

Los Modernos Métodos numéricos de análisis y diseño al servicio de la Ingeniería Geotécnica Urbana en Venezuela

* GIANFRANCO PERRI A. Prof. de Mecánica de Rocas en la U.C.V. Caracas.

Introducción:

El acelerado crecimiento poblacional de los últimos veinte años en el área metropolitana de la ciudad de Caracas, así como en otras de importancia en el país, tales como Maracaibo, Valencia, Barquisimeto, Maracay, Puerto La Cruz y San Cristobal, ha obligado a la ingeniería Venezolana a buscar soluciones para la construcción de estructuras e infraestructuras habitacionales, comerciales e industriales, en terrenos siempre menos disponibles y cuyos costos son en consecuencia cada vez más elevados.

Las mismas circunstancias han igualmente empujado y obligado a la experimentación y luego adopción casi sistemática de soluciones ingenieriles cada vez más audaces, en aras de un mayor aprovechamiento de los espacios subterráneos y de aquellos ubicados en áreas de topografía y geología accidentadas.

Por otra parte, el crecimiento vertiginoso del tránsito automotor urbano en Caracas, ha dado lugar, a partir de los úl-

timos diez años, a la construcción del sistema de transporte masivo subterráneo, con lo cual ha sido necesario proyectar y ejecutar kilómetros de túneles subsuperficiales y numerosas estaciones de trenes con el frecuente empleo de técnicas novedosas para la solución de problemas a veces sistemáticos y a veces muy peculiares.

La ingeniería venezolana, los ingenieros geotécnicos consultores en particular, hemos tenido que afrontar y resolver con una frecuencia que cada vez más se acerca a la rutina, problemas como son por ejemplo:

- Diseño de estructuras de contención provisionales o definitivas para el sostenimiento de paredes de excavaciones verticales, de hasta veinte metros de profundidad, en terrenos incompetentes, en presencia de nivel freático subsuperficial y con frecuencia, adyacentes a estructuras importantes preexistentes que no deben en absoluto sufrir daños.

- Diseño de estructuras de contracim
tación para la protección de obras,
a veces de incalculable valor y poten
cialmente afectables por la construc
ción adyacente y/o subyacente de los
túneles subsuperficiales del transpor
te metropolitano.
- Diseño de estructuras de fundaciones
directas y profundas para la transmí
ción al subsuelo de las enormes car
gas aplicadas por las majestuosas edi
ficaciones de la urbe.
- Diseño de estructuras especiales para
la estabilización y el sostenimie
nto definitivo de cortes en macizos de ro
cas blandas con pendientes y alturas
ciertamente respetables.
- Diseño de estructuras para la correcc
ión de situaciones patológicas de las
fundaciones en obras modestas así co
mo en obras importantes y en condicio
nes geológicas no precisamente idea
les.

Frente al apremiar de estos tipos de pro
blemas, el ingeniero hace recurso a todos
los medios a su alcance, y a veces hasta
fuera de su alcance inmediato, para poner
los al servicio de su ingenio; para que
todos los más racionales y eficaces de
aquellos medios, debidamente selecciona
dos y empleados lo coadyuven en la concep
ción formulación y finalmente diseño y
eventual rediseño de la solución requeri
da.

Es en este contexto que debe señalarse
en los últimos años, a lado de la inno
vación y perfeccionamiento de los ins
trumentos clásicos del análisis y dise
ño geotécnico, la irrupción como elemen
to nuevo y poderoso así como por ciertos
aspectos sugestivo y delicado, de los mé
todos numéricos de análisis y diseño;
una irrupción intimamente ligada y para
lela al vertiginoso y asombroso desarro
llo de las máquinas electrónicas de cálcu
lo automático.

Es objetivo de este trabajo, ilustrar
brevemente la esencia físico-intuitiva
de este nuevo campo o de esta nueva he
rramienta a disposición del ingeniero
geotécnico proyectista, para luego rese
ñar someramente algunas entre las apli
caciones que de estos métodos numéricos
hemos venido haciendo desde algunos años
para la mejor comprensión y solución de
problemas geotécnicos típicos de la in
geniería geotécnica urbana en nuestro
país.

Los métodos numéricos:

Asumiendo que sea posible explorar adecua
damente todo el volumen de terreno que
pueda estar involucrado en un determina
do problema geotécnico, y que así mismo
sean claramente identificables y defini
bles las características geométrico-mecá
nicas de las eventuales estructuras arti
ficiales interaccionantes con el terreno,
puede hacerse referencia en términos ge
nerales a dos posibles procedimientos in
genieriles a seguir para analizar el pro

blema (figura 1):

- El conjunto terreno-estructura es si mulado en un espacio real, mediante un modelo físico.
- El conjunto terreno-estructura es representado analíticamente o numericamente, mediante un modelo matemático abstracto.

Los límites de los modelos físicos son ampliamente conocidos y en todos casos son fácilmente intuibles.

En cuanto a los modelos analíticos, se trata del medio más comunmente y generalmente utilizado en el pasado y aún en el presente por los ingenieros proyec-

tistas. Sus características, alcances y ventajas tambien son por lo tanto de dominio común; así como bien conocidas deberían ser todas las limitaciones que conlleva su uso específico en el campo geotécnico, esencialmente en el sentido de las forzosas y a veces peligrosas sim plificaciones que deben introducirse en la transición del problema real al mode lo de cálculo (geometría del problema, comportamiento de los materiales, condi ciones de contorno).

Los modelos numéricos para el análisis y cálculo, radican sus orígenes en las bases rigurosas del análisis matemático formal y el problema general es for mulado en términos de las ecuaciones re presentantes las condiciones de equili-

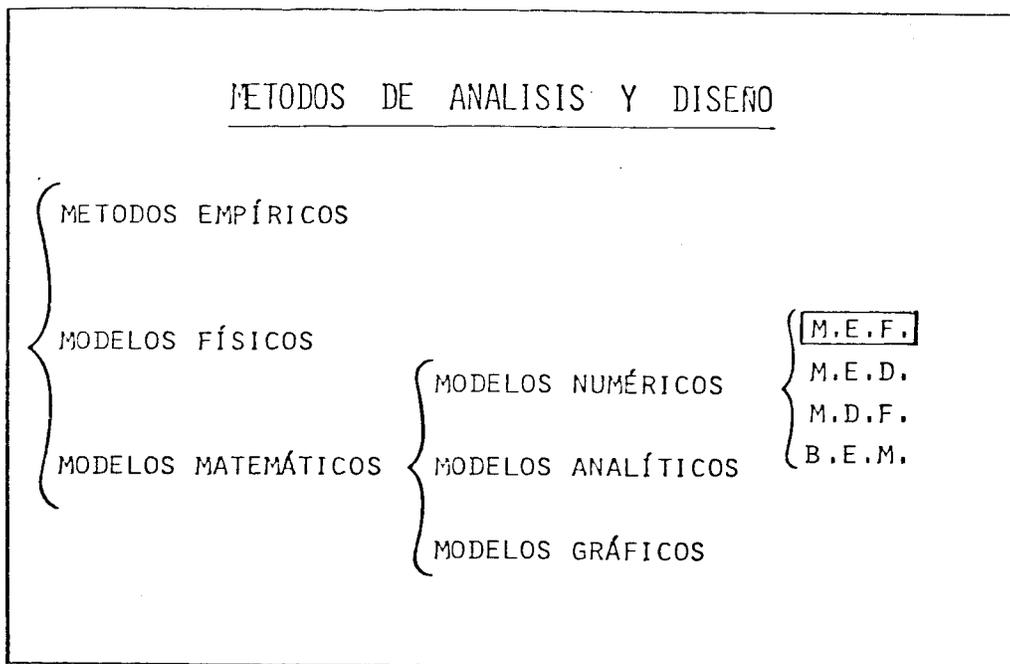


FIG : 1

brio y continuidad del medio, de las fórmulas que definen el comportamiento constitutivo del medio y de las condiciones de contorno del problema específico.

Las aplicaciones de los métodos numéricos al análisis y diseño ingenieriles, se han desarrollado rápidamente debido al continuo reducirse de sus costos y al acelerado difundirse de sus instrumentos.

Esta tendencia está claramente destinada a continuar en el futuro inmediato gracias a la nueva potencialidad que los micro-computadores poseen en brindar los servicios de computación en forma altamente descentralizada y gracias a la cada vez más generalizada disponibilidad de sistemas dedicados a las aplicaciones especializadas de la ingeniería.

Existen dos tipos generales de métodos numéricos para el análisis y diseño geotécnicos: los "métodos integrales" y los "métodos diferenciales", y cada tipo posee diferentes ventajas y limitaciones.

Los "métodos integrales" de análisis, en sus más simples y útiles formulaciones, proveen una solución al problema completamente en términos de geometría de superficies y de valores de tensiones y desplazamientos aplicados en estas superficies. De tal forma, los problemas tridimensionales son reducidos a problemas bidimensionales, y los bidimensionales a problemas monodimensionales. La geometría de las superficies de un problema es representada por un conjunto discreto de elementos de contorno. De aquí la denomina

ción comúnmente adoptada de "método de los elementos de frontera" (BEM) para este procedimiento numérico de análisis y diseño.

Los "métodos diferenciales" de análisis, necesitan en cambio de una representación modelada de la extensión completa del problema, y la geometría de éste es representada por un conjunto discreto de elementos: sólidos, planos o monodimensionales, según la naturaleza del problema.

Para cada elemento se imponen las ecuaciones de campo y las leyes constitutivas complejas para los materiales involucrados en el problema. La principal desventaja es la pérdida de eficiencia en el cálculo asociada con la necesidad de tener que discretizar la total extensión del volumen del problema.

Para cada elemento se imponen las ecuaciones de campo y las leyes constitutivas del material, y la satisfacción de la continuidad y de las condiciones de equilibrio de fuerzas entre elementos adyacentes permiten la determinación del comportamiento global del ensamblaje de los elementos interaccionantes.

Los principales métodos numéricos diferenciales que se utilizan en la práctica ingenieril son el "método de los elementos finitos" (MEF), el "método de los elementos distintos" (MED), y varias versiones del "método de las diferencias finitas" (MDF).

Una ventaja particular de estos méto-

dos diferenciales es la posibilidad de una real representación de leyes constitutivas complejas para los materiales involucrados en el problema. La principal desventaja es la pérdida de eficiencia en el cálculo asociada con la necesidad de tener que discretizar la total extensión del volumen del problema.

El método de los elementos finitos:

En la literatura especializada se encuentran disponibles exhaustivas descripciones

del método de los elementos finitos, bajo los diferentes posibles puntos de vista: matemático, físico, ingenieril, aplicativo, (Zienkiewicz, 1977 - Desai, 1979 - Perri, 1983 entre numerosísimos otros). (*) (Figura 2).

Este método, en comparación con los otros también numéricos, ha logrado una gran generalidad de empleo en la solución de problemas aplicativos por su gran versatilidad y potencia en permitir analizar una cantidad sin número de situaciones que bien se aproximan a la compleja realidad

Árbol genealógico de los métodos de elementos finitos

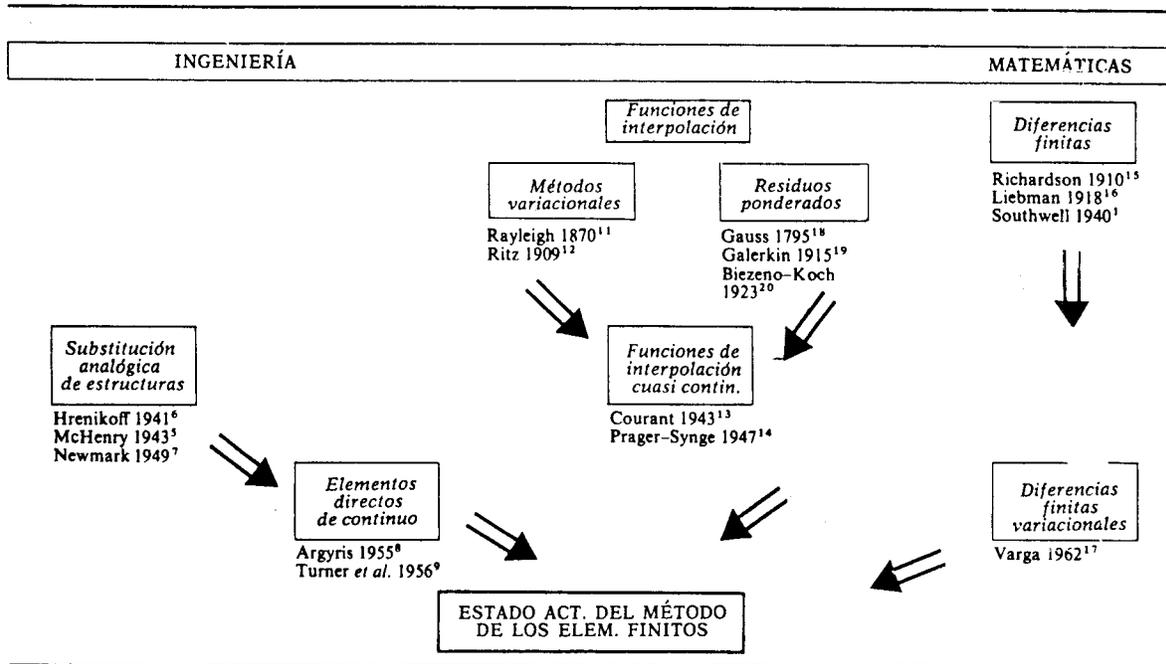


FIG. 2

(*) D. Norrie y G. de Vries (IFI PLENUM, 1976) han recogido una excelente bibliografía que muestra el siguiente número de publicaciones por año (el número entre paréntesis es el de publicaciones en ese año): 1961 (10); 1962 (15); 1963 (25); 1964 (33); 1965 (67); 1966 (134); 1967 (162); 1968 (303); 1969 (513); 1970 (510); 1971 (844); 1972 (1004); 1973 (1169); 1974 (1377); 1975 (880 incompleta).

de las estructuras geotécnicas.

El M.E.F., es fundamentalmente un método de aproximación simplemente física en el que: "Se comienza por subdividir al medio continuo que representa la estructura en regiones más pequeñas, a cada una de las cuales se les pueden asignar diferentes propiedades físicas elásticas o incluso anelásticas. Cada uno de estos elementos está conectado con los demás mediante nodos, donde participa de una serie de desplazamientos en el interior de cada elemento definido en función de los desplazamientos nodales y aplicando entonces los conocidos teoremas de variaciones, se pueden relacionar los desplazamientos nodales con una serie de fuerzas ficticias aplicadas en los nodos. El conjunto de elementos y la solución final, siguen los esquemas habituales del cálculo estructural, disfrutando en todo momento de una cierta visión física del problema". (Zienkiewicz, 1968).

De manera extremadamente rápida y útil, el método de los elementos finitos puede presentarse como una simple extensión del método matricial de los desplazamientos, ya comunmente utilizado para los cálculos del diseño estructural clásico.

Se relacionan las fuerzas y los desplazamientos nodales por medio de la matriz de rigidez de cada elemento $| k |^e$

$$\{ F \} = | k |^e \{ \delta \}$$

En cada extremo del elemento (nodo) se identificarán los componentes de fuerzas

y los correspondientes desplazamientos y los pasos necesarios para la formulación del método son los siguientes:

- a) Identificar y numerar los elementos constituyentes de la estructura y las interconexiones entre éstos que son los nodos.
- b) Identificar y numerar en cada elemento los nodos: uno para cada grupo de componentes de las fuerzas y correspondientemente de los desplazamientos que pueden transmitirse de un elemento al otro.
- c) Calcular la matriz de cada elemento
$$| k |^e$$
- d) Ensamblar la matriz de rigidez de la estructura $| K |$ mediante la superposición adecuada de las matrices de rigidez de los elementos.
- e) Introducir en la ecuación matricial para toda la estructura, los valores conocidos de fuerzas y desplazamientos (condiciones de contorno) y calcular los desplazamientos incógnitos, mediante un proceso numérico de inversión de matriz.

$$\{ \delta \} = | K |^{-1} \{ R \}$$

- f) Encontrar las fuerzas internas en los nodos de los elementos $\{ F \}$, usando la relación entre fuerzas y desplazamientos para cada elemento.

g) Encontrar los esfuerzos internos en los elementos $\{ \sigma \}$ mediante la ley constitutiva una vez determinadas las deformaciones $\{ \epsilon \}$ a través de la relación deformaciones-desplazamientos nodales para cada elemento.

En una estructura que en cambio sea contínua, el verdadero número de puntos de interconexión es infinito y es difícil ver a primera vista como pueden discretizarse problemas de este tipo para su solución en la forma descrita anteriormente.

El concepto de elementos finitos justamente supera esta dificultad mediante la suposición que el medio contínuo real esté dividido en elementos ideales interconectados solamente en un número finito de puntos nodales sobre los cuales se supone actúan unas fuerzas ficticias, representativas de los esfuerzos realmente actuantes en forma distribuida sobre los contornos de los elementos (Figura 3).

Si una tal idealización puede demostrarse ser aceptable, resulta claro como el problema puede reducirse al de una estructura convencional y luego pueda resolverse con la metodología expuesta.

Es desde este punto de vista, que el M.E.F. puede considerarse como una simple extensión del método matricial de los desplazamientos.

Esquemáticamente el procedimiento puede describirse de la siguiente manera:

a) El contínuo se divide, mediante líneas o superficies imaginarias, en un número de "elementos finitos".

b) Se supone que los elementos estén conectados entre sí mediante un número discreto de puntos, que se llaman nodos, situados en sus contornos. Los desplazamientos de estos nodos serán las incógnitas fundamentales del problema, tal como ocurre en el análisis simple de estructuras.

c) Se toma un conjunto de funciones que definen de manera única el campo de desplazamientos dentro de cada "elemento finito" en función de los desplazamientos nodales de dicho elemento.

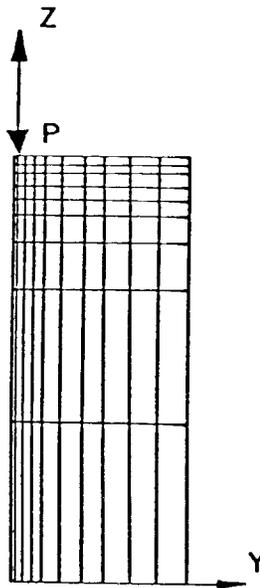
d) Estas fuerzas de desplazamientos definirán entonces de manera única el estado de deformación dentro del elemento en función de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material, definirán el estado de tensiones en todo el elemento y, por consiguiente, también en sus contornos.

e) Se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos, del elemento tal que equilibre las tensiones en el contorno y cualesquiera cargas repartidas, resultando así una relación entre fuerzas y desplazamientos de la forma:

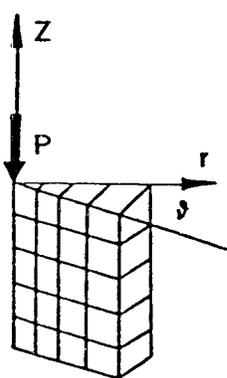
$$\{ F \} = [k] \{ \delta \}$$



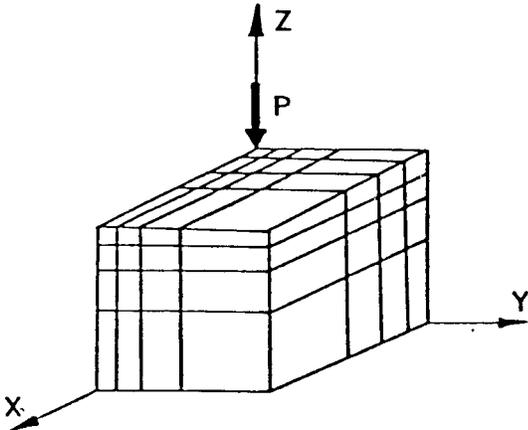
MODELO MONODIMENSIONAL



MODELO PLANO



MODELO AXIALSIMETRICO



MODELO TRIDIMENSIONAL

FIG. 3

Una vez alcanzado este punto, el procedimiento para lograr la solución puede seguir el patrón general descrito con anterioridad, aunque es evidente que se han introducido una serie de aproximaciones.

En primer lugar, no siempre es fácil asegurar que las funciones de desplazamientos escogidas satisfagan las condiciones de continuidad de los desplazamientos entre elementos adyacentes. Por consiguiente, esta condición de compatibilidad, puede no cumplirse en el contorno de los elementos, aunque es evidente que dentro de cada elemento si se cumplirá, a causa de la unicidad de los desplazamientos implicada en el hecho de que los mismos están representados por funciones continuas.

En segundo lugar, al concentrar las fuerzas equivalentes en los nodos, las condiciones de equilibrio sólo se cumplirán para el conjunto del continuo, y normalmente, ocurrirá que tales condiciones no se cumplirán en zonas localizadas dentro y en el contorno de cada elemento.

Será misión del ingeniero escoger la forma de los elementos y de las funciones de desplazamiento para cada caso particular, debiendo usar de su ingenio y habilidad, dependiendo el grado de aproximación que se alcance del uso que haga de estas dos facultades.

Hasta aquí, el procedimiento descrito se justifica sólo intuitivamente, pero de hecho lo que se ha sugerido es equivalente a la minimización de la energía potencial total del sistema, siendo función ésta de un

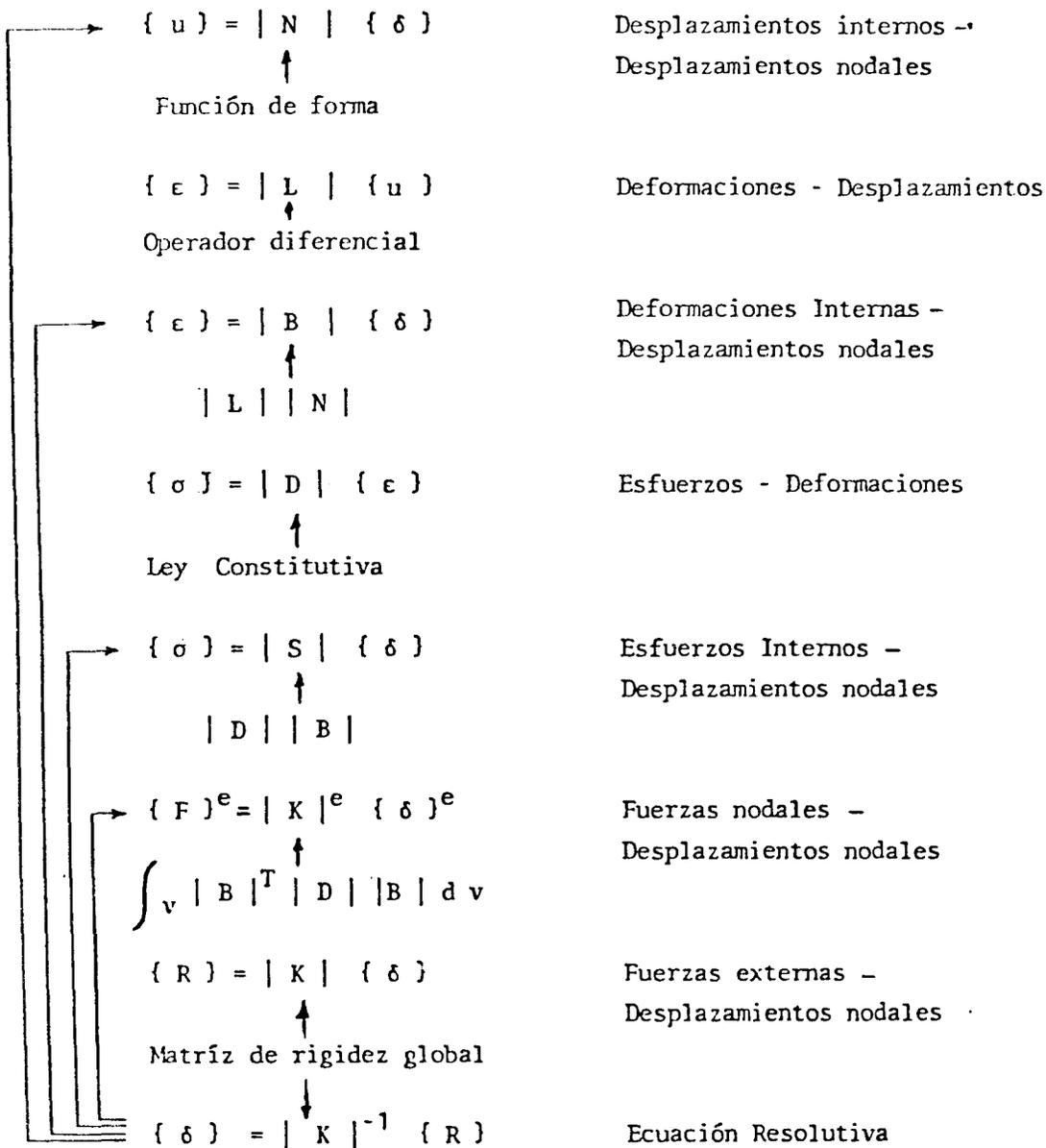
campo de desplazamientos impuestos. Si este campo de desplazamientos se define adecuadamente, deberá producirse convergencia hacia la solución correcta.

Los alcances de este trabajo no permiten a este respecto, ir más allá que estas justificaciones intuitivas, resumiéndose a continuación las principales expresiones analíticas y respectivas simbologías utilizadas en la formulación matemática del M.E.F.

Interacción del túnel del metro con las estructuras adyacentes a la Avenida Universidad.

La línea 1, de Propatria a Palo Verde del Metro de Caracas, en el tramo comprendido entre las estaciones La Hoyada y Capitolio, corre en un solo túnel sub-superficial por debajo de la Avda. Universidad. Se trata de un túnel de gran sección y pequeña profundidad y para construirlo se utilizó un proceso por etapas con la excavación previa de dos pequeñas galerías a ser utilizadas como guías para la gran máquina excavadora de escudo que sucesivamente construyó el túnel definitivo, partiendo de la estación La Hoyada hasta desembocar en la estación Capitolio.

Debido a las grandes dimensiones y modesta profundidad del túnel por un lado, y debido a la existencia de dos situaciones especialmente delicadas una al comienzo y la otra al final del tramo, se hizo recurso el método numérico de los elementos finitos para analizar y solucionar problemas de geomecánica que en estos casos,



nada presentaban de rutinario y para el estudio de los cuales los instrumentos clásicos del análisis geotécnico habían contribuido solamente hasta un grado de aproximación insuperable para ellos, pero de manifiesta insuficiencia para la selección de una solución técnica y económica posiblemente óptima para cada caso.

El primer problema surgió en consideración del hecho que prácticamente al comienzo del tramo, en la esquina "Los Chorros", se encontraba en plena actividad la obra para la construcción del edificio sede del Banco Unión, cuyo proyecto preveía una importante excavación para el alojamiento de los estacionamientos subterráneos del edificio.

Más precisamente ya se había construido el muro colado en el frente de la Avda. Universidad y ya se estaba excavando y anclando el muro, con el objeto de alcanzar la profundidad de aproximadamente 17 metros prevista en el proyecto.

El túnel del metro iba avanzando a una distancia mínima de un par de metros del muro y a unas cotas aproximadas entre -12 y -20 metros, coincidiendo su ubicación relativa con una o dos filas inferiores de anclajes, originalmente previstas a ejecutar para el sostenimiento provisional de la estructura del muro colado.

Esta situación permitía una ubicación, para la fila inferior de los anclajes, a una cota mínima de aproximadamente 7 m por encima del fondo de excavación a alcanzar, por debajo de la cual el muro co-

lado seguía con un empotramiento de casi 6 metros (figura 4).

El problema a resolver era el siguiente:

¿Es posible ejecutar la excavación de los sótanos hasta la cota de proyecto limitando la colocación de los anclajes hasta la cota mínima obligada por la presencia próxima del túnel del metro?

¿Cuales solicitaciones y deformaciones se producirán en el muro; y podrán las mismas ser absorbidas por el refuerzo de acero previsto y ya englobado en la estructura, y cuales las solicitaciones en los anclajes ya colocados?

¿Cuales efectos de interacción se producirán en la estructura del muro por efecto de la presencia de un vacío (el túnel) en la inmediata cercanía de su intrados?

En la figura 5 se presenta el modelo de elementos finitos elaborado para el análisis. Se procedió a la calibración del mismo, en lo que a caracterización geomecánica del subsuelo se refiere, mediante exploración directa con perforaciones y ensayos y utilizando un proceso de reajuste y sucesivas aproximaciones que se pudo llevar a cabo gracias a la presencia de una completa instrumentación geotécnica de la sección. En efecto se midieron las deformaciones en superficie y en el subsuelo debidas a la construcción de las dos galerías guías y con estas deformaciones se retroalimentó el modelo numérico hasta obtener una calibración del mismo (Figura 6).

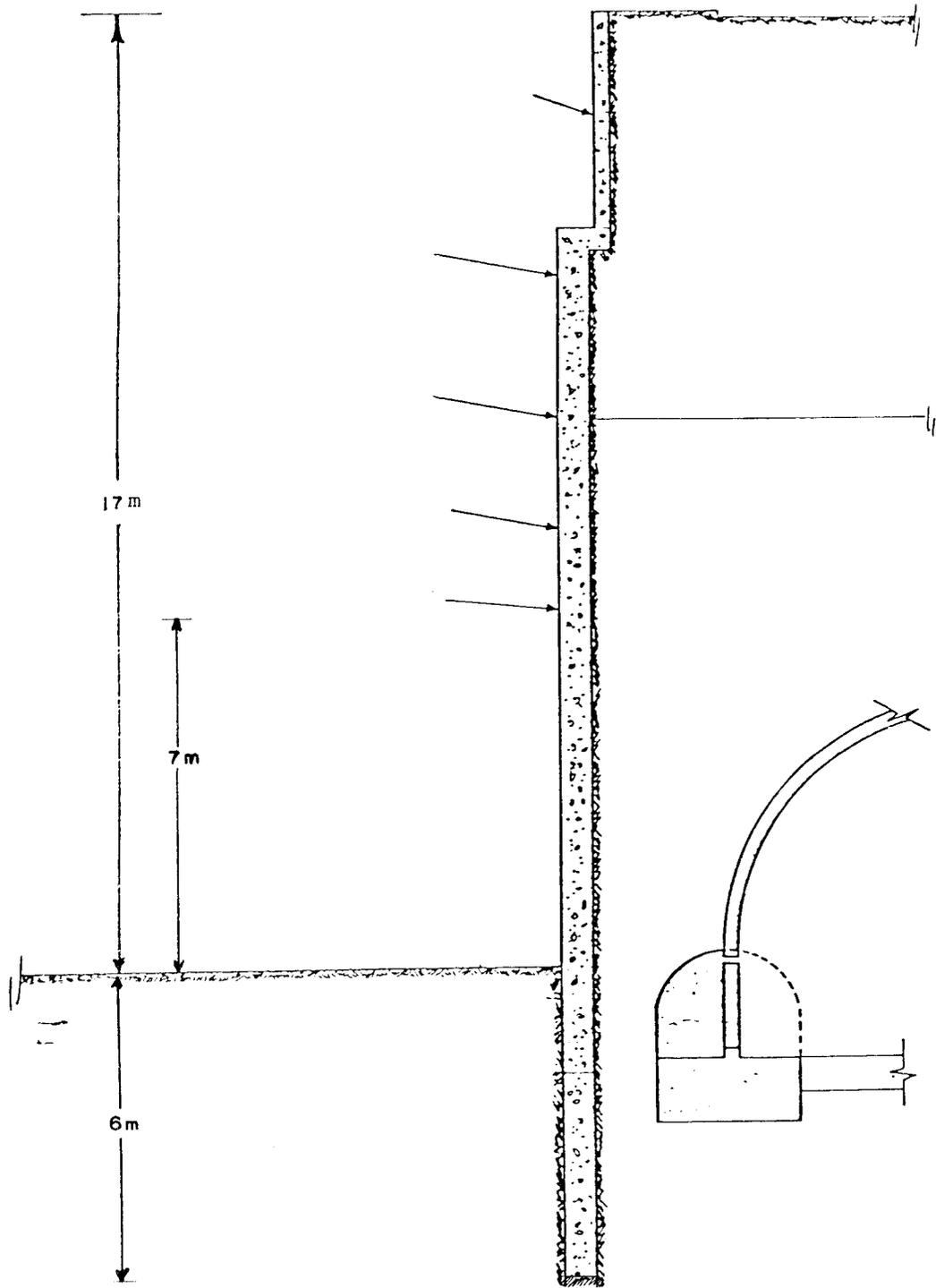


FIG : 4

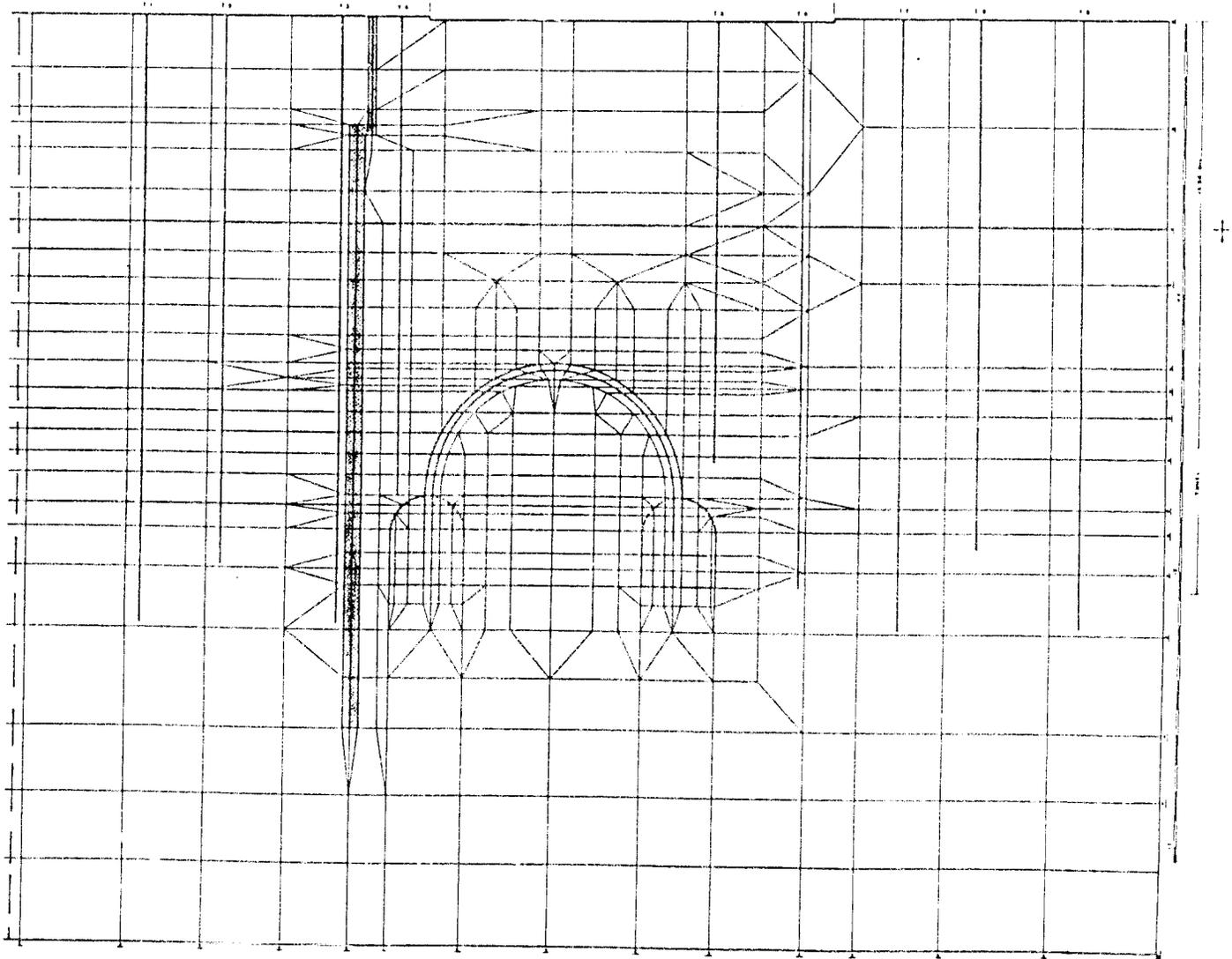


FIG. 5

ESCALA DIFERENCIADA
0 2 4 6 1cm

ESC
0 1 2 1cm

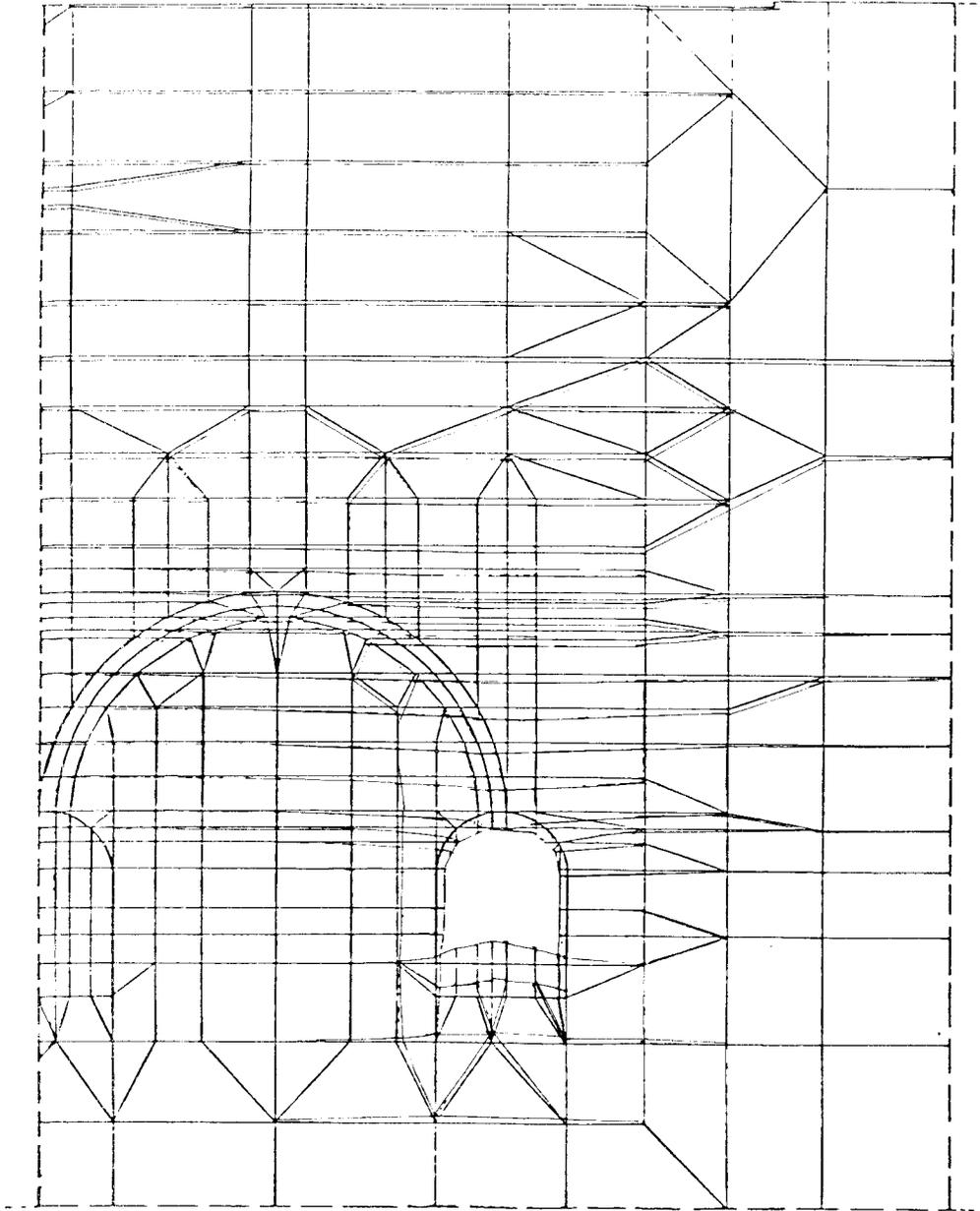


FIG : 6

A este punto se procedió con la simulación numérica de las diferentes etapas de las obras: excavación de los sótanos, colocación de los anclajes, excavación del túnel. En la figura 7, se representa la situación final prevista, mientras que el estudio de tallado de los resultados numéricos, en términos de esfuerzos y deformaciones, de los cálculos ejecutados para todas las etapas simuladas, permitió optimizar el proceso constructivo y estimar su factibilidad y posibilidad de ejecución (Benites y Cival, 1981).

Un segundo problema, aún más importante y delicado, esperaba al túnel del metro hacia la etapa final del tramo: en la cuadra entre las esquinas "La Bolsa" y "Capitolio". (Perri, 1984).

En este tramo el eje geométrico del túnel se desplazó hacia el sur coincidiendo aproximadamente en hastial con la acera de la Avda.. Adicionalmente en correspondencia de esta misma acera sur y a todo lo largo de la cuadra, existen una serie de edificaciones construidas en mampostería en el siglo antepasado, de incalculable valor histórico tales como: La Iglesia de San Francisco, El Palacio de las Academias, La Biblioteca Nacional y la Corte Suprema de Justicia.

Para prevenir el probable desarrollo de daños irreparables a estas estructuras como consecuencia de la excavación del túnel, la empresa constructora propuso la ejecución de obras de contracimentación constituidas por una pantalla de micropilotes, arriestrada y anclada en cabeza, cuyo esquema geomecánico previsto se indica en la figura 8.

Aunque la solución propuesta lucía racional, se decidió llevar a cabo la verificación de su dimensionamiento lo cual sólo pudo hacerse con el uso del método de los elementos finitos, debido al elevado grado de complejidad de geometría, materiales y condiciones de contorno que caracterizaban el problema.

El análisis se llevó a cabo siguiendo en el orden las etapas de:

Elaboración del modelo geomecánico para la sección. Elaboración del modelo mecánico-estructural de las obras de contracimentación. Calibración del modelo geomecánico-estructural global. Análisis de la sección en ausencia de contracimentación. Análisis de la sección en presencia de la contracimentación según el esquema propuesto originalmente. Análisis de la sección en presencia de la contracimentación según el esquema reajustado y optimizado.

Sobre la base del estudio de suelo originalmente realizado y de las informaciones recavadas durante la excavación de las dos galerías guías del túnel principal, se planificó la ejecución de ensayos presiométricos, con presiómetro de Menard, a lo largo de dos nuevas perforaciones exploratorias de hasta 16 y 20 m de profundidad ejecutadas en secciones representativas del tramo a contracimentar, pudiéndose de tal forma asignar los parámetros geomecánicos a los distintos estratos detectados en el subsuelo.

ESCALA DEFORMACIONES
0 2 4 6 (mm)

ESC
0 1 2 3 (mm)

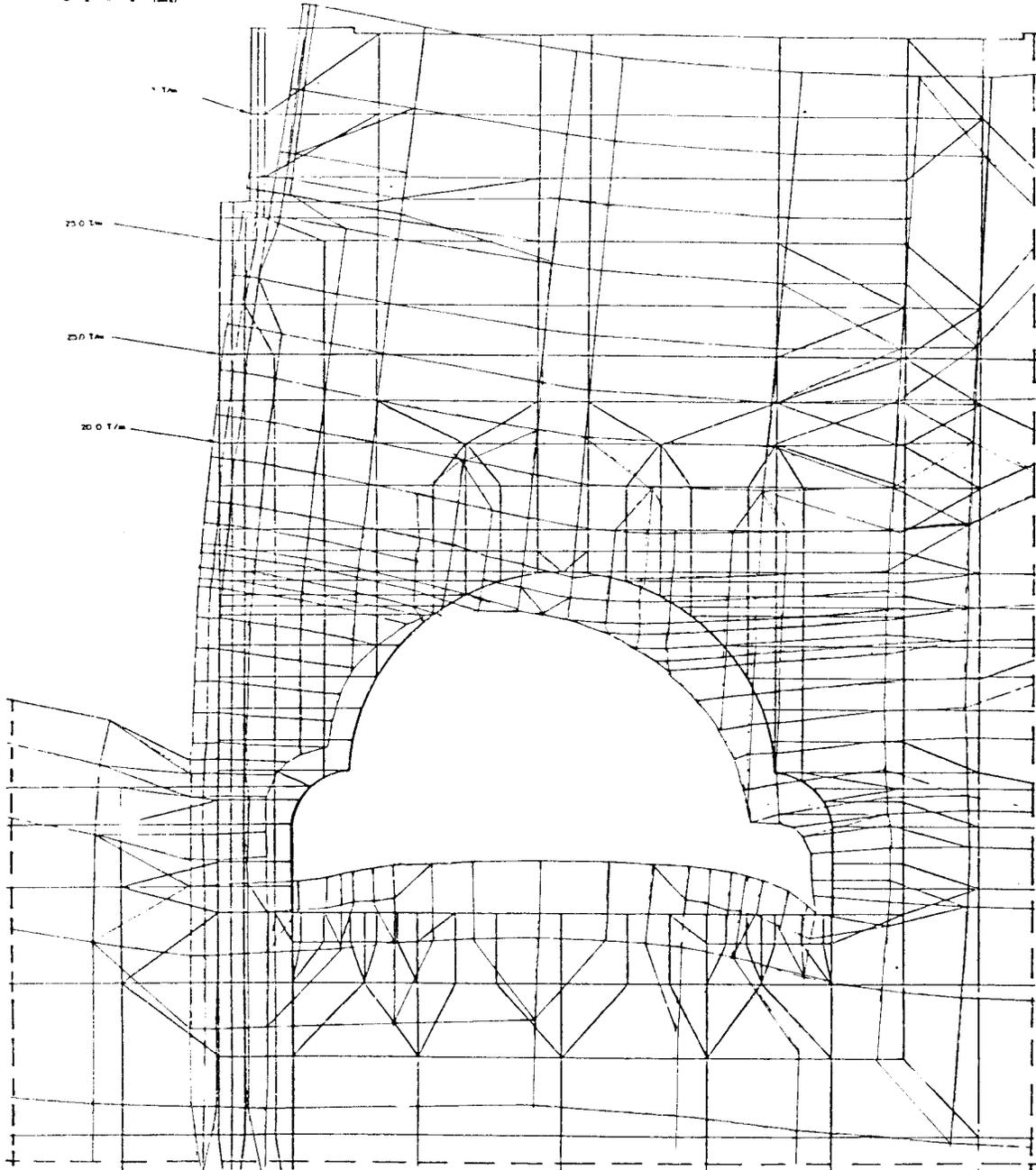


FIG : 7

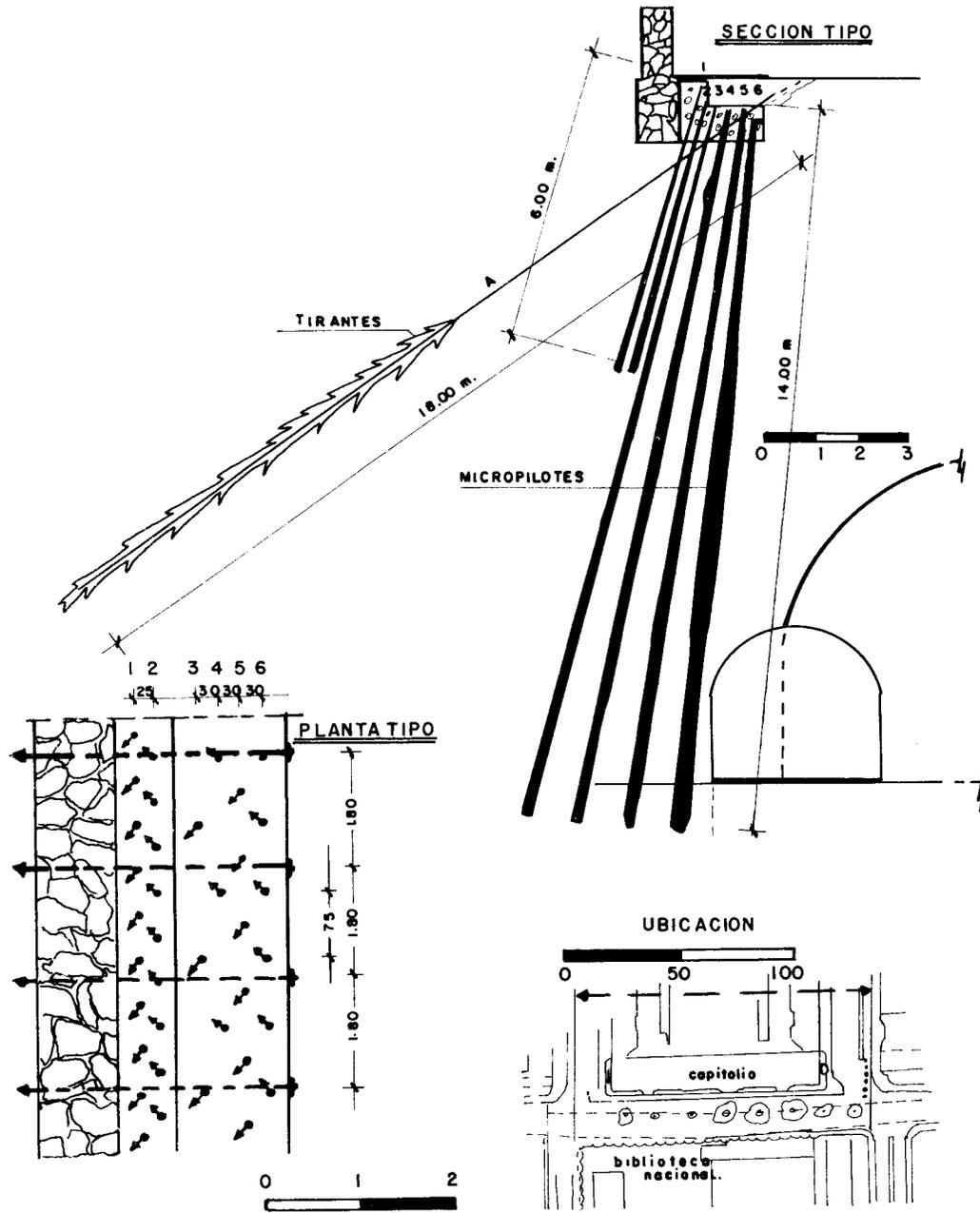


FIG : 8.

En cuanto a las estructuras de contracicentación, la presencia de los micropilotes dá lugar a la conformación de una estructura de tierra reforzada a comportamiento francamente anisótropo y cuyos parámetros elásticos se correlacionan directamente con el esquema geométrico y estructural de los micropilotes.

Esta estructura equivalente estaría sujeta a sollicitaciones de presoflexión y la misma se modeló según un comportamiento transversalmente hisótropo, definiéndose los cinco parámetros elásticos correspondientes a cada una de las dos pantallas previstas: la de protección constituida por micropilotes de menor desarrollo vertical y la de contracicentación constituida por los micropilotes principales.

Finalmente las demás estructuras presentes, como la viga de riostra y el sostenimiento del túnel se modelaron con materiales a comportamiento elástico lineal, suficientemente representativos de los elementos en concreto armado.

En la figura 9 se reporta el modelo de elementos finitos usado para los análisis de evaluación y optimización del proyecto de contracicentación. Está constituido por una malla de 1040 elementos cuadrangulares y 894 puntos nodales; permite la representación de 12 materiales diferentes, entre el subsuelo y los diferentes elementos estructurales representados con simulación de comportamientos elásticos isótropos o anisótropos, según los casos.

La simulación de los diferentes casos (la

ausencia de contracicentación, la estructura originalmente diseñada, y la estructura reajustada), se obtiene mediante la asignación de las distintas características elásticas de los materiales a aquellos elementos que por su ubicación espacial van sucesivamente a pertenecer una vez al subsuelo, y otra vez a las diferentes estructuras analizadas.

Las cargas en juego son: el peso de todos los materiales presentes, las presiones que las edificaciones transmiten sobre los planos de fundación correspondientes, y la carga de anclaje aplicada a la viga de riostra.

Aunque de interés no prioritario, se consideró conveniente analizar la situación que se verificaría en la hipótesis de no construir obra de cimentación alguna, con el objeto principal de poder de tal manera evaluar los beneficios de la estabilización, en forma también cuantitativa - además que intuitiva y cualitativa.

Los resultados de este análisis, para lo que se refiere a los valores de desplazamientos en la superficie del terreno y en correspondencia del eje central del túnel, así como de las fundaciones adyacentes a la Avda. Universidad, indican valores de 42, 30 y 9 mm de asentamientos respectivamente para el punto alineado con el eje central del túnel, para las fundaciones (a ser contracicentadas) adyacentes a la avenida del lado Biblioteca Nacional y para las fundaciones (más alejadas de la excavación) adyacentes a la avenida del lado Capitolio.

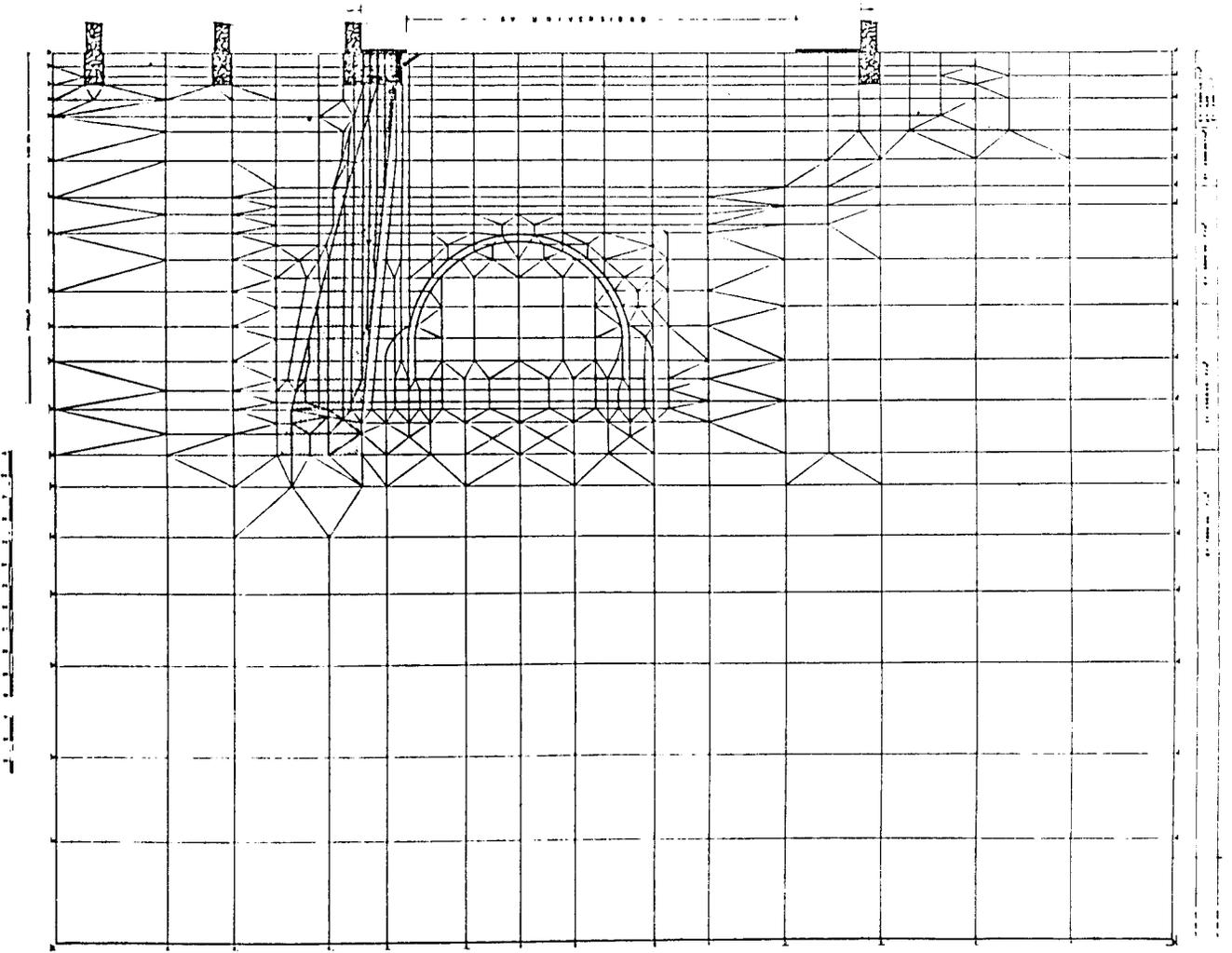


FIG : 9

Cabe observar que las magnitudes señaladas para los desplazamientos probables en correspondencia de las fundaciones de las edificaciones históricas adyacentes a la galería sur, son excesivas y muy probablemente insostenibles por las estructuras en objeto.

En la figura 10 se representan las deformaciones previsibles en el caso de construir la contracimentación según su diseño original.

Los datos más sobresalientes son aquellos que se refieren al asentamiento máximo en superficie en correspondencia del eje de fundación de las estructuras contracimentadas (punto 1).

Se obtiene un asentamiento de 12 mm, mientras que se hace interesante observar que este asentamiento deriva directamente de un asentamiento prácticamente rígido de todos los micropilotes a partir de la base de éstos; el asentamiento allí es en efecto de 11 mm.

Por otro lado un análisis de las solicitaciones producidas en el sistema, indicó claramente que la estructura de contracimentación diseñada, además de estar solicitada a flexión en su tramo central, está solicitada, y en forma cuantitativamente predominante, a compresión por efecto del fenómeno de "fricción negativa" entre micropilotes y terreno suprayacente al túnel.

Lo anterior mostró que, para los fines de garantizar un menor asentamiento de las estructuras contracimentadas, era necesario

limitar los asentamientos de la base de las estructuras de contracimentación - (los micropilotes).

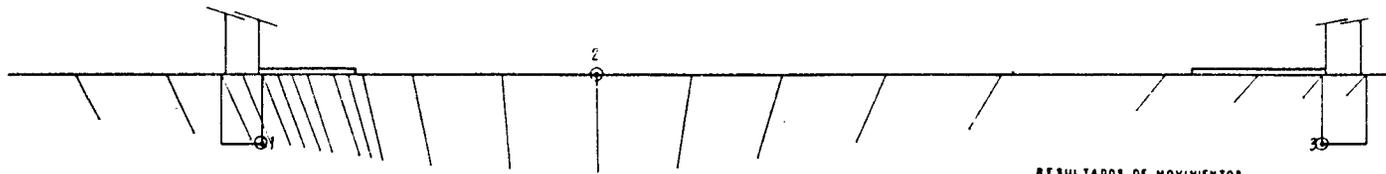
Así mismo el dimensionamiento de la contracimentación debía responder más que a las exigencias de absorber solicitaciones de flexión, a las de absorber solicitaciones de compresión.

Como consecuencia de lo anterior, surgió la idea de modificar el diseño original en el sentido de aumentar la longitud de los micropilotes, para dar lugar a una más profunda cota de asiento de los mismos y por ende limitar los asentamientos a esta cota y aumentar la capacidad de soporte del terreno de fundación.

Igualmente y en consideración de la ventaja en términos de tiempo de ejecución, de reducir el número total de metros de micropilotes a ser construídos, se sugirió eliminar una fila de micropilotes y sustituir las tres filas remanentes con micropilotes (tubfix), o sea reforzados con un perfil tubular de acero en lugar de la cabilla de 30 mm de diámetro, prevista en el diseño original.

De esta manera, se redujo sólo ligeramente la rigidez flexional de la estructura de contracimentación, pero se dejó intacta su sección resistente a las solicitaciones verticales de compresión, las cuales resultaron ser las principales.

Todo esto, sumado al hecho que los micropilotes tubfix garantizan una mayor con



RESULTADOS DE MOVIMIENTOS
SIN CONTRACIMENTACION

PUNTO	1	2	3
Δ VERTICAL	30 mm	42 mm	9 mm
Δ HORIZONTAL	9 mm	≈ 0 mm	8 mm

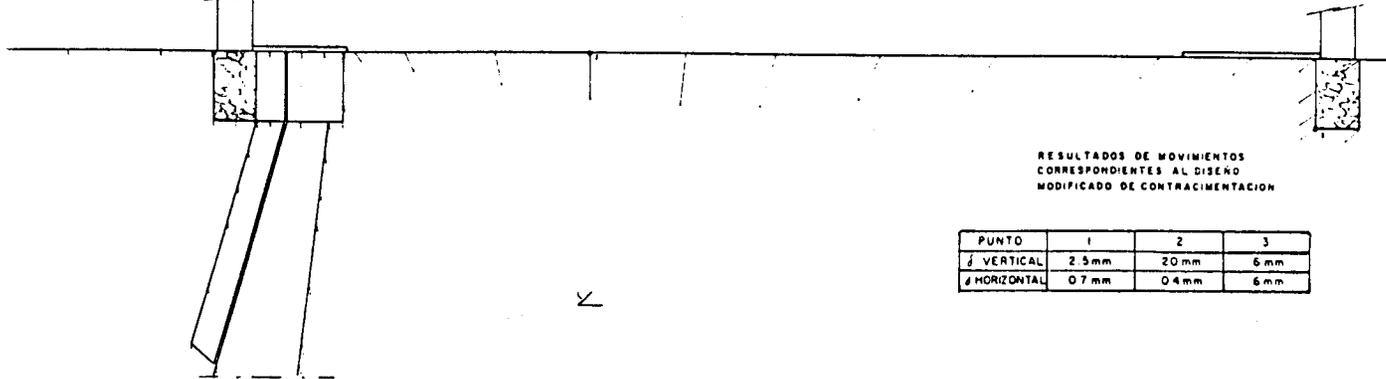
Σ



RESULTADOS DE MOVIMIENTOS
CORRESPONDIENTES AL DISEÑO
ORIGINAL DE CONTRACIMENTACION

PUNTO	1	2	3
Δ VERTICAL	12 mm	25 mm	7 mm
Δ HORIZONTAL	3 mm	0.2 mm	7 mm

Σ



RESULTADOS DE MOVIMIENTOS
CORRESPONDIENTES AL DISEÑO
MODIFICADO DE CONTRACIMENTACION

PUNTO	1	2	3
Δ VERTICAL	2.5 mm	20 mm	6 mm
Δ HORIZONTAL	0.7 mm	0.4 mm	6 mm

Σ

FIG. 10

fiabilidad, hizo reforzar la opción de sustituir el sistema originalmente previsto de 4 micropilotes por metro y de 16 m de longitud, con 3 micropilotes (Tubfix) por metro y de longitud superior.

Como información adicional, del análisis de los resultados numéricos del cálculo, se derivó también que la pantalla secundaria del micropilotes, no estaría solicitada en forma considerable, debido a que la rigidez de la viga de riostra principal, era suficientemente grande para absorber completamente las solicitaciones horizontales impuestas por los anclajes.

Por lo tanto se recomendó una reducción de esta estructura de pantalla secundaria cuya función quedaba únicamente limitada a la de protección de las presiones de inyección de los micropilotes principales. Con este objeto, conservando el esquema original se aumentó de 0.5 m a 1.0 m el intereje entre los micropilotes de cada una de las dos filas previstas para esta pantalla secundaria.

En la figura 10 también se reportan los resultados referentes a las deformaciones a ser esperadas para el caso del sistema de contracimentación constituido por tres filas de micropilotes "Tubfix", con intereje de 1 m y longitud de hasta 20 m.

Como puede observarse se logra un resultado altamente satisfactorio en el sentido de los asentamientos y deformaciones horizontales en correspondencia del eje de la fundación contracimentada. Los valores numéricos obtenidos son de 2.5 mm

para el asentamiento y de 0.7 mm para el desplazamiento horizontal.

Se obtiene además una mejora general de los valores de desplazamientos con respecto a los casos anteriormente analizados, con un asentamiento máximo en superficie en correspondencia del eje central del túnel, reducido a 20 mm; mientras que en correspondencia del eje de fundación del lado Capitolio, el cálculo de asentamiento indica 6 mm e igual valor para el desplazamiento horizontal.

Con el objeto de permitir una más realista interpretación de los resultados obtenidos de los cálculos es conveniente aquí recordar algunas de las principales hipótesis consideradas en el modelo de cálculo y que de alguna forma han limitado la posibilidad de una perfecta reproducción del fenómeno físico real:

- El considerar un comportamiento elástico lineal para los diferentes estratos del terreno implica la posibilidad de desarrollo de solicitaciones de tracción en el mismo, lo cual a su vez da lugar a un marcado achatamiento de la curva de los asentamientos superficiales debido a que se llaman a cooperar, a través de las solicitaciones de tracción, zonas más alejadas del punto correspondiente al eje de simetría del túnel.

A la luz de esto se consideró oportuno prever que los valores de asentamientos superficiales podrían ser mayores de los calculados en correspon

dencia del eje de simetría del túnel, con una forma para la campana más pronunciada hacia el centro, al mismo tiempo en que debían preverse unos valores de los desplazamientos horizontales menores que los calculados para los puntos más alejados del centro.

- La hipótesis anteriormente comentada de resistencia a tracción del terreno, suada al hecho de que el modelo de cálculo no prevee límite de plastificación para el terreno, dió lugar también al hecho que los valores obtenidos del cálculo para las solicitaciones verticales transmitidas por fricción negativa a los micropilotes fueran superiores a los reales posibles, los cuales a su vez estarían en todo caso controlados por la resistencia al corte en la interfase de terreno-micropilotes.

La obra diseñada se ejecutó en efecto según las recomendaciones de modificación y especificaciones reportadas, y se llevaron a cabo una serie de mediciones de control de los asentamientos en superficie en correspondencia de la viga de riostra y de las fundaciones de las estructuras contracimentadas.

Los resultados de estas mediciones de asentamientos confirmaron, con aceptable precisión, los valores indicados como probables según los análisis, para todas aquellas estructuras protegidas con la pantalla de micropilotes arriada y anclada en superficie.

Análisis de asentamientos en fundaciones directas y profundas:

En un proyecto de fundaciones, es probablemente frente al problema de la cuantificación de los asentamientos, que el ingeniero geotécnico se encuentra en mayor dificultad; mientras que la correcta determinación de éstos, y esencialmente de los asentamientos diferenciales, es el objetivo fundamental a perseguir para el éxito de un buen proyecto.

En efecto la problemática de los asentamientos del terreno bajo las solicitaciones impuestas por las superestructuras a través de las fundaciones, es muy compleja debiéndose comenzar con diferenciar y evaluar los distintos componentes físicos del asentamiento: elástico, de consolidación, de creep, y aún limitándose a la evaluación de los asentamientos inmediatos o elásticos, el problema es por lo general complejo, también en la hipótesis de que el subsuelo tenga un comportamiento elástico lineal.

Tales dificultades se relacionan con la heterogeneidad y anisotropía del subsuelo, con la geometría de las fundaciones y en general con las complejas y/o irregulares condiciones de contorno del problema.

A continuación se presentan un par de ejemplos de uso del MEF para la determinación de los asentamientos en fundaciones directas y profundas, en los que se aprovecha la versatilidad del MEF para

superar las mencionadas dificultades del cálculo existentes aún en el campo elástico.

Como ejemplo de fundaciones directas se presenta un primer caso que se refiere a un terreno ubicado en Ciudad Ojeda, sobre el cual se proyectaba construir una estructura apoyada en concreto armado de cinco niveles.

Se observó que la mayor parte y/o totalidad de las deformaciones verticales que experimentarían los estratos portantes bajo los incrementos netos de esfuerzos de fundación, serían elásticas y por lo tanto, se procedió al cálculo de los asentamientos bajo las hipótesis de subsuelo sin peso con comportamiento mecánico de tipo isótropo, elástico y lineal y cuya heterogeneidad en profundidad fué evidenciada al considerar los parámetros de deformabilidad elástica correspondientes a cada estrato.

Se calcularon los asentamientos producidos por las zapatas de fundación, predimensionadas para el pórtico transversal típico más cargado de la superestructura proyectada, supuestas flexibles y transmitiendo un esfuerzo de contacto de intensidad $q = 26.6 \text{ Ton/m}^2$, equivalente a la diferencia entre la capacidad máxima admisible de carga estimada por condiciones de ruptura de los estratos portantes (30 Ton/m^2) y el alivio de carga por la excavación requerida para alcanzar el Nivel -1.70 de semisótano de la estructura (3.4 Ton/m^2), en condición de deformaciones planas (zapatas continuas equivalentes en cargas, al esquema geométrico real de las zapatas

cuadradas aisladas).

En la figura 11, se presenta el modelo geomecánico de elementos finitos usado para el análisis. Se trata de un modelo plano constituido por 149 elementos triangulares y 94 puntos nodales, que reproduce la existencia de tres diferentes estratos bajo la superficie de asiento de las zapatas; cada estrato caracterizado por su correspondiente módulo de elasticidad. El coeficiente de Poisson se supuso $\nu = 0.35$, igual para cada manto (la magnitud de los asentamientos no es especialmente sensitiva a pequeñas variaciones de este coeficiente).

Para lo que se refiere a los resultados del análisis, en la figura 12, se reporta la deformada de la superficie de asiento de las zapatas: el asentamiento elástico total obtenido para las zapatas mayores ($B_1 = 3.50 \text{ m}$) fué del orden de 6 cm , mientras que para las zapatas adyacentes de menor ancho ($B_2 = 2.50 \text{ m}$) fué del orden de 4 cm , resultando por tanto un asentamiento diferencial del orden de 2 cm , bajo las hipótesis y condiciones de análisis anteriormente indicadas.

Cuando se pasa al caso de fundaciones profundas, se hace prácticamente imposible la adopción de un modelo plano de análisis debido a que se trata de estructuras (pilotes) para las cuales no existen secciones en deformaciones o esfuerzos planos.

Sin embargo, por lo menos para los análisis de pilotes cilíndricos aislados, y a

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS
MODELO GEOMECANICO DE ELEMENTOS FINITOS

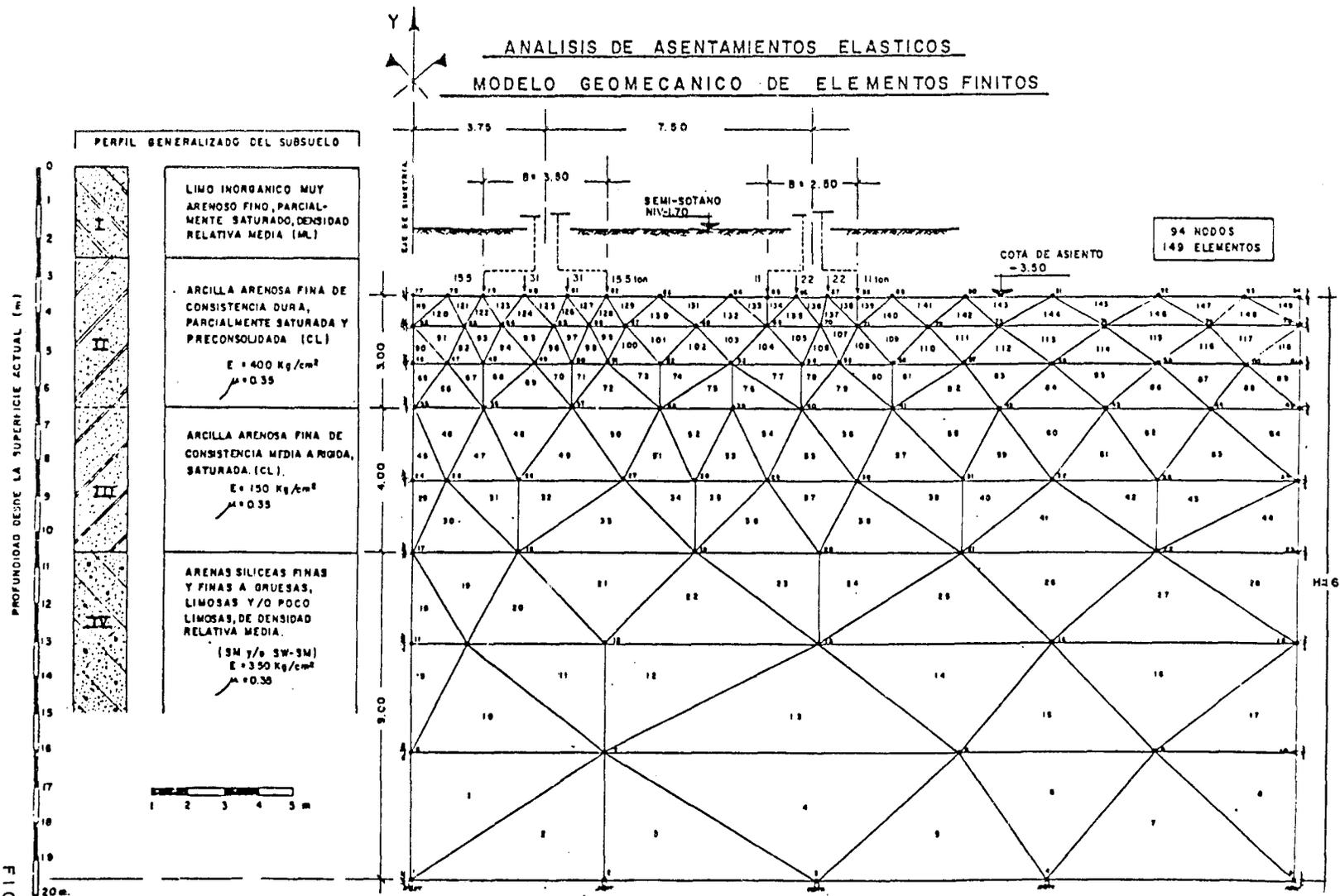


FIG. 11

ASENTAMIENTOS ELASTICOS

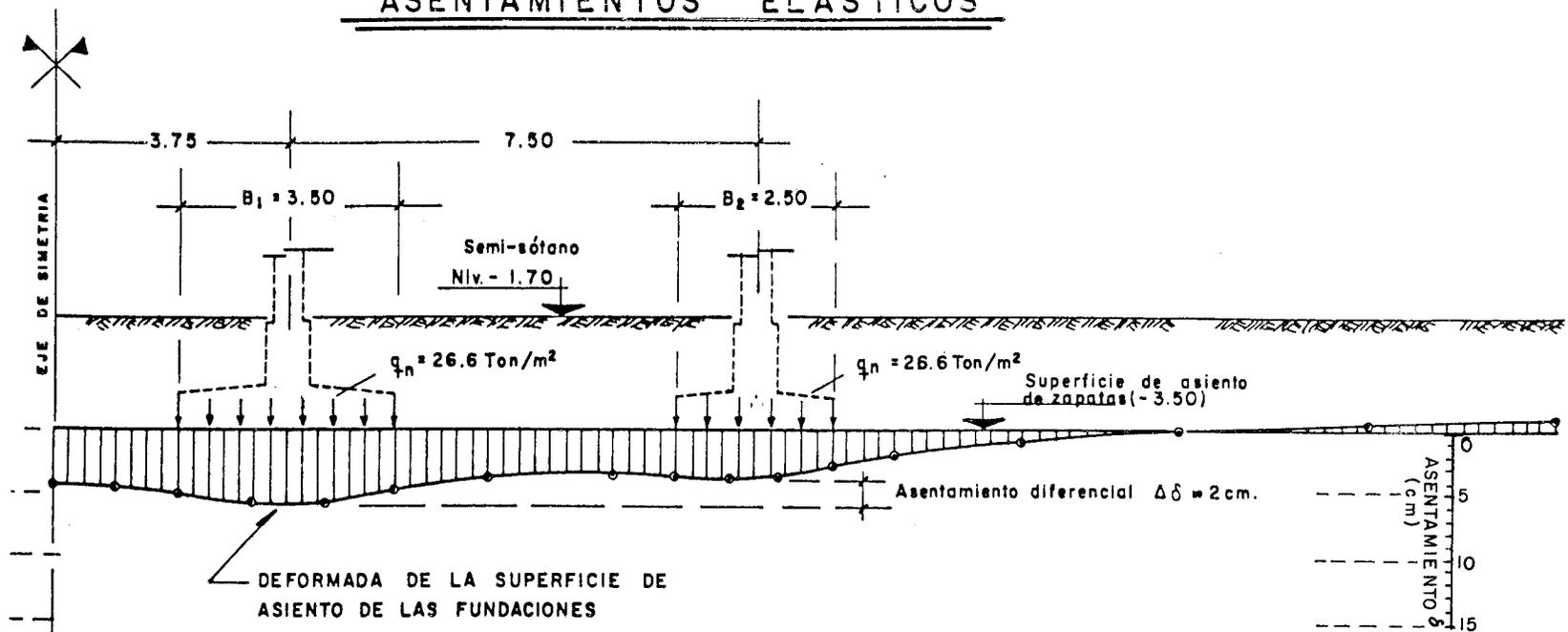


FIG. 12

pesar de tratarse de problemas claramente tridimensionales, es posible analizarlos mediante un modelo de elementos finitos axialsimétrico lo cual implícitamente conlleva consigo la mayor parte de las ventajas operativas de cálculo, propias de los modelos planos como aquellos utilizados para el análisis de los ejemplos anteriores.

De esta manera se analiza el comportamiento de pilotes cilíndricos verticales sujetos a cargas puramente axiales, pero de geometría (diámetro y longitud) cualquiera y ubicados en terrenos caracterizados por toda clase de heterogeneidad en profundidad.

En el primer ejemplo que se ilustra se buscaba concretamente evaluar el valor de los asentamientos elásticos de pilotes de diferentes diámetros, y con longitud y esfuerzos de trabajo definidos, ubicados en un subsuelo también geomecánicamente definido.

En el segundo ejemplo que se presenta, se utilizaron los resultados de una serie de pruebas de cargas sobre pilotes de 1 m de diámetro y longitudes distintas, para calibrar el modelo geomecánico del subsuelo y sucesivamente simular la ejecución de nuevas pruebas de carga sobre pilotes de diámetro diferentes. Los resultados se utilizaron finalmente para evaluar la capacidad de carga de pilotes de diferentes diámetros y profundidades.

En la figura 13 se reporta el modelo de elementos finitos utilizado en ambos ca-

sos. Se trata de un modelo axialsimétrico constituido por 416 elementos cuadrangulares y 462 nodos, caracterizado por un grado de detalle suficientemente alto como para permitir, sin mayores dificultades, la simulación de geometrías diferentes (diámetro y longitud) para los pilotes, así como para la distribución en profundidad (espesores) de las diferentes capas que integran el subsuelo de cada caso.

En el primer ejemplo, el subsuelo, correspondiente a una parcela ubicada sobre la antigua carretera Barquisimeto-Yaritagua, estaba definido por la existencia de cuatro diferentes estratos caracterizados cada uno de ellos por los valores del módulo de elasticidad, módulo de Poisson y peso unitario. El pilote analizado presentaba longitud fija de 9 m y esfuerzo de trabajo constante de 40 Kg/cm².

Los resultados que se obtuvieron en términos de asentamientos elásticos en la cabeza del pilote, se dan en la figura 14, cuantificados para tres valores discretos del diámetro.

Como información adicional también se reporta en la figura 15 la variación de repartición del esfuerzo de trabajo entre punta y fuste del pilote, nuevamente para diferentes valores del diámetro.

En el segundo ejemplo de fundaciones profundas analizado, la caracterización geomecánica inicial para el subsuelo correspondiente a un lote de terreno ubicado en la ciudad de Maracaibo, se hizo en ba-

ANALIS DE ASENTAMIENTOS Y CARGAS
EN PILOTES AISLADOS

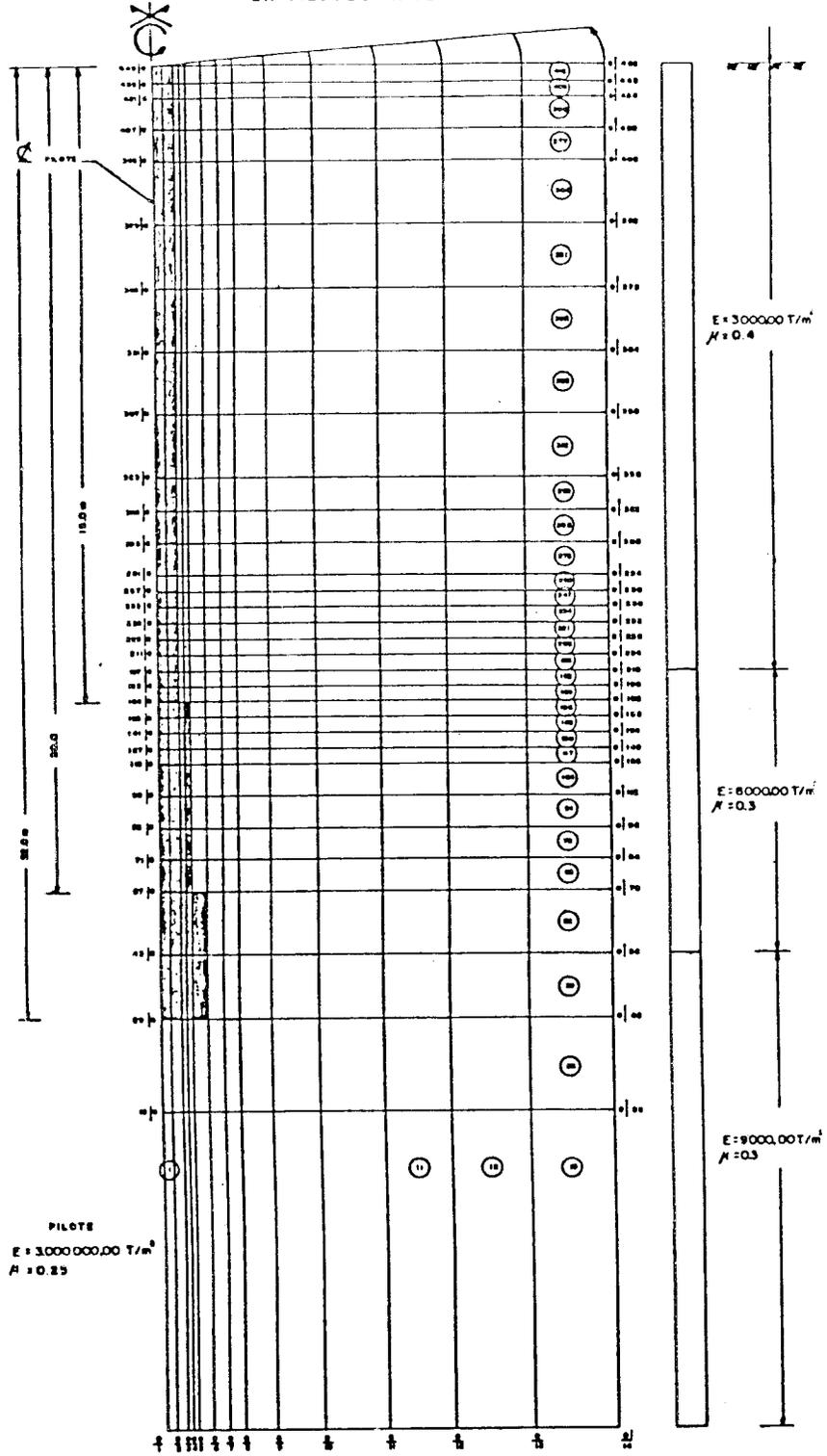


FIG : 13

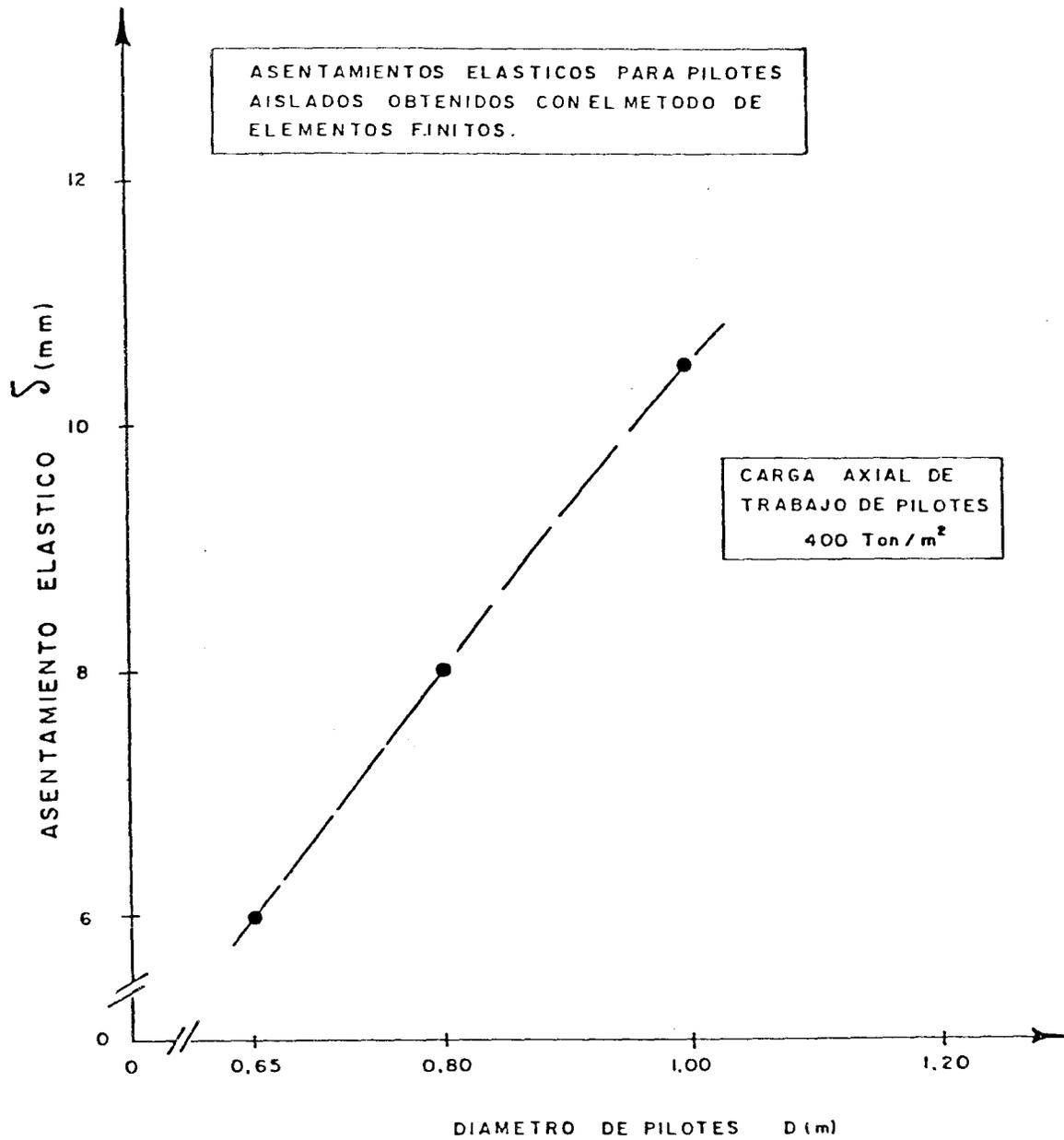


FIG:14

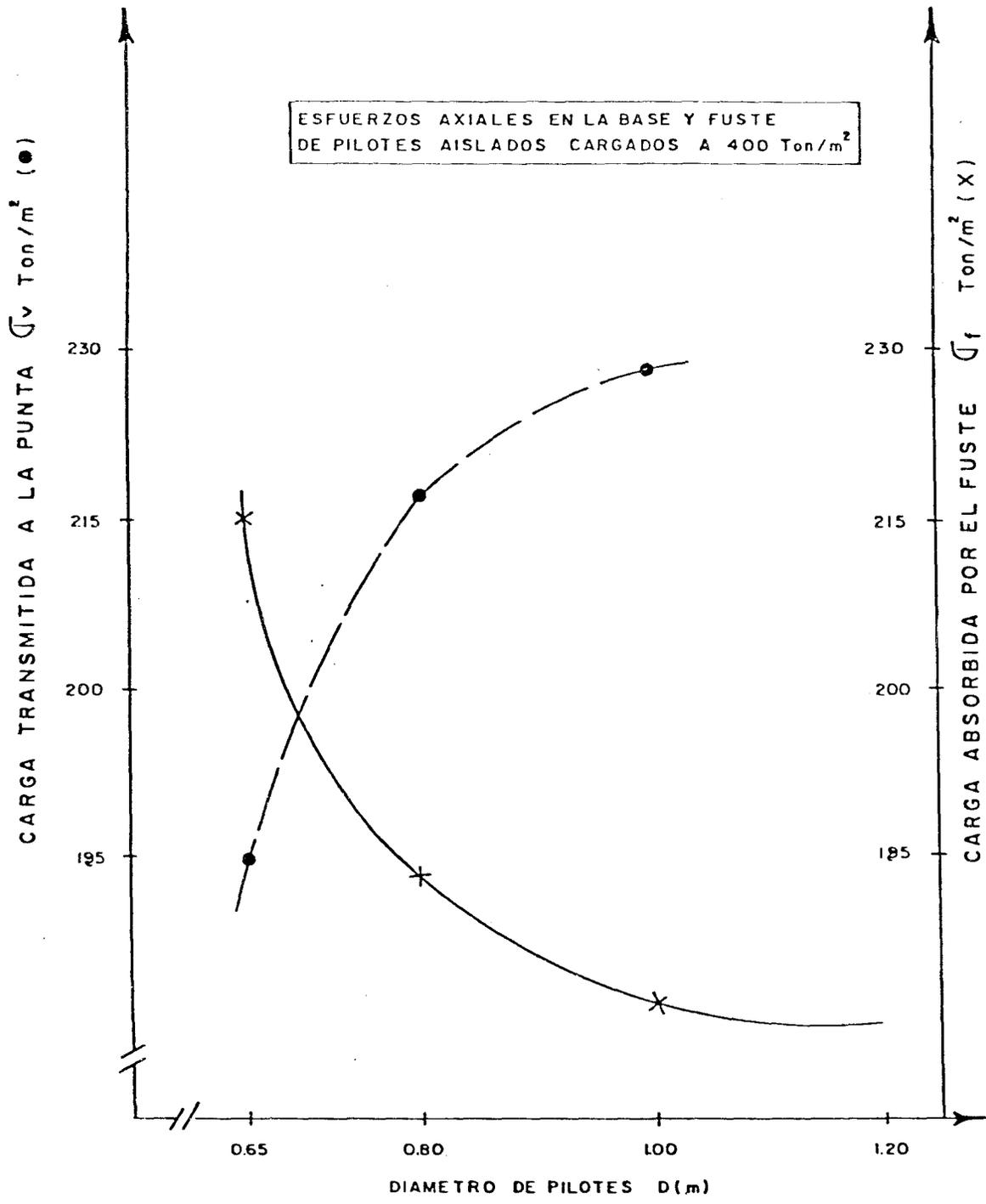


FIG: 15

se a los resultados de los ensayos SPT y análisis de las muestras recuperadas en las perforaciones exploratorias, y sucesivamente, como primera etapa del análisis numérico, se procedió al ajuste de los parámetros elásticos del terreno mediante un proceso de acercamientos sucesivos, tomando como referencia los resultados de las tres pruebas de carga realizadas sobre pilotes de 1 m de diámetro y longitudes respectivamente de 15 m, 22 m y 20 m.

Se trató de hacer coincidir con suficiente aproximación, los valores de los asentamientos elásticos obtenidos en la cabeza de los tres pilotes de prueba, con los valores de estos asentamientos obtenidos por el cálculo numérico variando, para el logro de este ajuste, los parámetros elásticos incógnitos de los distintos estratos del subsuelo en el que se construyeron los pilotes de prueba.

La etapa siguiente de la simulación numérica, consistió en el cálculo de los asentamientos en la cabeza de pilotes de diámetro y longitudes diferentes a los ensayados. Así mismo el programa de cálculo permitió para cada caso evaluar la repartición de las cargas sobre los pilotes entre el fuste y la punta de éstos.

Todas estas informaciones obtenidas de la simulación numérica se utilizaron sucesivamente para optimizar el diseño del sistema de pilotaje en análisis.

En las figuras 16 y 17 se reportan en forma gráfica los resultados más importantes de los cálculos numéricos; específicamen-

te los valores de los asentamientos en la cabeza de los pilotes y el porcentaje de carga transmitida a la punta en las diferentes condiciones de geometría del pilote y para las condiciones reales del subsuelo en que se iban a construir los elementos de fundación.

Análisis y diseño de muros colados anclados:

Los muros en concreto armado, ejecutados en presencia de lodo bentonítico y eventualmente anclados, representan desde aproximadamente treinta años un instrumento de empleo común en la ingeniería civil.

En Venezuela, las primeras experiencias remontan al final de los años 60, empujadas por las crecientes exigencias de construir en el casco urbano de la ciudad de Caracas, sótanos siempre más profundos para el alojamiento de los estacionamientos de las torres residenciales y comerciales que han ido proliferando a todo lo largo y ancho del área metropolitana así como de las otras principales ciudades del país.

Finalmente, en años más recientes, con el inicio de la construcción de las obras de infraestructuras para el Metro de Caracas, esta técnica se ha vuelto prácticamente rutinaria, al mismo tiempo en que las especificaciones y exigencias técnicas han ido consecuentemente elevándose.

En efecto los inconvenientes debidos a las fuertes limitaciones constituídas por

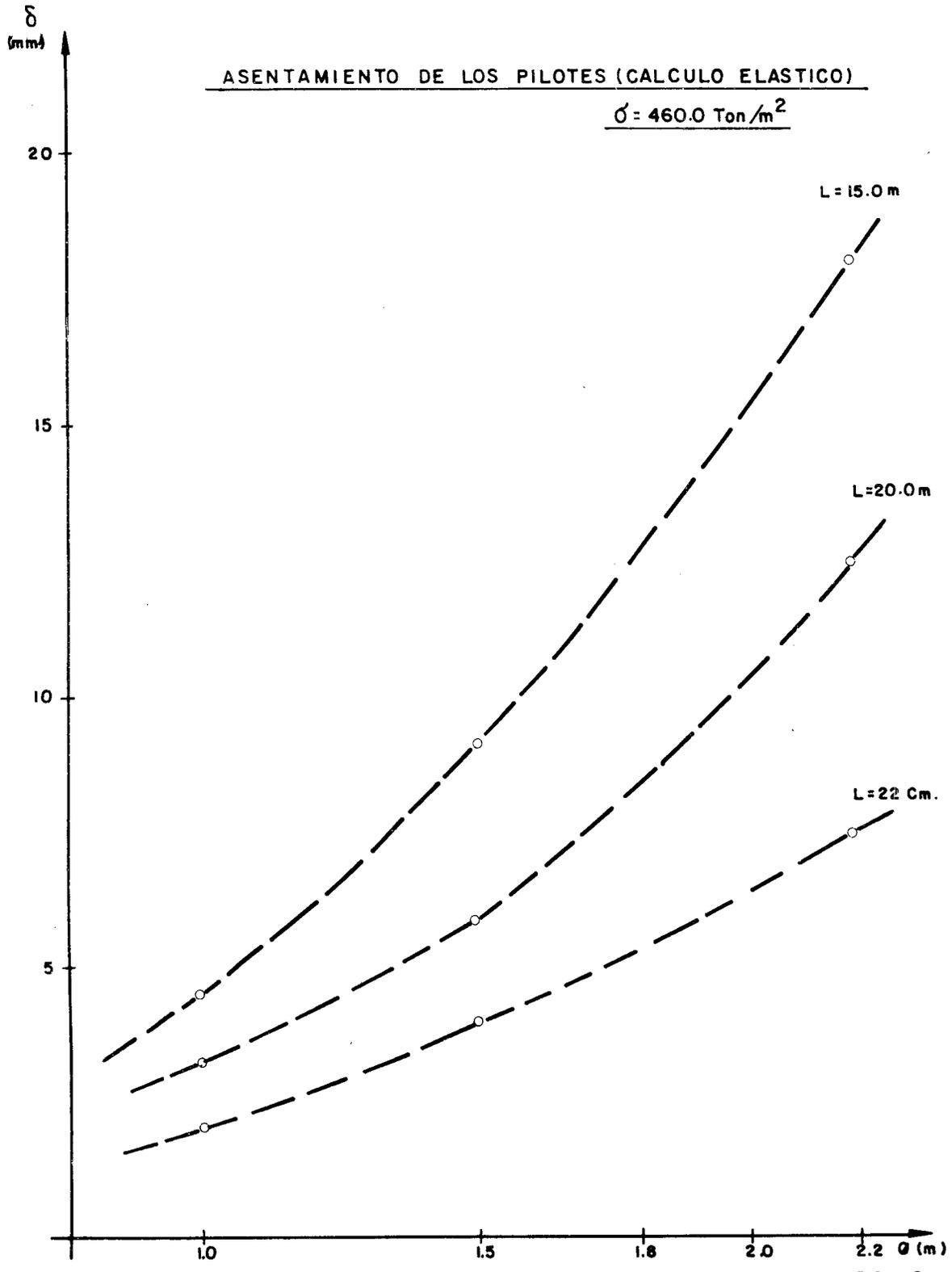
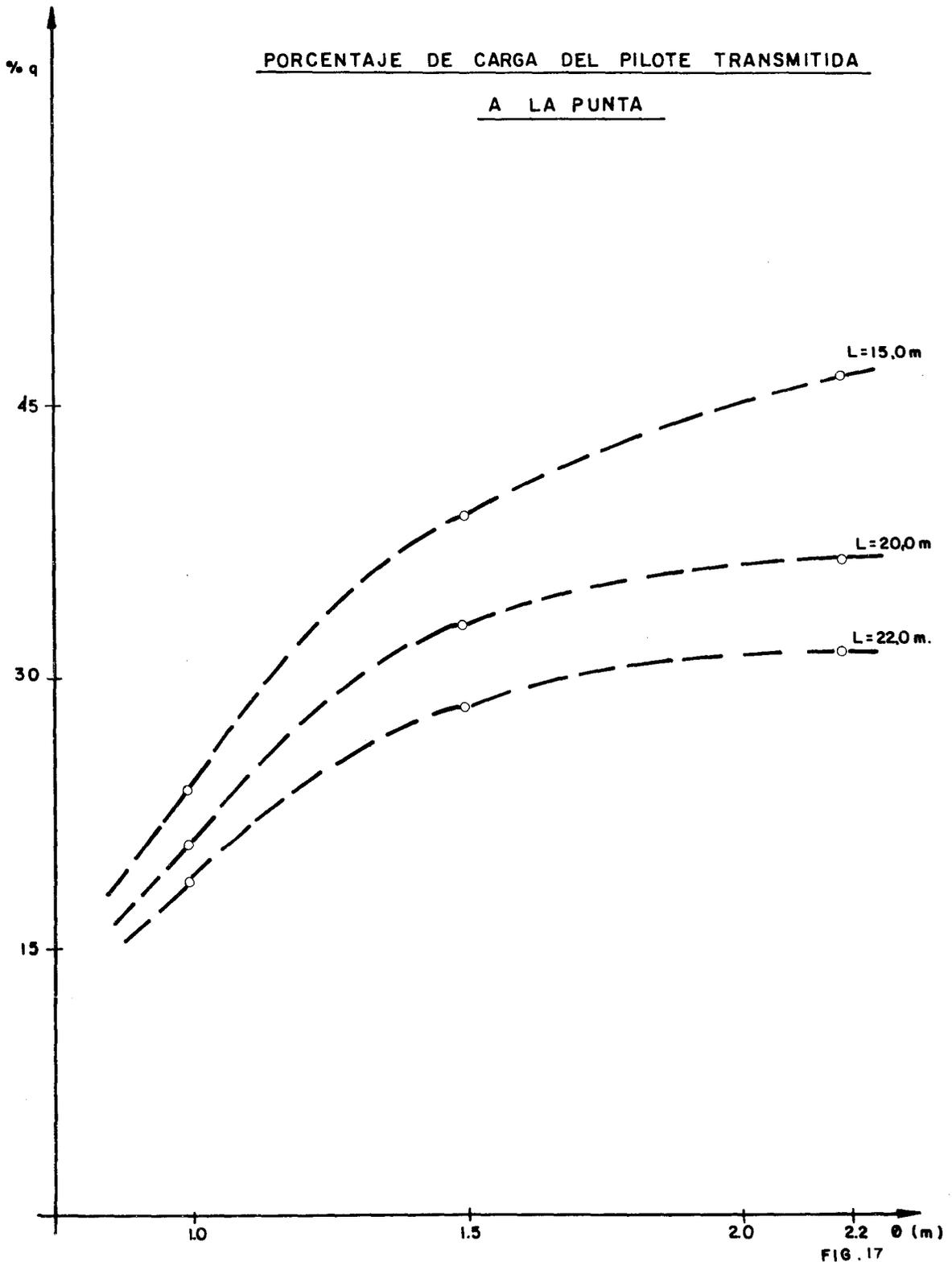


FIG . 16



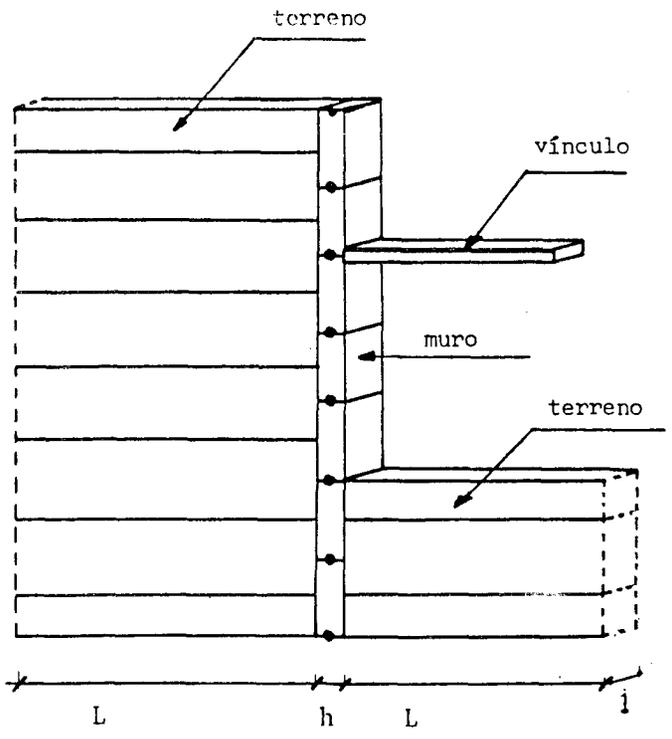
las hipótesis (simplificadoras y casi siempre conservadoras) puestas a base de los modelos físico-matemáticos clásicos empleados para la representación del terreno, y la imposibilidad práctica de tomar en debida cuenta el fenómeno de la interacción terreno-estructura, se evidencian y exaltan cuando las obras a proyectar se hacen más ambiciosas y exigentes.

Por otro lado, con referencia a la aplicación del método de los elementos finitos al análisis y diseño de este tipo de obra, debido a las condiciones regulares de su geometría, y de las condiciones de contorno, en general simples, que caracterizan normalmente estas estructuras, es interesante la adopción de modelos de cálculo constituidos por elementos monodimensionales (tipo viga prismática de sección constante) para la representación (Fig. 18) de la estructura de concreto, del terreno y de los eventuales vínculos de anclajes o puntales (Perri, 1933, a).

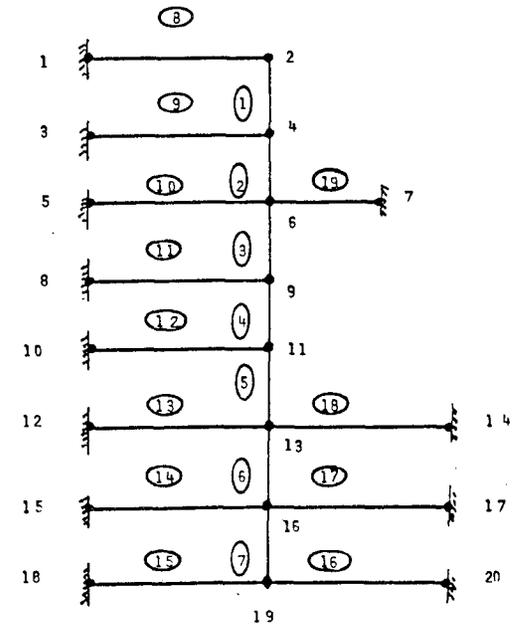
Para estos elementos, el comportamiento mecánico se puede describir con una aproximación aceptable representándolos mediante sus ejes y las propiedades de sus secciones transversales, con la ventaja de una notable simplificación de los análisis puesto que el comportamiento de las partículas en una sección transversal se puede fácilmente expresar en función de los desplazamientos y las rotaciones de las partículas sobre el eje de la viga.

En modelos de cálculos por elementos finitos de este tipo, es extremadamente ágil simular la heterogeneidad del subsuelo, la presencia de nivel freático y de sobrecargas en superficie y/o profundidad. - Igualmente es interesante la posibilidad de tomar en cuenta el comportamiento no lineal del terreno en el sentido activo como en el pasivo y por supuesto, lo que es más importante, considerar el complejo fenómeno de la interacción entre terreno y estructura ligado entre otro a la deformabilidad y rigidez relativa entre los elementos interaccionantes: terreno, estructura y vínculos.

Finalmente debe además destacarse la posibilidad, también muy ventajosa e importante que el M.E.F. ofrece, de simular las distintas fases de construcción de la obra. Así como importante es la detallada información que se obtiene como resultado de un análisis llevado a cabo con este método: solicitaciones de corte y momento a todo lo largo de la estructura del muro y para todas las etapas de construcción, presiones del terreno sobre el muro y cargas en los vínculos de anclajes o puntales también para todas las etapas constructivas simuladas y finalmente, las deformaciones completas de la estructura lo cual en muchos casos (cuando se trata de preservar la estabilidad de estructuras importantes adyacentes a las excavaciones) representa el elemento más importante en el establecimiento del criterio de diseño de la obra.



a)



b)

FIG. 18

Se presentan dos ejemplos de análisis y diseño para dos secciones tipo de muros colados de la estación Dos Caminos del Metro de Caracas, en las que se previó alternativamente la posibilidad de utilizar anclajes o puntales para el sostenimiento provisional de los muros colados en las paredes de las excavaciones cuya profundidad alcanzaba los 17 m.

En las figuras 19 a 21, que alternativamente se refieren al caso del uso de anclajes y al de puntales, pueden observarse las fases constructivas previstas y simuladas en los cálculos, y los correspondientes principales resultados obtenidos representados gráficamente por los diagramas de presión corte y momento sobre las estructuras del muro colado.

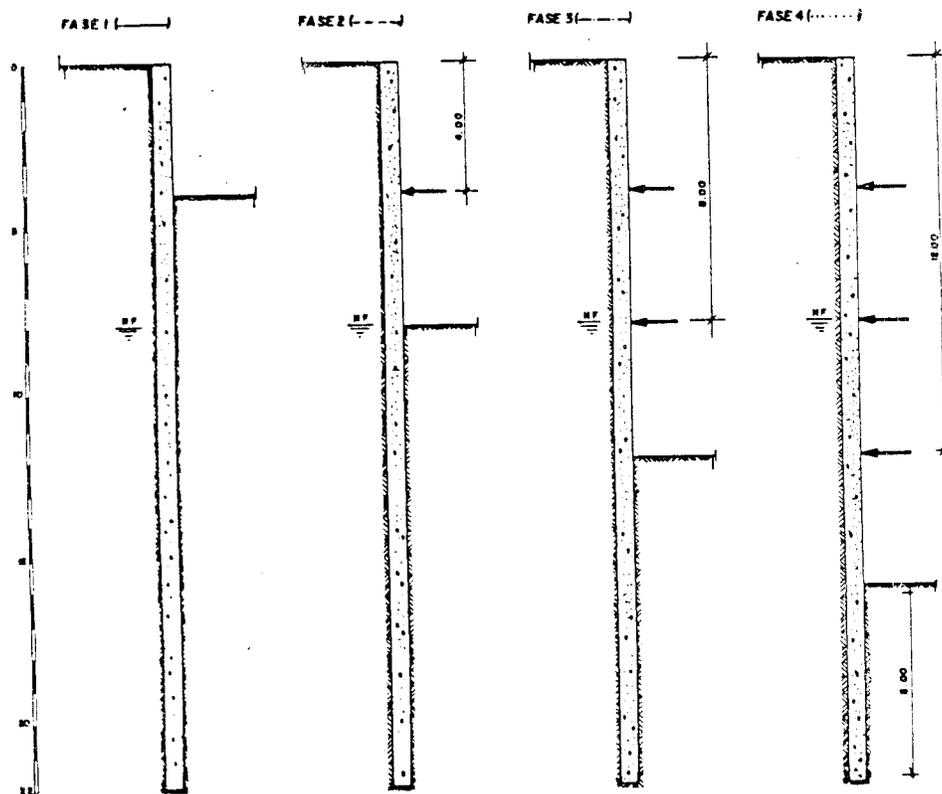


FIG. 19

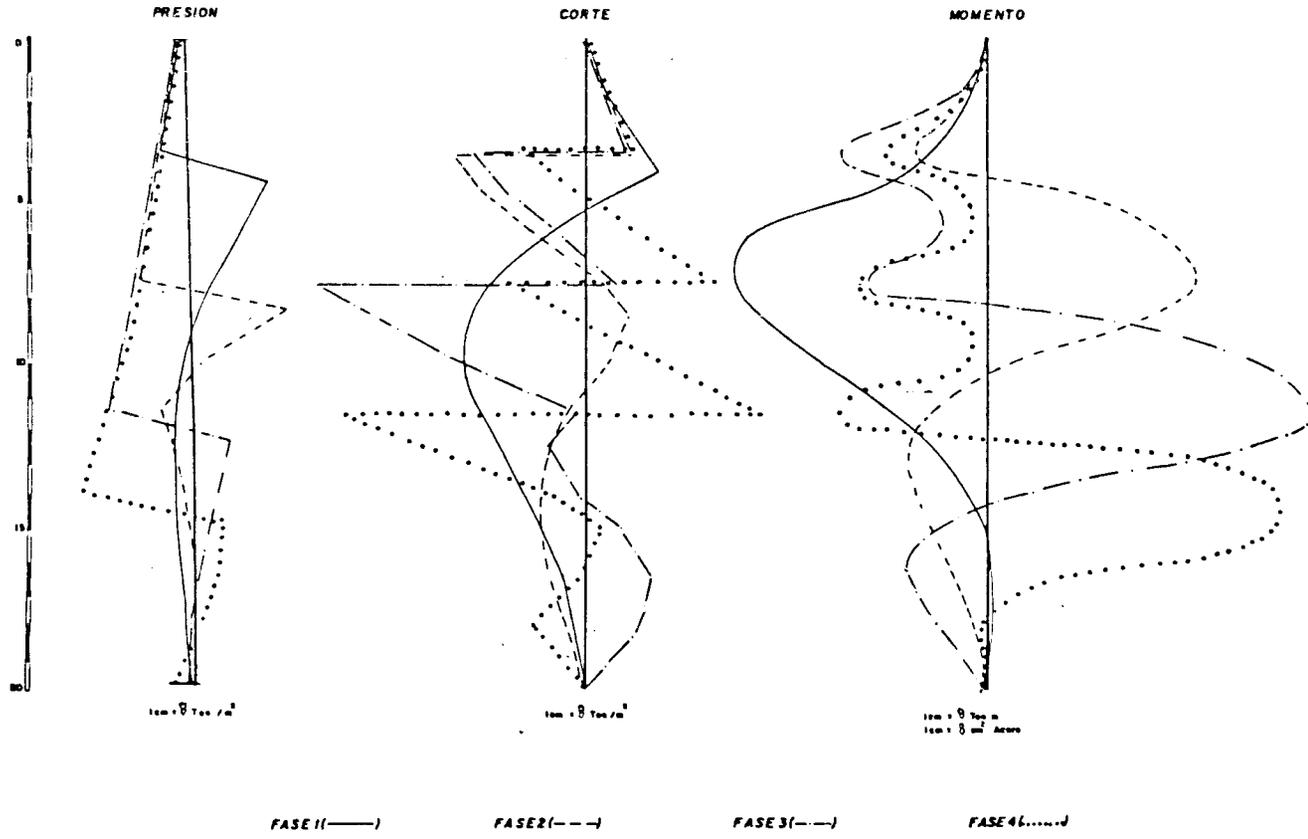


FIG. 20

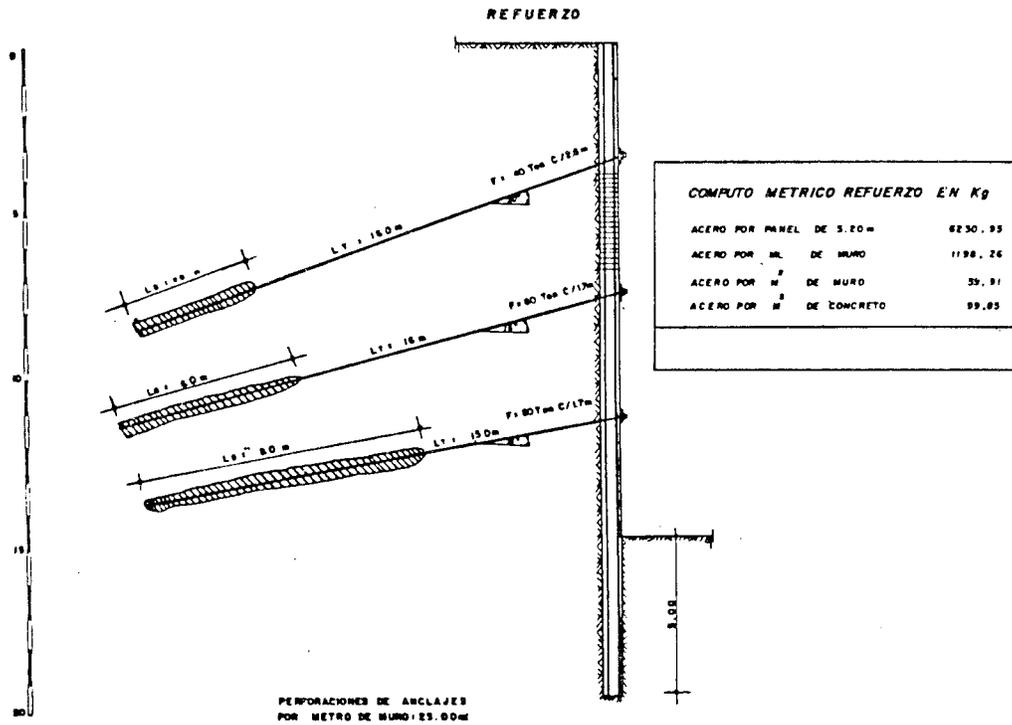


FIG. 21

Diseño geotécnico estructural de losas sobre terreno:

Es este, el último tópico que se quiere tratar en esta reseña panorámica de las aplicaciones más frecuentes de los métodos numéricos de análisis y diseño al campo de la geotécnia urbana en Venezuela.

El análisis y diseño geotécnico estructural de placas de fundación y losas apoya

das sobre el terreno en general, representa otro típico problema de interacción terreno-estructura y que por lo tanto conlleva en sí toda la problemática relacionada con las dificultades que se presentan al intentar de resolverlo con los clásicos métodos analíticos de la ingeniería. Se deben en efecto introducir numerosas hipótesis simplificadoras sobre las condiciones de cargas y de apoyos, que implican soluciones sobre dimensionadas y luego costo-

sas en la mayoría de los casos, mientras que para las situaciones menos afortunadas los resultados pueden ser el agrietamiento y hasta el colapso de las estructuras de fundación con las obvias consecuencias negativas para las superestructuras.

En efecto para las estructuras de placas apoyadas sobre terreno, el problema del diseño es fundamentalmente de evaluación de las deformaciones y asentamientos diferenciales con las consecuentes solicitaciones de momento a absorber.

A su vez estos asentamientos diferenciales que se pueden producir, son el efecto de la presencia de cargas de superestructura no uniformemente distribuidas por un lado, y de la heterogeneidad en la rigidez de las condiciones del terreno de apoyo por otro lado.

Es por lo tanto indispensable para una más correcta estimación de esfuerzos y deformaciones, utilizar métodos de cálculo que por una parte consideren los cuerpos no rígidos y por otra parte permitan introducir condiciones de contorno suficientemente generales para la reproducción lo más posible fiel de las condiciones de cargas y de apoyo.

Una vez más es el M.E.F. que con mayor alcance y versatilidad permite, aunque con el uso de modelos relativamente simples como son los que utilizan los elementos prismáticos monodimensionales anteriormente descritos, simular con suficiente detalle el complejo fenómeno de la inte-

racción permitiendo al mismo tiempo la introducción de geometrías generales y cargas como quiera distribuidas.

Se presentan dos ejemplos típicos de placas apoyadas sobre terreno: uno referente a su uso como losa de fundación de una estructura de vivienda, y el otro relativo a su uso como pantalla anclada para la contención y estabilización de taludes.

En la figura 22 se indica el esquema geométrico de una losa de fundación con los correspondientes ejes de cargas, así como el modelo de 206 elementos finitos prismáticos utilizado para el análisis y diseño geotécnico estructural de la obra.

Se trata del diseño de una losa tipo para un conjunto de viviendas bifamiliares para ser construidas en las colinas de la ciudad de Charallave y ubicada en un terreno cuyo subsuelo se caracterizaba por propiedades expansivas.

Por lo tanto se llevó a cabo un análisis paramétrico sobre la base de los diferentes posibles grados de expansividad, simulados por diferentes módulos de reacción del terreno de fundación heterogéneamente distribuidos en el área de la estructura de placa (Figura 23).

A manera de ejemplo se presentan los resultados gráficos correspondientes a las solicitaciones de momento obtenidas del cálculo numérico, bajo forma de dos envolventes para los ejes longitudinales y transversales de la losa de fundación, respectivamente en las figuras 24 y 25.

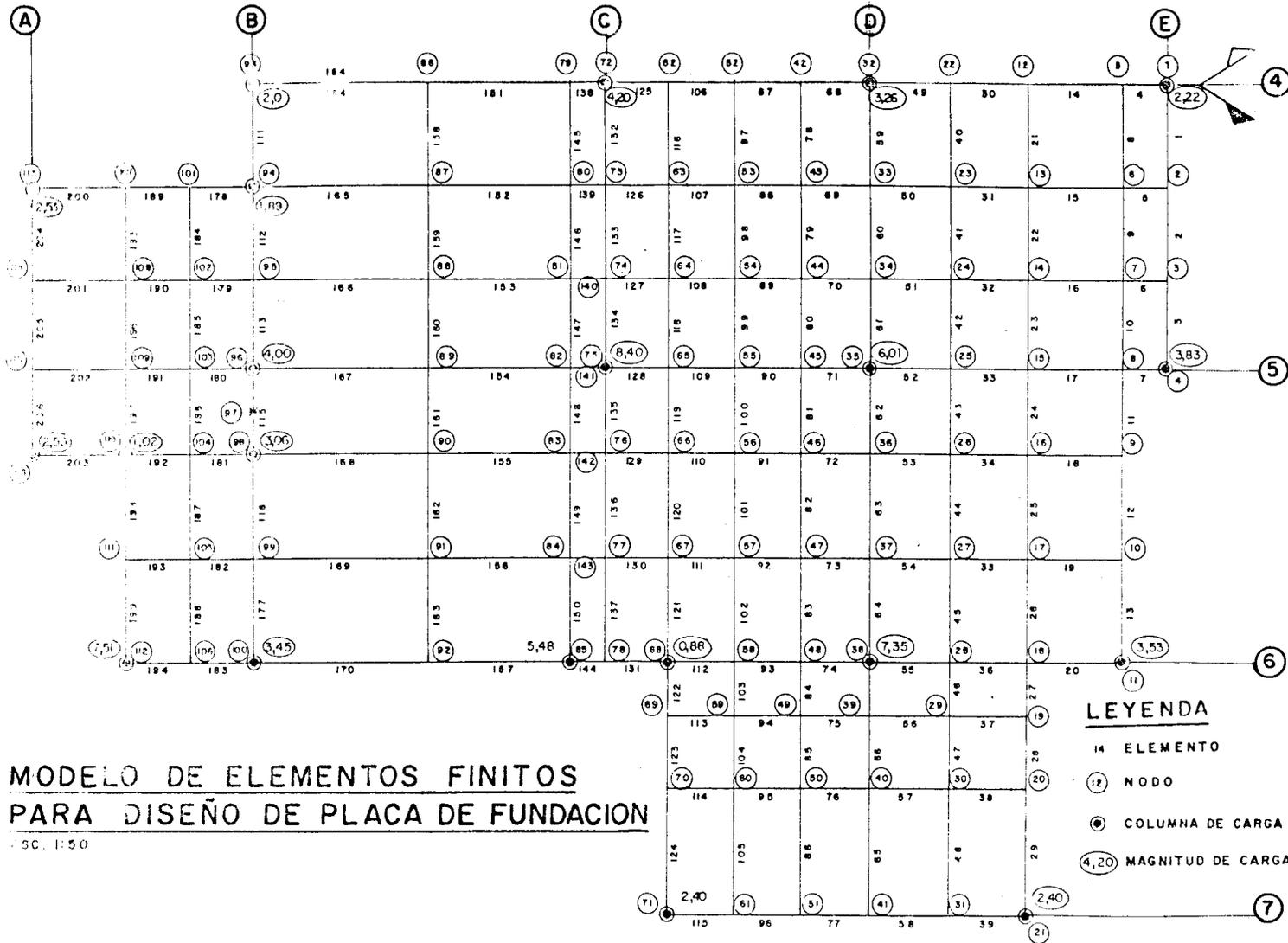
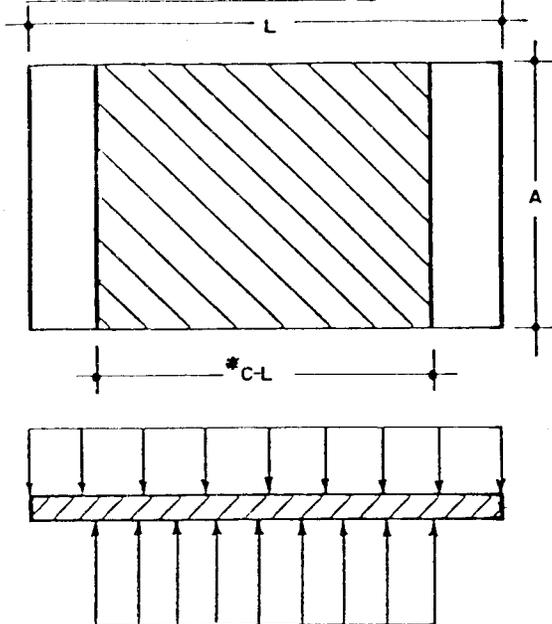


FIG : 22

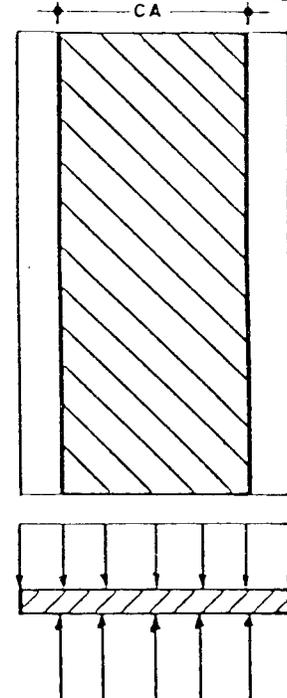
CONDICIONES DE APOYO PARA DISEÑO DE PLACA

(NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES 1.968)

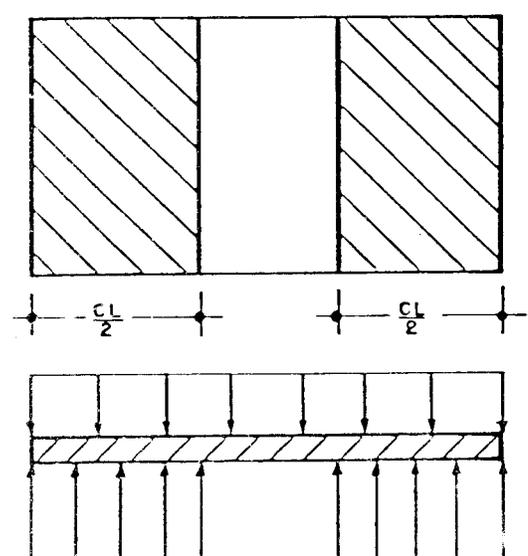
CONDICION DE APOYO 1



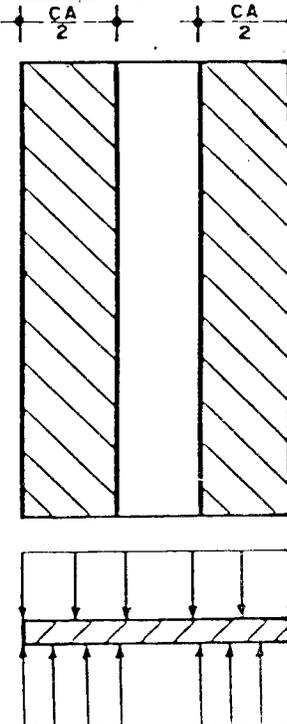
CONDICION APOYO 2



CONDICION DE APOYO 3

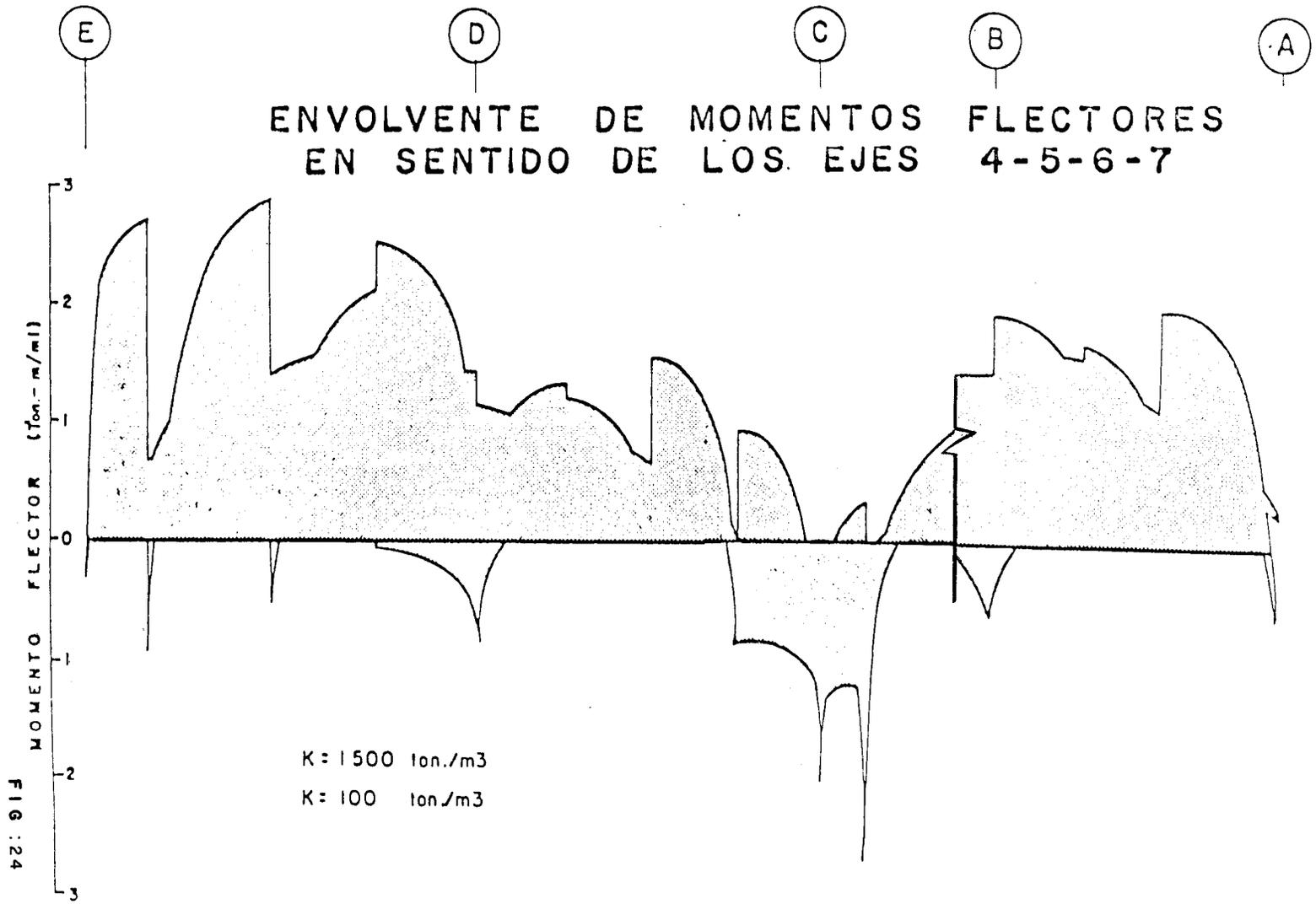


CONDICION DE APOYO 4



* C = INDICE DE SOPORTE

FIG:23



ENVOLVENTES DE MOMENTOS FLECTORES
EN SENTIDO DE LOS EJES A-B-C-D-E

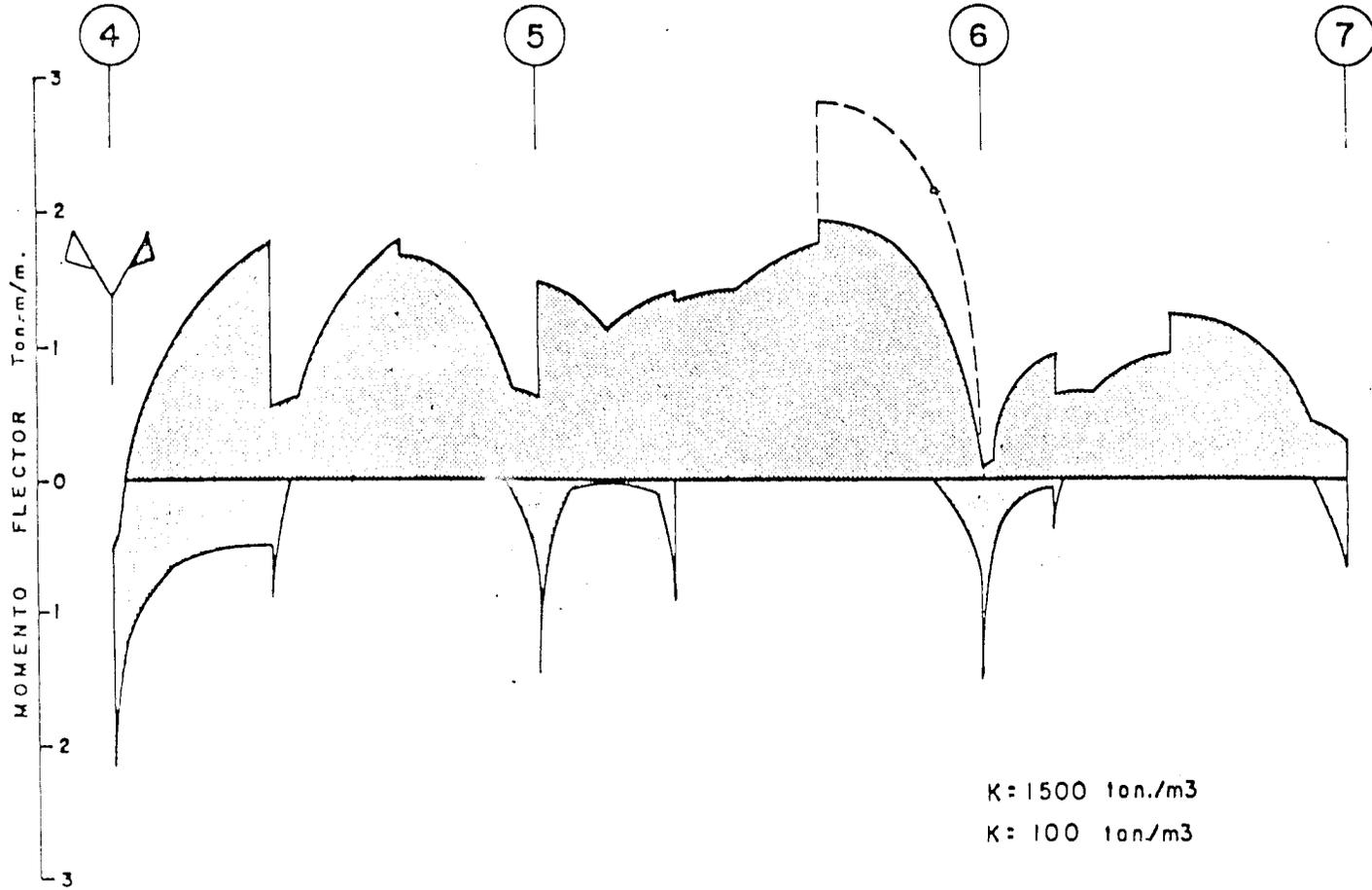


FIG : 25

EJE D-3

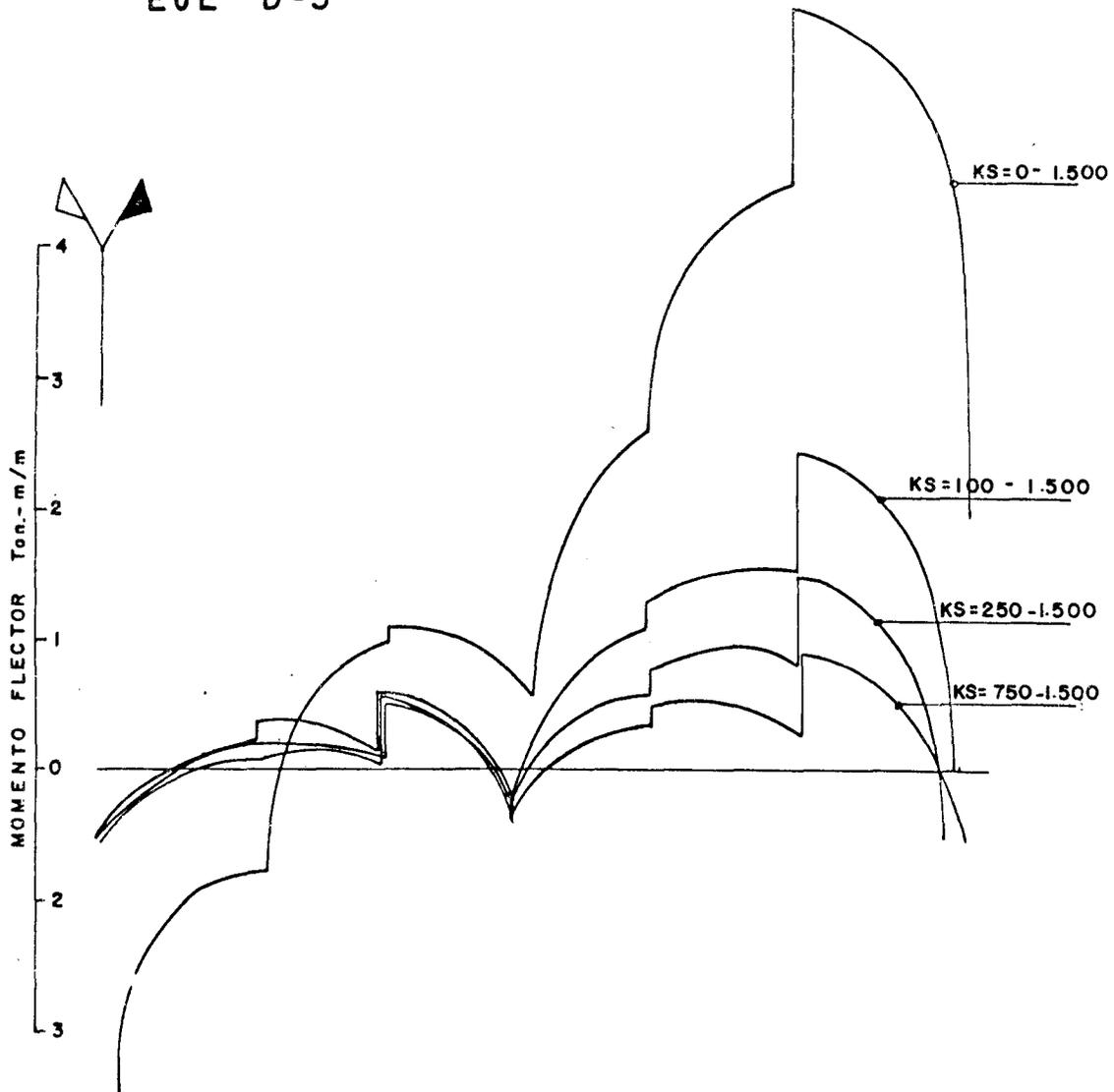


FIG : 26

También es interesante observar la sensibilidad, del momento producido a lo largo de un eje, en función de los rangos de variación simulados para las distintas zonas de apoyo del terreno bajo la placa - (figura 26).

El segundo ejemplo de losa apoyada sobre terreno se refiere al caso de una pantalla en concreto proyectado y anclada cons-

truída para estabilizar un corte vertical importante en macizo rocoso de las Colinas de Caracas.

En este campo de la ingeniería geotécnica es práctica común la utilización de métodos empíricos para el diseño geotécnico y estructural de los muros en concreto proyectado. Otras veces en cambio se utilizan las fórmulas de las vigas sobre funda-

LOSA MACIZA ESPESOR CONSTANTE.
(PANTALLA ANCLADA)

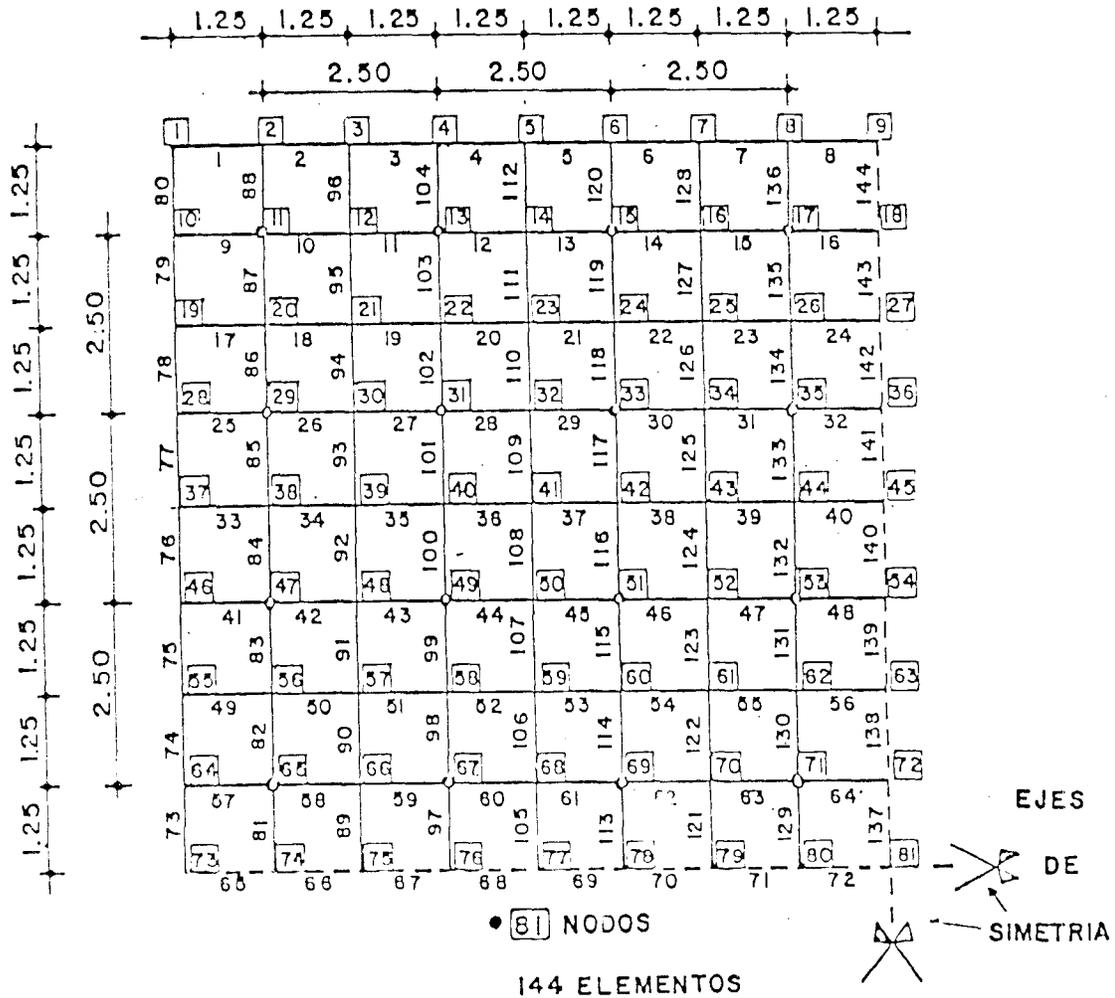


FIG: 27

ción elástica idealizando las placas como un conjunto de vigas longitudinales y transversales entrecruzadas y adyacentes entre ellas.

El M.E.F., en estos casos permite tomar en cuenta la extensión real bidimensional de

la estructura de placa y la eventual heterogeneidad de rigidez en el apoyo así como la real geometría de distribución para los anclajes.

En la figura 27 se muestra el modelo de 144 elementos finitos utilizado para el análisis.

EDIFICIO SEDE DANZAS DE VENEZUELA.

CONCRETO $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$F_s \text{ y } d = 364$

$M_{max} = 4000 \text{ kg} \cdot \text{m.}$

Acero minimo = 10.98 cm^2

$8 \text{ } \varnothing \text{ } 1\frac{1}{2}'' \text{ x m (c } 12 \text{ cm.)}$

(Ambas caras y sentidos)

$K = 4000 \text{ t/m}^3$

$K = 1000 \text{ t/m}^3$

$K = 8.000 \text{ t/m}^3$

MOMENTOS FLECTORES

EJE ANCLAJES

ESPESOR = 25 cm.

PANTALLA ANCLADA.

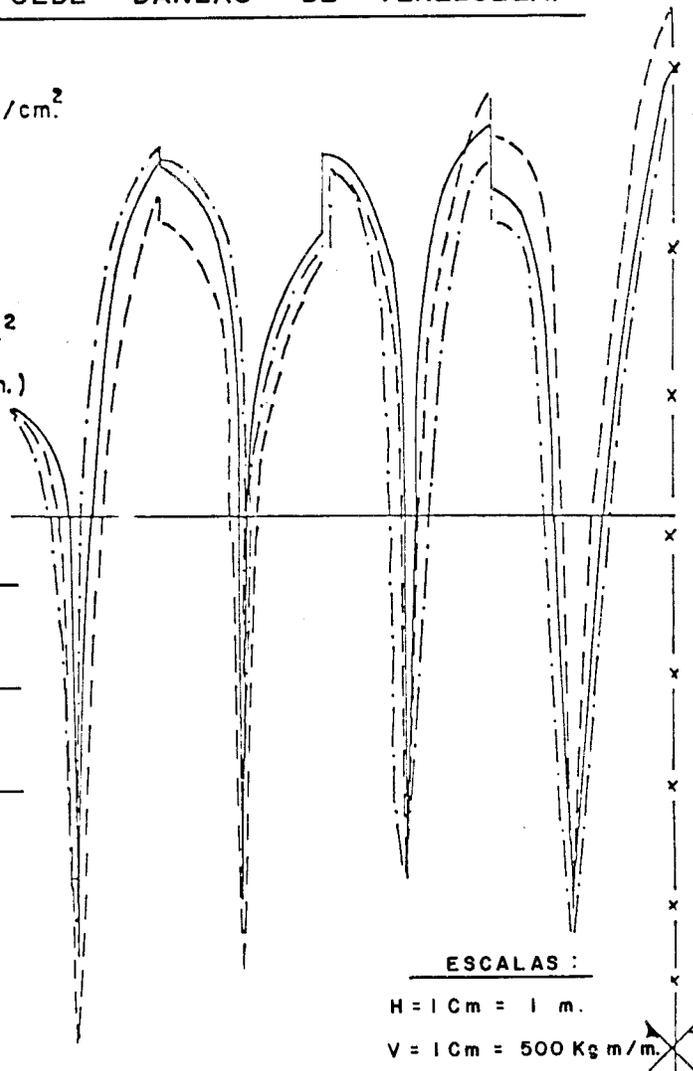


FIG:28

Los anclajes previstos a utilizar eran de 30 t de carga de servicio, distribuidos en una cuadrícula de 2.5 m de lado.

Se analizaron dos espesores para la pantalla: de 25 cm y 30 cm y en cada caso se obtuvieron las solicitaciones de momento en las estructuras permitiendo éstas diseñar el refuerzo requerido.

Los análisis se llevaron a cabo para diferentes valores del módulo de rigidez del macizo rocoso para cubrir un rango representativo de condiciones físicas para el macizo variables entre suelo residual y roca meteorizada (entre 1000 y 8000 t/m^3 para el módulo de reacción).

Se presentan dos de los diagramas típicos de momento obtenidos en los ejes de carga

EDIFICIO SEDE DANZAS DE VENEZUELA

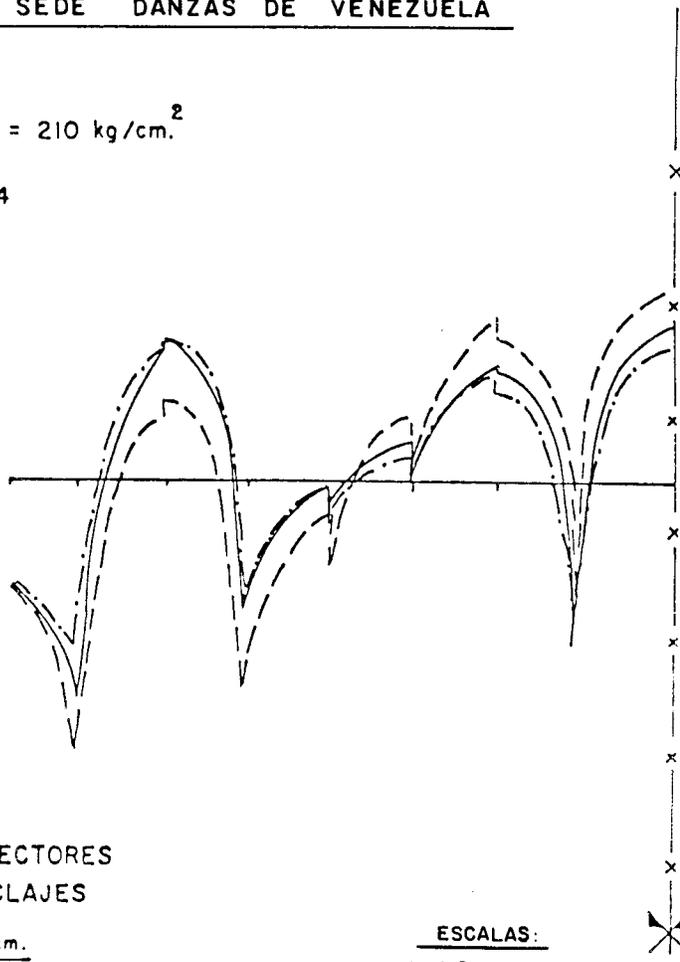
CONCRETO $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

F_s y $d : 364$

$K = 4000 \text{ t/m}^3$

$K = 1000 \text{ t/m}^3$

$K = 8000 \text{ t/m}^3$



MOMENTOS FLECTORES
EJE INTERANCLAJES

ESPESOR = 25 cm.

PANTALLA ANCLADA.

ESCALAS:

$H = 1 \text{ Cm} = 1 \text{ m}$

$V = 1 \text{ Cm} = 500 \text{ Kg m} / \text{m}$

FIG : 29

y en los ejes inter-anchajes de la pantalla para el caso de 25 cm de espesor (figuras 28 y 29).

Conclusiones:

La necesidad de optimizar y racionalizar cada vez más los métodos y procedimientos del diseño geotécnico-estructural de las obras y la exigencia de obtener a nivel de diseño informaciones también so

bre las deformaciones de las estructuras, inducen a los proyectistas a la búsqueda de métodos de cálculo más potentes y precisos y que más reflejen la compleja realidad del comportamiento de los materiales y de las estructuras en todas sus etapas constructivas.

Hoy en día para el perseguimiento de tal fin se dispone de máquinas calculadoras que resultan de gran ayuda al proyectista

y que permiten aplicar procedimientos de cálculo cuya vigencia e interés práctico simplemente dependen de ellas.

Claro ejemplo de lo anterior lo constituye el Método de los Elementos Finitos, cuyos principios teóricos se pueden remontar al siglo pasado y cuya utilización práctica, hoy en día rutinaria, cumple escasos veinte años.

Sin embargo la computación electrónica y automática, no deja de evidenciar sus límites, que a menudo ya no residen en la potencia de los códigos de cálculo, sino en la correcta y racional utilización que de ellos pueda hacer el ingeniero.

Es por esto que debe siempre considerarse la necesidad de comparar la realidad física (en el campo de la geotécnica siempre compleja e incierta) con la precisión del

cálculo para de tal manera evitar en este último, sofisticaciones inútiles y hasta dañinas para la utilización práctica de sus resultados.

Los métodos de análisis de cálculo que se han presentado en este trabajo, representan en cierto sentido lo que podría ser un justo equilibrio entre la precisión, grado de detalle del cálculo, y la realidad actual de los conocimientos relativos a los problemas geotécnicos en objeto.

Por otro lado la evolución de las técnicas de análisis y diseño no se detiene y es deber ineludible de los ingenieros prestar toda atención y energías posibles hacia el estudio y la experimentación crítica de todas nuevas metodologías, como tarea inevitable en el perseguimiento de la necesariamente continua superación profesional.

Caracas, Enero de 1985.

B I B L I O G R A F I A

- BENITES y CIVIL, 1981: "Instrumentación E Interpretación de las Mediciones de Asentamientos producidos por la construcción del Metro de Caracas, en la Avda. Universidad, Esquina El Chorro". Universidad Metropolitana. Caracas.
- DESAI, 1979: "Elementary Finite Element Method". Prentice-Hall. New Hersey.
- PERRI, 1983: "El Método de los Elementos Finitos en las Aplicaciones Geotécnicas". Universidad Central de Venezuela. Caracas.
- PERRI, 1983-a: "Método Numérico para el Diseño Geotécnico de Muros Colados Anclados. Elaboración e Implementación de un Código de Cálculo por Elementos Finitos". Universidad Central de Venezuela. Caracas.
- PERRI, 1984: "Análisis Numérico de Pantalla de Micropilotes Anclada para la Contracimentación de Estructuras Adyacentes al Túnel del Metro de Caracas". ITA Túneles 1984. Caracas.
- ZIENKIEWICZ, 1968: "Aplicación de la Mecánica de los medios continuos o los problemas de Mecánica de Rocas" en "Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica". Editorial Blume. Madrid.
- ZIENKIEWICZ, 1977: "The Finite Element Method". Mc Graw-Hill. London.