

51
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

FALLA DE ORIGEN "DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION DE UN VIADUCTO DESPLANTADO EN ROCA"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
JOSE LUIS MARTINEZ VAZQUEZ



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 está 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
SISTEMA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JOSE LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 26 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, **Ing. RODRIGO MURILLO FERNANDEZ** pueda dirigirle su trabajo de Tesis denominado "**DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION DE UN VIADUCTO DESPLANTADO EN ROCA**", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Junio 17 de 1993.

EL DIRECTOR


M en T. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica
- c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil
- c c p Ing. Rodrigo Murillo Fernández, Asesor de Tesis

CCMC!AIR/jj'

D.G

**A LA UNAM
POR TODO LO QUE REPRESENTA**

**A SALVADOR
A QUIEN DEBO PARTE
DE LO QUE SOY**

**A MIS PADRES
POR SU CARIÑO**

**A MIS HERMANOS
CON QUIENES COMPARTO LA VIDA**

**A ROGELIO CRUZ ROJAS
PORQUE PUEDO CONTAR CON SU
AMISTAD**

**A TODAS LAS PERSONAS QUE
COLABORARON Y OPINARON ACERCA DE
ESTA TESIS**

**AGRADEZCO DE FORMA ESPECIAL A
LOS INGENIEROS:
RODRIGO MURILLO FERNANDEZ
ROBERTO HERNANDEZ ISLAS
POR SU DISPOSICION Y PACIENCIA
AL APOYAR LA REALIZACION
DE ESTE TRABAJO**

ÍNDICE

Introducción

I.- Generalidades

A.- Justificación del proyecto.

B.- Características físicas de la zona en proyecto.

1.- Ubicación geográfica.

2.- Geología regional.

3.- Topografía.

C.- Características particulares del viaducto.

D.- Estudios previos.

1.- Estudio topohidráulico.

2.- Estudio geotécnico.

a.- Reconocimiento preliminar.

1) Reconocimiento de campo.

b.- Exploración de detalle.

4) Pruebas de laboratorio.

5) Instrumentación.

c.- Estratigrafía

16

II.- Diseño geotécnico de la cimentación.

A.- Elección del tipo de cimentación.

24

1.- Nivel de desplante.

2.- Capacidad de carga.

3.- Asentamientos.

4.- Estabilidad de excavaciones.

5.- Estabilidad de la ladera.

III.- Conclusiones y recomendaciones.

A.- interpretación de resultados.

65

B.- Procedimiento constructivo.

67

C.- Instrumentación.

68

Referencias

Anexos

Introducción

El presente trabajo pertenece al área geotécnica, particularmente a la mecánica de rocas y tiene como propósito el presentar una evaluación de los esfuerzos y la deformación que se generan en una masa de roca, al desplantar en ella la cimentación de un puente; integrando con este fin principios básicos de la mecánica de rocas y los conocimientos básicos de la mecánica de materiales adquiridos en la escuela.

Se enfocará la evaluación de las variables antes mencionadas a un viaducto proyectado en la autopista México - Veracruz, a ubicarse a la altura del kilómetro 5 + 680. El tipo de roca donde se hará el desplante es caliza, con una estratificación de 20 cm de espesor en promedio.

El alcance de esta obra se limita al empleo de las soluciones de la teoría de la elasticidad, aplicadas a una masa estratificada y no busca reexponerlas. Evita en lo posible reiterar lo escrito en los textos de referencia, ya que este trabajo no pretende ser un libro de texto, sino más bien una referencia de solución a un problema concreto. Se intenta asimismo, exponer el problema y la solución en forma unitaria, de manera que se tomen en cuenta todos los aspectos que preceden al diseño en sí y aquellos que permiten su ejecución.

Para lograr el objetivo planteado, se dividió el trabajo en tres capítulos. El primero, trata del entorno físico de la obra proyectada, es decir: del relieve, clima drenaje, geología; así como de los procedimientos para establecer la estratigrafía y las propiedades mecánicas del material encontrado. Toda esta información proporcionará los elementos para el diseño geotécnico, del cual se ocupará el capítulo II.

En dicho capítulo se analizan los aspectos de capacidad de carga, deformación y estabilidad de la masa de roca, empleando para ello, como se dijo anteriormente, la teoría de la elasticidad y la teoría del bloque (en caso de la estabilidad). Se nota que los modelos empleados se alejan de una concepción realista, sin embargo se destaca el hecho de que los resultados obtenidos de su aplicación son valores de referencia que difícilmente podrán ser comparados con mediciones de campo. No obstante en el capítulo III se propone la implementación de un procedimiento de instrumentación y medición.

Además, en la parte final se dan tanto las conclusiones concernientes a este trabajo como algunas propuestas de investigación y compilación de resultados experimentales y de campo, que de alguna forma proporcionen un sustento a investigaciones futuras que tengan que ver con masas de roca. La propuesta de procedimiento constructivo también se incluye en esta sección.

I. - Generalidades.

A.- Antecedentes

Dentro del programa Nacional de Autopistas, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) contempla la modernización, construcción y conservación de la red carretera, a fin de integrar los sistemas que comunican al país (Gasca N. Rogelio, 1993).

Un ejemplo en el que se aprecian los objetivos del programa lo representa la autopista México - Veracruz, ya que en ella se ha efectuado la modernización del tramo Puebla- Esperanza, ampliando la vía de dos a cuatro carriles; asimismo se prevé la construcción del tramo Esperanza - Orizaba que será un trazo, independiente y "paralelo" al actual, con dos carriles, con el propósito de reducir el tiempo de recorrido en base a su alineamiento horizontal, ya que en la actualidad el tiempo de recorrido en el camino existente se incrementa dado lo sinuoso del trazo en dicha zona.

Asimismo, el alineamiento horizontal del tramo a construirse será lo mas directo posible, reduciendo el número de curvas y su proximidad; para lograrlo, se propuso la construcción de una serie de viaductos a localizarse en la zona de las cumbres de Maltrata, y es uno de estos viaductos, concretamente el que se proyecta en el km 5+687 el que se eligió para desarrollar la presente tesis, misma que se enfocará a los aspectos geotécnicos de la cimentación de tal obra; en lo que sigue se dan los pormenores respectivos.

B. Características físicas de la zona en proyecto.

1. Ubicación geográfica

Como se mencionó, el sitio en estudio se localiza en las llamadas cumbres de Maltrata, cercanas a la población del mismo nombre en el estado de Veracruz.

Para llegar a Maltrata el acceso se hace primeramente por la carretera federal 150 que une a las ciudades de Puebla y Córdoba, tomando posteriormente la desviación hacia la mencionada población. A partir de ahí se puede llegar al sitio de interés siguiendo el curso de la barranca ascendiendo por la serranía, o bien, a través de 5km de terracería. Una alternativa de acceso la representa seguir el trazo de la vía férrea México - Veracruz, que es una ruta prolongada debido a la topografía del sitio y a las características propias del ferrocarril; pero es una referencia apreciable, sobre todo si se

piensa que en determinada época del año la vegetación y el mal estado de la terracería a causa de los deslaves a lo largo de la misma, hacen poco accesible la zona.

Al hacer referencia de la presencia de condiciones meteorológicas desfavorables , es oportuno destacar la importancia de contemplar la influencia de los aspectos climáticos regionales que de alguna manera afectarán a los programas de exploración y construcción, condicionando a estos últimos a incluir estrategias que protejan las condiciones de desplante de la cimentación a proyectarse. La zona representa clima templado caluroso, con lluvias todo el año, la temperatura media anual es de 20°C y precipitación mayor a 300 mm.

Retomando lo referente a la ubicación del cruce con respecto a la vía férrea, cabe señalar que se encuentra a la altura del kilómetro 255+050 de ésta.

Sin pasar por alto las referencias geográficas, debe decirse que el lugar de interés se localiza entre los 97° 16' y 97° 19' de longitud oeste y en cuanto a latitud entre los 18° 48' y 18° 05' norte.

En las **figuras 1 y 2** se muestra respectivamente, la localización geográfica de la zona donde se proyecta ubicar la obra y de manera más detallada, el sitio de interés.



FIG. 1 UBICACION GEOGRAFICA DE
LA ZONA EN ESTUDIO

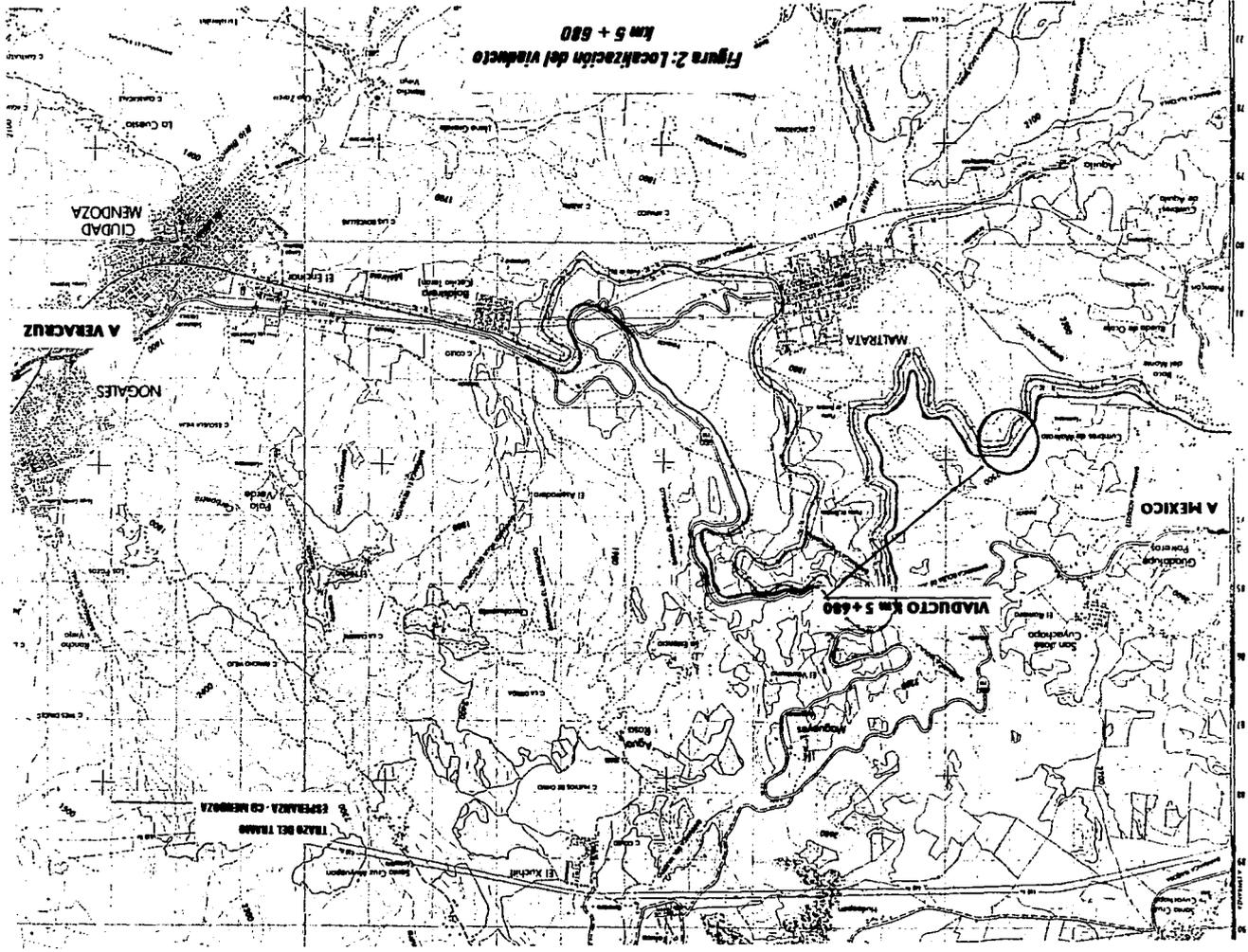


Figura 2: Localización del viaducto
km 5 + 680

2.-Geología regional

A continuación se dará una descripción general de los aspectos geológicos existentes en la región donde se localizará la obra en proyecto. Estos aspectos se refieren a su ubicación dentro de las diferentes provincias geológicas y a las formaciones litológicas de principal interés para este proyecto; es decir que se hablará de aquellas formaciones que se encuentren aflorando en el sitio o presenten un espesor donde pueda quedar desplantada la obra.

Con esta información, se pretende indicar la importancia de los conceptos geológicos que pueden ser obtenidos en "gabinete" mediante información y bibliografía existente, para posteriormente ser corroborados, rectificados o ampliados cuando se efectúe el recorrido geológico de campo, al cual se hará referencia en apartados subsecuentes. La importancia de esa información se manifestará de manera más clara si tenemos en cuenta que es precisamente la geomorfología la que incide en el programa de exploración de detalle ya que ayuda a definir el número, tipo y profundidad de los sondeos, comprendiendo que para cada material existe un muestreador idóneo, que inducirá el menor grado de alteración física o mecánica al material estudiado.

De acuerdo a la regionalización geológica por provincias (López Ramos Eduardo, 1981), la zona en estudio se ubica en la sub provincia de la sierra de Juárez, en el límite con la del Eje Neovolcánico (*fig 3*). Es característica la existencia de roca caliza propensa a la carsticidad; siendo la formación más representativa la "Maltrata", que tuvo su origen geológico en el Cretácico Superior, dentro del Mesozoico; significa esto que es una formación reciente desde el punto de vista geológico, de entre 100 y 70 millones de años de edad.

Fundamentalmente se describen como calizas de color gris oscuro y negro, con intercalaciones de pizarra arcillosa de color amarillo y estratificaciones delgadas hacia la base; los lechos contienen abundantes bandeamientos y lentes irregulares de pedernal negro.

Estudios adicionales de PEMEX añaden que los estratos aparecen bien definidos, variando de 10 a 40 cm de espesor.

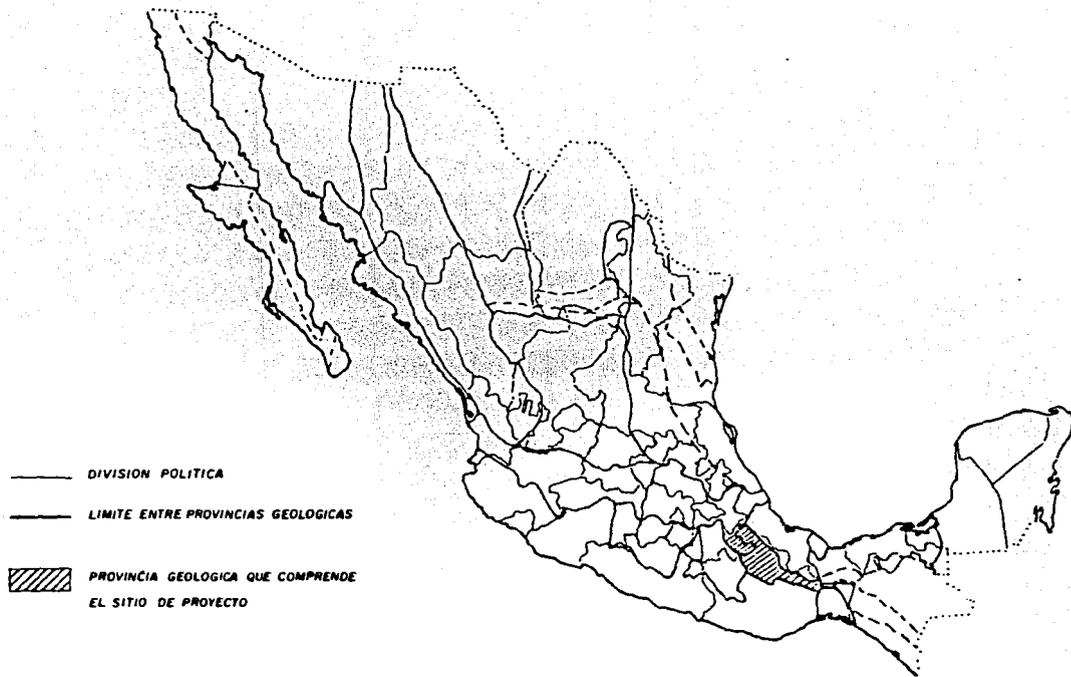


FIG 3 UBICACION GEOGRAFICA DE LA ZONA EN ESTUDIO
DENTRO DE LAS PROVINCIAS GEOLOGICAS

C.- Características particulares del viaducto

Para cubrir la longitud del claro que cruzará el arroyo " sin nombre " se proyecta en forma preliminar que el viaducto tenga un trazo radial, con una longitud aproximada de 218 m, definida por la posición de la rasante de proyecto. El largo del viaducto se dividirá en claros variables entre 30.5 y 31.2 m hechos con elementos presforzados; ubicando el primer apoyo en el km 5 + 557.69 y el último en el km 5 + 773.89. Éstos apoyos extremos serán estribos, en tanto que para los 6 restantes se proponen pilas de sección hueca, colados monolíticamente con la cimentación. La ubicación de cada apoyo se lista en seguida :

<i>Apoyo</i>	<i>km</i>
1	5 + 557.69
2	5 + 588.20
3	5 + 619.16
4	5 + 650.03
5	5 + 680.99
6	5 + 712.06
7	5 + 743.25
8	5 + 773.89

Tabla 1 Ubicación de los apoyos del viaducto

El viaducto alojará dos carriles de circulación en un ancho de calzada de 11.8 m, incluyendo en esta dimensión 0.4 m de guarnición a cada lado.

Se estima que las descargas debidas a la carga muerta y viva sean del orden de 1500 ton para los dos primeros apoyos de cada lado (estribos 1 y 8 y apoyos 2 y 7), de 2250 ton en los apoyos 3 y 6 y 3270 ton para los intermedios que serán los de mayor dimensión (apoyos 5 y 6). La magnitud de las descargas se obtuvo tomando en cuenta la carga muerta debida al peso de la estructura y la carga móvil tipo T3-S2-R4 y HS-20, de acuerdo a las especificaciones de proyectos tipo de la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP).

La ubicación en planta se muestra en el ***plano 1***.

D.- Estudios previos

El termino de "Estudios previos" en este caso, hace referencia a aquellos realizados para recabar información en campo, que darán base para la elección preliminar de cimentación, profundidad de

C.- Características particulares del viaducto

Para cubrir la longitud del claro que cruzará el arroyo " sin nombre " se proyecta en forma preliminar que el viaducto tenga un trazo radial, con una longitud aproximada de 218 m, definida por la posición de la rasante de proyecto. El largo del viaducto se dividirá en claros variables entre 30.5 y 31.2 m hechos con elementos presforzados; ubicando el primer apoyo en el km 5 + 557.69 y el último en el km 5 + 773.89. Éstos apoyos extremos serán estribos, en tanto que para los 6 restantes se proponen pilas de sección hueca, colados monolíticamente con la cimentación. La ubicación de cada apoyo se lista en seguida :

<i>Apoyo</i>	<i>km</i>
1	5 + 557.69
2	5 + 588.20
3	5 + 619.16
4	5 + 650.03
5	5 + 680.99
6	5 + 712.06
7	5 + 743.25
8	5 + 773.89

Tabla 1 Ubicación de los apoyos del viaducto

El viaducto alojará dos carriles de circulación en un ancho de calzada de 11.8 m, incluyendo en esta dimensión 0.4 m de guarnición a cada lado.

Se estima que las descargas debidas a la carga muerta y viva sean del orden de 1500 ton para los dos primeros apoyos de cada lado (estribos 1 y 8 y apoyos 2 y 7), de 2250 ton en los apoyos 3 y 6 y 3270 ton para los intermedios que serán los de mayor dimensión (apoyos 5 y 6). La magnitud de las descargas se obtuvo tomando en cuenta la carga muerta debida al peso de la estructura y la carga móvil tipo T3-S2-R4 y HS-20, de acuerdo a las especificaciones de proyectos tipo de la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP).

La ubicación en planta se muestra en el *plano 1*.

D.- Estudios previos

El termino de "Estudios previos" en este caso, hace referencia a aquellos realizados para recabar información en campo, que darán base para la elección preliminar de cimentación, profundidad de

desplante y otras características del diseño. Se ha incluido en este trabajo aspectos correspondientes a la topografía y drenaje, separándolos claramente de los geotécnicos.

En particular, el estudio topohidráulico tiene como fin conocer el relieve y la forma en que éste se integra a las condiciones de drenaje, de manera que se obtengan gasto, velocidad, tirantes de aguas: mínimas, medias, ordinarias y extraordinarias; valores que permitan proponer un nivel de desplante donde no afecten a la cimentación los efectos de socavación, y por otra parte, evaluar la influencia de la obra desde el punto de vista hidráulico.

La información de drenaje revela aspectos que están relacionados con la geología de la zona, ya que puede indicar la existencia de discontinuidades tales como fisuras, fallas o cavernas.

La parte complementaria de los estudios previos es el estudio geotécnico, éste a su vez puede dividirse en:

a.- Investigación preliminar

b.- Exploración de detalle

La primera debe encaminarse a la definición tentativa de los problemas geotécnicos que sustenten la exploración de detalle, que precisamente ha de examinar exhaustivamente o cuando menos de manera satisfactoria, aquellos problemas que se percibieron en la parte preliminar.

1.-Estudio topohidráulico.

El estudio fué realizado por la Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones (DGPSTyC) de la SCT, reportándose en el los siguientes datos importantes, referentes a la corriente que se localiza en el lugar :

El arroyo "sin nombre" nace a 1.3 km del sitio donde se proyecta el cruce y desemboca a 3 km en el arroyo Tecocac, no provocando influencia hidráulica en el cruce, con un área de cuenca drenada de 0.7 km².

El cauce es sinuoso, estable y encajonado, teniendo el escurrimiento carácter torrencial, arrastrando consigo basura y ramazón, lo cual no será un factor para la elección de la longitud entre apoyos.

En cuanto al régimen de precipitaciones; éste abarca los meses de junio a octubre, con una altura media anual de 850mm.

Superficialmente, la geología del fondo del cauce, de la margen izquierda y derecha esta formada por fragmentos de roca caliza.

El eje del trazo cruza desviado a la corriente, con un ángulo indefinido.

Como se mencionó, la vía férrea se encuentra a una distancia de 85 m aguas abajo del cruce en estudio, por esta misma obra aparentemente se drena parte del escurrimiento, mientras que otro tanto lo hace un sumidero ubicado entre el sitio del cruce y la vía del FC (*plano 7*).

Los datos hidráulicos que se derivan de este estudio fueron:

<i>NAMIN : Cauce Seco</i>	<i>Velocidad :2 m/s</i>
<i>NAMO : Elev. 2298.10 msnm</i>	<i>Gasto :4 m³/s</i>
<i>NAME : Elev. 2298.60 msnm</i>	<i>Frecuencia del evento : 50 años</i>

La información correspondiente a gasto y velocidad fue obtenida con el método de continuidad, no pudiendo ser aplicado el de sección pendiente, por ser esta última demasiado fuerte, del orden del 35%.

Tomando en cuenta los datos obtenidos y con base en el nivel de la rasante de proyecto, proporcionada por la Dirección General de Carreteras Federales de la SCT; se propuso una longitud de viaducto de 207 m, ubicándolo entre los kilómetros 5+562 y 5+769, pasando la subrasante de proyecto a 62 m arriba del NAME.

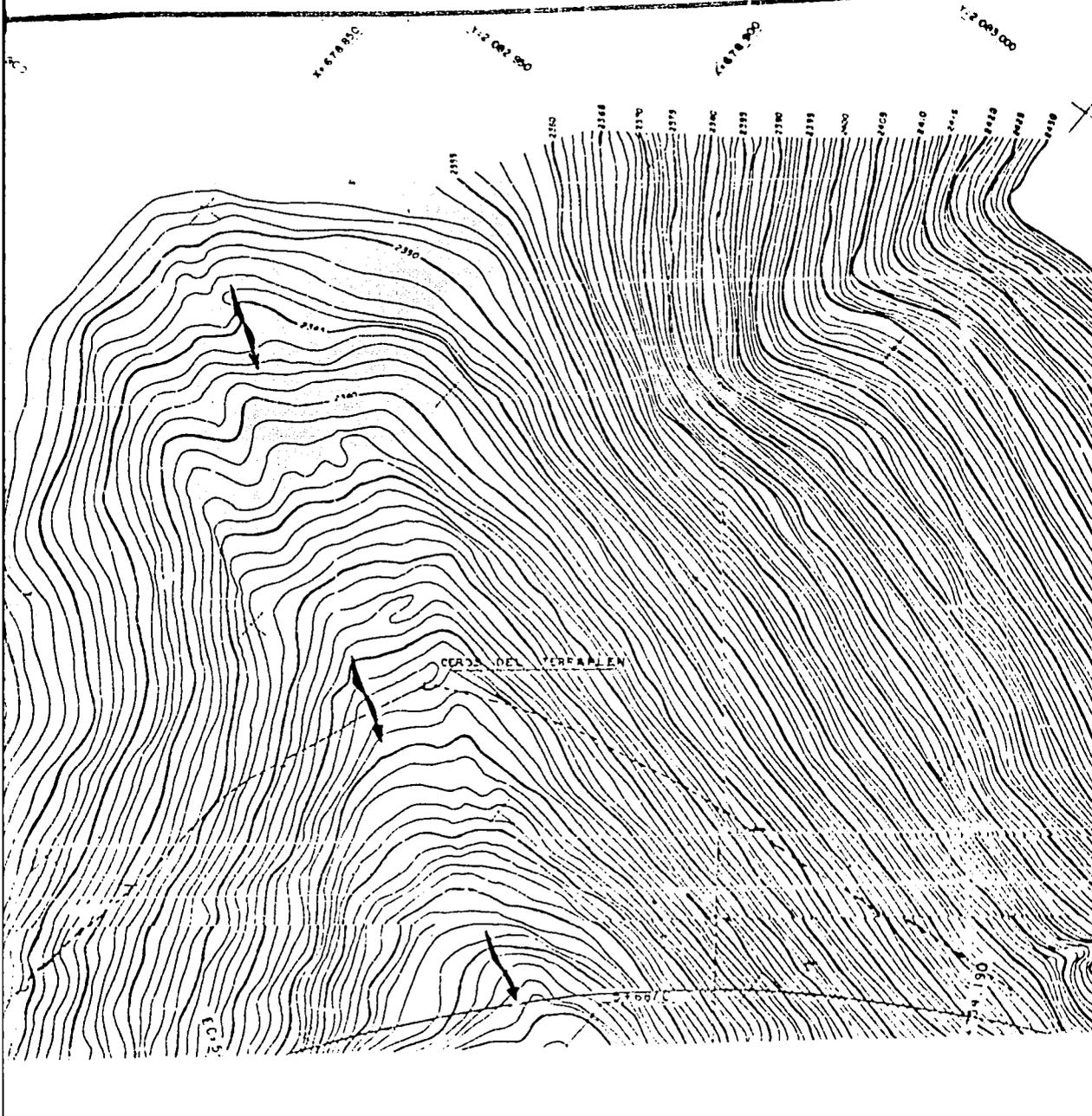
No se optó por una obra distinta tal como una bóveda debido que de resolverse así el cruce, los terraplenes que cubrirían dicha obra invadirían a la vía del ferrocarril, resultando a su vez necesario construir muros demasiado altos que contuvieran al material mencionado.

1:670,000

1:2,000,000

1:500,000

1:2,000,000



CERRO DEL PERRALLEN

2100

2200

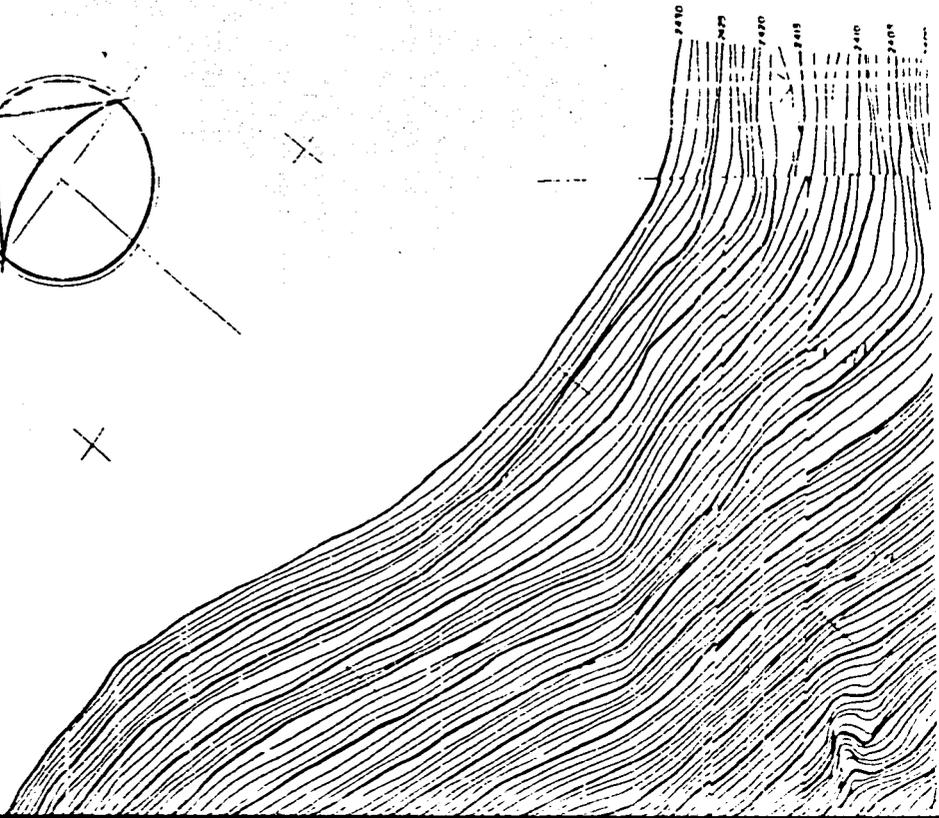
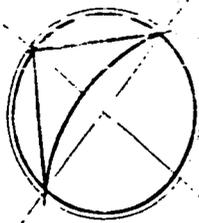
2300

2350

2120
2140
2160
2180
2200
2220
2240
2260
2280
2300
2320
2340
2350

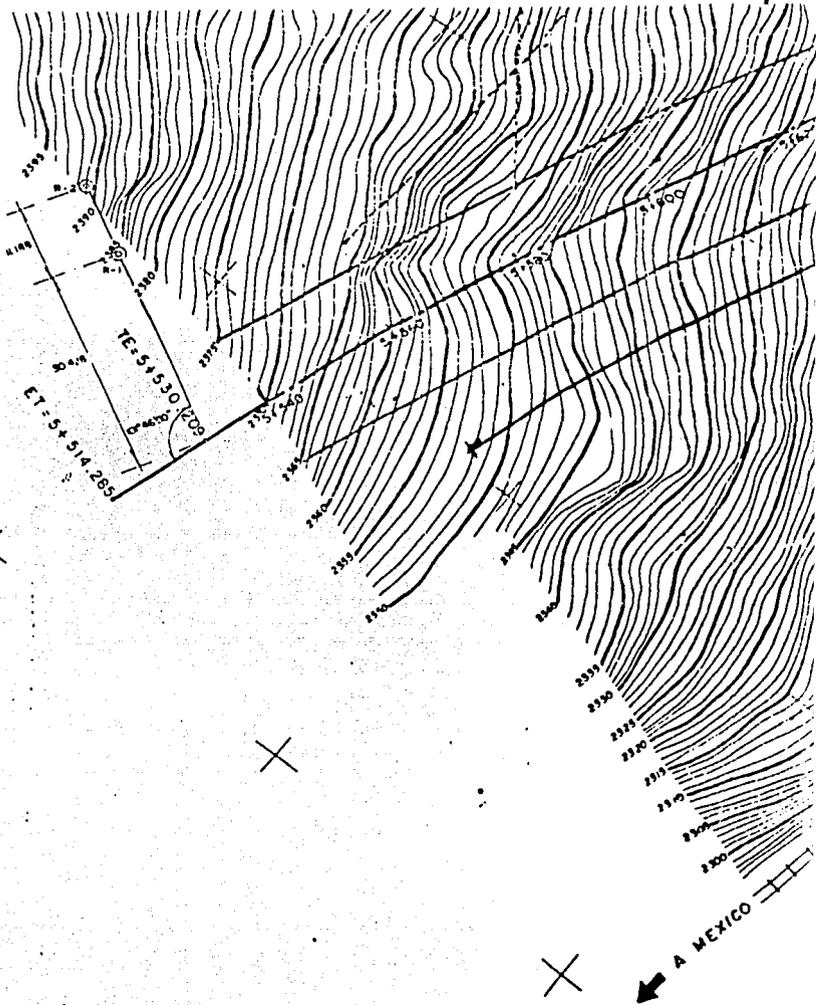
122 080 080

122 080 080

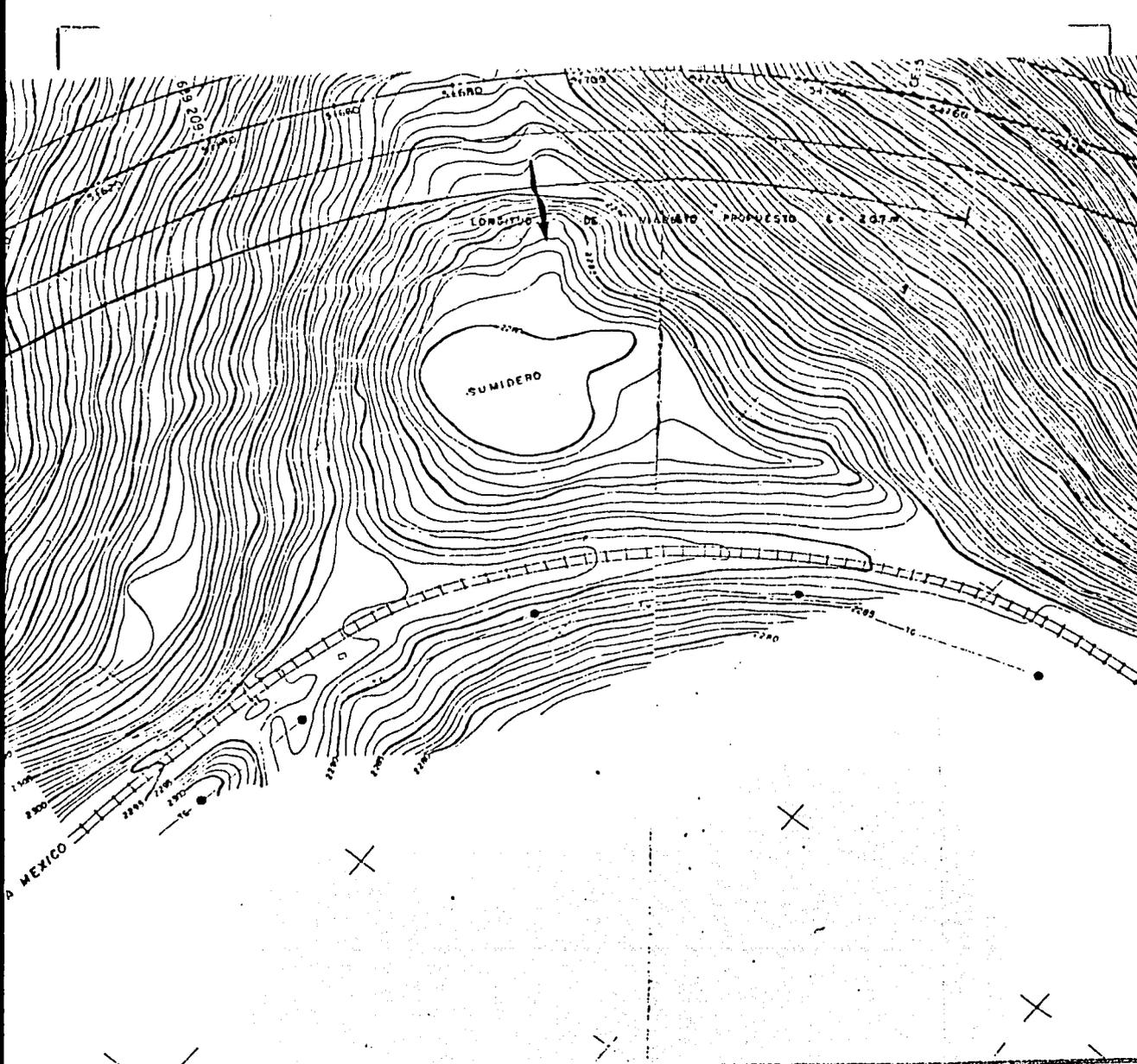


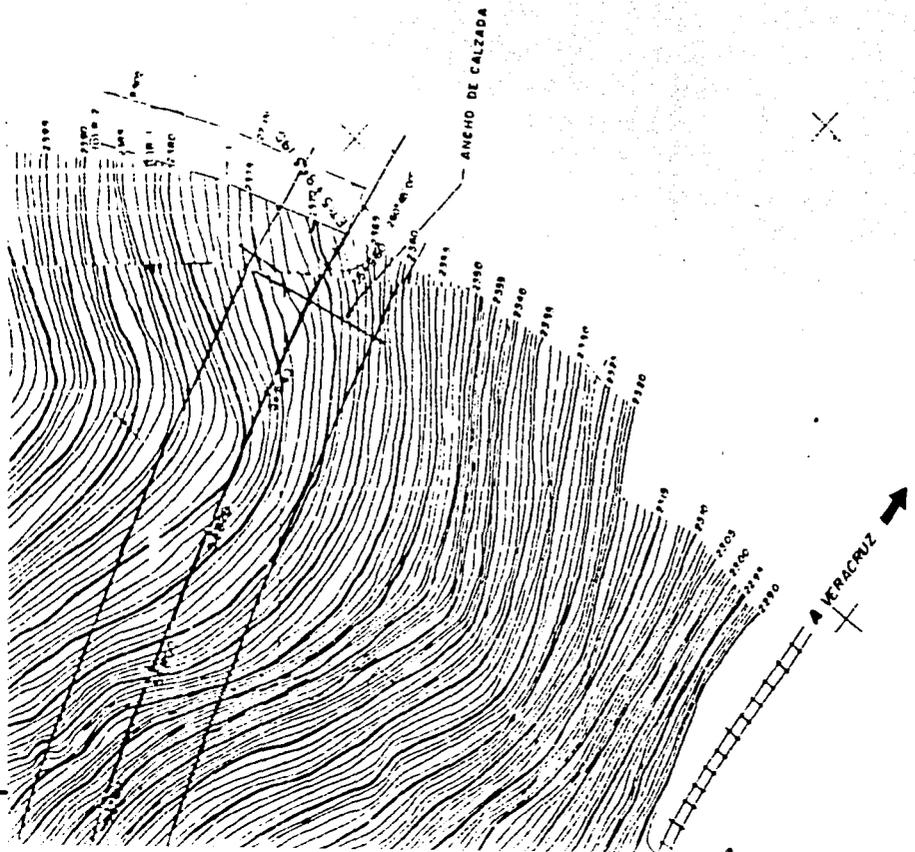
Y: 2,082,650

Y: 2,082,600



AUTOPISTA: MEXICO - VERACRUZ
TRAMO : PUEBLA - CORDOBA
KM : 5+687
ORIGEN : SAN MANUEL LA PUERTA, PUEBLA





0 229 946	A -11	A -12	183°40'00"	6 201	5 48°37'55"E	79 041 707	82°44'27"
0 257 584	A -12	A -13	177°28'00"	17 639	5 48°37'55"E	79 041 707	82°44'27"
0 4291 880	A -13	A -14	174°04'00"	34 297	5 54°33'55"E	79 041 707	82°44'27"

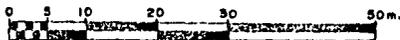
SIMBOLOGIA

Traza de la autopista	
Poligonal de apoyo	
Curva de nivel	
Kilometraje sobre trazo	
Via ferrea F F C C	
Línea de telegrafos	
Indicador de dirección	
Regilla de drenaje pluvial	
Letrero de kilometraje F F C C	

NOTAS:

- Acotaciones en metros
- El norte indicado es astronómico
- El sistema de control horizontal al cual se refiere el estudio se liga al trazo de la autopista, proporcionado por la Dirección General de Carreteras Federales, y está referido al 1:50 000, 45 con valores $Y = 678,908,958$ - $X = 2'02,665,944$
- El sistema de control vertical está referido al B.N. 1, y cubre a las curvas elevadas en esta de arbol localizada a 55 000 m. a la izquierda de la estación 51480 (2), proporcionada por la Dirección General de Carreteras Federales, con ELEV. 2500 511 M. S. N. M.
- La equidistancia entre curvas de nivel es de un metro
- Las acotaciones de las referencias están sobre la escala

ESCALA GRAFICA



ESC. 1:500

UNAM
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON

PLANTA DETALLADA

CRUCE KM 5+687

PLANO 1

FALLA DE ORIGEN

2.- Estudio geotécnico.

En párrafos anteriores, se hizo una breve descripción de este estudio. Para complementar lo expuesto, a continuación se dará una pequeña introducción, añadiendo las particularidades concernientes al caso en estudio.

Se entiende por estudio geotécnico aquel que se realiza para obtener información acerca del subsuelo; dentro de ésta quedan comprendidas las propiedades mecánicas tales como resistencia y compresibilidad, la estratigrafía y las condiciones de presión del agua, entre otras. Todas estas características conllevan, junto con las obtenidas en los estudios adicionales, a definir el tipo de cimentación y el procedimiento constructivo a ser empleado.

Como se señaló, el estudio geotécnico se compone de dos etapas que son :

a.- Investigación preliminar y

b.- Investigación de detalle

a.- Investigación preliminar

La investigación de carácter preliminar es toda aquella que se realiza ya sea a través de la consulta bibliográfica, cartográfica o de campo. Es posible pues, dividirla en recopilación de la información disponible en el sitio, interpretación de fotografías y recorrido de campo. Las dos primeras divisiones quedan incluidas en los trabajos considerados de " gabinete " y la información que se obtenga servirá para establecer de forma tentativa las principales y más sobresalientes características geológicas (litología, rumbo, echado, foliación, estratificación, etc.) y topográficas; así como localizar las vías de acceso y suministro de materiales, además de servir de pauta para el establecimiento del tipo de exploración; ésta información es la que se reporta en los primeros apartados del presente trabajo, hasta el punto correspondiente a la geología regional; es por ello que en lo que sigue se hablará del reconocimiento de campo.

1).- Reconocimiento de campo.

El recorrido por la zona en estudio tiene por objeto observar el comportamiento de formaciones naturales y de obras construidas en el lugar, corroborar la información obtenida en la recopilación del gabinete, identificar y clasificar los suelos superficiales y reunir información adicional para programar la exploración.

Al recorrer los alrededores del lugar puede apreciarse que la formación de roca caliza presenta un plegamiento intenso y muy variable, que en algunos lugares pasa abruptamente de ser vertical hasta adoptar un aspecto sinforme (en forma de cuenca, con la concavidad hacia abajo).

Entre las construcciones cercanas, la de mayor importancia en el lugar es el ferrocarril México - Veracruz, el cual en apariencia ha operado satisfactoriamente incluyendo los muros de soporte, que a lo largo de la zona se presentan a una distancia no muy lejana entre ellos (aproximadamente de 50 a 100 m).

Las estructuras de drenaje del ferrocarril consistentes en alcantarillas de dimensiones variables entre 1.5 y 2.0 m de ancho y de 50 a 80 cm de altura, parecen ser suficientes para drenar los escurrimientos que se producen en época de lluvias, ya que no presentan daños ni azolves.

Cercano al lugar de cruce existe un túnel de aproximadamente 20 m de longitud que cruza uno de los cerros y en su interior tiene filtraciones al presentarse la temporada de lluvias, tal filtración no es abundante y es probable que al no ser muy grande la altura de roca sobre la bóveda, la velocidad de filtración es mayor que en el resto del macizo donde no es posible ver evidencia de la filtración.

Respecto a la clasificación de suelos superficiales, se tratará de ello en la parte correspondiente al levantamiento geológico superficial.

b.- Exploración de detalle

La exploración de detalle tiene el objeto de abundar en aquellas características más notables encontradas en la información preliminar y en el recorrido de campo.

Una vez recabada la información existente del sitio, descrita en los apartados de ubicación geográfica, geología regional y estudio topohidráulico, y al considerar las observaciones del reconocimiento de campo se procedió a elaborar y ejecutar un programa de sondeos en la zona en estudio.

Básicamente la exploración de detalle incluye lo siguiente :

- 1) *Levantamiento geológico,*
- 2) *Exploración geofísica,*
- 3) *Exploración, muestreo y pruebas de campo,*
- 4) *Pruebas de laboratorio,*
- 5) *Instrumentación*

1) Levantamiento geológico

El efectuar un recorrido geológico de campo tiene por objeto identificar: las unidades geológicas que afloran en el sitio, así como detectar discontinuidades (fallas, fracturas, etc.), estratificación, cavernas de disolución o posibles fenómenos geodinámicos.

La descripción geológica particular indica que las laderas de la zona están formadas por material calizo de gris claro a gris oscuro, de grano fino con ramificación de vetillas de calcita y se considera que pertenece a la formación Maltrata y por lo tanto, tiene una continuidad importante hacia abajo. La roca presenta fracturas del orden de 0.1 cm que en general se hallan rellenas de limo arcilloso de color café rojizo. La estratificación se presenta en espesores de 20 cm.

La formación rocosa en la margen izquierda tiene un rumbo de N 17° E y echado de 59° E. El buzamiento varía hacia el Oeste a medida que se aproxima al sondeo 5 , en esa zona el rumbo es de N 15° E y el buzamiento es de 77° al Oeste. En la margen derecha la estratificación tiene un rumbo de N 27° W y echado de 24° E (zona del sondeo 2).

Como se mencionó en el apartado del estudio topohidráulico, 30 m aguas abajo del sitio de cruce se localiza un sumidero, producto del fenómeno de carsticidad al que está propensa la roca caliza. De acuerdo a criterios geológicos, el sumidero no afecta a la zona de desplante de la estructura proyectada.

2) Exploración geofísica

Se entiende como tal, aquella que valiéndose de métodos y principios físicos y matemáticos permite conocer por correlación, la naturaleza de los materiales constitutivos del subsuelo. Dicha correlación se da entre parámetros propios de los materiales, tales como velocidad de propagación de ondas, resistividad; obtenidas de mediciones en el sitio y de los rangos de valores conocidos para cada material.

Es preciso aclarar que de los métodos de exploración geofísica se obtendrán magnitudes físicas, siendo necesario apoyarse en exploración adicional, que bien pueden ser los realizados con barril o con tubos muestreadores (penetración estándar y tubo shelby) con el objeto de lograr una correcta interpretación de los valores geofísicos obtenidos, ya que dos materiales de naturaleza distinta pueden presentar una misma respuesta geofísica y por ello deben ser identificados mediante pruebas de campo y laboratorio.

De los métodos más empleados en la ingeniería civil destacan los sísmicos, eléctricos, registros geofísicos en pozos y magnetometría. En esta sección sólo se citarán los dos primeros.

Los métodos sísmicos se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas del o de los estratos de los materiales constitutivos del subsuelo. Se distinguen cinco variantes y son: el de refracción, reflexión, pozos, pruebas sónicas (en laboratorio), hydroscan (reflexión acústica) y georadar, siendo los más empleados el de reflexión y el de refracción.

El método de refracción mide el tiempo de llegada de una onda sísmica (generada preferentemente de forma artificial) a un grupo de geófonos y al vibrar con el suelo, conducen sus respectivas señales eléctricas a un sismógrafo.

En la *figura 4* se muestra esquemáticamente la disposición instrumental que se emplea en los métodos de refracción y reflexión y el principio en el que se basan.

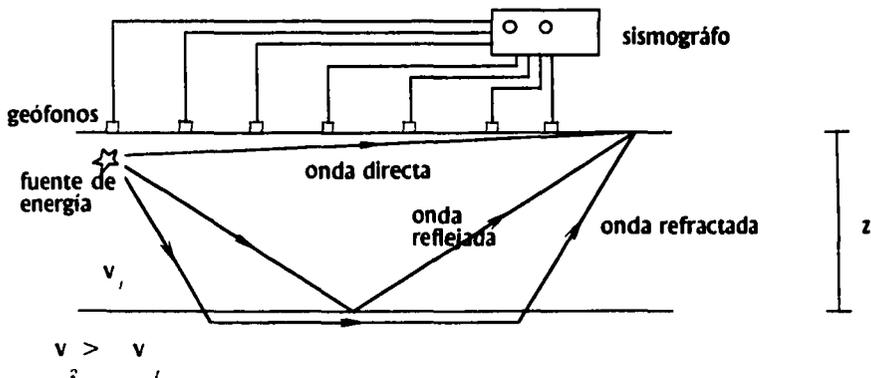


Fig 4 Diagrama del arreglo instrumental para el método sísmico de refracción

Cuando no es posible definir contrastes de compacidad como el caso de detectar un estrato blando entre dos firmes, la alternativa más viable es emplear la reflexión sísmica que usa un procedimiento análogo al de refracción, basándose en la capacidad de los materiales de reflejar ondas sísmicas.

Los resultados obtenidos con los métodos sísmicos permiten:

- Interpretar la estratigrafía del sitio,
- Predecir la clasificación de los suelos y rocas (a ser corroborada por la exploración mecánica),
- Deducir el módulo elástico dinámico del medio

Un método alternativo de exploración geofísica es el de resistividad eléctrica, que consiste en determinar la variación con la profundidad, de la resistividad aparente de un medio en el cual se ha inducido un campo eléctrico. Dicho campo se induce al medio a través de un par de electrodos que pueden ser dos varillas de acero hincadas al terreno. Al transmitir una corriente eléctrica al terreno, éste presenta distorsiones debido a la presencia de estratos, produciéndose diferencias de voltaje que son registradas desde la superficie por otro par de electrodos alineados con los de corriente, obteniéndose una resistividad aparente (fig 5).

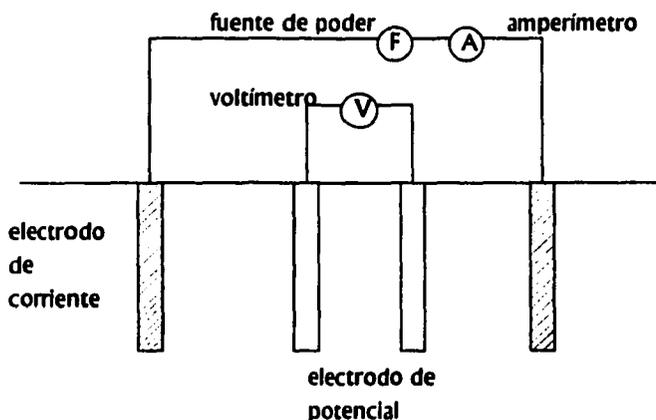


Fig 5 Diagrama del arreglo instrumental para el método de resistividad

La resistividad eléctrica es un parámetro que depende de las condiciones fisicoquímicas de las rocas, tales como la composición mineralógica, grado de saturación y compacidad entre otros.

Esta técnica permite definir la estratigrafía por correlación, clasificar suelos y rocas en el sitio, así como definir la posición del nivel freático.

En el caso de la obra tratada en este trabajo, no se conocía la ubicación aproximada de cada uno de los apoyos al momento de efectuar la exploración (dado que no se contaba con un anteproyecto estructural). Se ha propuesto que la investigación geofísica sea enfocada en cada uno de los lugares de desplante ahora conocidos, a la detección de grandes discontinuidades, tales como las generadas por la carsticidad a la que la roca del sitio está propensa. El método recomendado es el de resistividad, en su variante de calicatas, separando entre sí los puntos no más de 4 m a lo largo de una línea, colocando tres de estas líneas en las partes extremas y a la mitad del área de la zapata, respectivamente.

3).- Exploración muestreo y pruebas de campo.

Para precisar la información obtenida en la investigación de gabinete, el recorrido de campo y la geología local, se efectuaron sondeos de tipo convencional, con recuperación de muestras. Al hablar de sondeos de tipo convencional se hace referencia a aquellos realizados con penetrómetros y/o barriles rotatorios.

En el caso presente se realizaron seis sondeos con barril doble giratorio con recuperación de muestras, separados entre sí más o menos 40 m, en el lugar donde se prevé quedarán desplantados los apoyos del viaducto.

La profundidad explorada alcanzó los 15 m en todos los sondeos debido a que esta dimensión es aproximadamente 1 1/2 veces el ancho de los elementos de cimentación, que en proyectos similares alcanzan un tamaño de 8 a 10 m, y se estima que a esta profundidad los esfuerzos generados por la zapata son de poca magnitud y no afectarán la estabilidad del cimiento.

4) Pruebas de laboratorio.

Las muestras extraídas de cada sondeo se les ensayó a la compresión simple para determinar su resistencia (q_u) y su módulo de elasticidad E , parámetros relacionados con el comportamiento de los materiales y necesarios para determinar la capacidad de carga del macizo rocoso, tal como se verá más adelante.

En el laboratorio se determinó el porcentaje de recuperación de las muestras y su Índice de la Calidad de la Roca (RQD). Se entiende como tal, la relación porcentual entre los fragmentos recuperados mayores de 10 cm y la magnitud muestreada. El RQD no toma en cuenta el rompimiento producido por la perforación, sin embargo se considera implícitamente el grado de fracturamiento natural que presenta el macizo rocoso.

c.- Estratigrafía

De la información obtenida en el levantamiento geológico, de los sondeos, y de la clasificación manual y visual de los suelos en campo, se concluyó que la estratigrafía se compone de suelos superficiales residuales, constituidos por arcilla arenosa y limo, de color café rojizo, su espesor varía de 0.5 a 1.5 m. Subyace roca caliza clasificada de acuerdo al RQD como de mala a muy mala calidad y que está poco a muy fracturada.

Los valores de RQD son muy variables con la profundidad en cada sondeo, de esta manera en el sondeo 3 y 4 ubicados en la margen derecha y al centro del cauce respectivamente, el valor de RQD va de 0% a 25% en el S-3, y de 0% a 18% en el S-4. En el caso de los sondeos restantes se aprecia que en los primeros 4 a 6 m el RQD es muy bajo y varía de 0% a 5 % pero este último valor corresponde a una zona muy localizada por lo que no es representativo. La variación del RQD se compara con el porcentaje de recuperación en las gráficas de las **figuras 6 a 11**.

El valor de los parámetros mecánicos más representativos, como la resistencia última a la compresión simple que varía de 37 a 83 kg/cm² y el módulo de elasticidad que va de 33 a 90 kg/cm² se obtuvieron de ensayos hechos a corazones extraídos a distintas profundidades. Los resultados de dichos ensayos y el valor de RQD que se le asignó a tal profundidad se muestran en la **tabla 2**. La disposición estratigráfica se muestra en el **plano 2** y está realizada en base a los datos de clasificación de campo y laboratorio.

<i>Sondeo</i>	<i>km</i>	<i>Profundidad</i> <i>m</i>	γ <i>ton/m³</i>	q_u <i>kg/cm²</i>	E <i>kg/cm²</i>
<i>1</i>	<i>5 + 570</i>	<i>5.80 - 7.60</i>	<i>2.67</i>	<i>59</i>	<i>85</i>
<i>2</i>	<i>5 + 610</i>	<i>5.70 - 6.75</i>	<i>2.67</i>	<i>83</i>	<i>99</i>
<i>3</i>	<i>5 + 650</i>	<i>12.20 - 12.30</i>	<i>2.60</i>	<i>52</i>	<i>49</i>
<i>4</i>	<i>5 + 685</i>	<i>9.50 - 12.50</i>	<i>2.71</i>	<i>44</i>	<i>33</i>
<i>5</i>	<i>5 + 720</i>	<i>8.50 - 10.30</i>	<i>2.66</i>	<i>37</i>	<i>35</i>
<i>6</i>	<i>5 + 760</i>	<i>6.50 - 7.70</i>	<i>2.67</i>	<i>38</i>	<i>34</i>
<i>6</i>	<i>5 + 670</i>	<i>4.30 - 6.50</i>	<i>2.68</i>	<i>63</i>	<i>90</i>

Tabla 2: Resultados de laboratorio

RQD Y % DE RECUPERACION

Valores pertenecientes al S-1

87

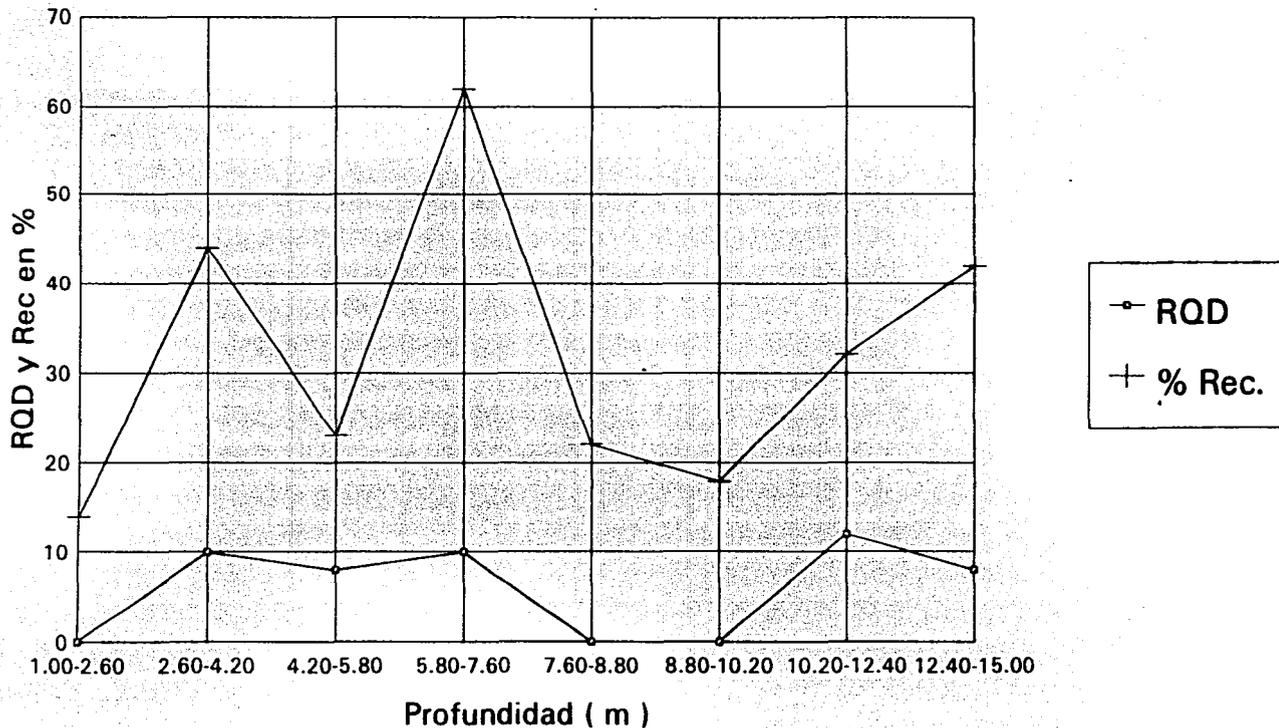


Figura 6

RQD Y % DE RECUPERACION

Valores pertenecientes al S-2

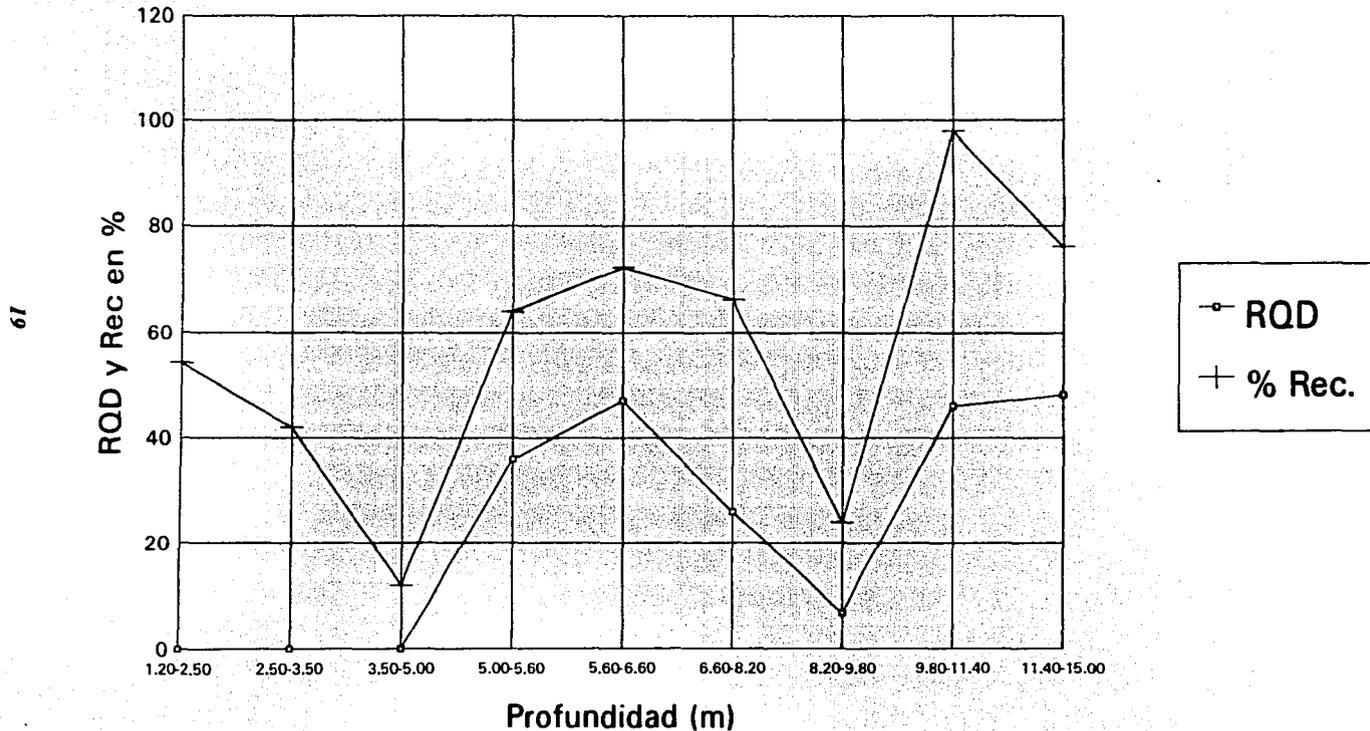


Figura 7

RQD Y % DE RECUPERACION

Valores pertenecientes al S-3

20

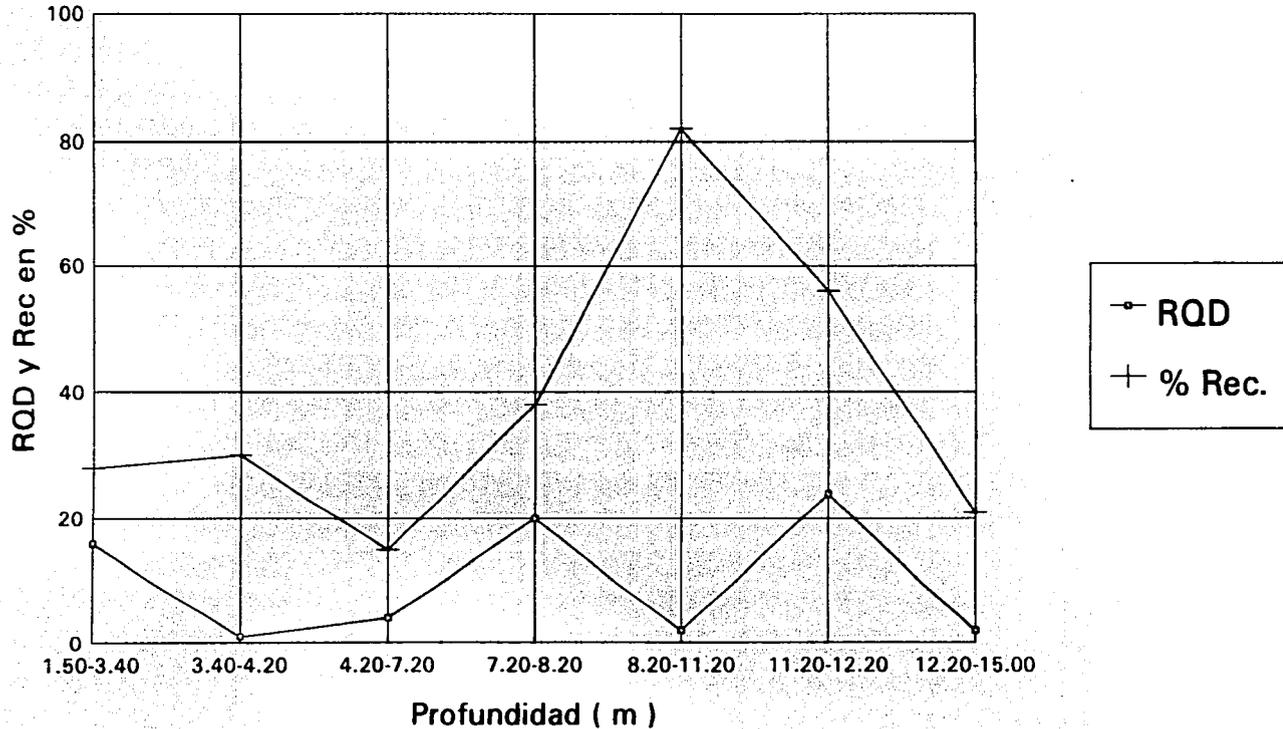


Figura 8

RQD Y % DE RECUPERACION

Valores pertenecientes al S-4

21

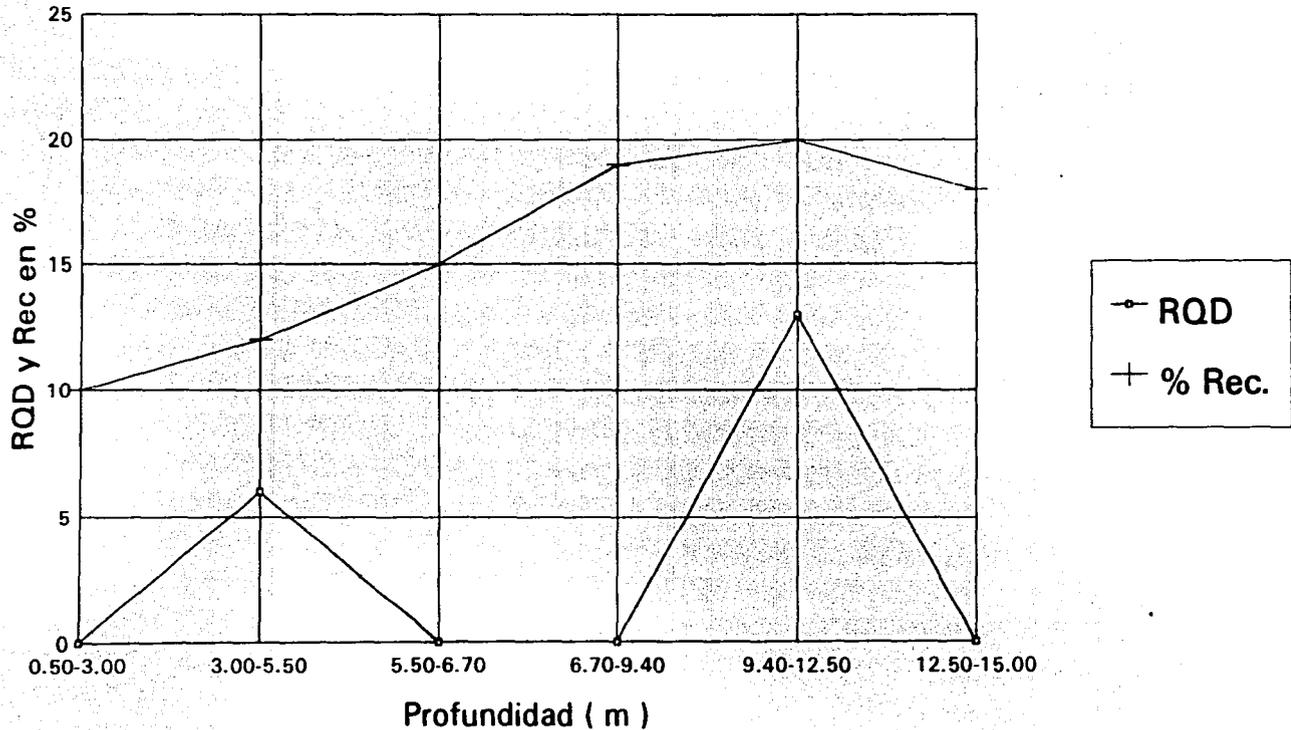


Figura 9

RQD Y % DE RECUPERACION

Valores pertenecientes al S-5

22

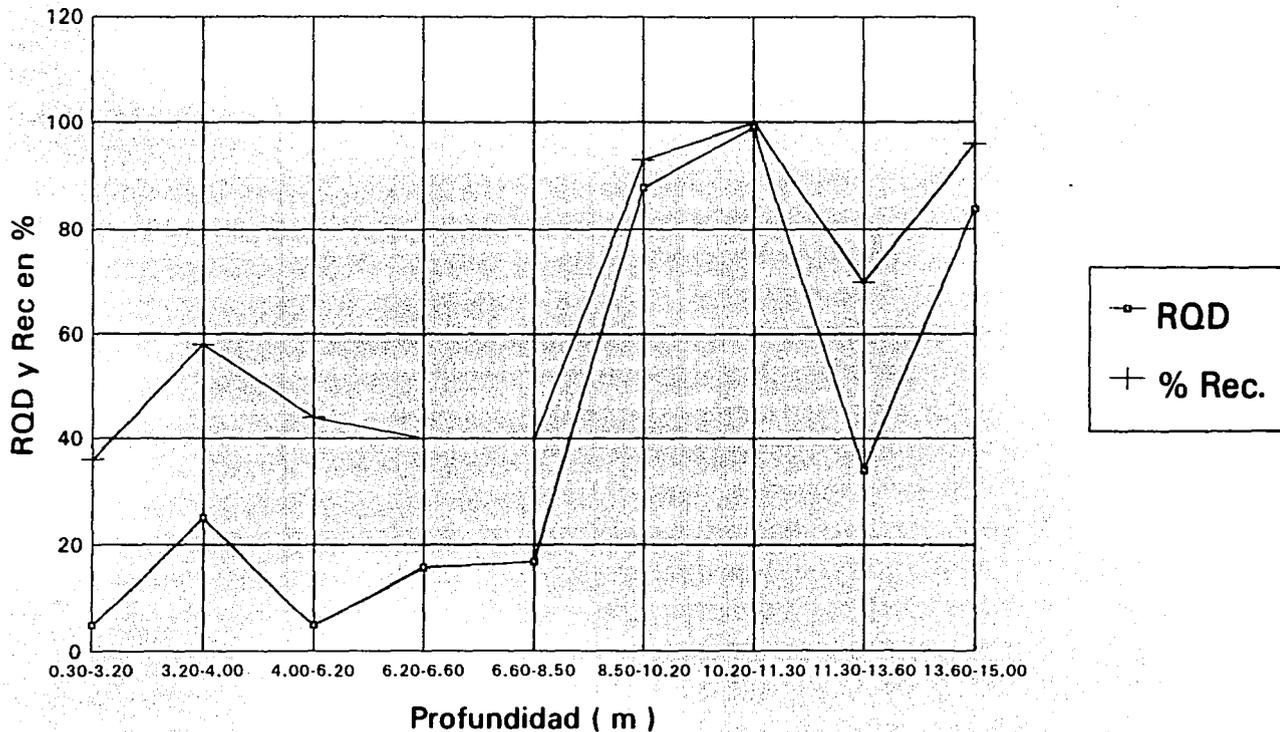


Figura 10

RQD Y % DE RECUPERACION

Valores pertenecientes al S-6

23

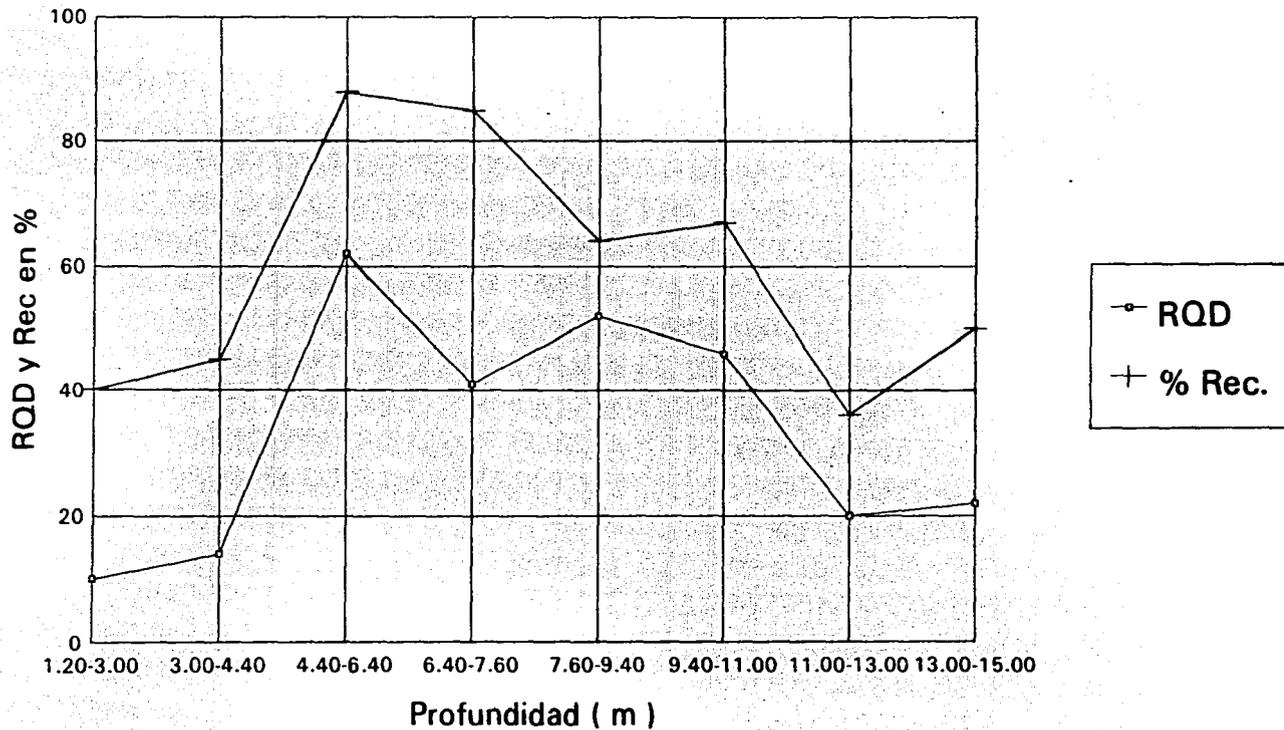


Figura 11

5+560

580

600

A MEXICO, D.F.

S-1

KM 5+570

ELEV=2353.00m

2370

MARGEN DERECHA

2360

320m
LIMO ARCILLOSO COLOR
CAFE ROJIZO, CON RAICES

2350

2340

P 5 = 15,00

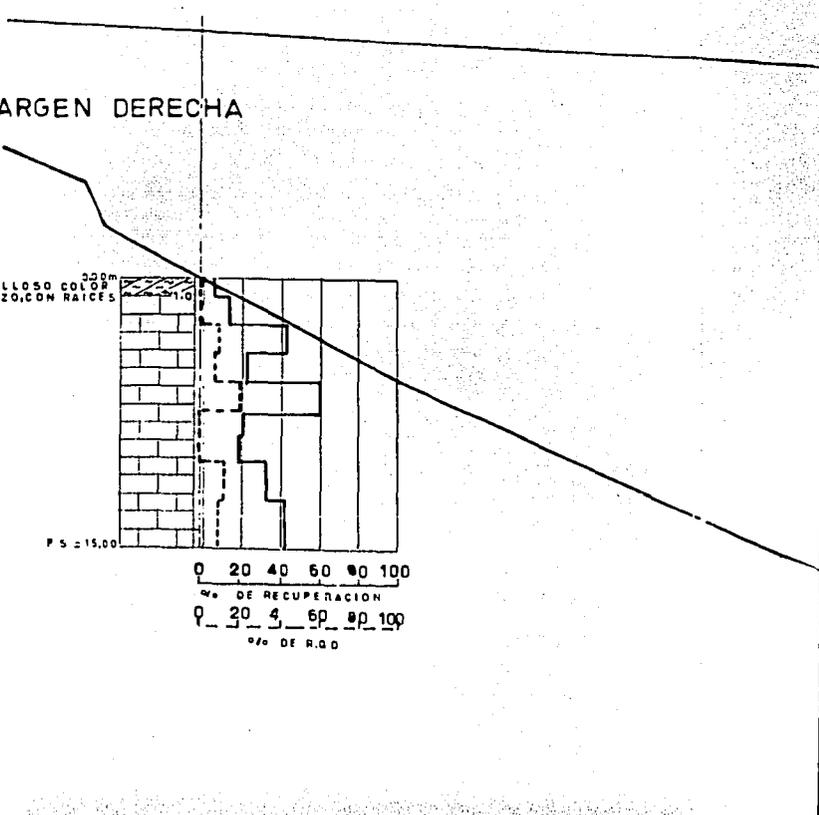
0 20 40 60 80 100

% DE RECUPERACION

0 20 40 60 80 100

% DE R.O.D

2330



600

620

640

LONGITUD Y UBICACION PROPUESTAS

S-2

KM 5.610

ELEV=2334.00m

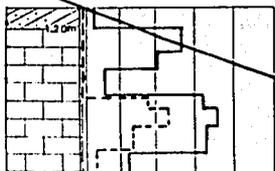
S-3

KM 5.650

ELEV=2310.75 m

SUBRA

0.00 m



ARCILLA

+660

+680

+700

+720

EN EL ESTUDIO TOPOHIDRAULICO L= 207.00 m

S-4

KM 5+685

ELEV=2298.00m

S-5

KM 5+720

ELEV=2318.00m

BRASANTE DE PROYECTO

740

760

780

A VERACRUZ, VER

S-6

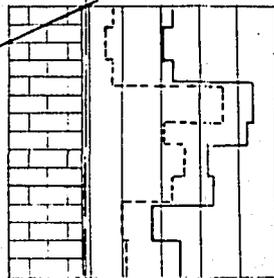
KM 5+760

ELEV. = 2340.00 m

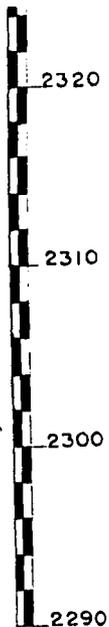
MARGEN IZQUIERDA

0.00 m

F S 14.00 m

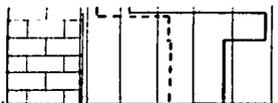


ELEVACION



AUTOPISTA	:	MEXICO	VERACRUZ
TRAMO	:	PUEBLA	CORDOBA
KM	:	546.87	
ORIGEN	:	SAN MANUEL LA PUERTA	PUE

F.S. = 15,00 m



0 20 40 60 80 100

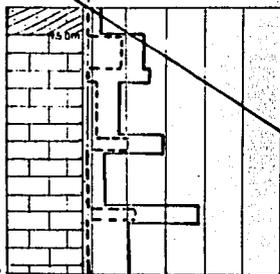
% DE RECUPERACION

0 20 40 60 80 100

% DE R.Q.D.

ARENOSA DE COLOR CAFE ROJIZO
ROCA

0,00 m



0 20 40 60 80 100

% DE RECUPERACION

0 20 40 60 80 100

% DE R.Q.D.

ROCA
CALIZA
MUY
FRACTURADA
DE
POCO
A

Y

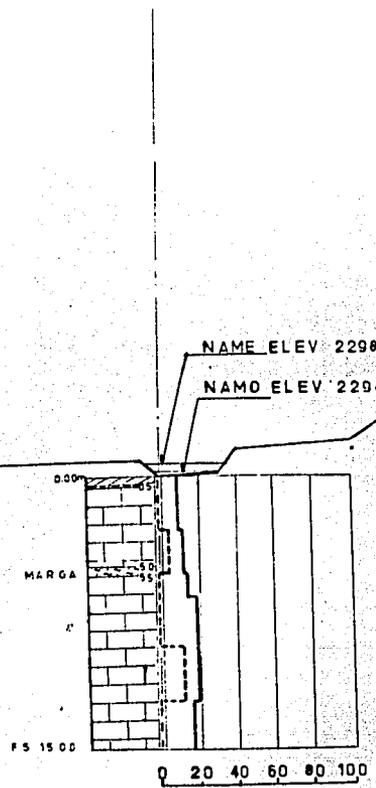
DE

DATOS HIDRAULICOS	
Q (m ³ /s)	4.0
v (m/s)	2.0
Esviaje	Indefinido

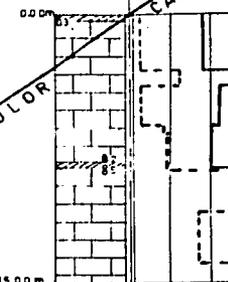


DE
DE

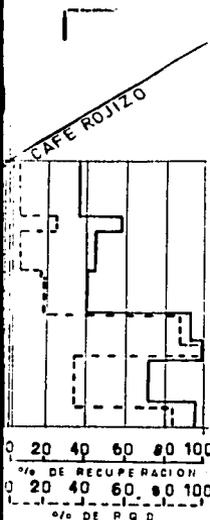
CALIZA
COLOR
MALA



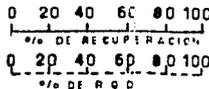
ARCILLA DE COLOR
FRACTURADA
GRIS CLARO A
MUY MALA CALIDAD



- NOTA
- 1 Ac
 - 2 El
 - 3 El
 - 4 FS
 - 5 RQ
 - 6 NA
 - 7 NA
 - 8 NA



G R I S O S C U R O



NOTAS:

- 1 Acotaciones en metros
- 2 El nivel freático no fue detectado a la profundidad explorada
- 3 El sistema de control vertical esta referido al BN 6-1 sobre grapas de la raíz de árbol localizado a 33.0 m izquierda de la estación 5+480, proporcionado por la D.G.C.F. Elev. 2290.481 m.s.n.m.
- 4 F.S. Fin de sondeo
- 5 R.Q.D. Índice de calidad de la roca
- 6 N.A.M.E. Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias
- 7 N.A.M.O. Nivel de Aguas Máximas Ordinarias
- 8 N.A.Mín. Nivel de Aguas Mínimas (Cauce seco)

ESC. 1: 200

0 20 40 60 80 100

% DE RECUPERACION

0 20 40 60 80 100

% DE R.O.D.

ESC. 1: 200

U.N.A.M.
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON

VIADUCTO KM 5+687

PERFIL DE SUELOS

PLANO 2

FALLA DE ORIGEN

II.- Diseño geotécnico de la cimentación

A.- Elección del tipo de cimentación

Son varios los factores que condicionan la elección de un determinado tipo de cimentación; entre dichos factores se encuentran: magnitud de las descargas, profundidad del estrato de apoyo, la topografía y geología del lugar, entre otros. El aspecto económico y la disponibilidad de equipo, así como la conveniencia del procedimiento constructivo a emplear intervienen igualmente en la determinación del tipo de cimentación.

En el caso presente se propone en forma preliminar, cimentación superficial mediante zapatas corridas dado que el estrato resistente aparece prácticamente desde la superficie, por lo que no será necesario transmitir la carga a estratos resistentes profundos mediante pilotes.

Un argumento adicional es que el equipo para hacer una perforación en la masa rocosa no es ampliamente disponible y se induciría un fracturamiento en cada perforación que estarían poco separadas entre sí.

1.- Nivel de desplante

De acuerdo al perfil estratigráfico (***plano 2***), la formación rocosa presenta continuidad hacia abajo, variando notablemente el valor de RQD en cada uno de los sondeos.

Al proponer las elevaciones de desplante, se tomó en cuenta que los estratos tuvieran cierta "homogeneidad" bajo dichos niveles, tomando como referencia el RQD para definirla. Es decir, se buscó que las características de la elevación de desplante fueran continuas y que por lo tanto presentaran propiedades mecánicas semejantes; asimismo se tomó en cuenta que el apoyo quedara alejado del talud natural una distancia de cuando menos $1 \frac{1}{2}$ el ancho del cimiento, medida en forma horizontal a partir del borde exterior de la zapata, con el fin de evitar problemas de estabilidad y garantizar el debido confinamiento de la masa rocosa subyacente.

Se presentan a continuación en forma tabular la elevación de desplante de acuerdo a la ubicación del apoyo.

<i>Apoyo</i>	<i>km</i>	<i>Elevación</i>
1	5 + 557.69	2352.20
2	5 + 588.20	2333.40
3	5 + 619.16	2319.00
4	5 + 650.03	2300.75
5	5 + 680.99	2289.00
6	5 + 712.06	2298.00
7	5 + 743.25	2325.00
8	5 + 773.89	2340.20

Tabla 3: Niveles de desplante propuestos para los apoyos respectivos.

2.- Capacidad de carga

La capacidad de carga en diversos tipos de roca es por lo general mayor que la de los suelos y queda definida no sólo por sus características mecánicas tales como el módulo de elasticidad o la relación de Poisson, sino por su grado de fracturamiento, intemperización, incluso contaminación con agentes químicos diferentes a los que constituyen la roca.

Son precisamente estas características las que de alguna forma, junto con la experiencia local, permiten proponer rangos de esfuerzos permisibles en un determinado tipo de roca, dando como resultado recomendaciones prácticas en códigos de diseño. Un ejemplo de ello en México lo representa el manual de Diseño de Obras Civiles editado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), particularmente el tomo B.3.3 y los valores que al respecto presenta el manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS).

Si bien los valores dados es esas referencias resultan útiles para establecer los límites de la capacidad de carga o presión admisible en la roca, es necesario conocer el comportamiento de la masa rocosa que analizamos.

De acuerdo al equilibrio límite, se puede considerar que bajo una zapata cargada la masa de roca progresivamente se agrieta, tritura (estria) y desarrolla una cuña de deslizamiento, *figura 12 a - c*. En la fase cuando la roca se halla triturada, la zona bajo la zapata se desplaza lateralmente e induce una ruptura radial en la región que queda abajo y al lado. El esfuerzo de rompimiento de la roca bajo la zapata se representará como la envolvente inferior de falla mostrada en la *figura 13* en tanto que el esfuerzo generador de poco fracturamiento en la roca vecina queda representado por la curva superior.

La mayor presión de confinamiento horizontal que puede presentarse para equilibrar la fuerza generada en la roca bajo la zapata (zona A de la *fig 13*) es P_h y se define como el esfuerzo a la compresión no confinada de la roca en la zona adyacente (zona B de la *figura 13*). Esta presión establece el límite inferior del círculo de Mohr tangente a la envolvente de esfuerzo de la roca fracturada bajo la zapata. Una prueba de compresión triaxial puede definir la segunda envolvente de esfuerzo y de esta manera encontrarse la capacidad de carga.

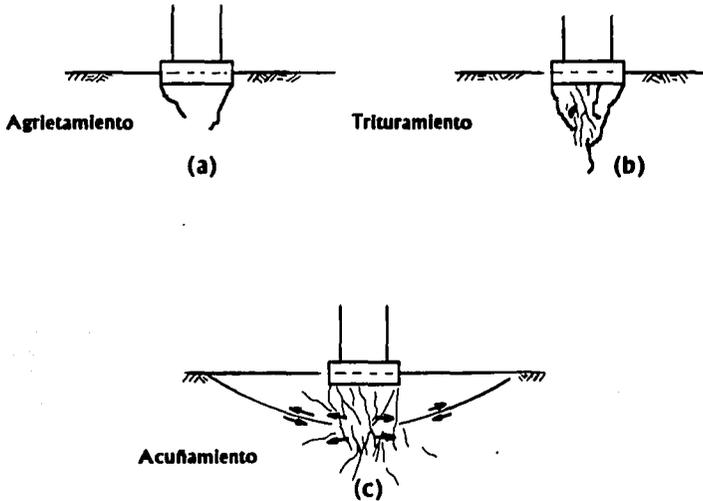


Figura 12: Modos de falla de una zapata en roca. (a-c) Desarrollo de la falla mediante la propagación de grietas y rupturas bajo la zapata.

En base a lo anterior y examinando la *figura 13* se concluye que la capacidad de una masa de roca homogénea pero discontinua, no puede ser menor que el valor de la prueba de compresión simple aplicada a un espécimen de la roca que rodea la zapata. Si la masa de roca tiene un ángulo de fricción interna y un valor determinado de compresión simple, la capacidad de carga en un material del tipo Mohr Coulomb será:

$$q_f = q_u(N_\phi + 1)$$

$$\text{donde } N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

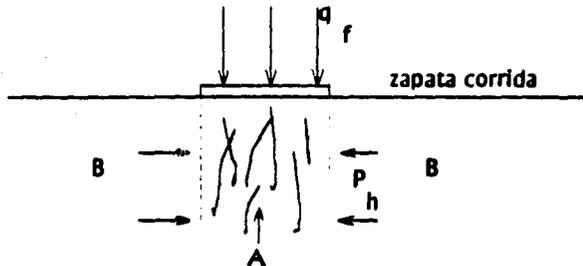
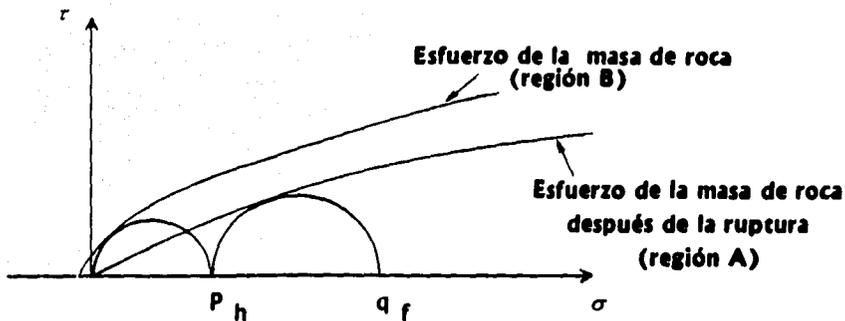


Figura 13 Análisis de capacidad de carga en roca.

Si se considera nulo el valor de ϕ en la ecuación anterior, se obtendrá un valor de q_f igual a $2q_u$; por lo tanto, en el caso presente donde experimentalmente sólo se conoce el valor de q_u de los especímenes ensayados, éste se tomará como el promedio de los valores obtenidos (mostrados en la tabla 1) siendo igual a 54 kg/cm^2 , el valor de q_f es por lo tanto:

$$\begin{aligned}
 q_f &= 2 \times 54 \text{ kg/cm}^2 = 108 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 1080 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

A este valor se le debe afectar por un factor de seguridad de 5 obteniéndose una capacidad admisible, que en este caso vale:

$$q_u = \frac{1080 \text{ ton/m}^2}{5} = 216 \text{ ton/m}^2$$

Ya sea que se tomen cualquiera de los valores de prueba triaxial en muestras sometidas previamente a compresión simple o bien, únicamente de compresión simple, será importante comparar los resultados así obtenidos con los valores estipulados en los libros de diseño.

En el caso de roca homogénea sana, el manual de C.F.E recomienda utilizar como valor de capacidad de carga, no más de 40% de la resistencia a la compresión no confinada. Si por otro lado, la roca contiene fisuras y discontinuidades, en la misma referencia se recomienda el uso de un procedimiento que intenta tomar en cuenta la influencia de las discontinuidades en la masa de roca. Este procedimiento es aplicable cuando no existe mayor información que el valor de la resistencia uniaxial y se conoce la magnitud del espaciamiento entre juntas.

La expresión general es:

$$q_a = K R_c$$

donde:

q_a = presión de contacto permisible estructura - roca, en kg/cm^2 .

R_c = resistencia a la compresión uniaxial, en kg/cm^2 .

K = coeficiente adimensional que depende del espaciamiento de las discontinuidades y la diferencia que puede existir entre la resistencia de la masa rocosa y de las muestras ensayadas en laboratorio.

Los valores usuales de K que se muestran en la **tabla 3**, toman en cuenta un factor de seguridad de 3 contra la falla general cuando el espaciamiento entre juntas es mayor a 0.3, la abertura de discontinuidades menor de 0.5 cm (o menor de 2.5 cm si esta rellena de suelo o roca triturada) y el ancho de la cimentación es mayor a 0.30 m.

<i>Espaciamiento de la discontinuidad</i>	<i>K</i>
<i>mayor de 3 m</i>	<i>0.40</i>
<i>de 1 a 3 m</i>	<i>0.25</i>
<i>de 0.3 a 1 m</i>	<i>0.10</i>

Tabla 3: Valores del coeficiente K

K puede calcularse de acuerdo a la expresión siguiente :

$$K = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta c}}$$

c = Espaciamiento entre discontinuidades, en m

δ = Espesor de las discontinuidades, en m.

B = Ancho de la cimentación, en m

Para el caso presente, de la descripción geológica se tiene que el macizo presenta las siguientes características:

Espesor entre discontinuidades = 20 cm

Espesor de la discontinuidad = 0.1 cm

Aplicando el último método señalado a cada uno de los kilometrajes donde se ubican los apoyos, se obtienen los siguientes resultados, tomando en cuenta de manera uniforme las características del macizo y por lo tanto de *K*. Se proponen anchos de cimentación de 2.5, 3.5 y 6 m.

Sustituyendo valores, para un ancho de zapata de 2.5 m:

$$K = \frac{3+0.2/2.5}{10\sqrt{1+300(0.001/0.2)}} = \frac{3+0.08}{10 \times 1.58} = \frac{3.08}{15.81} = 0.20$$

El valor de q_u será tomado como el promedio de los resultados de los ensayos presentados en la **tabla 2** del punto 4) "Pruebas de laboratorio" del capítulo anterior, de esta forma $q_u = 53.71 \text{ kg/cm}^2 = 54 \text{ kg/cm}^2$.

La capacidad de carga admisible es entonces

$$q = 0.2 \times 54 \text{ kg/cm}^2 = 10.8 \text{ kg/cm}^2 = 108 \text{ ton/m}^2$$

para fines de diseño $q = 100 \text{ ton/m}^2$

Reiterando el cálculo para ancho de zapata igual a 3.5 m y 6.0m respectivamente.

$$K = \frac{3+0.2/3.5}{10\sqrt{1+300(0.001/0.2)}} = \frac{3+0.057}{15.81} = 0.20$$

$$K = \frac{3+0.2/6.0}{15.81} = \frac{3+0.33}{15.81} = 0.20$$

Al ser igual el resultado de K , el valor de capacidad de carga o presión admisible se mantendrá.

La razón de considerar en el cálculo el promedio del valor de la compresión inconfiada, se justifica por la variación en resistencia que presentan los especímenes obtenidos a distintas profundidades y dado que existe incertidumbre de que las propiedades se mantengan bajo el nivel de muestreo.

Por otro lado es interesante hacer notar que al tomar en cuenta el modelo de falla brevemente expuesto al principio de este apartado, la capacidad de carga en roca no se verá fuertemente influida por la profundidad de desplante del cimientto, dado que es necesario vencer primero la resistencia de la

roca y que de este modo aparezca la sobrecarga de reacción γD_f , tal como acontece en suelos. Asimismo debe notarse que dada la relación de escalas entre el ancho de discontinuidades, su espaciamiento y el ancho de la zapata, la magnitud de ésta apenas tiene influencia en el cálculo de q .

Los resultados anteriores se comparan con los valores dados en los manuales referidos al principio de este punto y se muestran en forma tabular a continuación:

Cálculo en base a:	F.S	q_a
- Ensaye a compresión simple	5	216
- Fórmulas del manual de CFE	3	100
- Tablas del manual de CFE		200
- Tablas del manual de la SMMS		Se recomienda estimarla en campo, incluyendo pruebas de carga si es necesario.

Tabla 4 : Comparación entre resultados de capacidad de carga

De entre los valores anteriores se tomará el menor, es decir $q_a = 100 \text{ ton/m}^2$, porque este valor se considera más representativo de la masa rocosa al tomar en cuenta la existencia de discontinuidades que tiene la formación caliza del sitio en estudio; lo que no sucede con el primer valor, obtenido mediante una prueba de compresión no confinada, que más bien se asemeja al comportamiento de una masa homogénea. En cuanto a los valores dados en las tablas del manual de la CFE y de la SMMS pueden considerarse como comparativos y en general, habrían de tomarse en cuenta si no existiese información alguna acerca de la resistencia de la roca.

Por último, se destaca la influencia que las discontinuidades tienen sobre la capacidad de carga en un macizo rocoso.

3.- Asentamientos

La deformación de la masa de roca se presenta como una respuesta de ésta a la aplicación de la carga. En una masa rocosa estratificada con un espaciamiento dado por juntas rellenas de suelo, la deformación se deberá en mayor grado al cierre de las juntas que a la deformación de la roca.

Debido a la relación que existe entre los esfuerzos transmitidos a la masa rocosa y la deformación, es de interés conocer la magnitud de estos esfuerzos para evaluar posteriormente las deformaciones.

a.- Distribución de esfuerzos

En un medio homogéneo e isótropo, la transmisión de los esfuerzos será más o menos uniforme, pero ésta uniformidad se verá alterada por la presencia y orientación de discontinuidades, la calidad, forma y arreglo de los bloques que integran el macizo así como a la resistencia al corte de las juntas.

El análisis está basado para el caso presente en lo que se expone a continuación:

Considérese una línea cargada por fuerzas puntuales extendiéndose indefinidamente (*fig 14*). De acuerdo a la teoría de la elasticidad, el esfuerzo en un punto del medio quedaría definido como $\sigma_r = 2 P \cos \theta / \pi r$ donde θ y r ubican a dicho punto.

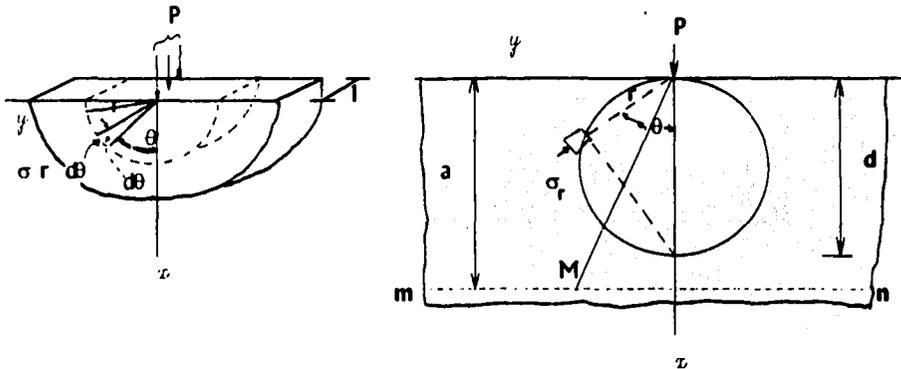


Figura 14: Línea cargada por fuerzas puntuales y su imagen bidimensional

Cuando en el medio actúa una fuerza en el sentido horizontal (denotada por Q), el esfuerzo en un punto del medio se determina como $\sigma_r = 2Q \operatorname{sen} \theta / \pi r$ (fig 15 (b)).

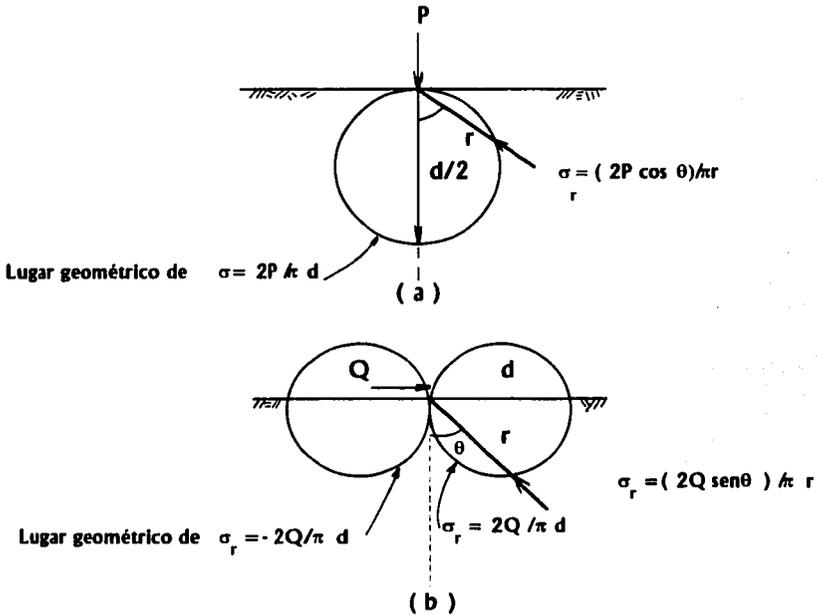


Fig 15 : Bulbos de esfuerzo en un medio debidos a cargas verticales (a) y horizontales (b).

Como se mencionó anteriormente, la presencia de discontinuidades afecta la distribución de esfuerzos que tenderá a orientarse parcialmente en el sentido de la estratificación produciéndose una curva de apariencia "arriñonada". En el caso de la formación rocosa que se analiza, su configuración estratificada justifica el hacer la distinción entre la distribución de esfuerzos en un medio homogéneo y otro estratificado.

Tomando en cuenta esta orientación es posible visualizar la transmisión de esfuerzos en el medio, considerando que la fuerza sigue la línea definida por la inclinación de la estratificación, de esta manera es como si la fuerza vertical se descompusiera en sus componentes XY ; al darse tal descomposición se tienen fuerzas del tipo P y Q que al superponer sus efectos dan la ecuación $\sigma_r = 2P \cos (\alpha + \theta) / \pi r$ (fig 16).

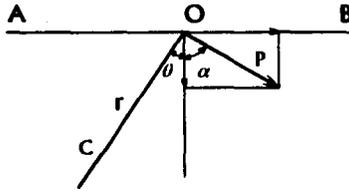


Figura 16 : Geometría para análisis de una fuerza oblicua

Debido a la presencia de los planos de discontinuidad, el contorno de esfuerzos de igual magnitud pasará de ser un círculo a un bulbo alargado dado que el valor del esfuerzo resultante no puede coincidir en todos los ángulos con los planos de junta (*fig 17*).

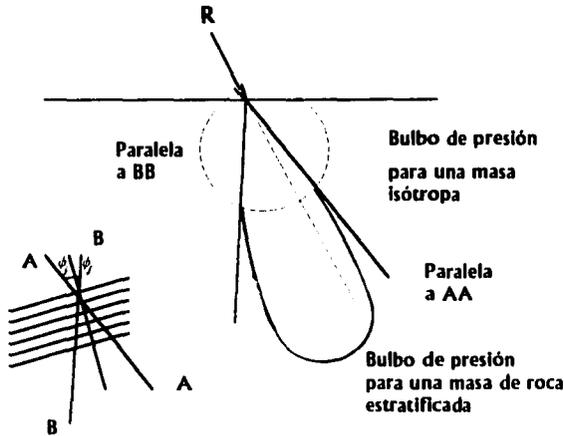


Figura 17: Alargamiento y profundización del bulbo de esfuerzos debido al esfuerzo cortante límite a lo largo de las discontinuidades.

Tomando en consideración lo anterior y haciendo uso de la idea de un bloque equivalente representativo del macizo rocoso donde se superponen las propiedades de la roca y el suelo de

relleno, John Bray (Goodman Robert E., 1989), encuentra que la distribución de esfuerzos en el medio, descomponiendo una fuerza vertical en X y Y queda definida por la ecuación :

$$\sigma_r = h \frac{(X \cos \beta + Y g \operatorname{sen} \beta)}{\pi r (\cos \beta - g \operatorname{sen} \beta) + h \operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

donde $\beta = \theta - \alpha$

g y h son constantes adimensionales dadas por las expresiones siguientes :

$$g = \sqrt{1 + E / (1 - \nu) k_n s}$$

$$h = \sqrt{E / (1 - \nu) (2(1 + \nu) / E + 1 / (k_s s)) + 2(g \cdot \nu / (1 - \nu))}$$

k_n y k_s son la rigidez normal y al corte de las discontinuidades y s es el espacio promedio entre éstas.

Tanto k_n como k_s pueden interpretarse como la pendiente de la curva esfuerzo - deformación normal y esfuerzo cortante - desplazamiento en cortante, respectivamente.

Desafortunadamente no se hicieron pruebas que permitan la evaluación directa de estos parámetros, por lo que una vez más se tomará en base a hipótesis tales como la de considerar que la junta se cierra lo mismo que la roca se deforma, es decir $E / (1 - \nu) = k_n s$ y que el deslizamiento a lo largo de las juntas es igual al desplazamiento al cortante de la roca paralela a las juntas, esto es $E / (2(1 + \nu)) = k_s s$. El valor de E se tomó como el promedio de los resultados obtenidos y que se presentan en la **tabla 2** del capítulo anterior. En cuanto a la relación de Poisson, ésta se considero igual a 0.25 que es muy común en la mayoría de los materiales.

Obtenida así una expresión que permite el cálculo de esfuerzos en una masa rocosa con discontinuidades regularmente separadas, se usará ahora para calcular la distribución de esfuerzos bajo una zapata.

Lo anteriormente expuesto se aplica al cálculo de esfuerzos radiales σ_r , generadas por una carga puntual por lo que para aplicar tales conceptos a la cuantificación del esfuerzo debido a una zapata o carga uniformemente repartida se consideró a esta última como si se tratara de fuerzas puntuales muy cercanas entre sí. Para obtener el valor de las fuerzas puntuales se dividió el área de la zapata en cuadros de 1 dm de lado y se multiplicó el valor de esta área por el de la carga uniformemente repartida de cada zapata. La influencia de todas las cargas en un punto, se obtiene superponiendo los efectos de cada una de las fuerzas. Debido a que se trata de un problema de deformación plana sólo se consideró la primera faja de 1 dm de lado.

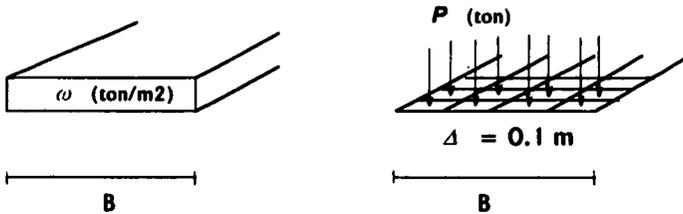


Figura 18: Descomposición de una carga uniformemente repartida en una equivalente de cargas puntuales

Los valores de influencia se obtuvieron mediante un programa de cómputo, el cual aparece listado en los anexos. Las variables de mayor importancia que intervienen en el programa son: B = ancho de la zapata; Δ = ancho del área correspondiente a la fuerza puntual (en este caso se fijó arbitrariamente en 10 cm, pudiendo ser mayor o menor) y α = ángulo complementario a aquel que define el echado (de acuerdo a la *fig 19*).

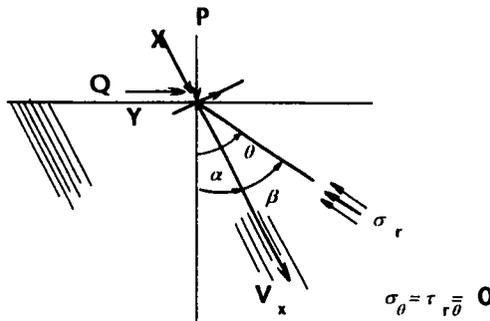


Figura 19: Carga lineal inclinada arbitrariamente en un semiespacio en roca transversalmente isótropa

Los resultados obtenidos corresponden a σ_x , por lo que para obtener el valor de σ_y basta hacer la proyección sobre el eje correspondiente. Por lo que respecta a la proyección en X, ésta no interesa ya que definiría a un esfuerzo horizontal que no interviene grandemente en el cálculo de deformaciones.

A continuación se muestran los resultados obtenidos con el programa mencionado así como los valores de las variables que intervinieron en el cálculo de los esfuerzos. Los valores de tales esfuerzos se calcularon a cada metro, tanto en el sentido horizontal al abarcar el ancho de la zapata, como en el vertical. En las figuras 20 a 22 se muestran los bulbos de distribución de estos esfuerzos.

Esfuerzos calculados para una zapata de 5.0 m de ancho, dado un ángulo de inclinación de estratos en la roca $\alpha = 31^\circ$.

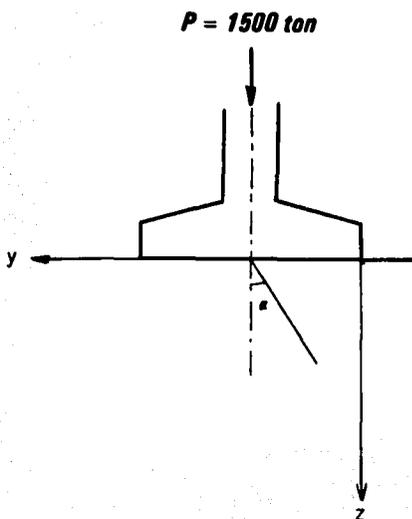
$$\Delta = 0.10 \text{ m}$$

$$B = 5.00 \text{ m}$$

$$p = 0.32 \text{ ton}$$

$$\alpha = 0.541 \text{ rad}$$

<i>z</i>	<i>y</i>	σ
2	0	2.298
	1	2.151
	2	1.875
	3	1.230
	4	0.660
	5	1.991
3	0	1.861
	1	1.593
	2	1.216
	3	0.756
	4	0.478
	5	1.701
4	0	1.527
	1	1.198
	2	0.833
	3	0.516
	4	0.350
	5	1.440
5	0	1.244
	1	0.928
	2	0.614
	3	0.381
	4	0.263



	5	1.213
6	0	1.018
	1	0.745
	2	0.483
	3	0.300
	4	0.205
	5	1.025
7	1	0.843
	2	0.618
	3	0.401
	4	0.249
	5	0.167

Esfuerzos calculados para una zapata de 7.4 m de ancho, dado un ángulo de inclinación de estratos en la roca $\alpha = -13^\circ$.

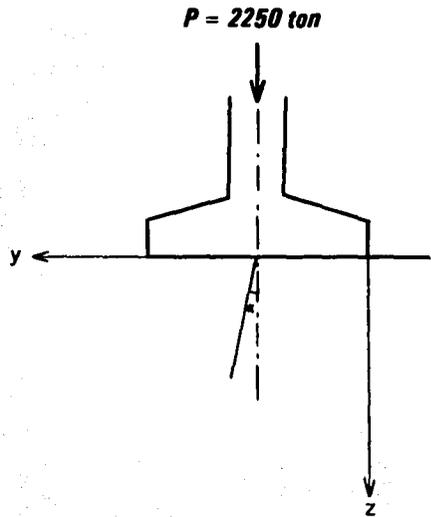
$$\Delta = 0.10 \text{ m}$$

$$B = 7.40 \text{ m}$$

$$p = 0.22 \text{ ton}$$

$$\alpha = -0.277 \text{ rad}$$

2	y	σ
2	0	0.690
	1	1.499
	2	1.933
	3	2.123
	4	2.223
	5	2.278
	6	2.254
	7	2.020
3	0	0.651
	1	1.214
	2	1.655
	3	1.909
	4	2.046
	5	2.100
	6	2.058
	7	1.850
4	0	0.634
	1	1.058
	2	1.450
	3	1.712
	4	1.860
	5	1.918



	6	1.880
	7	1.712
5	0	0.628
	1	0.959
	2	1.286
	3	1.532
	4	1.683
	5	1.746
	6	1.721
	7	1.591
6	0	0.618
	1	0.883
	2	1.154
	3	1.376
	4	1.522
	5	1.590
	6	1.579
	7	1.482
7	0	0.603
	1	0.821
	2	1.047
	3	1.242
	4	1.380
	5	1.451
	6	1.452
	7	1.382
8	0	0.586
	1	0.769
	2	0.959
	3	1.128
	4	1.255
	5	1.327
	6	1.339
	7	1.289
9	0	0.568
	1	0.723
	2	0.884
	3	1.032
	4	1.147
	5	1.217
	6	1.237
	7	1.205

Esfuerzos calculados para una zapata de 10.0 m de ancho, dado un ángulo de inclinación de estratos en la roca $\alpha = 66$.

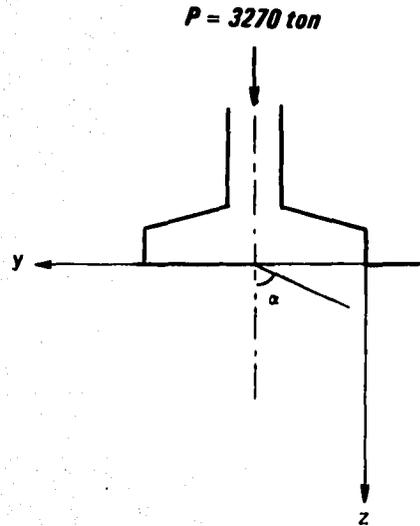
$$\Delta = 0.10 \text{ m}$$

$$B = 10.00 \text{ m}$$

$$p = 0.190 \text{ ton}$$

$$\alpha = 1.152 \text{ rad}$$

z	y	σ
2	0	0.711
	1	1.140
	2	1.459
	3	1.634
	4	1.724
	5	1.761
	6	1.766
	7	1.757
	8	1.768
	9	1.705
3	10	1.441
	0	0.614
	1	0.888
	2	1.141
	3	1.320
	4	1.433
	5	1.502
	6	1.552
	7	1.603
	8	1.606
4	9	1.524
	10	1.337
	0	0.537
	1	0.733
	2	0.931
	3	1.098
	4	1.226
	5	1.327
	6	1.413
	7	1.457
5	8	1.447
	9	1.337
	10	1.242
	0	0.480



1 0.633
2 0.796
3 0.950
4 1.087
5 1.203
6 1.280
7 1.316
8 1.307
9 1.253
10 1.153

6

0 0.441
1 0.570
2 0.711
3 0.855
4 0.987
5 1.089
6 1.156
7 1.188
8 1.185
9 1.145

7

10 1.072
0 0.417
1 0.532
2 0.660
3 0.788
4 0.899
5 0.986
6 1.046
7 1.077
8 1.078
9 1.051

8

10 0.997
0 0.406
1 0.511
2 0.622
3 0.728
4 0.821
5 0.896
6 0.950
7 0.980
8 0.986
9 0.968

9

10 0.929
0 0.403
1 0.495
2 0.588
3 0.676

	4	0.754
	5	0.819
	6	0.866
	7	0.895
	8	0.904
	9	0.894
10	10	0.866
	0	0.399
	1	0.477
	2	0.555
	3	0.629
	4	0.696
	5	0.752
	6	0.794
	7	0.822
	8	0.833
	9	0.828
11	10	0.808
	0	0.393
	1	0.459
	2	0.525
	3	0.588
	4	0.645
	5	0.694
	6	0.732
	7	0.758
	8	0.770
	9	0.770
12	10	0.756
	0	0.384
	1	0.441
	2	0.497
	3	0.551
	4	0.601
	5	0.644
	6	0.678
	7	0.702
	8	0.715
	9	0.717
	10	0.709

$B = 5.0 \text{ m.}$

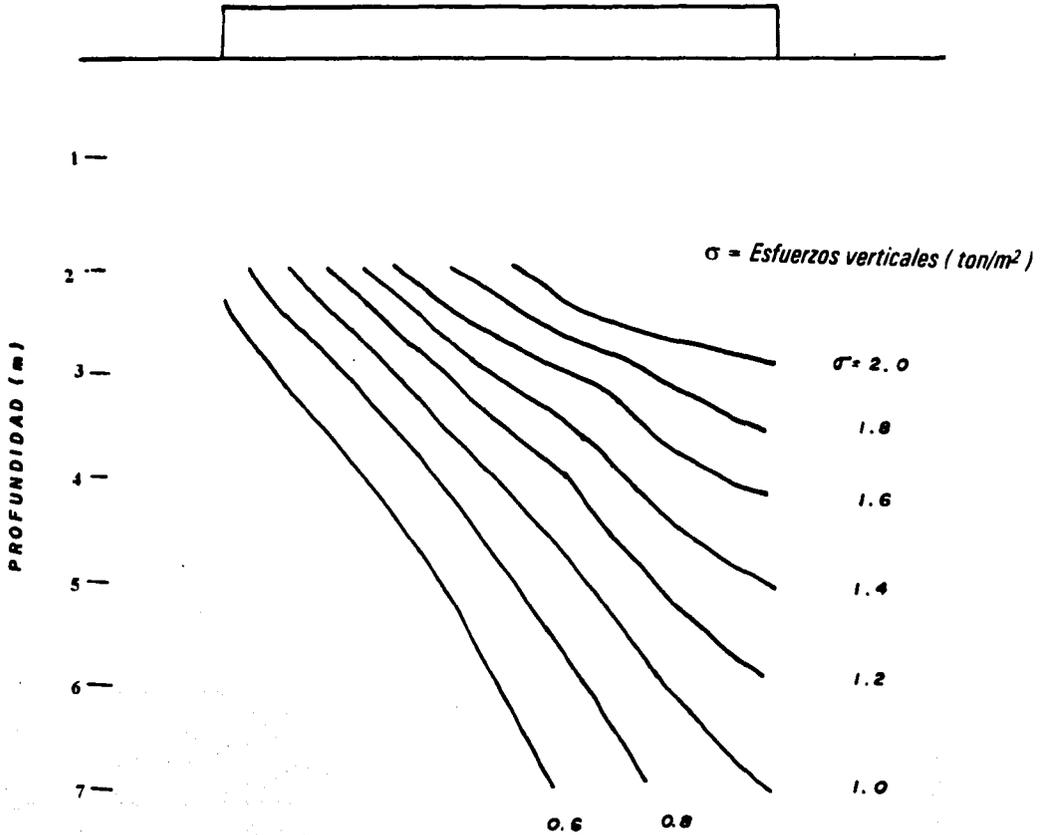
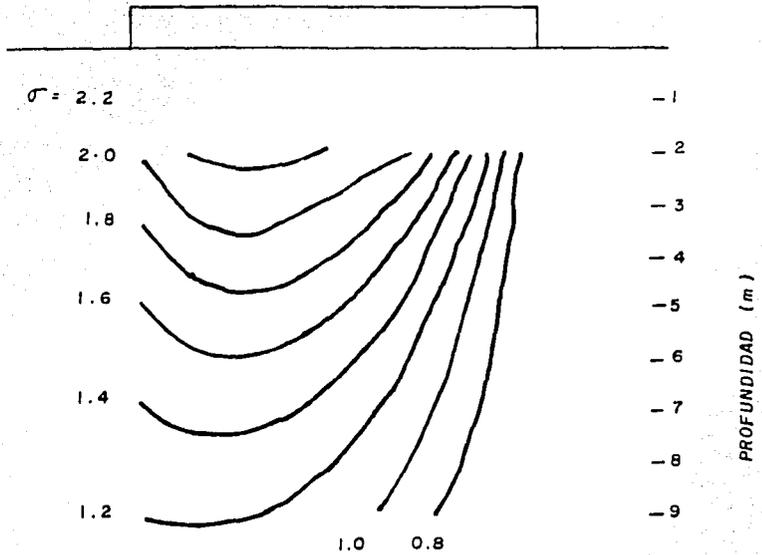


Figura 20: Bulbos de esfuerzo para una zapata de ancho $B = 5.0 \text{ m}$

B = 7.4 m.



σ = Esfuerzos verticales (ton/m^2)

Figura 21: Bulbos de esfuerzo para una zapata de ancho $B = 7.4$ m

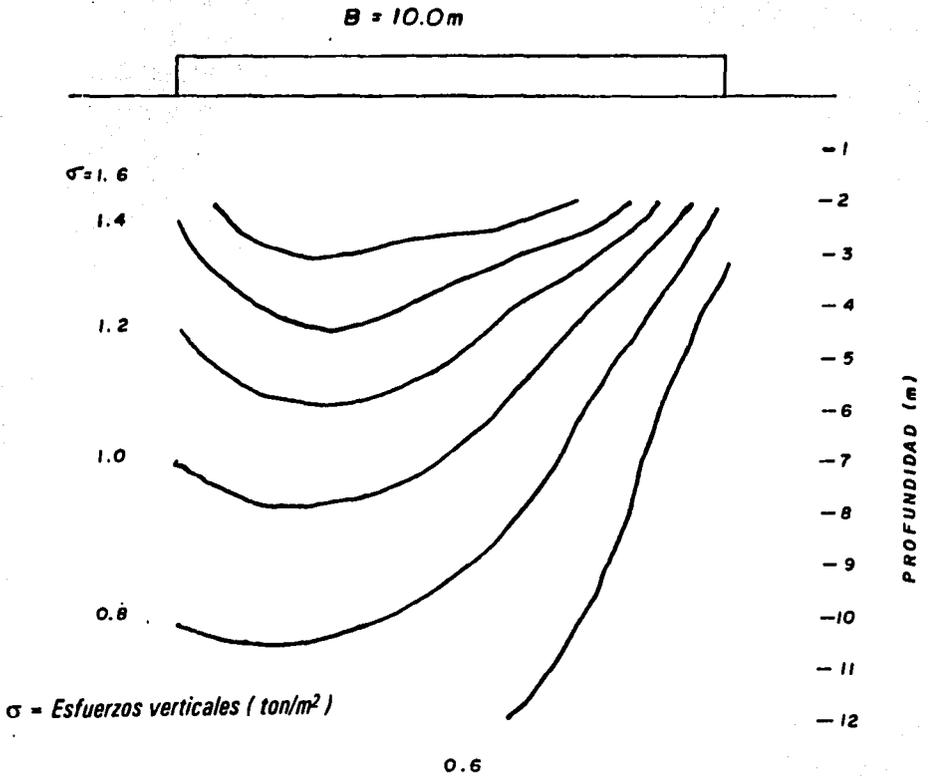
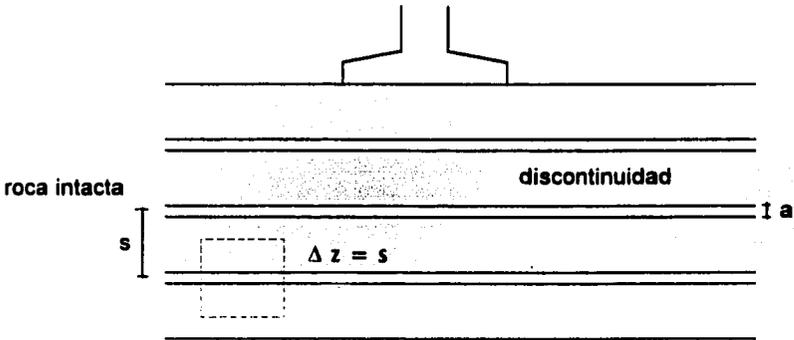


Figura 22: Bulbos de esfuerzo para una zapata de ancho $B = 10.0\text{ m}$

b.- Deformaciones

Retomando el concepto de bloque equivalente de una masa rocosa, dada una formación con juntas espaciadas regularmente y rellenas con material residual, se evaluó la magnitud del asentamiento provocado por la construcción de la zapata.



Nota : Las dimensiones del espaciamiento de la roca y de la discontinuidad están fuera de proporción con respecto al ancho de la zapata.

Figura 23 : Geometría de la masa de roca bajo una zapata corrida

Sea un macizo rocoso con juntas dispuestas horizontalmente (*fig 16*) separadas una distancia s y con un espesor a ; analizando una porción de la masa de un espesor s que contenga tanto roca como material de relleno, notaremos que al imponerse sobre ésta una carga Δp obtendremos una deformación en la roca y en el material de relleno, siendo la deformación total igual a la suma de ambos, es decir :

$$\Delta\delta = \Delta\delta_{roca} + \Delta\delta_{suelo\ de\ relleno}$$

$$\Delta\delta = \frac{\Delta p}{E_r} s + \frac{\Delta p}{E_s} a$$

$$= \Delta p \left(\frac{s}{E_r} + \frac{a}{E_s} \right)$$

$$= \frac{\Delta p_j s}{E_r} \left(1 + \frac{a}{E_s} E_r \right)$$

Tomando en cuenta que el análisis de la deformación se hará hasta la profundidad donde el esfuerzo se haya disipado, el número de bloques cuya deformación debe suponerse es igual a $n = z/s + 1$.

Antes de continuar, se hace un paréntesis para aclarar que si bien lo anterior se basa en la consideración de una formación rocosa con estratos horizontales continúa siendo válido para los fines de este trabajo, donde se tienen estratos inclinados, ya que el espesor de los mismos es pequeño y su proyección en el sentido vertical apenas difiere del valor de la separación de los estratos. Lo mismo ocurre con el espesor de la discontinuidad.

Continuando con la exposición. La deformación total será la suma de las deformaciones de cada bloque, es decir :

$$\delta = \sum_{i=1}^n \left(\Delta p_j x \frac{s}{E_r} \left(1 + \frac{a}{E_s} E_r \right) \right)$$

Sacando las constantes :

$$\delta = \frac{s}{E_r} \left(1 + \frac{a E_r}{E_s} \right) \sum_{i=1}^n \Delta p_j$$

esta expresión puede considerarse formada por dos términos.

Considerando el segundo término de la ecuación, se tiene que es posible conocer la variación del esfuerzo con respecto a la profundidad en un punto bajo la zapata, y dada la " linealidad " de esta

variación, calculada como se describió en el punto anterior, es factible obtener una ecuación que defina dicha variación mediante un ajuste lineal de los valores obtenidos.

En cuanto al primer término de la ecuación se definirá un módulo de deformación para la masa de roca como :

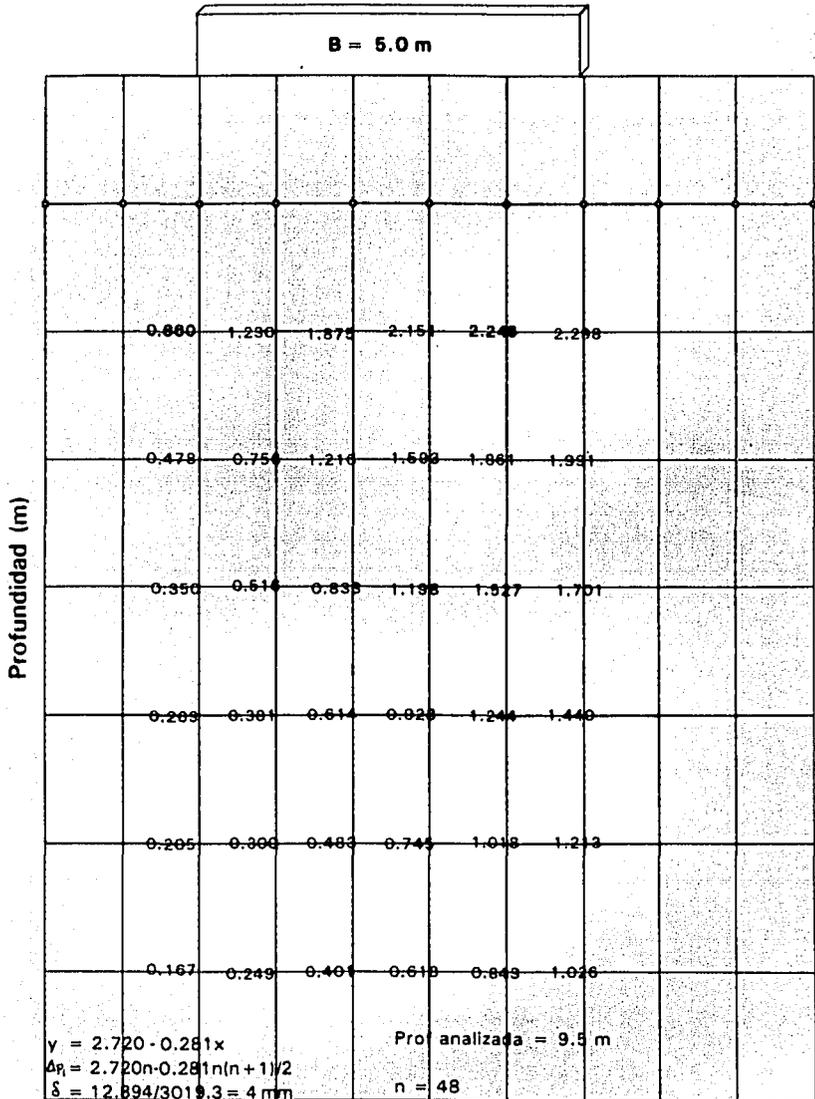
$$E_m = \frac{E_r}{s(1 + \frac{a E_r}{s E_s})}$$

De acuerdo a la variación del ángulo de echado ,reportado en el estudio geológico, se calcularon las deformaciones para tres apoyos y sus respectivas cargas. Los resultados se presentan a continuación:

<i>Apoyo</i>	<i>km</i>	<i>Ancho de la zapata (m)</i>	<i>deformación (mm)</i>
4	5 + 650	10.0	5.5
7	5 + 743	7.4	7.0
8	5 + 773	5.0	4.0

Estos resultados se muestran en forma gráfica en las tres hojas siguientes, en ellas se incluye asimismo la distribución de los esfuerzos obtenida en el punto anterior.

Valores de esfuerzo bajo una zapata
Ancho de zapata B = 5 m



obtenidos con el programa CALES

Figura 24

Valores de esfuerzo bajo una zapata
Ancho de zapata B = 7.4 m

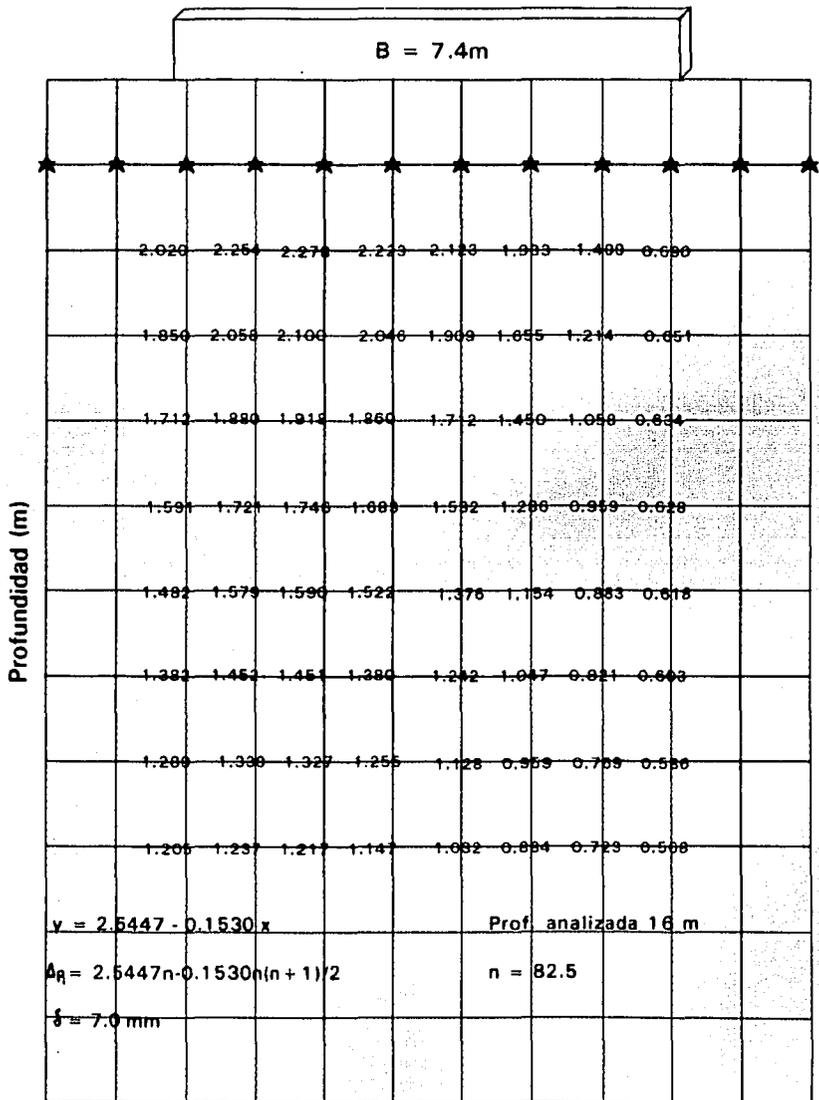


Figura 25

obtenidos con el programa CALES

Valores de esfuerzo bajo una zapata
Ancho de zapata B = 10.0 m

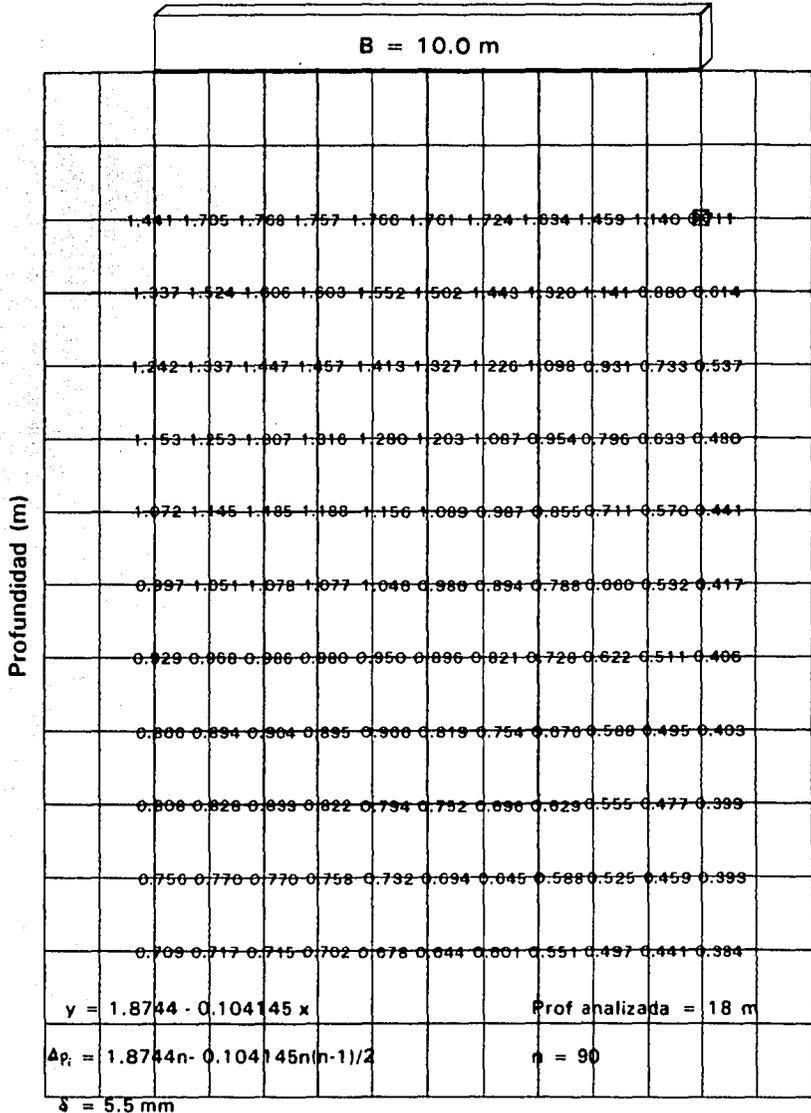


Figura 28

obtenidos con el programa CALES

Alternativamente y a manera de comparación, considerando a la masa rocosa como un medio totalmente homogéneo y continuo, la deformación puede calcularse con la solución de Steinbrenner, para una área cargada de forma rectangular cuya expresión es :

$$\delta = \frac{\Delta p \cdot B}{E} \cdot F(1-\mu^2)$$

donde Δp = sobrecarga en ton/m²

B = ancho de la zapata

F = factor de influencia

E = módulo de deformabilidad

Como se dijo anteriormente, se hará este análisis considerando la masa rocosa como un medio continuo, razón por la cual el módulo E es el módulo de deformabilidad del macizo rocoso, éste se obtiene con ayuda de la correlación del índice del sistema RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawsky y la expresión de Serafim & Pereira (Bieniawsky Z.T, 1989).

El índice RMR se obtiene considerando las características y condiciones físicas en las que se encuentra el macizo tales como la resistencia a la compresión simple de los corazones extraídos, la separación entre discontinuidades, las condiciones del agua, entre otras.

Estas características del macizo rocoso están tabuladas con relación a un puntaje cuya suma final da el RMR.

Para el caso presente el RMR se obtuvo de la manera siguiente:

<i>Concepto</i>	<i>valoración RMR</i>
1- Por compresión simple : 5.29 Mpa	1
2- RQD : valor más desfavorable = 20 %	3
3- Separación entre discontinuidades: entre 60 y 200mm	8

4- Condición en que se encuentran

las discontinuidades : separación < 1mm,

paredes altamente intemperizadas

20

5- Condiciones hidráulicas del macizo :

húmedo

7

suma

39

6- Influencia del echado en la

cimentación : medianamente desfavorable

7

total

32

Sustituyendo en la expresión propuesta por Serafim & Pereira

$$E = 10^{(RMR-10)/40} \text{ el resultado es en GPa}$$

$$E = 10^{(32-10)/40} = 3.55 \text{ GPa} = 36180.7 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo a su vez en la expresión de Steinbrenner, para los apoyos 3 y 4 considerados como los que presentan condiciones de carga y ubicación más desfavorables, debido a la orientación del echado en esa zona y a los bajos valores de RQD.

Apoyo 3

$$\delta = \frac{21.71 \text{ ton/m}^2 \times 7.4 \text{ m}}{361807 \text{ ton/m}^2} \times 1.12 (1 - 0.25^2) = 0.5 \text{ mm}$$

Apoyo 4

$$\delta = \frac{19.46 \text{ ton/m}^2 \times 10 \text{ m}}{361807 \text{ ton/m}^2} \times 1.12 (1 - 0.25^2) = 0.6 \text{ mm}$$

A continuación se muestra de forma tabular los resultados de los procedimientos aplicados para valuar la deformación. Como se aprecia, existe entre ellas una gran diferencia debido sobre todo a la magnitud del valor del módulo de deformación que debido a las consideraciones particulares resulta mayor en el segundo procedimiento que trata de tomar en cuenta la resistencia de la masa de roca. Si bien los dos procedimientos tienen consideraciones no muy reales representan una aproximación suficiente para valuar la deformación como poco significativa para los fines del proyecto del viaducto que se analiza en este trabajo.

	<i>Apoyo</i>	<i>d (mm)</i>
<i>Primer método</i>	<i>4</i>	<i>5.5</i>
	<i>7</i>	<i>7.0</i>
	<i>8</i>	<i>4.0</i>
<i>Segundo método</i>	<i>3</i>	<i>0.6</i>
	<i>4</i>	<i>0.7</i>

TABLE 4.1 The Rock Mass Rating System (Geomechanics Classification of Rock Masses)^a

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS								
Parameter		Ranges of Values						
1	Strength of intact rock material	Point load strength index (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	For this low range, uniaxial compressive test is preferred	
		Uniaxial compressive strength (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5
	Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	D-4 core quality (RQD) (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Rating	20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities	>2 m	0.6-2 m	200-800 mm	80-200 mm	<80 mm		
	Rating	20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered wall	Discontinuity surfaces or Gouges < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
						Rating	30	25
5	Groundwater	Wetness per 10 m tunnel length (Liters)	None	<10	10-25	25-125	>125	
		Rating	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5	
	General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
Rating	15	10	7	4	0			

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

Strike and Dip Orientation of Discontinuities		Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
Ratings	Turnings and mines	0	-2	-5	-10	-15
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Class no.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class no.	I	II	III	IV	V
Average stand up time	20 yr for 15-m span	1 yr for 10-m span	1 wk for 5-m span	10 hr for 2.5-m span	30 min for 1-m span
Cohesion of the rock mass (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Friction angle of the rock mass (deg)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

^a After Bieniawski (1979).

Reproducida de Bieniawski Z. T. 1989

Tabla 5 : Valores para obtener el RMR

FALLA DE ORIGEN

4.- Estabilidad de excavaciones

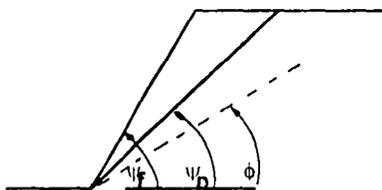
Después de evaluar la capacidad de carga y el grado de deformabilidad del macizo rocoso se está en posición de calcular los efectos de la colocación de la cimentación en la roca y concretamente para este caso, en la ladera.

Al observar un talud rocoso en sus condiciones actuales vemos que dicho talud se encuentra en un estado de equilibrio, mismo que se ha conseguido a lo largo del tiempo y al paso de diversos eventos.

La colocación de una obra ajena a este talud, presupone una alteración en las condiciones que lo mantienen en reposo, es por ello, necesario hacer una estimación cuantitativa del grado de afectación a esas condiciones, de manera que la influencia en ellas se mantenga dentro de seguridad.

Cuando un talud en roca falla, generalmente lo hace siguiendo los patrones de disposición de planos de debilidad constituidos por juntas, fracturas y otras discontinuidades, incluyendo los planos de buzamiento.

Los modos probables de falla se pueden presentar en un macizo rocoso son el de falla plana, en cuña, por vuelco y globales, estas últimas sólo pueden ocurrir cuando los macizos rocosos son muy diaclasados o en roca muy blanda y meteorizada (Romana Manuel, 1992). De entre estos cuatro modelos de falla, el empleado para el análisis de los taludes donde se desplantará el viaducto es el de falla plana por presentarse en ellos, planos de estratificación que pueden convertirse en planos de deslizamiento. La geometría del modelo es la siguiente:



Para que el deslizamiento ocurra $\psi_f > \psi_p > \phi$

Donde ψ_f = ángulo de inclinación de la cara del talud, ψ_p ángulo del plano de deslizamiento
y ϕ = ángulo de fricción del plano de deslizamiento

Figura 27: Geometría del modelo de falla plana

Las hipótesis que se deben de cumplir para que ocurra este tipo de falla son las siguientes (Hoek E. & Bray John, 1974) :

- i) El plano donde ocurre el deslizamiento debe tener un rumbo paralelo o casi paralelo (en un rango de $\pm 20^\circ$ aproximadamente) a la cara del talud.
- ii) El plano de falla debe estar expuesto en la cara del talud. De manera que el echado de la formación rocosa debe ser menor que el echado de la cara del talud, esto es $\psi_f > \psi_p$.
- iii) El echado del plano de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción de este plano, es decir $\psi_p > \phi$.
- iv) Las superficies adyacentes aportan poca resistencia al deslizamiento

Este tipo de análisis se basa en la teoría de bloques cuyos principios básicos son el considerar que un bloque deslizará en un plano inclinado debido a su peso propio y se le opone la fricción existente entre la superficie de deslizamiento y la del propio bloque. Tratándose de la masa de roca, la fricción se generará entre el relleno de la caliza y la roca.

Una variante del modelo se tiene cuando aparece una grieta de tensión y ésta se llena de agua, dando origen a las fuerzas U y V que son el empuje ascendente situado en la base del bloque y el empuje hidrostático en el respaldo de dicho bloque, *fig 28 a*.

La expresión para calcular el factor de seguridad de este tipo de falla es:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

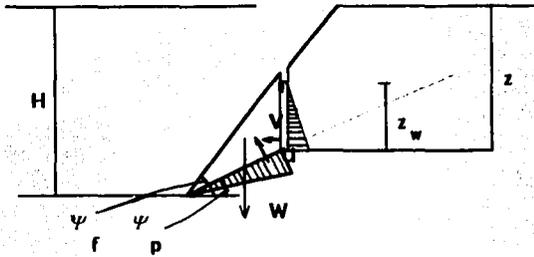
donde de acuerdo a la *fig 28 b* :

$$A = (H - z) \csc \psi_p$$

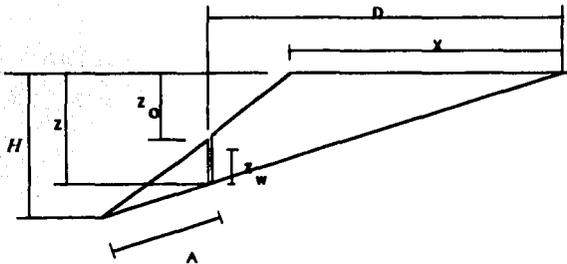
$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \csc \psi_p$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \csc \psi_p$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z^2 w$$



(a)



(b)

Figura 28: a) Fuerzas que intervienen en la estabilidad de un talud b) Geometría de un talud para el cálculo de fuerzas que actúan en el

Si bien no se cumplen con rigor todas las hipótesis, este análisis prevé una estimación de la sensibilidad del talud a la falla.

Para añadir el efecto dinámico del sismo, se toma un valor de kW , donde k es el coeficiente sísmico que aquí se considera como el coeficiente sísmico para la aceleración del terreno e igual a 0.039 y que corresponde al valor asignado para estructuras del grupo A que se encuentran en la zona perisísmica (zona B).

El valor de kW se integra a la ecuación del FS en el término correspondiente a V y queda:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p \cdot U - (V + kW) \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + (V + kW) \cos \psi_p}$$

De acuerdo al manual de Estabilidad de Taludes de la CFE, el factor de seguridad admisible es de 1.5 en condiciones estáticas y de 1.2 en condiciones dinámicas o de vaciado rápido.

En la topografía del sitio donde se ubicará el viaducto se aprecia que para la margen derecha, la ladera presenta un rumbo noreste, en tanto que el rumbo de la formación se orienta al noreste formando entre sí un ángulo de 40° por lo que no se cumple con la primera de las hipótesis del deslizamiento, mencionadas anteriormente. En cuanto a las hipótesis restantes, éstas se cumplen, ya que al momento de excavar, la superficie potencial de falla quedará expuesta; el echado del plano de falla es mayor que el ángulo de fricción de ese plano, es decir $24^\circ > 14^\circ$ (ϕ estimado de acuerdo al RMR de Bieniawsky). Por otro lado, c se estimó mediante el mismo método que ϕ , con la consideración de que el echado favorece el deslizamiento (referido a la tabla 5).

Los contornos de los bloques a analizarse quedan limitados por las paredes de la excavación, mismas que de acuerdo al manual correspondiente de la CFE se consideran con inclinación $1/4 : 1$.

Se hicieron cuatro tanteos para calcular el factor de seguridad; el primero supone la totalidad de cada bloque, considerando que la excavación que queda a la izquierda hace las veces de la grieta de tensión y que ésta se encuentra llena de agua; el segundo se efectuó dividiendo cada bloque aproximadamente a la mitad en el sentido vertical con la grieta coincidente una vez más con la excavación; los dos últimos se calcularon considerando una grieta a la mitad de los bloques analizados en los dos primeros tanteos.

El análisis de la estabilidad sólo se realizó para la margen izquierda, por ser ahí la zona donde pueden presentarse los deslizamientos, ya que en la margen contraria la formación rocosa no tiene una inclinación que favorezca el deslizamiento de bloques hacia la zona del cauce.

Los bloques del primer tanteo se muestran en el *plano 3*, en cuanto a los bloques restantes se muestran en la figura 29 y los resultados del cálculo se muestran en la *tabla 6*.

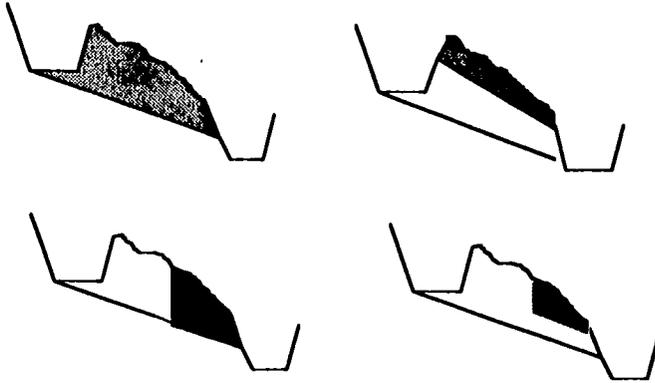


Figura 29: Bloques para el análisis de estabilidad de taludes
1r tanteo , 2o tanteo , 3r tanteo , 4o tanteo

Primer tanteo considerando la falla coincidente con la base de la zapata											
SONDEO	AREA	W(área x gama)	H (m)	z (m)	A (m)	U (t/m ²)	V (t/m ²)	kW (ton)	FS	FS	
1	167.95	448.43	18.4	6.4	31.27	100	20.48	17.49	1.91	1.75	
2	215.72	575.97	18.2	5.5	33.09	91	15.13	22.46	1.76	1.81	
3	215.72	566.57	19	8	28.65	114.6	32	22.1	1.47	1.3	
Segundo tanteo considerando la mitad del bloque anterior en el sentido horizontal											
1	62.95	168.08	14.6	5.5	23.71	65.2	15.13	6.56	3.15	2.82	
2	90.34	241.21	12.6	3.8	22.93	43.56	7.22	9.41	2.56	2.35	
3	70.8	189.04	12.4	5.3	18.5	49.02	14.05	7.37	2.34	2.16	
Tercer tanteo considerando una grieta vertical a la mitad del bloque 1											
1	54.75	146.18	10.6	6	11.99	35.96	18	5.7	1.83	1.7	
2	88.74	236.93	13	8.6	11.46	34.39	36.98	9.24	1.18	1.14	
3	69.66	185.99	13.8	10.2	9.38	47.84	52.02	7.25	0.93	0.88	
Cuarto tanteo considerando una grieta vertical a la mitad del bloque 2											
1	16.85	44.99	6.7	2.6	10.68	27.77	3.38		4.97	4.6	
2	34.8	92.92	7.6	3.8	9.9	37.62	7.22		2.41	2.23	
3	20.66	55.22	6.8	4.2	6.77	26.45	8.82		2.28	2.13	

Tabla 6 Cálculo de factores de seguridad

5+560

+580

+600

5620

IA MEXICO, D.F.

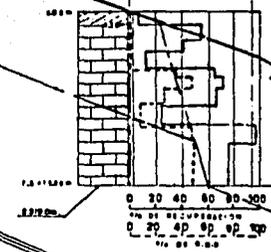
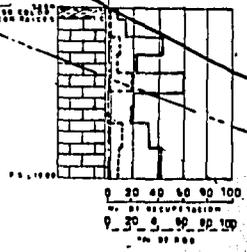
LONGITUD Y USICAC

S-1
RMS+570
ELEV+2353.00m

S-2
RMS+610
ELEV+2334.00m

MARGEN DERECHA

ELEVACIONES EN METROS
2370
2360
2350
2340
2330
2320
2310
2300
2290



ARCILLA
ARENOSA DE COLOR
ROCA CALIZA
DE POCO A MUCHO

Contorno de la excavación ———
Línea inferior del bloque apoyado - - - - -
Elevación del desplante (m) ———
Número de apoyo ○

AUTOPISTA: MEXICO VERACRUZ
TRAMO : PUEBLA CORDOBA
KM : 548.87
ORIGEN : SAN MANUEL LA PUERTA PUE

640

660

680

700

720



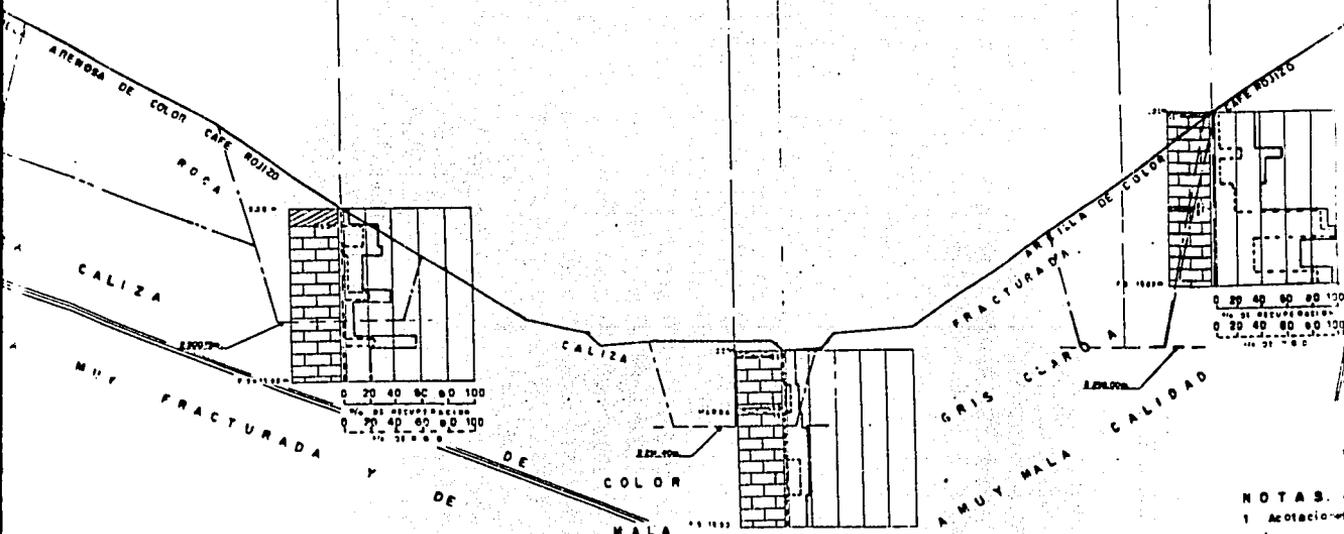
Y UBICACION PROPUESTAS EN EL ESTUDIO TOPOHIDRAULICO L=207.00 m

S-3
RMS-690
ELEV=2310.75 m

S-4
RMS-685
ELEV=2298.00 m

S-5
RMS-720
ELEV=2318.00 m

SUBPASANTE DE PROYECTO



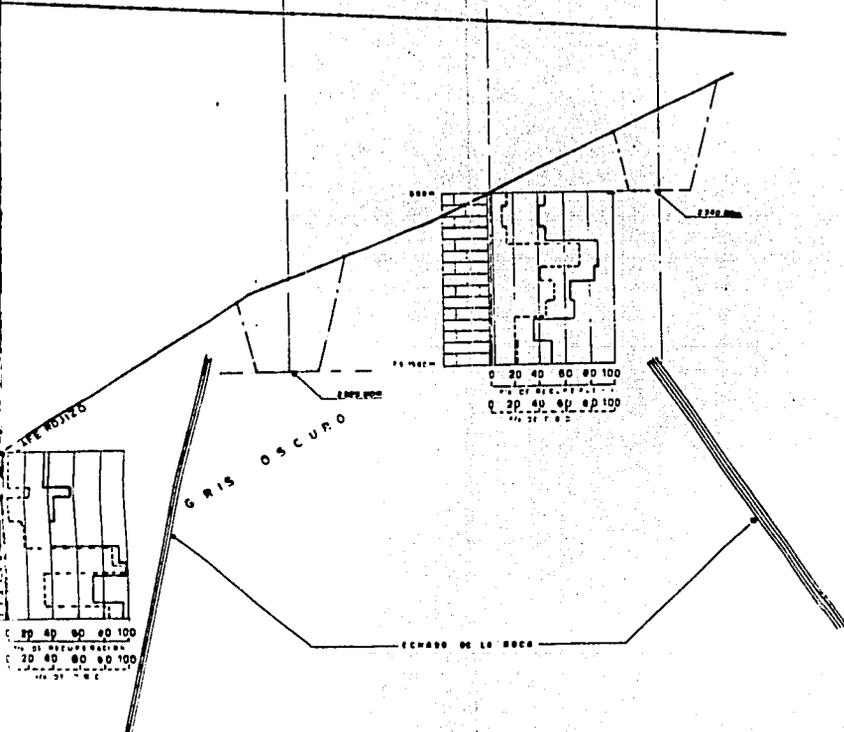
NOTAS

- 1 Acotacion
- 2 El nivel tr...
- 3 El sistema referido a la tasa de recuperacion...
- 4 FS
- 5 ROD
- 6 NAME Nivel
- 7 NAME Nivel
- 8 NAME Nivel

5
720
18,00m

S-6
RM5+760
ELEV.=2340.00 m

MARGEN IZQUIERDA



NOTAS.

- 1 Aotaciones en metros
- 2 El nivel freático no fue detectado a la profundidad explorada
- 3 El sistema de control vertical está referido al SH 8.1 sobre grades de la raíz de dragal localizado a 330 m izquierda de la estación 5+40,0 m e porcionado por la DCEF Em-22004B-man
- 4 PS Fín de sondas
- 5 RQD índice de calidad de la roca
- 6 NAME Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias
- 7 NAMD Nivel de Aguas Máximas Ordinarias
- 8 NMIN Nivel de Aguas Mínimas (Cauce seco)

ESC. 1:200

UNAM
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON

VIA DUCTO RM 5+687
BLOQUES PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD

PLANO 3

FALLA DE ORIGEN

Como se puede observar en la tabla 5, los resultados del factor de seguridad quedan dentro de los rangos admisibles para condiciones estáticas y con sismo dadas diferentes dimensiones de los bloques de deslizamiento supuestos, a excepción de los dos últimos valores obtenidos en el tercer tanteo. El resultado de esas últimas evaluaciones se justifica por considerar en el cálculo que del bloque total, generado por las excavaciones, se produciría una grieta vertical de 10 m de profundidad, justo a la mitad del bloque y que se llenaría del agua de lluvia. Dada la configuración estratificada del macizo es muy difícil que tal grieta llegue a producirse y más aún que se prolongue hasta 10 m de profundidad sin generarse antes un movimiento de los bloques sucesivos creados por la progresión de la grieta. No obstante lo anterior, se hizo un tanteo adicional considerando posibles medidas para evitar la falla tales como descopetar en 3 m parte del bloque, lo que seguramente ocurrirá si por procedimiento constructivo abre las excavaciones con desalajo por el frente de las mismas y evitando la acumulación de agua mediante drenaje superficial y bombeo convencional.

Los resultados del cálculo mencionado son los siguientes

Tanteo considerando recorte en 3 m y sin agua											
SONDEO	AREA	W (área x gama)	H (m)	z (m)	A (m)	U (t/m ²)	V (t/m ²)	kW (ton)	FS	FS	ES
2	66	176.22	10	5.6	12	32.1	15.68	6.87	1.9	1.75	2.51
3	60.3	181	10.4	7	9	31.5	24.5	6.28	1.45	1.34	2.21

Los valores de la última columna se les ha quitado la influencia del empuje del agua considerando que se ha efectuado un drenaje eficiente.

Como una solución alternativa se calcularon factores de seguridad considerando anclaje mediante banderillas. La expresión empleada para el cálculo es la misma que se maneja en los cálculos anteriores, únicamente se le añade el efecto del anclaje como F , que al integrarse a la mencionada expresión queda:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p \cdot U + F \cos \theta \cdot (V + kW) \operatorname{sen} \psi_p) \tan \phi}{W \operatorname{sen} \psi_p + (V + kW) \cos \psi_p \cdot F \operatorname{sen} \theta}$$

donde θ es el ángulo que forma el ancla con la normal al plano de la cara del talud.

Conservando los valores del tercer tanteo, mostrados en la tabla 6 se procedió a hacer varios tanteos para encontrar el valor de la fuerza F que permitiera tener un factor de seguridad de 1.2 que

corresponde a la condición más desfavorable. Los resultados satisfactorios obtenidos después de varias iteraciones son:

· Para el segundo bloque :

$$F = 15 \text{ ton, } \theta = 20^\circ$$

$$FS = 1.17$$

· Para el tercer bloque:

$$F = 40 \text{ ton, } \theta = 45$$

$$FS = 1.21$$

Obtenido el valor de F , debe calcularse el número de elementos necesarios para el anclaje que es igual a dividir F entre la capacidad de trabajo de cada barra de acero. La capacidad de trabajo resulta de multiplicar el área de la sección transversal de la barra por el límite de fluencia de acero.

Como puede verse, el factor de seguridad aumenta de acuerdo a la magnitud de la fuerza de anclaje, pero también en función del ángulo con el que se coloque el elemento y es esta una condicionante para elegir el equipo de instalación de anclaje adecuado. Esto es notorio en el caso del tercer bloque, ya que la fuerza de anclaje es considerable así como el ángulo con el que se deben colocar las piezas.

Las dos características anteriores y la longitud a la que se deben introducir los anclajes para situarlos atrás de la superficie de falla y que es del orden de los 9 m hacen considerar que es una solución poco aceptable, dado el tiempo que se llevaría la instalación de tales elementos. Se considera que la solución mediante corte del material y drenaje puede ser más recomendable dada su relativa facilidad.

5.- Estabilidad de la ladera

El cálculo de la estabilidad de la ladera en las condiciones posteriores a la excavación, colocación de cimentación, relleno de la excavación y descarga de la estructura, es en este caso, una extensión de los conceptos y el método utilizado en el inciso anterior, incluso se supondrán las mismas superficies de falla.

Se justifica analizar las mismas superficies de falla que en el caso anterior, debido a que el espaciamiento de la estratificación de la caliza permite considerar que es altamente probable la coincidencia de un plano de estratificación con el lado interior de la zapata, generándose un plano potencial de deslizamiento.

La geometría a analizarse se muestra en la **fig 30** :

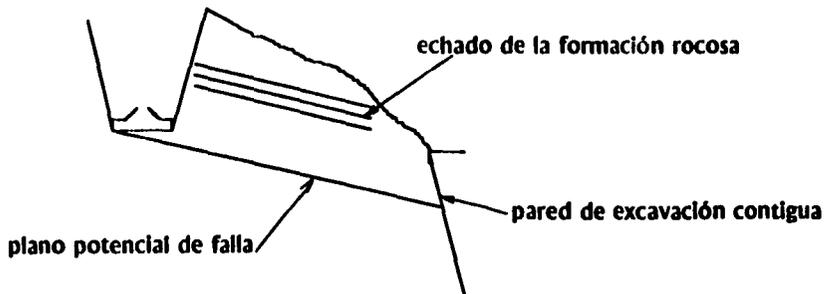


Figura 30 : Superficie de falla coincidente con la base de la zapata

Como argumento que refuerza lo anterior, pensemos en profundizar la superficie de falla, siempre coincidente con un plano de estratificación a tal profundidad; prolongando la línea del plano, ésta coincidirá con el resto de la formación rocosa, misma que hará las veces de un muro de contención. Por el contrario, si se disminuye la profundidad en donde se localice la superficie de falla, obtendremos varias superficies de deslizamiento que no estarán bajo la influencia de la zapata.

Añadiendo a la ecuación empleada en el cálculo del punto 4, la influencia de la descarga de la cimentación, considerada de acuerdo a la teoría de deslizamiento plano (una fuerza puntual por unidad de longitud, actuando en el centro de gravedad del bloque), ésta se escribirá de la manera siguiente :

$$FS = \frac{cA + ((W + P)\cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{(W + P)\sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

El procedimiento de cálculo es el mismo que el presentado en el punto anterior, incluso se emplearon los mismos valores para evaluar los factores de seguridad, los resultados se muestran a continuación:

Apoyo	FS (sin sismo)	FS (con sismo)
1	1.60	1.50
2	1.52	1.41
3	1.47	1.21

En base a los valores de factor de seguridad, se concluye que son satisfactorios y que la ladera es estable una vez que los apoyos se construyan en su totalidad. Se deberá tener especial cuidado en que el material de relleno de las excavaciones no se sature con los escurrimientos de agua de lluvia; para ello se recomienda colocar material granular y drenaje en la base de cada zapata, además de cubrir la superficie con un material que garantice la impermeabilidad.

III.- Conclusiones y recomendaciones

En este capítulo se señalan las conclusiones generadas de los resultados del diseño, y se destaca sobre los aspectos que deberán considerarse con especial atención en trabajos futuros que tengan que ver con la mecánica de rocas. En relación a las recomendaciones, están contempladas en las partes de procedimiento constructivo e instrumentación y se consideran consecuencia de las conclusiones; sin embargo, no se quiso dar especial énfasis, no porque no sean parte importante del proyecto, sino porque la intención de este trabajo se centra en la evaluación de los parámetros de diseño geotécnico de una cimentación en roca.

A.- Interpretación de resultados

En general se cumplió con el objetivo principal de este trabajo dado que se integraron varios aspectos del conocimiento académico para dar solución al diseño geotécnico de un viaducto carretero.

- Exploración y ensayos de laboratorio

En el proyecto de un puente desplantado en roca, deben integrarse la exploración geológica y geofísica, con el fin de tener una visión macroscópica del problema, obteniéndose una idea preliminar de los valores de resistencia, deformabilidad y degradación de la masa de roca, los cuales podrán verificarse mediante la obtención de muestras del sitio.

La cantidad y tipo de exploración no se restringe únicamente a la etapa de proyecto, sino que incluso en la etapa constructiva podrá utilizarse con el fin de verificar propiedades de la masa de roca de manera que el diseño garantice un adecuado comportamiento de la obra.

Los resultados de la prueba de compresión simple son poco representativos del comportamiento de una masa de roca debido al pequeño tamaño de los especímenes ensayados y a la ausencia en ellos de discontinuidades que correspondan proporcionalmente a dicha masa.

Se requiere que en todo proyecto de cimentación en roca, se realicen ensayos de compresión simple y se efectúe la clasificación de la masa de roca de acuerdo al RQD (ICR) o (Índice de Calidad de la Roca), con objeto de que el material puede ser clasificado geomecánicamente en métodos de diseño que consideran las principales características de la masa de roca.

- Capacidad de carga

Debe calcularse con el procedimiento que más se aproxime a las condiciones de campo y al mecanismo de falla que pueda desarrollarse con mayor probabilidad.

Las tablas de esfuerzos permisibles que proporcionan los libros de diseño y las referencias bibliográficas deben considerarse como auxiliares y de carácter comparativo. Su predominancia sobre los resultados analíticos y factores considerados ha de ser valorada por el geotecnista.

- Deformaciones.

Para valuar la deformación en roca se hizo uso de los conceptos de la teoría de la elasticidad aplicados a una masa estratificada. Asimismo se empleó la fórmula de Steinbrenner para materiales homogéneos, continuos y elásticos. Los resultados en ambos métodos fueron muy diferentes, sin embargo por la pequeña magnitud de éstos, no son relevantes para el comportamiento final de la obra. No obstante, es importante notar que la deformación resulta mayor en uno de los lados de la zapata, lo que puede ocasionar la aparición de una excentricidad de la carga.

Tanto los resultados de la capacidad de carga como de la deformación en roca, no representaron situaciones que condicionen el uso de tratamientos o métodos especiales de construcción.

- Estabilidad de excavaciones y de la ladera.

El mecanismo de falla empleado para la evaluación de la estabilidad de las excavaciones y de la ladera, se basa en consideraciones sencillas pero representa una aproximación aceptable para el cálculo de los factores de seguridad a la falla .

Los factores obtenidos se pueden incrementar al mejorar el método de construcción, como en el caso del más crítico (tercer apoyo km 5 + 619.16), donde al descopetar los primeros 3 metros y evitar la presencia de agua, el factor de seguridad se incrementaría en forma considerable.

Los factores de seguridad que se adoptan para el diseño de las excavaciones y la ladera en su conjunto, dependerán de la confiabilidad de los parámetros de diseño obtenidos o supuestos, surgidos de la experiencia y de los estudios realizados.

En la ladera de la margen izquierda no se presentan problemas de estabilidad en su conjunto ni en particular en la estabilidad de cada una de las excavaciones, ya que la disposición de los echados no permite la aparición de bloques de falla plana.

- Comentarios y propuestas adicionales

La prueba de tensocompresión, junto con la de compresión simple pueden ser usadas para formular una ley de resistencia de la masa de roca. De esa ley es posible aplicar sus parámetros c y ϕ a la teoría del equilibrio límite para valorar la capacidad de carga. Se propone en este sentido que en trabajos futuros relacionados con el tema, se analice la discrepancia que pudiera existir con los resultados obtenidos de los procedimientos de cálculo expuestos en los libros de diseño.

Referente a la estabilidad de taludes, existen otros métodos alternativos para evaluar la estabilidad que podrían utilizarse, tales como el uso de estereogramas para definir la existencia de bloques que puedan deslizarse y la valoración propuesta por Manuel Romana, ya que las consideraciones en que se basan toman las características de la masa de roca en su conjunto. Es conveniente que para futuras obras se apliquen métodos de reciente desarrollo como el de Romana, implementando un programa de instrumentación para valorar la confiabilidad de este criterio o cualquier otro.

B.- Procedimiento constructivo

Las excavaciones que alojarán a la cimentación deberán hacerse con ayuda de pistolas neumáticas evitando el uso de explosivos con el fin de evitar el fracturamiento de la roca en la vecindad de las excavaciones y conservar su estado de esfuerzos. Se recomienda que los taludes de dichas excavaciones se hagan con inclinación 1/4:1, en donde se ubicarán los apoyos del 1 al 4, tomando en cuenta las recomendaciones prácticas que para cortes de más de 12 m de altura da el manual de diseño de obras de la CFE.

Debido a que el echado de la formación rocosa presenta fuertes variaciones, es posible que en alguno de los apoyos mencionados exista una inclinación opuesta al interior de la excavación. De ser así, puede excavarse siguiendo la inclinación de la formación, como en el caso del lado de la excavación que da a la margen izquierda en los apoyos 1, 6, 7 y 8.

Respecto a los lados que quedan hacia la margen derecha en cada una de las excavaciones recién mencionadas podrán hacerse con taludes 1/4 : 1 .

Deben tomarse en cuenta los efectos que el agua de lluvia puede tener en la estabilidad de los cortes, por lo que de construirse en temporada de lluvia será necesario realizar obras adicionales de drenaje tanto en el exterior como en el interior de las excavaciones con el fin de evitar la acumulación de agua.

Alcanzado el nivel de desplante será necesario verificar la existencia de fracturas de amplitud importante y en caso de presentarse éstas, se procederá a limpiarlas a mano para posteriormente rellenarlas con concreto.

C.- Instrumentación

Para este caso, la instrumentación tendrá el objetivo de evaluar el comportamiento de la masa rocosa adyacente a las excavaciones y prevenir condiciones de inestabilidad.

Se sugiere que la instrumentación sea basada únicamente en alineación topográfica de una serie de puntos que formen una retícula alrededor de los sitios de excavación, para conocer la magnitud de los desplazamientos entre de dichos puntos.

La cantidad y espaciamiento de los puntos de control dependerá del alcance y precisión del instrumental empleado.

La distancia a la que deberán colocarse entre sí los puntos de referencia, no excederá los 100 m. Particularmente podrá auxiliarse de los apoyos de la estructura del puente del ferrocarril para situar algunos puntos fijos.

En cuanto a la frecuencia de las mediciones, éstas deberán hacerse en la etapa de la construcción con un intervalo tal que permita tomar medidas de prevención para seguridad del personal y equipo que pudiera verse afectado por un deslizamiento de la masa de roca. Una vez construido el puente se deberán hacer mediciones periódicas separadas por un intervalo mayor de tiempo (1 mes) y de no detectarse movimiento alguno podrán suspenderse de modo definitivo al corroborarse que no existe movimiento y la estabilidad está garantizada.

Referencias

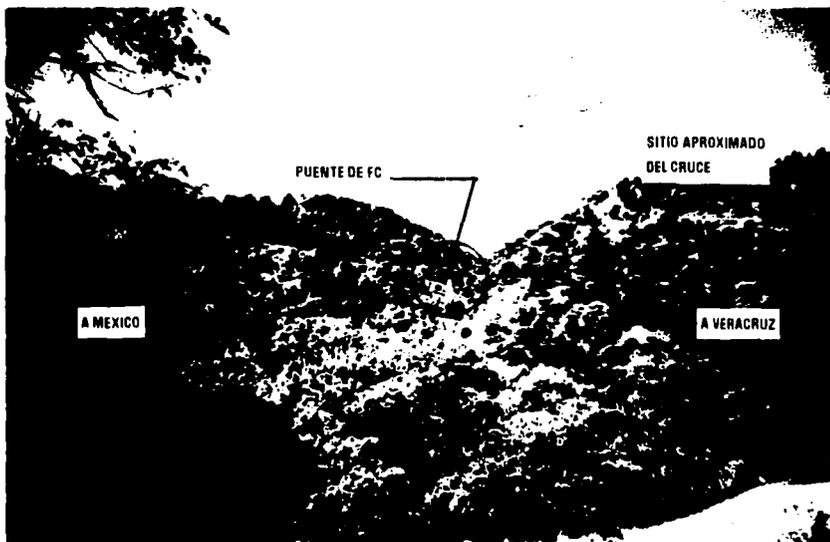
- López Ramos Eduardo
Geología de México
Tomo III, segunda edición
México, UNAM 1981
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes
Segunda reimpresión
México, Ed. SMMS, 1989
- Goodman Richard E.
Introduction to Rock Mechanics
Second Edition
EUA, Ed. John Wiley & Sons, 1989
- Timoshenko S. & Goodier J.N.
Teoría de la elasticidad
Segunda edición en español
Bilbao, Esp, Ed. URMO, 1975
- SAHOP
Proyectos tipo de elementos de concreto reforzado
Parte I
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas
Reunión Nacional de Mecánica de Rocas
México, Ed. SMMR, 1993
- Romana Manuel
Seminario de Estabilidad de Taludes en Roca
México, Ed. SMMR, 1993
- Bieniawsky Z.T.
Engineering Rock Mass Classification
Capítulo 4
Ed. John Wiley & Sons, 1989

- **Comisión Federal de Electricidad**
Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia
B.3.3 Cimentaciones en Roca
Primera edición
México, Ed. CFE ,1981
- **Comisión Federal de Electricidad**
Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia
B.3.1 Estabilidad de Taludes
Primera edición
México, Ed. CFE ,1981
- **Hoek E. & Bray John**
Rock Slope Engineering
Gran Bretaña, Ed. Institution of Mining and
Metallurgy, 1974

Bibliografía adicional

- **Stagg & Zienkiewickz**
Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica
Barcelona, Ed. Blume 1973
- **Comisión Federal de Electricidad**
Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia
B.3.5 Tratamiento de Macizos Rocosos
Primera Edición
México, Ed. CFE ,1981
- **Peck R, Hanson & Thorburn**
Ingeniería de Cimentaciones
Tercera Edición
México, Ed. Limusa, 1989

ANEXOS



**ASPECTO DE LA ZONA DE CRUCE DESDE EL PIE DE LAS
" CUMBRES DE MALTRATA "**



PANORAMICA DESDE EL SITO DE CRUCE

FALLA DE ORIGEN



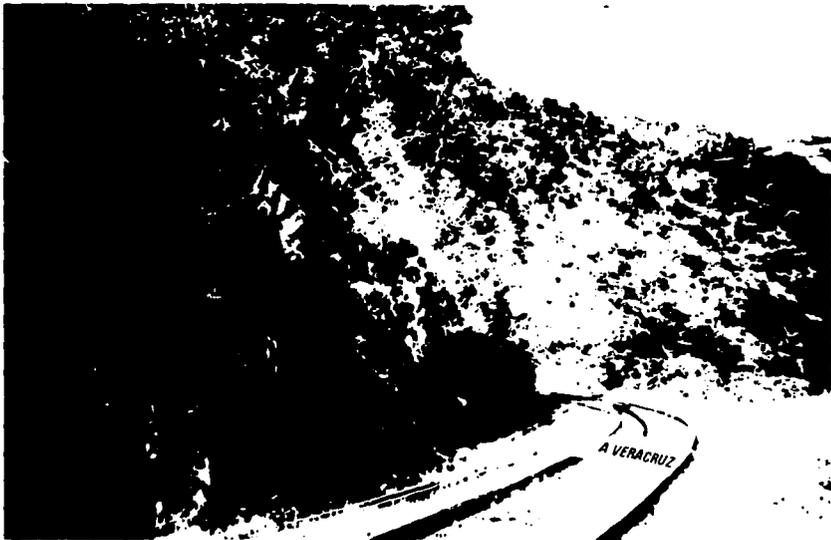
***PUENTE DE F.C., CERCANO AL KM 5 + 687 DE LA
AUTOPISTA EN PROYECTO***

FALLA DE ORIGEN



***TUNEL DEL F.C., 20 M ADELANTE DEL PUENTE
MOSTRADO EN LA FOTO ANTERIOR***

FALLA DE ORIGEN



**ASPECTO DE LA FORMACION CALIZA HACIA
LA MARGEN DERECHA DEL CRUCE**

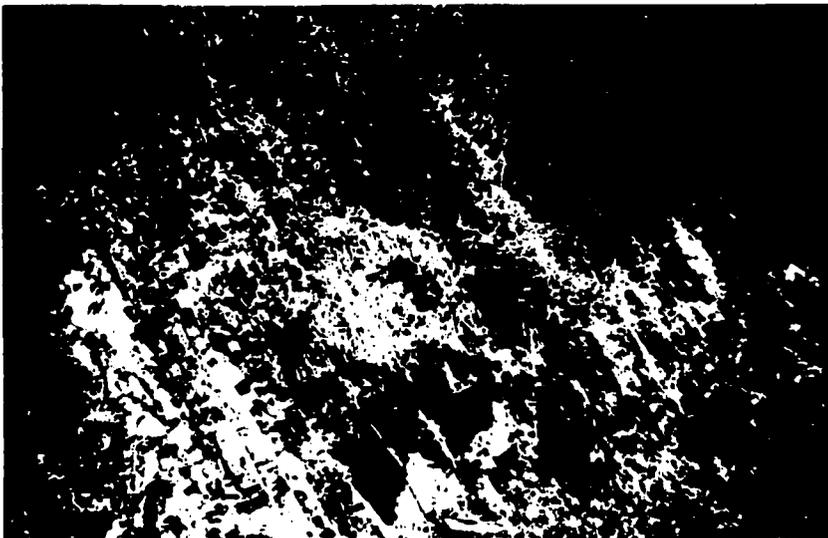
v FALLA DE ORIGEN



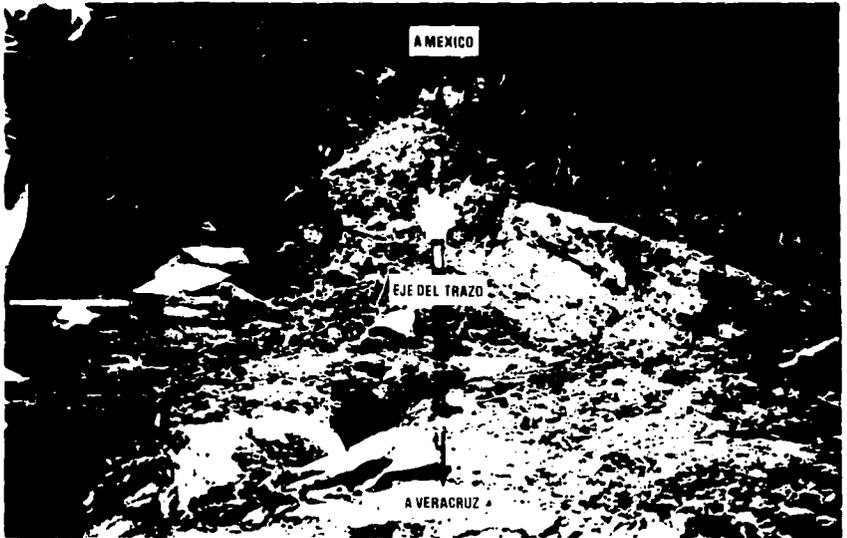
**DISPOSICION DEL MACIZO ROCOSO AL PIE DE LA
LADERA EN LA MARGEN DERECHA DEL CRUCE**



**" TRANSICION " DEL PLEGAMIENTO AL ACERCARSE A LA LADERA
EN LA MARGEN DERECHA DEL CRUCE**



***INCLINACION DE LA ESTRATIGRAFIA EN LA LADERA
DE LA MARGEN IZQUIERDA***



**SONDEO 1 DONDE SE NOTA LA DISPOSICION DE LA
FORMACION Y LOS SUELOS RESIDUALES**



**SONDEO 2, EL ESPESOR DE LA CAPA DE SUELO IMPIDE
APRECIAR LA MASA DE ROCA**

FALLA DE ORIGEN



VISTA DEL SONDEO 5

FALLA DE ORIGEN



**ASPECTO DE LA ROCA CALIZA MUY DIACLASADA
CERCANA AL SONDEO 6**



***ESTRATIFICACION DE LA FORMACION CALIZA A 20 M
A LA IZQUIERDA DEL SONDEO 6***

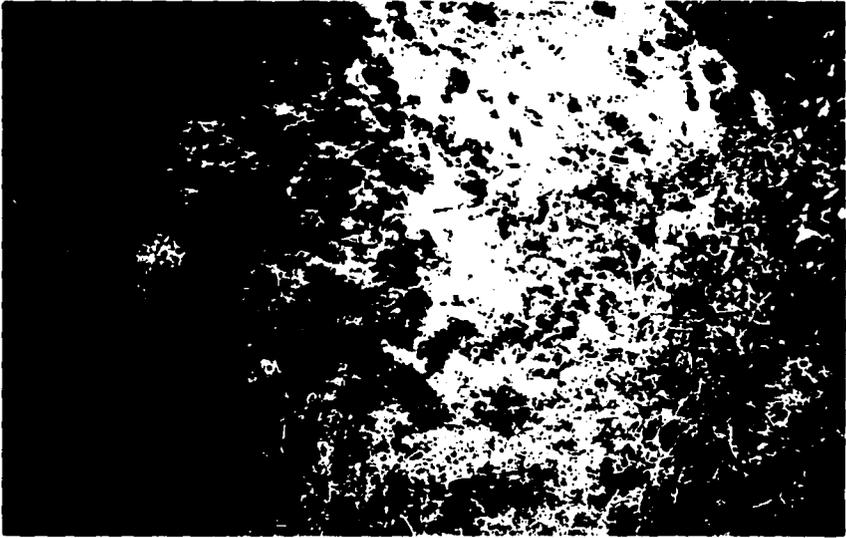


**MUESTRA DE LA METEORIZACION Y FRACTURAMIENTO
DE LA ROCA CALIZA**



VISTA PANORAMICA DE LA MARGEN DERECHA

FALLA DE ORIGEN



VISTA PANORAMICA DE LA MARGEN IZQUIERDA

TABLA III.4 Resistencia al corte de discontinuidades rellenas en pruebas de corte directo. Los resultados de las refs 22 y 23 son de laboratorio y de la ref 24 a la 31 son de campo

Roca	Relleno	Cohesión c (kg/cm ²)		Angulo de fricción φ		Esfuerzo normal σ _n (kg/cm ²)	Referencia
		máxima	residual	máxima	residual		
Roca carbonífera	Horizontes arcillosos milonitizados de 1.0 a 2.5 cm de espesor	0.13	0	16°	11°	0-7	22
		0.11	0	16°	11.5°	-	
Lamproesquisto granulítico	relleno arcilloso	0	0	25°	22°	?	23
	arcilla en un dique	0	-	25°	-	?	
Yeso	Horizontes de arcilla bentonítica de 8cm de espesor (montmorilonita en su mayor parte)	0.16	-	7.5°	-	?	24
		0.22	-	11.5°	-	1.4-33	
Grauvaca	Plano de estratificación de arcilla de 1 a 2 mm	-	0		21°		25
Caliza	Juntas de arcilla calcárea de 2 cm de espesor, con 7% de humedad	0	0	25°	15°-24°	10-30	26
Lignita	Plano entre lignita y arcilla subyacente	0.14	-	17.5°	-	0-1.5	27
		0.3	-	15°	-	0-4	
Granito	Fallas arcilla 5u 30%	1.0		45°		1-10	28
	Rellenas arcilla 5u 40%	1.0		27°		1-10	
	de arcilla 5u 40%	0		24°		1-10	
Caliza	Estrato de arcilla de 6 cm	-	0	-	13°	8-25	29
Calizas, lignitas y margas	Intercalaciones de lignita contacto lignita/mármol	0.8	-	38°	-	0-20	30
		1.0	-	10°	-	?	
Caliza	Rellenos menores de 1mm arcillo- de 1 a 2 cm sos	0.5-2.0	-	21°-17°	-	1-25	31
		1.0	-	13°-14°	-	1-25	

REPRODUCIDA DEL VOLUMEN B.3.3 DE LA SECCION DE GEOTECNIA DE LOS MANUALES DE CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES DE CFE

FALLA DE ORIGEN

TABLA 3.3 Valores estimados de capacidad de carga permisible (ref 3.3). Estos valores aproximados de la capacidad de carga permisible pueden necesitar aumentarse o disminuirse. No se ha considerado el incremento debido a la profundidad de desplante de la cimentación

Cruce	Tipo y condiciones de rocas y suelos	Resistencia de la roca (q_c) o permeabilidad estándar (N_6)	Capacidad de carga permisible teórica (ton/m ²)	Observaciones
ROCAS	Rocas masas ígneas y metamórficas (granito, diorita, basalto, gneis) zonas (2)	$q_c = 1000$ (800 = 900)	= 1000 150-500	Estos valores se basan en la hipótesis de que la cimentación se desplanta en la roca no interrumpida
	Rocas falladas metamórficas (diórta, esquistos) zonas (1), (2)	$q_c = 500-1000$ (500 = 500)	150-500	
	Rocas sedimentarias: lutita cementada, limolita, arenisca, caliza sin cementos, conglomerado muy cementado, todas zonas (1), (2)	$q_c = 175-500$	100-400	
	Lutitas blancas y otras rocas arcillosas (tipos de lutitas zonas (2), (3))	$q_c = 70-115$	60-100	
	Rocas fracturadas de cualquier tipo con un espaciamiento promedio entre discontinuidades (30 cm o mayor), excepto rocas arcillosas (fig. 1116)	$q_c = 70$	50-120	
	Caliza finamente estratificada, arenisca, lutita	--	Ver nota (3)	
Rocas muy fragmentadas o interrumpidas	--	Ver nota (3)		
SUELOS GRANULARES	Grava o arena y arena compactas (5)	$N_6 = 50$	= 60	-----
	Grava o arena y grava de compactación media (5)	"	70-80	
	Grava suelta o arena suelta y grava (5)	"	70	
	Arena media: arriba del nivel freático abajo del nivel freático	$N_6 = 20-50$	40-60 75	
	Arena media: arriba del nivel freático abajo del nivel freático	10-30	10-30 5-10	
Arena suelta: arriba del nivel freático abajo del nivel freático	$N_6 = 5-10$	7.5-15 4-8		
SUELOS COHESIVOS	Arcillas duras y/o macizas heterogéneas tales como éliticas	$N_6 = 20$	60	Los suelos cohesivos son susceptibles de asentamiento por consolidación a largo plazo debido a las cargas aplicadas y generalmente son susceptibles a expansiones futuras o a contracciones debidas a la variación de humedad. Si el índice de plasticidad es mayor de 20 y el contenido de arcilla (I-C 60%) excede de 75, el comportamiento a largo plazo de la cimentación puede verse afectado grandemente por la expansión o contracción del suelo y es necesario una estimación cuidadosa de estas posibilidades.
	Arcillas muy duras	$N_6 = 15-20$	30-60	
	Arcillas duras	$N_6 = 8-15$	15-30	
	Arcillas medianamente duras	$N_6 = 4-8$	7.5-15	
	Arcillas y limas blancas	$N_6 = 2-4$	3-7.5	
	Arcillas y limas muy blancas	$N_6 = 2$	No procede	
S4-GS (SABANOS)	Turba y suelos orgánicos	--	No procede	-----
RELLenos	Repleno	--	No procede	-----

- NOTAS: (1) Los valores dados para rocas sedimentarias o falladas se aplican cuando las estrías de la falladura están horizontales o casi a nivel; siempre y cuando el ángulo de inclinación lateralmente. Los estrías inclinadas y su relación con las taludes cercanas a excavaciones deberán ser evaluadas por especialistas en este campo.
- (2) Las condiciones del suelo como gravitas grutas, etc., asociadas a zonas de 1 a otro etc.
- (3) Deberá estimarse en el sitio, incluyendo pruebas de carga si es necesario, por un especialista en este campo.
- (4) Estas rocas tienden a expandirse al relajarse las fuerzas y al contacto con el agua pueden volverse blandos y expandirse apreciablemente.
- (5) El nivel freático debe estar por lo menos a una profundidad igual o mayor que el ancho de la cimentación medido a partir de la base del cimiento.
- q_c Resistencia a la compresión no confinada, kg/cm^2
- N_6 Número de golpes para penetrar 30 cm
- 60D Porcentaje de recuperación de núcleos de roca (Rock Quality Designator)

TOMADA DEL MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PILAS EDITADO POR LA SMMS, NOTESE EL PENULTIMO RENGLON DEL APARTADO DE ROCAS

FALLA DE ORIGEN

Table 2-3. Typical range of values for the static stress-strain modulus E_s for selected soils. Field values depend on stress history, water content, density, etc.

Soil	E_s	
	kai	kg/cm ²
Clay		
Very soft	0.05-0.4	3-30
Soft	0.2-0.6	20-40
Medium	0.6-1.2	45-90
Hard	1-3	70-200
Sandy	4-6	300-425
Glacial fill	1.5-22	100-1,600
Loess	2-8	150-600
Sand		
Silty	1-3	50-200
Loose	1.5-3.3	100-250
Dense	7-12	500-1,000
Sand and gravel		
Dense	14-28	800-2,000
Loose	7-20	500-1,400
Shales	20-2,000	1,400-14,000
Silt	0.3-3	20-200

Table 2-4. Typical range of values for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4-0.5
Clay, unsaturated	0.1-0.3
Sandy clay	0.2-0.3
Silt	0.3-0.35
Sand (dense)	0.2-0.4
Coarse (void ratio = 0.4-0.7)	0.15
Fine-grained (void ratio = 0.4-0.7)	0.25
Rock	0.1-0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1-0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15

VALORES CARACTERISTICOS DE E Y μ EN EL CALCULO DEL MODULO PARA LA MASA DE ROCA SE CONSIDERO A LA ARCILLA DE RELLENO CON UNA CONSISTENCIA MUY DURA

CALES

PROGRAMA PARA CALCULAR ESFUERZOS EN UN PUNTO

EL SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES ES : Δ = DIMENSION EN m DEL ANCHO EN QUE SE DIVIDE LA ZAPATA, B = ANCHO DE LA ZAPATA EN m, p = CARGA POR CADÁREA DIVIDIDA EN $\Delta \times \Delta$, α = ÁNGULO COMPLEMENTARIO A AQUEL QUE DEFIN EL ECHADO DE LA ROCA.

EL PROGRAMA ES ITERATIVO Y AVANZA EN UNA UNIDAD A LO ANCHO DE LA ZAPATA Y A LA PROFUNDIDAD

```
10 INPUT "Δ=", I : INPUT "B=", B : LPRINT USING "Δ= + ###.###";I
15 LPRINT USING "B= + ###.###";B
20 INPUT "p=", P : INPUT "α= ", A : LPRINT USING "P= + ###.###";P
25 LPRINT USING "α= + ###.###";A
30 O = B/I : S = 0
32 FOR N = 1 TO ( B+1 )
34 R = N + 1
36 FOR M = 1 TO ( B+1 )
38 D = M-1
39 S = 0
40 FOR J = 1 TO ( O+1 )
50 W = I * ( J-1 ) - ( B-D )
60 IF W < 0 THEN GOTO 67
65 IF W > 0 THEN GOTO 67
67 W = W * (-1)
70 T = ATN ( W/R )
80 C = SQR ( W^2 + R^2 ) : K = T-A
100 Q = P * COS(A) * COS (K) + P * SIN(A)*SIN(K)*1.414213562#
110 G = ((COS(K))^2 - 1.414213562#*(SIN(K))^2)^2+2.7377^2*(SIN(K))^2*(COS(K))^2
115 E = ( 2.7377/ (3.141592654# * C) )*( Q/G )
120 L = ABS (E*COS(ABS(T))) + S
130 S = L
140 NEXT J
150 PRINT "σ=";L : LPRINT USING "σ = + ###.###";L
160 NEXT M
170 NEXT N
180 END
```