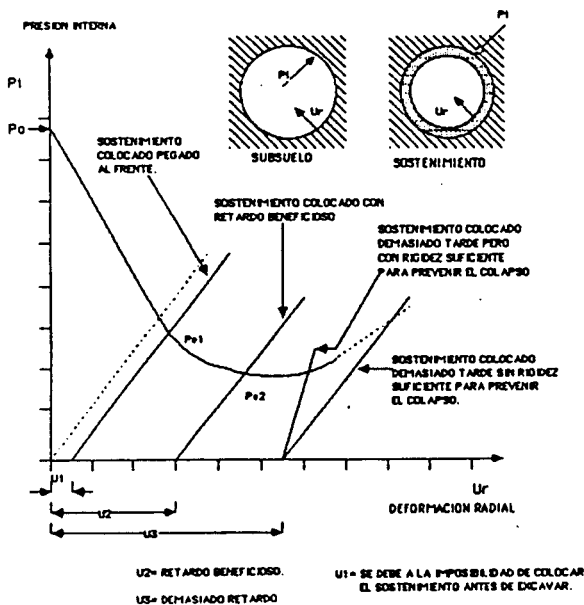


FIG. 10 Optimización del proceso constructivo (2)

#### APLICACION A LOS TUNELES DE LA LINEA 3 DEL METRO DE CARACAS

A lo largo de numerosas secciones de la Línea 3 del Metro de Caracas, la construcción de los túneles gemelos ha sido proyectada para ser ejecutada con la ayuda de una máquina excavadora integral tipo "escudo", dotada de un equipo interno para colocación de segmentos de anillos prefabricados de concreto armado, con facilidad para realizar una inyección primaria de contacto para lograr el llenado de una cavidad anular que se genera entre el terreno y el extrados del revestimiento al quedar colocado el anillo en el espacio excavado por la máquina.

Durante el proceso de avance de la excavación e inmediata colocación del anillo de revestimiento, se induce una redistribución de esfuerzos con deformaciones en el frente y los laterales del área excavada. La magnitud de la redistribución de los esfuerzos y de las deformaciones es función del diámetro de cada túnel, de la separación transversal entre túneles, de la posición de la sección excavada con respecto a la superficie del terreno, de las características geomecánicas de este último y finalmente, y principalmente, depende del proceso constructivo.

En efecto, la magnitud de las deformaciones del terreno asociadas al proceso de excavación de túneles, está directamente relacionada con el cuidado que se tenga en evitar pérdidas de suelo en el frente de la excavación.

Igualmente cuando el espacio vacío no es rellenado en forma rápida y completa, empleando para ello mortero de cemento-bentontita-arena, se producen deformaciones adicionales en la masa de suelo vecina al túnel.

Durante el tiempo que permanece el espacio anular sin inyectar, se van produciendo deformaciones en el terreno ubicado alrededor del anillo y estas deformaciones crecen a medida que dicho tiempo crece por motivos de ineficiencia en la construcción.

Realmente esta etapa constructiva es la fase más delicada en todo el proceso de excavación y revestimiento de túneles ejecutados con escudo, y se hace muy difícil realizar una evaluación directa de la eficiencia de la inyección primaria pues no es fácil medir, en forma práctica y económica, el grado de obturación logrado y la rigidez del espacio anular inyectado.

Finalmente además está señalar que bajo estas circunstancias se hace difícil la previsión, a nivel de proyecto, de las condiciones geostáticas finales que se establecerán en los túneles, y específicamente las cargas que actuarán sobre el

anillo de revestimiento y sus correspondientes deformaciones, ambos elementos éstos cuyo conocimiento es básico para el proyecto

En el caso específico de los túneles gemelos de la Línea 3 del Metro de Caracas, el objetivo del diseño fué la verificación de la aplicabilidad del revestimiento estándar en anillos de segmentos prefabricados en concreto armado de ancho 0.80 m y diámetro externo de 5.60 m, desarrollándose por lo tanto el análisis en tres etapas claramente diferenciadas, a saber:

evaluación de las cargas externas actuantes sobre el revestimiento de los túneles; cálculo de las sollicitaciones inducidas, por las cargas evaluadas, en la estructura del revestimiento y; verificación de la posibilidad que las sollicitaciones calculadas pudieran ser adecuadamente soportadas por las diferentes secciones resistentes reales de los anillos y en particular en las juntas entre segmentos.

Las especificaciones originales del Metro de Caracas, recomendaban que: "El efecto arco de suelos firmes por encima del túnel debe tomarse en cuenta deduciendo del peso total de sobrecarga que actúa en la cota de la corona del túnel, la mitad del peso de la sobrecarga situada a más de dos diámetros del túnel por encima de la corona".

Alternativamente, la evaluación de las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento se llevó a cabo recurriendo a una metodología gráfico-analítica basada en el uso de las líneas características cuyas hipótesis básicas para el modelo de análisis utilizado fueron las siguientes:

-Estado inicial de sollicitaciones en el terreno ( $P_o = \gamma H$ ) isotrópico.

-Comportamiento del terreno elástico-plástico con ablandamiento definido por el criterio de Coulomb: con parámetros geotécnicos naturales para el paso del primer túnel ( $E_1, v_1, \phi_1, C_1, \phi_{r1}, Cr_1, q_{u1}$ ), y con parámetros geotécnicos degradados para el paso del segundo túnel ( $E_2, v_2, \phi_2, C_2, \phi_{r2}, Cr_2, q_{u2}$ ).

H	=	Profundidad del túnel
$\gamma$	=	Peso unitario
E	=	Módulo de Young
v	=	Módulo de Poisson
C	=	Cohesión inicial
$\phi$	=	Fricción inicial
Cr	=	Cohesión Residual
$\phi_r$	=	Fricción Residual
qu	=	Resistencia a Compresión

-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 para el concreto, a largo plazo:  $E = 2.100.000,00 \text{ kg/cm}^2$  y  $v = 0.15$ .

-Desplazamientos ( $u_o$ ) radiales iniciales (correspondientes al momento de puesta en carga del revestimiento) iguales al 30% ( $u_o = 0.3 \cdot P_o \cdot R (1+v)/E$ ) de los desplazamientos radiales finales que se producirían en el caso hipotético de comportamiento elástico lineal del terreno, en una excavación sin sostenimiento. Este desplazamiento radial del 30% es el que (aproximadamente) se produce en coincidencia con el frente de excavación y por lo tanto representa un valor límite inferior, prácticamente irreducible con el método constructivo planteado.

Esta última hipótesis es la que evidentemente, aunque de forma muy sintética, refleja la influencia del proceso constructivo sobre el establecimiento de las condiciones finales de equilibrio y, respecto al valor numérico asumido, deben hacerse las consideraciones siguientes:

Aunque desde el punto de vista de las cargas sobre el sostenimiento las deformaciones iniciales ( $u_o$ ) son beneficiosas (toda vez que inducen una descarga de presiones como consecuencia del desarrollo del efecto arco de los terrenos en el techo del túnel), sin embargo (debido a que en el caso específico de los túneles del metro se persigue limitar al máximo la deformación y consiguiente asentamiento del terreno) para los cálculos se asume un valor del desplazamiento radial inicial mínimo ( $u_f$  en la figura 4) correspondiente a una situación idealmente óptima del proceso constructivo con lo cual se introduce una hipótesis conservadora en la estimación de la carga de terreno actuante inicialmente (previamente al iniciarse la interacción con la estructura del revestimiento e igual al 30% de la carga litoestática total) considerándola de hecho máxima ( $P_f$  en la figura 4).

Los resultados obtenidos, de los cuales algunos ejemplos gráficos se reportan en las figuras 11, permiten deducir la conclusión siguiente:

La presión de equilibrio ( $P_{eq}$ ) alcanzada como consecuencia del proceso de interacción terreno-estructura, se ubica en valores que representan medianamente una reducción del 37% en relación con los correspondientes a la presión litoestática: dentro de un rango del 35% al 39%.

Lo anterior denota una descarga adicional,

a la inicialmente establecida en 30%, del orden del 5% al 9% como efecto de la deformación propia de la estructura del revestimiento bajo las cargas del terreno hasta el equilibrio final; debiéndose atribuir su rango de variabilidad a la diferencia de la pendiente de la línea característica del terreno de una sección a la otra, toda vez que se mantiene invariada la pendiente de la línea característica del revestimiento: a mejor calidad del terreno, mayor grado de descarga de las presiones sobre el revestimiento, o sea mayor eficiencia en el desarrollo del efecto arco.

Resulta de interés comparar estos resultados numéricos con otros obtenidos por una vía completamente distinta y relativos a los túneles gemelos de la Línea 1 del Metro de Caracas, construidos en condiciones prácticamente similares a las previstas para los de la Línea 3.

En aquella ocasión se presentó una metodología de simulación numérica del proceso constructivo de los túneles basada en el método de los elementos finitos, incluyendo la calibración del modelo en base a las lecturas instrumentales de campo ejecutadas en tres secciones geométrico-geotécnicas específicas, y con el objetivo final de evaluar la eficiencia del método constructivo empleado.

La eficiencia global del proceso, se midió con el valor porcentual (relativo al estado de sollicitación litoestático natural) que asumía la presión interna de equilibrio actuante radialmente contra la circunferencia de excavación calibrada al final de todas las etapas constructivas simuladas.

Los resultados numéricos obtenidos fueron de 52% - 60% y 52% respectivamente para las tres secciones instrumentadas;

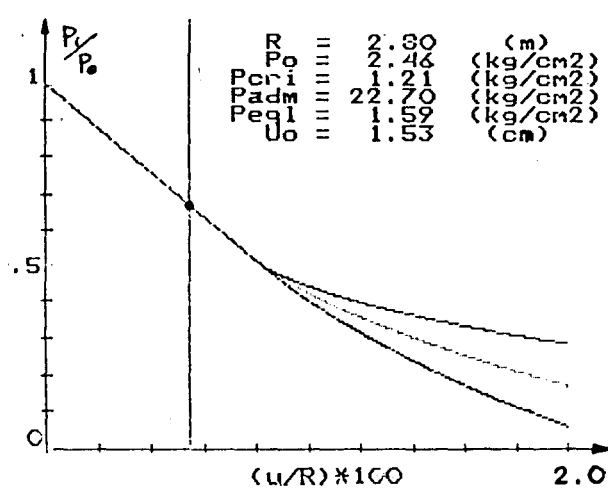
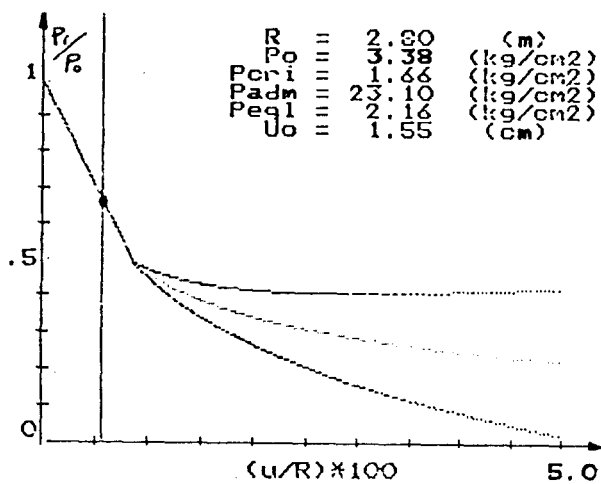
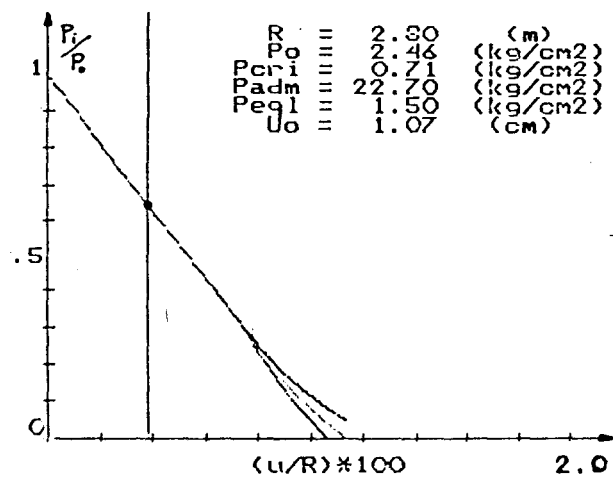
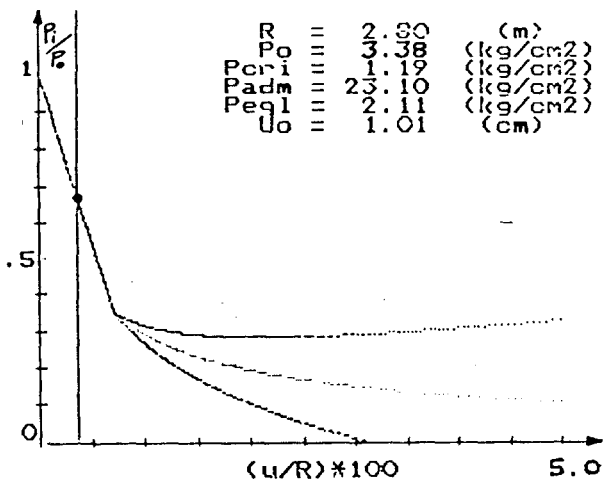


FIG. 11 Presión del terreno sobre los anillos de revestimiento de los túneles gemelos del Metro de Caracas

implicando éstos valores una reducción, para la presión de equilibrio ( $P_{eql}$ ), de medianamente el 45% en relación con la presión litoestática.

Lo anterior estaría comprobando, en buena medida, el carácter conservador de las hipótesis asumidas en el análisis teórico, debido a la calidad supuesta "óptima" para el proceso constructivo. Igualmente estaría confirmando que el valor medio del 37% obtenido analíticamente representa probablemente un límite mínimo para la reducción de la carga litoestática por "efecto arco" y, evidentemente, valedero bajo las circunstancias geométrico-geotécnicas y constructivas que se han estado considerando.

#### CONCLUSIONES

Se ha analizado solamente un aspecto muy particular de la amplia y compleja fenomenología de la interacción terreno-estructura en los túneles, haciendo referencia al análisis y eventual cuantificación del "efecto arco" como fenómeno físico mediante el cual sobre el revestimiento del túnel se establece una

carga vertical actuante sensiblemente inferior a la presión litoestática natural preexistente en el terreno.

La cuantificación de este fenómeno se ha hecho con referencia concreta al caso de los túneles gemelos excavados con escudo en los terrenos aluvionales del Valle de Caracas, analizando el problema por vía teórico-analítica y comparando los resultados obtenidos con los deducidos mediante la interpretación numérica de mediciones de campo ejecutadas durante la construcción del Metro de Caracas.

Los resultados globales lucen congruentes y permiten hacer conclusiones acerca de los valores límites mínimos para la descarga de presiones o, que es lo mismo, de los valores máximos de cargas verticales de terreno actuantes sobre los anillos del revestimiento. Los valores reales podrán resultar inferiores a tales límites en la misma medida en que el proceso constructivo necesariamente se aleja de las condiciones ideales "óptimas" de eficiencia en las etapas de excavación, puesta en obra del revestimiento e inyección en su interfase con el terreno.

#### BIBLIOGRAFIA

- TERZAGHI K. (1946): "An Introduction to Tunnel Geology". Proctor and white, Ohio.  
LOMBARDI G. (1975): "Nociones Generales sobre la Estática de los Túneles". Boletín de la S.V.M.S.I.F., Caracas.  
WARD W. (1978): "Ground Supports for Tunnels in Weak Rocks". Geotechnique 28, N2, London.  
HOEK and BROWN (1980): "Underground Excavations in Rock" I.M.M, London.  
PERRI G. (1983): "Diseño Geotécnico de Túneles en Rocas". U.C.V., Caracas.  
PERRI G. (1985): "Método Numérico para el Diseño Geotécnico del Sostenimiento de Túneles". U.C.V., Caracas.  
DOVAL y VALLATA (1986): "Método de las Líneas Características para el Diseño Geotécnico de Túneles". UNIMET, Caracas.