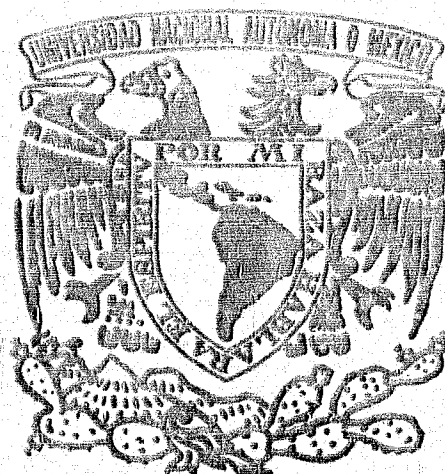


147

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

25



ASPECTOS GEOTECNICO-ESTRUCTURALES
EN EL PROYECTO
"TUNEL EL ZOQUIPA"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

JOSE FRANCISCO SUAREZ FINO

MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
60-1697/95

Señor
JOSE FRANCISCO SUAREZ PINO
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor
MI. HUGO SERGIO HAAS MORA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted
como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**ASPECTOS GEOTECNICO-ESTRUCTURALES EN EL PROYECTO "TUNEL EL
ZOQUITA"**

- INTRODUCCION**
- I. ESTUDIO GEOLOGICO**
- II. ASPECTOS GEOTECNICOS**
- III. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO**
- IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO**
- V. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar
en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social
durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 4 de julio de 1995.
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nil

AGRADECIMIENTOS

Antes de iniciar con el tratado de este trabajo, deseo manifestar mi más sincero agradecimiento a todas aquellas personas, que colaboraron en la realización de este, ya que sin su ayuda, no hubiera sido posible realizar dicho trabajo.

Quiero agradecerle primeramente a Dios, por ayudarme a elegir y terminar tan distinguida profesión.

Al M.I. Hugo Sergio Haas Mora, por haber aceptado dirigir esta tesis y por todas las facilidades otorgadas para la realización de esta misma.

Agradezco al Ing. Fermín Antonio Sánchez Reyes, por todas sus atenciones brindadas, consejos, clases de computación y sus muy valiosas y atinadas observaciones. Así mismo, agradezco al Ing. Roberto Sánchez Trejo, por sus recomendaciones y observaciones; además por brindarme la oportunidad en Consultec.

A mi compañera y amiga de trabajo, la Ing. Beatriz Balleján Flores, por sus clases de computación.

De una manera muy especial agradezco, a mis padres, el Sr. José Guadalupe Suárez Sánchez y la Sra. Guillermina Fino de Suárez, por ser un gran ejemplo a seguir, por la oportunidad que me brindaron, por la fe y confianza que me tuvieron y por todo su amor, afecto y paciencia expresada a lo largo de todos mis estudios.

A mi mejor y más sincero amigo, el Sr. Román Jiménez González, por todo su apoyo, afecto y ayuda de una manera desinteresada. Así mismo a mis hermanos, Luis, Guadalupe, Fernando, Alejandro y Miguel, por su apoyo, exhorto y confianza que me brindaron.

De la misma forma, expreso mi más sincero agradecimiento, a la Srita. Lic. Sara Medina Acosta, por todo su amor, comprensión, apoyo y paciencia brindada durante y a lo largo de toda mi carrera.

Agradezco a mi compañeros de trabajo, así como a mis compañeros de generación Hugo y Enrique.

José Francisco Suárez Fino

ÍNDICE

Introducción	1
Capítulo I Estudio geológico	3
1.- Antecedentes	3
2.- Objetivo del estudio	3
3.- Localización	4
4.- Fisiografía e hidrografía	4
5.- Levantamiento geológico	5
6.- Geología regional y geología local	5
6.1 Marco geológico regional	5
6.2 Geología local	7
6.2.1 Estratigrafía	7
6.2.2 Geología estructural	9
6.2.3 Presencia de agua	12
7.- Perforaciones exploratorias, prospección geofísica y Down-Hole	13
7.1 Perforaciones exploratorias	13
7.1.1 Perforación P-1	13
7.1.2 Perforación P-2	14
7.1.3 Perforación P-3	15
7.2 Prospección geofísica	15
7.2.1 Sísmica de refracción superficial	16
7.2.2 Trabajos realizados	16
7.2.3 Resultados	17
7.3 Down-Hole	19
7.3.1 Trabajos realizados	19
7.3.2 Resultados	20
8.- Modelo geológico	23
Capítulo II Aspectos geotécnicos	25
1.- Integración geotécnica	25
1.1 Caracterización geotécnica	25
1.2 Unidad de material de talud y suelos (Qt)	25
1.3 Unidades de caliza 1 (cza-1), 2 (cza-2) y 3 (cza-3)	26
2.- Clasificación geomecánica	27
3.- Modelo geotécnico	31

4 - Propiedades mecánicas de la roca	32
5 - Presiones y cargas de roca	34
5.1 Estimación de la presión de roca a partir de la clasificación de Barton	35
5.2 Estimación de la presión de roca a partir del Índice de Calidad de roca	37
5.3 Estimación de la presión de roca mediante el Método de Protodiakonov	39
5.4 Teoría de Terzaghi	44
6 - Sistemas de soporte y estabilización	52
7 - Posible comportamiento de la excavación	60
7.1 Modelo geomecánico	60
7.2 Análisis del comportamiento de la excavación	62
8 - Descripción del procedimiento constructivo	67
8.1 Criterios de excavación	67
8.2 Soporte y estabilización de la excavación	70
8.3 Comportamiento deformacional	71
8.4 Riesgos de caídos e inestabilidades	71
8.5 Presencia de agua	72
8.6 Colado del revestimiento	72
Capítulo III Análisis Estructural del revestimiento	74
1.- Análisis de acuerdo al Método de Zurabov y Bougayeva	74
2.- Análisis de acuerdo al Método del Elemento Finito	77
Capítulo IV Diseño estructural del revestimiento	82
1.- Criterios para el diseño estructural del revestimiento	82
2.- Revisión estructural en zona crítica	83
1.1 Revisión por flexocompresión	83
1.2 Revisión por cortante	84
1.3 Revisión por flexión	85
3.- Revisión estructural en zona no crítica	86
Capítulo V Conclusiones	88
Bibliografía	91

INTRODUCCIÓN

Las carreteras son obras de infraestructura que enlazan por tierra distintas regiones, ciudades, poblados, etc. Tales obras, al contribuir en el desarrollo económico de los países, tienen que ser eficaces y económicas, es decir que deben cumplir con los objetivos para los cuales fueron creadas y representar el menor costo posible de construcción, operación, y mantenimiento.

En ocasiones, especialmente cuando se planea un camino a través de regiones montañosas, se encuentra difícil o poco económico el hecho de rodear o evitar ciertos obstáculos, como pueden ser grandes montañas, ríos, depresiones muy profundas, etc. Cuando esto sucede es conveniente pensar en alguna obra especial para la carretera; un túnel, un puente o un viaducto.

Un túnel es la excavación subterránea, que generalmente se realiza por medios mecánicos, con el objeto de dar paso a una vía de comunicación a través de algún obstáculo. El objetivo fundamental de los túneles para transporte es acortar las distancias y obtener mejores proyectos geométricos.

El trabajo que a continuación se presenta, trata los aspectos geotécnico-estructurales del Proyecto Túnel "El Zoquita". Los objetivos a cumplir con este trabajo se resumen de la siguiente forma:

1. Llegar a establecer modelos geológicos y geotécnicos mediante los cuales sea posible realizar el diseño de taludes en emportalamientos, la geometría de sección de excavación y revestimiento, las secuencias de excavación, los sistemas de estabilización y soporte temporal y definitivo, los tratamientos de roca, así como las obras complementarias.
2. Llegar a un modelo que simule correctamente, el comportamiento de la excavación.
3. Llevar a cabo un adecuado análisis estructural del revestimiento.

A. Concluir en un diseño estructural del revestimiento que, minimice costos y proporcione mayor seguridad a la obra.

Los objetivos anteriores se verificarán, en los cuatro capítulos que a continuación se explican de manera resumida.

En el Capítulo I "Estudio Geológico", se comentan una serie de antecedentes y objetivos del estudio, la localización de la obra y sus vías de acceso, la fisiografía e hidrografía del lugar, el levantamiento geológico, la geología regional y local; también se describen las perforaciones exploratorias que se realizaron para conocer las características del macizo rocoso, por último, en este capítulo se llegará a la determinación del modelo geológico.

En el Capítulo II, "Aspectos Geotécnicos", se realizará en primer término la integración geotécnica; posteriormente se llevará a acabo un resumen de la clasificación geomecánica, para dar paso a lo que será el modelo geotécnico.

Dentro del mismo Capítulo II, se describen las propiedades mecánicas de la roca, continuando la determinación de las presiones y cargas de roca. En seguida se mencionan los sistemas de soporte y estabilización propuestos y se modela y analiza el posible comportamiento de la excavación; al final de este Capítulo se hace una descripción del procedimiento constructivo especificado en el proyecto.

En el Capítulo III, "Análisis Estructural del Revestimiento", se presenta un estudio comparativo entre resultados obtenidos mediante la utilización de métodos convencionales de análisis de estructuras subterráneas y el uso de una herramienta más moderna y poderosa que es el Método de los Elementos Finitos. Se explicará porqué es más conveniente emplear las técnicas modernas de análisis y finalmente se discutirá sobre los resultados definitivos que serán empleados en el diseño de la estructura del revestimiento.

En el Capítulo IV, "Diseño Estructural del Revestimiento", se describe el criterio utilizado en el proyecto para el diseño del revestimiento de concreto armado y se muestran los planos estructurales definitivos.

Finalmente en el Capítulo V se presentan las conclusiones de este trabajo.

CAPITULO I

ESTUDIO GEOLÓGICO

1.- Antecedentes

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.) realizó los estudios geotécnicos previos a la construcción de la Autopista México - Tulancingo - Tuxpan, camino directo que ayudará a impulsar el desarrollo económico y social de los estados de Hidalgo, Puebla y Veracruz, además, descongestionará notablemente la actual carretera en uso, México - Tulancingo - Tampico, la cual ya es insuficiente para el volumen de tránsito que circula por ella.

Esta vía rápida cortará una buena parte de la accidentada Sierra Madre Oriental, por lo cual el proyecto contempla la construcción de ocho túneles y varios puentes y viaductos de considerables dimensiones. Uno de dichos túneles, el llamado túnel "El Zoquita", es motivo de esta tesis.

La zona donde se ubicará "El túnel Zoquita", sobre la Nueva Autopista México - Tulancingo - Tuxpan, está ubicada en el extremo oriental de un gran levantamiento del basamento conocido, por unos autores, como Anticlinorio de Huayacocotla y por otros, como Anticlinorio de Huayacocotla - Villa de Juárez.

2.- Objetivo del estudio

El objetivo de los estudios es tener un modelo geológico de la zona del túnel "El Zoquita", a partir del cual sea posible realizar el diseño de taludes en emportalamientos, la geometría de la excavación de las obras subterráneas, el soporte temporal y definitivo, los tratamientos de la roca, así como las obras complementarias.

Para lo anterior se requirió conocer la distribución de unidades litológicas y definir unidades geotécnicas; establecer las características físicas y geomecánicas de dichas unidades y su distribución a lo largo del túnel y en la zona de portales.

2.- Localización

La zona del túnel "El Zoquita", se encuentra ubicada en el extremo nororiental del Estado de Puebla, en una zona próxima al Estado de Veracruz (figura 1.1). El trazo de la autopista en el área de estudio sigue de forma paralela a la actual Carretera Federal 130, tramo Hueuchinango - Villa Ávila Camacho (La Ceiba), y se ubica al norponiente de la misma, a una distancia variable que va de escasos 1000 metros, en el área del Túnel Zoquita, hasta unos 5km en la zona del Túnel Cuahuyatla.

4.- Fisiografía e Hidrografía

La zona donde se encontrará el túnel "El Zoquita", se ubica dentro de la Provincia Fisiográfica de la Sierra Madre Oriental que, en esta parte, tiene un relieve bastante accidentado. En efecto, en la región se presentan principalmente rocas mesozoicas sedimentarias marinas (calizas, margas y lutitas), plegadas, fracturadas y falladas, sobre las cuales han trabajado intensamente los agentes del intemperismo físico y químico. El relieve actual muestra un patrón de drenaje dendrítico y subparalelo. La corriente principal es el Río San Marcos, afluente del Río Cazonas, el cual drena hacia el NE.

De manera local se establece que la loma por intersectar con la obra del túnel "El Zoquita", corresponde con un pliegue sinclinal, con topografía invertida, ya que normalmente la expresión morfológica de un sinclinal es la de un valle.

En la región el clima es templado, con precipitaciones abundantes durante gran parte del año; en esta zona, es común que grandes áreas se cubran con nubosidad a baja altura (niebla).

Para cumplir con los objetivos señalados se llevaron a cabo diferentes actividades de campo y gabinete; mismas que comprendieron recopilación de información, levantamientos geológicos, estudios geofísicos, perforación e integración geotécnica y análisis de resultados. En el transcurso de este trabajo se irá describiendo cada una de estas actividades.

LOCALIZACION DEL TUNEL ZOQUITA

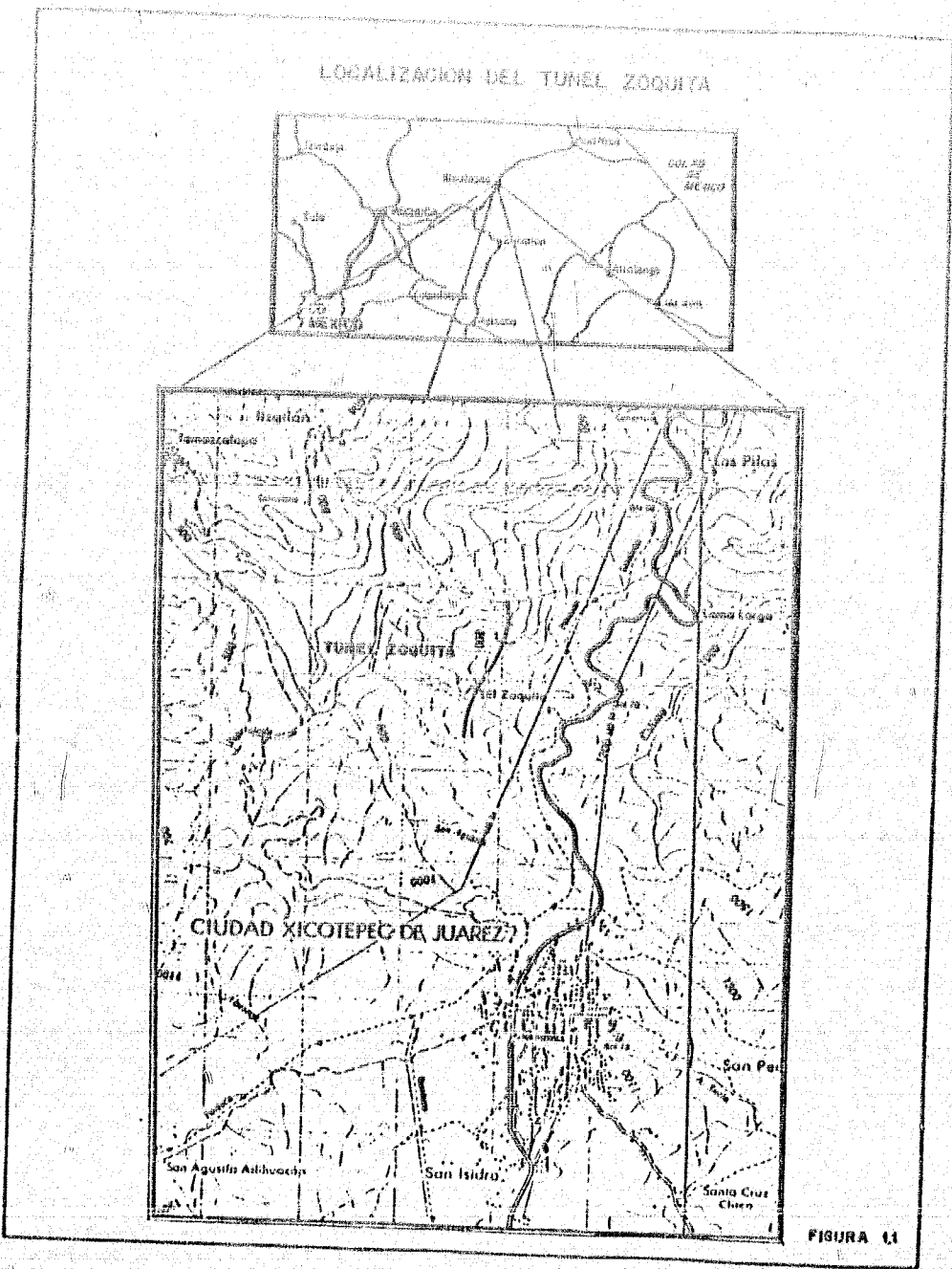


FIGURA 11

5.- Levantamiento Geológico

En la zona del túnel se realizaron caminamientos a lo largo de su eje y en un entorno a éste. Durante los caminamientos se identificaron las unidades de roca que afloran en la zona y se cartografiaron a escala 1:1,000, sobre una base topográfica empleada de 1:2,000 a 1:1,000 a partir de una restitución fotogramétrica proporcionada por la Secretaría. Durante los caminamientos se tomaron además datos estructurales de estratificación y fracturas.

De cada unidad litológica identificada se hicieron descripciones relativas a mineralogía, textura, estructura, grado de intemperismo, presencia de otro tipo de alteraciones, dureza, grado de fracturamiento, R.Q.D. estimado, etc.

6.- Geología local y geología regional

6.1 Marco Geológico Regional

El anticlinorio de Huayacocotla - Villa de Juárez es una de las grandes estructuras que forman la Sierra Madre Oriental. Este conjunto de plegamientos tiene más de 150km de longitud, medidos desde la población de Tamán, al NE del estado de San Luis Potosí, hasta una zona ubicada al SE de Huauchinango, Pue.

En el núcleo del anticlinorio afloran rocas del basamento metamórfico de probable edad precámbrica, sedimentos paleozoicos y rocas del Mesozoico Inferior (Triásico-Jurásico Inferior). En sus flancos afloran capas del Jurásico Superior y del Cretácico.

Las rocas del Mesozoico Inferior (Triásico-Jurásico Inferior) se caracterizan por tener en su base depósitos continentales compuestos de conglomerados, areniscas y limolitas. Sobre estos sedimentos descansa una secuencia marina carbonatada, contaminada con terrígenos; dicha secuencia marina se ve interrumpida por un período regresivo que se manifiesta por el depósito de terrígenos continentales de la Formación Cahuasas. El final del Jurásico se caracteriza por el depósito de sedimentos marinos clásticos y arcillo-carbonatados (formaciones Tamán y Pimienta).

Más tarde, durante el período Cretácico, se generan una serie de plataformas carbonatadas que transicionalmente pasan a calizas de cuenca. En la parte superior del período se depositan terrígenos que anuncian la fase de deformación del Cretácico Superior-Terciario Inferior, misma que se conoce como Revolución Laramida.

Fuera del anticlinorio, hacia el oriente, actualmente se muestran grandes extensiones cubiertas con sedimentos marinos terciarios, poco deformados así como basaltos y aluviones cuaternarios.

De manera local el área ha sido cubierta con trabajos para diferentes fines y con distintas escalas, entre otros se pueden citar la Geología de la Sierra Madre Oriental entre Acapulchitlán, Hgo. y Poza Rica, Ver. (Ávila Márquez, I., 1971. Excursión Geológica de PEMEX), el Estudio Geológico del Jurásico Inferior en el Anticlinorio de Huayacocotla Villa de Juárez (Sánchez Martínez, R., 1976. Tesis profesional. I.P.N.) y la Carta Geológica F 14-12, esc. 1:250,000 de INEGI (1984).

En todos los casos se coincide con la presencia de ejes de pliegues, anticlinales y sinclinales, paralelos a la macroestructura Anticlinorio de Huayacocotla - Villa Juárez, y orientados NW-SE donde afloran formaciones del Jurásico (Huayacocotla, Tamán y/o Pimienta) y Cretácico (Tamaulipas Inferior, Otates, Tamaulipas Superior, Agua Nueva, San Felipe y Méndez), mismas que se encuentran afectadas por fallamientos y fracturamiento locales y regionales que siguen una dirección paralela y normal a la de los pliegues.

De manera restringida, tal como se verá más adelante, en la zona del eje de la autopista, donde se ubicará el túnel "El Zoquita", afloran únicamente calizas de las formaciones Tamaulipas Inferior y Tamaulipas Superior (de edad Cretácico); la excavación se hará únicamente en la Formación Tamaulipas Inferior.

Esta formación localmente se ha dividido en dos miembros; el inferior constituido por calizas microcristalinas de grano muy fino (textura mudstone) de color gris crema, con estratificación mediana a gruesa y masiva, con nódulos y lentes de pedernal negro. El miembro superior consta de caliza microcristalina de grano fino, poco arcillosa (textura wackstone), con estratificación delgada y mediana, con abundantes bandas y nódulos de pedernal.

6.2 Geología local

6.2.1 Estratigrafía

En la zona donde se encontrará localización "El túnel Zoquita", se encuentran expuestos los dos miembros de la Formación Tamaulipas Superior, así como materiales en estado suelto (depósitos de talud). A continuación se describen:

a) Calizas de estratificación gruesa a mediana (Kti-inf)

La Formación Tamaulipas Inferior se expone con afloramientos reducidos a todo lo largo de las veredas que dan acceso a las zonas de empujamiento y que parten de "El Zoquita". El miembro inferior (Kti inf) se observa únicamente en la zona del Portal México, esta roca corresponde con caliza de color gris claro y crema, que intemperiza en tonos claros, de grano fino (textura mudstone), con estratificación mediana a gruesa (de 50 a más de 200cm de espesor), se encuentra fracturada, afectada por disolución, afectando por igual a los planos de estratificación y de fracturas, es dura y está de ligera a moderadamente intemperizada. El macizo rocoso presenta estilólitos y bandas de pedernal negro paralelos a la estratificación. En zonas se observa silicificada. No se identificaron microfósiles ni nódulos de hierro (hematita).

Kti-inf es la unidad de roca más antigua en la zona del túnel, se cubre por el miembro superior de esta misma formación en contacto concordante. También la cubren materiales en estado suelto. Su presencia se restringe, como ya se dijo, a la zona del Portal México, donde los afloramientos son particularmente escasos, infiriendo la estructura del macizo rocoso a partir de unas cuantas exposiciones. El desarrollo de la excavación en esta unidad de roca será relativamente reducido.

Cualitativamente se considera de calidad geotécnica que va de regular a buena ya que es dura, compacta y de estratificación media a gruesa; sólo el fracturamiento que la afecta disminuye su calidad.

b) Calizas de estratificación mediana (Kti-sup)

Al miembro superior de la Formación Tamaulipas Inferior (Kti-sup) corresponden la mayoría de los afloramientos que se presentan en el cerro "El Órgano". Esta roca corresponde con una caliza de color gris claro, gris crema y gris oscuro, que intemperiza en tonos claros (color crema), de grano fino y en zonas ligeramente arcillosa (texturas mudstone y wackstone), con estratificación mediana y delgada (de 15

a 40cm de espesor, se encuentra fracturada, afectada por disolución afectando por igual a los planos de estratificación y de fracturas, es dura y está ligera a moderadamente intemperizada. Presenta nódulos y bandas de pedernal negro paralelas a la estratificación. Por zonas se muestra silificada. En la determinación petrográfica, tomada en esta unidad de roca, se indica la presencia de nódulos de hematita que atraviesan vetillas de calcita, lo cual indica intensa circulación de agua por las discontinuidades.

No se identificaron microfósiles ni nódulos de hierro (hematita)

Al microscopio se le clasificó como mudstone (micrita) depositado en cuenca y muestra fragmentos de microfósiles, calciosferulidos y, posiblemente, calcionélidos.

Esta roca tiene amplia distribución en la zona de estudio, aflora sobre la costilla (parteaguas) del cerro "El Órgano", en varios escarpes localizados en la zona del Portal Tuxpan y en afloramientos reducidos a lo largo de las veredas que comunican a la cantera "El Zoquita" con la zona de estudio. Sobre de ella será prácticamente toda la excavación del túnel "El Zoquita".

Cualitativamente se considera de una calidad geotécnica menor a la del miembro inferior, ya que si bien es dura y compacta, su estratificación mediana a delgada posiblemente provocará caídos en la excavaciones, sobre todo por el hecho de que se encuentra más fracturada y más afectada por disolución.

c) Materiales de talud y suelos (Qt)

Dentro de esta unidad se incluyen a los suelos y a los depósitos de talud, es decir que corresponde con los materiales en estado suelto.

Cabe señalar que estos materiales afloran prácticamente en toda la superficie mapeada, exceptuando las zonas de cantiles.

Corresponden a materiales producto del fracturamiento de la roca y que no se encuentran en su posición original, es decir, que hayan rodado, así como a los suelos que les cubren. Los bloques rodados tienen un diámetro variable, así es factible encontrar grandes bloques de hasta más de 3m de diámetro, como los expuestos en la zona del Portal México, aunque la mayoría de los bloques no sobrepasa a los 50 ó 60cm de diámetro. Los suelos son arcillosos, de color café rojizo y negro cuando contienen abundante materia orgánica.

El espesor de estos materiales es variable, en las perforaciones P-1 y P-2 no alcanzan más de 1.5m, pero en la perforación P-3 alcanzan a tener hasta 3m en el Portal Turpan.

Por su característica de nula cohesión, estos materiales en estado suelto son de calidad geotécnica excepcionalmente mala.

6.2.2 Geología Estructural

Las rocas donde se ubicará el túnel Zoquita, se encuentran afectadas por plegamiento, fallamiento y fracturamiento, en el sitio no se tiene evidencia de intrusiones. Los plegamientos son de edad cretácico tardio-terciario temprano y corresponden a la gran estructura regional conocida como Anticlinorio de Huayacocotla - Villa de Juárez. De manera local se establece que la zona del túnel se ubica en un pequeño sinclinal afallado en sus flancos y, probablemente, en la zona del eje.

A partir de los datos de rumbo y echado tomados en las cercanías del eje del túnel se obtuvo la estructura general, misma que resultó ser un sinclinal. Estos mismos datos se vaciaron en un estereograma de concentración de polos de planos de estratificación (figura 1.2). El estereograma de la figura 1.3 muestra los arcos de la estratificación media en la zona de cada portal.

Por lo anterior se establece que en ambos portales los estratos se inclinan hacia el interior del macizo rocoso, de manera que, como se verá más adelante, la estructura sinclinal proporciona al macizo rocoso cierto grado de estabilidad en la zona de portales. En la zona central del túnel los estratos son subverticales.

Además del pliegue sinclinal, las únicas estructuras mayores que se identificaron en la zona del Túnel Zoquita, son fracturas que tienen como expresión geomorfológica a cantiles y/o arroyos. Estas fracturas son verticales y de orientación paralela y perpendicular al eje del sinclinal. No se observaron fallas ni pliegues menores, sin embargo es muy probable que se encuentren estas estructuras durante la excavación. En efecto, se interpreta que el núcleo del sinclinal se encuentre fallado o al menos intensamente fracturado. Por otro lado, se detectaron zonas de falla en la perforación P-2 entre 8 y 11m de profundidad y prácticamente a todo lo largo de la perforación P-3.

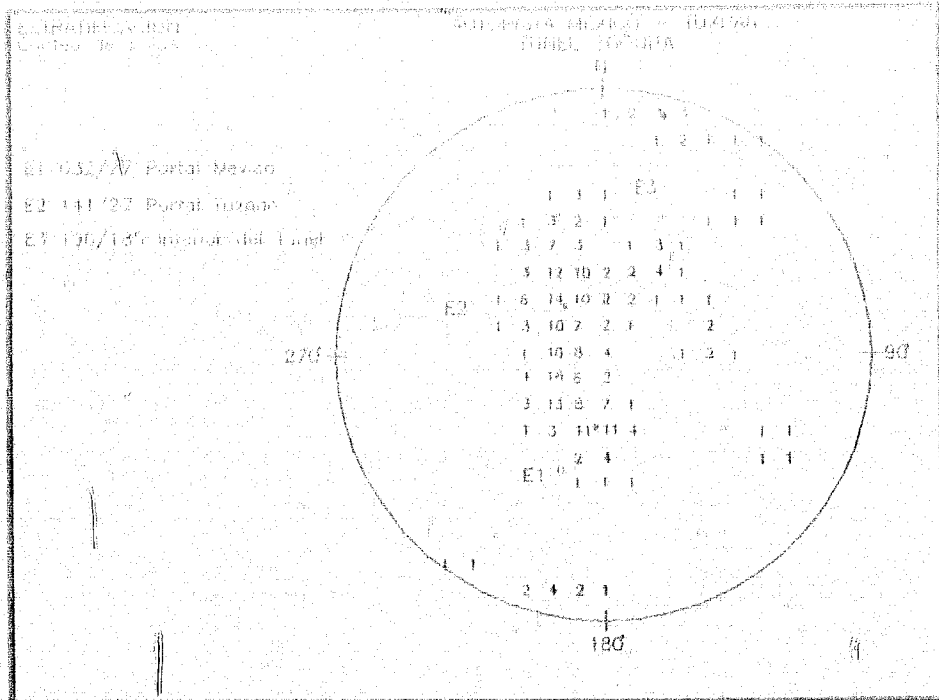


Fig. No. 1.2

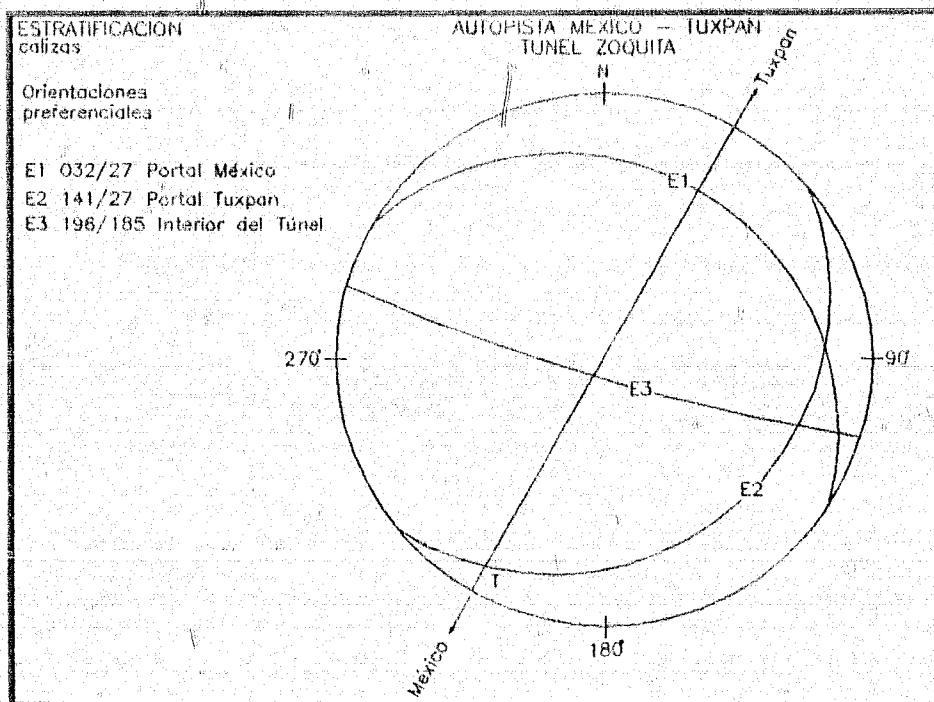


Fig. No. 1.3

Durante los estudios detallados de campo se realizó un levantamiento estructural minucioso, tomando nota de orientación, espaciamiento, continuidad, rugosidad y tipo de rellenos en estratificación y fracturas. Con los datos de orientación se realizaron estereogramas de conteo de polos a fin de definir sistemas de fracturas, de tal forma que se definieron cuatro familias y una alta dispersión en las orientaciones de las fracturas (figura 1.4); estas orientaciones se muestran a manera de arcos de planos en el estereograma de la figura 1.5.

Las características de los sistemas de discontinuidades se discuten a continuación:

a) Estratificación

La orientación de la estratificación es variable dependiendo la zona del pliegue de que se trate; en la zona del Portal México son muy escasos los afloramientos donde se puede medir la estratificación, en esta zona el echado de la estratificación tiene dirección hacia el N y NNE con 19° a 31° de inclinación. Para el desarrollo del túnel en su porción media central se interpreta que los echados serán subverticales, entre 75° y 90° . Finalmente, en la zona correspondiente al portal Tuxpan se tiene una dirección del echado hacia el SSE, con una inclinación que oscila entre 8° y 32° .

A partir de las diferencias en el espesor de los estratos, se dividió a la roca en dos unidades. La primera es el miembro superior (Kti sup) donde la estratificación es delgada a mediana, con variación de 15 a 40cm en el espesor de los estratos. Sobre esta unidad se realizará la mayor parte de la excavación del túnel.

En el miembro inferior (Kti inf) la estratificación es mediana a masiva, con espesor de estratos entre 60 y más de 200cm. El Portal México se cortará en esta unidad y también se encontrará en los primeros metros de excavación.

Sobre los planos de estratificación ha trabajado la disolución de la caliza, sobre todo en los casos donde su inclinación es mayor a los 20° .

La estratificación es la discontinuidad más importante.

b) Fracturas

El primer sistema principal de fracturas, y más persistente, es el denominado A, el cual, tiene una dirección azimutal de echado 273° con una fuerte inclinación de 84° (tendencia general $273^\circ/84^\circ$) que también se manifiesta hacia el oriente (figura 1.4).

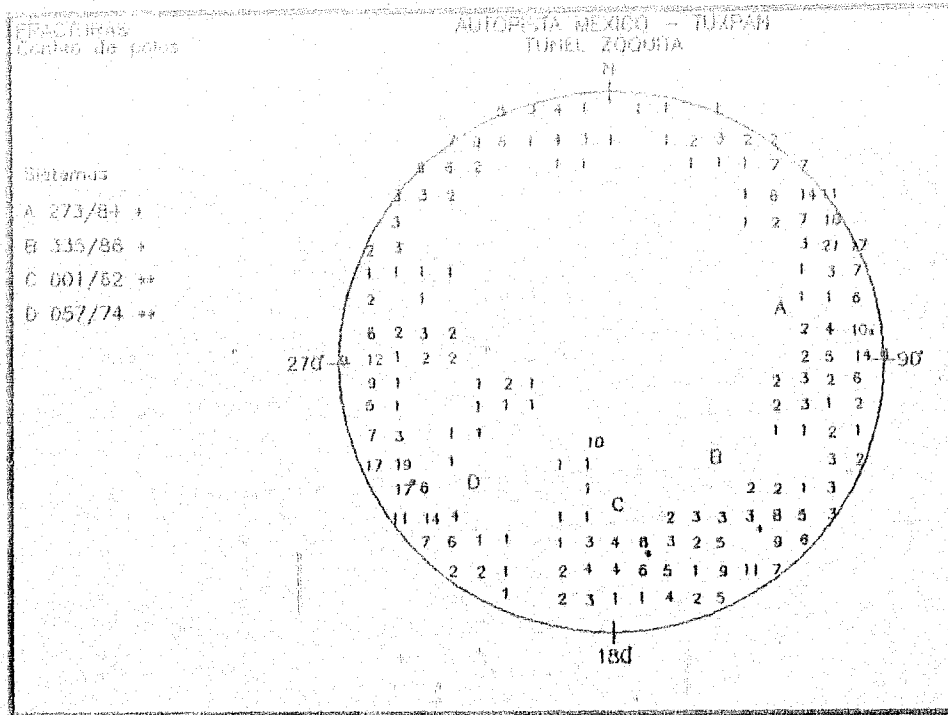


Fig. No. 1.4

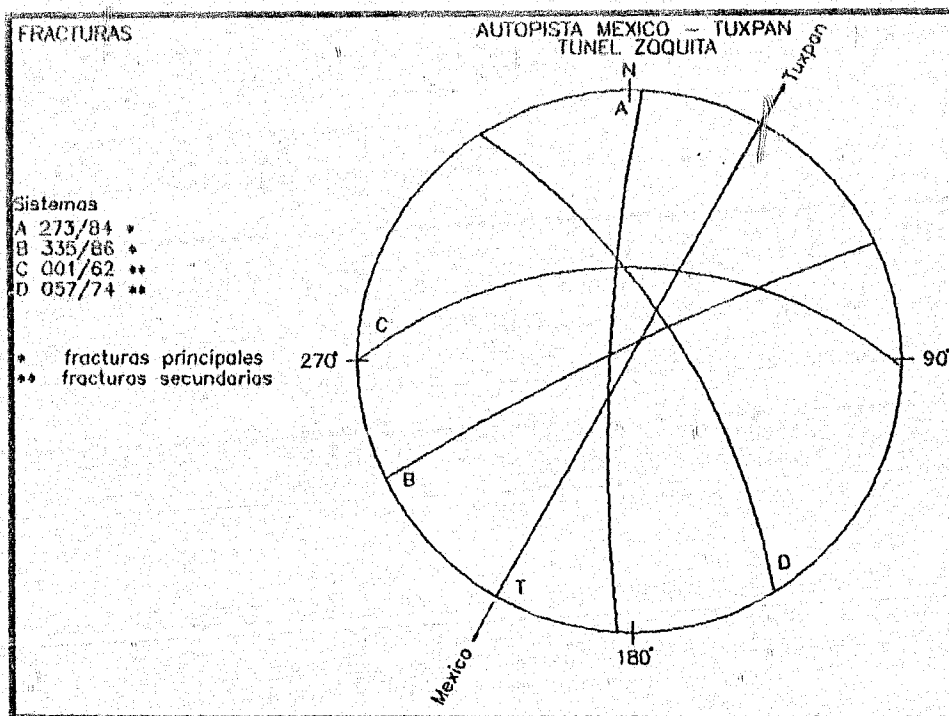


Fig. No. 1.5

Este sistema es discontinuo a continuo, con paredes onduladas rugosas y planas rugosas; en éstas se muestran huellas de disolución, ligeramente abiertas de 0 a 3mm. En algunos casos se presentan rellenos de calcita a manera de vetillas. El espaciamiento entre fracturas de este sistema varía entre 20 y 200cm.

El segundo sistema principal de fracturamiento es el B, que tiene una dirección de echado de $335^{\circ}/60^{\circ}$; también es subvertical y puede inclinarse tanto hacia el NW como al SE (figura 1.4). Aunque menos persistente que el primero, tiene mayor continuidad. Sus paredes también son onduladas rugosas y planas rugosas, su espaciamiento varía entre 6 y 200cm. Las fracturas se presentan por lo general entreabiertas (apertura menor a 2mm), pero algunas llegan a tener hasta 30mm, cerrándose hacia el interior del macizo rocoso. Algunas de las fracturas cuentan con rellenos de caliche o de calcita. La mayor parte de las paredes presentan huellas de disolución con surcos y espinas.

El tercer sistema de fracturamiento es secundario en cuanto persistencia en afloramientos, pero corresponde con la orientación de los principales alineamientos en el área. Se le denominó C y tiene una dirección de echado de $001^{\circ}/62^{\circ}$ (figuras 1.4 y 1.5). Sus características son semejantes a las del Sistema B. A este sistema pertenecen las fracturas mayores que se encuentran en la zona del portal México, las fracturas que forman los escarpes de la porción norte del cerro "El Órgano"; muy probablemente también correspondan con este sistema los arroyos que se ubican antes y después del Túnel Zoquita (kms. aproximados 158+000 y 159+100).

El cuarto sistema de fracturas es el D, el cual, tiene dirección de echado de $001^{\circ}/62^{\circ}$ (figuras 1.4 y 1.5). El espaciamiento que tiene este sistema varía de 20 a 200cm, es subcontinuo a continuo y sus paredes son planas rugosas y se ven afectadas por disolución mostrando surcos. Su apertura varía de 0 hasta 40mm, pero en la mayoría de los casos no sobrepasa los 3mm, cerrándose hacia el interior de la masa de roca. En algunas fracturas se presenta calcita y caliche a manera de rellenos, aunque la mayoría carece de éste.

En la tabla siguiente se resumen las características de los sistemas de discontinuidades.

SISTEMA	ORIENTACIÓN	ESPACIAMIENTO (cm)	CONTINUIDAD	RUGOSIDAD	APERTURA	RELLENO
A* fr	273°/73°	20 - 200	2 - >20m subcontinuo	ondulada-rugosa plana-rugosa	0-3mm	Calcita y caliche
B* fr	335°/88°	6 - 200	<2 - 10m subcontinuo	ondulada-rugosa plana-rugosa	2-30mm	Calcita
C* fr	001°/62°	6 - 200	<2 - 10m subcontinuo	ondulada-rugosa plana-rugosa	2-30mm	Calcita
D* fr	057°/74°	20 - 200	3 - 20m subcontinuo	plana-rugosa	0-40mm	Calcita
E* e	variable	15 - >200	> 20m continuo	plana-rugosa	0-20mm	Calcita

* Principal, fr = fracturas, e = estratificación.

6.2.3 Presencia de Agua

En las cercanías de ambos portales (a 350 y 550m) y a un nivel topográfico por debajo de la rasante de excavación, se encuentran pequeños manantiales con un gasto promedio menor a los 12 l/min. El agua que alumbra en estos lugares se mueve a través de las fracturas y planos de estratificación que afectan al macizo rocoso. Estos flujos de agua muy probablemente llegarán a interceptarse en el desarrollo del túnel, dando lugar a pequeñas entradas de agua vadosa, a manera de goteos. Cabe señalar que el túnel se excavará muy por encima del nivel freático regional y que durante la ejecución de las perforaciones exploratorias no se detectó la presencia de niveles piezométricos.

La existencia de fracturas abiertas en superficie y en las perforaciones, mismas que se encuentran afectadas por disolución demuestran la infiltración de las aguas meteóricas, por lo que, en época de lluvias, se incrementarán los goteos dentro de la excavación, sobre todo en el área de los portales.

7.- Perforaciones exploratorias, prospección geofísica y Down-Hole

7.1 Perforaciones exploratorias

Por otro lado, para ajustar el modelo geológico y conocer las características de las diferentes unidades de roca a nivel de túnel, en la proximidad de los portales, se programaron sondeos directos con recuperación continua de núcleos.

Para ayudar a definir la estructura y el comportamiento del macizo rocoso, así como para obtener muestras de roca representativas del macizo rocoso a nivel de túnel, se realizaron 3 perforaciones, dos de ellas en la zona del Portal México (P-1 y P-2) y la restante en el Portal Tuxpan. Estas exploraciones se realizaron con una máquina rotatoria portátil (Winkie J.K. Smit), en diámetro IAW, con barril muestreador doble giratorio y corona de diamante. En todas las exploraciones se utilizó además para estabilizar las paredes del túnel y se usó agua limpia para lubricar la barrena en las perforaciones P-2 y P-3; en la perforación P-1 además se requirió del uso de bentonita.

Las perforaciones se efectuaron bajo supervisión de un ingeniero residente, el cual, después de salida cada muestra, de inmediato las registraba tomando nota del tramo perforado, porcentaje de recuperación y de R.Q.D.; asimismo las clasificaba de acuerdo a su litología, textura, estructura, color, grado de intemperismo, presencia de otras alteraciones y tipos de discontinuidades que afectan a los núcleos extraídos y las características de éstas.

A continuación se presenta una descripción de las características de los materiales atravesados en cada sondeo.

7.1.1 Perforación P-1

Este sondeo se programó para conocer las características litológicas y estructurales del macizo rocoso en la zona del Portal México. Se le ubicó en el cadenamiento 158+410 en un sitio donde se tendrían unos 35m de techo de roca. Se cortaron 42cm de materiales de talud. En el resto de la exploración (hasta 26.10m de profundidad) se recuperó caliza gris claro, gris oscuro y negro, silicificada en partes, con nódulos de pedernal negro, quebradizo. Esta caliza se encuentra afectada por disolución y en zonas es cavernosa; se observaron calcita blanca y caliche café claro a manera de rellenos en algunas de las fracturas. La longitud de los tramos recuperados varía de

pedacera (fragmentos menores a 1cm de diámetro) hasta 20cm, pero la mayor parte de los fragmentos no sobrepasó los 8cm. Su recuperación fue muy baja y el RQD varía entre 0 y 20%, aunque es nulo en la mayor parte de la exploración.

Lo fracturado de la roca obligó a bajar ademe, usar lodo bentonítico y cementar en tramos a fin de estabilizar las paredes del barreno. A pesar de las medidas adoptadas no se logró la estabilización, optando por suspender el barreno a los 26.10m de profundidad y continuar la exploración con el barreno P-2 en el cad. 158+380.

Durante toda la exploración se trabajó con pérdidas totales del fluido de perforación lo cual, aunado a los bajos a nulos porcentajes de recuperación y de RQD, da idea de lo intensamente fracturado del macizo rocoso. (ver perfil geotécnico de la perforación P-1 fig. 1.6).

7.1.2 Perforación P-2

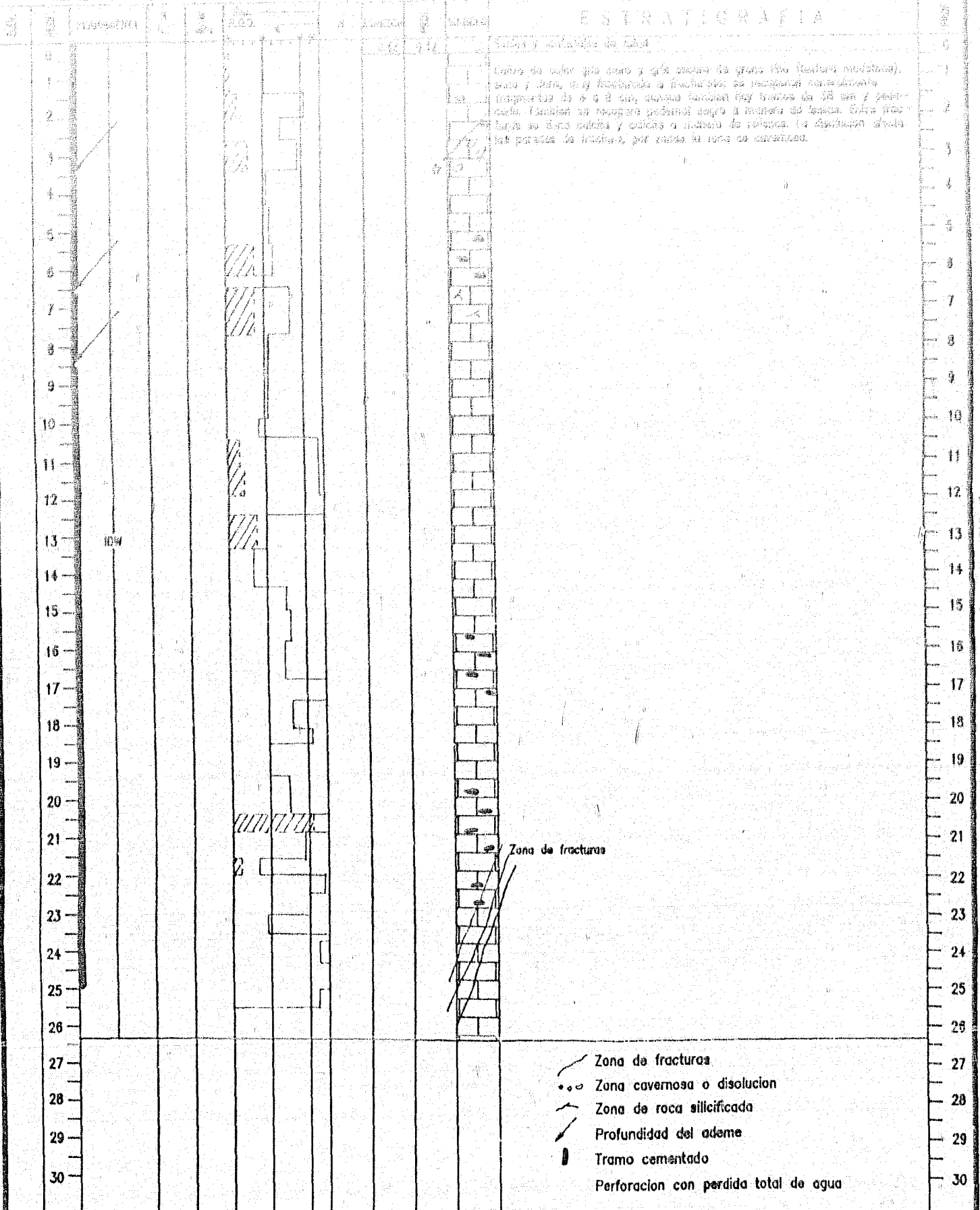
Para continuar la exploración en la zona del Portal México se programó el barreno P-2 en el cad. 158+380, es decir a 30m de la perforación P-1. Dado que las capas de roca se inclinan hacia el interior del macizo rocoso se consideró que con esta reprogramación de la exploración se cubriría adecuadamente la zona del portal.

En este sondeo se cortaron los 50cm iniciales en suelos y materiales de talud en estado suelto. A continuación se recuperó caliza gris claro y gris oscuro parcialmente silicificada, con nódulos de pedernal negro, quebradizo. Esta caliza se encuentra afectada por disolución y en zonas es cavernosa; se observan calcita y caliche a manera de rellenos en algunas de las fracturas. En el tramo de 8 a 11m se encontró a la caliza brechada, denotando una zona de falla. La longitud de los tramos recuperados varía de pedacera (fragmentos menores a 1cm de diámetro) hasta 25cm, pero la mayor parte de los fragmentos no sobrepasa los 8cm. Su recuperación fue muy baja y el RQD varía entre 0 y 20%, aunque es nulo en la mayor parte de la exploración. Lo fracturado de la roca obligó a bajar ademe, sin embargo no fue necesario usar lodo bentonítico ni cementar.

Durante toda la exploración se trabajó con pérdidas totales del fluido de perforación lo cual, aunado a los bajos a nulos porcentajes de recuperación y de RQD, da idea de lo intensamente fracturado del macizo rocoso (ver perfil geotécnico de la perforación P-2 fig. 1.7).

ESTRATIGRAFIA

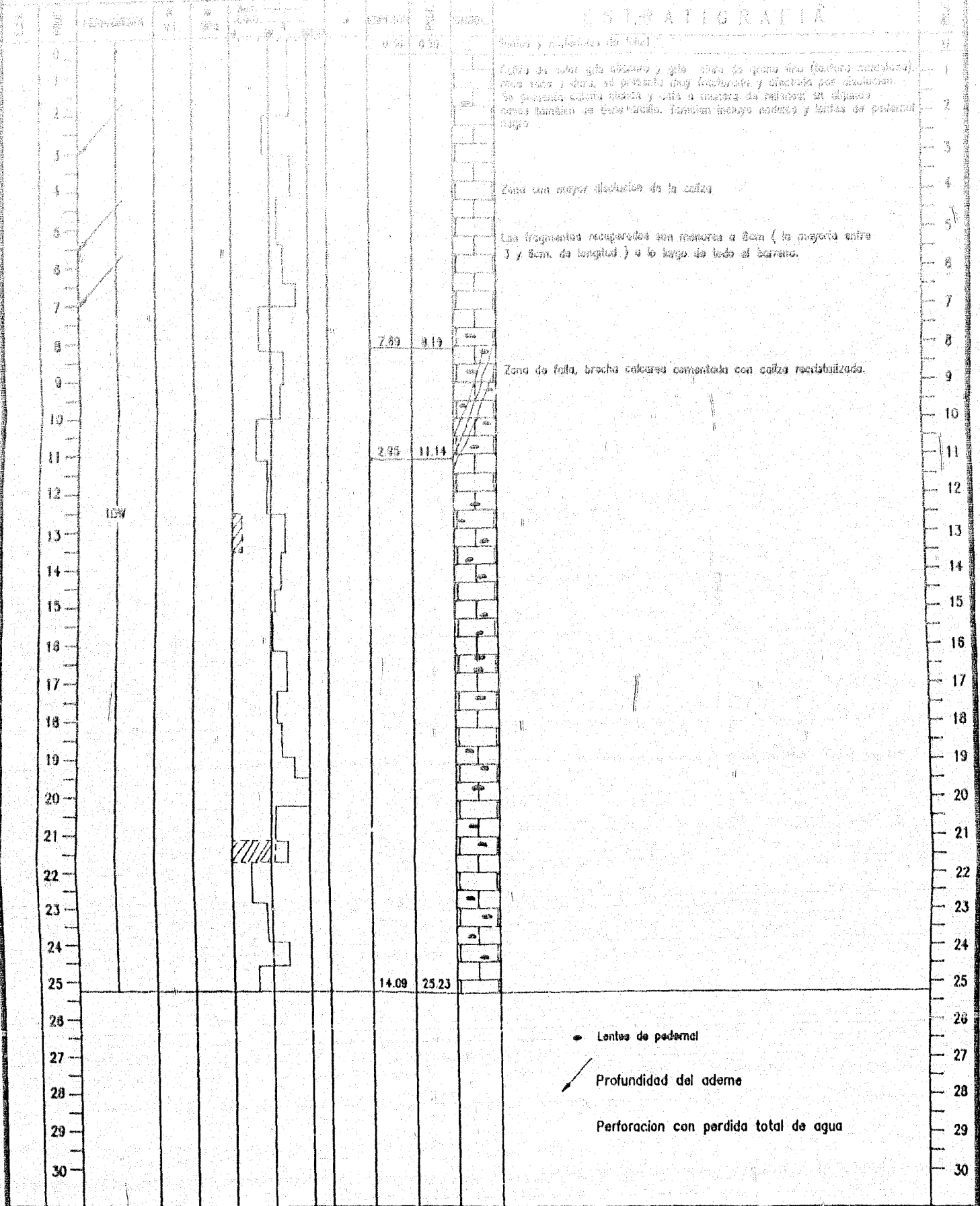
Detalle de color que debe y que no debe de grabar (ver Reclamo modificado).
 Para y para, un y fracturas o fracturas se reconocen naturalmente
 (propiedades de 0 a 1 cm, cuando también hay fracturas de 10 cm y por
 cada. Limitación en recuperación pedonal según el material de la zona. Entre otros
 para se debe indicar y explicar a número de perforación. La descripción de los
 los parámetros de fractura, por tanto se debe de considerar.



- Zona de fracturas
- Zona cavernosa o disolución
- Zona de roca silicificada
- Profundidad del ademe
- Tramo cementado
- Perforación con pérdida total de agua

NIVEL DEL AGUA AL USAR EL TURNO				NOTAS		LEVANTO:	
FECHA	PROFUNDIDAD DE LA PERFORACION	PROFUNDIDAD DEL ADEME	PROFUNDIDAD DEL AGUA	K	VALOR DE PERMEABILIDAD (m/s)	▽	REGISTRO DEL NIVEL DE AGUA MAS BAJO
				U.L.	UNIDADES LUGON	w	NIVEL DE AGUA
				lb	RESISTENCIA A CARGA PUNTUAL	w	CONTENIDO NATURAL DE HUEJEDAD
				Rec	% DE RECUPERACION DE NUCLEOS	LL	LIMITE LIQUIDO
				R.Q.O.	INDICE DE CALIDAD DE ROCA	C	COHESION
				N	RESULTADO DEL SPT	lv	COEFICIENTE DE COMPRESION VOLUMETRICA
					GOLPEO PARA PENETRACION PARCIAL	qu	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE
					REGISTRO DE NIVEL DE AGUA MAS ALTO		
				PROFUNDIDADES: TODOS LOS VALORES SON EN METROS (m)			
				ELEVACIONES : EN m.s.n.m.			
				C I A			
				No. DE LOCALIZACION			
				P-1			
				ESCALA:			
				1/100			

PERFIL GEOTECNICO DE PERFORACION
 FIGURA No. 1.6



NIVEL DEL AGUA AL HACER EL TURNO				NOTAS	LEVANTO:
FECHA	PROFUNDIDAD DE LA PERFORACION	PROFUNDIDAD DEL ADEME	PROFUNDIDAD DEL AGUA		
				K VALOR DE PERMEABILIDAD (m/s) U.L. UNIDADES LUGON Rec % DE RECUPERACION DE NUCLEOS R.Q.D. INDICE DE CALIDAD DE ROCA N RESULTADO DEL SPT COLPEO PARA PENETRACION PARCIAL N REGISTRO DE NIVEL DE AGUA MAS ALTO ▽ REGISTRO DEL NIVEL DE AGUA MAS BAJO W NIVEL DE AGUA v CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD LL LIMITE LIQUIDO C COHESION mv COEFICIENTE DE COMPRESION VOLUMETRICA qu RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE PROFUNDIDADES: TODOS LOS VALORES SON EN METROS (m) ELEVACIONES : EN m.s.n.m.	C I A No. DE LOCALIZACION P-2 ESCALA: 1/100

PERFIL GEOTECNICO DE PERFORACION
 FIGURA No. 1.7

7.1.3 Perforación P-3

Dentro del programa de perforación se consideró realizar el barrenado P-3 en la zona del Portal Tuxpan, cadenamiento 159+960, en un lugar donde se tiene un anclaje de 35m.

En este sondeo se cortaron los 3m iniciales en suelos y materiales de talud en estado suelto. A continuación y hasta el final de la perforación se recuperó una brecha calcárea de falla, donde se tienen fragmentos de caliza gris claro y crema, así como algunos fragmentos de pedernal y calcita recristalizada blanca y café claro.

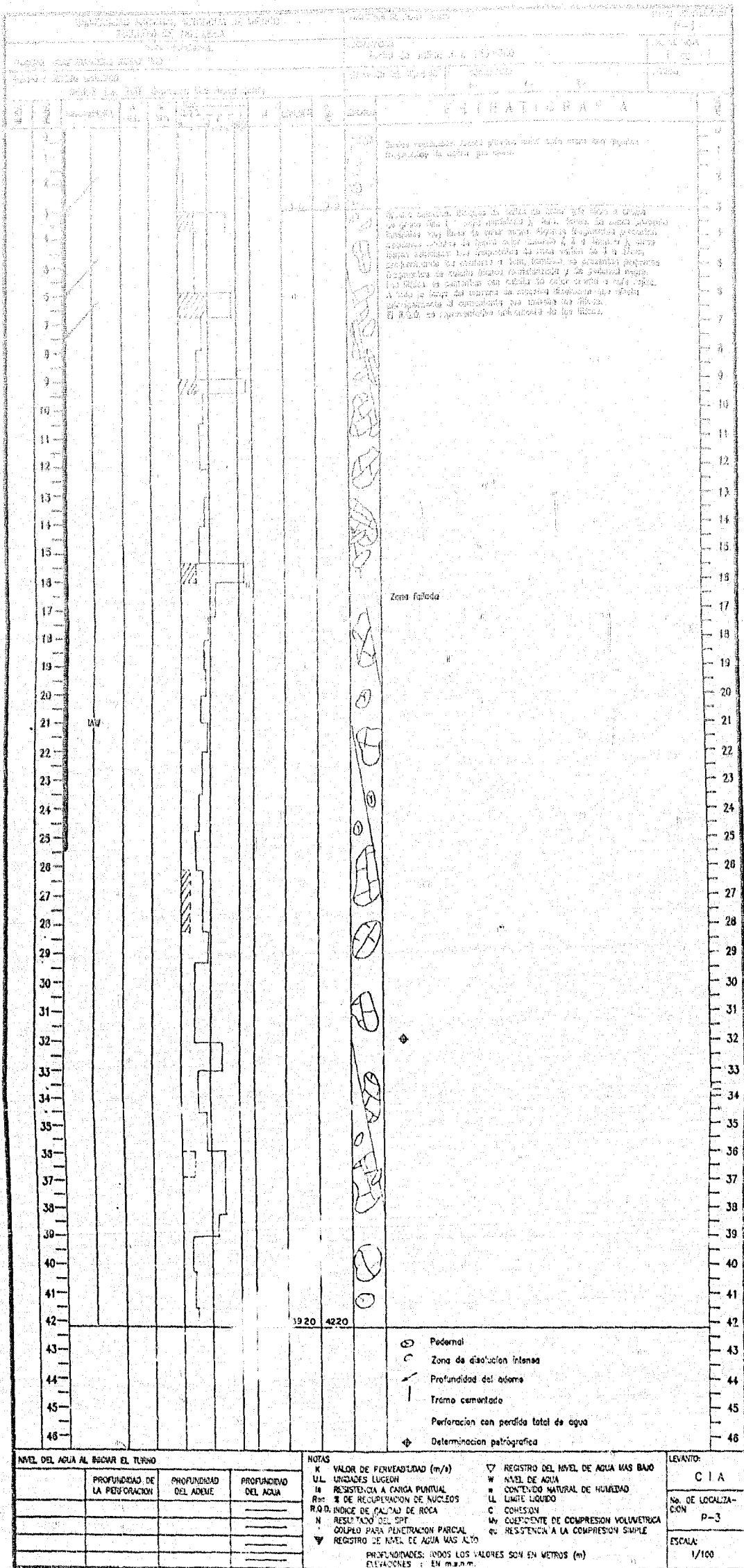
El cementante es calcita color crema. Esta unidad de roca se encuentra intensamente afectada por disolución que afecta principalmente al cementante de la brecha de falla y, en segundo término, a los fragmentos de roca que contiene. Esto líticos son de forma angulosa a subangulosa y su tamaño máximo es de 32cm, aunque en promedio no sobrepasan los 8cm.

El RQD es prácticamente nulo, aunque llega a ser de un 8 a 15% pero en estos casos es representativo no de la unidad de roca sino de los líticos que contiene la brecha.

Durante toda la exploración se trabajó con pérdidas totales del fluido de perforación lo cual aunado a los bajos porcentajes de recuperación y al nulo RQD da idea de lo intensamente fracturado del macizo rocoso (ver perfil geotécnico de la perforación P-3 fig. 1.8).

7.2 Prospección geofísica

Con la finalidad de cumplir con los objetivos del estudio geológico-geotécnico en el Túnel Zoquita, se programó la realización de una exploración geofísica, aplicando dos métodos diferentes: sísmica de refracción superficial y Down - Hole, con objetivos específicos cada uno. Con la técnica de tendidos de refracción el objetivo establecido fue el de determinar el espesor de las capas de suelo, roca alterada y roca decomprimida, así como la profundidad de la roca sana. También se llevaron a cabo tendidos cortos con mediciones de velocidades de onda P y S para establecer módulos elasto-dinámicos del macizo rocoso. En ambos casos la fuente de energía utilizada fueron golpes de martillo sobre una placa metálica.



PERFIL GEOTECNICO DE PERFORACION
 FIGURA No. 1.8

Se realizaron ocho tendidos, cuatro en cada zona de emportalamiento, correspondiendo uno de ellos al tendido de módulos elásticos. Su longitud fue de 52m para los tendidos de onda P y de 26m para los de ondas P y S.

Por su parte los estudios con la técnica de Down - Hole permitieron conocer un perfil con variación de velocidades de onda P y S, así como de módulos elasto-dinámicos, a lo largo de tres perforaciones.

A continuación se describen los alcances, actividades realizadas y resultados obtenidos en cada uno de ellos.

7.2.1. Sísmica de Refracción Superficial

Para ayudar a definir la distribución y espesor de los diferentes materiales del subsuelo en la zona de emportalamientos, así como sus condiciones de alteración, fracturamiento y espesor de decompresión, se contempló el realizar tendidos de refracción.

Para lo anterior se realizó la medición de los tiempos de viaje de las ondas elásticas propagadas en los diferentes estratos del subsuelo. Estos tiempos se traducen, a través de una serie de algoritmos, en velocidades de propagación de ondas elásticas y de espesores de las diferentes unidades definidas, asociándose a las características físicas de los diferentes materiales, como lo son el fracturamiento, alteración y compacidad.

7.2.2 Trabajos realizados

En cada zona de emportalamiento se programó la realización de cuatro tendidos. Estos tendidos se distribuyeron de la siguiente manera: uno a lo largo del eje en la zona del portal, y dos perpendiculares a este, en sitios adecuados; en el cuarto tendido se realizaron mediciones de onda P y S para la obtención de módulos elástico-dinámicos del macizo rocoso, por lo cual se ubicó en una zona donde existiera un afloramiento de roca significativo en el área del portal. La longitud en los tres primeros fue de 52m, mientras que en el cuarto fue de 26m, obteniéndose una profundidad de exploración real de 25 a 30m.

7.2.1 Resultados

De acuerdo al tipo de material encontrado y sus características físicas, que se traducen en intervalos de velocidades, se definieron tres unidades geosísmicas, las cuales se identifican en cada uno de los tendidos realizados en cada portal.

Para la visualización del comportamiento y configuración de los contactos de las diferentes unidades, se construyeron los perfiles geosísmicos correspondientes a cada uno de los tendidos realizados.

A continuación se presentan a manera de tabla las unidades geosísmicas definidas con las características litológicas que se interpreta para cada una de ellas, posteriormente se describen de manera más amplia atendiendo a su ubicación en cada portal.

UNIDADES GEOSISMICAS DEFINIDAS MEDIANTE SISMICA DE REFRACCIÓN

UNIDAD	VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	TIPO DE MATERIAL
I	200-700	1.0-10.0	Suelo vegetal y roca caliza muy fracturada y alterada, poco compacta.
II	830-1670	2.0-24.0	Roca caliza decomprimida, muy fracturada y alterada, poco compacta.
III	2000-3200	Indefinido	Caliza fracturada a poco fracturada, compacta

UNIDAD I. - Se presenta con velocidades que van de 200 a 700m/s y espesores de 1.0 a 10.0m, asociándose al suelo vegetal que se distribuye ampliamente en cada uno de los portales, así como también a la roca con intenso fracturamiento y alteración.

Se presenta distribuida ampliamente en ambos portales, encontrándose el mayor espesor de esta unidad en porción poniente del tendido 2 (Portal Tuxpan), casi al cruce con el eje. En general el espesor de esta unidad es de 3 a 4m en todos los tendidos realizados.

Esta unidad es de mala calidad geotécnica y debe ser removida totalmente.

UNIDAD II. - Se define con velocidades que van de 830 a 1670m/s y espesores de 2.0 a 24.0m, asociándose con una roca caliza decomprimida, muy fracturada y alterada, constituyendo un material poco compacto que se distribuye en los ocho tendidos realizados. En el tendido 2 del Portal Tuxpan esta unidad se pierde en el extremo oriente del tendido.

En los casos en que se manifiesta con velocidades menores a los 1200m/s la predominancia de material de muy mala calidad es mayor, mientras que para velocidades mayores a ésta, la roca mejora su calidad substancialmente.

La zona donde su espesor es mayor y la calidad de la roca es menor, es en el portal México. En el portal Tuxpan esta unidad es de un espesor menor. Lo anterior es sumamente importante ya que la roca puede presentar inestabilidad en los cortes, no por su estructura, sino por el espesor tan grande de material de mala calidad que tiene que ser tratado o removido.

UNIDAD III. - Esta se caracteriza por velocidades de 2000 a 3200m/s, presentándose a una profundidad que varía de 3.5 a 27.0m, conformando el macizo rocoso compacto de ambos portales. Se asocia a caliza fracturada a poco fracturada y compacta. Dentro de esta unidad se excavará el túnel, y buena parte de los portales.

Por las altas velocidades que presenta se interpreta que durante la excavación se requerirá del uso de explosivos en todo su desarrollo.

7.3 Down Hole

Como se explicó anteriormente, este método está encaminado básicamente a definir los parámetros elásticos dinámicos a lo largo de una perforación y principalmente en la zona donde se excavará el túnel.

Para tal efecto se introduce una sonda (geófono de tres componentes) dentro del pozo, mientras que en la superficie se genera un impulso sísmico, el cual es registrado por esta sonda a la profundidad donde se encuentre y, de esta manera, se puede conocer, a lo largo del pozo, la velocidad de propagación a través de los diferentes materiales tanto de onda tipo P (V_p) como del tipo S (V_s). Con estos valores posteriormente se calculan los módulos elásticos dinámicos a las diferentes profundidades.

7.3.1 Trabajos realizados

Para la técnica de Down-Hole se programó inicialmente ejecutarla en la perforación que se llevaría a cabo en cada uno de los portales. En el Portal México, en la perforación P-1, se tuvieron muchos problemas por la poca consistencia del material perforado, por lo que se tuvo que continuar la perforación con el sondeo P-2. En el caso del sondeo P-1 la profundidad total fue de 26.2 m, y se bajó la sonda sólo hasta 16m, mientras que para el sondeo P-2 con profundidad de 25.2m, la sonda bajó hasta 20m. La sonda no pudo ser llevada a una profundidad mayor ya que la tubería de PVC, introducida como ademe, se atoró por derrumbes en el barrenado al sacar la tubería de perforación, quedando protegida adecuadamente sólo la zona que se cementó o adomó.

En el Portal Tuxpan se llevó a cabo la perforación programada hasta los 43m, aunque la sonda sólo pudo bajar hasta 25m por las causas anteriormente expuestas.

Para los tres casos de Down-Hole se realizaron mediciones de abajo hacia arriba, a cada metro, a lo largo de todo el pozo. La generación de impulsos sísmicos se hicieron a diferentes distancias del brocal (2m en el caso del P-1, de 2.5 en el P-2, mientras que en el P-3 fue a 3m).

7.3.2 Resultados

Un aspecto importante en la realización de los estudios de Down Hole es observar a través de ellos, no sólo la obtención de los módulos elásticos dinámicos a lo largo del pozo, sino también ver el comportamiento del macizo rocoso a través de las velocidades de propagación de onda, principalmente de la "S", en los diferentes materiales y/o unidades geosísmicas definidas a lo largo del pozo. Lo anterior permite tener un panorama más amplio que cuando sólo se realiza la sismica de refracción superficial.

a) Portal México

En este portal se realizaron dos estudios de Down-Hole. A continuación se presentan los resultados de cada uno a manera de tabla, así como una discusión a los resultados obtenidos en cada caso.

En este sondeo se observa la existencia de dos horizontes de mediana velocidad; el primer horizonte (de 6 a 9m) corresponde a una roca caliza con recuperación mayor al 50% y RQD promedio de 30%, asociándose a una roca deformable con módulo de Young bajo (12.8 ton/cm²). En el segundo horizonte (de 13 a 16m) predomina la recuperación mayor a 50%, aunque el RQD es nulo prácticamente, se asocia a una roca con mediana compacidad, deformable, implicando que ésta se encuentra muy fracturada.

MÓDULOS ELÁSTICOS DINÁMICOS OBTENIDOS MEDIANTE DOWN-HOLE
EN EL SONDEO P-1 DEL PORTAL MÉXICO

Prof. m	Vp m/s	Vs	ν	E Ton/cm ²	G
0.0-6.0	530	200	0.4169	2.079	0.733
6.0-9.0	1300	470	0.4248	12.833	4.503
9.0-13.0	570	250	0.3809	3.167	1.146
13.0-16.0	1200	400	0.4345	9.378	3.261

Donde: Vp = Vel. onda P; Vs = Vel. onda S; ν = Relación de Poisson;
E = Módulo de Young; G = Módulo de Corte

MÓDULOS ELÁSTICOS DINÁMICOS OBTENIDOS MEDIANTE DOWN-HOLE EN EL SONDEO P-2 DEL PORTAL MÉXICO

Prof. m	Vp m/s	Vs	ν	E Ton/cm ²	G
0.0-4.0	590	200	0.4350	2.106	0.733
4.0-11.0	780	300	0.4131	4.926	1.743
11.0-14.0	1500	500	0.4375	14.653	5.096
14.0-15.0	375	150	0.4647	1.159	0.412
15.0-19.0	1000	370	0.4207	7.930	2.791
19.0-20.0	2700	1000	0.4205	60.727	21.406

Donde: Vp = Vel. onda P; Vs = Vel. onda S; ν = Relación de Poisson;
E = Módulo de Young; G = Módulo de Corte

El sondeo P-2 se encuentra a 30m del P-1 y topográficamente a unos 24m por debajo del mismo; presenta tres horizontes de mediana a alta velocidad intercalados con materiales muy fracturados de mala calidad geotécnica.

Estos anteriores tres horizontes están asociados a roca de mediana calidad, ya que son deformables, pero con cierta capacidad de resistencia a esfuerzos normales y de corte, haciéndolos rocas competentes, siendo más claro el caso del horizonte de 19 a 20m, que presenta las mejores condiciones de todo el sondeo.

b) Portal Tuxpan

En este portal sólo se realizó un sondeo, P-3, y por consiguiente un sólo estudio de Down-Hole. A continuación se muestran los resultados a manera de tabla y posteriormente se discuten.

MÓDULOS ELÁSTICOS DINÁMICOS OBTENIDOS MEDIANTE DOWN-HOLE EN EL SONDEO P-2 DEL PORTAL MÉXICO

Prof. m	Vp m/s	Vs m/s	ν	E Ton/cm ²	G
0.0-3.0	375	120	0.4429	0.762	0.264
3.0-5.0	1330	500	0.4177	14.451	5.097
5.0-7.0	1000	280	0.4574	4.659	1.598
7.0-13.0	670	200	0.4510	2.248	0.774
13.0-16.0	500	170	0.4346	1.606	0.559
16.0-21.0	1000	330	0.4388	6.389	2.220
21.0-25.0	2670	1000	0.4184	60.727	21.406

Donde: Vp = Vel. onda P; Vs = Vel. onda S; ν = Relación de Poisson;
E = Módulo de Young; G = Módulo de Corte

En términos generales se definieron cuatro horizontes de velocidades medianas, mayores a 1000m/s, asociadas a bloques de roca de la brecha calcárea, como lo reportan los resultados de la perforación, implicando materiales de mala calidad, aun cuando estos bloques puedan ser de mediana calidad como roca, pero no como macizo rocoso en conjunto.

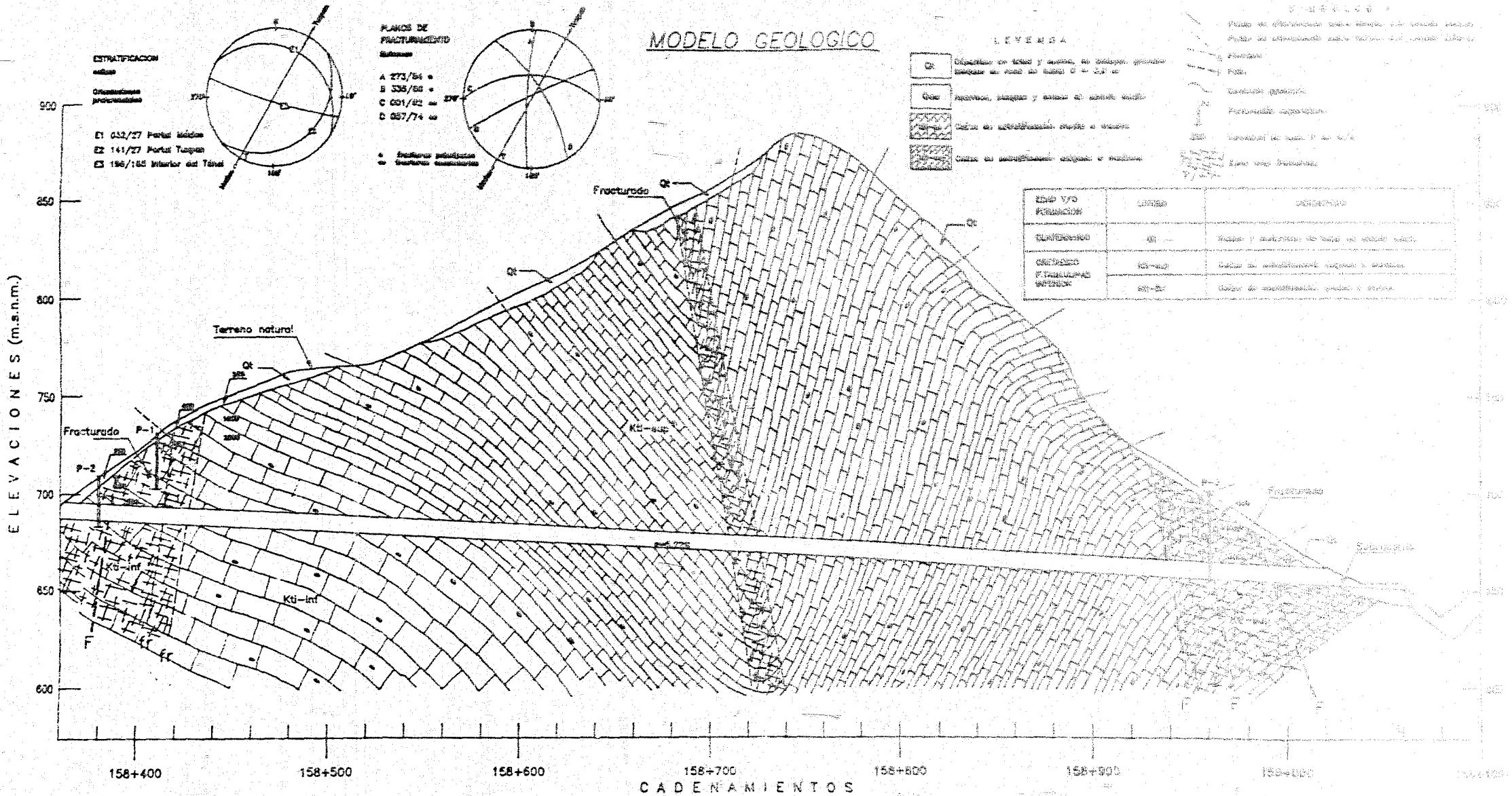
B.- Modelo geológico

En los objetivos de este estudio se mencionó que se llegaría a un modelo geológico. Apartir del modelo geológico y el modelo geotécnico (que se explicará en el Capítulo II Aspectos geotécnicos) será posible realizar el diseño de taludes en emportalamientos, la geometría de la excavación de las obras subterráneas, el soporte temporal y definitivo, los tratamientos de roca, así como las obras complementarias.

En el modelo geológico, que se muestra en el plano No.1, se explica la litología, estructura general, estratificación, fracturas, fallas y presencia de agua en la roca. También se muestran dos estereogramas, en uno aparece la estratificación E1 Portal México, E2 Portal Tuxpan y E3 Interior del túnel. En el otro estereograma aparecen los planos de fracturamiento.

En el mismo plano aparece una tabla mencionando edad y/o formación, que puede ser Cuaternario, Cretácico, Formación Tamaulipas Inferior, dentro de la misma tabla se mencionan las unidades Qt, kti-sup y kti-inf. Por último se hace una descripción de dichas unidades.

MODELO GEOLOGICO



TIPO Y/O FORMACION	LEYES	DESCRIPCION
CLASIFICACION	Qr	Fracturas y estratificación de tipo de estratificación
DESCRIPCION	Qm	Capas de estratificación de tipo de estratificación
DESCRIPCION	Qr-Qm	Capas de estratificación de tipo de estratificación

LITOLOGIA	Capas de color gris claro y oscuro, de textura cristalina fina (muonita), con inclusiones y lentes de color negro. El material muestra un estructura fracturada ligeramente heterogenea. La zona blanca es dura. Muestra estratificación que cubre sobre planos de estratificación y fracturas.	Capas de color gris claro y gris oscuro, de textura cristalina fina (muonita), con lentes y inclusiones de colores negro y pardo. Muestra un estructura fracturada. También se muestran estratificación. No se observan manifestaciones. La zona es dura, ligeramente heterogenea y dura. Se observa por estratificación que cubre sobre planos de estratificación y fracturas donde se muestran surcos y estrías.
ESTRUCTURA GENERAL	La estructura mayor corresponde a un plegamiento estructural, cuyo eje tiene dirección NW-SE. En ambos flancos se presentan fallas.	
ESTRATIFICACION	Capas medias e gruesas (de 20 a más de 200 cm de espesor)	Capas delgadas o medias (de 15 a 40 cm de espesor)
FRACTURAS	Se presentan cuatro sistemas de las cuales dos son principales (A275/84° y B335/88°) y dos secundarias (C051/42° y D057/74°). Se considera que la zona del eje del plegamiento es altamente muy fracturada y en sus flancos.	
FALLAS	En las zonas de la estructura se identificaron brechas calcáreas en faldas en las perforaciones P-2 y P-3. En la zona del perfil blanco se considera que la zona de falla es paralela al eje del plegamiento y en la zona del perfil blanco se presentan al sistema de estratificación.	
PRESENCIA DE AGUA	Se piensa que en estratificación agua subterránea hacia el interior de la estratificación, estando que se muestra a través de las juntas de estratificación, las juntas de fracturas y estratificación en zonas de fracturas.	

INSTRUMENTAL: Medidor de profundidad de 100m
 FACILITADO POR: M. S. S. S. S.
 FECHA: 15/11/74
 AUTORES: M. S. S. S. S.
 REVISOR: M. S. S. S. S.
 DIRECTOR: M. S. S. S. S.
 INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 DIVISION DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 CARACAS, VENEZUELA

CAPITULO II

ASPECTOS GEOTECNICOS

1.- Integración geotécnica

En este apartado se integran los resultados obtenidos en las diferentes etapas de exploración, estableciendo unidades geotécnicas de acuerdo a litología, condiciones de compactación y grado de fracturamiento, así como de alteración.

1.1 Caracterización Geotécnica

Unidades geotécnicas

La subdivisión de unidades geotécnicas consideró aspectos litológicos y estructurales, grado de alteración y velocidad de transmisión de ondas sísmicas en el campo, así como porcentaje de recuperación y RQD en los sondeos directos.

Basados en los parámetros anteriores se definieron cuatro unidades geotécnicas, de las cuales una corresponde a materiales en estado suelto (materiales de talud y suelos), y las tres restantes a diferentes condiciones de alteración y fracturamiento en las calizas. Las subunidades de calizas son **caliza 1 (cza-1)** para la porción intensamente fracturada del macizo rocoso; **caliza 2 (cza-2)** para el miembro inferior de la Formación Tamaulipas Inferior; y **caliza 3 (cza-3)** para el miembro superior de la misma formación. A continuación se discuten las características de estas unidades geotécnicas.

1.2 Unidad de materiales de talud y suelos (Qt)

Corresponde a los materiales en estado suelto a muy poco compactos. Incluye materiales de talud, suelos y roca muy alterada y fracturada. Tiene las velocidades sísmicas más bajas (entre 200 y 700m/s).

Se presenta superficialmente; su espesor varía entre 0.5 y 3m, teniéndose el mayor espesor hacia la zona del Portal Tuxpan. Su calidad geotécnica es excepcionalmente mala y representa la condición más desfavorable. Sobre esta unidad no se excavarán los túneles, pero se presentará en los cortes para ambos emportalamientos. Se debe remover totalmente, lo cual se hará fácilmente con métodos mecánicos en virtud de ser un material en estado suelto.

1.3 Unidad de caliza 1 (cza-1), caliza 2 (cza-2) y caliza 3 (cza-3).

Unidad de caliza 1 (cza-1)

Corresponde a la condición más desfavorable para el macizo rocoso, es decir a calizas fracturadas a muy fracturadas e incluso afalladas y afectadas por fuerte alteración superficial y disolución.

Esta unidad se presenta siempre bajo la capa de suelo y/o talud, con espesor de 2 a 24m. Corresponde con la parte inferior de la Unidad Geosísmica I y con la totalidad de la Unidad Geosísmica II. Las velocidades sísmicas varían entre 500 y 1675m/s.

Se le encontrará en la zona de ambos emportalamientos y probablemente en el inicio de la excavación de ambos frentes kms 158+380 a 158+420 y 158+920 a 158+990, además se prevé una zona fracturada que corresponde con el eje del pliegue en el interior de la excavación kms 158+710 a 158+730, aproximadamente. Cualitativamente se consideró como de mala calidad geotécnica.

Unidad de caliza 2 (cza-2)

Esta unidad de calizas representa a la mejor condición geotécnica. Corresponde con la caliza del miembro inferior, es decir a roca con estratos medianos a masivos, fracturada y ligeramente intemperizada.

En campo tiene velocidad de onda longitudinal entre 2000 y 3200m/s. Como roca intacta se estima que tiene resistencia moderada para unos 500 kg/cm², en campo se le obtuvieron los siguientes parámetros elastodinámicos: E_{din} de 436,600ton/m², G_{din} de 150,000ton/m² y Relación de Poisson de 0.454. Sobre esta unidad geotécnica no se perforaron barrenos, por lo que su RQD se estimó en 70%.

Cualitativamente se le consideró como de calidad geotécnica regular a buena.

Unidad de caliza 3 (cza-3)

Esta unidad de calizas representa a la condición geotécnica que prevalecerá en la excavación del túnel. Corresponde con la caliza del miembro superior, es decir a roca con estratos medianos a delgados (15 a 40cm), fracturada y ligeramente intemperizada. En campo presenta velocidad de onda longitudinal (V_p) entre 2000 y 3200m/s. Como roca intacta se estima que tiene resistencia moderada para unos 500 kg/cm², en campo

se le obtuvieron los siguientes parámetros elasto-dinámicos: E_{din} de 834,100ton/m², G_{din} de 304,800ton/m² y Relación de Poisson de 0.369. Sobre esta unidad geotécnica no se perforaron barrenos, por lo que su RQD fue estimado en 60%.

Para fines de clasificaciones geomecánicas se le separó en dos zonas. La primera corresponde a los sitios donde los echados de la estratificación se inclinan con unos 25° a 45° hacia el interior del macizo rocoso, es decir favorables para la excavación; en el Frente México corresponde a los cadenamientos 158+540 a 158+660 mientras que en el frente Tuxpan corresponde a los cadenamientos 158+730 a 158+920, aproximadamente.

La segunda zona corresponde a donde los estratos se encuentran con echado mayor de 45° a subverticales (194°/85° en promedio) y con rumbo de capa prácticamente perpendicular al eje del túnel. Se considera que esta zona será cortada aproximadamente entre los cadenamientos 158+660 a 158+710 y 158+730 a 158+920.

Cualitativamente se le consideró como de calidad geotécnica regular.

2.- Clasificaciones geomecánicas

Introducción

Una vez recabada la información geológica y tomando en cuenta los distintos parámetros como: tipo de roca, resistencia a la compresión, discontinuidades principales (fallas, fracturas, estratificación, espaciamiento de fisuras, rugosidad, etc.), la etapa siguiente es la clasificación geomecánica del macizo rocoso. Para esto se tomaron en consideración el método "CSIR" (South African Council for Scientific and Industrial Research), desarrollada por Bieniawski en 1974 y el índice de calidad "NGI" propuesto por Barton, Lien y Lunde.

La clasificación "CSIR" toma en consideración cinco parámetros básicos que son:

- 1) Resistencia de la roca inalterada (usando la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de Deere y Miller).
- 2) Estado de las fisuras (abertura, continuidad, rugosidad, estado de las paredes, relleno en fisuras).

3) Espaciamiento de las fisuras (D_{seer})

4) El R.Q.D. (índice de la calidad de la roca, D_{seer})

5) Las condiciones del agua subterránea.

Cada uno de éstos parámetros tiene un valor numérico que se suma o resta definiendo cinco categorías de calidad de roca.

R.M.R. =	I	→	Excelente	100 a 81
	II	→	Buena	80 a 61
	III	→	Regular	60 a 41
	IV	→	Mala	40 a 21
	V	→	Muy mala	< a 20

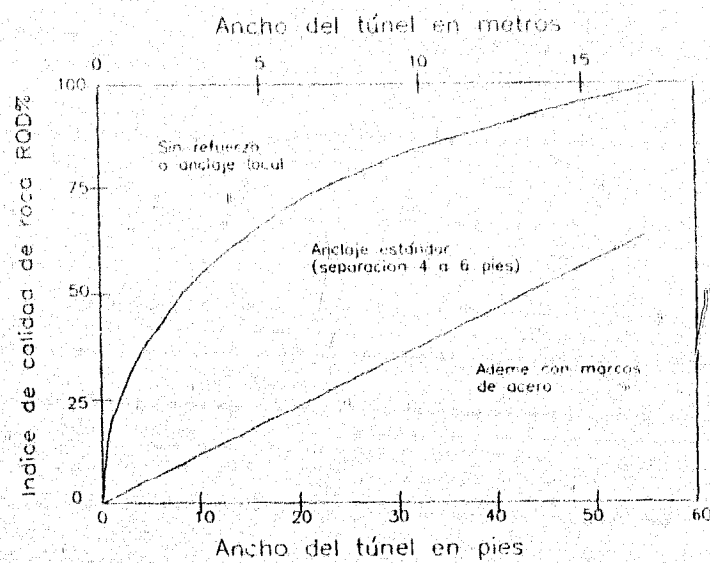
El índice de calidad "NGI" toma en cuenta seis parámetros que tienen rangos de valores de acuerdo a sus características y son expresados matemáticamente de la siguiente manera:

$$Q = \frac{RQD * Jr * Jw}{Jn * Ja * SRF}$$

Donde:

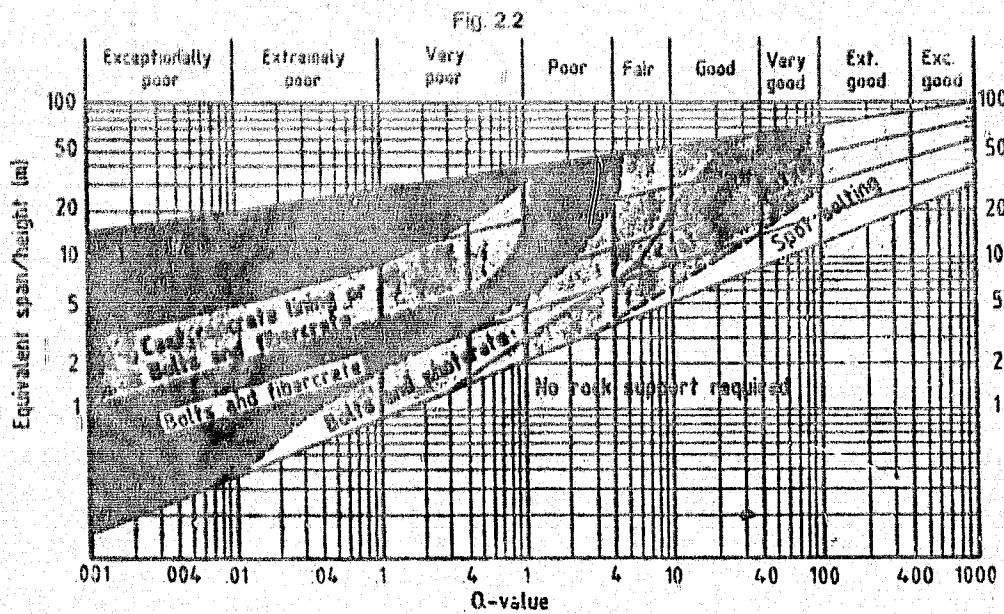
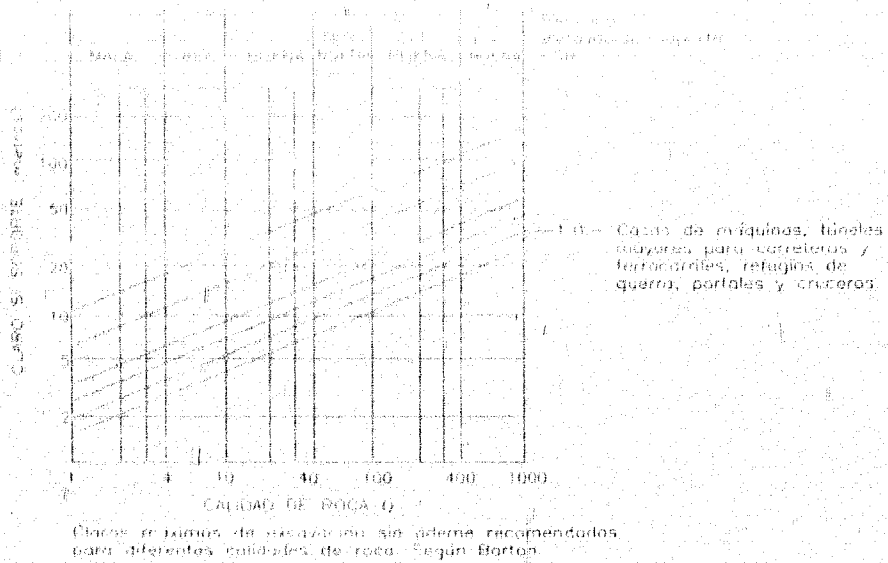
- Q** = Índice de calidad del macizo
- RQD** = Índice de calidad de la roca
- Jn** = Número de sistemas de juntas
- Jr** = Número de la rugosidad de las fisuras
- Ja** = Número de la alteración de las fisuras
- Jw** = Factor de reducción por la presencia de agua en las juntas
- SRF** = Factor de reducción por esfuerzos

También se utilizaron las gráficas de Merrit la cual relaciona ancho de túnel-indice de calidad de la roca RQD% (fig. 2.1), gráfica según Barton que relaciona calidad de roca-círculo sin soporte (fig. 2.2) y la gráfica según Barton, Lien y Lunde que relaciona la dimensión equivalente de una excavación subterránea sin ademe y el índice de calidad de la roca (fig. 2.3)



Proposición del uso del RQD para escoger el sistema de soporte de roca (según Merrit)

Fig. 2.1



Relación entre la dimensión equivalente "De" de una excavación subterránea sin ademe y el índice Q (según Barton, Lien y Lunde)

Fig. 2.3

A continuación se presenta una tabla con los resultados de la clasificación geomecánica.

Unidad	RQD (%)	RMR	Q
Kti inf. (frac.) (echado < 30°)	10 muy mala	23 mala	0.02
Kti inf. (no frac.)	70 buena	64 buena	7
Kti sup. (no frac.) (30° < echado > 45°)	60 regular	68 buena	6
Kti sup. (frac.) (echado > 45°)	20 muy mala	36 mala	0.25
Kti sup. (no frac.) (echado > 45°)	60 regular	60 regular	6
Kti sup. (frac.) (echado < 30°)	10 muy mala	23 mala	0.02

Consideraciones finales

Los resultados y recomendaciones obtenidos de la Clasificación Geomecánica no deben entenderse como "los que regirán" el proyecto y construcción de la obra subterránea. Las metodologías que anteriormente se presentaron se basan en la experiencia de muchos años de observación de los especialistas que las plantearon, sin embargo no pierden su carácter de empíricas y, por lo tanto, el proyectista siempre deberá apoyarse en análisis numéricos más sofisticados y en su propia experiencia.

3.- Modelo geotécnico

En el capítulo anterior (Capítulo I Estudio geológico), se llegó a un modelo geológico y se dijo que a partir de este y el modelo geotécnico sería posible llegar a la realización del diseño de taludes en emportalamientos, geometría de la excavación, etc.

Ahora hablemos del modelo geotécnico que se muestra en el plano No.2 el cual está estructurado de la siguiente manera: en un perfil, con distinta nomenclatura, se van delimitando las distintas unidades geotécnicas que se tienen a todo lo largo del túnel, a bajo de este perfil se tiene una tabla con los cadenamientos, elevación de subrasante y

terreno natural. En esta misma tabla se describe la unidad geotécnica, los cadenamientos de frontera, tramos y el procedimiento constructivo.

En otra tabla se especifica la zona geotécnica, unidad geotécnica y partiendo de las clasificaciones geomecánicas, se describen el RQD, calidad RMR y calidad Q de la roca.

4.- Propiedades mecánicas de la roca

El macizo rocoso que será horadado para construir el túnel, motivo de esta tesis, está constituido por rocas calizas muy fracturadas que, aun siendo de muy buena calidad en pequeños elementos de roca intacta, resulta medianamente resistente en su conjunto.

La resistencia de los núcleos ensayados a la compresión simple supera, en promedio, los 700 kg/cm². Su comportamiento deformacional en los ensayos efectuados fue prácticamente lineal (elástico) habiéndose obtenido un módulo de Young promedio cercano a los 800,000 kg/cm² (más del triple que un buen concreto) (ver figs. 2.4 a 2.9). Ninguna probeta alcanzó valores de resistencia menores de 500 kg/cm². Además, debe tomarse en cuenta que los núcleos ensayados corresponden a muestreos de exploraciones de mediana profundidad, lo que hace pensar en valores aún mayores en sitios más profundos (dentro del propio macizo a nivel del túnel).

Por su parte, la exploración geofísica (geosísmica para ser más precisos) condujo a valores del módulo elástico (dinámico) del macizo rocoso que resultan bastante variables pues van desde unos 2,000 hasta cerca de 60,000 kg/cm², con promedio cercano a los 15,000 kg/cm². Evidentemente, como es bien sabido, estos módulos toman en cuenta las discontinuidades, fracturas, rellenos, etc., por lo que podrían considerarse más representativos, a escala del túnel, que los valores obtenidos de los núcleos de roca. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que los valores de los módulos dinámicos se obtuvieron mediante "Down-Hole" a poca profundidad y que seguramente resultarían mayores a nivel del túnel.

Por otra parte, es posible mediante análisis simples aproximados y con base en experiencias y con apoyo en el conocimiento del espaciamiento de las diaclasas y fracturas y de las características de la estratificación, inferir los valores del módulo de Young como una fracción de los valores de este parámetro en la roca intacta; así, en el

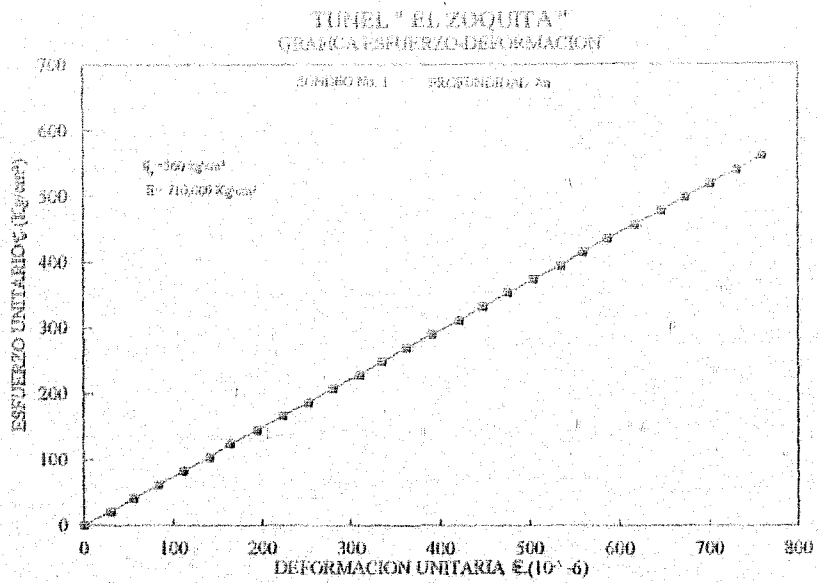


Fig. No. 2.4

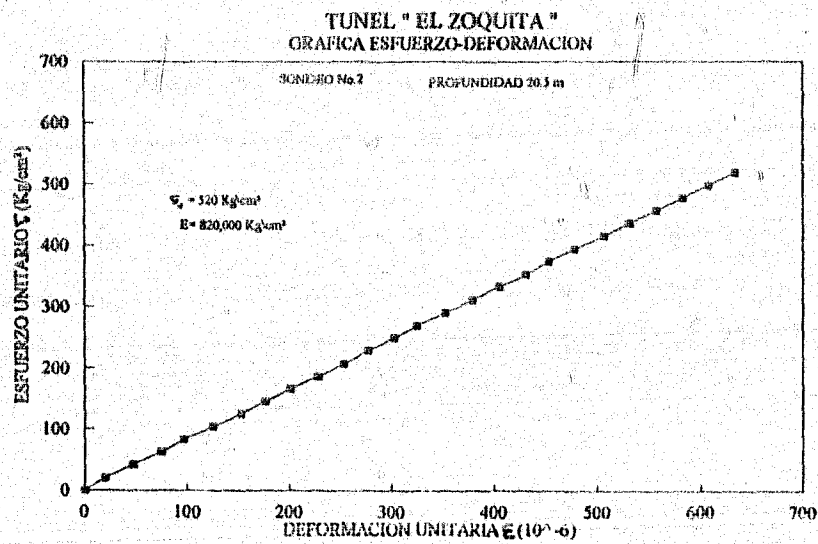


Fig. No. 2.5

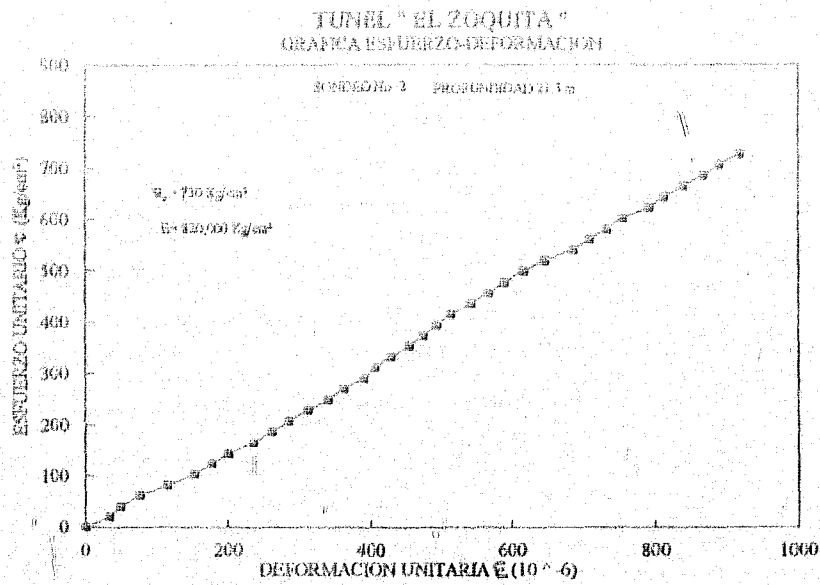


Fig. No. 2.6

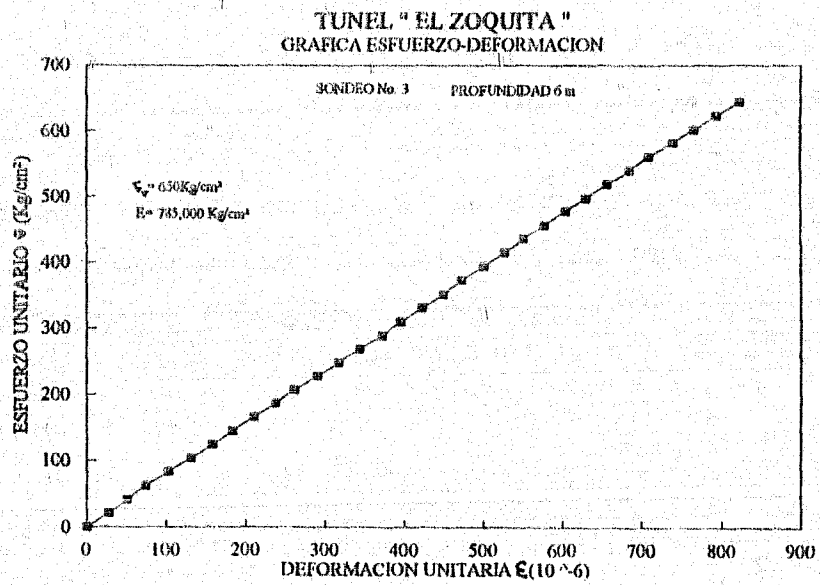


Fig. No. 2.7

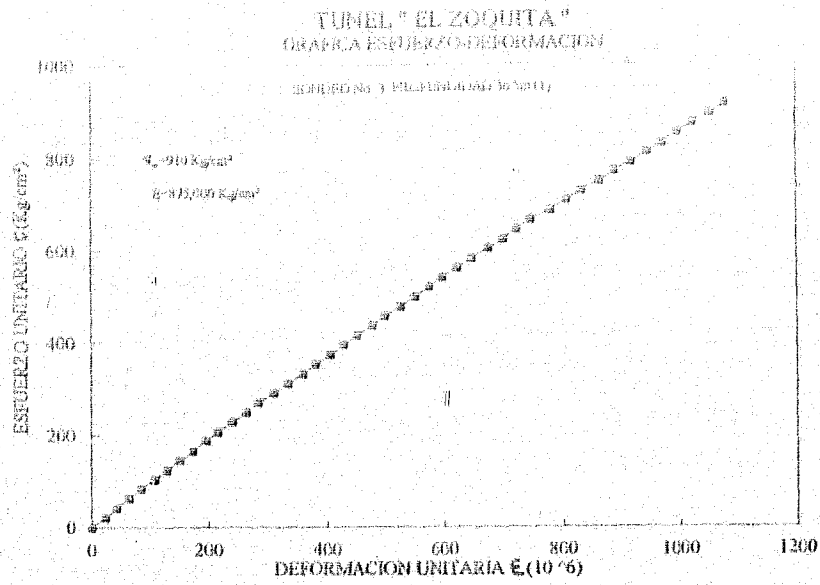


Fig. No. 2.8

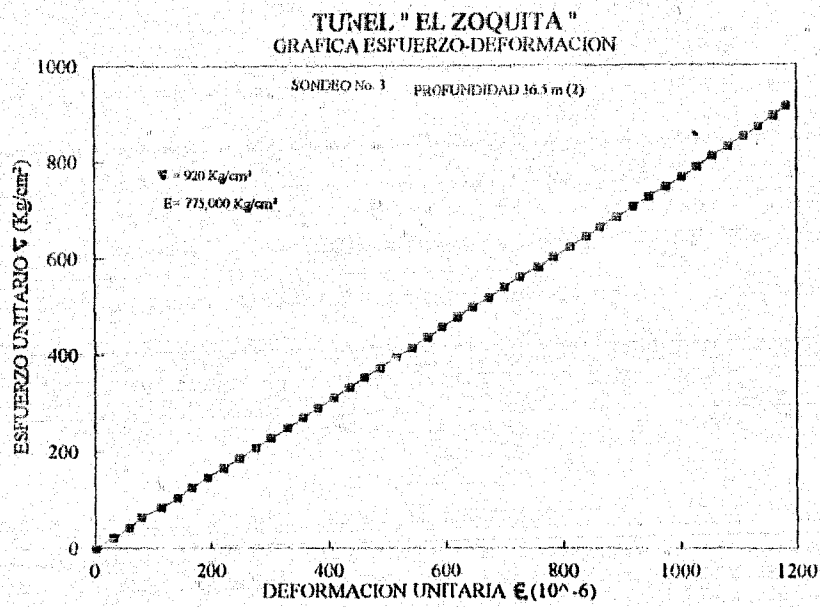


Fig. No. 2.9

Young como una fracción de los valores de este parámetro en la roca intacta, así, en el caso en que nos ocupa, podrían esperarse los siguientes valores:

$$(EM)_1 = (0.05 \text{ a } 0.10) ER \text{ (en zona central de túnel)}$$

$$(EM)_2 = (0.02 \text{ a } 0.05) ER \text{ (en zonas de accesos y zonas de falla)}$$

$$(EM)_1 = 40,000 \text{ a } 80,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$(EM)_2 = 16,000 \text{ a } 40,000 \text{ kg/cm}^2$$

en donde EM y ER son, respectivamente, el módulo de deformación del macizo y el módulo de elasticidad de la roca intacta.

Para los parámetros de resistencia resulta aun más difícil asignar valores razonables, puesto que, tanto la cohesión como el ángulo de fricción de la roca en el macizo, se ven fuertemente influidos por la presencia de diaclasas, fracturas, estratos, rellenos, etc.

Tomando en cuenta que en la roca intacta se alcanzan valores promedio de resistencia a la compresión simple de 700 kg/cm², con mínimos de 500 kg/cm², es posible inferir que el macizo rocoso diaclasado y fracturado posee valores de cohesión de entre 15 y 30 kg/cm² y que el ángulo de fricción, que junto con la cohesión define los parámetros de resistencia, podría tener valores de unos 30-35°. (ver figs. 2.10 y 2.11)

Entonces resulta razonable llevar a cabo los análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando los siguientes parámetros de resistencia y deformabilidad:

	Resistencia		Deformabilidad	
	c (kg/cm ²)	φ°	E (kg/cm ²)	Poisson v.
Zona Intermedias	26.0	35°	45,000	0.35
Zonas de Accesos	15.0	30°	28,000	0.40

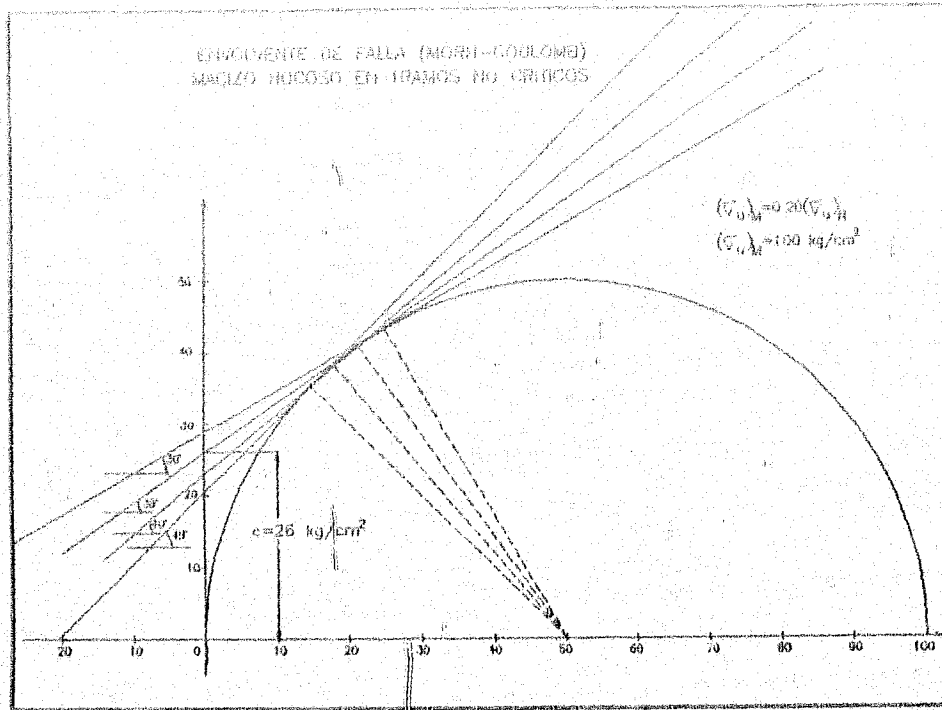


fig. No. 2.10

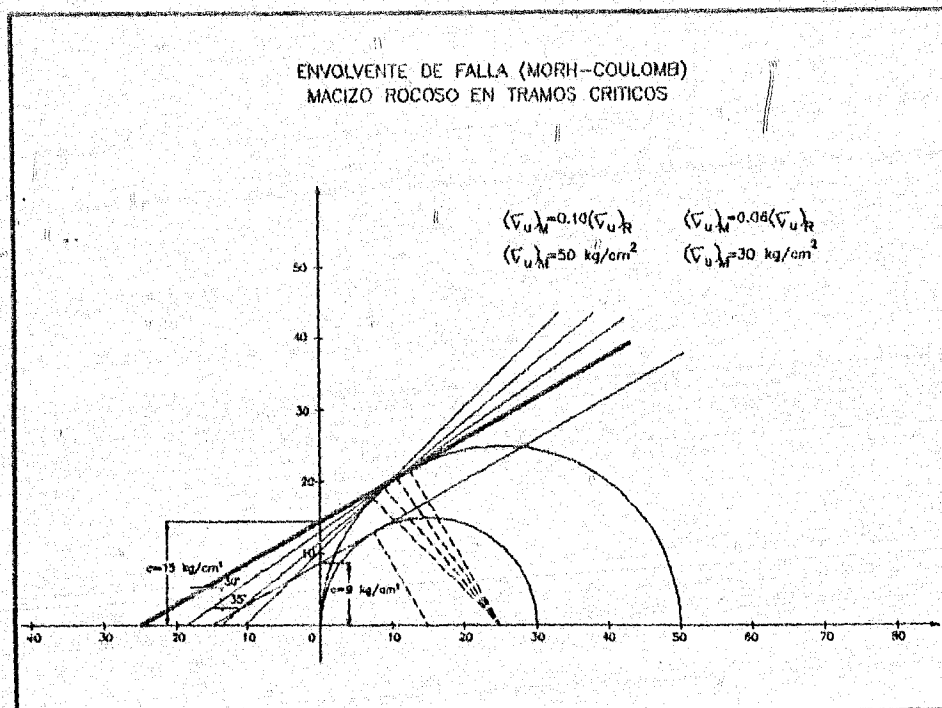


fig. No. 2.11

5.- Presiones y cargas de roca

La magnitud de la presión de roca varía en un intervalo entre dos extremos: la carga geostática completa y la carga nula debida a la perfecta y rápida redistribución de esfuerzos en el medio, y el consecuente detenimiento de las deformaciones.

El tipo de presión de roca que interesa para el estudio del túnel "El Zoquita" es la Presión o carga por Alojamiento". De acuerdo con Széchy:

En suelos no cohesivos y en roca sólida, el tipo de presión que debe considerarse como la más importante es la de alojamiento, mientras que en suelos cohesivos y roca semiosólida, la presión genuina de montaña es la que deberá tomarse más en cuenta.

La Presión Genuina de Montaña se genera por una redistribución gradual del estado de esfuerzos en el macizo rocoso, lo cual produce una deformación también gradual (con respecto al tiempo) del contorno excavado. Esta presión ocurre cuando es colocado el sistema de soporte (temporal o definitivo) y los esfuerzos aun no han terminado su redistribución y, por lo tanto, los corrimientos hacia el interior de la excavación se siguen produciendo, ocasionando que el medio empuje contra el soporte.

Para el caso de un medio calizo estratificado, y más aun a profundidades menores a los 500 m, no es posible hablar de una redistribución gradual de los esfuerzos con sus correspondientes convergencias como función del tiempo. En este tipo de medios no existe una notoria reducción gradual de la sección transversal de la excavación. La totalidad de las deformaciones de la roca tienen lugar esencialmente antes de ser colocados los soportes. Esta roca no puede desarrollar grandes deformaciones y no es común que presente un flujo plástico, por lo tanto la presión genuina de montaña puede ser definitivamente descartada para el análisis de este túnel.

Existen múltiples teorías que nos ayudan a determinar las posibles presiones sobre los sistemas de soporte debidas al alojamiento del medio que circunda a la excavación. Esta teorías se pueden clasificar en dos grupos; aquellas que toman en cuenta el efecto de la profundidad de la excavación y aquellas que no lo consideran.

Los resultados obtenidos de estas teorías, al igual que las recomendaciones que derivan de las clasificaciones geomecánicas (RQD, RMR, Q), deberán tomarse en cuenta en una etapa de pre-diseño y no necesariamente deberán ser las que rijan el

proyecto de las excavaciones y el diseño de las estructuras.

Al respecto es importante tomar en cuenta que cada teoría se adapta a ciertos problemas y no es posible aceptarlas como válidas ante cualquier tipo de geología y/o excavación.

Para la estimación de la presión de roca por cargas de afloramiento se dividió la geología del túnel en cinco casos representativos, de acuerdo con la clasificación de tramos:

- a) Tramo en Unidad Kti-inf fracturada y Kti-sup fracturada (zonas de falla), con echados de aproximadamente 30° (cad. 158+370 al 158+430 y 158+960 al 159+050)
- b) Tramo en Unidad kti-inf, con echados de aproximadamente 30° (cad. 158+430 al 158+520)
- c) Tramo en Unidad kti-sup, con echados entre 30° y 45° (cad. 158+520 al 158+710)
- d) Tramo en Unidad kti-sup, fracturado, con echados cercanos a los 90° (cad. 158+710 al 158+730)
- e) Tramo en kti-sup, con echados entre 90° y 50° (cad. 158+730 al 158+960)

5.1 Estimación de la presión de roca a partir de la Clasificación de Barton

Con base en el índice Q de calidad NGI tenemos:

Caso a):

Q = 0.02

ESR = 1.0

Claro = 14.80

De = claro/ESR = 14.8 = 15.0 m

RQD = 10.0

Jn = 24

Tamaño de bloques RQD/Jn = 0.42

Jr = 1.5

Ja = 2.0

Resistencia entre bloques Jr/Ja = 0.75

Presión de soporte aprox. (Mpa.) = 0.6 = 6.0 kg/cm² = 60 ton/m² (aprox.)

Caso b):

Q = 7.0

ESR = 1.0

Claro = 14.80

De = claro/ESR = 14.8 = 15.0 m

RQD = 70.0

Jn = 12

Tamaño de bloques RQD/Jn = 5.83

Jr = 3.0

Ja = 1.0

Resistencia entre bloques Jr/Ja = 3.0

Presión de soporte aprox. (Mpa.) = 0.1 = 1.0 kg/cm² = 10 ton/m² (aprox.)

Caso c):

Q = 6.0

ESR = 1.0

Claro = 14.80

De = claro/ESR = 14.8 = 15.0 m

RQD = 60

Jn = 12.0

Tamaño de bloques RQD/Jn = 5.0

Jr = 3.0

Ja = 1.0

Resistencia entre bloques Jr/Ja = 3.0

Presión de soporte aprox. (Mpa.) = 1.0 = 1.0 kg/cm² = 10 ton/m² (aprox.)

Caso d):

Q = 6.0

ESR = 1.0

Claro = 14.80

De = claro/ESR = 14.8 = 15.0 m

RQD = 60

Jn = 12

Tamaño de bloques RQD/Jn = 5.0

Jr = 3.0

Ja = 1.0

Resistencia entre bloques Jr/Ja = 3.0

Presión de soporte aprox. (Mpa.) = 0.1 = 1.0 kg/cm² = 10 ton/m² (aprox.)

Caso e):

Q = 0.25

ESR = 1.0

Claro = 14.80

De = claro/ESR = 14.8 = 15.0 m

RQD = 20.0

Jn = 12

Tamaño de bloques RQD/Jn = 1.66

Jr = 3.0

Ja = 2.0

Resistencia entre bloques Jr/Ja = 1.50

Presión de soporte aprox. (Mpa.) = 0.3 = 3.0 kg/cm² = 30 ton/m² (aprox.)

5.2 Estimación de la presión de roca a partir del Índice de Calidad de Roca

Para calcular la probable presión de roca a partir del RQD tenemos que relacionar este índice con el factor de carga de Terzaghi, de acuerdo con la gráfica desarrollada por Cording, Hendron y Deere mostrada en la figura 2.12. La utilización de este diagrama se limita a excavaciones soportadas con marcos metálicos y por ende no es válido cuando se recurre a otro tipo de sistema de estabilización como pueden ser las anclas y el concreto lanzado. Este procedimiento se basa en encontrar, mediante la gráfica, el factor de carga n , el cual, determinará la presión de roca mediante la expresión:

$$P = nbq$$

donde b es el ancho aproximado de la cuña

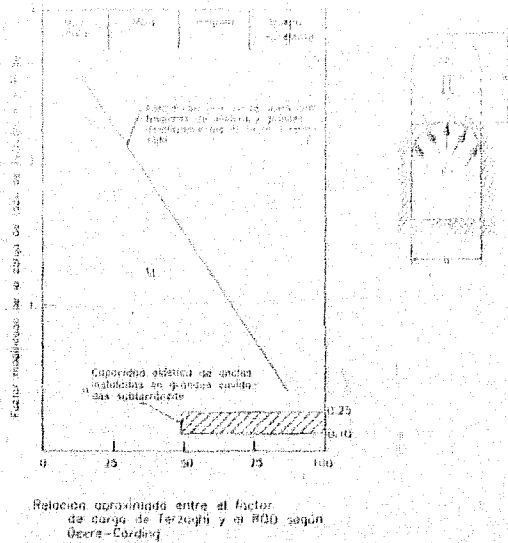


Fig. 2.12

Para el túnel "El Zoquita" se estima "a priori" que la utilización de marcos metálicos sólo será necesaria para la excavación dentro de la unidad Cza.-1, que corresponde con los casos a) y d) anteriormente descritos y, por lo tanto:
con $g = 2.35 \text{ ton/m}^3$, y $b = 6.5 \text{ m}$

caso a): para $0 < \text{RQD} < 10$: $n = 2.5 \longrightarrow P = 2.5 \times 6.5 \times 2.35 = 38 \text{ ton/m}^2$

caso d): para $10 < \text{RQD} < 20$: $n = 2.3 \longrightarrow P = 2.3 \times 6.5 \times 2.35 = 35 \text{ ton/m}^2$

5.3 Estimación de la presión de roca mediante el Método de Protodiakonov

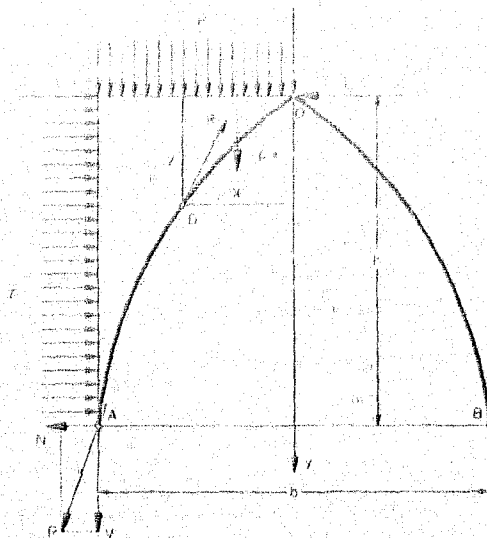
La teoría de Protodiakonov se basa en la determinación del arqueó natural de la roca. Esta teoría suele ser muy útil en el cálculo de la presión por aflojamiento de la roca, pero bajo ciertos límites. Se asume el desarrollo de un arco sobre la cavidad en donde el equilibrio no se asegura a menos que los esfuerzos a lo largo de la línea ACB (fig. 2.13) sean únicamente de compresión y no estén asociados con flexiones. El arco seguirá una línea parabólica con una buena aproximación. Las fuerzas actuando en cualquier sección DO del arco serán:

- a) la resultante horizontal T de las reacciones actuando desde la derecha de la corona
O
- b) la resultante px de las presiones verticales
- c) la reacción tangencial R' en el punto D de las fuerzas actuando desde la izquierda de la mitad inferior del arco

Tomando momentos con respecto a D tenemos:

$$M_D = -T_r + \frac{px^2}{2} = 0 \quad ; \quad \frac{px^2}{2} = T_r$$

En la esquina A, la presión es ocasionada por la resultante R , la cual, puede descomponerse en una componente horizontal N y una vertical V . La componente vertical comprime al arco hacia los soportes, mientras que la horizontal tiende a desplazarlo. La resistencia del arco natural de apoyo puede derivarse de la condición de que ningún desplazamiento debido a la fuerza horizontal N es evitado por la fuerza friccionante desarrollada en AB bajo presión vertical:



Presión de roca según Protodyakonov

Fig. 2.13

$$N = vf ;$$

donde:

$$v = p \frac{b}{2} \quad \text{y} \quad f = \tan \phi$$

Una seguridad adicional de reserva contra los desplazamientos es proporcionada por el esfuerzo cortante τ , desarrollado en las masas de roca laterales. Entorices:

$$N = p \frac{b}{2} f - th$$

Sustituyendo los correspondientes valores de frontera $x = b/2$, $y = h$ y $T = N$, en la ecuación general de la parábola, relativa al punto D, tenemos:

$$p \frac{b^2}{2x^2} = [(pb/2)f - th]h \quad ; \quad \tau = p \frac{b}{2} \frac{4fh - b}{4h^2}$$

La altura h del arco es derivada de la condición que es asociada con el máximo valor de resistencia al cortante τ . La expresión anterior, entonces, se deriva con respecto a h :

$$\frac{\partial \tau}{\partial h} = \rho \frac{\frac{b}{2} - fh}{h^2} = 0$$

$$h = \frac{b}{2f}; \text{ ó } h = \frac{b}{2 \tan \phi} \text{ (para materiales granulares)}$$

Sustituyendo este valor en la ecuación de τ obtenemos:

$$\tau = \frac{\rho f^2}{2}$$

e insertada en la condición de frontera:

$$T = \rho \frac{b}{2} f - \rho \frac{bf}{4} = \rho \frac{bf}{3}$$

Después de la sustitución, la ecuación de la parábola queda:

$$\frac{\rho x^2}{2} = T, = \frac{\rho fb}{4} y; \quad y = \frac{2x^2}{bf}$$

La carga actuando sobre el túnel es, entonces, el peso de la roca confinada dentro de la parábola: aquellas actuando fuera de esta línea son transmitidas por acción del arquéo. El área de la parábola es:

$$s = \frac{2}{3} bh$$

y la carga por unidad de longitud es:

$$P = \gamma s = \frac{2}{3} bhy$$

sustituyendo el valor

$$h = \frac{b}{2f}$$

tenemos:

$$P = \frac{1}{3} \gamma \frac{b^3}{f}$$

que cuando se transforma en fuerza o presión específica

$$p = \frac{1}{3} \gamma \frac{b^2}{\tan \phi}$$

muestra una cierta semejanza con la fórmula de Terzaghi para grandes profundidades.

Esta teoría fue probada en modelos experimentales, los cuales revelaron que, con excepción de cuando se tienen pequeñas coberturas, las presiones no se ven afectadas por la profundidad a la que se encuentra localizado el túnel. Estos experimentos involucran materiales granulares ($f = \tan \phi$), pero esta teoría puede ser aplicada a suelos cohesivos y rocas usando un apropiado valor del coeficiente f . Algunos valores empíricos de estos coeficientes para varios tipos de material se resumen en la tabla 1.

El criterio y las fórmulas de Protodiakonov son válidas para profundidades mayores de $5B$, siendo B el ancho del túnel.

La teoría de Protodiakonov tiene dos principales objeciones:

- 1.- La altura de la parábola, al ser obtenida de la fórmula, varía linealmente en función del ancho de la excavación, mientras que en la realidad, esta relación debe estar mucho más involucrada.
- 2.- La determinación de los coeficientes de resistencia a partir de la tabla, puede ser inexacta y en muchas ocasiones seleccionada arbitrariamente.

Categoría	Grado de resistencia	Descripción	Peso vol. en Kg/m ³	K en kg/cm ²	f
I	El más alto	Rocas sanas de resistencia excepcionalmente alta como cuarcita densa, basalto y otras	2,800	2,000	20
			3,000	"	
II	Muy alto	Granito sano, cuarzo porfirita, areniscas y calizas altamente resistentes	2,500	1,500	15
			2,700	"	
III	Alto	Granito y materiales similares. Areniscas y calizas muy resistentes. Cuarcita y conglomerados consolidados.	2,500	1,000	10
			2,800	"	
IIIa	Alto	Calizas, granitos templados. Arenisca consolidada y mármol. Pirita.	2,500	800	8
IV	Moderado	Arenisca normal	2,400	600	6
IVa	Moderado	Areniscas arcillosas	2,300	500	5
V	Medio	Pizarras arcillosas. Areniscas y calizas de menor resistencia. conglomerados sueltos	2,400	400	4
			2,800	"	
Va	Medio	Varias pizarras y esquistos. Mármol compacto	2,400	300	3
VI	Moderadamente blando (loose)	Lulitas blandas y calizas muy blandas, yeso, terreno congelado. Mármol común. Arenisca fracturada, grava y boleos cementados, suelo petrificado	2,200	200	2
			2,600	150	
VI	Moderadamente blando	Terreno de grava. Lulitas fracturadas y fisuradas. gravas y boleos compactados, arcilla consolidada	2,200		1.5
			2,400		
VII	Blando (loose)	Arcilla compactada. Terreno arcilloso. Basalto cohesivo	2,000		1.0
			2,200		
VIIa	Blando (loose)	Barro suelto, loess, grava	1,800		0.8
			2,000		
VIII	Suelos	Suelos con materia vegetal, turbas, barro suave y arena húmeda	1,800		0.8
			1,800		
IX	Suelos granulares	arena, grava fina	1,400		0.5
			1,600		
X	Suelos plásticos	Terreno limoso, loess "modificado" y otros suelos en condición líquida			0.3

Tabla 1

Esta tabla nos presenta valores del coeficiente de resistencia f en diferentes materiales según Protodiakonov

Revisando la profundidad mínima para la cual deberá ser tomada en cuenta esta teoría.

$$H > 5B = 5 \times 14.8 = 74 \text{ m.}$$

Por lo tanto, esta teoría solo se ajustará a los casos b), c), d) y e) anteriormente descritos. Utilizaremos, por experiencia, un ancho de la parábola = 7.5m.

De la tabla tomaremos $f = 4$ para los casos b), c), y e) y un $f = 2$ para el caso d) en función del fracturamiento de la roca caliza, por lo tanto tenemos:

Casos b), c), y e)

$$P = \frac{1}{3} \times 2.55 \times \frac{(7.5)^2}{4} = 12 \text{ ton / m}$$

caso d)

$$P = \frac{1}{3} \times 2.35 \times \frac{(7.50)^2}{2} = 22 \text{ ton / m}$$

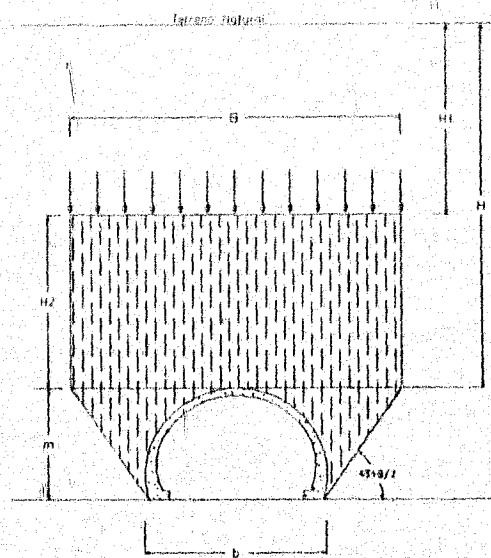
5.4 Teoría de Terzaghi

Esta teoría fue desarrollada originalmente para suelos granulares, secos y sin cohesión, pero puede ser extendida a casi todos los tipos de suelo. En correspondencia con las condiciones del suelo, Terzaghi asume un contenido de agua en el suelo arenoso, suficiente para asegurar un valor de cohesión necesario para mantener la posición vertical de las paredes en excavaciones menores. Las masas de arena alrededor de la cavidad están afectadas por la excavación y conservarán su movimiento aun cuando el soporte temporal haya sido colocado y la sección haya sido excavada completamente. Estos desplazamientos son suficientes para contribuir al desarrollo de una serie de planos deslizantes que caracterizan al estado de ruptura inminente en la arena. Por lo tanto es justificable, cuando se determina el espesor de la masa de suelo o roca que sufre desplazamientos, usar la inclinación $45^\circ + \phi/2$ del plano de ruptura asociado con la presión de tierra activa (en la fig. 2.14 se observa el Modelo de Cargas de Terzaghi). Este espesor se obtiene de:

$$B = 2\left(\frac{b}{2} + m \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)\right)$$

El desplazamiento de la masa de terreno es contrarrestado por la fricción que se desarrolla en los planos verticales de corte. El límite de los planos verticales de desplazamiento se puede representar por las verticales dibujadas a los extremos del elemento de espesor B . La fuerza cortante que actúa a lo largo de estas verticales, bajo desplazamientos resistibles se puede obtener de:

$$r = c + k_0 \tan \phi$$



Modelo de cargas de Terzaghi

Fig. 2.14

Si el peso volumétrico del suelo está dado por γ y la carga uniformemente distribuida q , es asumido que actúa en la superficie del terreno y además, si el radio de presión horizontal y vertical es expresado por la constante k_0 , entonces el esfuerzo horizontal normal σ_h actuando normal al plano de cortantes y debido al esfuerzo vertical σ_v , desarrollado a una profundidad z cualquiera bajo la superficie del terreno, se puede tomar como:

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v$$

$$H_2 = B + m$$

$$\text{si } H_2 > H,$$

entonces

$$p_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2k_0 \tan \phi} (1 - e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H}{B}})$$

$$\text{si } H_2 < H,$$

entonces:

$$p_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2k_0 \tan \phi} (1 - e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H}{B}}) + \gamma H e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H_2}{B}}$$

La teoría de Terzaghi fue creada inicialmente para aplicarse a materiales básicamente friccionantes. La fórmula general para obtener la presión de roca es:

$$p_v = \frac{B\gamma}{2k_0 \tan \phi} (1 - e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H}{B}})$$

Pero este principio puede ser extendido también a materiales cohesivo-friccionantes y la expresión para obtener la presión de roca queda como sigue:

$$p_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2k_0 \tan \phi} (1 - e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H}{B}})$$

Sin embargo, Terzaghi dice que la presión de roca no se generará si $B < 2c/\gamma$. Esto quiere decir que para un cierto valor de la cohesión, la resistencia al cortante que ésta proporciona al medio, es mayor que los esfuerzos que se desarrollan en la parte superior de la excavación y entonces, el terreno se autoporta. La presión vertical en suelos puramente cohesivos es:

$$p_v = H(\gamma - \frac{\tau}{B}); \quad \text{donde } 2c = \tau$$

Esto implica que para $\theta > 2c/\gamma$, la cavidad debe ser estabilizada con algún sistema de soporte y que la sección deberá preferentemente ser excavada con una forma semi-circular a modo de proporcionarle mayor estabilidad.

Száczy nos dice:

Refiriéndonos a las acepciones básicas en que se funda esta teoría, ésta sólo arroja resultados satisfactorios en suelos granulares secos y para casos de recubrimientos moderados ($H \leq 3B$).

En el caso del túnel "El Zoquita", es lógico pensar que la teoría de Terzaghi no será válida, sobre todo para los tramos en que nos encontraremos dentro de un macizo relativamente sano (Cza-2 y Cza-3). La acepción que hace Terzaghi sobre las dos líneas verticales de deslizamiento del "bulbo de carga" pierde toda validez al tratarse de un medio estratificado. Sin embargo, siendo algo generosos con la teoría podemos pensar que ésta puede llegar a ser relativamente válida en las zonas de falla (Cza-1), por tratarse de material altamente fracturado donde la masa de roca llega a adquirir un cierto comportamiento granular. Además el hecho de que los resultados más confiables que puede arrojar serán para profundidades menores a $3B$, nos sitúa únicamente en las zonas cercanas a los portales y no así en el tramo Cza-1, cercano a la zona de máxima profundidad de la excavación.

Aplicando la teoría de Terzaghi para el caso a), anteriormente descrito, tenemos:

$$B = 2\left(\frac{b}{2} + m \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)\right)$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$b = 14.81 \text{ m}$$

$$m = 9.10 \text{ m}$$

$$c = 150 \text{ Ton/m}^3$$

$$K_0 = 0.66$$

$$\gamma = 2.35$$

$$H = 50$$

$$B = 2\left(\frac{14.81}{2} + 9.10 \tan\left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}\right)\right) = 27.55 \text{ m}$$

$$H_2 = B + m = 36.65$$

$$H_2 < H$$

Por lo tanto:

$$p_v = \frac{B(\gamma - 2c)}{2k_0 \tan \phi} (1 - e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H}{B}}) + \gamma H_1 e^{-k_0 \tan \phi \frac{2H_1}{B}}$$

$$p_v = 146 \text{ Ton / m}^2$$

Esto implica que la teoría de Terzaghi no puede ser aplicada teniendo tal valor de cohesión

Las rocas estratificadas más o menos transmiten la carga que actúa sobre ellas mediante un efecto viga hacia los lados de la excavación.

En un principio la carga excede la resistencia a la flexión de las "vigas" formadas por los distintos estratos. Esta resistencia está determinada por el espesor de las capas y por el claro de la excavación. Consecuentemente los estratos fallan y caen.

Las deflexiones y el esfuerzo por flexión decrecen con la altura de la cavidad (caverna), debido a que los claros son cada vez más pequeños por la acción de cantiliver de los estratos fallados. Más allá de un cierto límite (que generalmente es 0.5b en estratificación horizontal y 0.25b en estratificación vertical), los esfuerzos ya no exceden las resistencia a la flexión de la roca. Esta resistencia será directamente proporcional al espesor de los estratos. También, mientras los estratos sean más delgados, el arco de alojamiento será más alto y más agudo.

Se requiere de un cierto tiempo para que este fenómeno se desarrolle completamente y esto será una función de la plasticidad de la roca. El desarrollo del proceso de aflojamiento, antes de la ruptura puede ser controlado mediante la instalación de sistemas de soporte. Consecuentemente, mientras el tiempo en que la excavación permanezca sin soporte sea menor, la zona de aflojamiento también será menor.

Una vez explicado lo anterior y haciendo uso de los modelos de aflojamiento desarrollados por Terzaghi para rocas estratificadas (fig. 2.15) estimaremos la presión de roca para los casos b), c) y e), anteriormente descritos.

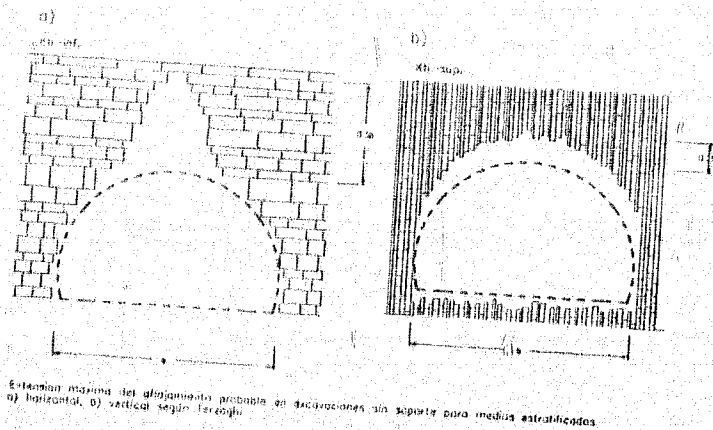


Fig. 2.15

Casos b) y c)

$$\gamma = 2.55 \text{ ton/m}^3$$

$$b = 14.81 \text{ m}$$

$$H = 0.5 b = 7.40 \text{ m}$$

$$p_v = \gamma H = (2.55)(7.40) = 19.0 \text{ ton / m}^2$$

Caso e)

$$\gamma = 2.35 \text{ Ton/m}^3$$

$$b = 14.81 \text{ m}$$

$$H = 0.25 b = 3.70 \text{ m}$$

$$p_v = \gamma H = (2.35)(3.70) = 8.70 \text{ ton/m}^2$$

Lo anterior lo podemos corroborar con la tabla de recomendaciones para obtener la carga en la parte superior del túnel (tabla 2).

NATURALEZA DE LA ROCA	CARGA H_p (m)	OBSERVACIONES
1.- Dura intacta	0	Adorno ligero si hay caídos.
2.- Estratificada, dura o esquistosa	0 a 0.5B	Adorno ligero con marcos.
3.- Maciza con juntas en número moderado	0 a 0.25B	La carga puede variar repentinamente de un punto a otro.
4.- Derrumbes moderados	0.25 a 0.35 de $(B + H_p)$	No hay presión lateral.
5.- Derrumbes muy frecuentes	0.35 a 1.10 de $(B + H_p)$	Poco o nada de presión lateral.
6.- Totalmente fracturada demolido, pero químicamente sana	1.10 $(B + H_p)$	Se genera una presión muy importante. Se necesitan zapatas continuas para soportar los pies derechos del marco o cimbrera circular.
7.- Roca compresible a profundidad moderada	1.10 a 2.10 de $(B + H_p)$	Presión lateral importante, necesita retícula para la plantilla
8.- Roca compresible a gran profundidad	2.10 a 4.50 de $(B + H_p)$	Presión lateral importante, necesita retícula para la plantilla
10.- Roca expansiva	Hasta 7.5 m de prof. independientemente de $(B + H_p)$	Cimbras o marcos circulares.

Tabla 2

Recomendaciones de Terzaghi para obtener la carga en la parte superior del túnel.

Resumen

A partir de los resultados de los análisis anteriores, se llegó a la siguiente tabla, la cual muestra, de manera comparativa, los distintos valores de la presión de roca por efecto de aflojamiento para las cinco condiciones geológicas anteriormente descritas y con los cuatro criterios utilizados en su determinación.

Valores de Presión de Roca por Aflojamiento (ton/m²)

Criterio/Caso Geol.	a)	b)	c)	d)	e)
Q (Barton)	60	10	10	10	30
RQD (Deere)40	—	—	35	—	—
Protodiakonov	—	12	12	20	12
Terzaghi	—	19	19	—	9

Conclusiones

Las cargas de roca para los casos a) y d), de acuerdo al criterio de Barton (Q) o el de Deere (RQD), resultan exageradas, si se toma en cuenta que con estos criterios no se le considera ninguna cohesión al macizo rocoso y que se supone en ellos un comportamiento del tipo del de los materiales granulares sueltos. Esto equivaldría a que prácticamente la totalidad de la carga geostática (γh) gravitara sobre el sistema de soporte, cuando en realidad el macizo tiene la capacidad de autosoportarse al menos parcialmente. Más aun, si el sistema de soporte se coloca a corta distancia del frente de excavación, el aflojamiento potencial de la roca no se desarrolla en forma completa, resultando que la presión de roca que se genera sea considerablemente menor a la supuesta con los criterios de Deere y Barton.

Con base en las consideraciones anteriores y en experiencias previas en macizos rocosos similares, parece conveniente revisar el sistema de soporte en los tramos críticos con valores no superiores a 12 ton/m². Esta carga permite, por un lado, diseñar estructuras manejables en campo y planear etapas constructivas de dimensiones

razonables y, por el otro, compromete al constructor a emplazar oportunamente los sistemas de soporte, y a evitar descuidos en las excavaciones, así como a utilizar métodos más controlados para lograr sus avances.

No obstante lo anterior, existe el riesgo potencial de que, a largo plazo, después de un tiempo de colocado el revestimiento, se llegaran a desarrollar presiones de roca por aflojamiento en la clave que alcanzarán valores cercanos a los teóricos más pesimistas (Deere y Barton). Por lo tanto es aconsejable que el revestimiento en los tramos críticos en los que, debido al grado de fracturamiento es de esperarse un mayor desarrollo del fenómeno de aflojamiento, sea revisado estructuralmente con presiones de roca de hasta 30 o 40 ton/m², mientras que para los tramos no críticos se utilicen para el diseño presiones de roca que van desde 5 hasta 12 ton/m².

En estricto rigor esta disminución de la carga de roca se justifica aún más si se toma en cuenta que el revestimiento solamente debería soportar aquella presión que se desarrolle con el transcurso del tiempo, en exceso de la que es capaz de resistir el sistema de soporte (marcos metálicos o concreto lanzado y anclas) que se coloque durante las operaciones de excavación.

6.- Sistemas de soporte y estabilización

Con base en las consideraciones del subcapítulo anterior acerca de las cargas y presiones de roca, y ante la evidencia de que en un macizo rocoso como el caracterizado para el túnel "El Zoquita" no debe generarse presión genuina de montaña, sino básicamente cargas de aflojamiento, y que éstas pueden minimizarse si los elementos de soporte y estabilización son emplazados inmediatamente después de haber avanzado con la excavación, resulta conveniente recomendar para la excavación alguno de los dos sistemas siguientes :

- a) Arcos o marcos de acero (marcos metálicos)
- b) Concreto lanzado y anclas de fricción

Tanto un sistema como el otro deberán actuar primordialmente en el arco superior de la media sección y seguramente tendrán poco efecto en los hastiales y nula influencia en el "invert".

El sistema a) de arcos de acero (marcos) requiere de un retaque para "castigar" los elementos estructurales contra la roca cuya superficie, por ser irregular y por la natural sobre excavación presente, no quedará en contacto directo con los arcos. Este retaque puede ser madera, concreto lanzado o concreto inyectado contra una malla fina, o bien ser de algún otro material relativamente moldeable que pueda acomodarse en las oquedades.

El sistema b) no requiere de ningún retaque y puede tener variantes que van desde el puro concreto lanzado (con o sin malla de acero) como elemento de protección de la superficie expuesta, hasta el concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada y anclajes pasivos que "cosen", por decirlo así, los bloques de roca sueltos y los ligan a cierta profundidad con el macizo no aflojado.

El peligro del aflojamiento y la caída de fragmentos debido a la presencia de defectos locales de la roca, justifican aún más la necesidad de colocar sistemas de soporte. Las combinaciones desfavorables de los estratos y juntas, los efectos destructivos de las detonaciones y la posible infiltración de agua pueden contribuir a que una masa considerable de roca gravite sobre el soporte como una carga muerta. Es necesario por lo tanto proponer un procedimiento de excavación que proteja la roca circundante y restrinja el proceso de aflojamiento mediante el inmediato acomodo de los soportes.

Se propone entonces el uso de estos 2 sistemas que se emplearán, el de arcos de acero principalmente en los primeros tramos de túnel (tramos críticos) desde los emportalamientos hasta varias decenas de metros dentro del túnel y el segundo en los tramos intermedios (no críticos) donde es de esperarse la presencia de una roca de mejor calidad.

Seguramente cerca del centro del túnel, se encontrará el pliegue de un sinclinal que precisará nuevamente del empleo del sistema A. A los procedimientos constructivos por etapas de excavación se les llamará en los sucesivo Procedimiento A y Procedimiento B.

A continuación, se hace una breve descripción del procedimiento, que se siguió; para el diseño de marcos metálicos y anclas.

Procedimiento A.

Para el procedimiento A, se hizo un análisis y diseño estructural, para determinar la forma y el tamaño de los marcos. A continuación, se hace una breve explicación del diseño de las piezas.

1.- Cálculo de resistencias

Para los marcos metálicos, primero se hizo el cálculo de resistencias. La sección utilizada, está compuesta por dos perfiles de canal CE 203.2 x 27.9 Kg/m, conectando sus patines mediante cubreplacas (PL 20 x 15x 3/8"), a una separación constante ver figura 2.16.

*Propiedades geométricas

$$I_x = 2(1818.9\text{cm}^4) = 3638\text{cm}^4$$

$$A = 2(35.42\text{cm}^2) = 70.84\text{cm}^2$$

$$S_x = 2(179\text{cm}^3) = 358\text{cm}^3 \quad I_y = 2(83.25\text{cm}^4) + 2(35.42\text{cm}^2)(5.45\text{cm})^2 = 22.70\text{cm}^4$$

$$I_y = 2(83.25\text{cm}^4) + 2(35.42\text{cm}^2)(5.45\text{cm})^2 = 2270\text{cm}^4$$

$$I_y \approx 63\% I_x; \text{BIEN}$$

*Flexión pura

La resistencia se calcula suponiendo el trabajo del acero solo en rango elástico.

$$M_R = S_x f_t$$

$$f_t = 0.66 f_y$$

$$f_t = 0.66(2530) = 1670 \text{Kg / cm}^2$$

$$M_R = (358)(1670) = 597,860 \text{Kgcm}$$

$$M_R = 6 \text{Tonm, Momento resistente}$$

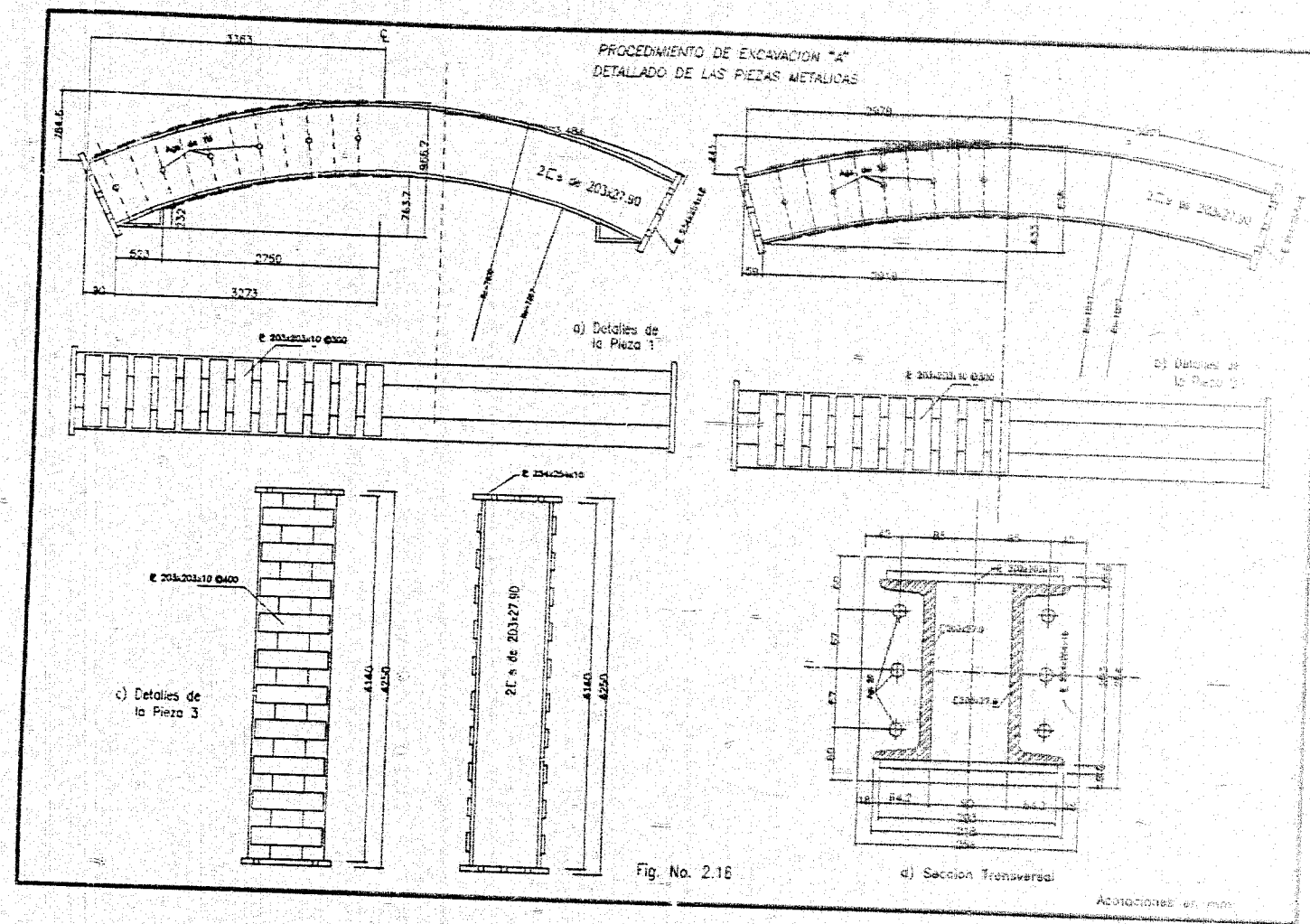


Fig. No. 2.16

*Carga axial

Considerando que no habrá pandeo lateral, debido al anclaje propuesto y a la rigidez que tiene la sección en el eje "y", se calcula la resistencia como columna corta.

$$P_r = A_f f_c \quad f_c = 0.6 f_y = 1520 \text{ Kg / cm}^2$$

$$P_r = (70.84)(1520) = 107,680 \text{ kg}$$

$$P_r = 108 \text{ Ton} \text{ Compresión resistente}$$

*Cortante

Se considera que la resistencia a cortante es suministrada por el alma de cada canal.

$$V_r = A_w f_v \quad f_v = 0.45 f_y = 1140 \text{ Kg / cm}^2$$

$$A_w = (70.3)(1.2)(2) = 48.72 \text{ cm}^2$$

$$V_r = (48.72)(1140) = 55,540 \text{ Kg}$$

$$V_r = 55.5 \text{ Ton} \text{ Cortante resistente}$$

II.- Revisión Estructural

*Flexocompresión

$$\frac{P_{max}}{P_r} + \frac{M_{max}}{M_r} \leq 1.0 \text{ Ecuación de interacción}$$

Clave

$$P_{max} = 42 \text{ Ton}; \quad M_{max} = 2.5 \text{ Ton m} \quad \frac{42}{108} + \frac{2.5}{6} = 0.8 < 1.0 \quad \text{BIEN}$$

Paradés

$$P_{\max} = 47 \text{ Ton}, \quad M_{\max} = 4 \text{ Ton m} \quad \frac{47}{108} + \frac{4}{6} = 1.1 \approx 1.0 \quad \text{BIEN}$$

*Cortante

$$V_s = 55.5 \text{ Ton}, \quad V_{\max} = 5.5 \text{ Ton}, \quad V_s \gg V_{\max} \quad \text{BIEN}$$

III.- Diseño de conexión

El marco de acero se colocará en dos etapas, y para la segunda etapa se requerirá una conexión atornillada.

El marco se analizó como una estructura continua, tal que transmita todos los elementos mecánicos; esto es, la conexión atornillada se diseñó por flexocompresión y cortante. En la figura 2.16 se muestran los detalles de las piezas que integran los marcos metálicos y en los planos estructurales 3 y 4 (Capítulo IV) se observan estos terminados.

Procedimiento B:

Para el procedimiento B, se realizaron una serie de estereogramas, posteriormente se calcularon mediante un método gráfico; unas posibles cuñas que gravitarán sobre el túnel; en base a los resultados obtenidos, se propusieron anclas. Para el diseño de éstas, se calcula la resistencia de cada varilla a la tensión y a la extracción, se estima cuántas varillas caben en una cierta área, la cual se multiplica por la resistencia de las varillas y el resultado es la resistencia del área que se está considerando. En la figura 2.17 y 2.18 se ilustra el patrón de anclaje.

A continuación se explica el procedimiento descrito anteriormente y se presenta una tabla con los resultados obtenidos en cada tramo.

Se proponen anclas ϕ No. 8, 12 en total para la media sección superior de la excavación, con una longitud promedio de 5.25 m.

Anclas

$$\phi = 1" = 2.54 \text{ cm}$$

$$A = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Cada varilla No. 8 resiste a la tensión:

$$P = f_y A; \quad P = f_y \times A = (4,200)(5.07) = 21,294 \text{ kg}$$

$$P = 21 \text{ ton}$$

La resistencia a la extracción de cada ancla se calcula como sigue:

$$P = f_c \times A_c \text{ donde:}$$

f_c es la resistencia al cortante del contacto acero-mortero;

$$f_c = 0.03 f'_c = (0.03)(180 \text{ kg/cm}^2) = 5.4 \text{ kg/cm}^2$$

A_c es el área circunferencial del contacto acero-mortero;

$$A_c = \rho \times l; \quad \rho = \pi \times \phi = (3.1416)(2.54) = 7.98 \text{ cm};$$

$$A_c = (7.98)(525) = 4,189 \text{ cm}^2$$

por lo tanto, la carga de extracción máxima de cada ancla, en promedio es:

$$P = (5.4)(4,189) = 22,621 \text{ kg} = 22.6 \text{ ton}$$

Entonces el ancla fallará antes por fluencia del acero que por extracción. Por lo tanto la resistencia final de las anclas es 21 ton

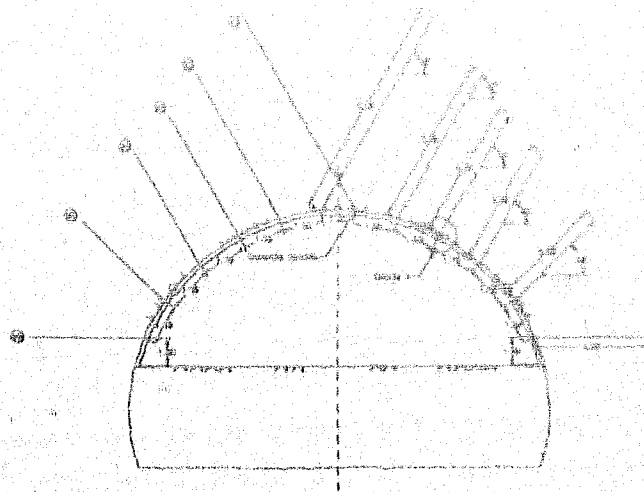
La longitud de bóveda anclada es de 19.8 m (ver fig. 2.17) y tomando una profundidad de 10 m tendríamos un área anclada de 198 m²

En tal longitud caben aproximadamente 88 anclas (ver fig. 2.18) por lo tanto a cada metro cuadrado de la bóveda le corresponden 88/198 = 0.44 anclas

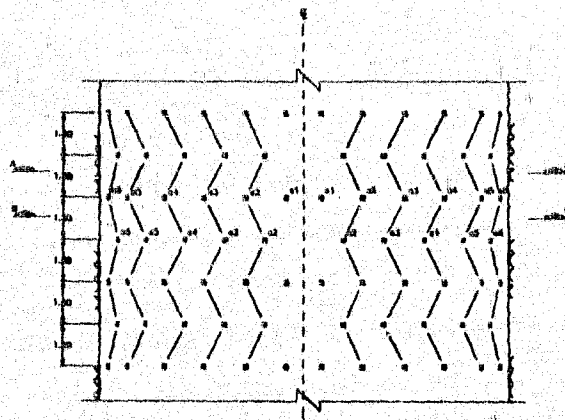
Entonces tenemos 0.44 ancla/m² x 21 ton = 9.25 ton/m² de resistencia de la bóveda proporcionada por las anclas. En la tabla 1 se resumen los esfuerzos en la bóveda transmitidos por las distintas cuñas obtenidas del análisis estereográfico.

TRAMO	CUÑA	V (m ³)	w (ton)	g (ton/m ²)
Port. Mex a 158+620	1	89	204	4
	2	167	383	10
	3	133	306	14
158+620 a 158+900	1	23	54	4
	2	40	92	5
	3	167	383	4
158+900 a Port. Tux.	1	132	304	10
	2	34	78	2
	3	65	150	3

Vemos que algunas cuñas exceden la resistencia teórica de la bóveda anclada, sin embargo, dado el carácter probabilístico, cargado excesivamente del lado de la seguridad y tomando en cuenta que las anclas son un sistema de soporte temporal y que además, dado el caso de que se produjera una cuña importante sobre la bóveda, ésta se desarrollaría en un plazo muy largo (mucho después de colocado el revestimiento), consideramos que el patrón de anclaje propuesto es el adecuado.



Patrón de Anclaje
Corte A - A



Patrón de Anclaje
Vista en planta

Fig.2.17 y 2.18

7.- Posible comportamiento de la excavación

7.1.- Modelación geomecánica

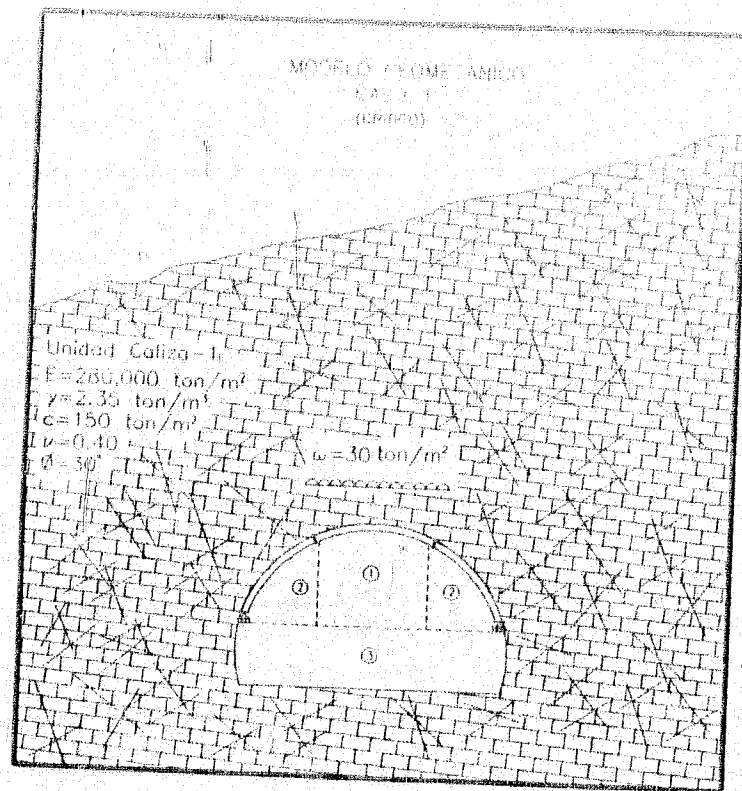
Para el análisis del túnel "El Zoquita" se partirá de una modelación geomecánica creada a partir de los resultados del estudio geológico-geotécnico y de las consideraciones relativas a las propiedades mecánicas de la roca y del macizo rocoso.

La modelación toma en cuenta tanto la geología como los procedimientos de excavación, así como el comportamiento de los sistemas de estabilización ante las solicitaciones de interacción debido al comportamiento elasto-plástico de la roca. Además tomará en cuenta, cronológicamente, las secuencias propuestas para realizar la excavación y para aplicar los citados sistemas de estabilización.

Como se dijo anteriormente para la construcción del túnel "El Zoquita" se propondrán dos procedimientos constructivos (A y B) de acuerdo con las condiciones de fracturamiento y alteración del terreno por excavar. Para la condición más desfavorable (Cza-1), que se presentará en los tramos iniciales de ambos frentes (zonas de falla) y tal vez en el tramo medio (pliegue del sinclinal), donde la roca se encuentra bastante fracturada, se propondrá el Procedimiento A, que consistirá en tres etapas de excavación, soportada mediante arcos metálicos. El procedimiento B será empleado en los tramos en que la roca sea más sana y donde el riesgo de aflojamientos en la clave sea menor y a un plazo más largo. Para este procedimiento se propondrán dos o tres etapas de excavación (dependiendo de la calidad del macizo) y sistemas de estabilización con anclas y concreto lanzado.

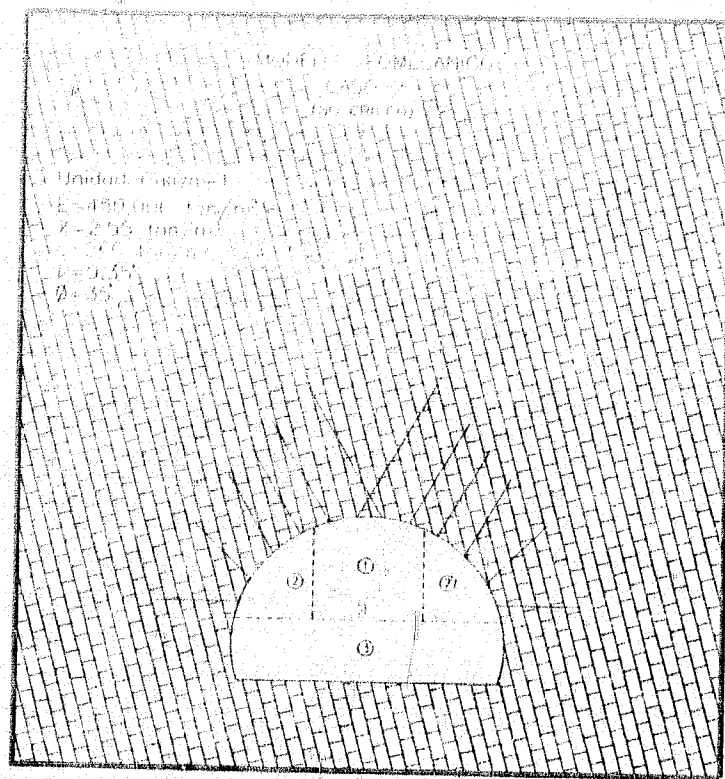
Para ser consistentes, se convino plantear los modelos geomecánicos (A y B); el primero correspondiente al Procedimiento Constructivo A y el segundo al Procedimiento Constructivo B.

El Modelo Geomecánico A tomará en cuenta el efecto de la profundidad del túnel (recubrimiento) ya que será el que presente los primeros metros de excavación. Para este caso se fijó una cobertura representativa de 30 m. El Modelo Geomecánico B, a su vez, tendrá dos situaciones diferentes de acuerdo con la unidad de roca caliza que se analice (Cza-1, Cza-2). En las figuras 2.16 y 2.17 se muestran los Modelos Geomecánicos A y B.



Modelo geomecánico A

Fig. 2.19



Modelo geomecánico B

Fig. 2.20

7.2.- Análisis del comportamiento de la excavación

La modelación matemática de una excavación subterránea se hace a través de la discretización en elementos finitos de todo el medio afectado. La malla que resulta de dicha discretización incluye la geometría de la sección de excavación, los diferentes estratos de roca, las condiciones de soporte del medio y las cargas externas sobre estos soportes, todo lo anterior alimenta al programa, el cual, se basa en la teoría de los Elementos Finitos, así como en las teorías de resistencia de Mohr-Coulomb y las de Rigideces. El programa proporciona una serie amplísima de resultados útiles para una

interpretación, muy cercana a la realidad, del comportamiento de una obra subterránea.

El programa es adecuado para el cómputo en dos dimensiones bajo condiciones de esfuerzo plano con una geometría cualquiera y condiciones de carga externa, de acuerdo al Método de Elementos Finitos. Una parte especial del programa da la posibilidad de realizar distintos modelos de materiales. Las diferentes condiciones se simulan a través de modelos mecánicos definidos por una sencilla combinación de elementos básicos que idealizan comportamientos elásticos, elastoplásticos y visco elásticos. Una aplicación exitosa demanda una formulación cuidadosa del problema, un entendimiento claro de las idealizaciones y un buen conocimiento del algoritmo numérico. Los resultados deben interpretarse siempre con un criterio adecuado aunque a veces sea problemático establecer parámetros exactos de comparación y modelación.

Los resultados permiten retroalimentar las propuestas originales acerca de procedimientos constructivos, geometría y sistemas de estabilización y de soporte y en su caso, de revestimiento, con objeto de obtener las soluciones óptimas al problema. Es importante aclarar que estas modernas herramientas de análisis contribuyen a la obtención de resultados más económicos y seguros que los métodos convencionales de análisis. La correcta aplicación, por ejemplo, permite diseñar revestimientos más esbeltos y menos armados, etapas de excavación con avances mayores y tiempos menores de ejecución de los trabajos de construcción.

A partir de los modelos geomecánicos mostrados en las figs. 2.16 y 2.17 del apartado anterior, se diseñó la malla de elementos finitos. Este diseño tradicionalmente se hace con la ayuda de un programa de dibujo (AUTO-CAD). En esta fase se trata de igualar, lo mejor posible, las condiciones del modelo; geometría de la sección, estratigrafía, etapas de excavación, etc.

La importancia de llevar a cabo análisis con la teoría elasto-plástica se debe a que en la práctica ocurre que la creciente superposición y concentración de esfuerzos trae consigo, dependiendo de la profundidad (estado geostático), y de la resistencia del material, un incremento en los esfuerzos tangenciales, que podrá sobrepasar la resistencia de la roca, propiciando el desarrollo del fenómeno de flujo plástico alrededor de la excavación, creando la llamada zona de plastificación. Esta zona tenderá a adentrarse cada vez más en las zonas no perturbadas del macizo, alterando la forma de la distribución de los esfuerzos.

Un análisis por elementos finitos de una excavación subterránea, debe cumplir con los siguientes objetivos:

- a) debe simular los cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones conforme con las sucesivas etapas de excavación
- b) debe simular el verdadero comportamiento de los materiales (análisis elasto-plástico)
- c) debe permitir conocer la extensión de las zonas de plastificación
- d) debe simular correctamente las trayectorias de desplazamiento alrededor de la excavación de acuerdo con la redistribución de esfuerzos que se tenga
- e) debe permitir estudiar distintas alternativas para las secuencias de excavación en cuanto a geometría y número y orden de las etapas

Para la realización de este trabajo fue necesaria la creación de 3 modelos de análisis. Para la realización de la malla se tomó la geometría y las etapas de excavación corresponden con las especificadas.

Primero se analizó el caso crítico, que se ubicará de acuerdo al modelo geológico cerca de la zona de portales y probablemente en la parte central del túnel; el material en esta zona es de muy mala calidad. El análisis se realizó para tres etapas de excavación, tomando como base el modelo geomecánico para caso crítico, del subcapítulo 4 (Propiedades Mecánicas de la Roca). Los parámetros de resistencia y deformabilidad que se utilizaron son:

$$E= 280,000 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu= 0.40$$

$$\gamma= 2.55 \text{ ton/m}^2$$

$$c=150 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi=30^\circ$$

Se propuso una sección con una cobertura de aproximadamente 25m sobre el túnel.

Para el caso no crítico se utilizó el modelo geomecánico correspondiente, con los parámetros de resistencia y deformabilidad de la zona en que se trabajó será de mejor calidad:

$$E = 450,000 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu = 0.35$$

$$\gamma = 2.55 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 260 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 35^\circ$$

La cobertura que se utilizó fue de 230m sobre la clave del túnel, que corresponde con el techo máximo que alcanzará la excavación.

En este caso (no crítico A), se propuso analizar la excavación en las mismas 3 etapas del caso crítico; como el material es de mejor calidad (ver perfil geológico), adicionalmente se propuso analizar la excavación en 2 etapas; primero excavando la media sección superior completa y después banqueando (caso no crítico B).

Al realizar la excavación en 2 etapas posiblemente se obtengan grandes ventajas, como por ejemplo; disminuir los costos y tiempos de construcción.

En cada etapa de los tres casos analizados (crítico, no crítico A y no crítico B), se presenta la malla de análisis y una ventana de ésta indicando la numeración de nodos en el contorno excavado. En seguida se incluye una tabla con los desplazamientos de cada uno de los anteriores nodos.

En la última etapa de cada caso se incluye un esquema con la deformada de la excavación, así como una ventana de la malla, que indica la numeración de elementos en la periferia de la excavación. Esta gráfica será la referencia para la tabla de esfuerzos en el medio circundante al túnel, en la etapa final de la excavación.

También para la última etapa se anexan las gráficas siguientes:

- Trayectorias de esfuerzos principales
- Trayectorias de desplazamientos
- Zonas plastificadas

- Contornos de esfuerzo principal mayor σ_1 (líneas de igual esfuerzo)
- Contornos de esfuerzo principal menor σ_3
- Contornos de esfuerzos en x σ_x
- Contornos de esfuerzos en y σ_y
- Contorno de esfuerzo cortante τ_{xy}

Las trayectorias de desplazamientos, se representan como vectores que convergen hacia el interior de la excavación.

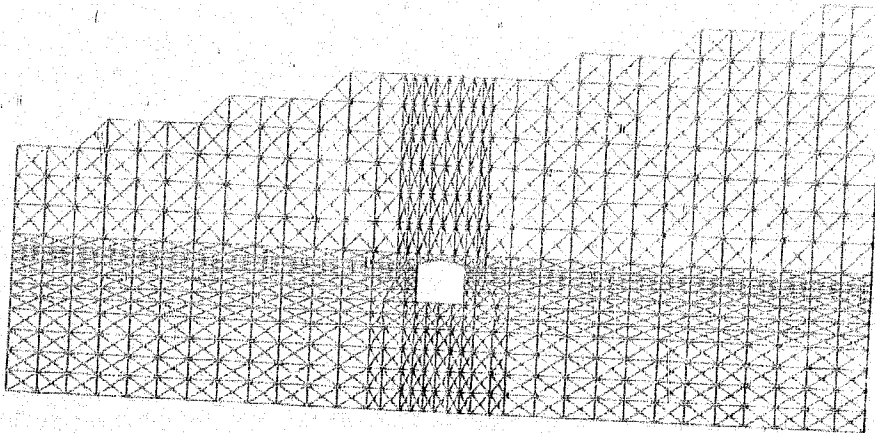
Las zonas plastificadas, son zonas del material en estado de flujo plástico, es decir que esa porción o zona del macizo rocoso, ya no acepta mayores esfuerzos.

Las trayectorias de esfuerzos, son líneas imaginarias con igual magnitud de esfuerzo.

Los puntos en el macizo rocoso que se encuentran distantes a una distancia aproximada a tres radios desde el centro de la excavación, no se ven influenciados en forma apreciable por ésta; es decir a medida que aumenta la distancia desde el centro de la excavación, la influencia de la cavidad sobre los esfuerzos en la roca, disminuye.

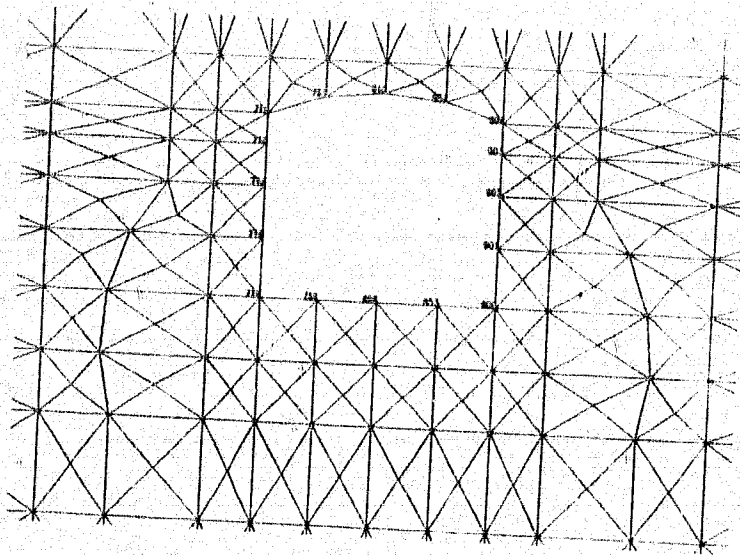
Con base en los resultados obtenidos de estos análisis se anticipa que el procedimiento de excavación propuesto para este túnel, en ambos casos, será el adecuado.

**ETAPA DE EXCAVACION I
CASO CRITICO**



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Primera Etapa de excavacion

• RHEO •
• STAUB •



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Primera Etapa de excavacion, Numeracion de nodos

• RHEO •
• STAUB •

Túnel "El Zucchini", Etapa I Excavación de túnel central,
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FINO, TESIS PROFESIONAL.

ELASTO-PLASTIC COMPUTATION

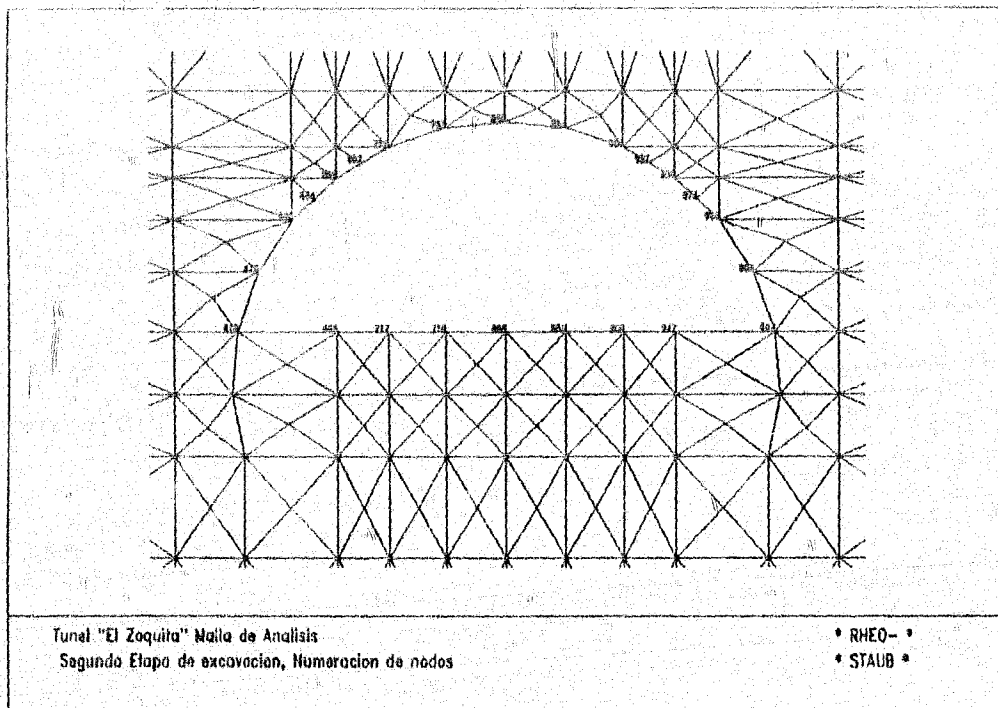
LOAD CASE: NODAL FORCES

SUPERPOSITION WITH ANALYTICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONTORNO DE LA EXCAVACION (m)

NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100	-.0000104	.0005985
733	-1.625	8.924	-.0000538	.0005559
716	-3.175	8.404	-.0001161	.0003541
715	-3.175	7.566	-.0001852	.0002971
714	-3.176	6.446	-.0001885	.0002185
713	-3.176	5.015	-.0001644	.0001475
712	-3.176	3.395	-.0000627	.0000566
759	-1.625	3.395	-.0000261	-.0000722
805	.000	3.395	-.0000046	-.0000924
853	1.625	3.395	.0000167	-.0000734
900	3.176	3.395	.0000525	.0000534
901	3.176	5.015	.0001516	.0001431
902	3.176	6.446	.0001737	.0002137
903	3.176	7.566	.0001687	.0002825
904	3.175	8.404	.0000974	.0003501
857	1.625	8.924	.0000437	.0005540

**ETAPA DE EXCAVACION 2
CASO CRITICO**



TUNEL "EL ZOCULLA", FLAPA 2 MEDIA SECCIÓN SUPERIOR
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FINEO, TÉCNICO PROFESIONAL

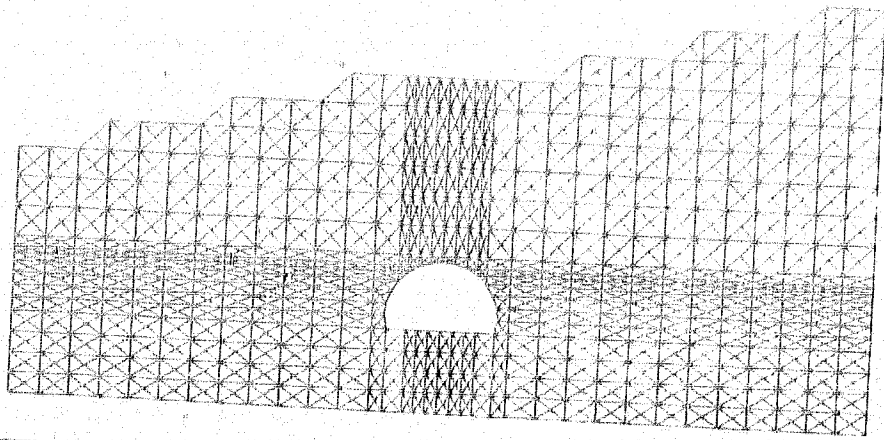
ELASTO-PLÁSTIC COMPUTATION

LOAD CASE: NODAL FORCES
 SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONTORNO DE LA EXCAVACION (m)

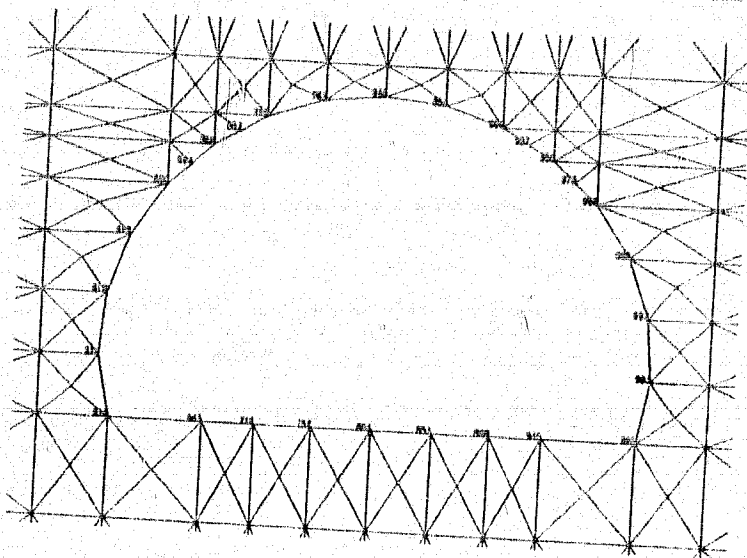
NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100	-.0001235	-.0002420
857	1.625	8.924	-.0002470	-.0003605
904	3.175	8.404	-.0004062	-.0007960
927	3.877	7.985	-.0006462	-.0010713
950	4.579	7.566	-.0007689	-.0012308
973	5.175	7.006	-.0008121	-.0012029
996	5.770	6.446	-.0008300	-.0010737
995	6.718	5.018	-.0008055	-.0007233
994	7.275	3.396	-.0001993	-.0000143
947	4.579	3.395	.0002219	.0013698
900	3.176	3.395	.0003059	.0009722
853	1.625	3.395	.0001823	.0005598
806	.000	3.395	.0001490	.0004858
759	-1.625	3.395	.0001391	.0005336
712	-3.176	3.395	.0000877	.0008765
665	-4.579	3.395	.0001977	.0013006
618	-7.275	3.396	.0004010	.0002025
619	-6.718	5.018	.0006489	-.0003658
620	-5.770	6.446	.0005434	-.0006639
644	-5.175	7.006	.0004941	-.0008246
668	-4.579	7.566	.0004105	-.0008796
692	-3.877	7.985	.0002948	-.0007829
716	-3.175	8.404	.0001060	-.0006192
763	-1.625	8.924	-.0000129	-.0002808

**ETAPA DE EXCAVACION 3
CASO CRITICO**



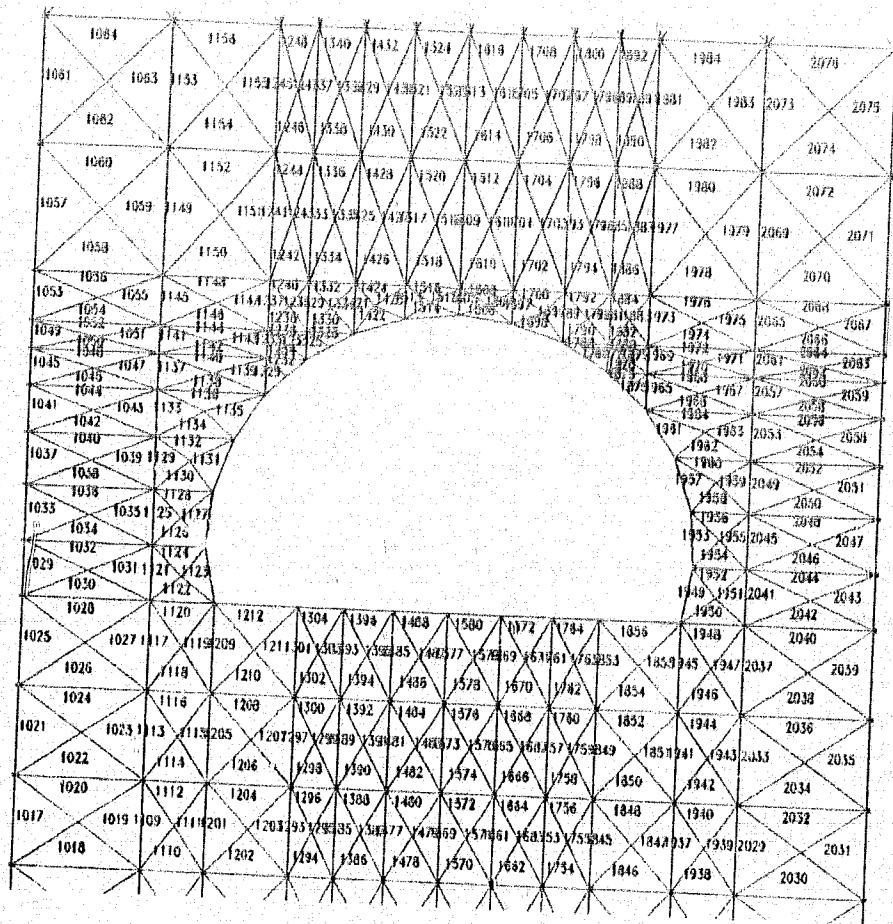
Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Tercera Etapa de excavacion

• RHEO - •
• STAUB •



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Tercera Etapa de excavacion, Numeracion de nodos

• RHEO - •
• STAUB •



- RHEO •
- STAUB •

Tunel "El Zoquila" Malla de Analisis
Tercera Etapa de excavacion, Elementos

Túnel "El Zopilote", Etapa 3 Bancadas
 JOSÉ FRANCISCO SUÁREZ FINO, TRSIS PROFESIONAL

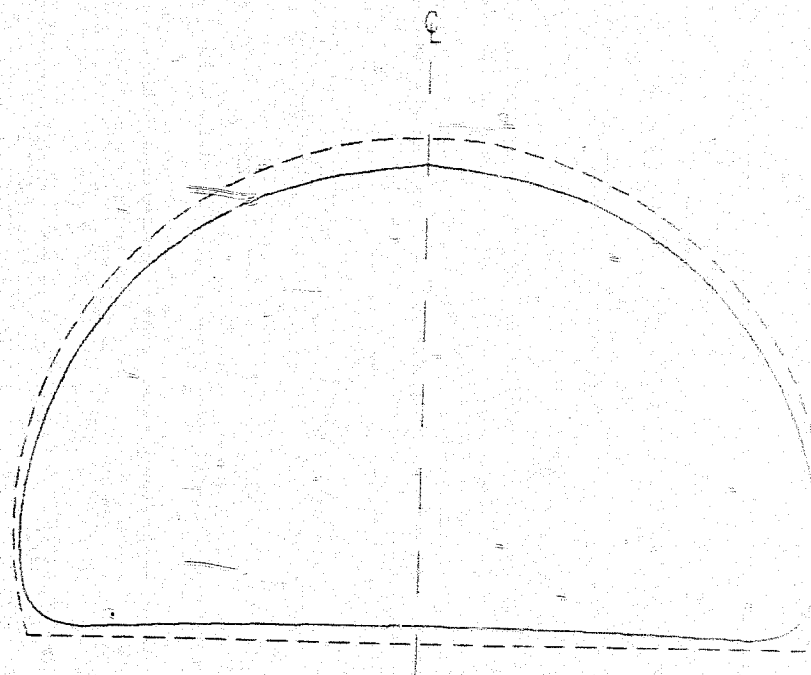
ELASTO-PLASTIC COMPUTATION

LOAD CASE: MODAL FORCES
 SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONITORNO DE LA EXCAVACION (m)

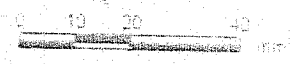
NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100	-.0000298	-.0003167
857	1.625	8.924	-.0003090	-.0004542
904	3.175	8.404	-.0005651	-.0009172
927	3.877	7.985	-.0008662	-.0012229
950	4.579	7.566	-.0010432	-.0013988
973	5.175	7.006	-.0011531	-.0014124
996	5.770	6.446	-.0012435	-.0013480
995	6.718	5.018	-.0013625	-.0011334
994	7.275	3.396	-.0013068	-.0007389
618	-7.275	3.396	.0014360	-.0001560
619	-6.718	5.018	.0012830	-.0005527
620	-5.770	6.446	.0010222	-.0007774
644	-5.175	7.006	.0009056	-.0009143
668	-4.579	7.566	.0007533	-.0009531
692	-3.877	7.985	.0005820	-.0008550
716	-3.175	8.404	.0003324	-.0006834
763	-1.625	8.924	.0001147	-.0003471
616	-7.100	.000	.0012907	.0009242
617	-7.405	1.687	.0015264	.0003784
618	-7.275	3.396	.0014360	-.0001560
663	-4.579	.000	.0010206	.0021779
710	-3.176	.000	.0008973	.0024262
757	-1.625	.000	.0007884	.0026109
804	.000	.000	.0006681	.0026747
851	1.625	.000	.0005287	.0026114
898	3.176	.000	.0003631	.0024153
945	4.579	.000	.0001409	.0011600
992	7.100	.000	-.0004627	.0005869
993	7.405	1.687	-.0011551	-.0001187
994	7.275	3.396	-.0013068	-.0007389

DEFORMADA DE LA EXCAVACION
CASO CRITICO
SECCION COMPLETA



Escala: 1/100

- Línea de excavación máxima
- Deformada



FOLIO "A" SUPLENTE, SEPTIEMBRE 1984
 COMITÉ DIRECTIVO DEL ICA, PERÚ PROFESIONAL
 CLASIFICACIÓN DE CATEGORÍA
 CARGO: ABILITADO

SUPERPOSICIÓN DE RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA SITUACIÓN

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN (1984/85)

ELEMENTO	SIGMA I	SIGMA II	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	TAB
1017	100.2011	46.0114	82.87	46.9182	99.3743	6.9565
1018	93.0498	49.5144	81.92	50.3930	92.1912	6.0520
1019	82.1499	45.1600	81.10	45.2405	81.2693	5.6232
1020	99.1668	41.8511	82.03	42.7657	88.4524	6.5278
1021	95.5136	39.9364	81.77	40.3980	95.0713	5.0451
1022	92.1231	44.8042	85.08	45.2322	91.7742	4.0991
1023	85.3948	40.1270	86.09	40.3363	85.3810	3.0757
1024	88.7916	35.1901	85.62	35.5027	88.4820	4.0818
1025	91.6724	38.6269	81.73	39.2511	91.0402	5.7657
1026	98.1474	41.0830	83.78	41.7521	97.4732	6.1429
1027	99.8730	40.0257	84.59	40.5570	99.3418	5.6137
1028	93.3975	37.5642	84.60	38.0580	92.9037	5.2275
1029	87.3857	33.5220	82.60	34.4164	86.4913	6.8829
1030	97.3222	39.8895	83.26	40.6799	96.5318	6.6911
1031	105.2616	40.5022	86.65	40.7239	105.0399	3.7311
1032	95.2592	34.2006	86.26	34.4604	94.9993	3.9749
1033	82.3720	38.4847	80.44	29.9699	80.8868	8.3219
1034	102.4740	36.7224	80.68	38.4484	100.7480	10.5122
1035	119.1735	41.6146	84.91	42.2258	119.5622	6.3582
1036	99.1096	33.3387	85.48	33.7473	98.7010	5.1679
1037	79.9975	24.5515	77.78	27.0355	77.5135	13.4697
1038	99.1165	28.5192	77.32	31.9213	95.7340	15.1229
1039	112.7866	35.7818	79.29	38.4398	110.1285	14.0574
1040	93.7078	31.7540	80.19	33.5536	91.9082	10.4043
1041	78.4085	23.9240	74.80	27.6294	74.7032	13.7170
1042	92.7417	26.3089	74.47	31.0741	87.9795	17.1428
1043	102.0858	32.3149	75.23	36.8499	97.5508	17.2001
1044	87.7649	29.9148	75.78	33.4051	84.2746	13.7744
1045	76.4965	24.3729	72.78	28.9393	71.9302	14.7364
1046	86.3069	25.0685	71.94	30.9534	80.4219	18.0487
1047	92.3339	28.9807	71.07	35.6497	85.6649	19.4429
1048	82.4982	28.3105	71.73	33.6355	77.1732	16.1306
1049	75.1788	26.0637	71.13	31.1999	70.0427	15.0294
1050	80.7178	25.1667	69.91	31.7196	74.1649	17.9188
1051	83.9420	26.2050	67.90	34.3785	75.7685	20.1273
1052	78.3283	27.1768	68.81	33.8588	71.6463	17.2379
1053	73.1512	28.3117	69.03	34.0746	67.4083	14.9804
1054	76.2217	25.8567	68.62	32.5529	69.5255	17.1601
1055	76.1879	25.6139	65.45	34.3634	67.4585	19.1078
1056	73.0968	28.1297	65.46	35.8852	65.3413	16.9881
1057	64.2473	27.7840	66.76	33.4611	58.5702	13.2203
1058	66.8062	27.2137	67.21	33.1520	60.8680	14.1368
1059	62.7074	27.7517	61.68	34.6229	55.8162	13.8915
1060	60.2008	28.2696	62.82	34.9320	53.5184	12.9750
1061	50.1768	26.3707	67.43	29.8787	46.6688	8.4384
1062	53.1775	28.4840	66.46	32.4237	49.2378	9.0423
1063	49.0683	26.8799	64.66	30.9432	45.0050	8.5818
1064	46.0430	24.7911	65.67	28.3982	42.4359	7.9779
1109	84.2388	50.2069	-89.93	50.2069	84.2388	-0.0387
1110	79.8907	57.0167	82.52	57.3982	79.5032	2.9524

PISO 701 "SANTA", ESCALA TORRE
 JOSE FRAU LEU SHAW'S FIRM, FIRM PROFESSIONAL
 ELASTO-PLASTIC COMBINATION
 LOAD CASE: WIND FORCES

SUPERPOSITION WITH STRUCTURAL PRIMARY STATE OF STRESS

ESFUERZOS EN EL CONTOURNO DE LA EXCAVACION (TON./M²)

ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALFA	SIGMA X	SIGMA Y	TOR
1110	89.3349	51.9851	93.15	51.9711	69.3133	4959
1112	74.2809	46.5524	-84.82	46.7798	73.0845	-2.4952
1113	87.9719	39.8946	-99.11	41.5480	85.3175	-8.7634
1114	31.0043	50.1995	-80.24	51.0749	80.1194	-5.1478
1115	70.7124	43.4373	-72.06	46.0175	68.1422	-3.0010
1116	77.5214	33.2094	-74.23	36.4905	74.3402	-11.6171
1117	99.4281	30.1233	-76.05	31.1535	95.3909	-16.2134
1118	89.0645	41.5231	-75.40	44.5411	86.0432	-11.5978
1119	77.2726	33.6056	-67.50	39.9982	70.8799	-15.4761
1120	87.2180	22.6239	-70.80	29.6072	80.2347	-20.0578
1121	113.8060	44.3064	-72.67	50.9186	112.1938	-21.1863
1122	144.9934	60.0663	-72.43	67.0210	137.2587	-24.4317
1123	108.4113	42.6727	-77.56	49.4435	131.6100	-10.6853
1124	119.2582	4.8473	-80.59	8.4420	135.6515	-21.6853
1125	103.6004	17.5674	84.73	19.2776	102.8902	7.7845
1126	135.4297	8.1546	87.90	8.3249	135.2595	4.6521
1127	167.0109	11.8347	86.17	12.5276	166.1180	10.3162
1128	133.3004	19.3071	84.55	20.3166	132.2709	10.7443
1129	107.8119	13.4918	72.60	21.9315	99.3343	26.9256
1130	122.9660	2.3309	75.94	9.4425	115.7885	28.4053
1131	146.8729	16.0472	74.71	25.1465	137.7737	31.2010
1132	122.1299	19.7870	71.86	27.6951	114.2218	27.3276
1133	106.0761	17.5241	67.78	30.1336	93.4167	30.9961
1134	108.1136	3.1089	67.25	18.8102	92.4123	37.4456
1135	119.6274	13.7235	63.10	35.4036	97.9473	42.7315
1136	105.9161	16.4299	62.45	35.5762	86.7698	36.6921
1137	102.1093	24.0723	64.69	38.3301	87.8515	30.1555
1138	91.2526	12.6328	63.17	29.0530	76.8323	32.4680
1139	86.2629	2.1091	56.77	27.3820	60.9900	38.5753
1140	94.6776	13.9960	57.99	36.6610	72.0119	36.2625
1141	93.2005	30.0908	62.08	45.0253	83.2660	28.1806
1142	86.1397	17.6094	59.99	34.7659	69.0332	29.7027
1143	77.3782	3.0773	53.83	28.9568	51.4987	35.3955
1144	88.8529	16.0947	55.69	39.2163	65.7314	33.8774
1145	89.7013	31.2201	60.29	45.5814	75.3380	25.1730
1146	80.2175	21.7222	58.08	38.0780	61.3613	26.2531
1147	73.7888	11.3223	49.19	38.0023	47.1083	30.8996
1148	82.5743	21.5184	51.18	45.5078	58.5850	29.8195
1149	68.9975	31.8753	60.94	40.6314	60.2414	15.7600
1150	69.8516	32.5947	54.76	44.9986	57.4477	17.5578
1151	61.7019	29.6353	48.90	43.4932	47.8440	15.8350
1152	60.0996	29.6642	56.11	39.1261	50.6377	14.0872
1153	51.1602	31.2498	65.96	34.5806	47.8294	7.4312
1154	55.1125	35.4633	62.45	39.6662	50.9097	8.0572
1155	50.8964	31.8202	63.87	35.5208	47.1958	7.5431
1156	47.0034	27.5473	67.34	30.4352	44.1155	6.9171
1201	73.1262	58.9362	-84.10	59.0863	72.9762	-1.4512
1202	64.0909	63.1658	18.43	63.5732	63.6836	.4592
1203	62.7865	49.5816	-6.49	62.6179	49.7503	-1.4827
1204	62.0106	55.1633	-48.83	58.1310	59.0429	-3.3931

TITULO "El Zoológico", Etapa 1, Bogotá
 JOSE FRANCISCO SUAREZ PINO, INGENIERO PROFESIONAL
 ELASTO-PLASTIC COMPUTACION
 LOAD CASE: WIND FORCES

SUPERPOSICION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

ESTADOS EN EL CENTRO DE LA ESTRUCTURA (ton/ft²)

ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	TOR
1205	75.4220	41.0308	-81.33	49.0451	70.4077	-12.8315
1206	65.9653	49.4815	-44.26	55.9999	55.4579	-10.2486
1207	60.8343	29.2119	-27.77	53.9689	36.0773	-11.0371
1208	61.7636	33.2630	-48.45	47.0145	51.0172	-15.6201
1209	84.3844	31.4344	-60.57	45.1355	74.6854	-24.2843
1210	65.5312	26.5594	-46.86	44.8292	47.3514	-19.4949
1211	61.6230	3.4787	-35.26	53.4875	14.6143	-23.6982
1212	76.9366	13.9455	-39.01	53.9938	41.9382	-28.3376
1229	113.2321	6.7120	32.51	46.1982	73.7859	51.4260
1232	88.4288	1.5621	45.25	43.5572	46.4337	43.4096 P
1233	97.0999	17.0809	50.30	49.0637	65.1371	19.1919
1234	84.0920	1.5359	47.96	38.5597	47.0633	41.0582
1235	85.9975	7407	40.40	49.0204	35.7178	41.0936 P
1236	88.5360	6.1622	42.83	50.3939	44.3053	41.0747
1237	80.8612	23.3840	47.73	49.3345	54.9103	28.6030
1238	79.7315	16.8573	42.34	51.2147	45.3746	31.3009
1239	73.7619	13.0187	35.23	53.5494	33.2313	28.6222
1240	73.5219	20.9147	40.13	51.6691	42.7675	25.9243
1241	60.7209	42.4116	48.59	50.4221	52.7104	9.0829
1242	74.3683	50.5275	41.25	64.0622	60.8936	11.8186
1243	63.7761	39.1671	45.84	51.1064	51.8267	12.3042
1244	50.6304	30.5394	53.86	37.5263	43.6435	9.5685
1245	50.7156	36.6028	70.77	38.1336	49.1348	4.3887
1246	53.4747	44.3197	67.51	46.3914	56.4030	5.0033
1247	53.3926	35.4224	68.00	37.9440	50.8710	6.2413
1248	45.6377	27.7014	70.57	29.6862	43.6529	5.6267
1293	66.4664	52.4984	2.28	66.4442	52.5206	5561
1294	70.0311	49.6693	10.25	69.3881	50.3143	3.5663
1295	59.4919	43.2645	1.39	69.4765	43.2798	6344
1296	66.7975	45.2212	-6.36	66.5326	45.4361	-2.3757
1297	62.7543	37.3391	-19.70	59.8657	40.2278	-8.0667
1298	61.0611	34.8765	-10.13	60.2513	35.6863	-4.5330
1299	65.8099	25.7604	-12.92	63.8087	27.7615	-8.7259
1300	67.6725	28.0537	-19.12	63.4230	32.3031	-12.2597
1301	36.2630	1.4649	-10.39	35.1315	2.5964	-6.1719
1302	50.6850	10.6909	-8.39	49.8341	11.5418	-5.7712
1303	34.2038	8.1252	-6.53	33.8665	8.4625	-2.9466
1304	20.4107	.0005	-9.41	19.8651	.5461	-3.2919 P
1325	66.3830	11.8825	36.49	47.1126	31.1529	26.0557
1328	70.1774	.0000	26.69	56.0176	14.1598	28.1538 P
1329	74.0886	37.2332	23.59	68.1870	43.1348	13.5158
1330	82.7139	44.6988	20.56	78.0263	49.3863	12.4990
1331	74.8084	46.4712	31.23	67.1894	54.0902	12.5639
1332	66.9766	38.1985	35.35	57.3428	47.8323	13.5806
1333	57.6363	50.7965	44.14	54.3192	54.1136	3.4183
1334	71.6302	62.9798	31.52	69.2662	65.3439	3.8550
1335	63.9370	48.1340	55.47	53.2127	58.8582	7.3801
1336	51.3209	34.5729	61.99	38.2658	47.6280	6.9434
1337	52.4409	37.7082	75.30	38.6574	51.4917	3.6171
1338	59.7636	45.0759	75.00	46.0594	58.7802	3.6711

Form 141 (Rev. 1-64), Page 1 (Required)
 Real Estate Investment Trust, Real Estate
 REITs (S-Corporation)
 Date Filed: 04/11/2011

REGISTRATION WITH FINANCIAL PRIMARY STATE OF TEXAS

REGISTRO EN EL ESTADO DE LA REUNION (Form 141)

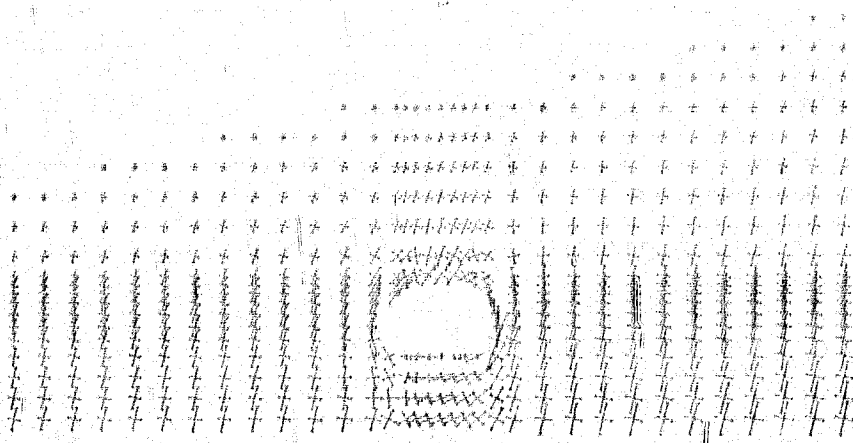
MEMBERS	SIGMA 1	SIGMA 1	ALPHA	SIGMA 1	SIGMA 2	TAD
1111	50.1903	34.5091	71.53	50.0807	54.6165	5.3346
1113	48.3615	29.1457	71.81	39.8783	47.1281	5.2806
1115	71.4152	44.2475	8.89	71.7636	41.9677	4.2069
1116	71.3452	42.5625	11.47	71.5971	43.7936	6.0739
1117	74.1943	17.9915	4.33	73.9447	38.4431	4.0203
1118	71.2561	39.1671	3.73	71.1090	39.6142	2.3243
1119	60.3645	25.5960	-1.56	60.3125	25.6159	-0.9491
1120	64.5920	26.4341	.96	64.5811	26.4448	.6377
1121	61.8452	21.6797	-.61	61.8407	21.6751	-.4284
1122	57.7121	20.7160	-3.11	57.6019	20.8454	-2.0177
1123	31.7594	8.1101	-5.71	31.5033	8.3058	-2.5463
1124	52.9458	13.4841	.11	52.9457	13.4842	.0759
1125	31.1583	7.0191	2.70	31.2931	7.1098	1.2856
1126	14.0935	1.8739	-5.87	14.0562	2.0112	-1.3352
1127	71.6097	57.6956	12.99	71.7511	58.5499	3.7037
1128	65.2204	57.9455	29.36	63.4715	59.6944	3.1088
1129	33.1573	79.2230	89.17	79.2297	91.1556	.1511
1124	62.9760	56.9366	45.79	59.8734	60.0392	3.0186
1125	61.6171	56.5734	-83.28	57.0174	61.5731	-5.5421
1126	74.6513	69.2501	-66.66	70.4317	75.4917	-2.6926
1127	73.7233	53.3697	80.74	53.8177	71.1952	3.2405
1128	80.7119	39.0282	75.09	40.4634	59.2767	5.3908
1129	55.2301	36.0480	76.25	37.1101	54.1479	4.4257
1130	61.0519	40.5696	78.16	41.4320	60.1914	4.1138
1131	58.7345	35.3132	76.68	36.5565	57.4912	5.2511
1132	52.9436	10.7587	74.95	32.2545	51.4477	5.5630
1133	77.3025	36.9608	13.93	74.9634	39.2998	9.4281
1134	77.7832	18.2911	15.08	78.1079	40.9264	9.9299
1135	77.8323	06.1436	13.08	75.6967	38.2793	9.1909
1136	77.4049	34.8090	12.04	75.5523	36.5526	3.6890
1137	63.1482	21.5846	7.37	62.4642	22.2685	5.2978
1138	63.6151	23.8603	8.21	67.7159	24.5202	6.3687
1139	64.1423	19.9975	7.93	63.3021	20.8377	6.0321
1140	58.6621	17.9741	7.04	58.0504	18.5899	4.9512
1141	34.4092	7.3579	.51	34.4071	7.3600	.2387
1142	54.1224	11.8931	3.63	51.9532	12.0623	2.6674
1143	35.6744	5.6471	7.26	35.1950	6.1265	3.7635
1144	15.7731	1.3060	5.31	15.6489	1.4241	1.3348
1145	105.6167	77.5285	57.51	85.6343	97.5110	12.7268
1146	104.8361	84.5347	41.94	95.7660	93.6048	10.0930
1147	92.7527	82.8926	63.53	84.8519	90.7935	3.9344
1148	100.4155	72.3979	68.94	76.0145	96.7988	9.3941
1149	75.1106	54.7697	78.61	55.5717	74.5287	3.9807
1150	84.8896	66.4156	75.77	67.5513	83.7739	4.3983
1151	80.9391	52.7947	75.07	54.6627	79.0711	7.0060
1152	71.3406	41.1684	77.05	42.6831	69.8259	6.5885
1153	58.8138	33.4745	74.02	35.3943	56.8940	6.7052
1154	62.7685	35.3579	75.21	37.1453	60.9812	6.7675
1155	60.1986	33.6161	71.82	35.4400	58.3748	6.7198
1156	56.2520	31.7246	73.56	33.6889	54.2877	6.6575

Model "El Estero", Stage I Concrete
 JOSE FRANCISCO SANCHEZ FLORES, CIVIL ENGINEER
 ELASTO-PLASTIC COMPUTATION
 LOAD CASE: WIND FORCES

SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

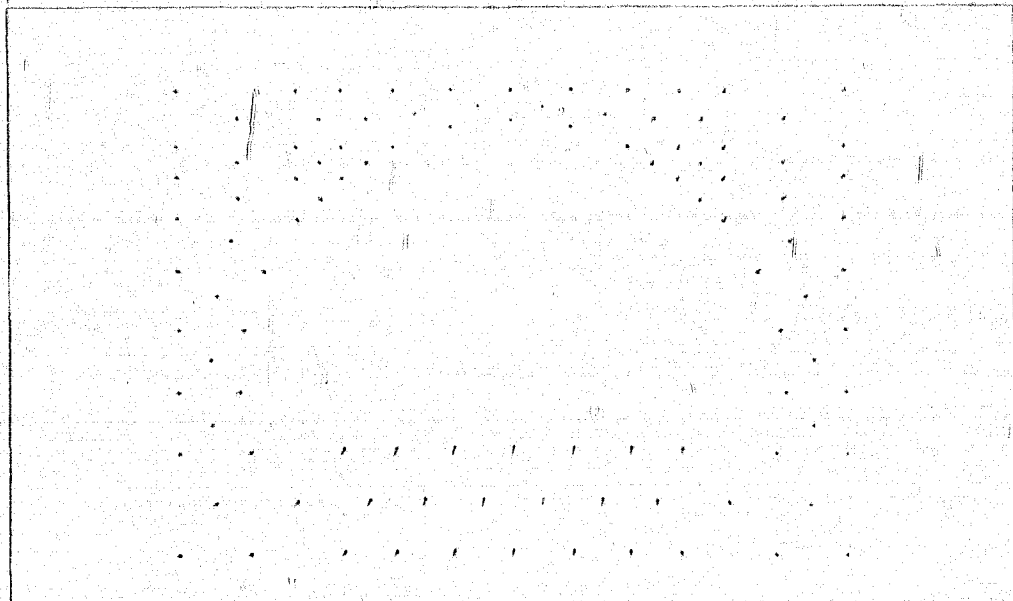
ESTADOS DE EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA (kg/cm²)

ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 2	ALPHA	SIGMA 3	SIGMA 4	SIGMA 5
1569	82.3692	34.0425	19.32	76.9491	39.4227	15.0587
1570	81.1560	37.9374	20.81	75.7262	41.4672	13.1779
1571	81.9988	37.8755	20.85	76.4056	43.4647	14.8756
1572	81.0707	31.8226	15.37	77.5725	39.3861	15.3571
1573	68.6111	18.4110	14.49	66.5356	22.5085	11.9874
1574	72.2575	22.8198	14.60	69.0315	26.0438	12.2062
1575	69.0208	20.6892	15.41	65.6662	24.6949	12.1857
1576	65.3685	17.1992	15.10	62.1687	20.5596	12.0869
1577	38.1999	7.9580	5.43	37.9274	8.1301	2.4604
1578	57.5818	11.8011	6.77	56.9451	13.1370	5.1572
1579	60.0311	5.1392	10.51	39.8663	6.3040	6.2677
1580	20.6127	1.2335	11.45	19.8491	1.9971	3.7703
1605	100.4838	75.4724	52.68	84.9188	91.0374	12.1257
1606	101.2614	89.4235	39.06	96.5618	94.1250	5.7932
1607	99.3327	85.6527	71.62	86.3818	98.7035	2.8654
1608	99.2343	74.1423	75.16	78.7891	97.5874	6.2137
1609	82.6261	50.1447	69.91	53.9758	78.7960	10.4769
1610	91.3385	58.4897	60.40	66.5036	83.3246	14.1676
1611	81.3653	48.9374	62.54	55.8313	74.4714	13.2676
1612	73.0625	40.1828	72.06	43.3035	69.9418	9.6369
1613	61.7904	31.7351	70.28	35.1573	58.3681	9.5469
1614	64.8869	32.9179	68.16	37.3426	60.4622	11.0397
1615	59.8406	32.5469	67.90	36.4100	55.9775	9.5139
1616	56.7409	31.3673	70.39	34.2248	53.8834	8.0212
1661	88.0920	34.5811	25.76	77.9835	44.6915	20.9454
1662	84.8267	41.2863	29.18	74.4790	51.6340	13.5329
1663	88.0943	42.7568	31.57	75.6706	55.1825	20.2232
1664	91.1233	36.2918	27.83	79.1751	48.2400	22.6358
1665	77.2424	18.5988	21.76	69.1838	26.6575	20.1903
1666	76.1443	22.7082	23.13	67.9012	30.9513	19.3010
1667	76.9776	22.7402	23.41	68.4144	31.3035	19.7768
1668	78.0625	18.6442	22.04	69.6970	27.0097	20.6660
1669	45.8035	8.9836	10.72	44.5299	10.2572	6.7285
1670	63.4973	12.9915	10.69	61.7610	14.7279	9.2021
1671	48.0067	6.0036	14.34	45.4302	8.5800	10.0787
1672	30.3992	1.9095	16.13	28.1992	4.1095	7.6051
1697	105.5519	68.5635	56.91	79.5877	94.5278	16.9184
1698	77.1561	49.0326	42.06	64.5361	61.6526	13.9876
1699	82.8757	53.1023	31.50	74.7472	61.2308	13.2643
1700	74.7886	47.3300	47.19	60.0107	62.1079	13.6892
1701	80.5989	43.9447	61.54	52.2693	72.2743	15.3568
1702	33.1765	46.8439	48.34	67.3170	72.7035	23.0092
1703	76.3358	39.3578	46.17	57.0936	58.6001	18.4736
1704	63.6029	36.6138	63.34	42.0458	58.1709	10.8212
1705	61.4605	32.8065	66.31	37.4312	56.8358	10.5417
1706	66.6193	35.5708	60.61	43.0504	59.1396	13.2773
1707	59.1491	32.7229	60.18	39.2569	52.6152	11.4936
1708	53.9939	29.9501	66.95	33.6376	50.3113	8.6651
1753	90.9300	38.1251	33.91	74.4927	54.5624	24.4496
1754	89.6256	46.0697	38.46	72.7743	62.9210	21.2134



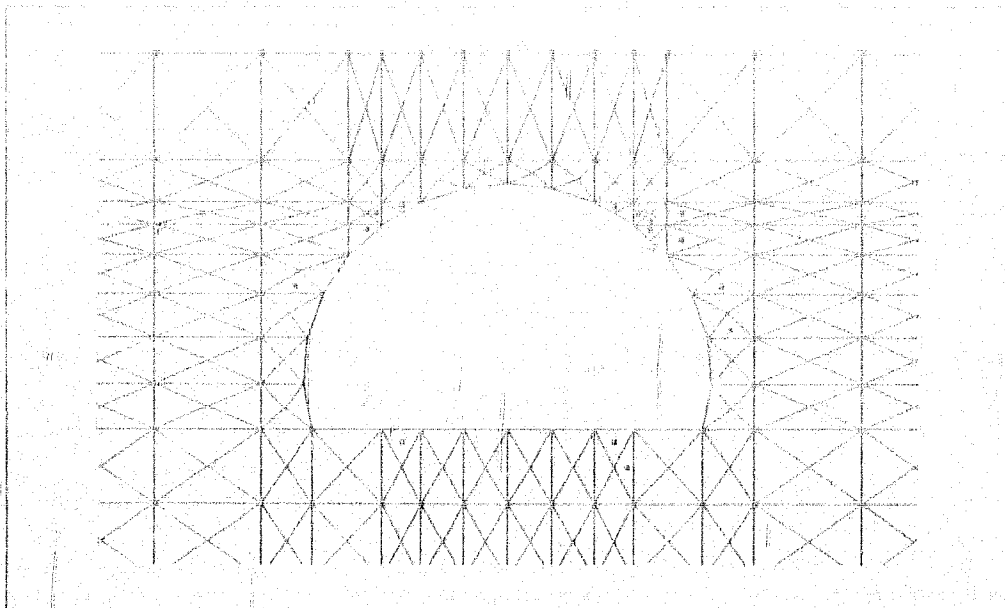
Trayectorias de esfuerzos principales
Tercera Etapa de excavación

• RHEO-
• STAUB •



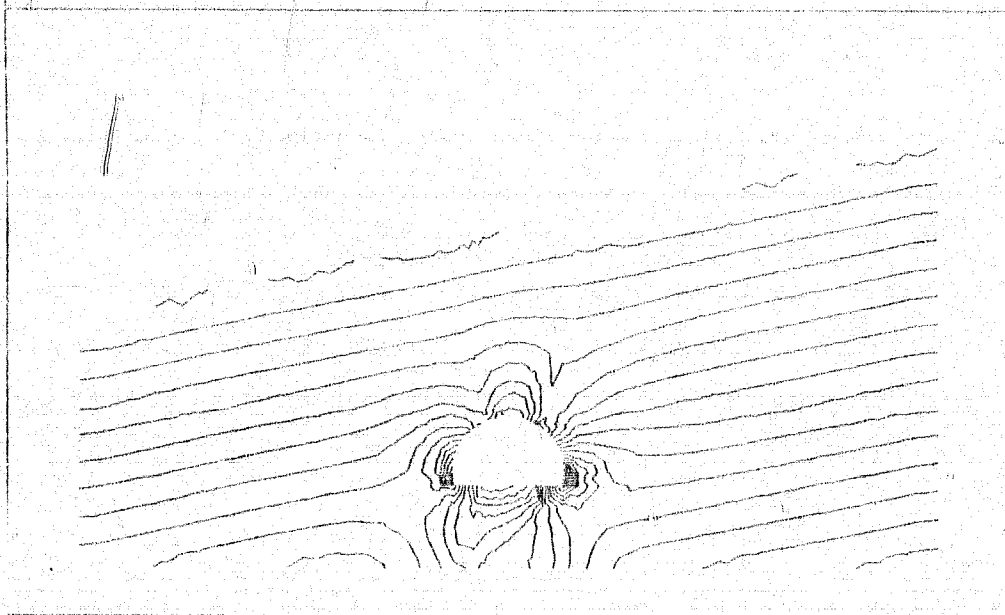
Trayectorias de desplazamientos
Tercera Etapa de excavación

• RHEO-
• STAUB •



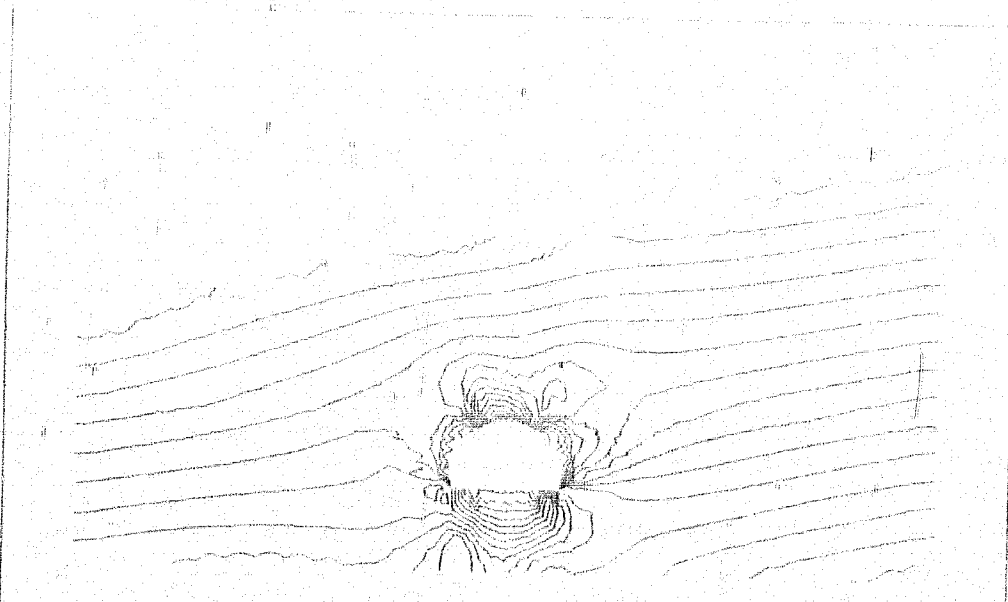
Elementos plastificados
Tercera Etapa de excavación

• RHEO- •
• STAUB •



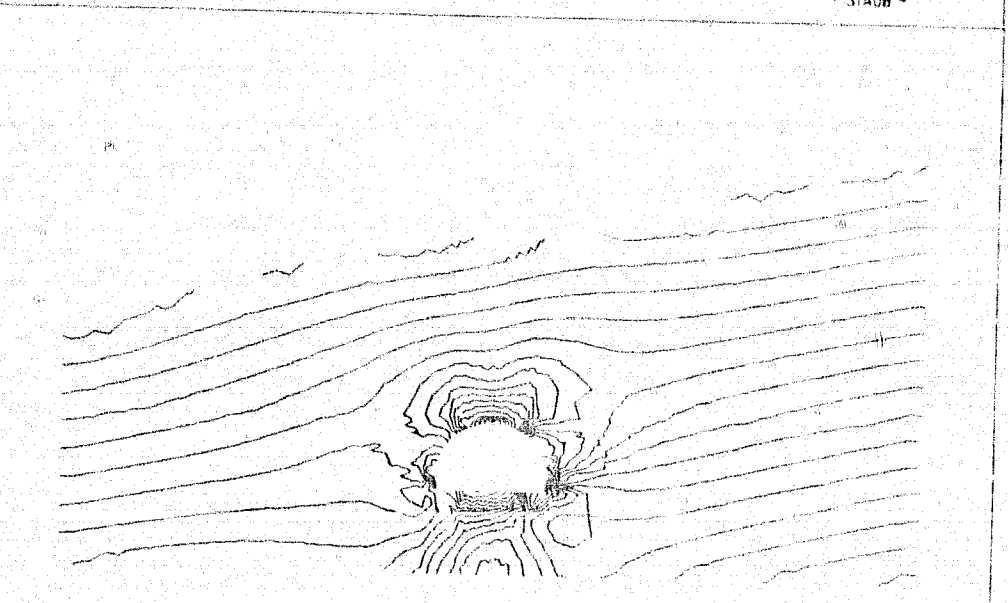
Contornos de Esfuerzos Principales C1
Tercera Etapa de excavación

• RHEO- •
• STAUB •



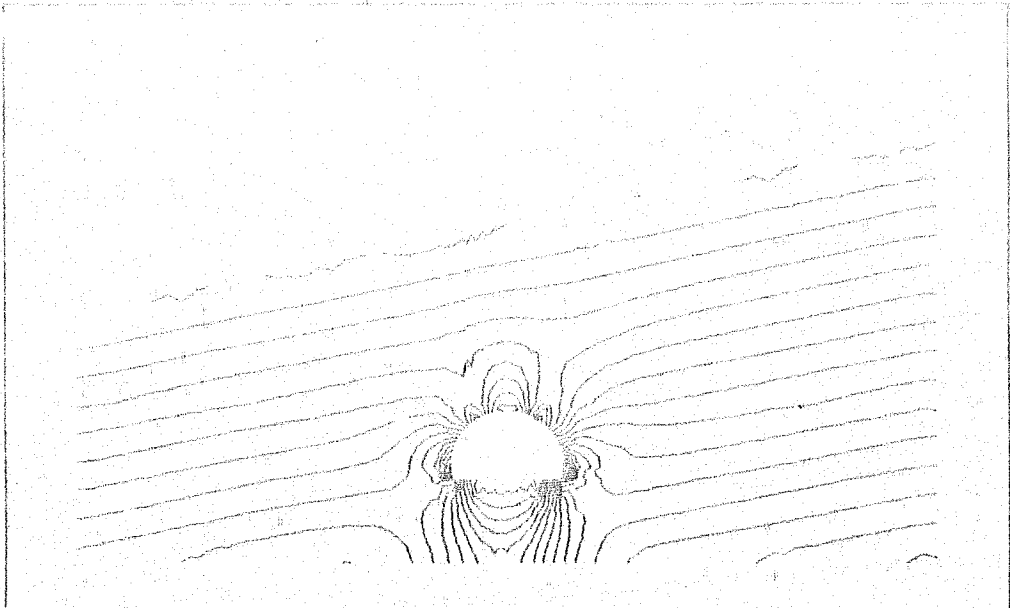
Contornos de Esfuerzos Principales σ_3
Tercera Etapa de excavacion

* RHEO - *
* STAUB *



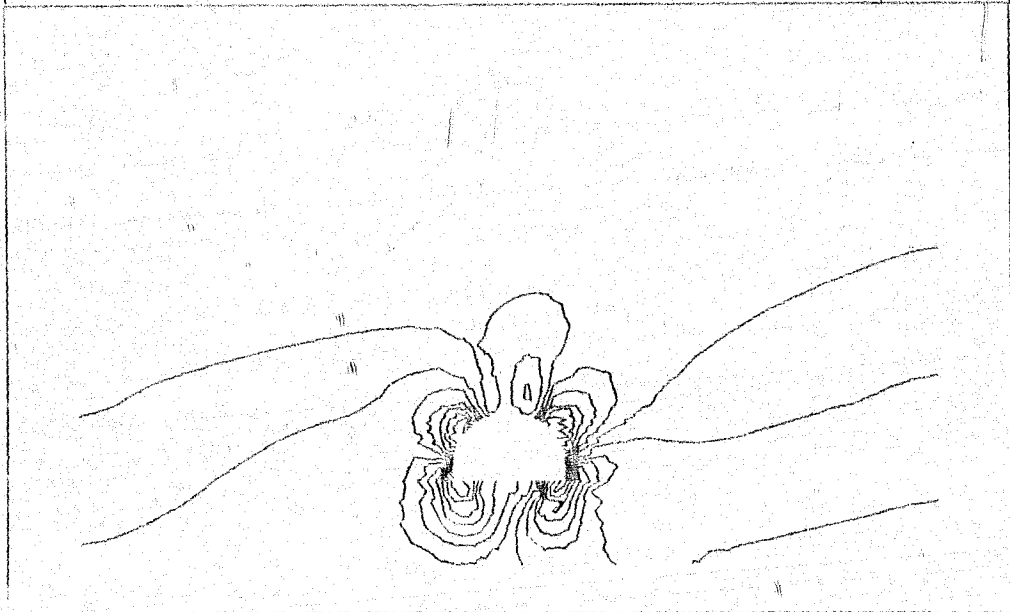
Contornos de Esfuerzos en X-C
Tercera Etapa de excavacion

* RHEO - *
* STAUB *



Contornos de Esfuerzos en σ_x y σ_y
Tercera Etapa de excavación

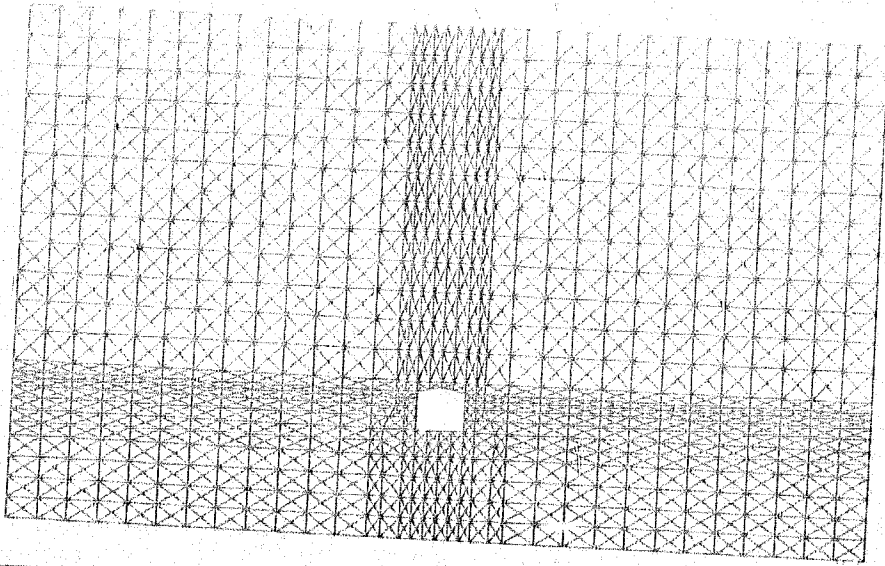
• RHEO-
• STAUB •



Contornos de Cortante τ_{xy}
Tercera Etapa de excavación

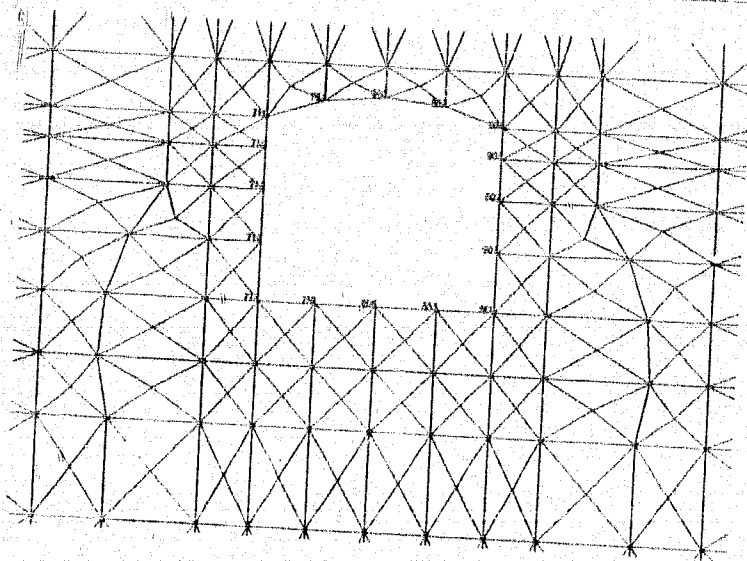
• RHEO-
• STAUB •

**ETAPA DE EXCAVACION I
CASO NO CRITICO A**



Túnel "El Zoquita" Malla de Análisis
Primera Etapa de excavación

• RHEO- •
• STAUB •



Túnel "El Zoquita" Malla de Análisis
Primera Etapa de excavación, Numeración de nodos

• RHEO- •
• STAUB •

Túnel "El Zóquita", Etapa I Excavación de túnel central
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FINO, TESIS PROFESIONAL

ELASTO-PLASTIC COMPUTATION

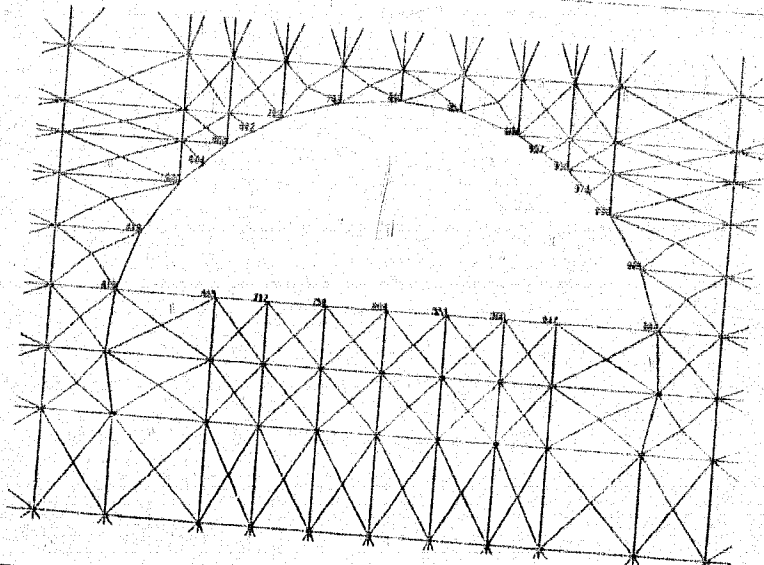
LOAD CASE: NODAL FORCES

SUPERPOSITION WITH ANALYTICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONTORNO DE LA EXCAVACION (m)

NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100		
763	-1.625	8.924	.0000001	-.0081450
716	-3.175	8.404	.0007605	-.0077292
715	-3.175	7.566	.0015349	-.0039213
714	-3.176	6.446	.0028331	-.0026374
713	-3.176	5.015	.0032672	-.0014120
712	-3.176	3.395	.0032691	-.0000474
759	-1.625	3.395	.0014049	.0021728
806	.000	3.395	.0003864	.0062191
853	1.625	3.395	-.0000001	.0069320
900	3.176	3.395	-.0003865	.0062192
901	3.176	5.015	-.0014051	.0021731
902	3.176	6.446	-.0032692	-.0000468
903	3.176	7.566	-.0032673	-.0014109
904	3.175	8.404	-.0028323	-.0026370
857	1.625	8.924	-.0015346	-.0039220
			-.0007603	-.0077292

**ETAPA DE EXCAVACION 2
CASO NO CRITICO A**



Tunel "El Zequita" Malla de Analisis
Segunda Etapa de excavacion, Numeracion de nodos

• RHEO •
• STAUB •

Edifici "El Zorquita", Etapa 2 Media Sección Superior
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FINO, TESIS PROFESIONAL

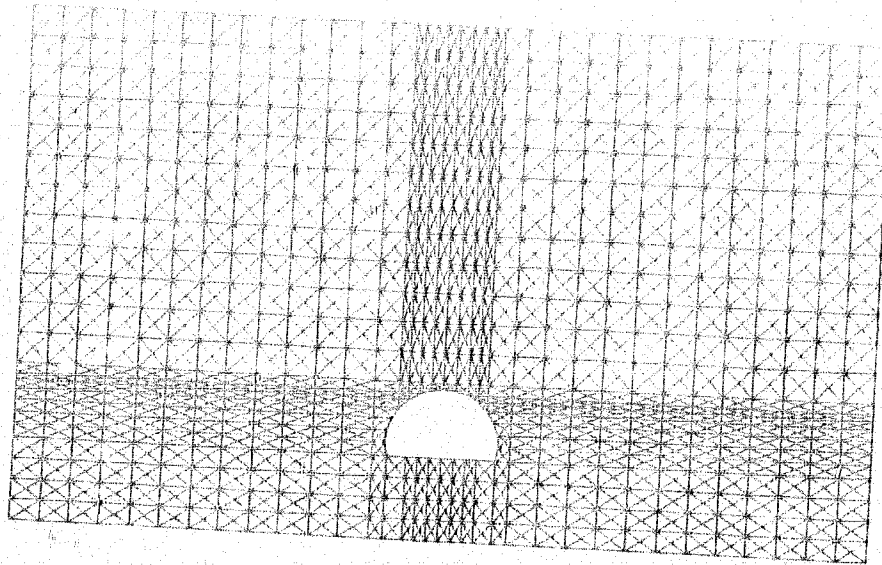
ELASIO-PLASTIC COMPUTATION

LOAD CASE: NODAL FORCES
 SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONFORMO DE LA EXCAVACION (a)

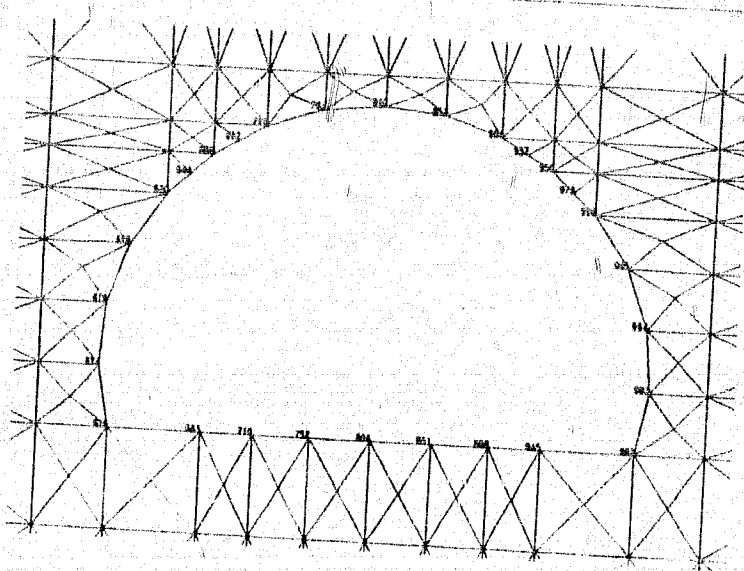
NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100	.00000002	-.0162435
857	1.625	8.924	-.0008394	-.0161381
904	3.175	8.404	-.0013881	-.0146087
927	3.877	7.985	-.0016353	-.0137254
950	4.579	7.566	-.0018760	-.0125998
973	5.175	7.006	-.0021243	-.0113225
996	5.770	6.446	-.0021693	-.0093837
995	6.718	5.018	-.0022342	-.0062452
994	7.275	3.395	-.0001471	-.0011713
947	4.579	3.395	.0010558	.0100118
900	3.175	3.395	.0004503	.0108991
853	1.625	3.395	.0002289	.0118133
806	.000	3.395	.0000001	.0121968
759	-1.625	3.395	-.0002287	.0118133
712	-3.175	3.395	-.0004502	.0108991
665	-4.579	3.395	-.0010557	.0100118
618	-7.275	3.395	.0001473	-.0011714
619	-6.718	5.018	.0022343	-.0062452
620	-5.770	6.446	.0021694	-.0093838
644	-5.175	7.006	.0021245	-.0113226
658	-4.579	7.566	.0018761	-.0126000
692	-3.877	7.985	.0016353	-.0137260
716	-3.175	8.404	.0013884	-.0146087
763	-1.625	8.924	.0008397	-.0161386

**ETAPA DE EXCAVACION 3
CASO NO CRITICO A**



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Tercera Etapa de excavacion

• RHEO- •
• STAUB •



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Tercera Etapa de excavacion, Numeracion de nodos

• RHEO- •
• STAUB •

Túnel "El Coquitar", Etapa 1 Banquet
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FINEO, TESIS PROFESIONAL.

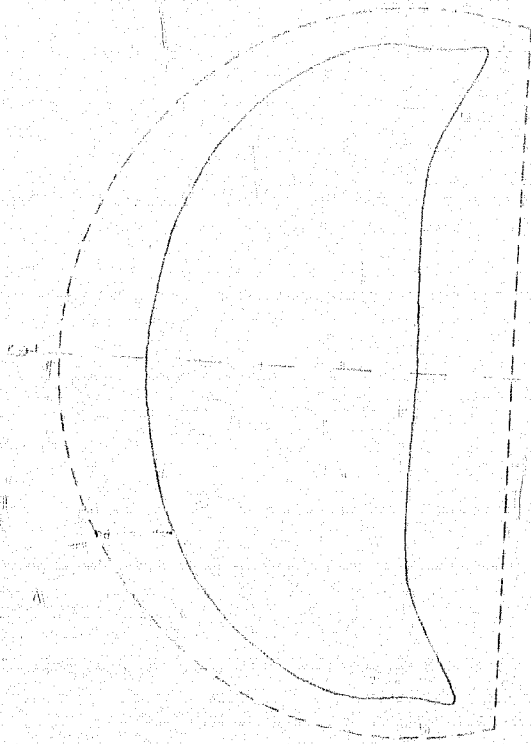
ELASTO-PLASTIC COMPUTATION

LOAD CASE: NODAL FORCES
 SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONTORNO DE LA EXCAVACIÓN (u)

NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100	.0000002	-.0173099
857	1.625	8.924	-.0012004	-.0172374
904	3.175	8.404	-.0021244	-.0157968
927	3.877	7.985	-.0026053	-.0150131
950	4.579	7.566	-.0030668	-.0139861
973	5.175	7.006	-.0035775	-.0128954
996	5.770	6.446	-.0039020	-.0112669
995	6.718	5.018	-.0045905	-.0088226
994	7.275	3.396	-.0049207	-.0056988
618	-7.275	3.396	.0049209	-.0056988
619	-6.718	5.018	.0045907	-.0088226
620	-5.770	6.446	.0039022	-.0112670
644	-5.175	7.006	.0035777	-.0128955
668	-4.579	7.566	.0030669	-.0139862
692	-3.877	7.985	.0026054	-.0150136
716	-3.175	8.404	.0021247	-.0157968
763	-1.625	8.924	.0012007	-.0172377
616	-7.100	.000	.0013190	.0039735
617	-7.405	1.687	.0096752	-.0011450
618	-7.275	3.396	.0049209	-.0056988
663	-4.579	.000	-.0017310	.0199116
710	-3.176	.000	-.0019359	.0205532
757	-1.625	.000	-.0010721	.0198200
804	.000	.000	.0000001	.0196363
851	1.625	.000	.0010722	.0198200
898	3.176	.000	.0019360	.0205533
945	4.579	.000	.0017312	.0199117
992	7.100	.000	-.0013188	.0039735
993	7.405	1.687	-.0096751	-.0011450
994	7.275	3.396	-.0049207	-.0056988

DEFORMADA DE LA EXCAVACION
CASO NO CRITICO A
SECCION COMPLETA



Escala 1:100



--- Línea de excavación máxima
— Deformada

Tipo 71 (Caja), Tipo 3 (Banco)
 RISE FRANCISCO MARTIN PIAO, TITULO PROFESIONAL
 ELASTO-PLASTIC COMPRESSION
 LOAD CASE: SOILS FORCES
 SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

ESFUERZOS EN EL CONCRETO DE LA RECUBRACION (ton/m²)

ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 2	ALPHA	SIGMA 3	SIGMA 4	SIGMA 5	RAD
1017	714.0291	282.6894	-86.97	261.4445	712.4199		-22.8090
1018	663.5723	294.6737	-85.65	296.7951	661.4514		-37.8939
1019	614.5359	273.8571	-84.58	281.4484	611.5455		-31.9466
1020	664.6830	267.1788	-86.13	268.9477	662.9141		-26.4577
1021	728.5145	283.8688	-87.33	284.4366	727.5463		-26.7210
1022	715.4012	294.9931	-86.64	286.4342	713.9602		-24.5715
1023	702.7197	282.4171	-86.17	284.2866	700.4402		-28.8474
1024	715.7475	271.3779	-86.87	272.6990	714.4265		-24.1929
1025	739.7539	336.5183	-89.06	336.6257	739.6464		-6.5796
1026	805.3207	321.6419	-89.97	321.6421	805.3206		.2762
1027	857.9270	336.9565	-89.40	339.6138	857.8677		5.4552
1028	792.2002	353.9930	-89.82	353.9975	792.1957		-1.4066
1029	737.1881	334.8619	-89.83	334.8657	737.1843		-1.2305
1030	840.7491	380.0651	-89.40	380.1149	840.6993		-4.7911
1031	955.7328	384.4583	-86.91	386.1208	954.0703		-30.7734
1032	852.6018	338.6252	-86.96	340.0715	850.5555		-27.2107
1033	720.3296	298.9345	-89.17	299.7665	719.8975		13.4861
1034	895.8237	363.7232	-88.30	364.1975	895.3515		15.8117
1035	1082.5700	383.9301	-88.41	384.4452	1082.0550		-18.9620
1036	907.3698	318.8170	-87.93	319.6180	906.5988		-21.2876
1037	723.0250	261.5574	-85.19	264.8075	719.7748		38.8910
1038	875.9533	294.4379	-84.35	300.0792	870.3121		56.9963
1039	1018.7010	337.7390	-86.28	340.5994	1015.8400		44.0416
1040	866.4741	304.1566	-87.38	305.3277	865.3030		25.6358
1041	726.6580	247.9995	-82.43	256.3173	718.3401		62.5478
1042	827.0513	267.0804	-81.77	278.5529	815.5787		79.3265
1043	915.1301	303.5528	-82.86	312.9944	905.6885		75.3997
1044	815.0052	284.2037	-83.62	290.7587	808.4503		58.6209
1045	722.9354	242.3685	-80.63	255.1155	710.1884		77.2224
1046	784.4673	252.4521	-79.86	268.9573	767.9622		92.2420
1047	835.5201	279.2031	-79.96	296.1251	818.5980		95.5388
1048	774.0092	269.0985	-80.70	282.2834	760.8243		80.5192
1049	718.9415	244.6113	-79.46	260.4762	703.0766		85.2849
1050	749.4418	245.7799	-78.58	265.5234	729.6984		97.7457
1051	773.2430	258.6799	-77.87	281.4050	750.5179		105.7215
1052	742.5526	257.7015	-78.69	276.3581	723.8960		93.2608
1053	719.9329	251.5982	-78.10	271.1439	691.3871		92.7146
1054	722.3293	240.9542	-77.52	263.4185	699.8651		101.5336
1055	725.7502	246.8486	-76.39	273.3504	699.2484		109.4962
1056	714.1738	257.6726	-76.91	281.0758	690.7705		100.6772
1057	677.9380	246.5114	-75.81	272.4301	652.0194		102.5193
1058	668.0811	225.6327	-75.40	253.7296	639.9843		107.8979
1059	647.1364	245.3983	-73.65	277.2158	615.3190		108.4893
1060	656.8136	266.4569	-74.06	295.9163	627.3542		103.1107
1061	627.3558	255.6152	-74.77	281.2795	601.6915		94.2433
1062	607.2709	239.1709	-73.45	269.0263	577.4155		100.4909
1063	575.9171	254.9720	-70.97	289.0917	541.7974		98.3262
1064	595.2939	272.1243	-72.50	301.3448	566.0734		92.6786
1109	637.5859	272.5238	-76.40	292.7137	617.3961		-83.4441
1110	578.7243	315.9540	-75.80	331.7707	562.9077		-62.4978

TITULO: "El Control" de la Seguridad
 JOSÉ FRANCISCO SUAREZ PÉREZ, TESIS PROFESIONAL
 ELASTO-PLÁSTICO CONSERVATION
 LOAD CASE: NORMAL FORCE

SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

ESFUERZOS EN EL CONTEORNO DE LA EXCAVACION (TON/CM²)

ELEMENTO	SIGMA I	SIGMA II	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	TAU
1111	534.3732	289.0976	-68.85	331.0332	502.4375	-32.5413
1112	591.5242	247.3781	-71.51	281.9762	556.9261	-103.4381
1113	711.3895	229.5119	-73.31	268.5411	692.3563	-134.4691
1114	682.4531	244.9716	-72.28	319.9592	627.4658	-169.4671
1115	613.0571	245.1189	-66.82	302.1194	556.0563	-133.1301
1116	679.2491	192.3994	-69.75	250.7011	620.9472	-158.0670
1117	900.0258	260.5570	-72.97	315.4183	845.1644	-179.6875
1118	301.8344	278.4674	-72.90	323.7298	756.5719	-147.1060
1119	747.4633	276.6964	-65.12	360.0131	664.1464	-179.6695
1120	843.7743	260.6662	-66.73	351.7013	752.7392	-211.6510
1121	1090.7580	363.1806	-68.71	463.2709	995.6572	-244.2978
1122	1405.9940	515.5214	-68.26	637.6788	1283.3380	-306.3575
1123	1812.6260	308.3716	-75.28	405.4388	1715.5590	-369.5832
1124	1374.8460	101.8747	-79.26	146.0839	1330.6360	-233.0722 F
1125	992.0969	213.3457	87.55	214.7710	990.6716	33.2852
1126	1266.0080	72.3800	89.70	72.4126	1265.9760	6.1660 F
1127	1585.0730	158.8441	87.52	161.5694	1582.4070	61.5994 F
1128	1262.5650	156.7040	86.70	160.3577	1258.9120	63.4599
1129	998.2452	133.1066	74.57	194.3369	937.0149	221.8638
1130	1153.3820	41.8602	77.91	90.6200	1104.6220	227.6402 F
1131	1368.5980	129.2405	76.01	201.6689	1296.1690	290.7211
1132	1162.4500	192.4005	75.31	254.8046	1100.0460	237.9932
1133	581.7711	167.6755	69.44	268.0391	881.4075	267.6429
1134	1000.8280	32.9618	69.02	156.9833	876.8060	323.5040 F
1135	1110.9590	141.7537	65.20	312.3096	940.4035	369.0724
1136	998.1929	175.4912	64.75	325.1710	848.5132	317.3921
1137	940.6714	216.1602	67.36	323.4954	833.3361	257.3806
1138	848.8243	132.8105	65.29	257.9537	723.6811	271.9254
1139	777.4839	61.6784	59.47	246.3853	592.7770	313.2054
1140	864.0073	150.3754	61.59	311.9391	702.4435	298.6540
1141	393.9591	244.9653	66.16	350.9562	787.9688	239.9022
1142	774.9362	170.1742	63.84	287.6940	657.4163	239.2919
1143	680.8912	80.1407	58.67	242.5879	518.4439	266.8354
1144	795.1723	159.6742	61.34	305.8504	648.9961	267.4457
1145	821.1452	227.0339	66.37	322.4774	725.7017	218.1619
1146	716.5258	176.2221	63.46	284.1159	608.6319	215.9962
1147	635.2484	117.3041	56.80	272.5796	479.9728	237.3048
1148	732.9354	175.0482	60.43	310.9412	597.0424	239.4704
1149	694.3616	206.7808	66.74	282.8109	618.3316	176.8904
1150	645.7978	172.7370	61.62	279.6341	538.9007	197.8430
1151	574.2195	192.2104	56.33	315.8487	450.5812	178.7303
1152	614.3152	234.7224	61.88	319.0254	530.0121	157.7777
1153	599.0626	252.8333	67.69	302.7461	549.1498	121.6141
1154	569.5378	235.8111	63.18	303.7343	501.6146	134.3660
1155	521.8253	247.4657	58.35	321.0039	446.2871	122.5505
1156	547.3291	268.5094	64.02	322.0159	493.8226	109.7985
1201	566.4089	299.1353	-64.58	348.3811	517.1631	-103.6193
1202	487.9983	306.8553	-52.87	372.8621	421.9915	-87.1766
1203	460.3136	243.0315	-37.51	379.7470	323.5981	-104.9509
1204	512.4955	261.5404	-52.33	355.2661	418.7699	-121.3937

Total 720 Equivalents, Steps 1 through
 1338 (MAGNITUDE) (MAGNITUDE) (MAGNITUDE)
 (MAGNITUDE) (MAGNITUDE) (MAGNITUDE)
 (MAGNITUDE) (MAGNITUDE) (MAGNITUDE)

SUPERNOVIAE WITH NOMINAL PRIMARY RATE OF 10000

ESTIMADOS EN EL COMPLEJO DE LA GALAXIA (log/a³)

ESTIMADO	SIGMA X	SIGMA Y	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	RAO
1205	662.9113	217.5915	-61.46	316.6120	563.3715	-135.1910
1206	513.1113	222.2723	-50.52	354.0650	416.5192	-150.0092
1207	509.4115	123.1933	-17.63	364.7596	266.8644	-137.1302
1208	537.6675	153.8566	-60.79	327.3268	414.1972	-212.5120
1209	845.6573	213.5966	-58.33	386.0750	678.1794	-277.4350
1210	575.6626	138.7495	-50.19	317.8176	376.5744	-214.8800
1211	615.4324	.8047	-27.31	435.3596	129.5775	-250.9055 F
1212	774.4224	103.2491	-38.20	519.7135	362.9580	-323.7139
1229	1104.9740	76.6186	51.86	468.8655	712.7274	499.5115
1232	893.2404	11.4658	45.99	437.0430	467.6031	440.6524 F
1233	871.8436	126.1767	52.97	376.6338	601.3514	353.5042
1234	772.5789	62.7473	46.43	399.3633	435.9634	354.4434
1235	697.1250	7.0652	41.15	398.3536	305.8317	341.9142 F
1236	764.1927	53.8147	48.01	371.7433	446.2641	353.2292
1237	724.0491	131.0271	53.66	339.2200	515.8561	283.0525
1238	706.3711	91.3899	48.20	364.6572	433.1040	305.5803
1239	644.5304	78.4489	43.65	374.7989	348.1805	282.7277
1240	651.5244	125.7705	49.45	349.3621	430.9328	260.1999
1241	595.5820	137.5717	54.27	326.7193	456.4345	193.4207
1242	625.7346	119.1352	49.55	343.9633	420.9065	240.2338
1243	560.4937	172.4345	46.68	355.1131	377.8151	193.6973
1244	527.2559	223.9565	52.20	337.8691	413.3432	146.8793
1245	525.3652	264.0497	58.33	336.0850	453.3309	116.7687
1246	543.1774	247.0068	52.56	351.5094	438.6747	141.5267
1247	503.9296	259.5952	52.36	356.7219	412.8028	118.1580
1248	485.5270	277.2294	58.13	335.2976	427.4587	93.4000
1293	464.9334	270.6805	-35.10	400.7216	334.8924	-91.3793
1294	441.5740	264.5547	-24.05	412.1842	293.9445	-65.8696
1295	465.9774	210.3433	-22.98	427.0133	249.3069	-91.8818
1296	435.9652	219.8407	-30.96	415.5511	290.2548	-117.3915
1297	499.9928	183.1889	-34.52	398.2718	284.9099	-147.9137
1298	438.5560	159.6112	-27.80	377.8776	220.2896	-115.0829
1299	505.5130	94.2048	-24.41	435.2786	164.4392	-154.7744
1300	561.5331	123.1995	-29.43	455.6729	229.0597	-187.6052
1301	285.6500	.0237	-14.93	266.7024	18.9713	-71.0839 F
1302	372.6693	3.9065	-15.05	347.8181	28.7577	-92.4479
1303	262.7138	21.6863	-16.59	243.0704	41.3347	-65.9534
1304	166.2702	.0462	-16.86	152.2877	14.0288	-46.1382 F
1325	736.9028	72.7520	38.92	474.8140	334.8409	324.6166
1328	614.3986	1.5868	33.95	423.2877	192.6977	283.8867 F
1329	628.7051	108.7452	43.29	384.2049	353.2456	259.5188
1330	634.5522	59.3716	35.67	439.0218	254.9020	272.4577
1331	570.6741	6.9598	31.73	414.7542	162.8797	252.1572 F
1332	554.2048	65.3130	39.17	359.2037	260.3141	239.3930
1333	543.1745	192.3284	46.79	356.7865	378.7163	175.0860
1334	600.1554	145.1447	41.14	403.2275	342.0726	225.4411
1335	525.3984	146.9076	36.63	390.6721	281.6339	181.2222
1336	462.7571	199.7512	42.17	344.2310	318.2774	130.8611
1337	490.5963	283.9072	53.26	357.8583	416.6452	99.0763
1338	521.4896	274.1054	46.62	390.8114	404.7836	123.4946

TITULO "EL BOPAL", CUBA, 1980
 JOSE MARTIN GARCIA FERRER, INGENIERO PROFESIONAL
 ESTADO PLASICO COMPUTACION
 LOAD CASE: WIND FORCES
 SUPERFICIES EN EL CENTRO DE LA ENCAJACION (Topo)

NÚMERO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALFA	SIGMA X	SIGMA Y	FAO
1339	476.9179	263.4113	44.77	373.6020	371.4274	104.2494
1340	444.8133	279.4245	32.56	340.5439	383.6339	79.4115
1385	465.4171	235.0723	-17.19	436.3663	254.3431	-62.2824
1386	443.2632	212.5987	-11.88	433.4843	222.4775	-45.4653
1387	469.9131	174.5911	-12.33	455.2542	189.2950	-64.1530
1388	482.5946	196.6623	-17.01	453.1363	221.1206	-79.9701
1389	412.9909	116.6609	-16.27	389.7357	139.9162	-79.6396
1390	422.4147	108.5729	-13.12	406.2420	124.7456	-69.3838
1391	419.2259	83.1672	-13.86	460.5927	102.5004	-78.3380
1392	410.3852	90.8725	-16.42	384.0866	117.6711	-88.6438
1393	222.9424	17.6970	-11.62	214.6491	26.0308	-40.5136
1394	349.4352	43.1910	-6.18	345.8907	46.7356	-32.7557
1395	216.2229	26.3556	-7.05	213.3678	29.7107	-23.0764
1396	91.6118	0.0010	-30.86	83.4821	11.1307	-30.4815 F
1421	463.5320	64.5235	26.71	342.9139	145.1416	160.2124
1422	477.9581	9.2607	26.57	381.1335	103.9253	187.4978 F
1423	483.3633	62.9403	19.20	437.8775	108.4311	130.5993 F
1424	442.2271	41.6156	24.55	373.5907	110.8521	151.8073 F
1425	468.2401	201.5158	33.03	389.0143	280.7416	121.8799
1426	543.0773	167.6700	29.42	452.4926	258.2546	160.6255
1427	478.9417	139.2560	25.60	415.5429	202.6548	132.3490
1428	401.6913	175.5148	27.93	352.0646	225.1416	93.6034
1429	445.9700	211.4579	43.87	381.3661	376.0619	67.2037
1430	494.1189	307.9459	35.69	430.7651	371.2997	88.2104
1431	447.2170	284.7206	34.73	394.4822	337.4553	76.0806
1432	398.7430	288.5578	44.25	345.0832	342.2176	55.0740
1477	455.0258	186.5944	-4.50	453.3764	188.2438	-20.9768
1478	449.8026	178.3274	-2.51	448.7878	179.3423	-16.5677
1479	460.8541	165.8687	-4.29	459.2019	167.5209	-22.0147
1480	466.2002	174.0131	-5.21	463.7907	176.4226	-26.4238
1481	383.3004	92.2496	-5.12	385.9394	94.8102	-26.3306
1482	421.0158	92.8360	-3.81	419.5642	94.2877	-21.7784
1483	390.8410	81.4543	-4.22	389.1683	83.1271	-22.6878
1484	358.2444	80.7495	-5.66	355.5441	83.4498	-27.2460
1485	195.4526	17.5634	-5.49	193.8271	19.1889	-16.9268
1486	330.0088	35.2118	-1.78	329.7235	35.4971	-9.1665
1487	193.5694	20.1163	-3.32	193.5640	20.1217	-9.624
1488	59.0455	2.4358	-8.97	57.6679	3.8134	-8.7228
1513	397.5720	34.4252	7.52	391.3488	40.6483	47.1297 F
1514	384.0997	16.2339	4.92	381.3894	18.9442	31.4592 F
1515	374.2422	16.5484	5.59	370.8536	19.9370	34.6496
1516	379.0065	20.2224	6.92	373.7934	25.4355	42.9326 F
1517	412.2597	187.4963	11.35	403.5558	196.2001	43.3654
1518	472.1600	180.0232	12.65	458.1530	194.0301	62.4159
1519	425.9775	150.5393	11.38	415.2461	161.2706	53.2978
1520	366.4272	157.6629	9.58	360.6491	163.4410	34.2473
1521	407.8920	335.2506	16.88	401.7656	341.3771	20.1867
1522	470.4636	342.4204	15.14	461.7269	351.1571	32.2854
1523	418.0116	314.8667	19.14	406.9274	325.9509	31.9441
1524	356.6866	306.4504	26.10	346.9660	316.1710	19.8453

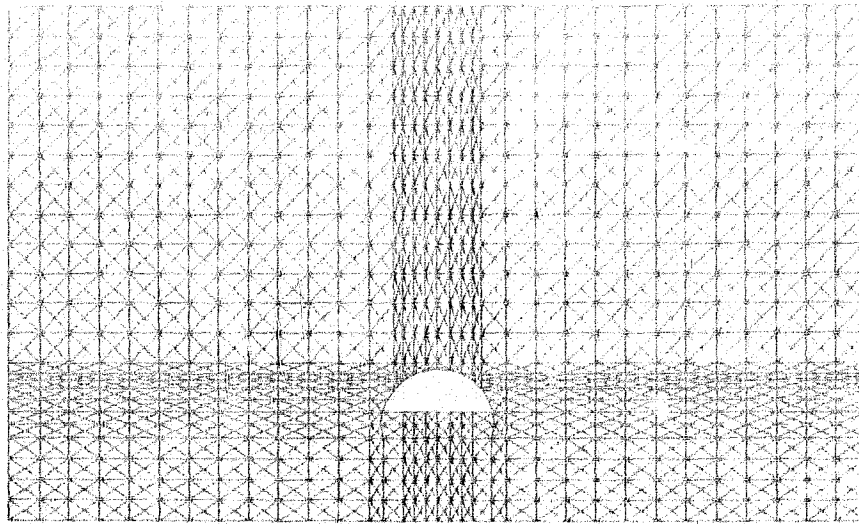
TIENE "El Topico", Zona 3 Amigos
 ROSE FRANCISCO DEARTE FILO, VIZCIE PRO-FORMAL
 ELASTO-PLASTIC CONCRETION
 LOAD CASE: TOTAL FORCE

SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRELIM STATE OF STRESS

ESPERADOS EN EL CENTRO DE LA EXCAVACION (100/4')

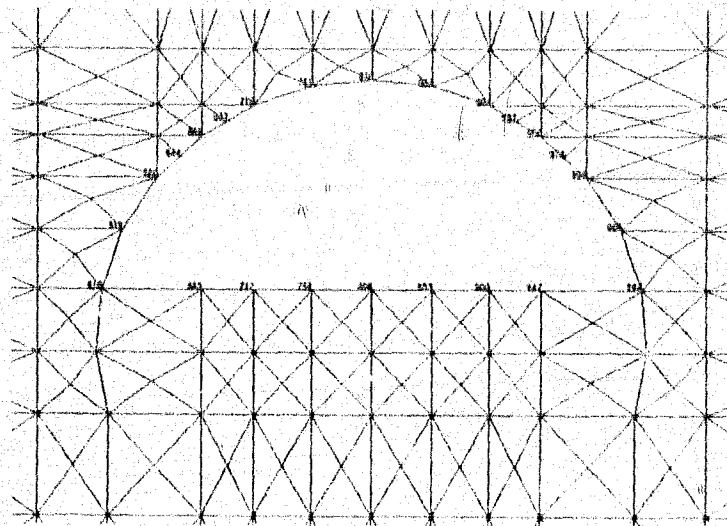
ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	TWO
1569	450.8544	165.3637	4.29	459.3921	167.5210	22.9151
1570	449.8026	173.1271	3.51	448.7876	179.1421	16.5632
1571	459.0264	146.5941	4.50	453.3759	138.2436	20.3773
1572	456.3001	174.0130	5.21	461.7905	176.4226	26.4242
1573	390.8110	81.4541	4.22	389.1631	83.1270	32.6331
1574	421.0159	92.8362	3.81	419.5641	94.2879	21.7733
1575	334.3000	92.2491	5.12	335.9393	94.6100	26.3308
1576	358.2439	80.7433	5.66	355.5436	83.1492	27.2404
1577	191.5697	20.1165	.32	191.5644	20.1219	.9631
1578	330.0091	35.2125	1.73	329.7238	35.4978	9.1669
1579	195.4526	17.5639	5.49	193.8270	19.1394	16.9270
1580	59.0456	2.4356	8.93	57.6678	3.8134	3.7233
1605	374.2502	16.5539	-5.58	370.8625	19.9415	-34.6451
1606	334.1917	16.2345	-4.93	331.3896	18.9465	-31.4691 F
1607	397.5613	34.4227	-7.52	391.3393	40.6476	-47.1360 F
1608	379.0025	20.2212	-6.92	373.7895	25.4342	-42.9319 F
1609	425.9793	150.5393	-11.38	415.2473	161.2713	-53.2997
1610	472.1624	180.0233	-12.65	458.1544	194.0313	-62.4185
1611	412.2604	187.4993	-11.35	403.5561	196.2037	-43.3662
1612	366.4270	157.6651	-9.53	360.6488	163.4433	-34.2474
1613	413.0122	314.8661	-19.14	406.9274	325.9509	-31.9450
1614	470.4629	342.4196	-15.14	461.7254	351.1571	-32.2868
1615	407.8911	335.2493	-16.33	401.7637	341.3767	-20.1382
1616	356.6872	306.4493	-26.10	346.9658	316.1708	-19.8464
1661	469.9181	174.5907	13.88	455.2540	189.2543	64.1536
1662	443.2631	212.6980	11.88	433.4839	222.4771	46.4660
1663	455.6370	235.0714	17.19	436.3658	254.3425	62.2831
1664	482.5945	196.6618	17.01	458.1359	221.1205	79.9706
1665	419.9260	83.1670	13.86	400.5927	102.5003	78.3383
1666	422.4142	108.5720	13.12	406.2413	124.7449	69.3842
1667	412.9909	116.6605	16.27	389.7353	139.9161	79.6902
1668	410.8857	90.8727	16.82	384.0868	117.6716	88.6443
1669	216.2222	26.3557	7.05	213.3670	29.7108	23.0764
1670	349.4351	43.1907	6.18	345.8904	46.7153	32.7560
1671	222.9840	17.6968	11.62	214.6503	26.0304	40.5136
1672	94.6120	.0010	20.06	83.4825	11.1305	30.4812 F
1697	483.3593	62.9555	-19.20	437.8707	108.4441	-130.5923 F
1698	477.9329	9.2589	-26.57	384.1812	103.0106	-187.4822 F
1699	463.5229	64.5284	-26.71	382.9161	145.1351	-160.2005
1700	442.8112	41.6046	-24.54	373.5805	110.8353	-151.6012 F
1701	478.9450	139.2602	-25.60	415.5457	202.6595	-132.3492
1702	543.0805	167.6744	-29.42	452.4964	258.2506	-160.6249
1703	468.2407	201.5193	-33.03	389.0153	280.7447	-121.8788
1704	401.6921	175.5183	-27.93	352.0646	225.1459	-93.6032
1705	447.2161	284.7206	-34.73	394.4813	337.4554	-76.0803
1706	494.1186	307.9454	-35.69	430.7633	371.3007	-88.2109
1707	445.9706	311.4569	-43.87	381.3549	376.0627	-67.2046
1708	398.7427	288.5576	-44.25	345.0828	342.2175	-55.0739
1753	465.9767	210.3419	22.98	427.0125	249.3062	91.8825
1754	441.5746	264.5543	24.05	412.1844	293.9444	65.8761

**ETAPA DE EXCAVACION I
CASO NO CRITICO B**



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Primera Etapa de excavacion

• RHEO •
• STAUB •



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Primera Etapa de excavacion, Numeracion de nodos

• RHEO •
• STAUB •

Túnel "El Zóquita", Etapa I Media sección superior
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FINO, TESIS PROFESIONAL

ELASTO-PLASTIC COMPUTATION

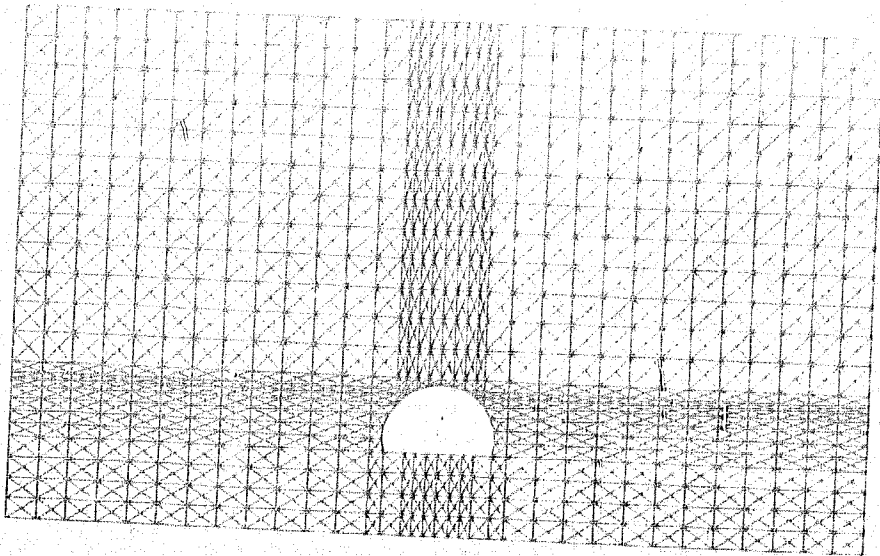
LOAD CASE: NODAL FORCES

SUPERPOSITION WITH ANALYTICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONTOURNO DE LA EXCAVACION (m)

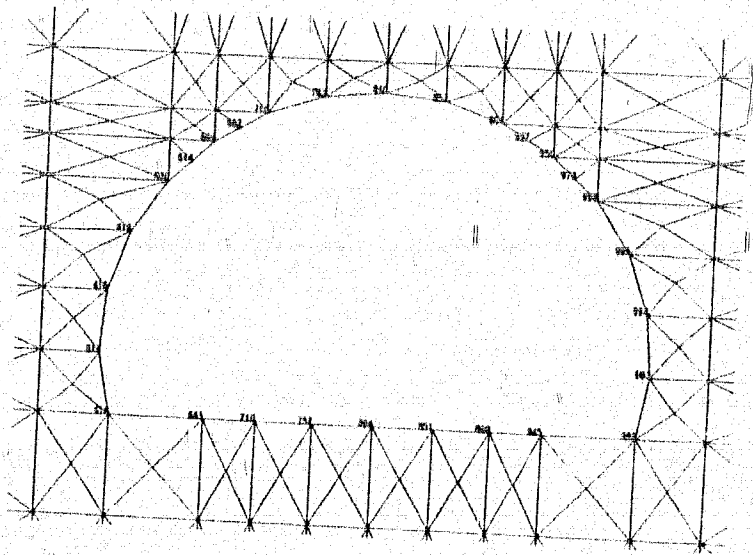
NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100	.0000002	-.0161809
753	-1.625	8.924	.0007165	-.0157815
716	-3.175	8.404	.0014135	-.0146040
692	-3.877	7.985	.0016487	-.0137115
668	-4.579	7.566	.0018841	-.0125781
644	-5.175	7.006	.0021312	-.0113016
620	-5.770	6.446	.0021739	-.0093641
619	-6.718	5.018	.0022329	-.0062270
618	-7.275	3.396	.0001359	-.0011605
665	-4.579	3.395	-.0011157	.0100675
712	-3.176	3.395	-.0006054	.0109277
759	-1.625	3.395	-.0003223	.0118696
806	.000	3.395	.0000001	.0122188
853	1.625	3.395	.0003226	.0118696
900	3.176	3.395	.0006057	.0109277
947	4.579	3.395	.0011159	.0100674
994	7.275	3.396	-.0001357	-.0011605
995	6.718	5.018	-.0022327	-.0062269
996	5.770	6.446	-.0021737	-.0093640
973	5.175	7.006	-.0021311	-.0113015
950	4.579	7.566	-.0018840	-.0125779
927	3.877	7.985	-.0016486	-.0137110
904	3.175	8.404	-.0014132	-.0146040
857	1.625	8.924	-.0007162	-.0157814

**ETAPA DE EXCAVACION 2
CASO NO CRITICO B**



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Segunda Etapa de excavacion

• RHEO- •
• STAUB •



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
Segunda Etapa de excavacion, Numeracion de nodos

• RHEO- •
• STAUB •

Túnel "El Zaguila", Etapa 2 Baqueo
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FINO, TESIS PROFESIONAL

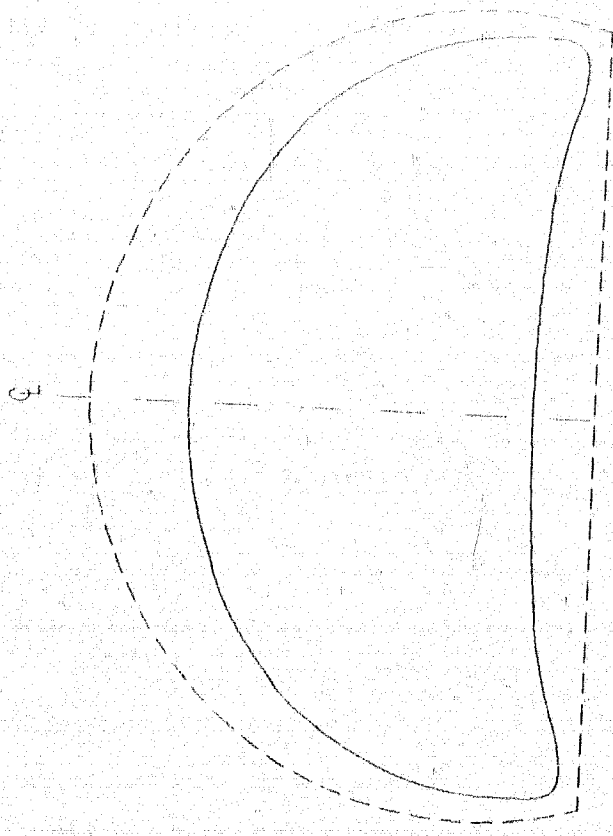
ELASTO-PLASTIC COMPUTATION

LOAD CASE: NODAL FORCES
 SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL CONTORNO DE LA EXCAVACION (m)

NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS	
	X	Y	X	Y
810 (CLAVE)	.000	9.100	.0000002	-.0175010
857	1.625	8.924	-.0010555	-.0171372
904	3.175	8.404	-.0021031	-.0160582
927	3.877	7.985	-.0025574	-.0152721
950	4.579	7.566	-.0029978	-.0142478
973	5.175	7.006	-.0034837	-.0131684
996	5.770	6.446	-.0037839	-.0115579
995	6.718	5.018	-.0043875	-.0091300
994	7.275	3.396	-.0044992	-.0059823
618	-7.275	3.396	.0044994	-.0059823
619	-6.718	5.018	.0043877	-.0091301
620	-5.770	6.446	.0037841	-.0115580
644	-5.175	7.006	.0034839	-.0131685
668	-4.579	7.566	.0029980	-.0142480
692	-3.877	7.985	.0025575	-.0152726
716	-3.175	8.404	.0021035	-.0160582
763	-1.625	8.924	.0010558	-.0171373
616	-7.100	.000	.0023962	.0014982
617	-7.405	1.687	.0043396	-.0022670
618	-7.275	3.396	.0044994	-.0059823
663	-4.579	.000	.0008005	.0086597
710	-3.176	.000	.0004120	.0099939
757	-1.625	.000	.0001774	.0109405
804	.000	.000	.0000001	.0112636
851	1.625	.000	-.0001772	.0109405
898	3.176	.000	-.0004118	.0099939
945	4.579	.000	-.0008003	.0086598
992	7.100	.000	-.0023960	.0014982
993	7.405	1.687	-.0043394	-.0022670
994	7.275	3.396	-.0044992	-.0059823

DEFORMADA DE LA EXCAVACION
CASO NO CRITICO B
SECCION COMPLETA



Escala: 1/100



--- Línea de excavación máxima

— Deformada

Tesis "El Acoplado", Grupo 2 Baupuro
 JOSE FRANCISCO SANCHEZ PIZO, TESIS PROFESIONAL
 ESTADO PLASTICO COMPRESION
 CARGO CASO: FLECCION
 SUPERPOSICION AFIN NUMERICAL PRINCIPAL STATE OF STRESS

ESTADOS EN EL CENTRO DE LA RECIVACION (TON/A²)

ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALFA 3	SIGMA X	SIGMA Y	ZAU
1017	713.6799	292.7379	-86.96	293.9915	712.4661	-22.8331
1018	663.2244	294.7129	-85.64	296.4401	661.6963	-27.9211
1019	614.1929	278.9695	-84.57	281.9053	611.1930	-31.5717
1020	664.3276	267.3919	-86.17	269.0156	662.5529	-26.4964
1021	728.1696	283.9073	-87.31	281.8837	727.1943	-20.8943
1022	714.9944	295.0202	-86.63	296.4724	713.5422	-24.6539
1023	792.2546	282.4490	-86.15	34.3413	799.3621	-23.1214
1024	715.3357	271.4214	-86.86	272.7526	714.6045	-24.2727
1025	739.4196	336.4714	-89.04	336.5945	739.3055	-6.7495
1026	804.7983	321.6416	-89.99	321.6416	804.7983	0.0000
1027	857.2403	338.9124	-89.42	338.9656	857.1870	5.2549
1028	791.7095	353.9030	-89.79	353.9087	791.6948	-1.5833
1029	736.9161	333.8795	-89.79	333.8837	736.9109	-1.4470
1030	840.1411	379.9074	-89.36	379.9644	840.0840	-5.1221
1031	954.8872	384.0863	-86.87	385.7914	953.1920	-31.1512
1032	851.4944	338.2355	-86.93	339.7107	850.0092	-27.4762
1033	720.0524	298.6442	-89.19	299.0627	719.6339	13.2736
1034	895.3196	363.4080	-88.32	363.8634	894.8641	15.5581
1035	1081.8850	383.5102	-88.42	384.0391	1081.3560	-19.2120
1036	906.9118	318.4518	-87.91	319.2381	906.1255	-21.4965
1037	722.7771	261.3193	-85.21	264.5366	719.5598	38.3965
1038	875.4993	294.1268	-84.37	299.7302	869.8959	56.8000
1039	1018.0470	337.3797	-86.30	340.2212	1015.2060	43.8870
1040	866.0277	303.8701	-87.40	305.0276	864.8701	25.4835
1041	726.4192	247.8523	-82.45	256.1213	718.1492	62.3611
1042	826.7059	286.9130	-81.79	278.3303	815.2886	79.1263
1043	914.6979	303.3429	-82.88	312.7392	905.3016	75.2078
1044	814.6785	284.0139	-83.64	290.5303	808.1621	58.4426
1045	722.6728	242.2215	-80.65	254.9116	709.9827	77.0448
1046	784.2794	252.3881	-79.88	268.8216	767.8459	92.0367
1047	835.4241	279.1658	-79.98	295.9967	818.5932	95.2839
1048	773.8400	268.9767	-80.73	282.0865	760.7301	80.2920
1049	718.6760	244.4207	-79.48	260.2234	702.8734	85.1164
1050	749.3380	245.6897	-78.60	265.3607	729.6670	97.5721
1051	773.2948	258.6806	-77.90	281.3078	750.6677	105.5096
1052	742.4447	257.6000	-78.71	276.1707	721.8741	93.0538
1053	710.7108	251.4267	-78.11	270.9122	691.2253	92.5725
1054	722.2573	240.8380	-77.54	263.2385	699.8568	101.4015
1055	725.8149	246.7930	-76.42	273.2071	699.4008	109.3401
1056	714.0892	257.5605	-76.94	280.8806	690.7691	100.5111
1057	677.8236	246.4640	-75.82	272.3521	651.9355	102.4544
1058	668.0490	225.4875	-75.42	253.5411	639.9954	107.8353
1059	647.1821	245.3345	-73.67	277.1168	615.3998	108.4506
1060	656.7795	266.4882	-74.06	295.9278	627.3399	103.0696
1061	627.2858	255.6897	-74.77	281.3248	601.6507	94.1741
1062	607.2211	239.2172	-73.46	269.0376	577.4006	100.4230
1063	575.8871	255.0455	-70.98	289.1316	541.8010	95.2654
1064	595.2449	272.2251	-72.50	301.4186	566.0515	92.6165
1109	637.2473	272.5948	-76.39	292.7952	617.0469	-83.4150

Panel "21 Aquilca", Zona 2 Santiago
 2014 FRANCISCO SERRA FLORES, INGENIERO PROFESIONAL
 PLASTO-PLASTIC DEFORMATION
 LOAD CASE: WIND FORCE
 SUPERPOSITION WITH SUPERIOR PRIMARY STATE OF STRESS

RESPUESTA EN EL CENTRO DE LA KUCHICACION (ton/a²)

ELEMENTO	SIEMA 1	SIEMA 3	ALPHA	SIEMA 3	SIEMA Y	ZAD
1111	934.1221	209.1350	-68.83	331.0970	502.1611	-82.5116
1112	591.2281	247.4581	-71.50	292.0722	556.6110	-103.4465
1113	730.9698	229.6155	-71.79	268.6641	691.9210	-134.3595
1114	562.0984	285.0012	-72.26	320.0177	627.0840	-109.4431
1115	612.7661	246.1801	-66.80	302.2149	555.7313	-111.0073
1116	678.8938	192.5360	-69.74	250.8615	630.5634	-158.9037
1117	899.4598	260.5952	-72.95	315.5660	844.5549	-179.0690
1118	801.3526	278.4049	-72.88	323.8040	756.0334	-147.1126
1119	747.0735	276.6707	-65.10	360.0653	663.6790	-179.6508
1120	843.2985	260.5690	-66.71	351.7671	752.2065	-211.6071
1121	1090.3010	363.1256	-68.70	463.4070	995.0197	-244.3999
1122	1405.1120	515.3269	-68.24	637.4973	1282.8420	-366.3603
1123	1811.3130	308.5891	-75.27	405.6998	1714.2030	-369.4580
1124	1373.7700	101.5831	-79.24	145.8952	1329.4680	-233.2336 P
1125	991.2516	212.7740	87.53	214.1621	989.8635	32.8433
1126	1264.5270	71.9798	89.72	72.0061	1264.5000	5.6453 P
1127	1582.5200	158.1794	87.54	160.8011	1579.9980	61.0815 P
1128	1261.0790	156.7821	86.72	160.3912	1257.4700	63.0281
1129	997.4572	133.3705	74.50	194.2764	936.5514	221.1750
1130	1152.3180	41.5719	77.94	90.0744	1103.8160	226.9835 P
1131	1367.4130	129.6407	76.04	201.6692	1295.3850	289.7704
1132	1161.4750	192.4465	75.34	254.4005	1099.4310	237.2192
1133	980.9634	167.7111	69.47	267.6997	880.9748	267.0548
1134	1000.4450	32.8154	69.07	156.3186	876.9413	322.8812 P
1135	1111.0820	142.4307	65.25	312.2333	941.2795	368.3024
1136	987.8951	175.9544	64.81	324.9042	848.9453	316.6100
1137	940.0134	215.9601	67.40	322.8961	833.0775	256.8892
1138	848.6386	132.9698	65.33	257.6198	723.9886	271.4231
1139	777.5504	62.3169	59.54	246.1655	593.7018	312.5609
1140	863.6450	150.6104	61.64	311.4535	702.8018	298.0204
1141	893.3948	244.5711	66.20	350.2014	787.7644	239.5365
1142	774.8477	170.1360	63.90	287.2083	657.7754	238.9332
1143	681.0839	80.6018	58.74	212.2956	519.3901	266.3632
1144	794.9352	159.7322	61.40	305.2883	649.3791	266.9664
1145	820.8234	226.7099	66.40	321.9088	725.6244	217.9361
1146	716.6161	175.9508	63.51	283.5533	609.0136	215.8672
1147	635.5759	117.3685	56.87	272.1853	480.7592	237.1897
1148	732.9045	175.0070	60.47	310.5411	597.3705	239.2585
1149	694.3948	206.6330	66.75	282.6492	618.3787	176.9162
1150	645.8114	172.3631	61.65	279.1331	539.0414	197.8642
1151	574.3433	192.0953	55.35	315.6565	450.7822	178.7838
1152	614.4796	234.8125	61.88	319.1727	530.1195	157.8358
1153	599.0594	253.0018	67.69	302.8652	549.1961	121.5288
1154	569.5375	235.9900	63.19	303.8549	501.6725	134.2778
1155	521.8317	247.6446	58.35	323.1187	446.3576	122.4650
1156	547.3334	268.6769	64.03	322.1288	493.8914	109.7160
1201	566.1537	299.1719	-61.55	348.4409	516.8847	-103.5688
1202	487.8369	306.8389	-52.83	372.8971	421.7787	-87.1362
1203	460.2314	243.0028	-37.48	379.7859	323.4482	-104.8979
1204	512.3232	261.5608	-52.30	355.3297	418.5543	-121.3306

Título "El Zapicho", Stage 2 Bump
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FLORES, INGENIERO PROFESIONAL
 ELASTO-PLÁSTICO COMPUTACIONAL
 LOAD CASE: ROAD FORCE
 SUPERFICIE CON GEOMETRÍA DE LA EXCAVACIÓN (100/3')

ESPERANZA EN EL CENTRO DE LA EXCAVACION (100/3')

ALZAMIENTO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	TAM
1205	602.6060	217.6638	-61.85	316.7252	563.5445	-195.1039
1206	548.1520	222.2862	-59.50	354.1239	416.3146	-139.9183
1207	509.1166	122.2246	-37.56	364.8207	266.7395	-187.2398
1208	537.4646	153.9272	-50.76	327.4222	411.9696	-212.4654
1209	845.3113	218.6998	-58.86	385.2389	677.7722	-277.3312
1210	575.5333	118.8059	-60.17	317.9537	396.3854	-214.8134
1211	615.4031	.0047	-27.30	485.9385	129.4693	-250.8212 F
1212	774.1569	108.3559	-38.17	519.9619	362.7910	-123.5743
1229	1104.3080	77.4934	51.90	468.7133	713.6885	498.8909
1232	892.9463	11.3579	46.03	436.3337	467.9704	440.5103 F
1233	871.0941	126.1051	53.04	335.3794	601.8199	357.9074
1234	772.1231	64.4924	45.51	399.6764	435.9441	353.3268
1235	695.3596	7.0856	41.21	396.5938	305.8514	341.1330 F
1236	763.3019	54.1298	48.13	370.0554	447.3754	352.4726
1237	724.3046	130.3769	53.72	338.3146	516.3669	283.3053
1238	706.2542	90.6312	48.32	362.8649	434.0205	305.7484
1239	644.8695	78.3144	43.77	373.7303	349.4537	283.0174
1240	654.3181	126.6612	49.50	349.1798	431.7995	260.5743
1241	595.9380	187.1700	54.28	326.4917	456.6163	193.7517
1242	625.7653	138.2594	49.58	343.2456	420.7791	240.6505
1243	560.6102	172.1238	46.68	354.9727	377.7613	193.9087
1244	527.6732	224.1441	52.19	338.2187	413.5986	147.0160
1245	525.3852	264.3887	58.34	336.3122	453.4617	116.6138
1246	543.2468	247.4591	53.56	351.8297	438.8763	141.3447
1247	503.9980	259.9234	52.37	350.9246	412.9968	118.0248
1248	485.5514	277.4377	58.14	335.4068	427.5824	93.2939
1291	464.8589	270.6345	-35.06	400.7545	334.7389	-91.3305
1294	441.5436	254.4750	-24.02	412.2009	293.8177	-65.8383
1295	465.9418	210.2975	-22.96	427.0295	249.2097	-91.8343
1296	485.8984	219.8153	-30.93	415.5829	290.1308	-117.3265
1297	499.9340	183.1912	-34.50	398.3379	284.7873	-147.8447
1298	438.5360	159.5916	-27.78	377.9277	220.1999	-115.0347
1299	505.4897	94.2170	-24.40	435.3234	164.3834	-154.7068
1300	561.4822	123.2225	-29.42	455.7339	228.9709	-187.5167
1301	285.8477	.0236	-14.91	266.9149	18.9565	-71.0845 F
1302	372.7629	3.9449	-15.04	347.9349	28.7730	-92.4153
1303	262.9340	21.7348	-16.57	243.3115	41.3573	-65.9386
1304	166.5807	.0467	-16.83	152.6127	14.0147	-46.1632 F
1325	737.4766	72.7834	39.01	474.0816	336.1784	325.1153
1328	612.0222	1.6448	34.12	419.9592	193.7078	283.4479 F
1329	629.5936	107.1049	43.45	382.5148	354.1837	260.8600
1330	631.6230	51.5081	35.84	432.7682	250.3629	275.3460
1331	570.9882	6.9699	31.71	415.2042	162.7540	252.1832 F
1332	552.5146	62.2109	39.10	357.5280	257.1975	239.9643
1333	543.5608	192.6514	46.78	357.2337	378.9786	175.1175
1334	600.3017	145.8065	41.15	403.5117	342.5965	225.1972
1335	525.8750	147.5055	36.67	390.9220	282.4586	181.2451
1336	463.5403	199.9441	42.19	314.6438	318.8406	131.1651
1337	490.6132	284.1304	53.28	357.9590	416.7846	98.9630
1338	521.5588	274.2565	46.61	390.9596	404.8557	123.4558

Final "El Zócalo", Etapa 2 Sanjón
 JORGE FRANCISCO SERRA PINO, REGIS. PROFESIONAL
 ELASTO-PLÁSTIC COMPUTATION
 LOAD CASE: NORMAL FORCES

SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STAGE OF STRESS

ESFUERZOS EN EL CONTORNO DE LA EXCAVACION (ton/m²)

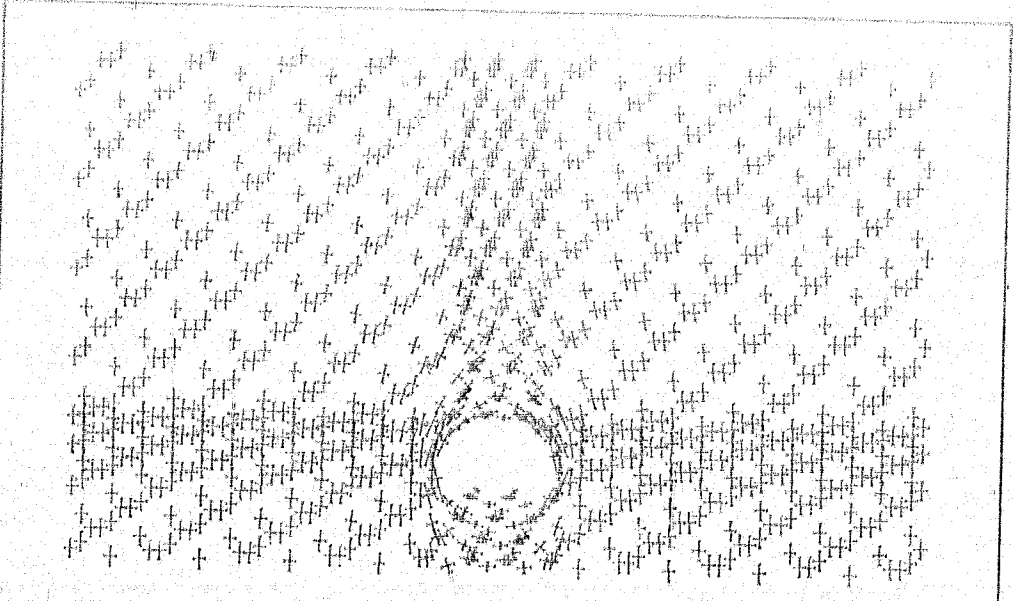
ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	TAM
1339	476.3813	268.5911	44.78	371.8542	371.8132	104.1411
1340	441.7116	279.6891	52.57	340.6536	331.7472	79.6483
1385	488.6250	235.0033	-17.13	436.3425	294.2459	-62.2499
1386	443.2564	212.6332	-11.88	433.4900	222.3996	-46.4433
1387	489.9870	174.5505	-12.87	455.2601	189.1974	-64.1213
1388	482.5791	196.6171	-16.99	453.1524	221.0438	-79.9278
1389	413.0432	116.6499	-16.26	389.8116	139.8786	-79.6571
1390	422.4381	108.5535	-13.11	406.2807	124.7108	-69.3577
1391	419.9825	83.1627	-13.86	400.6675	102.4776	-78.3108
1392	410.9696	90.8772	-16.81	384.2014	117.6454	-88.6102
1393	223.2155	17.7289	-11.61	214.8907	26.0537	-40.5134
1394	349.5499	43.1731	-6.17	345.0081	46.7150	-32.7505
1395	216.4638	26.8810	-7.04	213.6190	39.7308	-23.0687
1396	94.8940	.0010	-20.00	83.7952	11.0998	-30.4961 F
1421	463.0763	63.6948	26.15	385.4827	141.2894	158.0148
1422	493.8835	48.9965	23.95	420.5644	122.3156	165.0546
1423	444.2683	3.2168	21.62	384.4119	63.0732	151.0529 F
1424	450.3831	50.0265	25.14	378.0996	122.3100	153.9944
1425	468.5773	200.1243	33.25	387.8808	280.8208	123.0906
1426	543.0078	164.0845	29.62	450.4387	256.6535	162.8114
1427	478.9841	136.4343	25.54	415.2991	200.1192	133.2647
1428	401.9847	175.0431	27.76	352.7412	224.2866	93.5440
1429	446.0605	312.6706	43.75	382.2724	376.4587	66.6315
1430	494.8235	309.9231	35.51	432.4428	372.3037	87.4235
1431	447.6720	286.0477	34.76	395.1423	338.5774	75.7014
1432	398.7731	288.9313	44.42	344.9721	342.7323	54.9095
1477	455.0333	186.5411	-4.49	453.3860	188.1883	-20.9657
1478	449.7988	178.2780	-3.50	448.7851	179.2917	-16.5600
1479	460.8589	165.8271	-4.29	459.2084	167.4775	-22.0047
1480	466.2160	173.9675	-5.21	463.8095	176.3741	-26.4104
1481	388.3838	92.2359	-5.12	386.0259	94.5937	-26.3194
1482	421.0485	92.8170	-3.81	419.5980	94.2674	-21.7710
1483	390.9245	81.4429	-4.21	389.2531	83.1144	-22.6823
1484	358.3779	80.7438	-5.66	355.6809	83.4408	-27.2308
1485	195.6822	17.5763	-5.48	194.0596	19.1989	-16.9221
1486	330.1479	35.2079	-1.78	329.8628	35.4930	-9.1653

PROYECTO "EL COPAL", STAPA 2 CAMPURO
 JOSE FRANCISCO SUAREZ FLORES, TECNICO PROFESIONAL
 ELASTO-PLASTIC COMPUTATION

LOAD CASE: ROAD FORCES
 SUPERPOSITION WITH NUMERICAL PRIMARY STATE OF STRESS

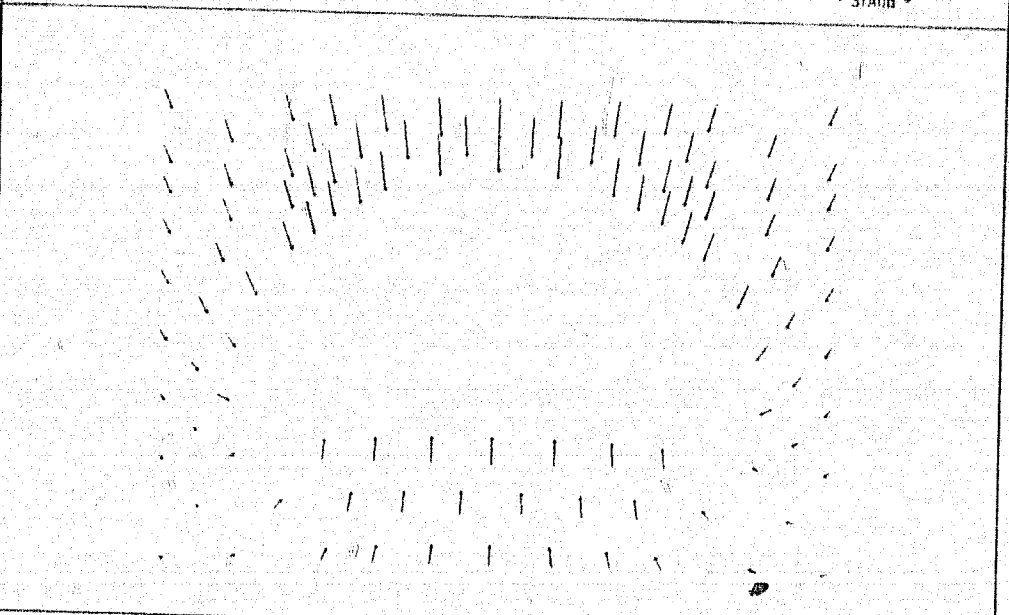
ESFUERZOS EN EL CONTORNO DE LA EXCAVACION (TON/M²)

ELEMENTO	SIGMA 1	SIGMA 3	ALPHA	SIGMA X	SIGMA Y	TAU
1487	193.8044	20.1158	-3.32	193.7990	20.1222	-9.8691
1488	59.3669	2.4570	-8.93	57.9959	3.8280	-8.7250
1513	371.6116	-37.2975	7.65	365.6322	43.2159	44.6897
1514	364.7867	33.1421	8.16	358.1674	39.8284	46.5885
1515	170.3659	17.8956	8.94	162.2314	22.3210	54.8293
1516	382.7411	25.6651	7.99	375.8412	32.5681	49.1655
1517	415.0563	198.2013	10.59	407.3947	195.8623	40.9800
1518	476.5834	131.3751	11.79	464.4083	197.0502	58.3381
1519	427.5725	155.8065	11.15	417.3930	155.9860	51.6024
1520	366.2019	158.9763	9.65	360.3794	164.7987	34.2442
1521	407.7131	335.0999	17.04	401.5502	342.0278	20.1289
1522	469.7861	342.9687	15.23	461.0313	351.7234	32.1498
1523	417.7797	315.5818	19.23	406.6884	326.6731	31.7881
1524	356.9763	307.2086	26.30	347.2075	316.9774	19.7672
1569	460.8589	165.8269	4.29	459.2084	167.4774	22.0083
1570	449.7989	178.2782	3.50	448.7851	179.2920	16.5604
1571	455.0331	186.5410	4.49	453.3858	188.1883	20.9660
1572	466.2158	173.9671	5.21	463.8092	176.3737	26.4109
1573	390.9248	81.4429	4.21	389.2532	83.1145	22.6834
1574	421.0491	92.8180	3.81	419.5986	94.2635	21.7717
1575	388.3838	92.2355	5.12	386.0259	94.5934	26.3194
1576	358.3779	80.7423	5.66	355.6808	83.4394	27.2311
1577	193.8046	20.1169	.32	193.7992	20.1223	.9693
1578	330.1482	35.2074	1.78	329.8631	35.4926	9.1657
1579	195.6819	17.5754	5.48	194.0593	19.1980	16.9226
1580	59.3668	2.4568	8.93	57.9956	3.8279	8.7261
1605	370.8583	13.6956	-8.94	362.2321	22.3218	-54.8320
1606	364.7915	33.1557	-8.16	358.1115	39.8357	-46.5909
1607	371.6169	37.3147	-7.65	365.6967	43.2349	-44.0917
1608	382.7506	25.6790	-7.99	375.8467	32.5828	-9.1681
1609	427.5753	155.8057	-11.16	417.3944	165.9867	-31.6064
1610	476.5851	184.8751	-11.79	464.4074	197.0527	-58.3442
1611	415.0562	188.2057	-10.59	407.3931	195.8689	-40.9836
1612	366.2029	158.9796	-9.65	360.3799	164.8027	-34.2457
1613	417.7808	315.5803	-19.24	406.6883	326.6728	-31.7903
1614	469.7864	342.9677	-15.23	461.0300	351.7242	-32.1528
1615	407.7182	335.8585	-17.04	401.5484	342.0283	-20.1318
1616	356.9774	307.2066	-26.30	347.2068	316.9771	-19.7693
1661	469.9061	174.5498	12.87	455.2589	189.1969	64.1217
1662	443.2558	212.6321	11.88	433.4891	222.3988	46.4440
1663	455.6252	235.0024	17.18	436.3822	254.2453	62.2507
1664	482.5790	196.6165	16.99	458.1519	221.0436	79.9284
1665	419.9820	83.1619	13.86	400.6670	102.4769	78.3110
1666	422.4370	108.5510	13.11	406.2793	124.7087	69.3584
1667	413.0439	116.6486	16.26	389.8147	139.8778	79.6583
1668	410.9708	90.8774	16.81	384.2023	117.6460	88.6108
1669	216.4685	26.8799	7.04	213.6185	29.7299	23.0695
1670	349.5509	43.1737	6.17	346.0090	46.7156	32.7507
1671	223.2157	17.7279	11.61	214.8912	26.0524	40.5128
1672	94.8940	.0010	20.00	83.7956	11.0994	30.4956 F



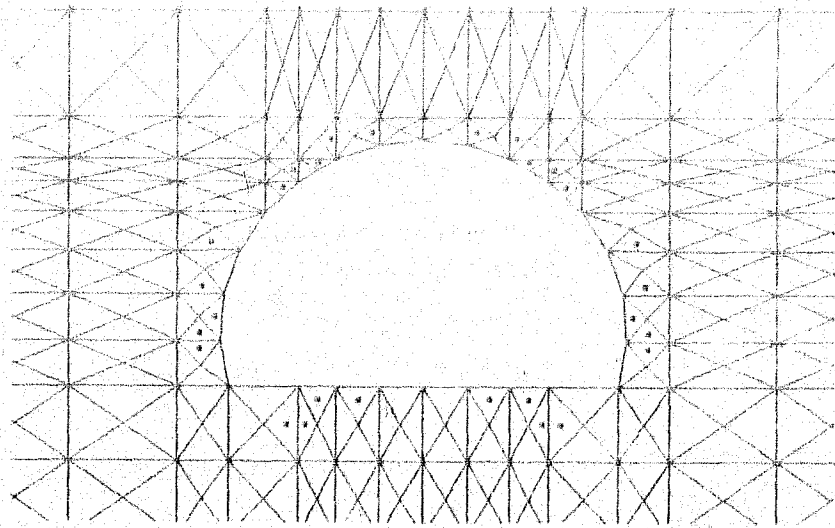
Trayectorias de esfuerzos principales
Segunda Etapa de excavación

• RHEO- •
• STAUB •



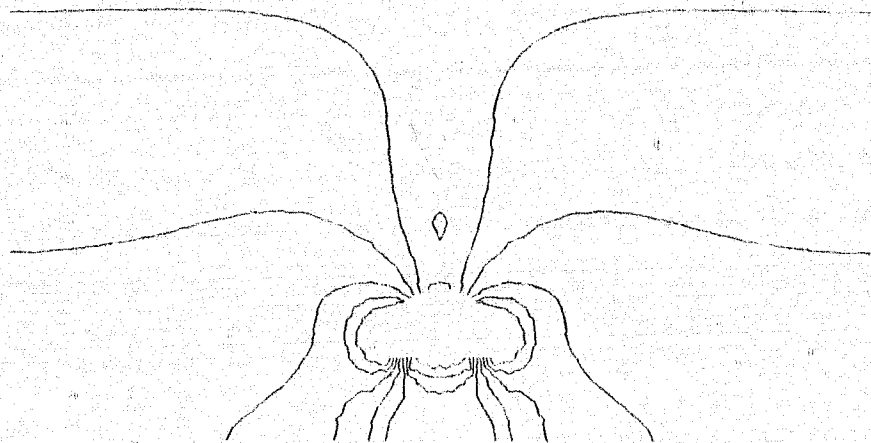
Trayectorias de desplazamientos
Segunda Etapa de excavación

• RHEO- •
• STAUB •



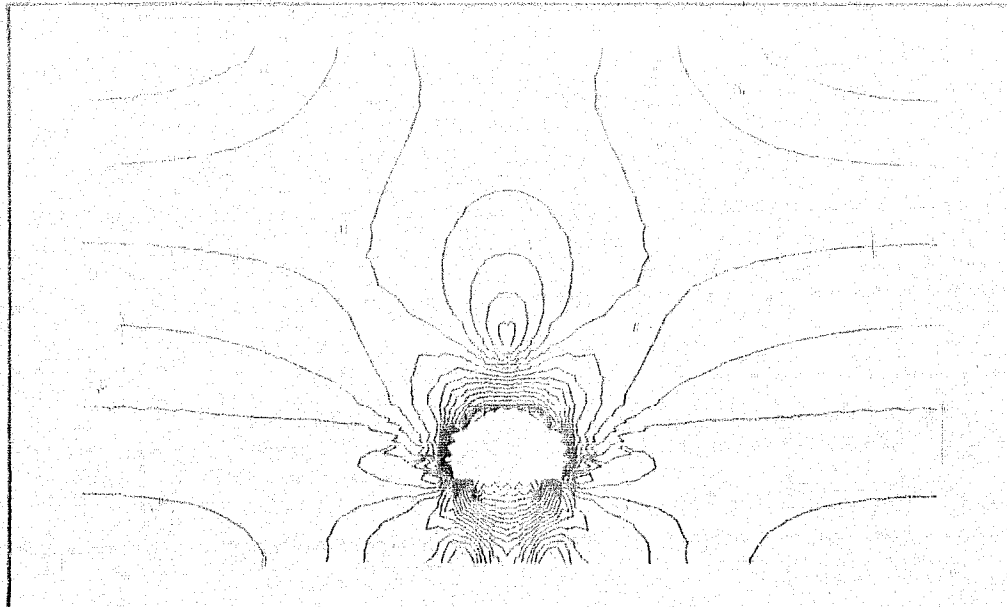
Elementos plastificados
Segunda Etapa de excavacion

* RHEO - *
* STAUB *



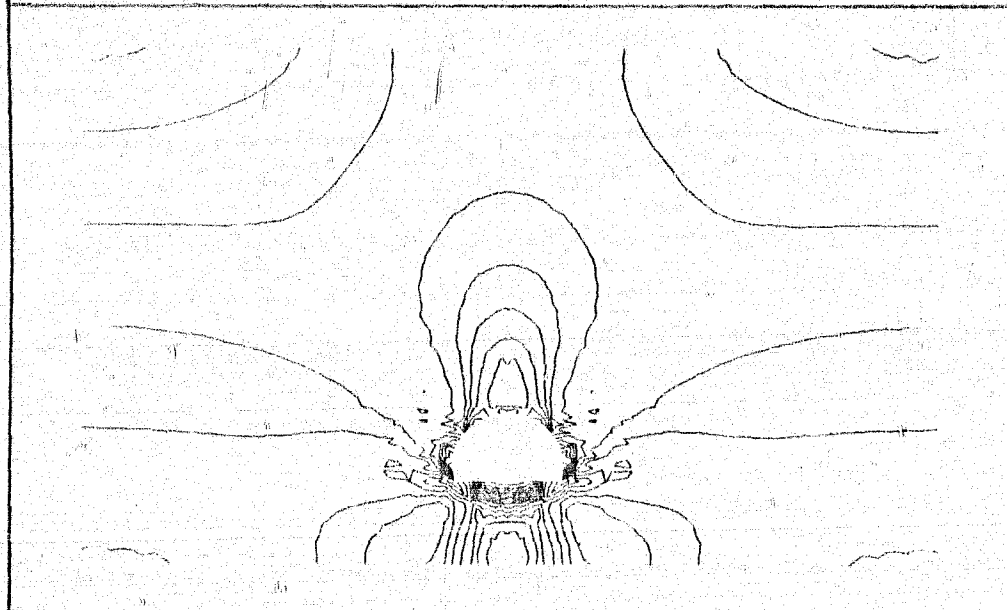
Contornos de Esfuerzos Principales 1
Segunda Etapa de excavacion

* RHEO - *
* STAUB *



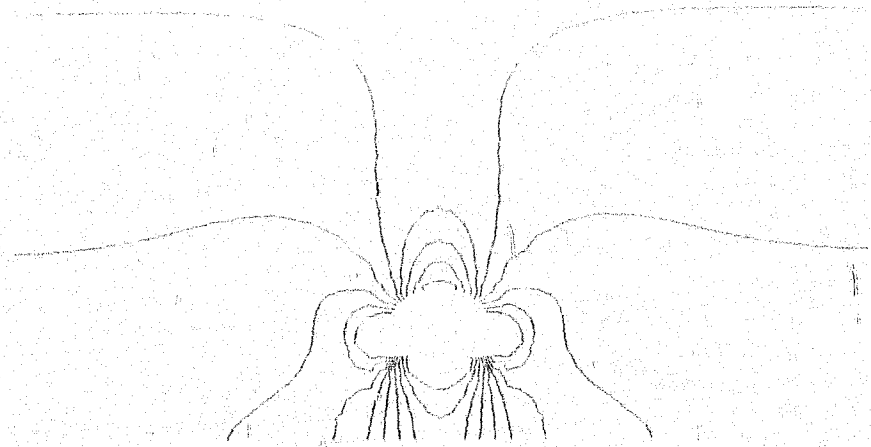
Contornos de Esfuerzos Principales σ_1
Segunda Etapa de excavación

• RHEO •
• STAUB •



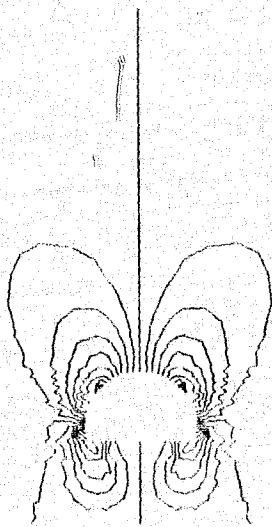
Contornos de Esfuerzos en X σ_x
Segunda Etapa de excavación

• RHEO •
• STAUB •



Contornos de Esfuerzos en Y σ_y
Segunda Etapa de excavación

• RHEO- •
• STAUB •



Contornos de Cortante τ_{xy}
Segunda Etapa de excavación

• RHEO- •
• STAUB •

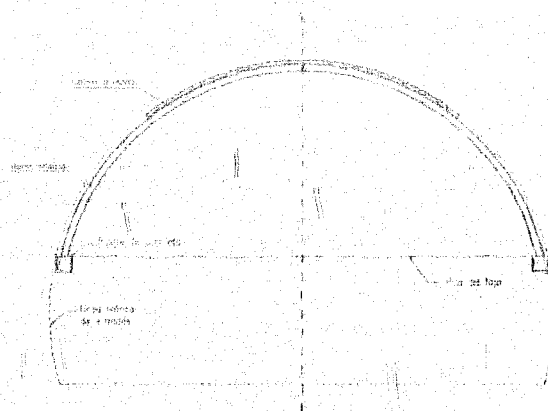


Fig. 2.22

Para el procedimiento B se utilizaría solamente concreto lanzado y anclajes pasivos de fricción, con las mismas etapas del procedimiento A salvo que, si las condiciones geológicas de algunos tramos lo permitieran y el contratista se organizara debidamente, podría excavar la media sección superior completa en una sola etapa. La figura 2.23 muestra el procedimiento B.

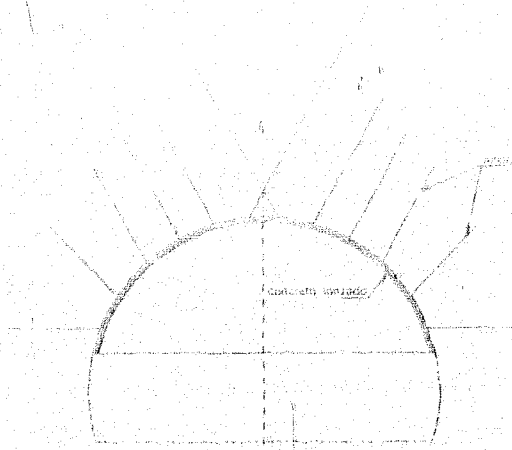


Fig. 2.23

En ambos casos el banquéo sería la etapa final de excavación. Aquí cabe recomendar que el citado banquéo se lleve a cabo cuando ya se haya completado la media sección a todo lo largo del túnel. Esto evidentemente tiene ventajas, entre las que pueden mencionarse las siguientes.

- a. Simplificación de los procedimientos aplicados para la estabilización de la media sección superior
- b. Mayor tiempo de estabilización de la media sección superior
- c. Movilización del equipo y personal de construcción en un solo nivel a lo largo del túnel
- b. Sistematización de las operaciones de banquéo.

Al efectuar el banquéo se sugiere que éste se haga de forma casi continua utilizando pequeñas cargas de explosivos, tractor con ripper y rompedoras hidráulicas; conviene dejar sin excavar un cierto espesor a ambos lados de la línea teórica de excavación para posteriormente recortar por métodos semi-manuales y así lograr un afino que evitará sobreexcavaciones que se traducen en volúmenes adicionales de concreto.

8.2 Soporte y estabilización de la excavación

En este túnel (como en la mayoría de los que se construyen) los principales problemas se presentarán durante la construcción y en particular durante las excavaciones. El problema a resolver es casi siempre el emplazamiento oportuno de los sistemas de soporte y, al mismo tiempo, el logro de la estabilización de las excavaciones.

En vista de la naturaleza del macizo rocoso que se excavará para la construcción de este túnel se decidió, como se dijo anteriormente, proponer dos sistemas de excavación y por lo tanto dos métodos de soporte y estabilización. En el primero se utilizarán arcos metálicos de 20 cm de peralte por 20 cm de ancho (momentos de inercia similares respecto a los ejes principales) para evitar el riesgo de pandeo; estos arcos se irán colocando durante el avance de la excavación y entre ellos se dispondrá de separadores de madera y tirantes de acero. El retaque entre el patín exterior del marco y la roca deberá planearse cuidadosamente a fin de evitar hasta donde sea posible el uso de madera.

Los marcos se espaciarán entre 60 cm y 100 cm, dependiendo del grado de fracturamiento de la roca y de la facilidad y oportunidad con que pueda efectuarse el retaque, a manera de evitar a toda costa desprendimientos de pequeños bloques y partículas de roca. La primera etapa podría requerir apuntalamiento vertical con elementos metálicos, por lo que sería recomendable disponer de algunos de ellos tomando en cuenta que estos elementos son removibles y reutilizables.

Para el procedimiento B es muy conveniente que el sistema de anclaje y concreto lanzado vaya pegado al frente tanto como sea posible. Particularmente la primera capa de concreto lanzado debe aplicarse tan pronto como se despeje el frente, aprovechando la rezaga aun no removida como rampa de acercamiento a la bóveda para facilitar el lanzado del concreto.

En ambos procedimientos se está suponiendo un avance por ciclo igual a 2.5 m lo cual puede significar que en condiciones favorables pudiesen lograrse hasta 2 ciclos por día, mientras que en condiciones poco favorables un ciclo podría requerir hasta 2 días.

También, en ambos procedimientos se usará para los avances de la etapa 1 voladuras convencionales con explosivos; esto será motivo de un buen diseño de plantilla y de varios lanzos de afino. Es posible que la etapa 2 pueda realizarse combinando explosivos con martillos hidráulicos u otro tipo de rompedoras. El avance de la etapa 2 está limitado a mantener una distancia razonable (20 m) con el frente de la etapa 1.

Para el banqueo como ya se mencionó podrán utilizarse voladuras combinadas con ripper y rompedoras; es importante reiterar que el banqueo no requiere ni concreto lanzado ni anclajes en sus paredes.

3.3 Comportamiento deformacional

En vista de la naturaleza de la roca y teniendo en cuenta sus propiedades mecánicas, es de esperarse que ocurran deformaciones de muy pequeña cuantía. Además estas deformaciones se presentarán a muy corto plazo, lo que obliga a que la medición de ellas se inicie oportunamente y se lleve a cabo con instrumentos de alta calidad, precisión y sensibilidad.

Las deformaciones de convergencia que ocurran a partir de que se abra la excavación se irán atenuando muy rápidamente por lo que los tiempos de estabilización resultarán muy cortos. Sin embargo, es posible que las mediciones ayuden a detectar bloques que estén deslizando o a punto de caer.

3.4 Riesgos de caídos e inestabilidades

Las rocas calizas, por su estratificación y fracturamiento, se caracterizan por su proclividad a formar cuñas que propician caídos y desprendimientos. Por otro lado, es raro encontrar macizos rocosos calizos que sean inestables en el sentido de que presenten deformaciones de larga duración o un comportamiento de tipo visco-plástico.

Por lo tanto, para construir este túnel deberá ponerse especial énfasis en la protección del personal y del equipo ante los riesgos de caídos súbitos que pueden resultar muy difíciles de prever; sin embargo, las medidas de seguridad tomadas de un buen instructivo que se adopte al respecto, contribuirán enormemente a reducir los riesgos de accidentes y sus consecuencias.

3.5 Presencia de agua

Como se expresó anteriormente, el nivel freático regional se encuentra muy por debajo del piso del túnel. No obstante, existe la posibilidad de algunas filtraciones hacia el túnel durante la construcción, originadas por la presencia de aguas vadoosas, particularmente en épocas de lluvias. Se considera improbable que las filtraciones acumuladas a lo largo del túnel, en época de lluvias, excedan de unas decenas de litros por segundo.

Podría estimarse gruesamente, con base en experiencias de macizos similares y más que en análisis numéricos, que estas filtraciones podrían alcanzar como máximo valores de entre 350 y 400 litros por minuto a lo largo del túnel, es decir, algo así como 0.50 l/min por metro lineal de túnel. Manejar estas filtraciones durante la excavación no sería un gran problema si se tiene en cuenta que el túnel tiene una pendiente constante de 5.22% hacia el Portal Tuxpan; sin embargo, posiblemente al excavar por el Portal México, se llegara a concentrar en el frente un cierto volumen que debería conducirse a pequeños cárcamos para ser bombeado en forma sistemática hacia el exterior. Esta situación hace recomendable la excavación de la mayor longitud de túnel por el frente del Portal Tuxpan y de una menor longitud por el Portal México.

3.6 Colado del revestimiento

El colado del revestimiento se hará contra el terreno y contra una cimbra metálica colapsible, en tramos que seguramente serán de entre 6 y 10m, según diseño; es importante considerar que el principal logro que habría que buscar (aparte de la resistencia estructural) es la estanqueidad, es decir la solidez y "sanidad". En otras palabras, el revestimiento de concreto no debe ser poroso, ni tener oquedades, ni ser esponjoso, blando o de poca consistencia. Esto quiere decir que, aun cuando se cumpliera estrictamente con los requisitos de resistencia, este hecho no bastaría para asegurar que se trata de un buen revestimiento.

En ocasiones, no raras por cierto, el exceso de acero de refuerzo en el concreto conduce a una estructura porosa y con oquedades. Otros obstáculos dentro de las formas producen efectos similares. Por tal razón es de vital importancia limitar el uso de la madera para el sostenimiento de la excavación al mínimo posible, además de retirarla siempre que se pueda antes de colar concreto. Se recomienda que en los

tramos donde se utiliza el procedimiento A de excavación, se ponga especial atención a este respecto.

Por otra parte, los marcos metálicos que vayan a quedar ahogados en el concreto (y que no constituyen un refuerzo como se llega a pensar) deberán permitir el paso del concreto por todas sus caras de tal forma de quedar perfectamente envueltos por el concreto. Los marcos que se proponen llevan cubraplacas discontinuas, precisamente para permitir el paso del concreto y lograr este efecto. El recubrimiento de concreto de los marcos debe ser muy generoso para evitar que se formen áreas débiles susceptibles de agrietamientos. Lo mismo, aunque no de forma tan drástica, se aplica al acero de refuerzo del lado de la cara colada contra la forma metálica; en revestimiento de túneles es muy recomendable que el recubrimiento de las barras de refuerzo no sea menor de 6 cm.

En este proyecto se pretende utilizar sólo el refuerzo estrictamente necesario por necesidades estructurales, ya que siempre será mas "sana" (desde el punto de vista de estanqueidad y solidez) una estructura de concreto simple o con poco refuerzo. Además de que, al lograrse un mejor acomodo del concreto entre la cimbra y la roca, la estructura del revestimiento quedará mejor compactada y por lo tanto será más impermeable.

Es probable que, a pesar de todas las precauciones que se tomen para el colado del revestimiento, ocurran, durante la operación del túnel, algunas filtraciones a través de fisuras o juntas de construcción. Por esta razón, se ha previsto un sistema simple de eliminación del agua a través de pequeños drenes, y descargas de las banquetas al colector principal que transporta el agua de lluvia de un portal al otro.

CAPITULO III ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO

Para la realización del análisis estructural del revestimiento, se plantearon dos procedimientos; el primero consiste en analizar el túnel de acuerdo al Método del Elemento Finito y el segundo es un análisis con el Método de Zurabov y Bougayeva.

El propósito de analizar el túnel con dos métodos distintos, es realizar una comparación entre ambos y comentar por qué es conveniente utilizar un determinado método. A continuación se describe cada uno de estos métodos.

1.- Análisis de acuerdo al Método de Zurabov y Bougayeva

Este análisis se llevó a cabo con la ayuda del programa de computadoras Sap90, el cual consistió en realizar una serie de corridas en dicho programa, modelando el túnel como se muestra en la figura 3.4 (modelo de análisis). A continuación se describe dicho método.

1.- Se determinan los desplazamientos que se producen en el revestimiento bajo la acción de carga vertical de roca, en un ancho de $b = 7.5\text{m}$. Se calcula el desplazamiento horizontal máximo, el cual se denomina δh_0 .

2.- Se determinan los desplazamientos de la estructura que se producen por la reacción de la roca considerando una presión unitaria de forma parabólica cuya ecuación es la siguiente:

$$q' = q \left(1 - \frac{\cos^2 \xi_0}{\cos^2 \phi_0} \right)$$

$$q'' = q \left(1 - \frac{\sin^2 \xi_0}{\sin^2 \phi_0} \right)$$

Donde ξ_0 , ξ_n , ϕ_n y ϕ_0 son ángulos medidos según se observa la figura 3.4, q , q' y q'' son las presiones de la roca sobre el revestimiento debida a la reacción del terreno contra el empuje de la estructura cuando se deforma. El desplazamiento máximo horizontal debido a la presión unitaria del terreno se denomina δh_1 .

3.- Se determina el valor real de la presión que el terreno ejerce sobre la estructura de la siguiente manera:

$$q_f = \frac{q_0}{K + \Delta q_0}$$

Donde:

q_f valor final de la presión de reacción del terreno

Δq_0 desplazamiento de la estructura bajo la carga vertical

Δq_1 desplazamiento de la estructura con una presión unitaria

K coeficiente de reacción del terreno y es igual a:

$$K = \frac{E}{r(1 + \nu)}$$

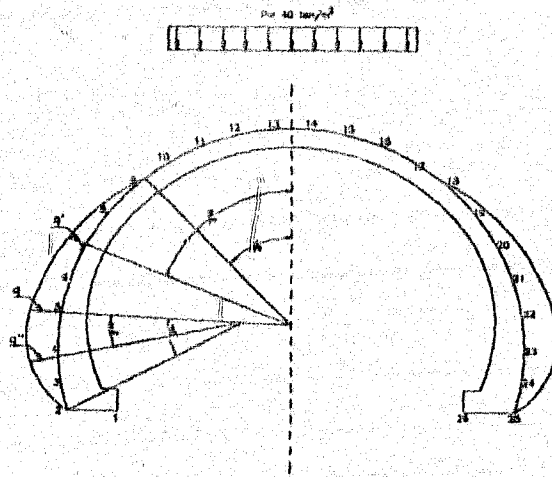
Donde:

E = módulo de elasticidad del terreno

r = radio del túnel

ν = módulo de Poisson del terreno

4.- Obteniendo el valor final de la presión del terreno (q_f), se analiza la estructura, cambiando presiones laterales con cargas verticales y luego se obtienen los elementos mecánicos generados en la estructura.



Módulo de análisis de Zurabov y Bougayeva

Fig. 3.4

Una vez realizado este procedimiento podemos observar en el listado de desplazamientos en los nodos, producto de la carga vertical un desplazamiento máximo es de 0.056m, es decir: $\delta_{no}=0.056m$, para análisis con presión unitaria del terreno, el desplazamiento máximo horizontal $\delta_{h1} = 0.0093m$.

Con $E= 28,000 \text{ Kg/cm}^2$, $\nu= 0.4$ y $r= 0.71m$, el modulo de reacción es:

$$k = \frac{28,000}{0.71 * (1 + 0.4)} = 28.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$y. \quad q_f = \frac{56}{\frac{1}{28.17} + 0.093} = 43.58 \text{ kg/cm} = 4.36 \text{ ton/m}$$

Se multiplica q_f por cada una de las q unitarias, y se obtiene la q final con la que se analizará el revestimiento. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

Barra	q unitaria (ton/m)	Barra	q unitaria (ton/m)
2	0.50	19	0.45
3	0.70	20	0.65
4	0.90	21	0.90
5	0.90	22	0.90
6	0.65	23	0.70
7	0.45	24	0.50
Barra	q final (ton/m)	Barra	q final (ton/m)
2	2.18	19	1.96
3	3.10	20	2.83
4	3.92	21	3.92
5	3.92	22	3.92
6	2.83	23	3.10
7	1.96	24	2.18

2.- Análisis de acuerdo al Método del Elemento Finito

Para analizar una estructura de revestimiento mediante Elementos Finitos es necesario modelarla con una armadura equivalente (ver figura 3.3). La armadura está compuesta por barras interconectadas en nodos comunes siguiendo un arreglo muy similar o perfectamente similar a la geometría original de la sección de revestimiento. La armadura, a su vez, estará dividida en varios segmentos constituidos por una cuerda superior, una inferior, dos diagonales y dos montantes. Las características fundamentales de la armadura equivalente serán la rigidez de las barras (EF) y el peralte (h). Las siguientes equivalencias con las que se pueden determinar las relaciones de peralte y rigidez entre el revestimiento monolítico y la armadura equivalente se han derivado de la condición de igual rigidez normal y rigidez a la flexión del revestimiento y la armadura, por lo tanto, la correspondencia entre una estructura monolítica con comportamiento elastoplástico y la armadura equivalente es exacta.

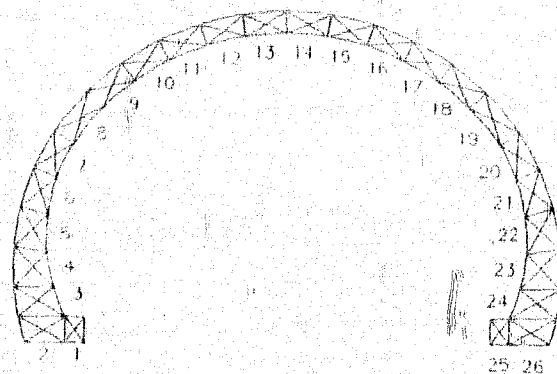


Fig. 3.1 Armadura Equivalente

En los Capítulos II y III de este trabajo, se definió el posible comportamiento del macizo rocoso del túnel "El Zoquita". Bajo esos conceptos, se llegó a las siguientes consideraciones básicas para el análisis del revestimiento.

Consideraciones Básicas

- En el cómputo estático para el revestimiento es primordial considerar la interacción entre la estructura (revestimiento) y la masa de roca

- La masa de roca se encontrará en un estado de completo equilibrio estable antes de ser colocado el revestimiento
- Sobre el revestimiento actuará la llamada "carga de alojamiento"
- En el modelo de análisis se considera un revestimiento elástico, parcialmente embebido en un medio elástico continuo (macizo rocoso)
- La carga de alojamiento actuará sólo en la zona de la clave, mientras que la roca circundante restringirá las deformaciones de la estructura, generando presiones masivas contra el revestimiento
- En el análisis se aplica la condición de no tensión entre la masa de roca y el revestimiento. Es decir, solamente actuarán en la intercara esfuerzos normales de compresión y esfuerzos de fricción.

En la figura 3.2 se muestra el modelo de análisis del Método de Elemento Finito.

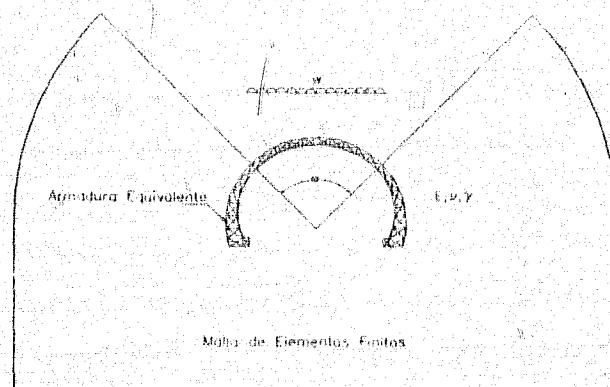


Fig. 3.2 Modelo de Análisis

En la figura 3.3, se muestra la malla que se utilizó para analizar el revestimiento del túnel, en la cual se observa, la carga de aflojamiento que actúa en la clave del túnel y como el resto del revestimiento se encuentra embobido en el macizo rocoso.

Como se mencionó anteriormente, en el caso del macizo rocoso en el que se alojará el túnel "El Zocuita", el material estará compuesto predominantemente por roca caliza estratificada y fracturada, no resulta justificado un análisis de esfuerzos por efecto de la presión genuina, que sería el adecuado para macizos rocosos de comportamiento visco-plástico, los cuales generan deformaciones diferidas a largo plazo y en los que el revestimiento podría emplazarse antes de que se alcance un estado de completo equilibrio.

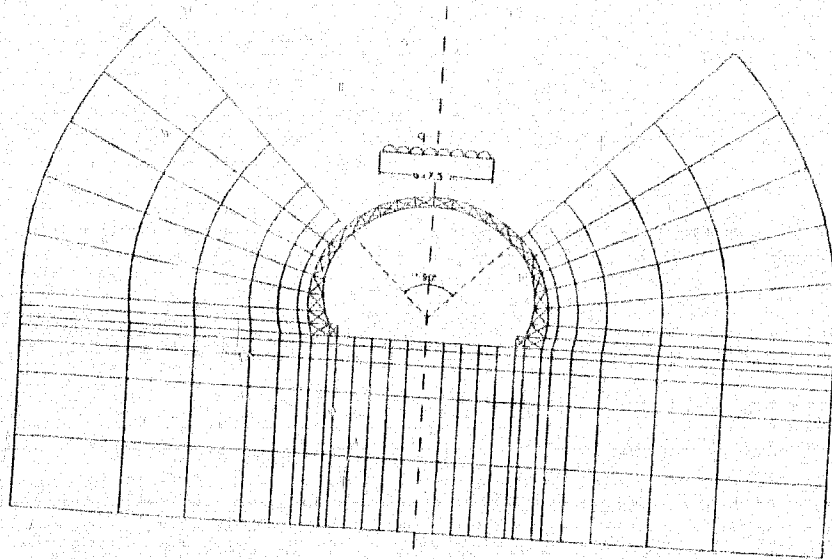
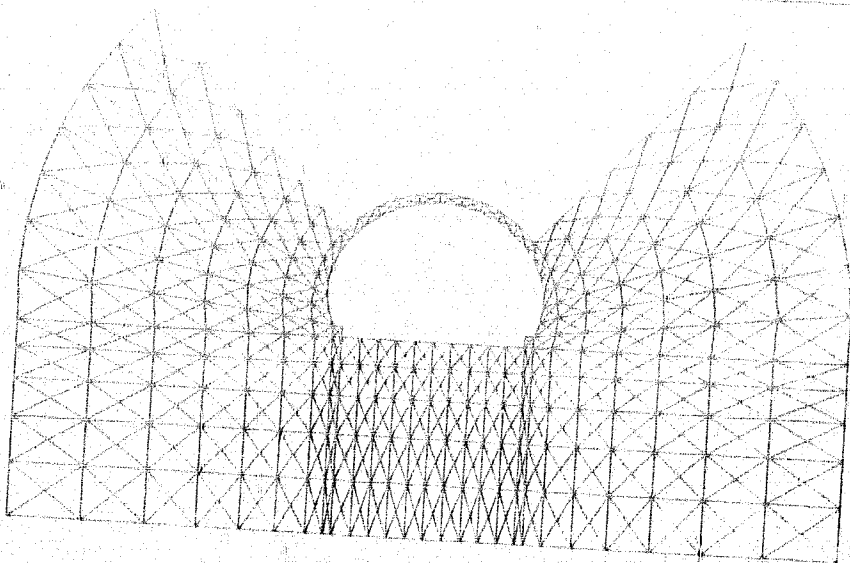


Fig 3.3 Malla de Análisis

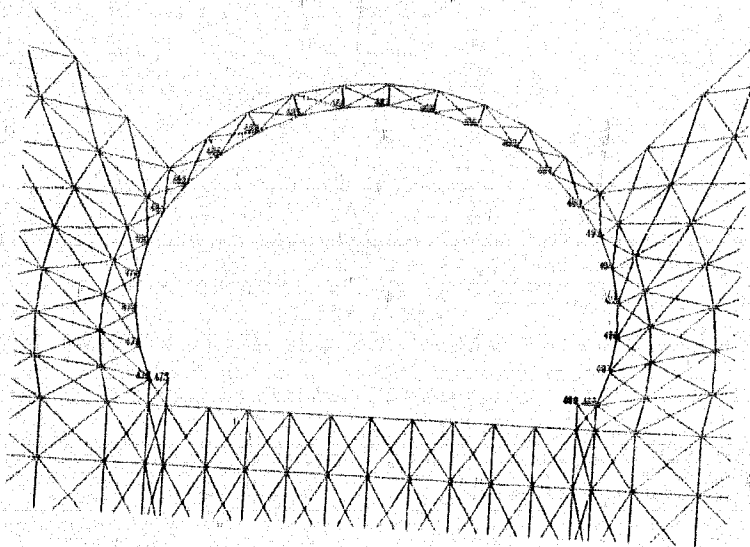
Los resultados más importantes que arroja el análisis son los elementos mecánicos y las deformaciones en la estructura del revestimiento. Los resultados de elementos mecánicos se presentarán a continuación en tablas y gráficas (Diagramas de Fuerzas Normales, Cortantes y Momentos Flexionantes), tanto para caso crítico, como para caso no crítico. Los elementos mecánicos se indican en el centro de cada segmento de la armadura.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
ANALISIS DEL REVESTIMIENTO

• RHEO- •
• STAUB •



Tunel "El Zoquita" Malla de Analisis
NUMERACION DE NODOS

• RHEO- •
• STAUB •

Tunel "El Zapicho", Analisis del Reventamiento
 JOSE FRANCISCO SUAREZ PINO, TESIS PROFESIONAL

ELASTIC COMPUTATION

LOAD CASE: NODAL FORCES

SUPERPOSITION WITH ANALYTICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL REVESTIMIENTO

CASO NO CRITICO (q = 12 ton/m²)

NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS (m)	
	X	Y	X	Y
475	-5.500	.700	-.0000588	-.0000303
476	-6.000	.700	-.0000594	-.0000494
477	-6.333	1.591	-.0000893	-.0000827
478	-6.487	2.529	-.0001181	-.0001153
479	-6.458	3.480	-.0001527	-.0001523
480	-6.247	4.407	-.0001939	-.0001976
481	-5.861	5.276	-.0002410	-.0002598
482	-5.315	6.055	-.0002913	-.0003613
483	-4.454	6.899	-.0004504	-.0005012
484	-3.462	7.584	-.0003746	-.0011184
485	-2.367	8.087	-.0001477	-.0021017
486	-1.201	8.396	-.0000114	-.0029590
487	.000	8.500	.0000000	-.0032967
488	1.201	8.396	.0000114	-.0029590
489	2.367	8.087	.0001477	-.0021018
490	3.462	7.584	.0003746	-.0011184
491	4.454	6.899	.0004504	-.0005012
492	5.315	6.055	.0002913	-.0003613
493	5.861	5.276	.0002410	-.0002598
494	6.247	4.407	.0001939	-.0001976
495	6.458	3.480	.0001527	-.0001523
496	6.487	2.529	.0001181	-.0001153
497	6.333	1.591	.0000893	-.0000827
498	6.000	.700	.0000594	-.0000494
499	5.500	.700	.0000588	-.0000303

Trabalho "Aqui", Análisis del Revestimiento
 DEL FRANCISCO SUAREZ FLORES, TÉCNICO PROFESIONAL.

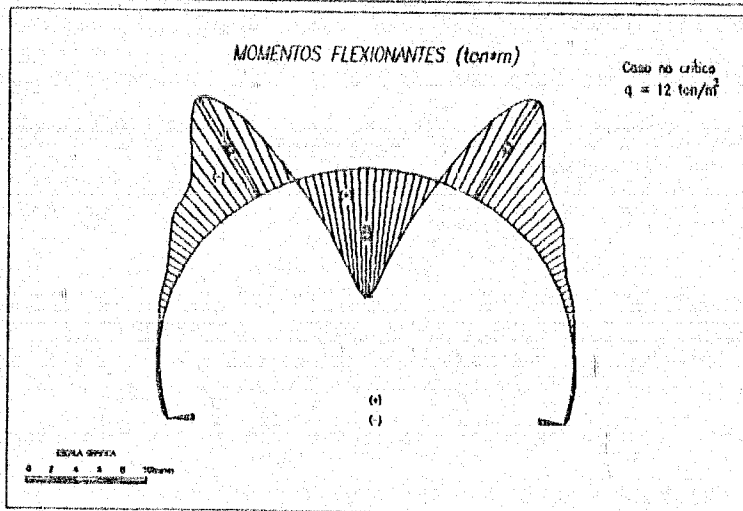
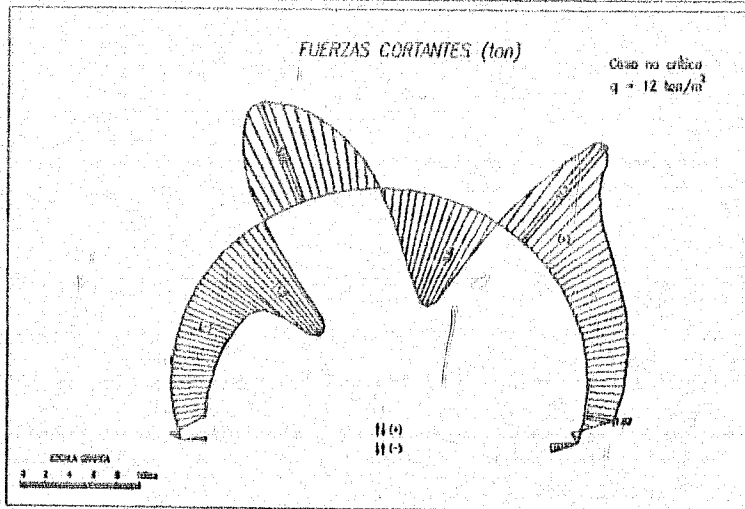
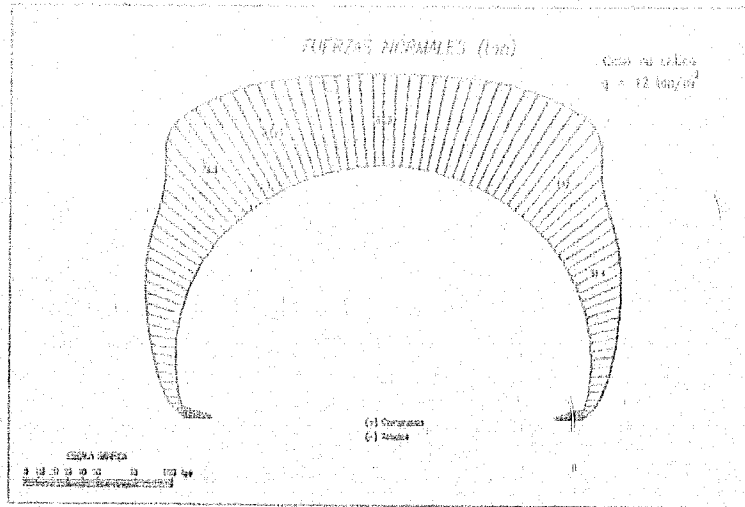
LINEAR REPRESENTATION OF RESULTS - REFERENC TO LINE 6

MEMORIA MECANICA SO DE REVESTIMIENTO

CASO SO CRITICO (q = 12 ton/m²)

PROCESO EN LINEAS

SECCIONES ARMADURA	CUERDA SUPERIOR	CUERDA INFERIOR	DIAGONAL MAL	DIAGONAL MAL	BORTANTE	RENTANTE	DISTANCIA (m)	FUERZA SIGNAL (ton)	FUERZA CORRIENTE (ton)	MOMENTO FLECTOMOMENT (ton x m)
1	4	5	3	2	6	1	1.463	-0.777	+0.130	-0.317
2	11	10	8	7	9	6	1.609	-2.500	+0.520	-0.116
3	15	12	13	14	11	15	1.479	6.068	-1.876	+0.021
4	20	17	18	19	16	21	1.434	10.414	-1.439	+0.055
5	25	22	23	24	21	26	2.392	15.377	-3.076	-0.140
6	30	27	28	29	26	31	1.352	22.333	-3.727	-0.575
7	35	32	33	34	31	36	4.313	31.399	-4.563	-1.323
8	40	37	38	39	36	41	5.276	43.109	-6.151	-2.958
9	45	42	43	44	41	46	6.383	75.743	-11.137	-3.450
10	50	47	48	49	46	51	7.636	76.536	2.023	-9.179
11	55	52	53	54	51	56	8.888	72.074	8.640	-3.514
12	60	57	58	59	56	61	10.141	65.758	6.640	+4.581
13	65	62	63	64	61	66	11.393	62.317	2.467	+9.514
14	70	67	68	69	66	71	12.645	62.317	-2.466	+9.514
15	75	72	73	74	71	76	13.898	65.758	-6.640	+4.581
16	80	77	78	79	76	81	15.150	72.074	-8.640	-3.514
17	85	82	83	84	81	86	16.403	76.536	-2.021	-9.179
18	90	87	88	89	86	91	17.655	75.749	11.135	-3.450
19	95	92	93	94	91	96	18.763	43.109	6.151	-2.958
20	100	97	98	99	96	101	19.725	31.399	4.563	-1.323
21	105	102	103	104	101	106	20.687	22.234	3.727	-0.575
22	110	107	108	109	106	111	21.647	15.377	3.076	-0.140
23	115	112	113	114	111	116	22.604	10.414	2.439	+0.055
24	120	117	118	119	116	121	23.560	6.068	1.876	+0.021
25	121	124	123	122	125	126	1.609	-2.500	-0.520	-0.116
26	127	130	129	128	126	131	1.468	-0.777	+0.130	-0.317



Proyecto "El Zapicho", Analisis del Revestimiento
 JOSE FRANCISCO SUAREZ PINO, TESIS PROFESIONAL

ELASTIC COMPUTATION
 LOAD CASE: MODAL FORCES
 SUPERPOSITION WITH ANALYTICAL PRIMARY STATE OF STRESS

DESPLAZAMIENTOS EN EL REVESTIMIENTO

CASO CRITICO (q = 40 ton/m')

NODO	COORDENADAS		DESPLAZAMIENTOS (m)	
	X	Y	X	Y
475	-5.500	.700	-.0002860	-.0001601
476	-6.000	.700	-.0002883	-.0002521
477	-6.333	1.591	-.0004356	-.0004005
478	-6.487	2.529	-.0005836	-.0005415
479	-6.458	3.480	-.0007553	-.0006915
480	-6.247	4.407	-.0009496	-.0008638
481	-5.861	5.276	-.0011541	-.0010884
482	-5.315	6.055	-.0013544	-.0014421
483	-4.454	6.899	-.0018382	-.0020104
484	-3.462	7.584	-.0014661	-.0042587
485	-2.367	8.087	-.0006004	-.0077469
486	-1.201	8.396	-.0000767	-.0107652
487	.000	8.500	-.0000001	-.0119508
488	1.201	8.396	.0000766	-.0107654
489	2.367	8.087	.0006003	-.0077471
490	3.462	7.584	.0014660	-.0042588
491	4.454	6.899	.0018382	-.0020104
492	5.315	6.055	.0013544	-.0014421
493	5.861	5.276	.0011541	-.0010885
494	6.247	4.407	.0009496	-.0008639
495	6.458	3.480	.0007553	-.0006915
496	6.487	2.529	.0005836	-.0005415
497	6.333	1.591	.0004356	-.0004005
498	6.000	.700	.0002883	-.0002521
499	5.500	.700	.0002860	-.0001601

Plan "El Zorro", Adición del Revestimiento
 DEL PRACILLO CUARZO R100, TAMAÑO NOMINAL

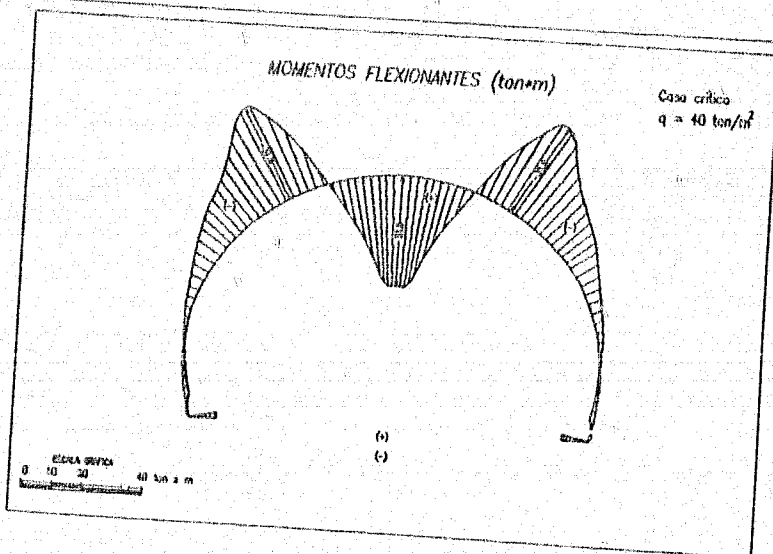
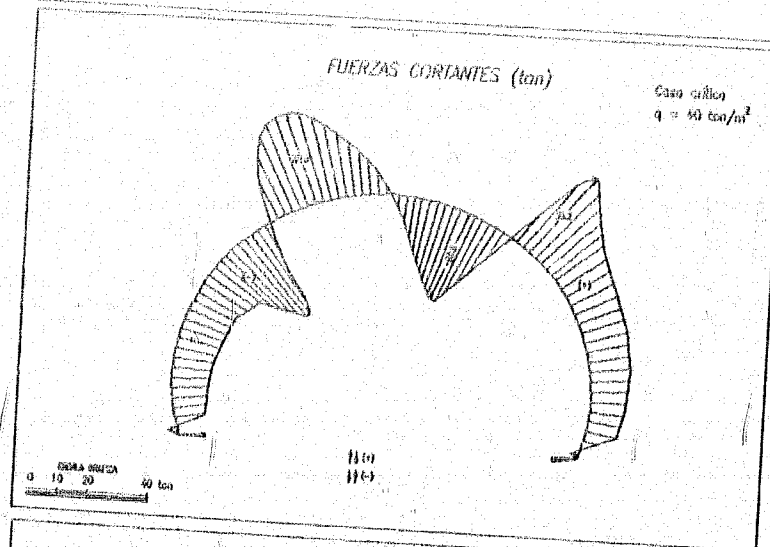
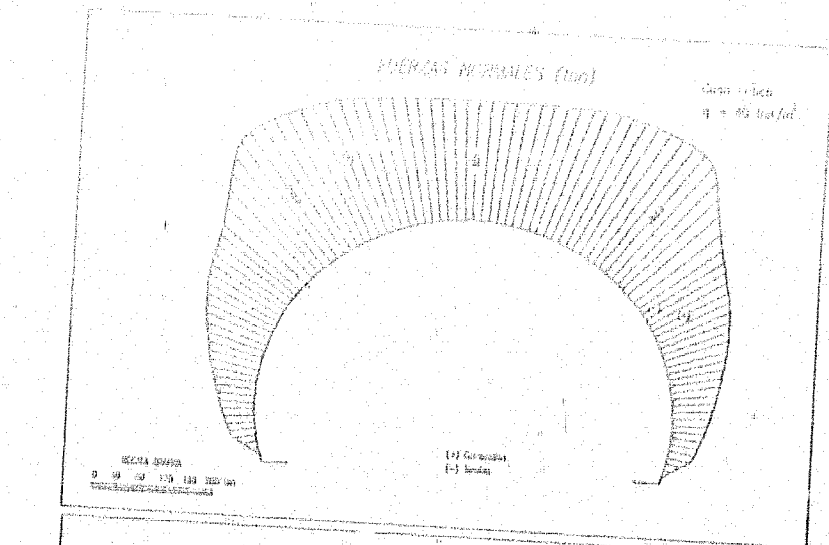
LINEAR REPRESENTATION OF RESULTS - REFERRED TO LINE 0

ELEMENTOS MECANICOS EN EL REVESTIMIENTO

CARGO CRITICO ($q = 40 \text{ ton/m}^2$)

FORCES IN LINE 0

SECCION ARABARA	CUERDA SUPERIOR	CUERDA INFERIOR	DIACO- NAL	DIACO- NAL	NOYANTE	NOYANTE	DISTANCIA (m)	FUERZA NOMINAL (ton)	FUERZA CORANTE (ton)	MOMENTO FLEXIONANTE (ton x m)
1	4	5	3	2	5	1	1.464	-3.471	-0.875	1.433
2	11	10	8	7	9	6	1.609	-10.865	2.135	-0.352
3	15	12	11	11	11	15	1.479	30.085	-7.988	0.658
4	20	17	13	19	15	21	1.434	44.417	-9.857	0.591
5	25	22	21	21	21	26	2.392	63.594	-11.319	-0.318
6	30	27	23	29	25	31	3.352	88.619	-13.526	-2.094
7	35	32	31	34	31	36	4.313	120.198	-15.292	-4.730
8	40	37	38	39	36	41	5.276	156.817	-19.514	-10.089
9	45	42	41	44	41	46	6.181	200.572	-25.236	-14.852
10	50	47	48	49	46	51	7.636	252.902	-8.270	-11.902
11	55	52	51	54	51	56	8.888	237.800	29.926	-11.315
12	60	57	58	59	56	61	10.141	216.530	22.824	16.874
13	65	62	61	64	61	66	11.393	205.041	-8.454	31.896
14	70	67	68	69	66	71	12.645	205.041	-8.453	31.896
15	75	72	73	74	71	76	13.898	216.530	-22.824	16.875
16	80	77	78	79	76	81	15.150	237.800	-29.926	-11.314
17	85	82	81	84	81	86	16.403	252.904	-8.267	-11.799
18	90	87	88	89	86	91	17.655	250.573	35.231	-14.850
19	95	92	93	94	91	96	18.763	156.819	19.514	-10.089
20	100	97	98	99	96	101	19.725	120.199	15.292	-4.730
21	105	102	103	104	101	106	20.687	88.620	11.526	-2.094
22	110	107	108	109	106	111	21.647	63.585	11.819	-0.318
23	115	112	113	114	111	116	22.604	44.417	9.857	0.591
24	120	117	118	119	116	121	23.560	30.085	7.988	0.658
25	121	124	123	122	125	126	1.609	-10.865	-2.135	0.352
26	127	130	129	128	126	131	1.468	-3.471	-0.875	-1.433



Conclusiones:

Con los resultados obtenidos de este análisis y los resultados obtenidos con el Método de Zurlubov y Bougayeva (para caso crítico), se dibujaron las figuras 3.5 - 3.6, en donde se comparan los distintos diagramas de fuerzas normales y los diagramas de momentos flexionantes.

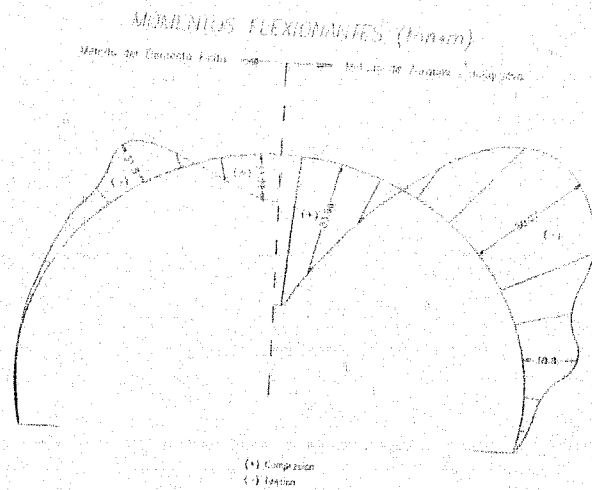


Fig. 3.5

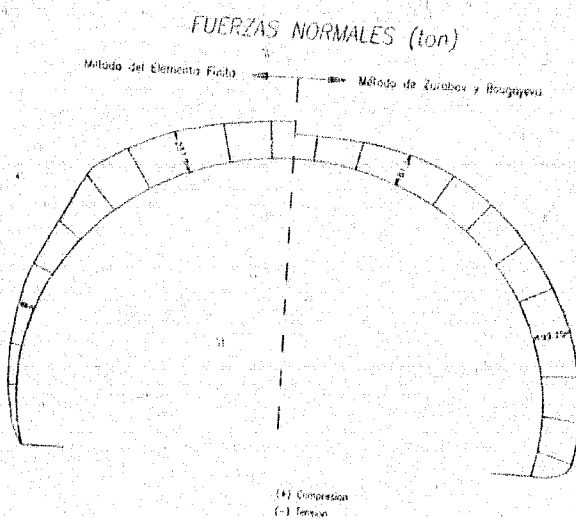


Fig. 3.6

En el diagrama de momentos flexionantes, se observa como con el Método de Zurabov y Bougayeva los momentos flexionantes son demasiado grandes en comparación con los obtenidos mediante el Método del Elemento Finito; de forma contraria, el diagrama de fuerzas normales (figura 3.6), nos muestra que con el Método del Elemento Finito, las fuerzas normales son mayores, que con el Método de Zurabov y Bougayeva.

El análisis estructural de un revestimiento de túnel por medio de un programa de marcos planos y las teorías de Zurabov y Bougayeva es, en principio, incompleto. La razón fundamental es simplemente que no se considera la interacción total de la estructura con la roca. En la antigüedad, los revestimientos monolíticos de concreto eran diseñados como arcos de acuerdo con la teoría de la elasticidad, sujetos a presiones activas e ignorando cualquier resistencia pasiva a las deformaciones, proporcionada por la roca circundante. Zurabov y Bougayeva (1940) contribuyeron a mejorar el análisis de cargas alrededor de los revestimientos introduciendo las deformaciones de la estructura y las reacciones de un medio elástico circundante. Sin embargo el método de Zurabov y Bougayeva tiene el inconveniente de no considerar la acción de la fricción que se genera también en los contactos entre la roca y la estructura y que es una parte fundamental de la interacción roca-revestimiento.

La consideración más relevante que debe hacerse en el análisis de un revestimiento (como se mencionó anteriormente, y que el Método del Elemento Finito toma en cuenta), es que la estructura se encuentra embebida en un medio (elástico, elastoplástico, viscoelástico, etc.) que, a la vez de presionar, tendiendo a deformar el revestimiento, hacia el interior de la excavación, proporciona confinamiento, restringiendo la deformación de la estructura hacia el exterior. Las fuerzas de fricción generadas entre el revestimiento y la roca influyen de manera muy importante en la magnitud y la forma en que se presentan los elementos mecánicos del revestimiento, aumentando considerablemente las fuerzas normales y disminuyendo los momentos flexionantes, lo cual finalmente permite llegar a diseños más económicos de la estructura del revestimiento.

CAPÍTULO IV DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO

1. Criterios para el diseño estructural del revestimiento

En los párrafos siguientes se mencionarán los criterios seguidos para el diseño estructural del revestimiento del túnel.

La parte fundamental del diseño del revestimiento puede reducirse a un problema de revisión estructural para una geometría propuesta y utilizada en el análisis, empleando los conceptos fundamentales de la teoría del concreto reforzado y las recomendaciones para diseño del Código ACI - 318-77.

El diseño del revestimiento de concreto reforzado de este túnel se pudo reducir a un problema bidimensional con las siguientes combinaciones de acciones:

- a) Flexocompresión (en clave y en paredes)
- b) Cortante (en paredes y en zapatas)
- c) Flexión (en zapatas)

El diseño estuvo dividido en dos etapas principales. La primera fue la revisión estructural en la zona crítica donde la carga q que actúa sobre el revestimiento se estimó en 40 ton/m, y la segunda fue la revisión estructural en la zona no crítica donde la carga q actuante es de 12 ton/m.

Las cantidades de refuerzo, su posición, las interrupciones del mismo, los dobleces y los anclajes, etc., se ilustran en el plano No. 3 (tramo crítico) y plano No. 4 (tramo no crítico).

a) Revisión por flexocompresión

Esta revisión consistió en verificar la resistencia del revestimiento ante el efecto combinado de la fuerza axial y el momento flexionante actuantes. El concepto fundamental de la interacción flexión-compresión es que la compresión tiende a disminuir los esfuerzos de tensión por flexión, pudiendo traer como consecuencia una menor cantidad de refuerzo comparada con la que se obtendría de sólo considerar la flexión.

Para la revisión por flexocompresión, se hizo el cálculo de los diagramas de interacción para dos secciones transversales del revestimiento. El primer diagrama que se muestra en la figura 4.1, corresponde al caso crítico y en el se considera una sección de 60x100 con varillas del No. 5@25. El segundo diagrama (fig. 4.2), corresponde al caso no crítico y considera una sección de 100x60cm sin refuerzo. Estos diagramas representan el lugar geométrico de los puntos (P,M), en los cuales se alcanza la resistencia máxima de la sección propuesta, por tanto para combinaciones de acciones (P₁, M₁) que se localicen dentro del diagrama, la sección será adecuada por geometría y refuerzo.

b) Revisión por cortante

Esta revisión solo se llevó a cabo en aquellas secciones en las que la fuerza cortante predominó sobre la fuerza normal y la flexión. Para este objeto se comparó la fuerza cortante máxima que actúa sobre el revestimiento, con la fuerza cortante resistente de la sección, resultando conveniente en el caso crítico colocar estribos.

c) Revisión por flexión

En algunas secciones, como son las zapatas, resultó recomendable revisarlas únicamente por flexión debido a que sobre ellas no actúan fuerzas de compresión considerables. En este caso se propuso un armado y se revisó el momento resistente de la sección, con el momento actuante sobre la misma resultando $M_R > M_u$.

2.- Revisión estructural en zona crítica

a) Flexocompresión en la clave

La interacción de efectos se da con los siguientes valores:

$$M_u = 34 (1.4/0.9) = 52.88 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

(A)

$$P_u = 205 (1.4/0.7) = 410 \text{ ton}$$

Proporcionando una sección de 100 cm x 60 cm con un armado ϕ No. 5 @ 25 en ambos lechos, se observa que el punto A (M_u , P_u) se localiza dentro de la zona del diagrama de interacción, con un amplio rango de seguridad.

El armado queda justificado por el hecho de que en la zona crítica, el alto valor de la compresión disminuye considerablemente los esfuerzos de tensión por flexión.

b) Flexocompresión en paredes

$$M_u = (1.4/0.9)(32) = 49.77 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad (B)$$

$$P_u = (1.4/0.7)(253) = 506 \text{ ton}$$

Considerando la misma sección anterior se observa que el punto B queda también dentro del diagrama de interacción correspondiente.

c) Cortante

$$V_u = 1.4(36) = 50.4 \text{ ton}$$

$$V_R = FR \times 0.5 \times b d (f'c)^{1/2}$$

$$V_R = 31,620 \text{ kg}$$

$$FR = 0.8$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$V_u = 50.4 \text{ ton} > V_R = 31.6 \text{ ton}$$

Es necesario colocar estribos

El cortante a resistir con estribos es:

$$V_s = 50,400 - 31,620 = 18,800 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$A_v = 4(0.71 \text{ cm}^2) = 2.84 \text{ cm}^2$$

Colocando estribos @ 25 cm en sentido longitudinal, la separación transversal se calcula con la expresión anterior:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$$s = \frac{2.84 * 4000 * 50}{18300} = 30.2 \text{ cm}$$

Colocar estribos ϕ No. 3 @ 25 cm en una franja de 2m en sentido radial según plano.

d) Flexión en zapatas

$$M_u = 1.4(1) = 1.4 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Colocando un armado igual al del revestimiento se tiene la siguiente resistencia:

$$M_R = FR \rho b d^2 f_y \left(1 - 1.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$FR = 0.9$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.00132$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$FC = 1.4$$

$$M_R = 17.7 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_R \gg M_u \quad \text{Bien}$$

$$\phi \text{ No 5 @ 25}$$

e) Cortante en zapatas

$$V_{max} = (1.4)(10) = 14 \text{ ton}$$

$$V_R = 0.5FRbd(f'_c)^{1/2}$$

$$V_R = 37.9 \text{ ton}$$

$$V_R \gg V_u \quad \text{Bien}$$

3.- Revisión Estructural en zona crítica

a) Flexocompresión en clave

La interacción de efectos en la zona de clave, se revisa con los siguientes valores (ver análisis por elementos finitos):

$$M_u = FC \cdot M_{\max} = 1.4(10) = 14 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (C)$$

$$P_u = FC \cdot P_{\max} = 1.4(62.5) = 87.5 \text{ ton}$$

Se propone, como primera alternativa, revisar una sección de 100x60 cm de concreto sin refuerzo.

El diagrama de interacción (fig. 4.2), muestra la ubicación del punto (M_u, P_u) denominado C, y en el cual se observa que la interacción de efectos da como resultado un estado de esfuerzos igual al permisible, situado en la zona de falla por tensión en el concreto.

Se propone colocar, sin embargo, un armado ligero que pueda en un momento dado, proporcionar una capacidad adicional de deformación, sin problemas estructurales.

No. 5 @ 25 (Hasta el punto de inflexión en la clave)

b) Flexocompresión en paredes

La interacción de efectos será con los siguientes valores:

$$M_u = 1.4(11.2) = 15.6 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (D)$$

$$P_u = 1.4(76.5) = 107.1 \text{ ton}$$

Ubicando el punto (M_u, P_u) denominado D, en el diagrama de interacción anteriormente utilizado, se observa que se localiza dentro de la zona de esfuerzos permisibles.

Se acepta el concreto sin refuerzo en las paredes del revestimiento

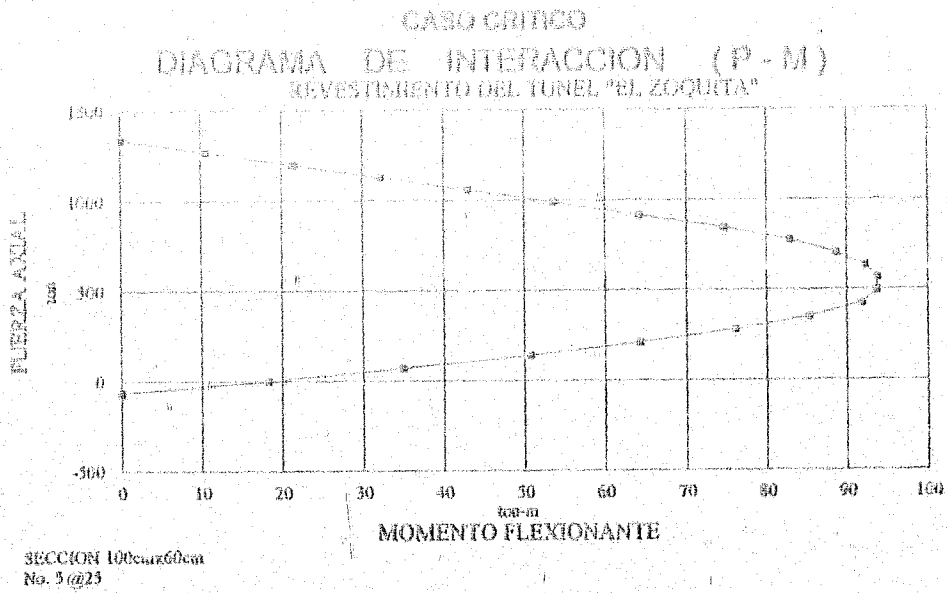


Fig. 4.1

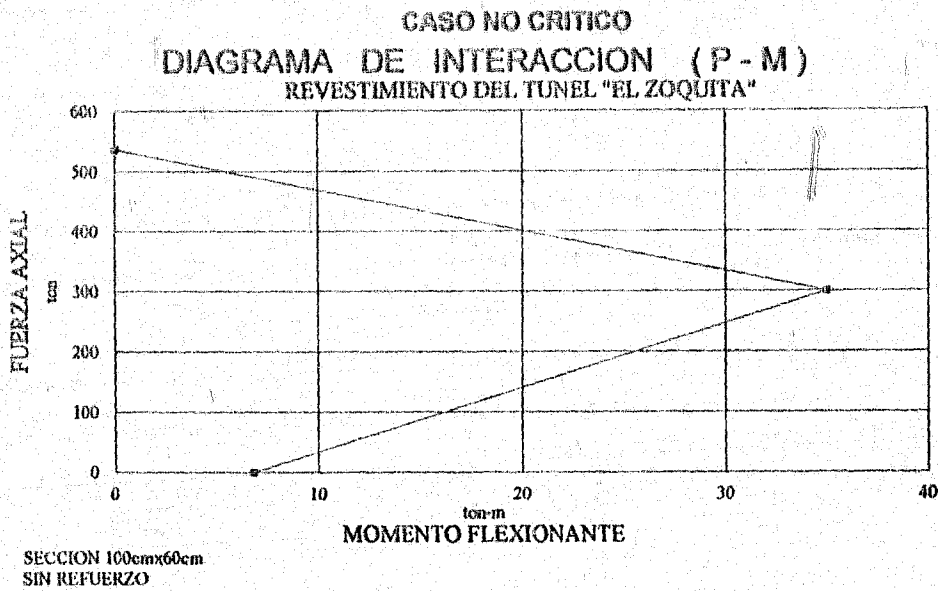


Fig. 4.2

c) Cortante

El cortante máximo ocurre en las paredes del revestimiento.

$$V_u = FC \cdot V_{\max} = 1.4(11.2) = 15.68 \text{ ton}$$

El cortante resistente está dado por la siguiente expresión:

$$V_R = 0.63FRd(f'c)^{1/2}$$

$$FR = 0.65$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$V_R = 29.95 \text{ ton}$$

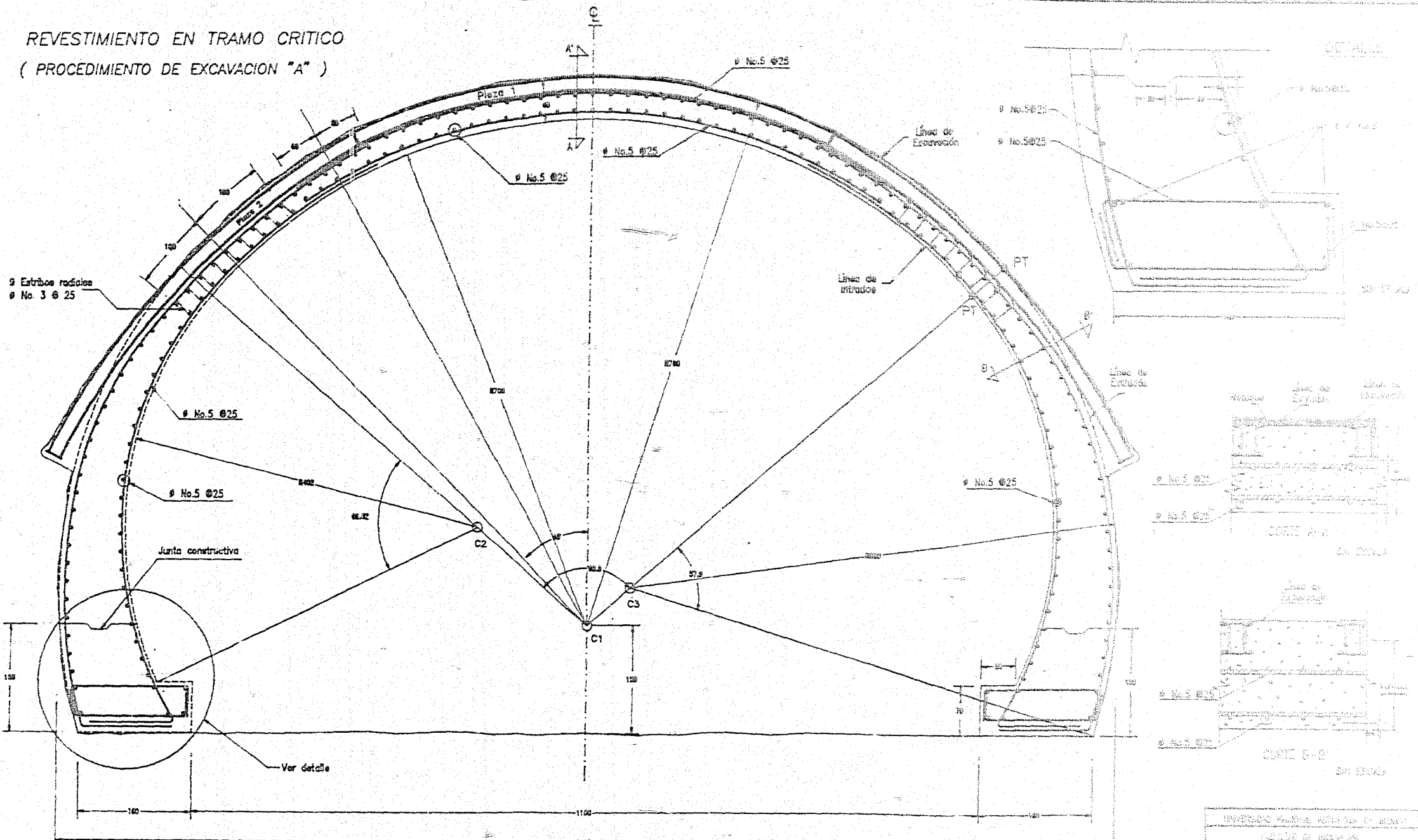
$$V_R > V_u$$

Bien

d) Refuerzo en zapatas

Se propone un refuerzo en la unión de las zapatas con el revestimiento, para tomar las posibles variaciones de esfuerzos inducidos por la esquina que forma la zapata, además de darle continuidad a la junta constructiva.

REVESTIMIENTO EN TRAMO CRITICO
(PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION "A")



ESPECIFICACIONES	
CONCRETO:	
$f_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$	
$f_{tL} = 1/2$	
Roz = 2cm en superficies 10cm en arcos	
ACERO DE REFUERZO:	
Límite de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm ²	
Resistencia a la tracción = 6330 kg/cm ²	
Alargamiento a la ruptura = 25	

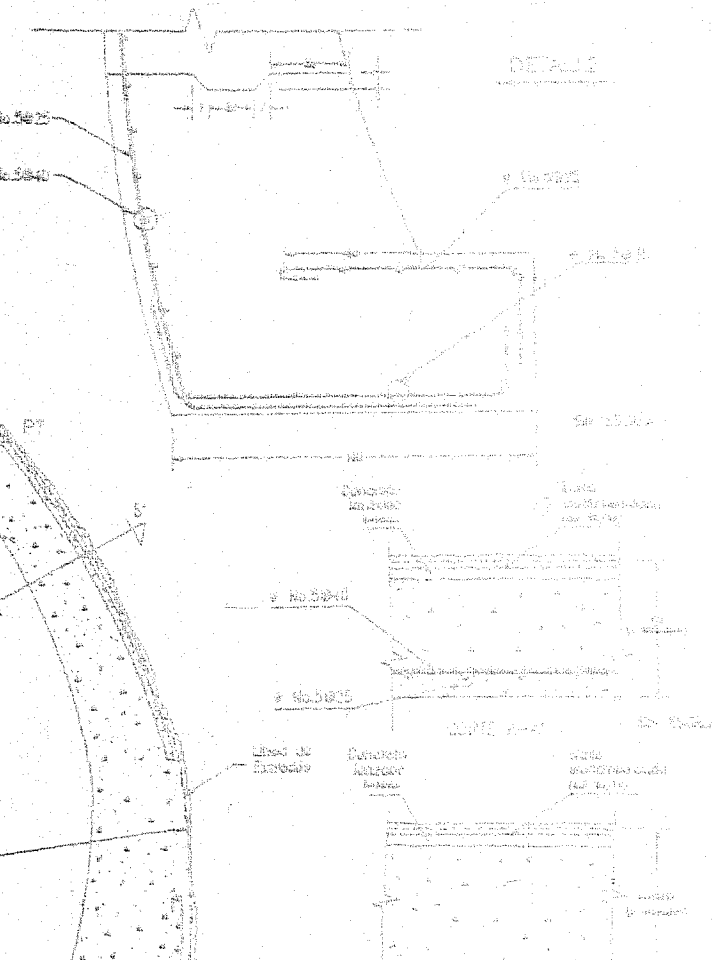
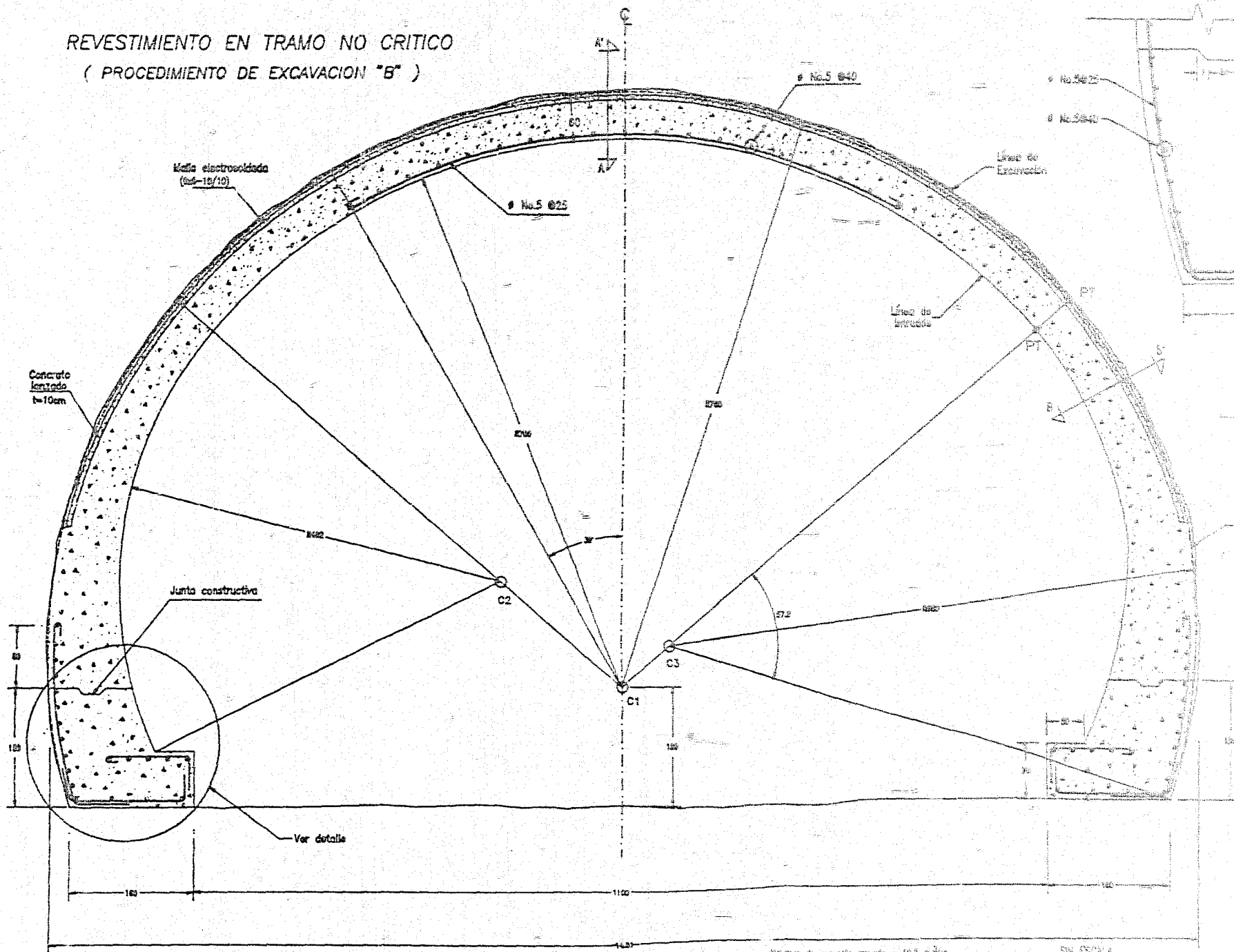
TRAMOS CRITICOS:	
Portal México a 158+425	
158+710 a 158+730	
158+940 a Portal Turpan	

Volúmen de concreto armado = 18.5 m³/m
(a línea intados de estada)
Peso del acero de refuerzo = 230 kg/m

SIN ESCALA
Referencias en paréntesis

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA
PLANTA 158+710/730
CONCRETO
REVISADO POR: [Nombre]
ELABORADO POR: [Nombre]
FECHA: [Fecha]

REVESTIMIENTO EN TRAMO NO CRITICO
(PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION "B")



Volumen de concreto armado = 10.5 m³/m
 (o línea teórica de intencio)
 Volumen de concreto laminado = 2.42 m³/m
 Peso del acero de refuerzo = 230 kg/m

SIN ESCALA
Asociacion en construcciones

CUOTA 0+00 SIN ESCALA

Descripción: 1.00 m ³ de concreto armado 2.42 m ³ de concreto laminado 230 kg de acero de refuerzo	Descripción: 1.00 m ³ de concreto armado 2.42 m ³ de concreto laminado 230 kg de acero de refuerzo
Descripción: 1.00 m ³ de concreto armado 2.42 m ³ de concreto laminado 230 kg de acero de refuerzo	Descripción: 1.00 m ³ de concreto armado 2.42 m ³ de concreto laminado 230 kg de acero de refuerzo

CONCLUSIONES

La factibilidad de un túnel depende, primordialmente, del planteamiento ingenieril y del apoyo que proporcionen los estudios geológicos y geotécnicos de que se disponga. También depende de que se cuente oportunamente, al menos, con un buen anteproyecto, que tome en cuenta, además de la naturaleza del terreno, los procedimientos constructivos que harán más segura y económica la ejecución material del túnel.

La elaboración de un proyecto de túnel carretero requiere de estudios previos, completos y precisos de la geología, geohidrología y geomorfología del sitio, realizados por geólogos, geofísicos y geotecnistas experimentados y, preferentemente, con la participación directa del proyectista.

Un estudio geológico para un túnel deberá apoyarse en :

- el estudio de cartas geológicas
- los reconocimientos del sitio
- la exploración geofísica
- los sondeos
- la interpretación del geólogo

Cada uno de estos elementos tiene un peso específico que dependerá de diversas circunstancias, de las modalidades vigentes y de puntos de vista particulares.

En rigor es el geólogo quien concibe y delinea el modelo geológico, basándose en su experiencia y en toda la información que recaba en sus recorridos de campo y en diversos indicios que percibe y detecta, para cada caso particular.

Los sondeos que en general son caros, dan únicamente información puntual que, si no se correlaciona con los reconocimientos de superficie (afloramientos, fracturas fallas, grietas, etc.) y con las prospecciones geofísicas, no producen información del todo útil. La experiencia ha demostrado que en túneles largos y profundos resulta muy difícil establecer las condiciones de la roca con apoyo en las barrenaciones, las que además de caras y lentas, no siempre producen información confiable.

Por su lado, la geofísica es un arma muy útil, si es debidamente empleada, ya que permite conocer o detectar cambios litológicos y propiedades físicas promedio.

Así como el geólogo es el responsable de delinear un modelo geológico del macizo, el ingeniero de proyectos es responsable de generar el modelo geomecánico que sirve de base para los resultados de comportamiento y para el diseño de las estructuras subterráneas, los cortes y los procedimientos constructivos.

De lo anterior destaca lo siguiente:

- 1.- La calidad de un estudio geológico depende más de la experiencia y conocimientos del geólogo que del número de sondeos que se realicen.
- 2.- La profusión de los estudios de campo (número de sondeos, número de líneas de geofísica, etc.) debe estar limitada razonablemente, considerando que más allá de ciertos límites, la información no contribuye a mejorar la calidad de los estudios ni de los correspondientes modelos geológicos y si, en cambio, incide decisivamente en el costo del proyecto.
- 3.- La calidad de un proyecto, aunque se apoya bastante en el estudio geológico, depende fundamentalmente de la experiencia del proyectista.

El túnel es una obra civil difícil de proyectar, por lo tanto, si los estudios no son lo suficientemente adecuados se corre un alto riesgo de caer en errores de diseño, tanto de la estructura como de procedimientos constructivos, lo cual, se puede repercutir en costos no previstos, en el mejor de los casos y/o en catástrofes, en el peor. Más vale siempre invertir una cantidad considerable en estudios y no después tener que corregir imprevistos a costa de lo que sea.

La ingeniería de proyecto de un túnel se apoya en los resultados obtenidos de ensayos de mecánica de suelos y mecánica de rocas, en las auscultaciones geofísicas y en los sondeos y levantamientos de campo en la zona de trabajo. Esta información, cuando es fiable, permite predecir, aceptablemente, el comportamiento de las excavaciones subterráneas y, por lo tanto, hace posible planear las etapas constructivas, de tal forma que se induzcan únicamente deformaciones y corrimientos que resulten tolerables y controlables y que se reduzcan los riesgos al mínimo posible. En algunos casos esta información se complementa con resultados de pruebas de campo tales como: permeabilidad, deformabilidad, resistencia al corte y otras.

Al igual que los estudios, el proyecto de túnel requiere de una minuciosidad muy especial si no se quiere caer en errores que puedan costar caros. Los errores pueden ser principalmente de concepto (p.e. el no saber interpretar cómo se va a comportar la roca ante la excavación y la manera en que ésta interactuará con el revestimiento).

Para llevar a cabo la modelación en los túneles, los factores que hay que tomar en cuenta para llegar a resultados razonables son: propiedades físicas y de resistencia de los materiales, las posibles estructuras y/o familias de discontinuidades, el flujo de agua a través del macizo y los sistemas propuestos de estabilización; se tiene que modelar el estado primario de esfuerzos dentro del macizo (geostático y/o tectónico), la geometría exacta de la excavación y del revestimiento, los tipos de presión a los que estará sujeta la obra, la influencia del tiempo en el desarrollo de dichas presiones y su relación con las secuencias o etapas propuestas para realizar la excavación y la

Interacción del macizo con los elementos de estabilización, tales como anclas, arcos de acero, concreto lanzado y revestimiento.

El proyecto de un túnel no termina al alcanzar una geometría óptima de la excavación y proponer los posibles sistemas de estabilización. A esto le sigue un diseño estructural muy minucioso del revestimiento, apoyado en la interacción de éste con la roca y con de las distintas combinaciones de cargas a las que posiblemente estará sujeto. Es obligación del proyectista llegar a un diseño óptimo de la estructura, que sea seguro, fácil de construir y a la vez económico. Esto sólo es posible mediante una modelación adecuada y mediante el uso de las más modernas herramientas de análisis por computadora (programas de elementos finitos diseñados para obras subterráneas).

BIBLIOGRAFIA

E. Hoek / E.T. Brown

"Excavaciones Subterráneas en Roca"

Mc Graw Hill

John O. Bickel / T.R. Kuesel

"Tunnel Engineering Handbook"

Edited by

K. Széchy

"The Art of Tunneling"

Académiai Kiadó, Publishing House of the Hungarian

Academy of Sciences, Budapest 1973

Peter Fritz

"Rhoo-Statib User's Manual"

Department of Rock Engineering, Federal Institute of
Technology, Zurich Switzerland

Evert Hoek, John Bray

"Rock Slope Engineering"

The Institution of Mining and Metallurgy, London

Anthony Burt

"Computer Methods in Tunnel Design"

The Institution of Civil Engineers

Paul F. Rice, Edward S. Hoffman

"Diseño Estructural con Normas de ACI"

Noriega Limusa

Ing. Pedro Castellanos Hernández

"Análisis del Estado de Esfuerzos del Revestimiento de un Túnel
por medio del Método del Elemento Finito"

Tesis Profesional

Ing. Fermín Sánchez Reyes

"Túnel Carretero los Querandas su Proyecto y Construcción"

Tesis Profesional

Ing. Enrique Avalos Zavala

"Revestimientos de Concreto Simple para Túneles en Terrenos Firmes"

Tesis Profesional