



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

" ARAGON "

ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION DEL
PUENTE BARRANCA "EL CAÑON" EN LA
AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

PRIMITIVO VARGAS TREJO

ENEP

ARAGON SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO

1995.



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.

FALLA DE ORIGEN
EN SU TOTALIDAD



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

FALLA DE ORIGEN

PRIMITIVO VARGAS TREJO
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 4 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLORZANO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION DEL PUENTE BARRANCA "EL CAÑON" EN LA AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO", 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., Noviembre 3 de 1993
EL DIRECTOR


M en I 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. Amilcar Galindo Solórzano, Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/eva

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON - UNAM
JEFATURA DE CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
OF. N° JCIC/025/95.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FALLA DE ORDEN

DR. ALBERTO IBARRA ROSAS
JEFE DE LA UNIDAD ACADÉMICA
P R E S E N T E .

Por medio de la presente me permito relacionar los nombres de los profesores que deberán integrar el Síndico del Examen Profesional del alumno PRIMITIVO VARGAS FREJDO, con el tema de tesis: "ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION DEL PUENTE BARRANCA "EL CARDON" EN LA AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO".

PRESIDENTE :	M. en I. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO	01-03-58
V O C A L :	ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO	01-05-58
SECRETARIO :	ING. I. ENRIQUE HERNANDEZ QUINTO	15-11-85
SUPLENTE :	ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA BLEZ.	30-05-89
SUPLENTE :	M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ	14-05-90

Quiero subrayar que el director de la tesis es el ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta escuela.

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, Cid. de Mex., enero 10
EL JEFE DE CARRERA

M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ



C.C.D. ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ, Jefe del Departamento de Servicios escolares
- ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON, Srto. Téc. de Inv. Comi
- ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO, Asesor de tesis
- COMITÉ DE TESIS
- INTERESADO
MM/rrr.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON - UNAM
JEFATURA DE CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
OF. N° J.CIC/005/95.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DR. ALBERTO IBERARA ROSAS
JEFE DE LA UNIDAD ACADÉMICA
P R E S E N T E

FECHA DE ORIGEN

Por medio de la presente se permite relacionar los nombres de los profesores que deberán integrar el Síndico del Examen Profesional del alumno: PRIMITIVO VARGAS TREJO, con el tema de tesis: "ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE BARRANCA "EL CANON" EN LA AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO".

PRESIDENTE :	M. en I. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO	01-03-58
V O C A L :	ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO	01-03-58
SECRETARIO :	ING. I. ENRIQUE HERNANDEZ QUIJITO	16-11-85
SUPLENTE :	ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GUEZ.	30-05-89
SUPLENTE :	M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ	14-05-90

Quiero subrayar que el director de la tesis es el ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta escuela.

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPañOL"
San Juan de Aragón, Edo. de Mex., enero 10
EL JEFE DE CARRERA

M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ

- C.C.D. ING. RAÚL MARTÍNEZ ORTIZ, Jefe del Departamento de Servicios Escolares
- ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEÓN, Srto. Téc. de Inv. COMI
- ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO, Asesor de tesis
- COMITÉ DE TESIS
- INTERESADO

DMV:mc.

FALLA DE OPIC

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

Ing. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ
Jefe de Carrera de Ingeniería Civil
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud de fecha 11 de enero del año en curso, por la que se comunica que el alumno PRIMITIVO VARGAS TREJO, de la carrera de INGENIERO CIVIL, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION DEL PUENTE BARRANCA "EL CAÑON" EN LA AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión, así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., enero 16 de 1995
EL JEFE DE LA UNIDAD


Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Ing. Amílcar Galindo Solórzano, Asesor de Tesis.
c c p Interesado.

AIR/vr

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"A R A G O N"

ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION DEL FUENTE BARRANCA
"EL CANON" EN LA AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

PRIMITIVO VARGAS TREJO

SAN JUAN DE ARAGON, ESTADO DE MEXICO, 1994

A DIOS

PORQUE TODO HA SIDO ASI

A MIS PADRES:

*HILARION VARGAS MARTINEZ
ESPERANZA TREJO HERNANDEZ*

CON INFINITA GRATITUD POR HABERME DADO LA
VIDA Y PORQUE GRACIAS A SU APOYO, SU
ORIENTACION Y CONSEJOS HE PODIDO LLEGAR A
SER LO QUE AHORA SOY.

A MIS HERMANOS:

OCTAVIANO, LETICIA, EDITH

COMO UN ESTIMULO PARA SER MEJORES CADA DIA

A MI PRIMO MANUEL, A SU ESPOSA E HIJOS:

**POR EL VALIOSO APOYO QUE ME HAN BRINDADO
DURANTE TODA MI CARRERA.**

A MI DIRECTOR DE TESIS:

ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO.

POR EL TIEMPO DEDICADO A ESTE TRABAJO, SUS
VALIOSOS COMENTARIOS Y SUGERENCIAS.

AL DR. EN I. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ.

**TAMBIEN POR SUS VALIOSOS COMENTARIOS Y MUY
ESPECIALMENTE POR SU APOYO TECNICO.**

AL ING. FRANCISCO VERDAYES:

**POR SU ORIENTACION ESPECIAL EN EL
ASPECTO GEOLOGICO.**

A LA UNAM Y ESPECIALMENTE A LA ENEP ARAGON:

**POR HABERME DADO UN ESPACIO PARA CURSAR LA
CARRERA DE INGENIERO CIVIL.**

A TODOS MIS AMIGOS Y COMPANEROS DE
CARRERA COMO MUESTRA DE AGRADECIMIENTO
A SU AMISTAD.

FALLA DE ORIGEN

ASI MISMO QUIERO AGRADECER A LOS SIGUIENTES
INGENIEROS QUE DE ALGUNA U OTRA FORMA
CONTRIBUYERON A LA ELABORACION DEL PRESENTE
TRABAJO:

ING. ALFONSO IBARRA TORRES
ING. GERARDO RAMIREZ
ING. ANTONIO ANDRADE CISNEROS
ING. CARLOS ALVAREZ GUILLEN
ING. CARLOS KING REVELO
ING. ROBERTO HERNANDEZ ISLAS
ING. FERNANDO ROMERO MAGANA
ING. J. MANUEL GARCIA CHAVEZ
ING. JOSE M. GONZALEZ BUNUELOS
ING. HUGO ALVAREZ
ING. ENRIQUE HERNANDEZ QUINTO
ING. JOSE LUIS LEON TORRES
ING. ARMANDO WONG RAMOS
ING. VICTOR CRUZ MORALES

INTRODUCCION

C A P I T U L O I

GENERALIDADES

1.1 El sistema de comunicación terrestre en el México actual	4
1.2 El puente como una parte del sistema, su clasificación y partes que lo conforman	9
1.3 La importancia de conocer el entorno de un puente	21
1.4 El terreno de desplante y su influencia en la elección del tipo de cimentación	22

C A P I T U L O I I

DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1 Sobre el proyecto definitivo de la autopista México - Acapulco	29
2.2 El sitio de cruce con especial atención al aspecto geológico	33
2.3 Estudios de campo y laboratorio	45
2.4 Características generales del puente Barranca "El Cañon"	46
2.5 Breve descripción del proceso constructivo	47
2.6 Comentarios sobre el tipo de cimentación utilizada	50

C A P I T U L O I I I

ANALISIS DE ESTABILIDAD

3.1	Importancia de la Mecánica de Rocas	52
3.2	Principios fundamentales para formular un modelo de análisis de estabilidad	69
3.3	Análisis de estabilidad	83
3.4	Interpretación de resultados	142

C A P I T U L O I V

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

4.1	Diseño estructural de la zapata para la pila No. 2	144
-----	---	-----

CONCLUSIONES	166
--------------------	-----

BIBLIOGRAFIA	168
--------------------	-----

ANEXO I

ANEXO II

I N T R O D U C C I O N

De todos los seres vivos que existen y han existido en este planeta tierra, la especie humana es la que ha dejado (y seguramente continuará haciendolo cualquiera que sea la forma) un vestigio de su existencia en el tiempo y este vestigio no se reduce unicamente a restos de su propia constitución fisica. El ser humano está dotado de una capacidad de razonamiento que lo diferencia de los otros seres vivos, es capaz de modificar al medio ambiente adaptandolo a sus necesidades, esto ha provocado que la misma naturaleza se encuentre en estos momentos en una situación crítica, porque muchas de las acciones practicadas por el hombre sobre ella se han ejecutado sin medir la magnitud total de sus efectos. Sin embargo, la misma capacidad del ser humano puede y debe encontrar solución a los problemas que ponen en peligro la existencia de la vida en el planeta.

Dentro del contexto anterior, el Ingeniero (probablemente no llamado así en la antigüedad) siempre ha buscado soluciones a las necesidades individuales y colectivas derivadas de la vida social humana. En épocas recientes esas soluciones necesariamente han estado definidas por cuestiones de seguridad, economía, eficiencia y más recientemente también

ambientales. Puede decirse entonces que las soluciones cambian en la medida que lo hagan las necesidades.

Actualmente se vive un proceso de globalización mundial, principalmente en el aspecto económico lo que obliga a las naciones en vías de desarrollo a buscar nuevas alternativas que les permitan competir en un ambiente más equitativo. Como Ingenieros Civiles no debemos quedar al margen del desarrollo, sino todo lo contrario, proponer soluciones más prácticas, seguras, eficientes, económicas y hasta estéticas, sin que por ello se aparten de las leyes que gobiernan el universo.

En los últimos cinco años se ha dado un gran impulso por parte del Estado y la iniciativa privada a la creación de una infraestructura moderna, prueba de ello, son las nuevas autopistas que en la actualidad se encuentran operando y otras más en construcción, los grandes proyectos hidroeléctricos también en construcción, etc., en los cuales se han empleado técnicas y procedimientos constructivos usados en países desarrollados. Esto no quiere decir que estemos copiando o dependiendo de ellos, sino más bien, tomando lo que nos sirve y adaptándolo a nuestras necesidades.

El presente trabajo está enfocado a revisar un aspecto de la estabilidad de una obra con características especiales en todos sus aspectos, se trata de un puente tipo atirantado que se construyó en la autopista México-Acapulco, las características especiales del mismo se encuentran más marcadas en su geometría y en el terreno donde está apoyado, tales características fueron decisivas para que este trabajo de tesis abordara el tema de la estabilidad del puente Barranca "El Cañón". Es posible entonces hacer una hipótesis diciendo que si el puente en estudio se proyectó y construyó dentro de un marco de seguridad aceptable, consecuentemente no debe tener un comportamiento anómalo ante las cargas de servicio que pueden presentarse durante su vida útil.

Dado que es una obra de dimensiones considerables, el análisis de su estabilidad en esta tesis se reducirá a lo que comprende la cimentación y el terreno de apoyo por considerar que la estabilidad total de la obra depende en gran medida del

comportamiento de estos dos elementos al interactuar entre ellos mismos. Como podrá verse en el plano general, el elemento que posee las condiciones más críticas es la pila No. 2 sobre la cual se realizó un análisis de tipo estático, esto se trata ampliamente en el capítulo tres. en el mismo, se comentan algunos trabajos que se han realizado sobre el problema y la forma como se procede en este trabajo. Los dos primeros capítulos son más bien teóricos, en el primero se presentan algunas generalidades sobre los puentes y en el segundo se describe en forma general el proyecto del puente en estudio. Finalmente el cuarto capítulo consiste en presentar el diseño estructural de la cimentación de la pila 2 en función de los resultados obtenidos en la revisión de la estabilidad del terreno y la cimentación. Se han incluido algunos anexos con información relacionada con éste trabajo.

GENERALIDADES

1.1. EL SISTEMA DE COMUNICACION TERRESTRE EN EL MEXICO ACTUAL.

1.1.1. ANTECEDENTES

Muchos son los factores que caracterizan el desarrollo de un país: educación, infraestructura, bienestar económico, vivienda, paz social, adecuada distribución del ingreso, respeto y cuidado al medio ambiente y muchos otros más.

En esta ocasión atenderemos el aspecto de la infraestructura, en especial, la que corresponde a carreteras. Cabe aclarar que tal situación no es el objetivo central de este trabajo, por lo cual se hará de una forma muy superficial.

Una vez terminada la fase armada de nuestra revolución, México tuvo que afrontar la urgente necesidad de contar con una infraestructura que le permitiera impulsar su desarrollo económico y social. Por su magnitud, algunos problemas requerían una solución inmediata, por lo que en la ejecución de los proyectos para resolverlos frecuentemente se prescindió de las técnicas de planeación adecuadas, aún cuando los resultados a veces fueron satisfactorios.

Hacia 1925 existían aproximadamente 19,000 km de vías férreas en malas condiciones y algo así de 28,000 km de brechas no aptas para la circulación de automóviles. En ese mismo año se expidió una ley que gravó con un impuesto el uso de gasolina, y creó la Comisión Nacional de Caminos, cuyo objetivo fue construir una incipiente red carretera.

Para el año de 1932, ante la necesidad de construir caminos secundarios, en los cuales los gobiernos estatales intervinieran de tal manera que se ampliará lo logrado hasta esos momentos por la Comisión Nacional de Caminos, se crea por acuerdo presidencial el sistema de Cooperación Federal con los Estados, surgiendo también las Juntas Locales de Caminos, estas deberían, planear, proyectar, construir y mantener los caminos estatales, financiados con el 50 por ciento de aportación estatal y el 50 por ciento de aportación Federal. Desaparece así la Comisión Nacional de Caminos para dar origen a la Dirección Nacional de Caminos, que se incorporó después a la extinta Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP), encargada de la infraestructura carretera, correspondiendo a esta dependencia iniciar la construcción de caminos de altas especificaciones, iniciando con el que une las ciudades de México y Cuernavaca.

Para 1959 desaparece la SCOP y surge la Secretaría de Obras Públicas (SOP), cuya tarea es la misma a la de su antecesora. En 1976 fue creada la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), encargada de la construcción de caminos hasta 1983 cuando la misma actividad de encargó a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), dependencia gubernamental que hasta la fecha continua con el trabajo de crear una infraestructura acorde a las necesidades de México.

1.1.2. SITUACION ACTUAL

1.1.2.1 TRANSPORTE

Podemos definir al transporte como el movimiento de personas o bienes dentro del territorio nacional o fuera de él. Este movimiento permite la transmisión de ideas y el intercambio tecnológico y comercial, así como la prestación de servicios de salud, educación y muchos otros. Por ello, el transporte y la infraestructura constituyen la base del comportamiento económico, político y cultural de una sociedad.

Como consecuencia de la apertura económica y la urgente necesidad de aumentar la productividad aplicando nuevas y mejores tecnologías, el país requiere contar con una infraestructura adecuada para satisfacer la demanda de un transporte eficiente y suficiente.

En 1992 el parque de vehículos automotores en México superó los 10 millones de unidades, de los cuales el 69 por ciento eran automóviles, el 30 por ciento camiones de carga y el 1 por ciento autobuses.

Se preve que entre 1990 y el año 2000, la carga que se desplaza por autotransporte que actualmente es poco más de 30 millones de toneladas, podría duplicarse a razón de una tasa de crecimiento promedio anual del 7 por ciento.

1.1.2.2 INFRAESTRUCTURA

Al inicio de la década de los noventa, México contaba con aproximadamente 250 mil kilómetros de red carretera y casi 3550 km de autopistas. Pocos en comparación con las necesidades del

país, y más aún, para la política económica puesta en práctica por la actual administración.

La necesidad de construir una infraestructura carretera adecuada a corto y mediano plazo rebasa el monto de los recursos que el Gobierno Federal asigna a ese propósito. Ante esta situación, se han implementado programas que tienen por objeto construir autopistas mediante concesiones. Dentro del Programa Nacional de Autopistas se contempló la creación de 4000 km de carreteras de altas especificaciones, las cuales, aunadas a la modernización de las ya existentes, formarán un total de casi 11,000 km de autopistas de 4 o más carriles.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes realiza el proyecto, establece las normas de construcción y supervisa la construcción, operación y mantenimiento. Al otorgar la concesión, garantiza un tránsito promedio mínimo anual y una tasa de crecimiento. Si los ingresos brutos son menores a los previstos, el plazo de concesión se amplía, en el caso contrario, los ingresos excedentes se comparten con el Gobierno Federal.

Los seis ejes prioritarios que incluye el Programa Nacional de Autopistas son:

- México-Acapulco.
- México-Veracruz-Cosoloacaque-Tuxtla Gutiérrez-Arriaga-Tapachula.
- México-Pachuca-Tuxpan.
- Ciudad Juárez-México-Puebla-Oaxaca.
- México-Toluca-Guadalajara-Mazatlán-Tepic-Culiacán-Nogales.
- Reynosa-Monterrey / Nuevo Laredo-Monterrey / Saltillo-San Luis Potosí / Queretaro-México.

1.1.2.3 FINANCIAMIENTO.

Las Secretaría de Comunicaciones de Transportes, es la única autoridad responsable de aplicar la legislación para la explotación de las concesiones.



figura 1.1 Proyecto del sistema carretero principal para el año 2000

La forma fundamental en que se realiza la recuperación de la inversión hecha en autopistas de cuota, es el ingreso por peaje; la evaluación económica de los proyectos se realiza en base a dos variables.

- 1.- El aforo vehicular, con su composición por tipo de vehículo y el crecimiento esperado.
- 2.- Las tarifas correspondientes, con un mecanismo de ajuste ligado a la inflación.

Para la financiación de los proyectos concesionados se ha recurrido a la deuda bancaria o bursátil, al capital de riesgo privado y a las aportaciones federales en forma complementaria.

El Gobierno de México ha participado en el financiamiento de autopistas concesionadas hasta con el 30 por ciento del costo total de la obra, con un 25 por ciento del valor de la construcción como capital de riesgo han participado los concesionarios constructores, difiriendo sus utilidades y sus costos indirectos, el financiamiento restante es conseguido por el concesionario ante instituciones bancarias o en el mercado de capitales.

Existe la posibilidad para que el capital extranjero participe en el financiamiento de autopistas, y la forma en que puede hacerlo es la siguiente:

- 1.- Financiando parte del valor de las obras por construirse.
- 2.- Como socio de concesionario - constructor hasta con el 19 por ciento con participación accionaria sin necesidad de permiso previo.
- 3.- Comprando papel del que se emite con garantía de los ingresos futuros de la propia carretera ya en operación.

1.2. EL PUENTE COMO UNA PARTE DEL SISTEMA, SU CLASIFICACION Y PARTES QUE LO CONFORMAN.

1.2.1 DEFINICION.

Donde una vía terrestre encuentra obstáculos naturales o artificiales que no pueden ser rodeados, se precisa la construcción de túneles, terraplenes o puentes. Es así como el puente cumple su función, salvando un obstáculo, si este es una corriente hidráulica, propiamente se denomina puente, si se trata de una depresión topográfica, es conocido como viaducto y si es otra vía de comunicación entonces decimos que es un paso a desnivel.

1.2.2 IMPORTANCIA DEL PUENTE.

Los puentes son de vital importancia para el mantenimiento de la comunicación por vía terrestre, aun cuando sean obras puntuales dentro de ella. La falla total o colapso de una estructura de este tipo ocasiona cuantiosas pérdidas, no solo por el costo económico de la obra, el cual es muy elevado en comparación con un tramo de camino de longitud equivalente; sino también, por las pérdidas económicas por el desabasto de productos para el consumo, la pérdida de tiempo y dinero a los transportistas, y por los problemas de credibilidad y prestigio a las entidades encargadas de la obra.

1.2.3 CLASIFICACION DE LOS PUENTES.

Atendiendo a aspectos diversos, los puentes pueden clasificarse como sigue:

De acuerdo al
alineamiento
horizontal

- Normales
- Esviajados
 - Derecha
 - Izquierda
- En curva
 - Circular
 - Espiral

De acuerdo al
alineamiento
vertical

- En tangente
 - Horizontal
 - Con pendiente
- En curva
 - Cresta
 - Columpio

Atendiendo al
trabajo
estructural

- Vigas
 - Isostáticas
 - Continua
 - Articulada
- Arcos
 - Empotrados
 - Articulado
 - En cantilever
- Armadura
 - Paso superior
 - Paso a través
 - Paso inferior
- Especiales
 - Basculante
 - Levadizo
 - Giratorio
 - Atirantado
 - Arpa
 - Abanico
 - Mixto

Por la naturaleza
de la carga que
soportan

- Carreteros
- Ferroviarios
- Acueductos
 - Ducto cerrado
 - A cielo abierto
- Peatonal
- Mixtos

Por el material empleado

- De madera
- De mampostería
- De concreto

- De metal

- Reforzado

- Presforzado

- Pretensado

- Postensado

- Fierro

- Acero

Por la movilidad o inmovilidad de la superestructura

- Fijo

- Móvil

- Levadizo

- Giratorio

- Basculante

- Deslizante

Por el tipo constructivo

- Construidos en sitio con obra falsa

- Prefabricados

- Empujados

- Avance en voladizo

Por el obstáculo que libran

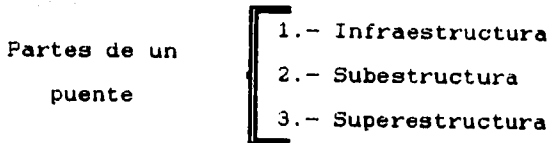
- Puentes

- Viaductos

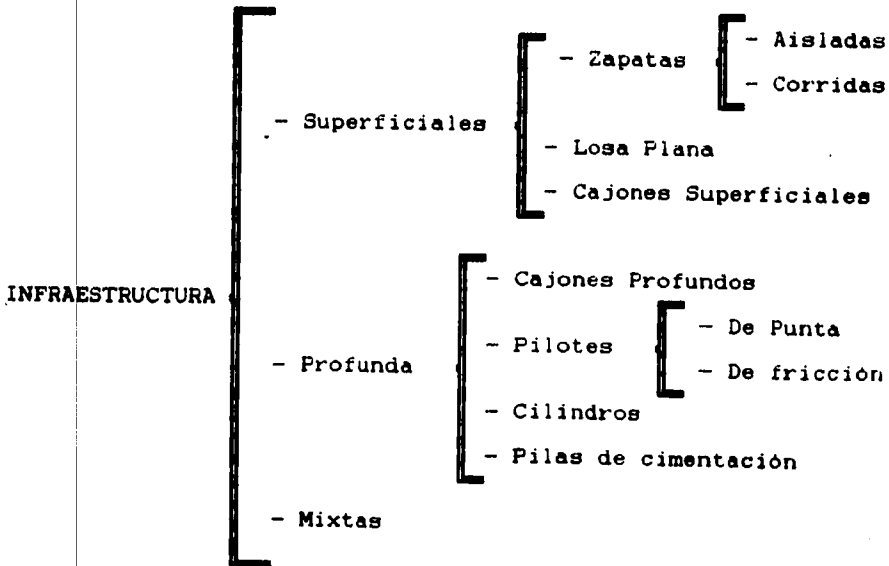
- Pasos a desnivel

1.2.4 PARTES QUE INTEGRAN UN PUENTE.

Atendiendo a su posición y funcionamiento, los elementos constitutivos de un puente pueden agruparse en 3 partes:



La infraestructura es la parte que corresponde a la cimentación del puente, de ella existen muchos tipos, a saber:



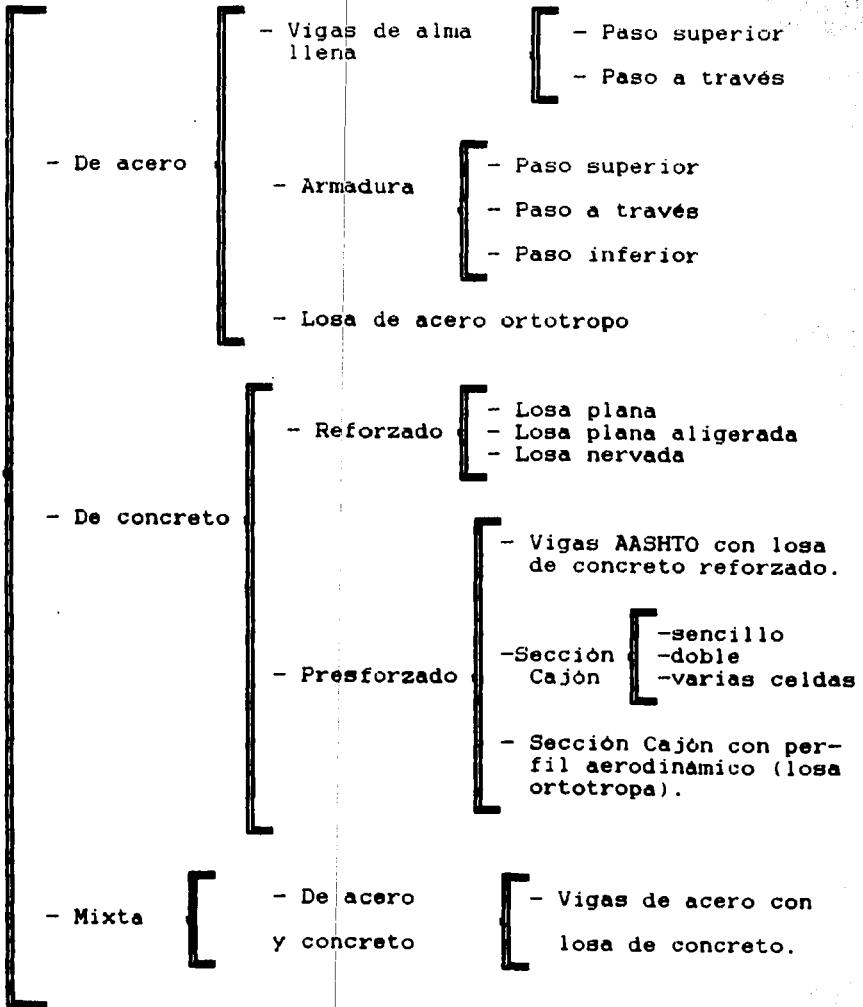
La subestructura es la parte inmediata superior a la infraestructura y los elementos que la pueden formar son los siguientes:

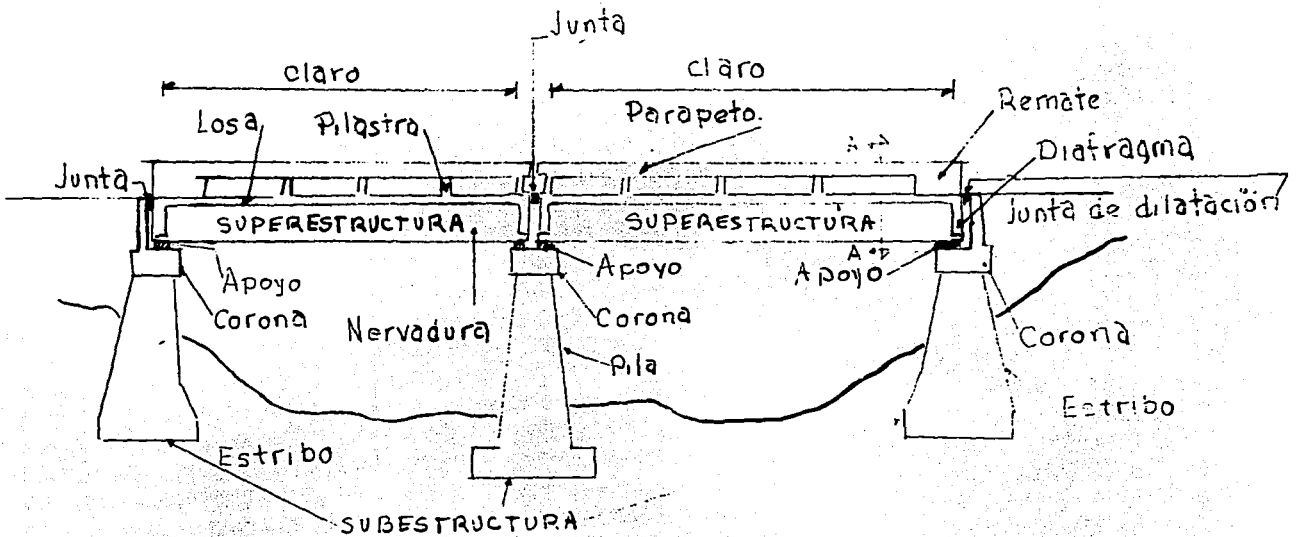
Subestructura [- Estribos
- Pilas
- Caballetes

Los elementos de la subestructura la mayoría de las ocasiones se fabrican en concreto reforzado o mampostería, en algunas ocasiones se emplea el acero como en los puentes prefabricados, en los estribos también se emplea la tierra armada.

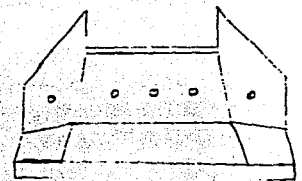
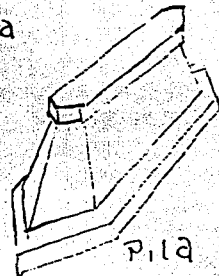
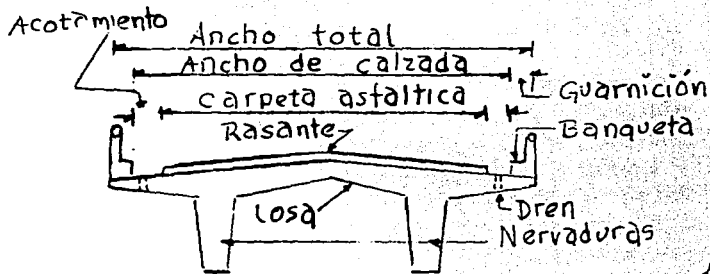
La superestructura es la parte que recibe las cargas móviles directamente, por su forma y tipo de material empleado podemos mencionar las siguientes:

SUPERESTRUCTURA





CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



CORTE TRANSVERSAL A-A

figura 1.2 En esta figura se muestran los elementos generales de un puente

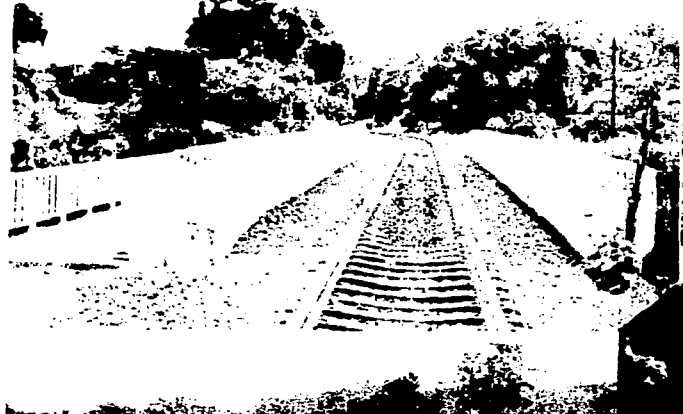
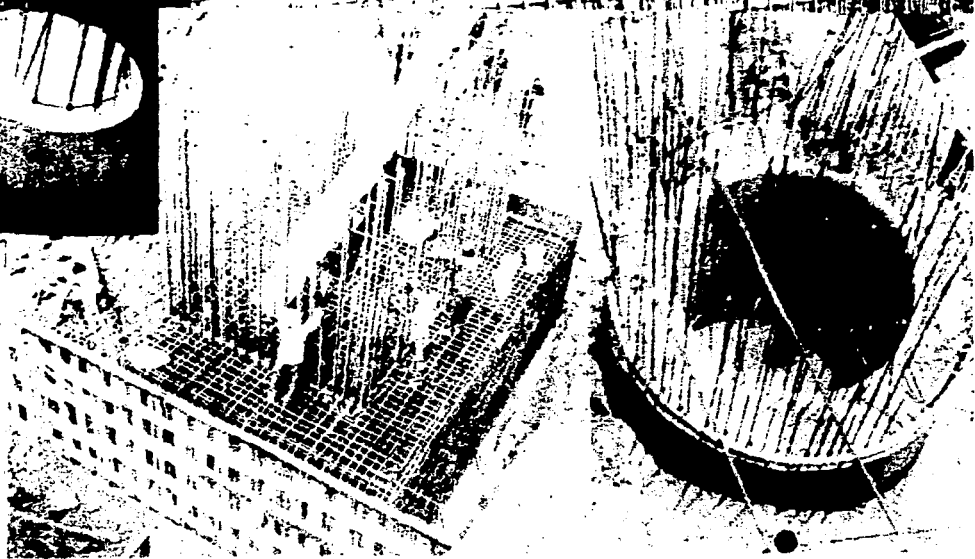


Figura 1.3. Fuentes de tipo común por su tamaño y sistema constructivo



Figura 1.4. Ejemplos de cimentación
empleados frecuentemente en puentes:

- a) pilas de cimentación,
- b) pilotes,
- c) zapatas,
- d) cilindros.



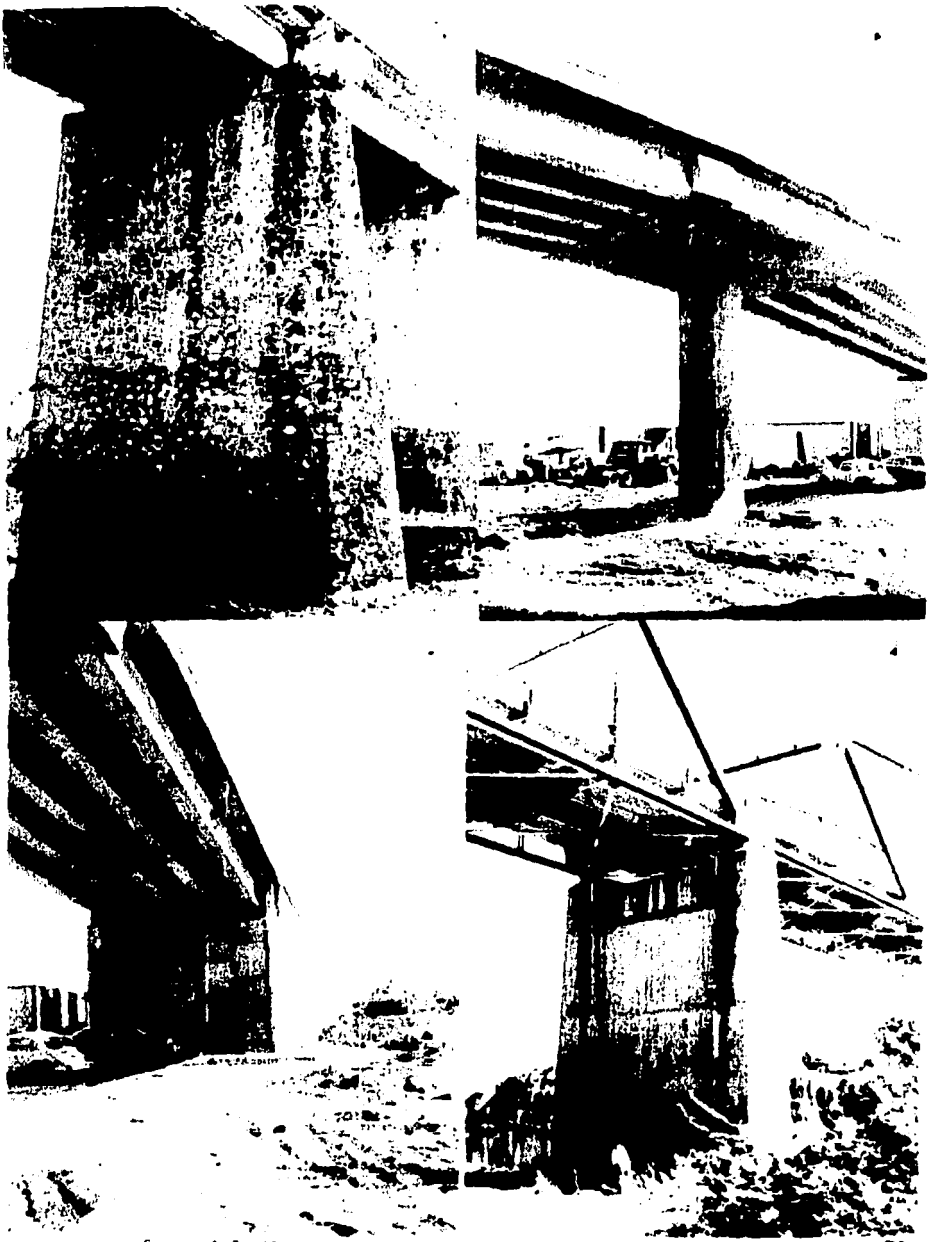


Figura 1.5. Algunas subestructuras comunes en puentes: a) pila de mampostería, b) pila columna de concreto reforzado, c) estribo de tierra armada, d) pila muro de concreto reforzado.



figura 1.6. Superestructuras usadas en puentes: a) tridilora o estructura espacial, b) traves de rececion cajon, c) armadura de caso inferior, d) traves de acero.

Otros elementos importantes que forman parte de un puente, son los apoyos y las juntas de dilatación. Los apoyos se localizan entre la subestructura y la superestructura y proporcionan una superficie de apoyo mas uniforme además a través de ellos se transmiten las cargas de la superestructura a la subestructura. Las juntas tienen por objeto interrumpir la continuidad de un elemento y permiten absorber las deformaciones, principalmente por temperatura.

1.3. IMPORTANCIA DE CONOCER EL ENTORNO DE UN PUENTE.

1.3.1 ELECCION DEL SITIO DE CRUCE.

En forma general, puede decirse que la ubicación de un puente esta supeditada al trazo geométrico de un camino. Sin embargo, en caso de caminos rurales o de aquellos que no sean de altas especificaciones, la ubicación del puente debe ser óptima aunque el trazo del camino no sea el más adecuado. Cuando un puente es muy importante por sus dimensiones o por su costo, la ubicación del puente prevalece sobre el trazo geométrico del camino cualquiera que sea la importancia de éste.

1.3.2 ESTUDIOS PREVIOS.

La construcción de un puente requiere de un buen proyecto, para que así sea, los estudios previos son indispensables y deben ser hechos con todo cuidado haciendo uso de la experiencia y aplicando un criterio adecuado por parte del programador y del ejecutor, ya que la experiencia en construcción y una buena planeación de la obra aseguran en gran parte un puente seguro, eficiente y económico. Si el proyecto está fundado en estudios previos que sean deficientes, tarde o temprano se presentaran problemas que pongan en peligro el buen funcionamiento del puente. Los estudios previos que comúnmente se realizan para proyectar un puente son los siguientes:

ESTUDIOS PREVIOS

- Topográficos
- Hidráulicos
- Del suelo o exploración geológica
- De tránsito
- De impacto ambiental
- De factibilidad constructiva

De acuerdo con el tema central de esta tesis únicamente trataremos aspectos relacionados a los estudios de suelos.

1.4. EL TERRENO DE DESPLANTE Y SU INFLUENCIA EN LA ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

1.4.1 EL SUELO. APOYO DE LAS CIMENTACIONES.

La tierra esta formada por tres capas, cada una de ellas con sus propiedades especificas. La capa exterior llamada corteza, está formada principalmente por silicatos. De la corteza, la parte superficial es la que nos ocupa en esta ocasión, porque es en ella donde se apoyan directamente las obras de infraestructura, entre las que se encuentran los puentes.

La parte más superficial de la corteza está constituida por el suelo. En la mecánica de suelos, la palabra suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio hasta rocas suaves. En el suelo no solo existen partículas minerales, pueden estar incluidos materiales orgánicos o inorgánicos producto de la actividad humana.

Generalmente también incluye agua y gases, elementos que juegan un papel fundamental en el comportamiento mecánico de los suelos, por lo que debe considerarseles parte integral de estos.

1.4.2. INFLUENCIA DEL SUELO EN LA ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

La decisión sobre el tipo de cimentación a emplear y la elaboración del proyecto de la misma, requiere necesariamente de un conocimiento lo más claro y completo posible sobre las condiciones del terreno de apoyo hasta una profundidad en la que tiene influencia dicha cimentación. La cimentación de la subestructura de un puente es parte muy especial e importante de las obras de ingeniería que por sí sola exige un detenido estudio.

Ante todo debe dejarse en claro la importancia de la geología para la cimentación de los puentes. Puede realizarse un excelente proyecto de la subestructura y la superestructura, en los cuales se hayan calculado lo más preciso posible la carga muerta y la carga viva, utilizando incluso métodos inéditos en este último caso, pero si el proyecto de la cimentación se baso en un conocimiento vago acerca del suelo, tarde o temprano se presentarán problemas en el correcto funcionamiento del puente, tales como hundimientos locales de magnitud diferente, socavación, etc.

El ingeniero proyectista en cimentaciones generalmente no puede elegir las condiciones con las que le gustaría trabajar, sino que debe ajustarse a las condiciones del suelo propias del caso en estudio, ello obliga a conocer las condiciones geológicas locales. Aunado a ello, existe otra razón que consiste en la imposibilidad de cambiar la localización relativa de la subestructura una vez comenzada la construcción, con excepción de algunos casos raros, en los cuales se produce una pérdida en economía y tiempo de magnitud considerable.

Es difícil hacer una recomendación sobre el tipo de cimentación a emplear dependiendo de las características del terreno de apoyo porque cada terreno es único, exigiendo de los ingenieros proyectistas emplear al máximo su capacidad de ingenio, conocimientos y experiencia para resolverlo adecuadamente. Sin embargo, existen algunas recomendaciones que pueden tomarse en cuenta para tener una idea sobre el tipo de cimentación a emplear, como se puede ver en el cuadro siguiente:

TIPO DE CIMENTACION			PROFUNDAS			SUPERFICIALES		
ESTRUCTURA	MAGNITUD DE LA CARGA	GRANDE	PILOTOS PILAS	CAJONES	LOSAS	ZAPATAS		
		MEDIANA						
		PEQUEÑA						
RESISTENCIA			MUY BAJA	BAJA	MEDIANA	ALTA	MUY ALTA	
COMPRESIBILIDAD			MUY ALTA	ALTA	MEDIANA	BAJA	MUY BAJA	
S U E L O								

Figura 1.7 Selección del tipo de cimentación (según E. Tamez).

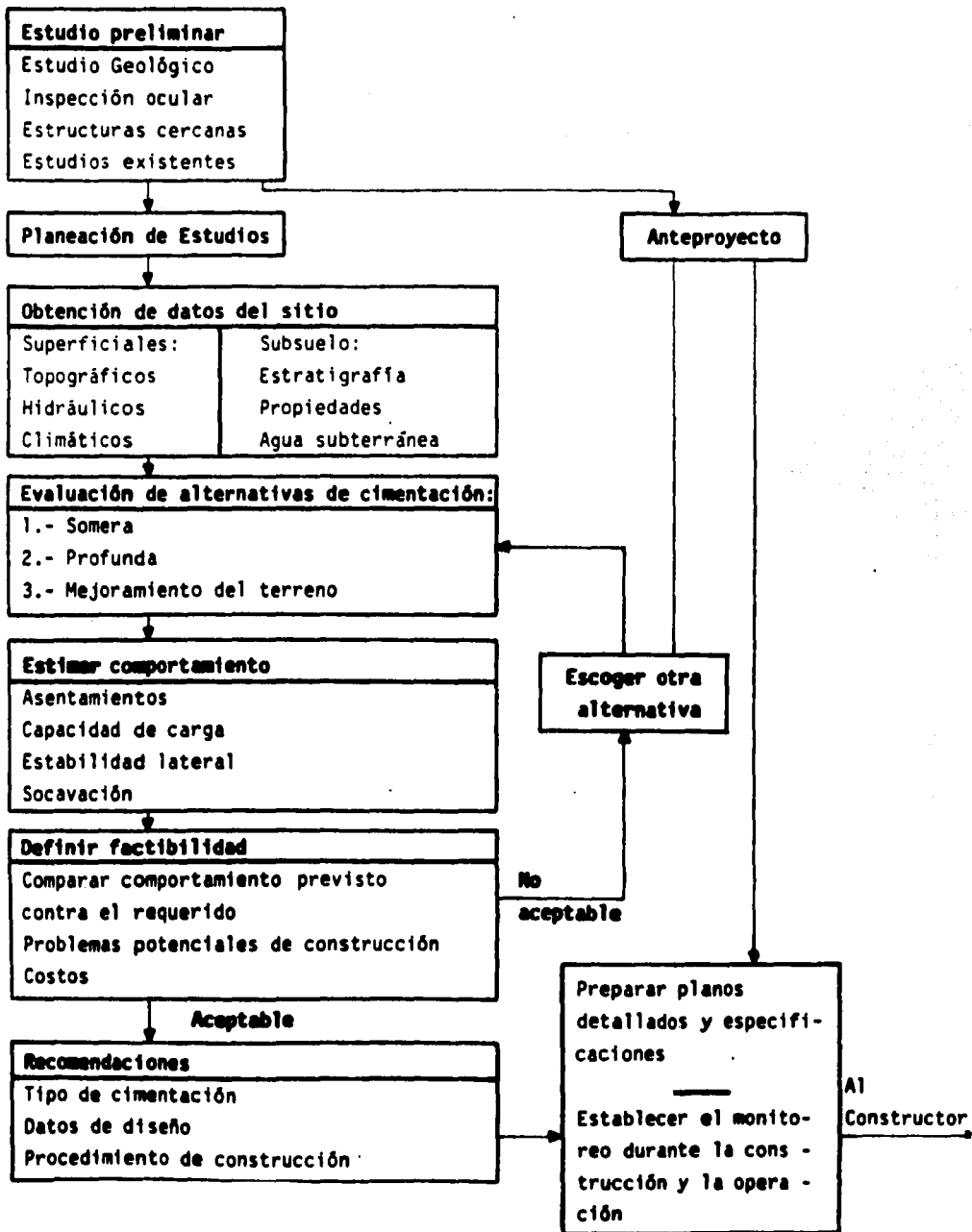


figura 1.8. Metodología para la elección del tipo de cimentación más adecuada.

1.4.3 ESTUDIO DE EXPLORACION DE SUELOS.

Con anterioridad, mencionamos que un proyecto eficiente de cimentación requiere del conocimiento de las propiedades físicas, mecánicas y químicas del terreno de apoyo. Para lograr tal conocimiento es necesario aplicar una técnica que así lo permita, este procedimiento es llamado exploración del suelo. Este incluye varios métodos y ninguno es el mejor para todos los casos. La elección de un método depende de la naturaleza del material y el objeto del programa de exploración.

Una forma lógica de proceder puede ser la realización de un estudio previo, mediante una exploración visual que atienda a los rasgos geológicos superficiales del sitio de estudio y al tipo de vegetación existente, haciendo uso de cartas geológicas y observando obras similares existentes en el lugar. Lo anterior aunado a la experiencia deseable en el programador del estudio indicarán que tipo de exploración puede ser utilizado.

Sea uno u otro procedimiento el indicado o una combinación de ellos podemos agruparlos de la manera siguiente.

A) Directo

- Sondeos a cielo abierto.
- Sondeos con barrena de mano o pasteadora
- Sondeos con maquinaria que emplea presión, percusión o rotación.

B) Indirecto

- Métodos geofísicos
 - Geoelectrico
 - Geosismico
 - Magnético
 - Gavimétrico

Dentro de los directos el sondeo a cielo abierto tiene muchas limitaciones en estudios de suelo para la cimentación de puentes, se debe a que la mayoría de las veces, tales estudios se realizan en presencia de tirantes de agua o niveles freáticos muy superficiales en los cuales no puede emplearse este procedimiento. El sondeo con posteadora también tiene un uso limitado, pues solo puede usarse en terrenos blandos como las arcillas, limos y arenas no cementadas, la profundidad de exploración también es limitada.

El método mas común para explorar el suelo es el de extracción de muestras alteradas o inalteradas con equipo que trabaja a base de presión, percusión o rotación. Para suelos blandos puede emplearse el tubo shelby con el cual es posible extraer muestras casi inalteradas. Cuando el terreno contiene boleos, gravas o es rocoso se puede emplear la broca tricónica o las de corona con diamante. La prueba de penetración estándar esta basada en el hincado de un aparato (penetrómetro estándar) por medio de golpes, este equipo se utiliza para terrenos blandos y de consistencia media, exceptuando de estos, los que contienen boleos y gravas. Con este método puede obtenerse de una forma aproximada pero rápida la capacidad de carga última, al relacionar la consistencia del suelo con el numero de golpes requeridos para avanzar 30 cm de penetración.

Otros métodos de exploración de suelo que permiten comprobar o complementar la información recabada por otros procedimientos son los indirectos, estos hacen uso de propiedades específicas de los distintos tipos de material que forman el suelo, como sus diferencias gravimétricas, magnéticas, eléctricas, etc. De estos los mas utilizados son el geosísmico y el geoelectrico.

El método geosísmico requiere de un dispositivo productor de una onda elástica, unos sensores o unos geófonos colocados en intervalo a lo largo de una línea que parte del punto de origen de la onda, también necesita un mecanismo de tiempo, como un oscilógrafo para registrar el momento en que se genera la onda y el tiempo que tarda en llegar a los sensores. El método permite identificar a que profundidad existe un cambio de material, especialmente el de la roca sana y otro material.

El método geoelectrico tiene el mismo principio de funcionamiento que el método geosismico solo que en este caso no es una explosión lo que se aplica, sino una corriente eléctrica usualmente continua a través de los dos electrodos exteriores de los cuatro dispuestos en línea (comúnmente utilizados). Lo que se mide es el potencial inducido entre los dos electrodos interiores, determinado por la resistividad del tipo de material existente en el subsuelo.

Existen otros equipos y métodos que permiten tener un conocimiento más amplio sobre las propiedades del suelo, de los cuales no hablaremos aquí.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1. SOBRE EL PROYECTO DEFINITIVO DE LA AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO.

La necesidad de contar con una infraestructura adecuada para impulsar el desarrollo nacional y ante la imposibilidad del gobierno para asignar recursos para crearla, como se comentó en el primer capítulo, obligó a crear programas que estimularan la participación de la iniciativa privada nacional e internacional. Tal participación se ha estimulado a través de los programas de concesión.

Dentro de la infraestructura, la carretera es una de las que mas apoyo han recibido a través de las concesiones, de ello resulta que la mayor parte del Plan Nacional de Autopistas se ha estado financiando de esa manera. La autopista que une la ciudad de México con el puerto de Acapulco se incluyó en dicho programa, cuyo nombre original es: Programa Nacional para la Modernización de la Infraestructura Carretera. La autopista de



figura 2.02 Aspectos de construcción de la autopista
México-Acapulco.

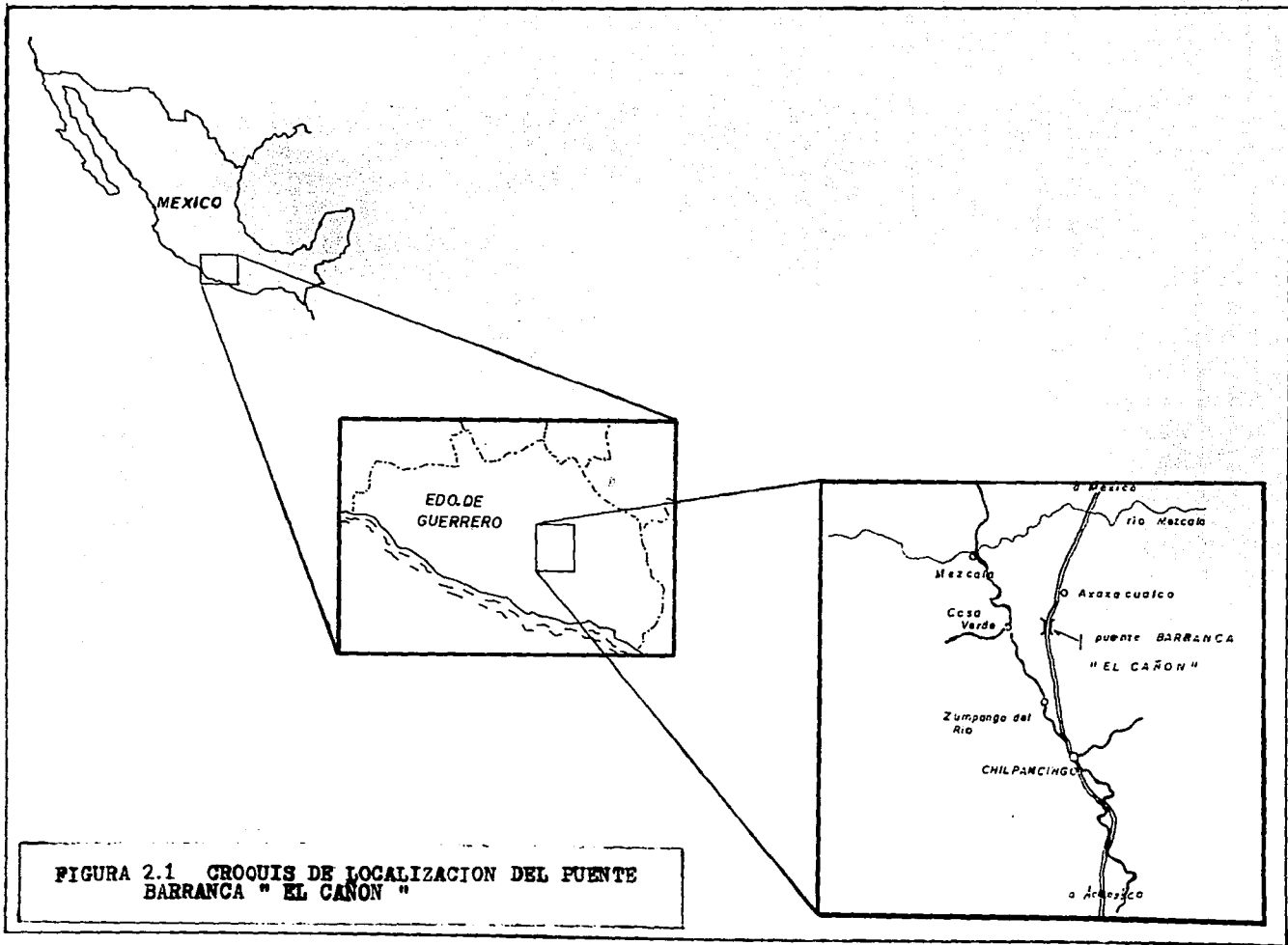


FIGURA 2.1 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PUENTE BARRANCA " EL CAÑON "

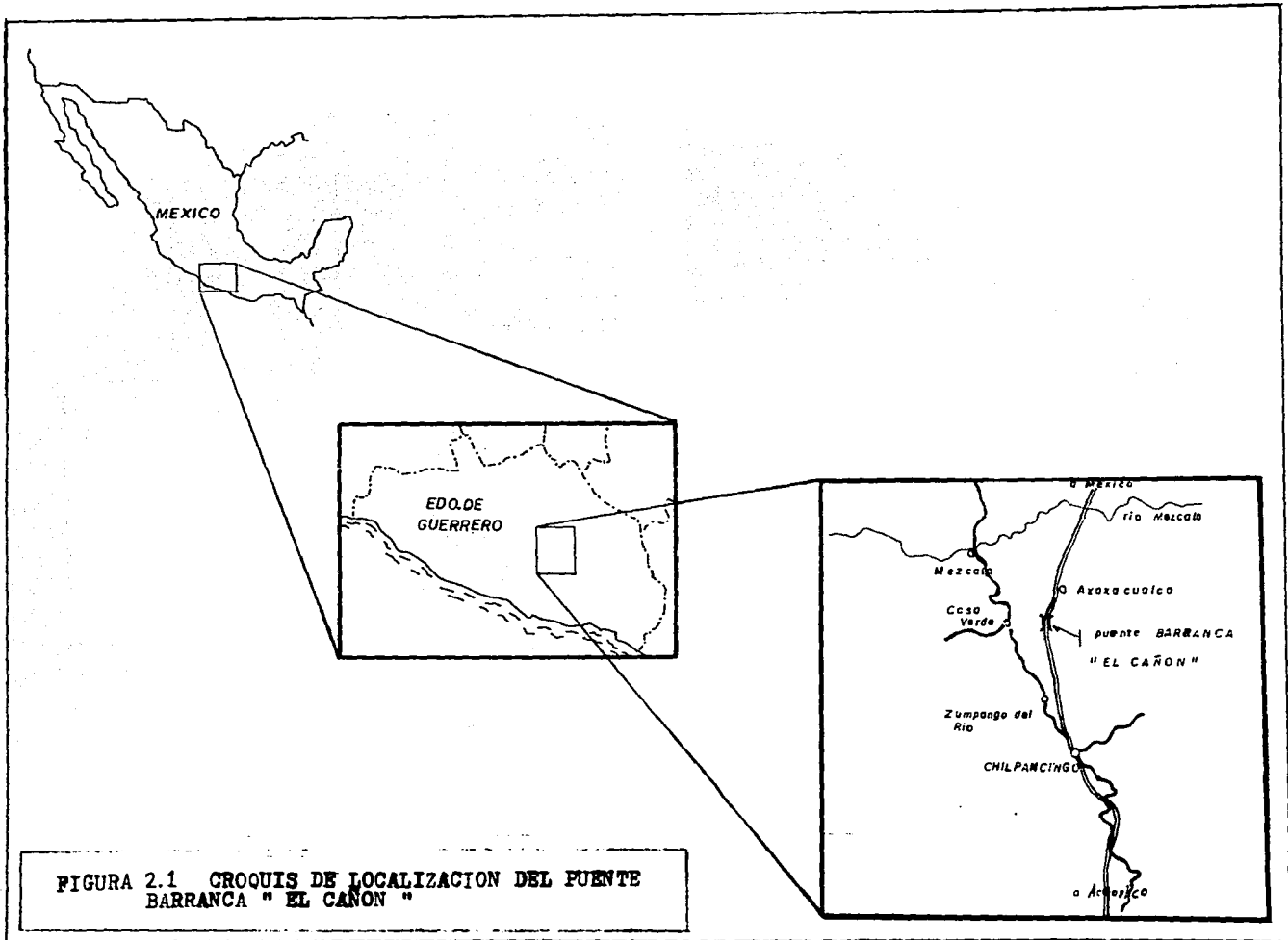


FIGURA 2.1 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PUENTE BARRANCA " EL CAÑON "

la que se habla aquí se realizó en mayor parte con capital de la iniciativa privada.

La autopista México - Acapulco es una vía rápida de altas especificaciones. El objetivo principal para su construcción es estimular una mayor afluencia turística entre ambas ciudades y facilitar los fines comerciales. La parte que comunica las ciudades de México y Cuernavaca fue construida hace varios años, pero se ha previsto la construcción de una nueva vialidad en este tramo en los próximos años si es necesario. El tramo entre la ciudad de Cuernavaca y el puerto de Acapulco fue inaugurado en el mes de julio de 1993. La longitud de la autopista entre las dos últimas ciudades es de 262 Km., contra los 312 Km. de la antigua carretera.

En tiempo de recorrido se tiene un ahorro muy importante de dos horas, además de que por las altas especificaciones de la autopista, ésta brinda un alto grado de confort y seguridad al usuario. Por lo anteriormente citado se reducen los costos del transporte en general.

Como consecuencia de las altas especificaciones de la carretera y al tipo de relieve existente entre las ciudades comunicadas con esta autopista, fue necesario construir obras de gran magnitud y características especiales, como túneles, grandes terraplenes y puentes atirantados.

2.2. EL SITIO DE CRUCE CON ESPECIAL ATENCION AL ASPECTO GEOLOGICO.

2.2.1 SOBRE EL SITIO DE CRUCE.

Se ha descrito en líneas anteriores a la autopista México-Acapulco como carretera de altas especificaciones, que brinda seguridad y comodidad a los usuarios. Para lograr tales objetivos fue necesario proyectar y construir

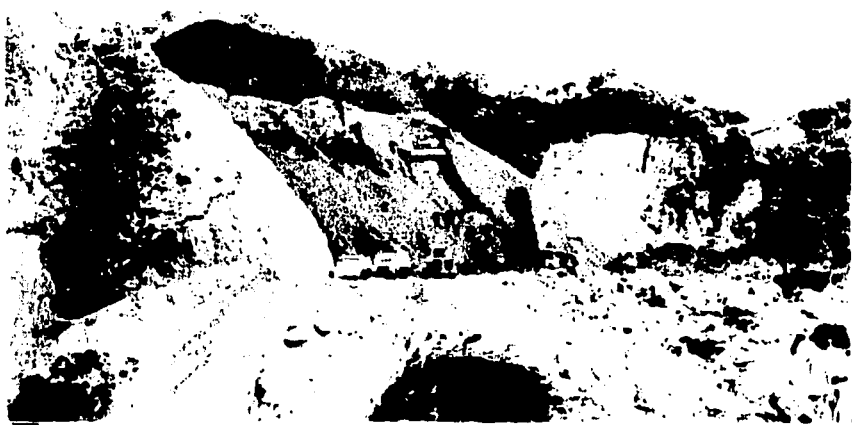


figura 2.01 Aspectos de construcción de la autopista
México-Acapulco.

grandes obras de ingeniería. Uno de estas grandes obras es un puente denominado Barranca "El Cañón", nombre tomado de la barranca que de acuerdo al proyecto es cruzada por la autopista. Antes de explicar el estudio geológico realizado en el lugar del cruce, veamos porque fue elegida la alternativa de puente atirantado.

Si se pone atención a la topografía existente en el lugar y sus alrededores al ver la carta topográfica anexa, puede determinarse que la superficie del terreno es de tipo accidentada, destacandose importantes elevaciones y corrientes hidráulicas bien definidas. Obviamente en el proyecto geométrico y especialmente en el caso de alimento horizontal de la autopista, se valoraron varias alternativas que a simple vista para el caso parecían mas económicas, las cuales, al evaluarlas en conjunto con el alineamiento vertical y algunas cuestiones técnicas y constructivas condujeron a la mejor alternativa.

Para resolver el cruce se consideraron las siguientes alternativas:

- a.- Construcción de un terraplén con su respectiva obra de drenaje.
- b.- Construcción de un viaducto.
- c.- Construir un puente de características normales y practicar un corte de las partes altas que delimitan la barranca a lo largo del eje del proyecto.
- d.- Modificación del proyecto geométrico.

La alternativa elegida es la que contempla la construcción de un viaducto, explicaremos rápidamente porque. La primera debe sujetarse a una rasante de proyecto que pasa a mas de cien metros sobre el fondo de la barranca, y si bien las estructuras construidas con material térreo son más baratas comparadas con cualquier otro material usado en la

construcción las dimensiones de este terreplen son enormes, incrementándose más aun por razones de seguridad para garantizar su estabilidad. Aunque se respeta el alineamiento horizontal que es importante, surge otro problema relacionado con los bancos de material, pues el volumen proporcionado por los cortes existentes en ambas márgenes es mínimo comparado con el requerido, y si tomamos en cuenta que actualmente tenemos problemas serios que afectan al medio ambiente, el hecho de desaparecer parte de un cerro con su ecosistema cuando aun se tienen otras alternativas por evaluar, no resulta aceptable.

Las alternativas tres y cuatro de alguna manera modifican el proyecto geométrico, la primera bajando la rasante para disminuir la longitud del claro y construir un puente que no sea de características especiales a la vez que se practicaría un corte en los cerros que delimitan la barranca, tomemos en cuenta que el material de corte es costoso y al bajar la rasante del proyecto no solo se practicarían cortes en áreas adyacentes a la barranca, sino que también se harían en una longitud considerable del alineamiento, porque las características de la carretera no permiten cambios bruscos en su trazo y para evitarlo se generaría un volumen muy grande de material sobrante producto de los cortes. Si se modifica el proyecto geométrico eligiendo otra alternativa de tal manera que se evada el cruce de la barranca mencionada, se tendrían otros problemas como es un desarrollo mayor de alineamiento por los problemas que presenta el relieve del terreno en ese lugar. Entonces la alternativa mas viable es la que considera un viaducto, el cual responde a los requerimientos de seguridad, economía, protección al medio ambiente, eficiencia, etc.

2.2.2. ESTUDIO GEOLOGICO DETALLADO.

2.2.2.1 GEOLOGIA LOCAL.

Puede observarse en la carta topográfica, que el sitio de cruce está localizado aproximadamente cuatro kilómetros adelante del poblado de Tlanipantla, con una dirección noreste sobre el Km 134 + 790 del proyecto de la nueva autopista

Mexico - Acapulco con el origen de cadenamiento en La Venta Guerrero.

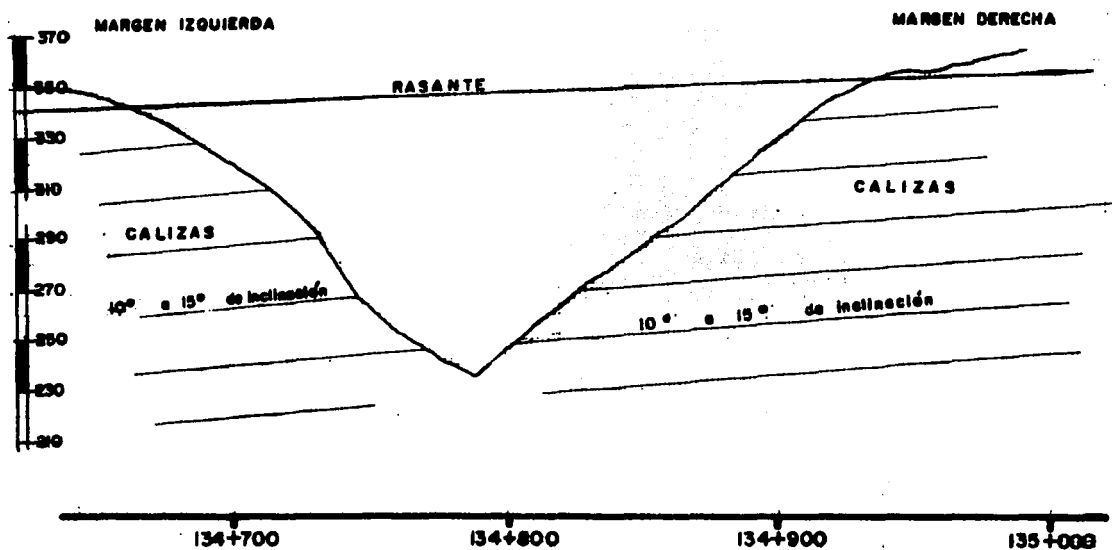
Las márgenes de la barranca presentan una fuerte pendiente, y de ellas, la izquierda es la más pronunciada llegando en algunos lugares a ser casi vertical.

En la zona de estudio existen rocas de origen sedimentario representadas por calizas, estas presentan una clara estratificación. Tales rocas poseen un rumbo general de 14° en dirección Noreste y un echado de 10 a 15° como puede apreciarse en la *Figura 2.1.1*.

En la margen derecha, del Kilómetro 134 + 740 hasta el Kilómetro 134 + 940, existe roca caliza de color gris oscura, color determinado seguramente por la cantidad de fósiles que posee. La estratificación en capas de esta margen posee diferentes espesores que varían desde 0.50 a 2.50 metros, es importante señalar que el echado de estos estratos tiene una dirección favorable al fondo de la barranca, el cual varía entre 10 y 15° .

En la margen izquierda, localizada entre el Kilómetro 134 + 740 hasta el Kilómetro 134 + 790, existe roca caliza color gris claro, recristalizada o marmolizada que presenta alteramiento y fracturación, los bloques que se forman varían de 0.50 a 2.00 metros de espesor como pudo observarse en el talud del Kilómetro 134 + 700. En algunas zonas la roca presenta disolución en la superficie en la que posiblemente no sea profunda, pues no se observa la presencia de cavernas que indiquen algún problema de carsticidad.

El fracturamiento que presentan estas rocas, delimitan bloques de forma sensiblemente cúbica; de las fracturas observadas algunas están abiertas y las hay también en forma de estilotitos de lo cual se deduce que el fracturamiento tenderá a cerrarse con la profundidad, en la medida que ésta aumente.



ESCALA VERTICAL 1 : 2000
 HORIZONTAL 1 : 2000

CARRERA	MEXICO - ACAPULCO (VIA COSTA)
TRAMO	CHILPANCINGO - RIO BALSAS
KM	KM 134+768 BARRANCA "EL CAÑON"
ORIGEN	KM 122+844.50 CARRETERA ACTUAL
FIGURA	2.1.1



1:25,000 152-32 MEXICO ACAPULCO GRO. 141-B LINEA II No 00022

Figura 7.2. Foto-grafia aerea del sitio de cruce.

Por lo que se comentó en líneas anteriores se recomendó tener cuidado con el procedimiento empleado en la realización de las excavaciones para el desplante de la cimentación, especialmente con el uso de explosivos, pues un uso inadecuado dañaría los taludes haciéndolos inestables.

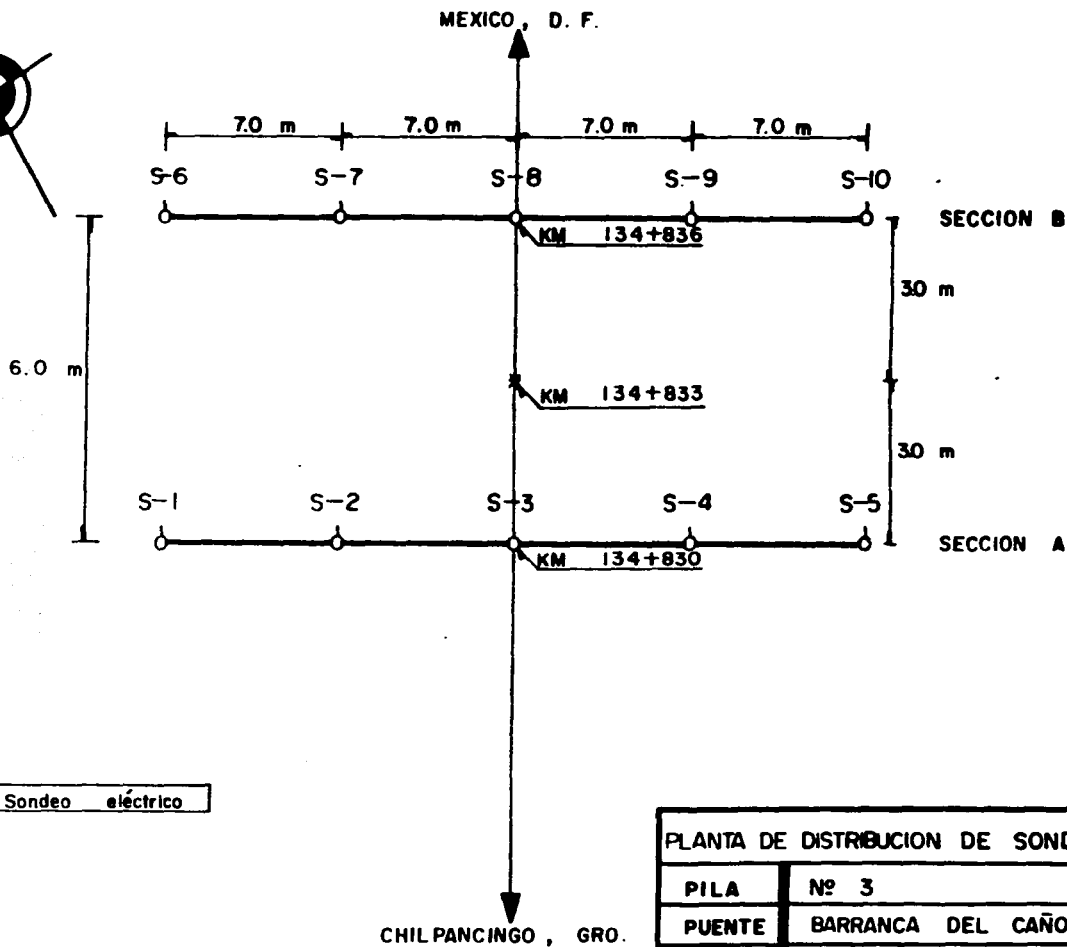
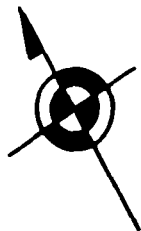
2.2.2.2 ESTUDIO GEOFISICO DE TIPO GEOELECTRICO.

Este tipo de estudio tiene como objetivo principal determinar si existen discontinuidades en la masa de roca, como fracturas de tamaño considerable o cavernas, las cuales pondrían en peligro la estabilidad de la cimentación.

El estudio se programó inicialmente para ambas márgenes, sin embargo, como se mencionó inicialmente, la margen izquierda posee taludes muy pronunciados que no permitieron instalar el equipo para realizar el estudio, razón por la cual solamente se realizó en la margen derecha directamente de donde se localiza la pila número tres. Utilizando el método tri-electrodo, el procedimiento y resultado se enuncian a continuación.

La investigación geofísica se ejecutó sobre dos secciones denominadas A y B, las cuales estuvieron separadas seis metros entre sí. La separación de sondeo fue de 7 metros entre cada una de ellas, tal como se observa en la *Figura 2.3*, teniendo un total de diez sondeos. Los resultados del estudio se presentan en dos secciones con curvas de igual resistividad aparente, *Figuras 2.4 y 2.5*

En la *Figura 2.4* se observan cuatro formas geoelectricas bien definidas, la primera está ubicada bajo toda la sección a la profundidad teórica de 1.5 metros en el sondeo 1, hasta 7 metros bajo los sondeos 4 y 5, con resistividad de 800 a 7600 ohms-m; la segunda localizada a la profundidad de 5 metros en el sondeo 1, hasta 30 metros en el sondeo 5, con resistividad de 5000 a 11000 ohms-m; la tercera zona geoelectrica también



S-5 | Sondeo eléctrico

PLANTA DE LOCALIZACION Y UBICACION
DE LAS SECCIONES Y SONDEOS.

PLANTA DE DISTRIBUCION DE SONDEOS	
PILA	Nº 3
PUENTE	BARRANCA DEL CAÑON
AUTOPISTA	MEXICO-ACAPULCO
FIGURA	Nº 23

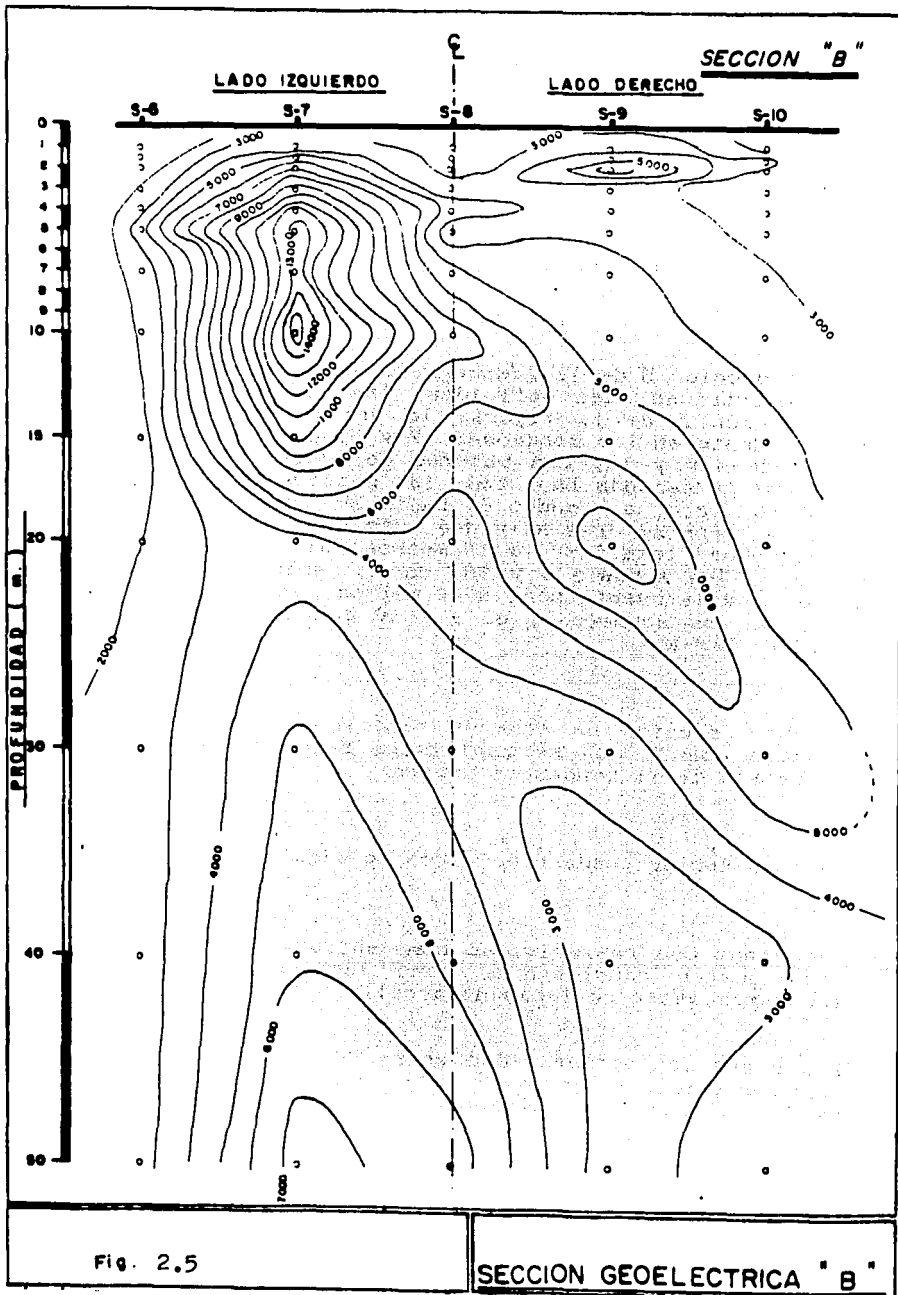


Fig. 2.5

SECCION GEOELECTRICA "B"

bajo la sección se localiza a 14 metros bajo el sondeo 1 hasta 40 metros bajo el sondeo 5, los valores de resistividad van de 2000 a 7000 ohms-m; la cuarta y última se localiza a 36 metros bajo el sondeo 1, hasta los 50 metros bajo el sondeo 5, las resistividades son de 3000 a 8000 ohms-m.

En esta sección se observa bajo el sondeo 4 un incremento de la resistividad aparente que sobresale del resto de la sección.

En la sección B de la *Figura 2.5*, se tienen también cuatro zonas geoelectricas bien definidas, las cuales casi coinciden con la sección A de la figura; la primera zona se localiza superficialmente en los sondeos 6, 7 y 8, hasta cuatro metros en los sondeos 9 y 10, con valores de resistividad de 2000 a 3000 ohms-m; la segunda bajo toda la sección a la profundidad de 7 metros bajo el sondeo 6, hasta 30 metros en el sondeo 10, los valores de resistividad van de 3000 a 7000 ohms-m; la tercera se localiza a 15 metros bajo el sondeo 6 hasta 40 metros en los sondeos 9 y 10, con resistividad de 2000 a 3000 ohms-m; y la cuarta zona a 40 metros en el sondeo 6 hasta 50 metros en los sondeos 7, 8, 9 y 10 con valores que van de 3000 a 7000 ohms-m.

En esta sección se observa también un incremento de la resistividad aparte que se manifiesta bajo el sondeo 7, y el cual sobresale de la tendencia general.

De lo anterior puede concluirse lo siguiente:

- 1.- Las zonas con resistividad comprendidas entre 1000 y 7000 ohms pueden considerarse como lugares en los que las fracturas están rellenas de arcilla y arenisca.
- 2.- Las zonas con resistividad entre 7000 y 11000 ohms pueden considerarse como zonas de material rocoso con algún grado de fracturamiento y alteración sin tener problemas serios.

- 3.- Aquellas zonas con una resistividad superior como pueden verse en las figuras que contienen las curvas de gran resistividad, pueden correlacionarse con material que posee un fracturamiento considerable e incluso que podría existir alguna oquedad en la masa de roca.

2.3. ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO.

2.3.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO.

Se realizó un levantamiento topográfico completo del sitio de cruce, localización de los monumentos de concreto, informe topográfico y la presentación de planos correspondientes. El levantamiento se efectuó desde el cadenamiento 134 + 660.66 al 134 + 922.53 con un alcance de 80 metros a cada lado cubriendo la totalidad del sitio que ocupará el puente. Se eligieron dos puntos intermedios sobre el eje del proyecto con lo que se generaron cuatro puntos de radiación, la disposición de los puntos de la poligonal pueden verse en la figura correspondiente y en el plano de terracerías. Se incluye también la planta y el perfil detallados del terreno los cuales serán de mucha utilidad en el análisis de estabilidad.

Es común hacer en conjunto los estudios hidráulicos y topográficos y en el perfil indicar los niveles de aguas mínimas, ordinarias y extraordinarias, la longitud propuesta de puente así como la altura libre vertical.

2.3.2 ESTUDIO HIDRAULICO.

La cuenca que alimenta el arrollo de la barranca " El Cañón" tiene un área de siete kilómetros cuadrados según datos obtenidos con base en la información proporcionada sobre la topografía del lugar por cartas topográficas y fotografías aéreas.

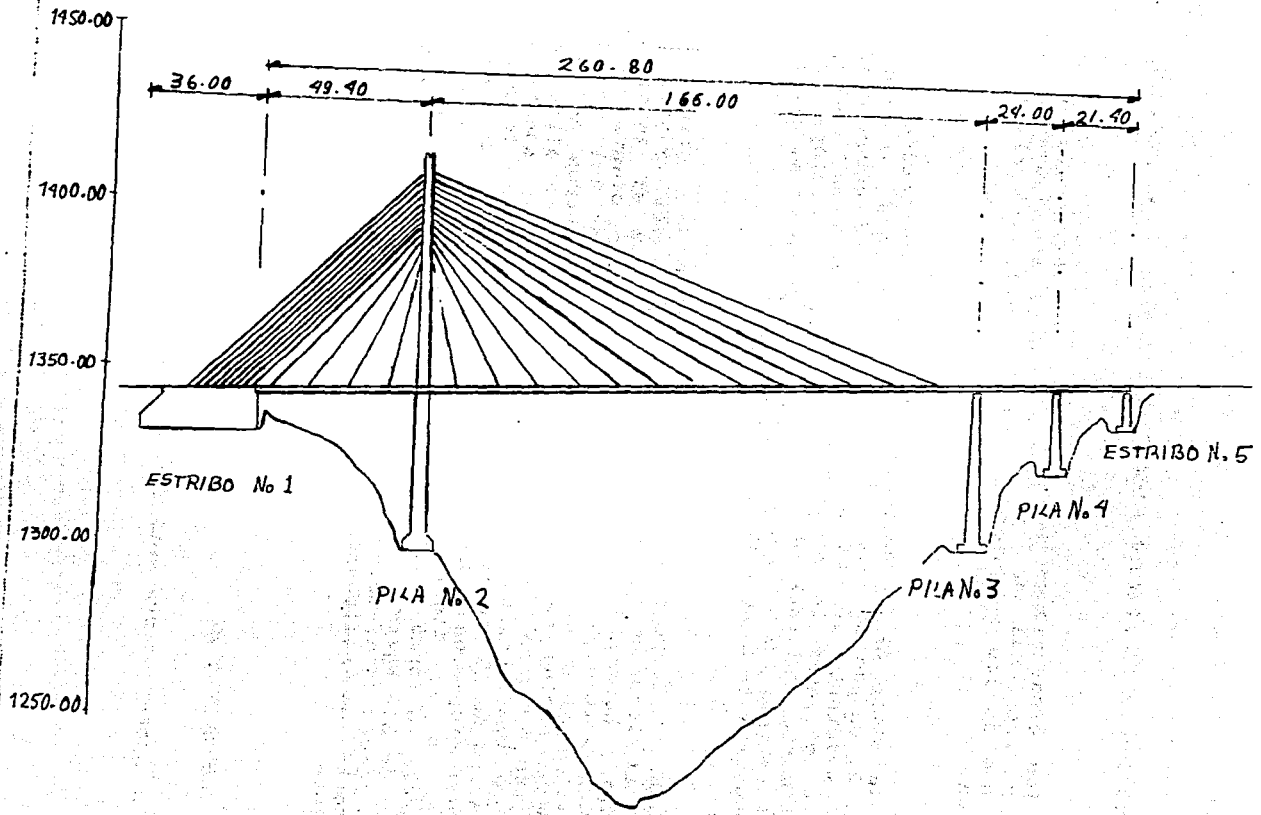
Según la clasificación hidrológica que maneja la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, dicha cuenca pertenece a la región hidrológica No. 20, con topografía montañosa y vegetación de bosque caducifolio. De los resultados del estudio hidrológico se obtuvo un gasto de 35 metros cúbicos por segundo, con una velocidad en el cruce de 2.5 metros por segundo.

2.4 CARACTERISTICAS GENERALES DEL PUENTE BARRANCA "EL CARÓN".

El puente se localiza sobre el Km 134 + 784.80 de la nueva autopista México-Acapulco; tramo Chilpancingo-Río Balsas y origen de cadenamiento en La Venta, Guerrero, su nombre está tomado de la forma que toma en el lugar la barranca que salva.

Las características más importantes del proyecto son las siguientes:

Tipo de puente	Atirantado
Sistema constructivo	Avance en voladizo
Alineamiento horizontal	Tramo tangente
Longitud total	260.80 m
Ancho total	21.40 m
Pendiente longitudinal	4 %
Pendiente transversal	2 % (bombeo)
Velocidad del proyecto	110 km/h
Número de claros	4 (49.40, 166.00, 24.00 y 21.40m).
Claro máximo	166.00 m
Número de estribos	2
Altura de pila mayor	115.17 desde el nivel de desplante incluyendo pilón.
Sección de superestructura	Dovelas de acero con dos vigas principales en sentido longitudinal y travesaños del mismo material.
Carriles de circulación	4



CORTE ELEVACION POR EJE DEL CAMINO
S/E

2.5. BREVE DESCRIPCION DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

2.5.1 TRABAJOS DE EXCAVACION PARA EL DESPLANTE DE LAS ZAPATAS.

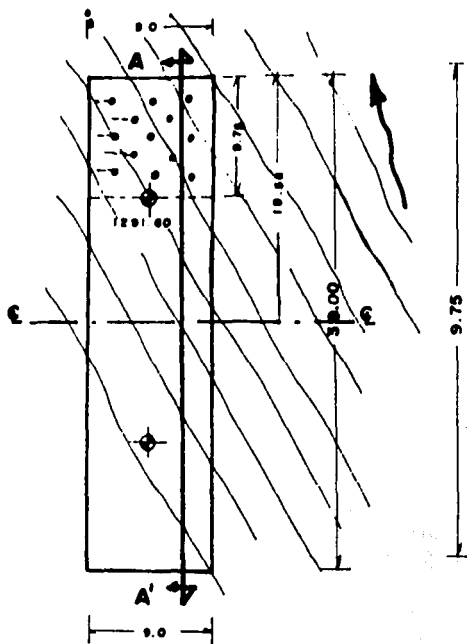
En las excavaciones para alojar la cimentación no se presentaron problemas en los taludes porque se siguieron las indicaciones de los ingenieros a cargo, referentes al uso de explosivos.

En la etapa de la excavación para la cimentación de la pila No. 2, cuando se llegó al nivel de desplante, el tipo de material existente en una parte, casi la mitad aguas abajo, obligó a continuar la excavación hasta 8.40 m más abajo y posteriormente rellenar utilizando concreto ciclópeo para alcanzar la cota 1300, la cual según el proyecto es el nivel de desplante para la zapata de la pila No. 2.

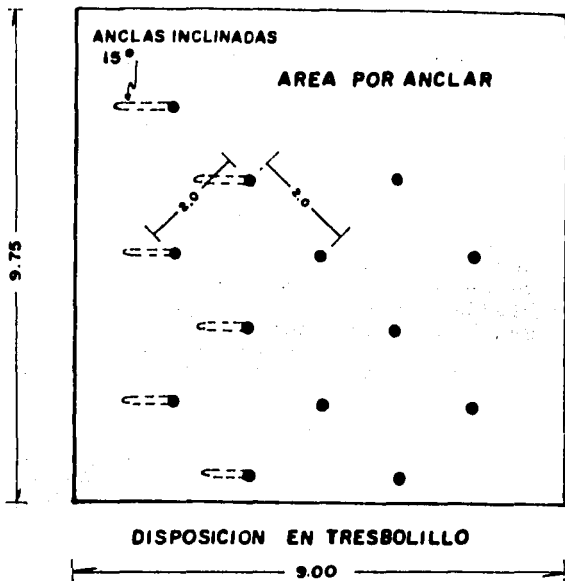
Según el estudio de cimentación, entre la arista más próxima al lado de la barranca y el talud debe existir una distancia horizontal equivalente a una vez el ancho del cimiento, situación que cumple el 75 por ciento de la cimentación aguas arriba y el restante no, por tal razón se utilizaron anclas en un área de 9 x 9.75 metros del lado dispuestas en tresbolillo, con separación entre ellas de 2 metros y una longitud de ancla de 17 metros; además una inclinación de 15° hacia el interior del cerro, para lo cual se dejaron perforaciones previas en el concreto ciclópeo como se muestra en la figura correspondiente. El bulbo de adherencia se formó en los últimos 5.00 metros elaborado con mortero de 210 kg/cm³ y aditivo expansor. Las anclas son de 1.25 pulgadas de diámetro con límite de ruptura a 10500 kg/cm². Finalmente se rellenaron los barrenos hasta el nivel de desplante.

2.5.2 SUBESTRUCTURA.

La subestructura está formada por cinco elementos:



c) PLANTA



b) DETALLE

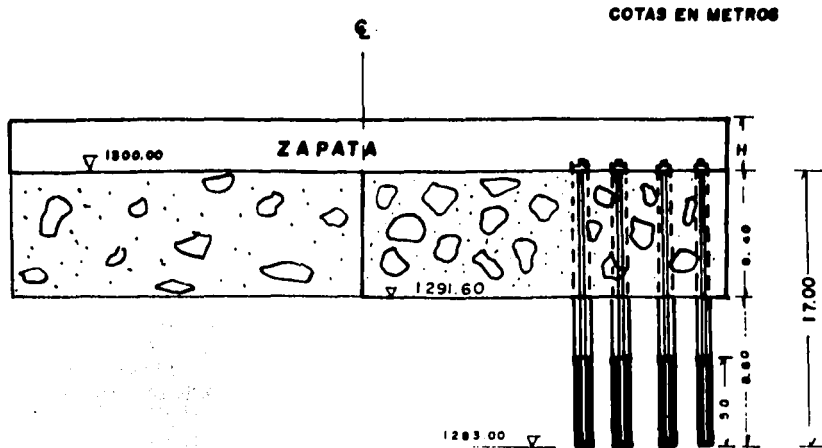


figura 2.6. Localización de anclas para pila numero 2

Estribo No. 1. formado por un muerto de concreto reforzado de 37.65 x 12.65 x 24 metros, el cual trabaja como un contrapeso del claro mayor del puente debido a que éste no es simétrico como puede verse en la elevación del plano general.

Pila No. 2. es el elemento de mayor altura y el que recibe la mayor parte del peso de la superestructura, está formada por dos columnas unidas por dos vigas horizontales localizadas a diferentes alturas, para la construcción de esta pila se utilizó concreto reforzado y una cimbra deslizante, los materiales se suministraban desde la base mediante una torre-grúa. Es importante mencionar que en esta pila se encuentran anclados todos los tirantes que sostienen a la superestructura.

Pilas No. 3 y 4. del tipo de la pila No. 2, pero con menor altura de 50 y 28 metros respectivamente desde el nivel de desplante, en el sentido transversal forman un marco rígido de un solo nivel.

Estribo No. 5. construido empleando concreto reforzado y su característica principal es que está apoyado al macizo rocoso con un muerto de anclaje.

2.5.3 SUPERESTRUCTURA.

La superestructura es de acero estructural A-36 formada con dos vigas longitudinales en los extremos, unidas por vigas transversales a cada cuatro metros de separación, los claros entre vigas transversales cuentan con largueros que sostienen losacero, ésta funciona a su vez como cimbra para el colado de la losa superior.

El claro principal comprendido entre la Pila No. 2 y la Pila No. 3 está sostenido por dos arpas de 13 tirantes cada una fijados al mástil de la Pila No. 2. Para el claro entre el Estribo No. 1 y la Pila No. 2, cuatro tirantes quedan comprendidos en el mismo y el resto se ancla en la losa

superior del Estribo No. 1 que funciona como lastre para compensación de esfuerzos en el claro principal.

Para la construcción de la superestructura entre el Estribo No. 1 y la pila No. 2 se realizó el habilitado y ensamblado de las piezas de acero para la longitud completa del tramo, esto hecho sobre el estribo ya terminado, posteriormente se empujó el tramo sobre apoyos provisionales para asegurar su posición longitudinal y a continuación desplazarlo verticalmente hasta su posición definitiva. En este tramo la conexión entre dovelas es a base de soldadura.

El claro principal de la superestructura está formado con dovelas de 12 metros de longitud por el ancho total del puente, las cuales se ensamblaron en un patio de fabricación, el transportado y colocado se efectuó con un dispositivo especial y gatos hidráulicos para desplazamiento. Adicionalmente se colocó una plataforma de apoyo que corre en la parte inferior de la superestructura, utilizada para unir las dovelas de forma atornillada con la finalidad de abatir tiempos en las conexiones.

El tramo entre la Pila No. 3, Pila No. 4 y estribo No. 5 se colocó de igual forma al tramo entre el Estribo No. 1 y la Pila No. 2, con la observación que para este caso no se requiere el apoyo intermedio ya que la Pila No. 4 funciona de esa manera, la conexión entre dovelas se realizó con soldadura.

2.6. COMENTARIOS SOBRE EL TIPO DE CIMENTACION UTILIZADA.

De acuerdo a los resultados de los estudios de campo y atendiendo a las características generales del puente, es posible hacer algunos comentarios acerca del tipo de cimentación utilizada.

Por el tipo de puente, se tienen cargas de gran magnitud producidas principalmente por el peso propio y por efectos del sismo. Así, para soportar tales cargas podría pensarse en el empleo de una cimentación de grandes dimensiones, posiblemente de tipo profundo. Pero por otra parte se conocen también las características del terreno de apoyo, el que en forma general es un material rocoso que aunque posee un fracturamiento, es estable, inerte a elementos naturales, sin problemas serios de carsticidad (si existen cavernas de pequeñas dimensiones pueden ser rellenas con concreto ciclópeo) y además ofrece una gran capacidad de carga, entonces el empleo de una cimentación superficial es adecuado.

Se concluye que el tipo de cimentación más satisfactorio para el puente Barranca "El Cañón" es la superficial, a base de zapatas para cada una de las pilas de la subestructura y del mismo tipo para los estribos.

Como consecuencia de estar localizadas las zapatas en un talud muy pronunciado debe practicarse un análisis de estabilidad al conjunto de las zapatas con el masizo rocoso con el objeto de determinar si es necesario construir adicionalmente algún elemento que garantice la estabilidad. Este aspecto se analiza en el capítulo siguiente.

ANALISIS DE ESTABILIDAD

3.1. IMPORTANCIA DE LA MECANICA DE ROCAS.

3.1.1 DEFINICION.

La mecánica de rocas es una rama de la Ingeniería Civil que estudia el equilibrio de las rocas bajo la acción de las cargas o de las alteraciones que en el entorno se producen por efectos de las obras. Es una disciplina relativamente nueva que surgió después de la Mecánica de Suelos, cuando los ingenieros se percataron de que el compartimiento de las rocas difería del comportamiento de los suelos.

En la mayoría de las rocas la existencia de discontinuidades favorece su movimiento e influye en el modo de falla de los taludes, lo que no es usual en los suelos. Dentro de la Mecánica de rocas se han desarrollado métodos especiales

para analizar los problemas de estabilidad, para ello se requieren estudios de campo y laboratorio para determinar las propiedades del material que forman el macizo rocoso.

Comparada con los suelos la mayoría de las rocas son mas resistentes y rígidas y su comportamiento estructural es satisfactorio ante las cargas. Sin embargo, cuando tales cargas son muy grandes como por ejemplo las transmitidas por una presa, un puente de grandes dimensiones o incluso un edificio de mucha altura, pueden causar presiones elevadas cercanas a un comportamiento inseguro. Si la roca está alterada pueden provocarse grandes deformaciones particularmente cuando no es muy resistente o cuando está intemperizada, altamente fracturada o contiene cavidades.

En muchas ocasiones los puentes se desplantan en sitios donde existe material rocoso, incluso aflorando en la superficie, entonces se hace necesario determinar el comportamiento del macizo rocoso durante la etapa de construcción y en la operación con las cargas a que el puente será sometido durante su vida útil.

Veamos a continuación como trata la Mecánica de Rocas el caso de las cimentaciones, pero no olvidemos que el campo de aplicación de esta disciplina no se limita a los puentes, sino que es muy extenso, ya que abarca por ejemplo obras como presas, minas, túneles, etc.

3.1.2 COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS DE CIMENTACION BAJO ESTRUCTURAS DE GRANDES DIMENSIONES.

En el estudio de cimentaciones para grandes obras desplantadas en rocas se presentan dos problemas: primero investigar las propiedades de las masas de roca y segundo determinar la influencia de éstas en el comportamiento de la estructura, fundamentalmente para definir su capacidad de carga

admisible, teniendo en cuenta que la obra incluyendo su cimentación constituyen una unidad estructural.

Considerando el primer problema, a pesar de los admirables avances hechos en los últimos años, sobre el conocimiento de las masas de roca y en los procedimientos de muestreo para su investigación aún es difícil poder caracterizar una masa de roca y pronosticar su comportamiento en forma exacta. Se carece de leyes generales que gobiernen el comportamiento de las masas de rocas desde los múltiples puntos de vista de interés para los proyectistas de presas, puentes, túneles, etc.

Los problemas actuales de la Mecánica de rocas están bien identificados lo cual es el primer paso para vencerlos. De estos problemas, deberían mencionarse en primer lugar, la consideración de familias de juntas y fallas que convierten a las masas de rocas en sistemas de bloques más o menos próximos. Como consecuencia, surge la duda de si tales sistemas pueden estudiarse aplicando las leyes del comportamiento de un medio continuo, o si es necesario, al menos en ciertos casos, desarrollar una mecánica de un medio dividido por familias de discontinuidades. Otro problema en relación a las masas de roca, es la consideración de su anisotropía y también a una resistencia al esfuerzo cortante variable con la dirección. Se debe hacer notar que las más marcadas anisotropías de las masas de roca son debidas, en la mayoría de los casos a la presencia de familias de juntas y no a la anisotropía de la roca misma. Sin embargo, tanto juntas como anisotropía tienen que ser considerados en conjunto. Finalmente, además de los problemas de las masas de roca debe tenerse en cuenta también: propiedades mecánicas principalmente resistencia al esfuerzo cortante de juntas y fallas, influencia del agua en las propiedades de las rocas y de los materiales que llenan las discontinuidades y la alteración de las rocas.

Un obstáculo general es realizar pruebas representativas en masas de rocas relacionados con el comportamiento de las enormes obras. Debido a la presencia de familias de juntas, algunas veces muy espaciadas, la presencia de fallas y heterogeneidad común en las masas de rocas, se requieren pruebas de un volumen tal que el costo y tiempo serían

prohibitivos. Es entonces necesario hacer pruebas en campo en volúmenes comparativamente pequeños, cuyos resultados son a menudo confusos. Aquí cabe señalar que, dada las dimensiones de los especímenes, las pruebas de laboratorio son poco significativas, excepto en casos muy especiales.

Un verdadero estudio de las condiciones de cimentación es importante no sólo por razones de seguridad sino también para aprovechar toda la capacidad de soporte de una cierta masa rocosa.

En suma, es importante para el proyecto de un determinado tipo de obra adecuada, realizar una cuidadosa exploración de las masas de roca, para planear y desarrollar los trabajos de excavación, impermeabilización y consolidación de la cimentación para evitar situaciones imprevistas que consecuentemente incrementan los costos de construcción y tiempos de ejecución.

Considerando el segundo problema mencionado concerniente a la influencia de las propiedades reales de las masas de roca en el comportamiento de la estructura, debe reconocerse que la posibilidad de los métodos de diseño disponibles aún son limitadas principalmente por la dificultad de elaborar un modelo de análisis y diseño que incluya todas las propiedades reales de la roca. Hasta no hace pocos años los métodos existentes resolvían el problema en el estado elástico considerando a las rocas de cimentación como sólidos isotrópicos.

Para todas las estructuras, los ensayos sobre modelos tienen considerables posibilidades de tomar en cuenta, tanto en los rangos elásticos y no elásticos, las propiedades reales de las masas de rocas, tales como juntas, fallas, anisotropía y otras irregularidades. Las limitaciones mencionadas de los métodos analíticos y el hecho que los métodos experimentales de diseño no están tan extendidos y desarrollados como deberían, contribuye a reducir el interés de verdaderos estudios de las masas rocosas.

La falla de algunas obras y la necesidad de fortalecer las cimentaciones de algunas grandes estructuras construidas en años recientes, llaman la atención del problema de seguridad. Este problema ha sido ampliamente discutido sin tener notables avances, debido a que no se conocen en su totalidad las variables involucradas. Hasta ahora la conclusión importante es reconocer la necesidad de verdaderos estudios de las cimentaciones.

Acerca de los estudios de cimentación, se observa un contraste entre las cuidadosas y exhaustivas determinaciones de las propiedades del concreto y el acero y la poca atención dada a las pruebas y estudios de la cimentación. Dada la heterogeneidad de las masas de roca y la imposibilidad de investigar todos los aspectos, es obvio que nuestro poco conocimiento de los materiales que forman la cimentación hará difícil que los estudios sean tan completos como los del concreto y el acero. Pero es necesario que tal conocimiento sea suficiente para afirmar que la seguridad de la cimentación no sea menor a la seguridad de la estructura propuesta.

Cuando se está estudiando la cimentación de una estructura, se presentan dos problemas; Primero, asegurar que con un cierto margen de seguridad, bajo la acción de las fuerzas transmitidas por la estructura, la falla de la cimentación no ocurrirá y segundo, que los desplazamientos de la cimentación puedan ser soportados por la estructura, por ejemplo, asegurar que ésta no sufrirá deformaciones o rupturas perjudicando su funcionamiento.

Dada la importancia de las juntas y fallas en el comportamiento de las masas de roca, merecen ser consideradas con detalle. Desde el punto de vista del comportamiento mecánico del macizo rocoso la diferencia entre juntas y fallas debe ser subrayada. Las últimas, por su misma naturaleza ya han sufrido desplazamientos a lo largo de su superficie, su forma generalmente les permite movimiento sin fracturamiento de importancia en las rocas además las características mecánicas de los materiales que las rellenan son generalmente pobres. Por esto, bajo las cargas aplicadas por la estructura las masas de roca pueden fácilmente deslizarse a lo largo de las superficies de falla. En zonas sísmicas, las fallas presentan

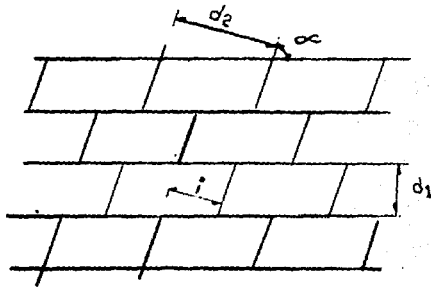
un problema adicional, ya que pueden ocurrir desplazamientos que alteran su estructura.

Para las juntas, debería hacerse notar en primer lugar que ellas guardan una cierta orientación regular, formando familias paralelas y espaciadas. Las masas de roca están a menudo cortadas por familias de juntas con diferentes orientaciones. Mas aún, la superposición de familias con la misma orientación pero con diferentes característicos, principalmente de espaciamiento, se observa en algunas ocasiones. Las masas de roca están más o menos perfectamente divididas en bloque que en algunas ocasiones están sobrepuestos. Así, contrariamente a lo que son las fallas, las juntas pueden consistir en fracturas sin ninguna continuidad. Las superficies regulares dan baja cohesión, así por ejemplo, ciertas sedimentaciones o superficies de esquistosidad, pueden ser consideradas como juntas.

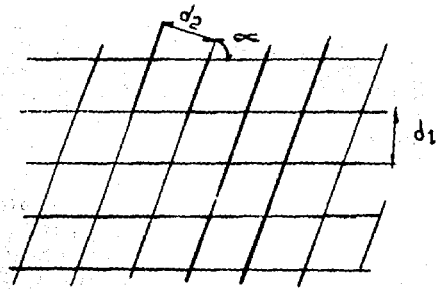
La geometría de las familias de juntas tiene una decisiva influencia en la resistencia de la masa rocosa. En especial, cuando los bloques están mas entrelazados es mayor su resistencia al esfuerzo cortante, puesto que la superficie de falla no sólo está orientada según las juntas, sino también corta los bloques de material.

Hay una marcada diferencia entre los materiales que rellenan las fallas y las juntas. El último es generalmente más pequeño, a menudo se encuentran juntas que no contienen algún material que las rellene, por esto la resistencia al esfuerzo cortante, es mayor en juntas que en fallas.

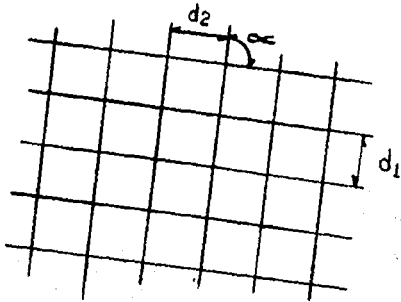
Las consideraciones anteriores relativas a las juntas y a las fallas, son esquemáticas. Su propósito es dar meramente una simplificación del modelo que se tiene, el cual es indispensable en cualquier intento para dar una explicación científica del comportamiento de las masas rocosas. La forma de algunos modelos de juntas está indicado en la *Figura 3.1*



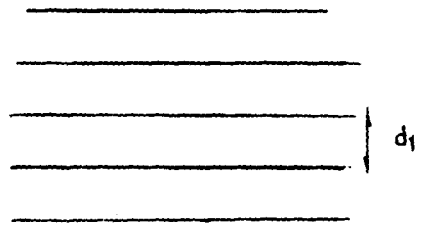
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.1 Familias de juntas más usuales en macizos rocosos.

La más común se muestra en la Figura 3.1.a, y está caracterizada por espaciamientos d_1 y d_2 , por el ángulo α entre las dos familias de juntas y por el traslape i . Como una regla los espaciamientos d_1 y d_2 varían de algunos centímetros a varios metros. Frecuentemente casos especiales de este modelo son los correspondientes a $i = 0$ (Figura 3.1.b), bloques sin ningún traslape, para $i = 0$ y $\alpha = 90^\circ$ (Figura 3.1.c), bloques rectangulares, y a una sola familia de juntas (Figura 3.1.d).

Se pueden considerar tambien modelos con traslape en dos direcciones, en vez de una, pero no parecen ser muy necesarios excepto en casos muy especiales. Cuando para resolver el problema se requieren modelos en tres dimensiones.

El comportamiento mecánico de un medio cortado por juntas depende de los parámetros que definan su geometría, de las propiedades mecánicas de las juntas y del material de los bloques. Si el problema es la falla del medio, y si ésta ocurre por cortante, las propiedades por considerarse son la cohesión y el ángulo de fricción de las juntas (c y ϕ). Puede tambien ser necesario asignar diferentes propiedades de las diferentes familias de juntas y tomar en cuenta la anisotropía del material de los bloques. Sin embargo el número de parámetros puede ser reducido a un mínimo, lo que requiere una valuación global de cada problema. Cuando las juntas no tienen material de relleno o cuando, como es normal, tienen pobres propiedades mecánicas se puede suponer que $c = 0$.

Las pruebas realizadas directamente en el sitio de estudio son la mejor forma de determinar la resistencia al cortante, pero se presentan dificultades para obtener muestras suficientemente grandes para reproducir la influencia de la red de juntas. De hecho, tal prueba de cortante debe ejecutarse con muestras (*Figura 3.2*) de un espesor suficientemente grande en comparación con el espaciamiento de las familias de juntas que por lo general es imposible. Es importante hacer notar que en las direcciones en que el traslape puede ser despreciado, la prueba se simplifica radicalmente, siendo suficiente determinar la resistencia al cortante a lo largo de las juntas, lo cual es posible hacer en muestras mucho más pequeñas. Tal es el caso para la dirección de las juntas consideradas en la *Figura 3.1*, excepto aquellas espaciadas d_2 en la *Figura 3.1*.

Teniendo en cuenta las dificultades mencionadas es a menudo necesario considerar la masa rocosa como isotrópica con el mismo ángulo de fricción que el de las juntas, suponiendo que la cohesión es cero.

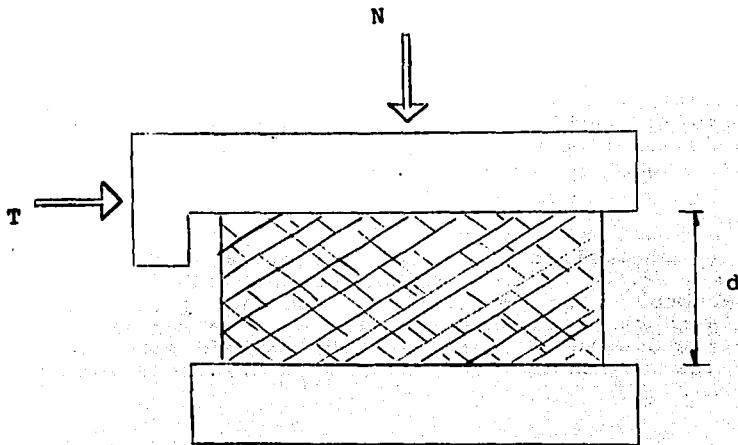


Figura 3.2 Prueba sobre muestra con un tamaño representativo de la separación entre familias de juntas.

Cuando se desea determinar la resistencia al esfuerzo cortante del medio en cualquier dirección, la mejor forma de hacerlo es mediante pruebas de laboratorio en modelos donde la geometría de las juntas y sus propiedades mecánicas han sido reproducidas.

Las dimensiones de presas túneles y viaductos particularmente su espesor, exceden las dimensiones d_1 , d_2 de los bloques, lo cual hace posible considerar que la masa rocosa en un medio con ciertas características promedio, posiblemente varía de una zona de cimentación a la otra, por ejemplo se puede evitar considerar cada junta individualmente lo cual es una simplificación de gran interés. Por el contrario las fallas, debido a su irregularidad, su menor número y consecuentemente mayores espaciamientos y su posible gran influencia para la estructura, deberían considerarse una por una y evaluar su influencia tanto en la resistencia como en la deformidad de la masa rocosa. La diferencia mencionada entre juntas y fallas es de una importancia básica tanto para los

puntos de vista teóricos como los prácticos. Es obvio que las juntas también pueden ser consideradas una por una si la dimensión de los bloques en que se divide la roca se aproxima o excede el espesor de la estructura.

Para el análisis de unidades estructurales de cimentación de obras sobre roca frecuentemente se recurre a simplificaciones que consisten en estudiar por separado el comportamiento de la cimentación bajo las fuerzas transmitidas por la estructura en su etapa elástica, cuando ésta soporta la acción de las cargas de diseño que se supone tiene los efectos más adversos.

En el estudio de las cimentaciones con respecto a su falla, es conveniente considerar por separado, la falla de la masa rocosa supuesta como un medio con ciertas propiedades promedio y así despreñar fallas y posiblemente juntas muy espaciadas y, por otro lado las posibilidades de falla cuando se reúnen todos estos factores.

Observando el problema anterior, la superficie de cimentación puede en general ser dividida en zonas que se suponen homogéneas, con tales formas y cargas aplicadas que las teorías de capacidad de carga disponibles en la actualidad pueden ser aplicadas con más o menos precisión, despreciando la interacción entre las diferentes zonas. Más aún, cada zona debe ser lo suficientemente grande para permitir suponer que su falla puede causar el colapso de la estructura. Es a menudo necesario asimilar el comportamiento de la masa rocosa influenciada por una zona, al comportamiento de un medio del espacio cargado en una faja por una fuerza F por unidad de longitud (*Figura 3.3*), en general oblicua y excéntrica. En las cimentaciones que se desplantan a considerable profundidad el esfuerzo σ_0 en el plano de cimentación debido al peso de la roca en la parte superior debe ser tomado en cuenta.

Consideremos el comportamiento de una área bajo la acción de una carga suponiendo que la fuerza normal N está aplicada y que T se incrementa hasta que ocurre la falla (*Figura 3.3*) a N y T corresponden los esfuerzos medios σ y τ respectivamente. Para los valores de N bajo un cierto límite los pares

de valores N y T , que causan la falla corresponderán a una línea recta de Coulomb AB (Figura 3.4), definida por los bien conocidos parámetros de cohesión c , y ángulo de fricción θ , esto es $T = cL + N \tan \theta$.

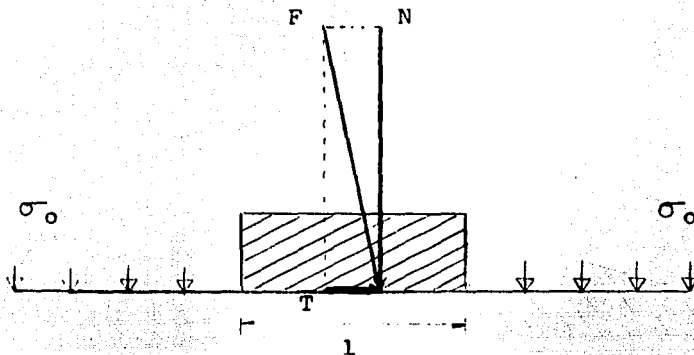


Figura 3.3. Simulación general de las cargas transmitidas al suelo por la cimentación de una presa para estudiar la falla del terreno de apoyo.

Si la ruptura ocurre en la superficie de contacto, c y θ son los valores correspondientes a la liga entre el concreto y la roca. Sin embargo, debido a las comunes irregularidades de las superficies de cimentación, el plano de corte tiene que pasar a través de las rocas. Si suponemos que tenemos una menor resistencia al esfuerzo cortante que la del concreto, c y θ representarán los parámetros que definen la resistencia al esfuerzo cortante de las rocas a lo largo de las superficies paralelas a la cimentación. Para los valores de N arriba del límite mencionado los puntos de falla ya no corresponderán a la línea recta de Coulomb sino que definirá en su lugar una curva BC , el punto C corresponde a la falla de la masa rocosa bajo condiciones normales mientras que las fallas que corresponden con la línea recta de Coulomb ocurren en la superficie próxima a la cimentación y son debidas a los deslizamientos. Fallas correspondientes a BC corresponderán a la superficie dentro de la masa rocosa. Como una regla, estas superficies están fuertemente influenciadas por esfuerzos σ_0 (Figura 3.3) mientras que las fallas superficiales de deslizamiento pueden ser supuestas como independientes de ellas.

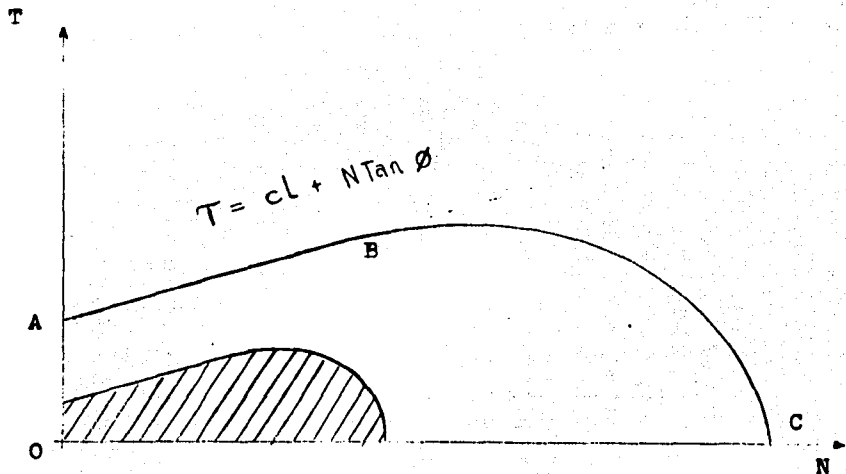


Figura 3.4. La falla definida por la teoría de Coulomb y otras consideraciones que se explican en el trabajo.

Las consideraciones generales presentadas, son aplicadas a masas rocosas que pueden ser aceptadas como medios homogéneos e isotrópicos como los cortados por familias de juntas con pequeños espaciamientos en relación a las dimensiones de la superficie de cimentación.

En el análisis de una cimentación contra falla debería investigarse primero la seguridad contra una falla por deslizamiento, así, debería de comprobarse si $T < cL + N \tan \phi$ con un cierto margen de seguridad definido de acuerdo con el criterio que se discute a continuación. Puede suceder que mientras se mantiene esta condición la masa de roca no tiene la capacidad de carga requerida y existe el peligro de una falla profunda, así podemos estar en la curva BC . Es necesario

considerar una zona de seguridad representada por el área señalada en la *Figura 3.4* en la que el punto representado por la fuerza aplicada F (N , T) debe ser incluido. La seguridad de no tener fallas profundas debe ser comprobado por medio de capacidad de carga derivada de medios homogéneos e isotropos tales como las de Prandtl Caquot y Meyerhof.

Cuando no parece aceptable suponer la masa de roca como un medio de tales características, es necesario investigar la posibilidad de las fallas a lo largo de superficies elegidas (en el caso más general no plano) que requiere que los valores c y ϕ sean conocidos a lo largo de ella, por la existencia de juntas o fallas con orientaciones adversas. Debe hacerse notar que, exceptuando este caso, el problema de la capacidad de carga o ruptura a través de la roca misma, no se tiene aún en una masa de roca muy alterada. Así por ejemplo, pruebas realizadas en el lugar en granitos de tal suerte descompuestos que su gravedad específica se aproxime a 1.8, tienen una capacidad de carga de aproximadamente 200 kg/cm^2 . Por lo tanto, se tienen condiciones de seguridad en contra del deslizamiento. La máxima intensidad de las fuerzas aplicadas depende exclusivamente de la necesidad de limitar los desplazamientos en las cimentaciones con respecto a la deformabilidad en la estructura. En el estudio de la seguridad de la cimentación con respecto a la falla las siguientes cargas pueden por lo general ser consideradas, en adición a las fuerzas F transmitidas por la estructura: peso de la masa rocosa; fuerzas de la masa debidas a la acción de sismos; y; esfuerzos residuales de la masa rocosa. Filtraciones del agua en la cimentación producen presiones que deben ser consideradas muy cuidadosamente. Incluyendo aquellas debidas a los tratamientos de inyección y a las de drenaje.

Consideremos ahora la seguridad tomando en cuenta las fallas y juntas muy espaciadas. El peligro de falla en este caso no depende de la existencia de solo una de ellas, sino de asociación sobre todo con familias de juntas muy espaciadas que pueden formar volúmenes de roca que pueden girar bajo la acción de las fuerzas resultantes de la cimentación de la estructura. Por esto es necesario investigar qué volúmenes pueden poner en peligro la seguridad de la estructura y comprobar su equilibrio despreciando la continuidad con respecto al resto de la cimentación. Las cargas que deben considerarse en el estudio del equilibrio son las indicadas anteriormente. La principal dificultad para este caso esta en seleccionar los valores de c y ϕ que deban asignarse a la superficie a lo largo de la cual los volúmenes de roca pueden posiblemente deslizarse.

En el estudio de la seguridad de una cimentación se presenta un problema muy delicado: definir el factor de seguridad. Siguiendo la definición usual adoptada en otros campos, el factor de seguridad es un número n por el cual la magnitud de las fuerzas F aplicadas a la cimentación debe ser multiplicada para que la falla no ocurra. Esto es: $n = F_R / F$; donde: F_R es la magnitud de las fuerzas que causan la ruptura de la cimentación.

Sin embargo, los conceptos anteriormente mencionados de factor de seguridad son difícilmente adaptados a la naturaleza física del problema de seguridad de la cimentación. De hecho, una vez que a las cargas principales que actúan sobre la estructura se les han designado valores de proyecto que no serán sobrepasados durante la operación, estas fuerzas y consecuentemente sus efectos en la cimentación deben ser supuestos constantes. Las dudas involucradas en el análisis de las cimentaciones resultan de un precario conocimiento y de la fuerte dispersión de las propiedades de la masa rocosa de cimentación. Por lo tanto, debe adoptarse un factor de seguridad que permita caracterizar, por medio de estas propiedades, qué tan lejos están de la falla las condiciones que guarda la cimentación.

Por lo tanto, si la masa rocosa está definida por un ángulo de fricción, es posible tomar como factor de seguridad n_1 , la relación entre el ángulo de fricción ϕ regularmente aceptado para la masa de roca y el valor ϕ_R para el cual ocurrirá la ruptura, o preferentemente la relación de las tangentes correspondientes, así $n_1 = \tan \phi / \tan \phi_R$. Como una ilustración consideramos el problema de una cimentación para una cortina de concreto que puede ser asimilada a medio espacio, caracterizada por $\phi = 50^\circ$, sujeta a un esfuerzo normal $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$, actuando en una faja, y un esfuerzo $\sigma_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ fuera de la faja (puede verse la Figura 3.3). El esfuerzo normal de ruptura σ_R , puede ser calculado con la bien conocida fórmula de Prandtl-Caquot:

$$\sigma_R = \sigma_0 e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.0)$$

de la cual resulta $\sigma_R = 500 \text{ kg/cm}^2$. Por otro lado esta misma expresión permite calcular el valor del ángulo de fricción θ_R para el cual ocurrirá la ruptura bajo un esfuerzo $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$. Este valor es $\theta_R = 35^\circ$. Es por ello posible definir dos factores de seguridad, $n = \sigma_R / \sigma = 10$, y $n_1 = \tan \theta / \tan \theta_R = 1.7$. Si σ no puede exceder de 50 kg/cm^2 el factor 10 dice poco de la seguridad de la cimentación. De hecho aunque el factor 10 pueda parecer satisfactorio - en comparación con los valores comúnmente aceptados en otros campos - el otro factor de seguridad n_1 puede conducir a concluir que la seguridad es insatisfactoria, si la probabilidad de que se presente un ángulo de fricción de 35° no es considerada suficientemente baja, lo que depende del conocimiento disponible de las propiedades de la cimentación.

En el análisis de seguridad de la cimentación contra el deslizamiento a lo largo de un plano, los factores de seguridad considerados anteriormente $n = T_R / T$ y $n_1 = \tan \theta / \tan \theta_R$ coinciden. De hecho, siendo N la componente normal a la superficie, $T_R = N \tan \theta$ y como $T = N \tan \theta_R$, se tiene que $n = n_1$.

Supongamos ahora que la masa rocosa esté definida solo por su cohesión. Es posible, también, considerar como factor de seguridad la relación entre el valor, c , de la cohesión atribuida a la masa rocosa y el valor, c_R para el cual ocurre la ruptura. En este caso particular, el valor así obtenido para el factor de seguridad $n_1 = c / c_R$, coincide con el valor $n = F_R / F$ obtenido suponiendo que la intensidad de las fuerzas aplicadas se incrementa hasta que ocurre la ruptura.

En el caso más general de una masa rocosa caracterizada por una cohesión c y el ángulo de fricción θ , es aún posible caracterizar la seguridad por un solo coeficiente, puesto que para una masa rocosa dada los valores de c y θ están correlacionados.

Debido a la mencionada correlación, el factor de seguridad puede ser definido por su cohesión (c), por el ángulo de fricción (θ), o por el índice de calidad (i), este último

definido por la relación del peso del agua absorbida por la roca previamente secada a 150°C con respecto a su peso seco. Si como es el caso común, no hay rasgos de valores de c y ϕ - observados en diferentes puntos de la masa rocosa- disponibles hasta valores correspondientes a la ruptura, una correlación entre c y ϕ tiene que ser atribuida para permitir la determinación del factor de seguridad n_1 por cálculo o por pruebas en modelos. Dado que el ángulo de fricción es más significativo, es preferible considerar n_1 como relación de coeficiente de fricción en vez de relación de cohesiones.

En resumen, consideramos que en la mayoría de los casos el factor de seguridad debe representar el debilitamiento que el material de la cimentación debe sufrir para que ocurra la falla bajo la acción de cargas constantes aplicadas por la estructura. Además este concepto tiene la ventaja de ser más general mientras que el basado en las fuerzas es aplicable en diferentes formas de acuerdo con la naturaleza del problema.

Las consideraciones anteriores muestran claramente qué tan delicado es hablar del factor de seguridad de cimentaciones de grandes obras desplantadas sobre la roca sin definirlo previamente. Algunas veces aún se intenta seleccionar los valores del factor de seguridad que debe adoptarse, sin tomar esta básica precaución. Los valores y su significado dependen definitivamente del concepto adoptado para el factor de seguridad. Más aún debe notarse que, cualquiera que sea este concepto, un valor dado de este factor, no corresponde a un valor dado de seguridad, que depende de la probabilidad de ocurrencia de fuerzas o propiedades del material, de acuerdo con el concepto adoptado para el que ocurre la ruptura.

Un problema básico, que afecta al valor del factor de seguridad que debe adoptarse es el criterio que debe seguirse para definir las propiedades a la masa rocosa cuando solo se conocen los resultados arrojados por las pruebas. Como se indica es una regla aconsejable -a fin de lograr todas las ventajas de la capacidad de carga de la masa de roca- dividir la cimentación en zonas de acuerdo con las propiedades mecánicas que manifiestan. El problema es muy delicado dadas las complejas propiedades de las masas rocosas. El problema se incrementa por el pequeño número de pruebas generalmente

realizadas en cada zona y en ocasiones sus significados contradictorios, y la dispersión de los resultados, sin embargo, parece aconsejable tratar de definir un criterio general.

Hay dos posibles métodos de aproximación: ya sea adoptar valores medios o valores correspondientes a pocas probabilidades de falla; se obtienen diferentes factores de seguridad de cada alternativa. Para las condiciones que generalmente ocurren en práctica parece preferible caracterizar las propiedades al corte de cada zona por la cohesión y el ángulo de fricción correspondiente a la línea recta de Coulomb AB, en vez de líneas rectas tales como OC cuya posición podrá ser discutible. La distribución de los puntos experimentales puede sugerir a considerar una curva promedio o por ejemplo, dos zonas cada una con su propia línea de Coulomb. Pero esto ocasiona más dificultades o aún hace imposible el cálculo del comportamiento de las cimentaciones.

Otra situación que debe ser considerada antes de atribuir valores al factor de seguridad es la veracidad de la magnitud de las fuerzas que actúan en la estructura. Con el fin de hacer más preciso el significado de los factores de seguridad que deban adoptarse en el análisis de cimentaciones, es mejor considerar márgenes de seguridad para la magnitud y dirección de las fuerzas en vez de introducirlas a través de los valores de los factores de seguridad de cimentación. Una vez definidas las fuerzas actuantes y las propiedades de las cimentaciones surge el problema de dar valores al factor de seguridad. Este problema debe ser resuelto automáticamente, requiere por el contrario de un cuidadoso avalúo de la dispersión de los resultados disponibles y que tan representativos son los especímenes de prueba, para aclarar la información disponible de la zona de cimentación en referencia. Otra importante duda que debe ser considerada es el tipo de heterogeneidad con respecto a lo extenso de las áreas que pueden ser consideradas como homogéneas. De hecho si la superficie de cimentación es grande en comparación con esa extensión, la masa rocosa se comportará como si las propiedades se aproximaran a las de un porcentaje correspondiente. Entonces la línea de Coulomb y por lo tanto el factor de seguridad puede ser reducido.

La capacidad de la estructura de adaptarse a comportamientos locales irregulares en la cimentación, por una redistribución de los esfuerzos que actúan en esta última, debe ser tomada en cuenta.

3.2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES PARA FORMULAR UN MODELO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD.

3.2.1 INTRODUCCION.

El problema de interacción entre cimentaciones rígidas o flexibles y el suelo sobre el que descansan es un fenómeno complejo. En los estudios anteriores y en muchos actuales se consideran un conjunto de hipótesis simplificadoras que hacen que la magnitud de los errores sea mayor cuanto más se aparte el problema en estudio del modelo usado. En la mayoría de estudios se considera al suelo como un semiespacio elástico lineal, homogéneo e isótropo, por lo que las soluciones obtenidas están limitadas a solicitaciones que produzcan deformaciones pequeñas y esfuerzos dentro de la parte lineal de la curva esfuerzo-deformación del suelo.

La acción de sismos o viento produce un fenómeno interesante de interacción entre la losa de apoyo de estructuras sobre el suelo y los estratos que forman el subsuelo cualquiera que este sea.

Se considera como aspecto fundamental en el problema de interacción el poder describir el movimiento, la rigidez y los esfuerzos de contacto, así como los aspectos más sobresalientes cuando ondas de diversos tipos actúan en la base de una estructura.

3.2.2 TEORIA GENERAL SOBRE MODELOS DE ANALISIS

Como en el caso de un diseño, un modelo es la esquematización de una realidad que puede existir físicamente o potencialmente. Esta puede hacerse mediante la representación simple de su imagen o aspecto figurativo o bien puede hacerse mediante la definición y asociación sintética de las propiedades o atributos, causales o casuales de la realidad representada.

A la representación pictórica o figurativa se le llama "objeto modelo" y a la representación que asocia las propiedades o atributos de esta realidad se le llama "modelo conceptual". Si se quiere que el "modelo conceptual" satisfaga una determinada teoría, se necesita que las propiedades, atributos o las características de la representación sean pertinentes a dicha teoría. En este caso el modelo conceptual se transforma en un "modelo teórico". El modelo teórico permite que se le verifique empíricamente.

Toda realidad por representar consiste en algo cuya esencia se denomina entidad. La entidad es lo que constituye la esencia del ser. La representación de la realidad constituye a su vez una entidad. El modo de ser o existir en un momento dado de una entidad se llama "estado". El estado de una entidad depende de ciertas características o atributos pertenecientes a dicha entidad, los cuales se pueden clasificar en dos grupos:

- 1.- Los atributos intrínsecos o inherentes de la entidad.
- 2.- Los atributos extrínsecos o externos que sólo eventualmente pertenecen a la entidad y que actuando sobre los del primer grupo determinan el estado de la entidad.

El estado de la entidad se manifiesta por otro conjunto variable de atributos.

Así pues, podemos definir una entidad, en su forma más abstracta, como dos conjuntos de atributos no conexos cuyos elementos al ser relacionados por una función asociativa se transforman en otro conjunto de atributos que constituyen la imagen del estado de dicha entidad.



Figura 3.5 La relación de dos entidades a través de una función origina otra entidad.

Consideremos dos conjuntos y su función asociativa (AI, AE, Ø) y otros dos conjuntos con su función asociativa (AI', AE', Ø'). Si se puede establecer que entre estos dos conjuntos existe una relación biunívoca, de tal manera que haya una correspondencia uno a uno de los elementos de AI con los de AI' y de los elementos AE con los de AE', y si además las funciones Ø y Ø' son iguales, se dice que ambas parejas de conjuntos son isomórficas. Las funciones de conjuntos isomórficas son además reflexivas y transitivas, lo cual implica que una pareja de conjuntos (IE e IE') de los atributos de la imagen de estado de una pareja y de la otra están también en relación de uno a uno.

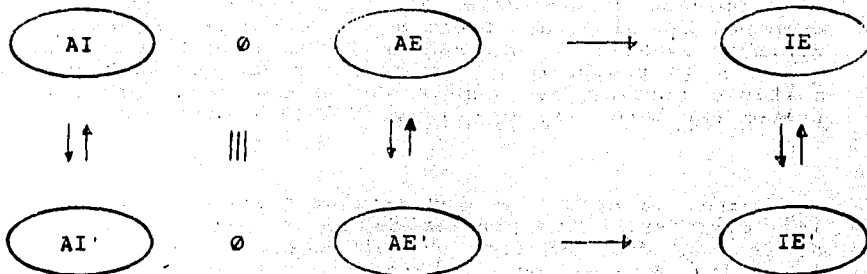


Figura 3.6 Relación entre entidades isomórficas.

Cuando dos parejas de conjuntos son isomórficas, se dice que uno es la realización del otro, es decir que es su modelo. De manera que para una misma entidad, es posible formular varios modelos a partir de parejas de conjuntos isomórficos distintos o lo que es lo mismo, se puede realizar el modelo de una entidad de diferentes modos, inclusive en sí misma, en cuyo caso a la entidad se le llama prototipo. Las formas de realización más comunes del modelo de una entidad son dos: matemáticamente y físico-geométricamente.

Al analizar las características de una entidad, se pueden apreciar dos casos de comportamiento:

- 1.- Cuando la acción de los atributos eventuales no modifica las características de los atributos intrínsecos, en este caso se dice que a la entidad le corresponde un modelo lineal, para el cual son válidos las propiedades de

aditividad y de homogeneidad (o sea la superposición y proporcionalidad de efectos). La propiedad de aditividad significa que si un atributo eventual X_1 produce un cambio de estado α_1 , cuando actúa solo y otro atributo eventual X_2 , produce un cambio de estado α_2 , cuando actúa solo; entonces cuando ambos atributos X_1 y X_2 actúan en conjunto producirán un cambio de estado igual a $\alpha_1 + \alpha_2$. La propiedad de homogeneidad implica que si un atributo eventual X_1 , al actuar produce un cambio de estado α_1 , un atributo eventual X_2 que sea múltiplo escalar del primero ($X_2 = \lambda X_1$) producirá un cambio de estado que también será múltiplo escalar del cambio de estado producido por el primer atributo, ($\alpha_2 = \lambda \alpha_1$) donde λ = número escalar.

- 2.- Cuando la acción de los atributos eventuales modifica las características previas de los atributos intrínsecos de la entidad, se dice que el modelo correspondiente a la entidad es no lineal. Para este tipo de modelo no son válidas las propiedades de aditividad y de homogeneidad. Siempre que sea posible, es preferible hacer hipótesis simplificadoras para reducir un modelo no lineal, pues tanto la realización física como la matemática y geométrica de estos últimos se simplifica notablemente.

Desde el punto de vista matemático, el análisis de sistemas no lineales presenta grandes dificultades que en muchos casos no pueden ser resueltos. Desde el punto de vista físico resulta difícil encontrar materiales cuyas propiedades correspondan homológamente a las características no lineales de los atributos de la entidad, desde el punto de vista geométrico la realización puede resultar tan compleja que prácticamente no permitirá la visualización objetiva del comportamiento.

Vamos a ver ahora como corresponden los conceptos expresados al caso de modelos para estudiar el comportamiento de estructuras mecánicas.

En este caso las entidades a las que pertenecen los atributos de los conjuntos son las estructuras mecánicas. Una

estructura mecánica, es el arreglo o disposición de los diversos elementos que forman un sistema mecánico. El sistema mecánico se define como todo aquello que está compuesto por materia. En forma abstracta, las partículas que forman un sistema mecánico se idealizan como puntos materiales. La posición simultánea de todos los puntos materiales de un sistema mecánico se denomina "la configuración del sistema". Como la configuración del sistema es la característica más tangible y objetiva de las estructuras mecánicas, se acostumbra tomar a ésta como el conjunto de atributos que representan el estado de la entidad. Cualquier cambio en la configuración o desplazamiento corresponde a un cambio del estado de la entidad.

A partir de los cambios de configuración se puede deducir cualquier otra característica de comportamiento, como por ejemplo, los elementos mecánicos que actúan en cualquier sección de la estructura.

La configuración del sistema mecánico es una consecuencia de los siguientes factores:

- a.- En primer lugar de las propiedades atómicas y del estado de agregación molecular de la materia, que depende de las fuerzas de enlace intermoleculares, compatibles con las mediciones ambientales con que se realiza físicamente el sistema. El estado de agregación molecular determina que la materia constituya un cuerpo sólido, líquido o gaseoso y restringe las posibilidades del cambio en la configuración del sistema. Por ejemplo: las restricciones de un cuerpo rígido exigen que la distancia entre dos partículas de cuerpo permanezca siempre constante. Las restricciones en un fluido incompresible imponen la condición de que el volumen de cualquier parte del fluido permanezca constante. Las restricciones en una viga en voladizo imponen la condición de que el vector desplazamiento se anule en el extremo empotrado. Este factor se caracteriza por la limitación en la independencia de los grados de libertad de los diversos puntos del sistema.

- b.- En todo medio continuo debe satisfacerse la tercera ley de Newton que expresa que a toda acción debe corresponder una reacción igual y de sentido opuesto.

En una estructura mecánica, a toda acción representada por las sollicitaciones externas, corresponderá una reacción representada por la resistencia de la estructura a cambiar su configuración. Esta resistencia se designa como la rigidez de la estructura y depende de las dimensiones geométricas de la misma, caracterizadas por su longitud, su área y sus momentos de inercia.

- c.- Al cambiar la configuración de un sistema mecánico por acción de las sollicitaciones externas, se verifican procesos de transformación en la energía potencial de las partículas que absorben el trabajo efectuado por las sollicitaciones, al desplazarse la estructura. Este cambio de energía se manifiesta internamente por la deformación y por el cambio de estado en los esfuerzos de las partículas.

Los procesos de transformación de la energía en las partículas se verifican de acuerdo con los dos principios fundamentales de la Termodinámica:

- a.- El principio de la conservación de la energía según el cual, el cambio de energía en el sistema por unidad de tiempo, equivale al trabajo proporcionado al sistema por las sollicitaciones exteriores, por unidad de tiempo.
- b.- El proceso de transformación de la energía mecánica en energía calorífica es irreversible.

De manera que en los procesos que estamos considerando, la energía que durante el proceso se disipa en forma de calor debido a la fricción entre las partículas del sistema, no será

recuperada y la estructura teóricamente nunca volverá a tomar su configuración previa al dejar de actuar las sollicitaciones exteriores.

El comportamiento de los materiales de las estructuras en los procesos de transformación de la energía se determinan experimentalmente, ensayando estructuras simples del material (probetas), con formas adecuadas para aplicarles sollicitaciones puras. En estas experiencias se ponen en juego propiedades características del material como las siguientes:

- a.- La elasticidad-plasticidad que se refiere a la transitoriedad o permanencia de la deformación. Las deformaciones plásticas se limitan a las que son permanentes pero sin producir la ruptura interna de la probeta.
- b.- La ductilidad-fragilidad que se refieren a la mayor o menor cantidad de energía almacenada en la deformación.

En los materiales dúctiles se emplea una gran cantidad de energía en deformación, mientras que los materiales frágiles llegan hasta la ruptura sin cambiar de forma apreciable en sus dimensiones. La resistencia a la deformación plástica de los materiales define las cualidades de dureza o suavidad de los mismos.

Los resultados obtenidos experimentalmente se dan valuando los límites de los rangos de comportamiento y expresando los valores de las relaciones esfuerzo-deformación, la relación de las deformaciones transversales a longitudinales, módulo de elasticidad al cortante etc.

Los factores hasta aquí mencionados: Restricciones en el cambio de configuración, las dimensiones geométricas, los

límites de comportamiento y módulos E, ν , y G integran el grupo de atributos intrínsecos o inertes de la estructura.

Pero estos factores no caracterizan de modo unívoco el comportamiento de la estructura, que depende también de los atributos eventuales los que, como ya se dijo, pueden inclusive alterar los factores anteriores cuando se tiene un comportamiento no lineal. Los atributos eventuales están constituidos por las solicitaciones, por la velocidad y por la forma (progresiva, permanente y oscilatoria) como actúan estas solicitaciones y además por las condiciones de humedad y de temperatura del medio ambiente en que se realiza la acción de estos elementos.

Clasificación de los modelos de acuerdo con el comportamiento mecánico que se pretende investigar:

- a) Modelos para investigar la configuración de equilibrio de los sistemas mecánicos, bajo la acción de diferentes tipos de solicitaciones prescritas, además de definir cuales de estas configuraciones son estables.
- b) Modelos para investigar condiciones de solicitaciones críticas compatibles con configuraciones estables. Los parámetros que describen estas condiciones críticas se designan como valores característicos. Ejemplos de este tipo de investigación es la determinación de las frecuencias naturales en los sistemas oscilatorios y determinación de cargas de pandeo en problemas de estabilidad elástica.
- c) Modelos para investigar problemas de propagación. Estos corresponden a los problemas de valores iniciales y consisten en la predicción del comportamiento subsecuente de la estructura a partir del conocimiento de su configuración inicial. Ejemplos de estas investigaciones son el de la propagación del calor o de esfuerzos y desplazamientos en las estructuras.

3.2.3 MODELOS FISICOS Y MATEMATICOS.

Para verificar las teorías existentes, se puede recurrir a modelos a escala, con la ventaja en muchos de los casos de su bajo costo, versatilidad y las posibilidades de eliminar efectos de variables distintas de las estudiadas, comparadas con las pruebas de campo. Para el caso particular de suelos, los modelos a escala presentan ciertos inconvenientes, ya que los suelos se ven afectados entre otros factores, por la amplia gama de variabilidad de sus características de elasticidad, densidad, plasticidad, viscosidad, etc., además se presentan frecuentemente fenómenos de anisotropía, falta de homogeneidad y estratificación. Esto obliga a que las pruebas en modelos se efectúen sobre el mismo suelo que servirá de base al prototipo, y en general los resultados no podrán ser extrapolados a otros tipos de suelos. No obstante, los modelos para comportamiento estático de cimentaciones se han usado con cierta frecuencia aplicando presiones de contacto iguales a las del prototipo y sobre suelos iguales. Se han obtenido resultados satisfactorios cuando el terreno no está estratificado.

Actualmente no se tienen problemas en la realización de modelos físicos para investigaciones estáticas dentro del rango elástico y bajo la acción de cargas de superficie, el número de materiales con que se cuenta para este fin es muy amplio: plásticos, metales, mezcla de yeso y diatomita, microconcretos, etc. En estos materiales, los desplazamientos y las deformaciones pueden medirse con la precisión adecuada, y las fuerzas se pueden reproducir satisfactoriamente, aunque a veces mediante montajes complicados.

La acción del peso propio, por el contrario, es difícil de reproducir en los modelos, especialmente cuando las estructuras son gruesas.

Recientemente se han desarrollado técnicas apropiadas para investigar experimentalmente la influencia de los cambios de temperatura en el comportamiento de las estructuras. En este campo los métodos matemáticos hasta la fecha han tropezado con grandes dificultades.

Los métodos experimentales dan resultados satisfactorios para la mayoría de los problemas de comportamiento estructural más allá del rango elástico y son por lo tanto de gran interés tanto desde el punto de vista económico como desde el punto de vista de avance en los conocimientos.

Los métodos físicos se clasifican en tres clases:

- a.- Semejantes.
- b.- Distorcionados.
- c.- Analógicos.

Los modelos semejantes son aquellos en los que se reproducen geoméricamente a escala el prototipo. Estos modelos se subdividen en dos grupos: modelos verdaderos en los que todas las características significativas del prototipo son completamente producidas a escala; y modelos adecuados en los que únicamente ciertas características significativas del prototipo se reproducen a escala y que por lo tanto solo pueden predecir parcialmente el comportamiento.

Los modelos distorsionados son aquellos en los que el prototipo se reproduce utilizando varias escalas, y por lo tanto en ellas, una o varias de las condiciones de diseño no son satisfechas. La distorsión puede ser de tres tipos: geométrica, de carga y material. La distorsión geométrica a su vez, puede ser de configuración o de dimensión (largo, ancho, espesor).

Los modelos analógicos no tienen parecido con el prototipo. Frecuentemente sucede que las características de dos o más fenómenos físicos aparentemente diferentes, pueden expresarse en una misma forma matemática, lo cual permite la realización de modelos físico-analógicos. Para pasar del estado de esfuerzo de un sólido elástico a la medición de una cantidad en un sistema análogo deben seguirse cinco pasos:

- a.- Conversión del sistema físico original a una expresión matemática.

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

- b.- Conversión del sistema físico analógico a una expresión matemática.
- c.- Identificación de las dos expresiones matemáticas.
- d.- Realización del sistema análogo.
- e.- Medición del sistema análogo.

La construcción de modelos físicos semejantes en el análisis experimental de estructuras dentro del rango elástico, requiere de materiales cuyas cualidades óptimas son las siguientes:

- a.- Ser homogéneos e isotrópicos.
- b.- Tener un comportamiento elástico linealmente uniforme (cumplir la ley de Hooke).
- c.- Tener un coeficiente de Poisson, aproximadamente igual al del prototipo.
- d.- Tener un módulo de elasticidad relativamente bajo para que las deformaciones que se produzcan en el modelo sean commensurables compatiblemente con los sistemas de instrumentación disponibles en el laboratorio.
- e.- No deben presentar fenómenos de fluencia bajo la acción de las cargas de ensaye.
- f.- Sus propiedades físicas y mecánicas deben ser constantes e independientes del tiempo.
- g.- Sus resistencias a la tensión y a la compresión deben ser suficientes para permitir al modelo soportar los esfuerzos a los que se someta.
- h.- No deben ser desmenuzables.
- i.- No deben ser frágiles.
- j.- Deben ser fáciles de trabajar.

k.- Deben ser baratos y fáciles de obtener.

l.- En los casos de modelos que se construyen para investigar los efectos del peso propio, deben tener un peso específico relativamente grande.

La investigación del comportamiento de estructuras mecánicas con modelos físicos, puede obedecer a las razones siguientes:

a.- Para encontrar nuevos métodos de análisis de estructuras.

b.- Para comprobar el análisis matemático de una cierta estructura.

c.- Para el proyecto de una estructura cuando no se dispone de teorías adecuadas para predecir su comportamiento.

d.- Con fines de enseñanza.

Para la investigación de nuevos métodos de análisis, puede decirse que los modelos físicos siempre serán irremplazables.

El uso de modelos como métodos independientes de diseño (o sea el método experimental de análisis) sólo ha sido posible lograrlo recientemente gracias al desarrollo de técnicas verdaderamente confiable y a la creación de laboratorios especializados. Estos métodos de diseño experimental se emplean comúnmente en la actualidad, para estudiar grandes estructuras principalmente presas de concreto.

Por lo que toca a los modelos matemáticos, las teorías de diseño generalmente se establecen para estructuras con formas muy simples, sujetas a ciertos tipos especiales de carga y apoyadas en formas idealizadas con objeto de facilitar el manejo de los cálculos, pero en la práctica los proyectistas

tienen que aplicar las teorías disponibles a estructuras con formas, cargas y condiciones muy diferentes a aquellas para las cuales fueron establecidas las teorías, y a veces inclusive es necesario considerar la estructura descompuesta en elementos cuya reacciones reciprocas no se conocen que se definen en una forma tosca, como cuando se supone que las piezas están articuladas entre sí, o que están empotradas. Se comprende por lo tanto que muy frecuentemente se recurre a modelos con objeto de confirmar los métodos de análisis matemático, sobre todo en el caso de estructuras importantes o cuando surgen problemas delicados de seguridad.

Por otra parte cuando las estructuras deben diseñarse en función de esfuerzos de trabajo permisibles, la aplicación de la ley de Hooke no da lugar a errores importantes de calculos, ya que la curvatura del diagrama esfuerzo deformación de los materiales de construcción usuales se conserva muy pequeña dentro del rango de estos esfuerzos permisibles de trabajo. Además dentro de este rango de esfuerzos, generalmente la fluencia de los materiales no llega a afectar apreciablemente su estado de esfuerzos aunque si lo haga por lo que toca a sus deformaciones y a sus desplazamientos.

Sin embargo la necesidad de tener soluciones más económicas y consecuentemente de aprovechar al máximo la resistencia de las estructuras, ha conducido a considerar el comportamiento de los materiales más allá del rango elástico principalmente en el rango en que alcanza su resistencia última. Obviamente el objetivo de los proyectistas es evitar la falla de la estructura para lo cual se ven en la necesidad de predecir en que condiciones puede ocurrir esta falla a fin de garantizar un margen razonable de seguridad en el proyecto.

Muchos de los métodos matemáticos de diseño, aún dentro del rango elástico, están todavía en una etapa muy primitiva de desarrollo, sobre todo en los casos de grandes deformaciones, son muy pocos los problemas que pueden resolverse. Los problemas resultan de las dificultades matemáticas que se representan al considerar relaciones esfuerzo-deformación no lineales y la situación se empeora si se toma en cuenta en el fenómeno la influencia el factor tiempo.

3.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD.

3.3.1 INTRODUCCION.

En el presente trabajo, el análisis de estabilidad de la cimentación del puente en estudio consistirá en determinar la posibilidad de que se presente una falla ante las sollicitaciones a las que será sometido el puente durante su vida útil. Dicho análisis se centrará principalmente en la pila 2 por considerar que es la parte más crítica por su tamaño, las cargas mayores que soporta y por su ubicación en el sitio del cruce. Para ello se utilizará un método tradicional de análisis con fundamentos en las leyes de la estática. En una primera parte se incluirán aspectos relacionados con los esfuerzos a nivel de desplante, el volteo y el deslizamiento referidos al mismo nivel. En la segunda parte se tratará el caso de las deformaciones y esfuerzos a diferente profundidad en el terreno de apoyo. En esta segunda etapa será utilizado el método numérico del elemento finito también con un análisis de tipo estático. No se realizará el análisis empleando una formulación dinámica porque ello requiere de una serie de estudios adicionales muy costosos y complejos, como por ejemplo, la determinación de propiedades dinámicas del suelo. Sin embargo debemos tener presente que este tipo de análisis será aplicado a la parte del puente desplantada en la margen izquierda, para el caso de la margen derecha que vendría siendo la última etapa de análisis se basará en criterios propios de la Mecánica de Rocas como se explicará en su momento.

3.3.2. ESTABILIDAD A NIVEL DE DESPLANTE: ESFUERZOS, VOLTEO Y DESPLAZAMIENTO EN LA PILA No.2, MARGEN IZQUIERDA.

3.3.2.1 DETERMINACION DE PROPIEDADES MECANICAS DEL MACIZO ROCOSO

Existen diferentes procedimientos para determinar las propiedades mecánicas del material existente en un determinado

3.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD.

3.3.1 INTRODUCCION.

En el presente trabajo, el análisis de estabilidad de la cimentación del puente en estudio consistirá en determinar la posibilidad de que se presente una falla ante las sollicitaciones a las que será sometido el puente durante su vida útil. Dicho análisis se centrará principalmente en la pila 2 por considerar que es la parte más crítica por su tamaño, las cargas mayores que soporta y por su ubicación en el sitio del cruce. Para ello se utilizará un método tradicional de análisis con fundamentos en las leyes de la estática. En una primera parte se incluirán aspectos relacionados con los esfuerzos a nivel de desplante, el volteo y el deslizamiento referidos al mismo nivel. En la segunda parte se tratará el caso de las deformaciones y esfuerzos a diferente profundidad en el terreno de apoyo. En esta segunda etapa será utilizado el método numérico del elemento finito también con un análisis de tipo estático. No se realizará el análisis empleando una formulación dinámica porque ello requiere de una serie de estudios adicionales muy costosos y complejos, como por ejemplo, la determinación de propiedades dinámicas del suelo. Sin embargo debemos tener presente que este tipo de análisis será aplicado a la parte del puente desplantada en la margen izquierda. para el caso de la margen derecha que vendría siendo la última etapa de análisis se basará en criterios propios de la Mecánica de Rocas como se explicará en su momento.

3.3.2. ESTABILIDAD A NIVEL DE DESPLANTE: ESFUERZOS, VOLTEO Y DESPLAZAMIENTO EN LA PILA No.2, MARGEN IZQUIERDA.

3.3.2.1 DETERMINACION DE PROPIEDADES MECANICAS DEL MACIZO ROCOSO

Existen diferentes procedimientos para determinar las propiedades mecánicas del material existente en un determinado

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION DEL
PUENTE ATIRANTADO BARRANCA "EL CAÑON" UBI-
CADO EN LA AUTOPISTA MEXICO ACAPULCO

ANALISIS DE TIPO ESTATICO

MARGEN IZQUIERDA

MARGEN DERECHA

A NIVEL DE DESPLANTE

- ESFUERZOS
- VOLTEO
- DESLIZAMIENTO

BAJO NIVEL DE DESP.

- ESFUERZOS
- DESPLAZAMIENTOS

- FALLA DE LOS TALUDES FORMADOS POR LAS EXCAVACIONES EN EL LUGAR DE DESPLANTE

FALLA DE ORIGEN

lugar. De ellas, ninguna es exacta porque entran en juego muchas variables que en determinado momento pueden afectar el resultado del método empleado. Por ejemplo, cuando se obtienen muestras del material, la forma como se extraen y se manipulan pueden modificar su estado; por otro lado, si se usan métodos indirectos, la forma como se opere el equipo y la capacidad de interpretar los resultados influye notablemente.

Al realizar el análisis de estabilidad, necesariamente requerimos conocer las propiedades mecánicas de la roca. Con base en los estudios geológicos realizados en el lugar y experiencias obtenidas en otros estudios realizados sobre macizos rocosos con características similares las propiedades de las rocas son las siguientes:

$$q_u = 4223 \text{ T/m}^2$$

$$E = 4248166.7 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma = 2.617 \text{ T/m}^3$$

$$V = 0.2493$$

$$G = \frac{E}{2 + 2V} = 1700218.8 \text{ T/m}^2$$

Los valores anteriores serán empleados en los cálculos a efectuar en páginas posteriores.

3.3.2.2 ACCIONES DIRECTAS SOBRE LA ESTRUCTURA Y ESTABILIDAD ANTE LAS MISMAS

Resulta conveniente aclarar que el análisis para todas las combinaciones de carga recomendables en los reglamentos de puentes no se realizó. En su lugar se consideró el que por las características geométricas y ubicación geográfica del puente resulta más desfavorable, siendo este el que incluye el

efecto sísmico. Los efectos térmicos que son importantes en este tipo de estructuras aunque no se recomienda usarlo en este grupo de cargas, se encuentran implícitos en el análisis por carga muerta. En esta primera parte del análisis se trata de determinar la estabilidad de la cimentación ante el peso propio de la estructura y el sismo actuando sobre el puente. Los elementos mecánicos necesarios se obtuvieron con las firmas de ingeniería que proyectaron el puente y estos se presentan resumidos en las siguientes páginas. Además se trabajará con la geometría real de la cimentación para tomar en cuenta el peso propio de la zapata de la pila 2, el cual no está incluido en los elementos mecánicos que se presentan para la misma. Esta situación no se presenta así para el estribo, ya que en este caso se trata de los elementos mecánicos definitivos.

PUENTE BARRANCA EL CAÑON

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO DE CIMENTACION DE PILA No. 2.

ELEMENTOS MECANICOS EN PILA No. 2

COND. DE CARGA	N	M _l	V _l	M _t	V _t	T
POSO + ENS	7000.8	---	---	700.7	78	
SISMO LONG.	±713.48	±793.48	±209.48	±1248.48	±68.70	±08.97
SISMO TRANS.	±1036.15	±460.15	±120.07	±491.70	±127.15	±26.81

NOTAS:

1.- La nomenclatura empleada es:

- N = Fuerza axial
- M_l = Momento longitudinal
- V_l = Cortante longitudinal

Mt = Momento transversal
 Vt = Cortante transversal
 T = Momento torsionante
 PoPo + CMS = Peso propio + Carga muerta de servicio

- 2.- Unidades en toneladas y metros.
- 3.- En la condición de carga de PoPo+CMS, no se considera el peso de la zapata del elemento.
- 4.- Los elementos mecánicos son en arranque de cada columna.

PUENTE BARRANCA EL CANON

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA EL ESTRIBO No.1.

COND. DE CARGA	N	Ml	Vl	Mt	Vt	T
PoPo + CMS	3607.90	----	- 0.02	-10450.54	----	----
SISMO LONG	±3160.90	----	±4.53	±2107.75	----	----
SISMO TRANS.	±566.44	±7050.19	±213.97	±4452.97	±311.53	±43950.17

1.- La nomenclatura empleada es:

N = Fuerza axial
 Ml = Momento longitudinal
 Vl = Cortante longitudinal
 Mt = Momento transversal
 Vt = Cortante transversal
 T = Momento torsionante
 P.P. + CMS = Peso propio + Carga muerta de servicio

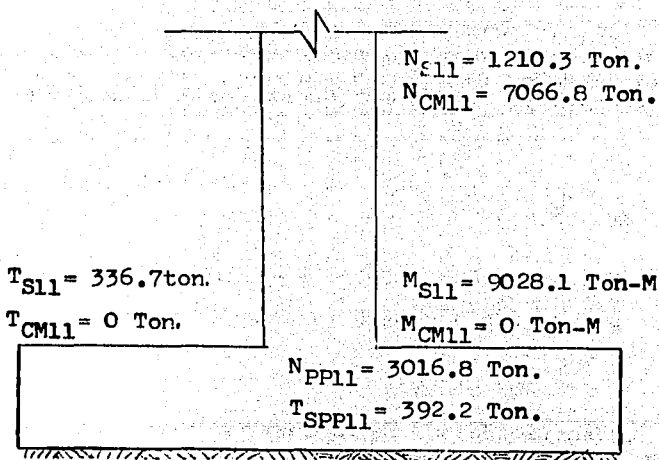
2.- Unidades en toneladas y metros.

3.- P.P. + CMS. incluye el peso propio de todo el estribo.

Pasando los elementos mecánicos a un croquis de la zapata que incluye las fuerzas por carga muerta, sismo en una dirección y el 30 por ciento del sismo de la otra dirección además del peso propio de la zapata, se tiene lo siguiente:

- Sentido longitudinal (y,y)

Incluye carga muerta + sismo longitudinal + 0.3 de sismo longitudinal por causas transversales.



donde:

N_{SLL} - Fuerza normal por sismo directo + 0.3 de sismo indirecto en sentido longitudinal.

- N_{CHLL} = Fuerza normal por carga muerta en el sentido longitudinal.
 M_{CHLL} = Momento por carga muerta en sentido longitudinal.
 M_{SLL} = Momento sísmico por acciones directas + 0.3 de acciones indirectas en sentido longitudinal.
 T_{SLL} = Fuerza cortante por sismo directo + 0.3 de sismo indirecto en sentido longitudinal.
 T_{CHLL} = Fuerza cortante por carga muerta en el sentido longitudinal.
 N_{DPLL} = Fuerza normal por peso propio de la zapata en el sentido longitudinal.
 T_{DPLL} = Fuerza cortante por sismo directo sobre la zapata + 0.3 de sismo indirecto en el sentido longitudinal sobre la misma.

NOTA : Todos incluyen el 30 por ciento del sismo transversal y la fuerza sísmica sobre la zapata está basada en el espectro de diseño que se presenta más adelante.

Para ejemplificar como se calcularon estos valores se calculan N_{SLL} y M_{SLL} .

$$N_{SLL} = 713.48 + 0.3 \times 1656.15 = 1210.33 \text{ T}$$

$$M_{SLL} = 7983.46 + 0.3 \times 3482.16 = 9028.12 \text{ TM}$$

Las excentricidades calculadas a partir de $M - p \cdot e$ referidas al nivel de desplante y al eje de pila son los siguientes:

- Y_{SLL} = 7.46 m
- Z_{SLL} = 31.81 m
- Y_{DPLL} = 1.95 m; el centro de gravedad en z
- Y_{SPLL} = 0.95 m; de $e = 0.050 + 0.1 \cdot b$
- Z_{CHLL} = 0.00 m
- Y_{CHLL} = 0.00 m

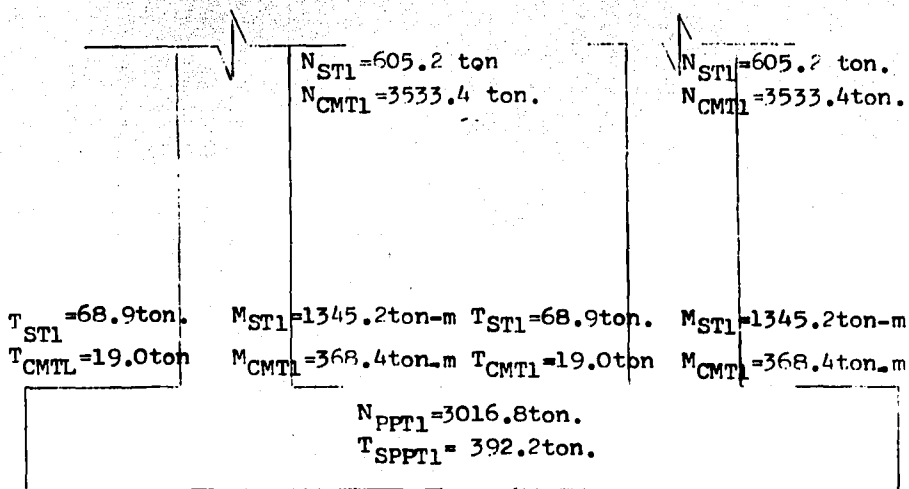
donde los subíndices:

y = excentricidad respecto al eje mayor.

z = excentricidad respecto al nivel de desplante.

- Sentido transversal (x,y)

Incluye sismo en dirección transversal por causas transversales + 0.3 de sismo transversal por causas longitudinales + carga muerta.



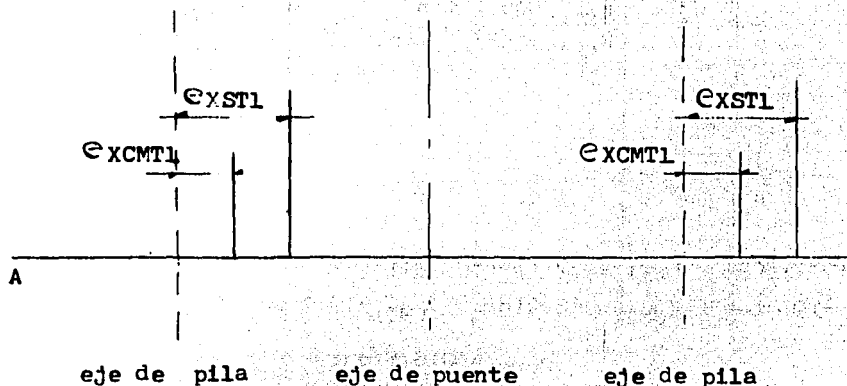
donde los subíndices TL están asociados al sentido transversal por efectos longitudinales.

Es necesario contar con un sistema resultante de fuerzas verticales que actúan en las columnas. Para ello se utilizarán

las siguientes excentricidades calculadas con el mismo principio usado en el sentido longitudinal.

- $e_{STL} = 2.223 \text{ m}$
- $e_{ZSTL} = 24.52 \text{ m}$
- $e_{APSTL} = 3.95 \text{ m}$
- $e_{TOSTL} = 1.95 \text{ m}$
- $e_{XCMTL} = 0.104 \text{ m}$
- $e_{ZCMTL} = 24.39 \text{ m}$

Entonces, la resultante la determinaremos del siguiente sistema de fuerzas.



Tomando como referencia el punto A las excentricidades son las siguientes:

- $e_{STL} = 21.723 \text{ m}$
- $e_{CMTL} = 19.604 \text{ m}$

Las excentricidades referidas al eje menor de la zapata son entonces.

$$\begin{aligned} \bullet \text{ASTL} &= 21.723 - 19.5 = 2.223 \text{ m} \\ \bullet \text{ACNTL} &= 19.605 - 19.5 = 0.104 \text{ m} \end{aligned}$$

Las cuales son iguales a las calculadas para cada columna porque estamos considerando que las acciones se reparten por igual en las columnas además de la simetría de la cimentación y las columnas.

Finalmente resumimos todo lo anterior en una tabla que nos facilitará en mucho los cálculos. Las unidades están en toneladas y metros.

- CARGAS VERTICALES -

CARGA	BRAZO RESPECTO A			MOMENTOS RESPECTO A		
	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO
1210.3	7.46	2.223	11.96	9029.06	2690.56	14475.55
7000.8	0.0	0.104	4.5	0.0	734.95	31800.00
3018.8	0.95	3.95	5.45	2865.96	11918.36	16111.56
11293.9	s u m a s			11895.02	15341.87	62717.71

- CARGAS HORIZONTALES LONGITUDINALES -

CARGA	BRAZO RESPECTO A			MOMENTOS RESPECTO A		
	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO
336.72	31.81	31.81	31.81	10711.06	10711.06	10711.06
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
392.2	1.95	1.95	1.95	764.79	764.79	764.79
728.92	s u m a s			11475.85	11475.85	11475.85

- CARGAS HORIZONTALES TRANSVERSALES -

	BRAZO RESPECTO A			MOMENTOS RESPECTO A		
	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO
137.85	24.52	24.52	24.52	3379.59c	3379.59	3379.59
38.90	24.39	24.52	24.39	926.70	926.70	926.70
372.20	1.95	1.95	1.95	764.79	764.79	764.79
566.03	sumas			5071.08	5071.08	5071.08

Con base en los resultados anteriores determinamos el coeficiente de volteamiento C.V., el coeficiente de deslizamiento C.D. y los esfuerzos a nivel de desplante:

$$C.V. = \frac{\sum M \text{ estabilizadores } \quad 62717.7}{\sum M \text{ volteantes } \quad 11475.9} = 5.5$$

$$C.D. = \frac{\sum F \text{ verticales}}{\sqrt{(\sum F \text{ longitudinales})^2 + (\sum F \text{ transversales})^2}}$$

$$C.D. = \frac{0.6 \times 11293.9}{\sqrt{(728.9)^2 + (568)^2}} = 7.3$$

esfuerzos:

$$f = \frac{\sum F_v}{\text{Area}} \pm \frac{\sum M_x x dx}{I_{xx}} \pm \frac{\sum M_y y dy}{I_{yy}}$$

donde I = momento de inercia de la zapata en el eje indicado.

$$f_{\max} = \frac{11293.93}{351} + \frac{11895.02 \times 4.5}{2369.25} + \frac{15341.87 \times 19.5}{44489.25}$$

$$f_{\max} = 61.49 \text{ T/m}^2 \text{ compresión}$$

$$f_{\max} = 2.86 \text{ T/m}^2 \text{ compresión}$$

- Giro sobre el eje z por causas de torsión incluyendo el peso de la zapata.

$$M_{\text{Tor}} = 168.07 + 0.3 \times 126.8 = \underline{+206.11 \text{ TM}}$$

Excentricidad por reglamento en la zapata:

$$e = 0.05 + 0.1 b = 3.95 \text{ m}$$

Momento torsionante por peso propio:

$$M_{\text{Torpp}} = 3.95 \times (0.1 \times 3016.8) = 1191.64 \text{ TM}$$

$$M_{\text{Tor total}} = 1191.64 + 206.11 = 1397.75 \text{ TM}$$

$$f = \pm \frac{M_{\text{Tor total}} Y}{I_{\text{torsión}}} + \frac{T_L}{A} = \pm \frac{1397.75 \times 19.5}{8099.5} + \frac{728.92}{351}$$

$$f_{\max} = 5.44 \text{ T/m}^2$$

$$f_{\max} = -1.3 \text{ T/m}^2$$

Como no conocemos la resistencia al esfuerzo cortante entre la roca y el concreto podemos hacer lo siguiente para una franja extrema de un metro de ancho.

$$F_h = f_{\max} \text{ Area} = 5.4 \times 9 = 53.1 \text{ T}$$

Tomando en cuenta unicamente el esfuerzo por cargas verticales

$$F_v = \frac{11293.9}{351} \times 9 = 289.6 \text{ T}$$

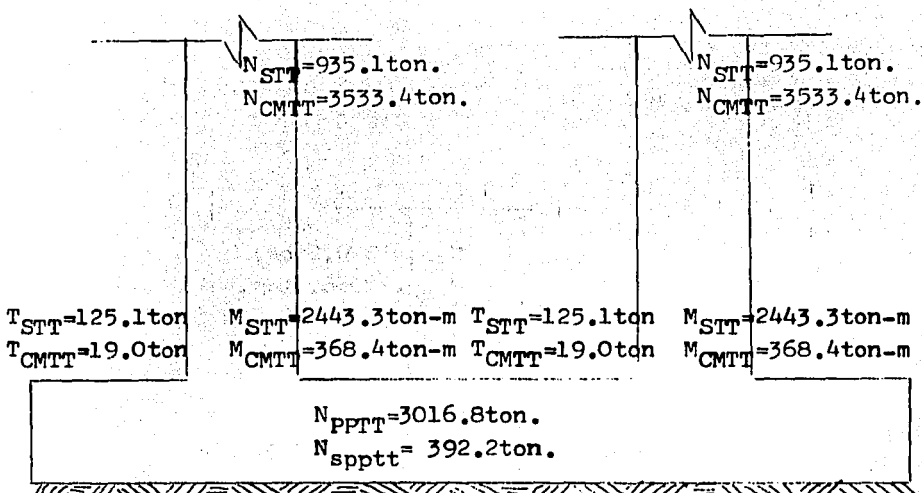
Coefficiente de falla = $C F_v / F_h$; si $c = 0.6$ = coeficiente de fricción entre roca y concreto se tiene:

$$\frac{0.6 \times 289.6}{53.1} = 3.3 \text{ aceptable}$$

Veamos que sucede al analizar el sentido transversal

- Sentido Transversal (xx)

Tal como se hizo en los casos anteriores tenemos el siguiente diagrama de fuerzas:



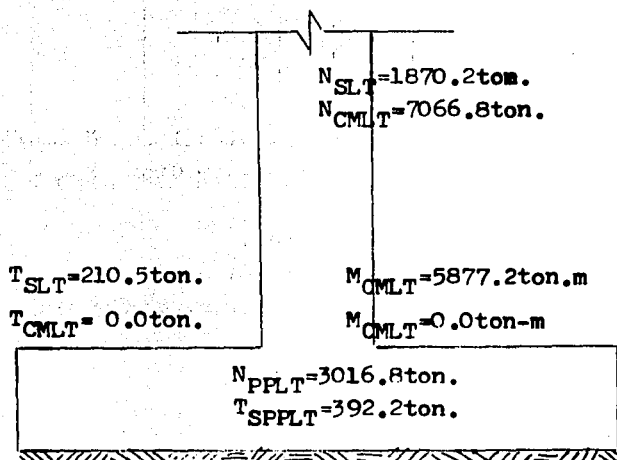
Donde los subindices STT indican sismo en sentido transversal por causas transversales. CMTT carga muerta en sentido transversal por causas transversales y así sucesivamente como se ha estado manejando. Todos incluyen el 30 por ciento del sismo en el sentido indicado por efectos de sismo longitudinal.

Las excentricidades finales calculadas como en el caso anterior son las siguientes:

- $x_{STT} = 2.61 \text{ m}$
- $x_{CMTT} = 0.104 \text{ m}$

$Z_{STT} = 24.53 \text{ m}$
 $Z_{CMT} = 24.39 \text{ m}$
 $X_{SpPTT} = 3.95 \text{ m}$
 $Z_{pPTT} = 1.95 \text{ m}$

- Sentido Longitudinal: (VXI)



Donde por ejemplo T_{SLT} indica fuerza cortante sísmica en el sentido longitudinal por acciones transversales e incluye también el 30 por ciento de la fuerza cortante sísmica en la dirección longitudinal por acciones en el mismo sentido. En forma similar pueden definirse las otras literales.

Los resultados anteriores se resumen en la siguiente tabla. Con unidades en toneladas y metros.

- CARGAS VERTICALES -

CARGA	BRAZO RESPECTO A			MOMENTOS RESPECTO A		
	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO
1870.2	3.14	2.61	22.11	5672.43	4681.22	41350.12
7066.6	0.0	0.104	19.60	0.0	734.75	126537.35
3016.6	0.95	3.95	23.45	2865.96	11916.36	70743.93
11293.5	s u m a s			8738.39	17532.33	250631.61

- CARGAS HORIZONTALES TRANSVERSALES -

CARGA	BRAZO RESPECTO A			MOMENTOS RESPECTO A		
	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO
250.24	24.53	24.53	24.53	6136.39	6136.39	6136.39
36.00	24.39	24.39	24.39	926.62	926.62	926.62
392.20	1.95	1.95	1.95	764.79	764.79	764.79
680.44	s u m a s			7830.00	7830.00	7830.00

- CARGAS HORIZONTALES LONGITUDINALES -

CARGAS	BRAZO RESPECTO A			MOMENTOS RESPECTO A		
	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO	EJE MAYOR	EJE MENOR	VOLTEO
210.52	32.92	32.92	32.92	6930.32	6930.32	6930.32
00.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
392.20	1.95	1.95	1.95	764.79	764.79	764.79
602.72	s u m a s			7695.11	7695.11	7695.11

Los valores para los coeficientes son los siguientes:

$$\text{Volteamiento C.V.} = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_V} = \frac{250631.63}{7630.00} = 32$$

$$\text{Deslizamiento C.D.} = \frac{C\Sigma F_V}{\sqrt{(\Sigma F_L)^2 + (\Sigma F_T)^2}} = \frac{0.6 \times 11293.9}{\sqrt{680.4^2 + 602.7^2}}$$

$$\text{C.D.} = 7.4$$

Esfuerzos a nivel de desplante:

$$f = \frac{\Sigma F_V}{\text{Area}} \pm \frac{\Sigma M_{xx}dx}{I_{xx}} \pm \frac{\Sigma M_{yy}dy}{I_{yy}}$$

$$f = \frac{11293.9}{351} \pm \frac{8738.4 \times 4.5}{2369.3} \pm \frac{17532.5 \times 19.5}{44489.25}$$

fmax = 56.5 T/m² compresión

fmin = 7.9 T/m² compresión

Esfuerzos tangenciales entre pila y terreno de apoyo por acciones transversales:

$$\text{Mtor} = 126.8 + 0.3 \times 168.07 = 177 \text{ tM}$$

excentricidad por reglamento

$$e = 0.05 + 0.1b = 0.95 \text{ m}$$

$$M_{\text{torpp}} = 0.95 \times (0.1 \times 30168) = 287 \text{ TM}$$

$$M_{\text{tortot}} = 464 \text{ TM} = 177 + 287 = 464 \text{ TM}$$

Esfuerzos:

$$f = \pm \frac{464 \times 19.5}{8099.5} + \frac{680.5}{351}$$

$f_{\text{max}} = 3.0 \text{ T/m}^2$; no hay problema

$f_{\text{min}} = 0.8 \text{ T/m}^2$

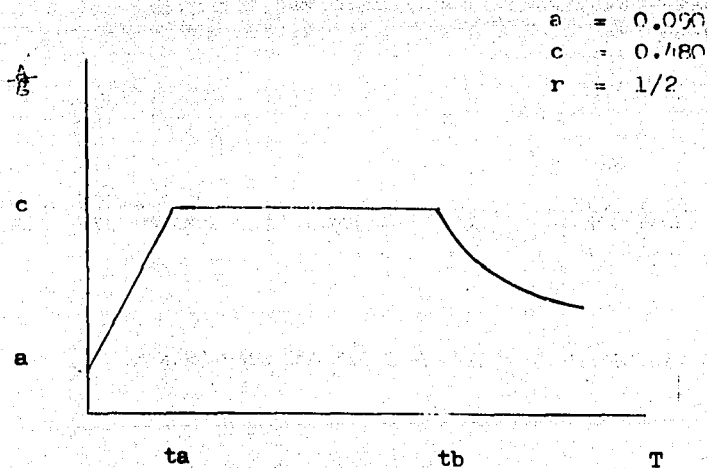
3.3.3. ESTABILIDAD ANTE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS A DIFERENTE PROFUNDIDAD DEL TERRENO DE APOYO EN LA MARGEN IZQUIERDA.

3.3.3.1 DETERMINACION DE UN ESPECTRO DE DISEÑO.

En páginas anteriores se comentó en forma general la manera como se procedería en este caso. La determinación del modelo se explica con detalle en páginas posteriores, lo que si determinaremos aquí es un espectro de diseño que nos servirá para calcular la magnitud de la fuerza que se aplicará al modelo por este concepto se hacen las siguientes consideraciones.

- Se trata de una estructura importante por la magnitud en tamaño de la obra, entonces se tomará un factor de importancia de 1.3.
- La ubicación de la estructura se encuentra dentro de la zona sísmica clasificada como D.
- El tipo de suelo es firme.
- Consideramos al elemento analizado como una estructura con poca capacidad para disipar energía. Entonces el factor de reducción por ductilidad (Q) podemos considerarlo igual a 2.

Nuestro espectro queda así:



Por factor de importancia:

$$0.090 \times 1.3 = 0.117$$

$$0.480 \times 1.3 = 0.624$$

Por ductilidad:

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.624}{2} = 0.312$$

Como no podemos introducir fuerzas puntuales en el modelo pues dista mucho de la realidad, lo que haremos será introducir un multiplicador de gravedad definido por $a_0 = 0.117$ directamente en el análisis por elementos finitos, el resultado se presenta en páginas posteriores.

3.3.3.2 FORMULACION DEL MODELO

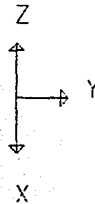
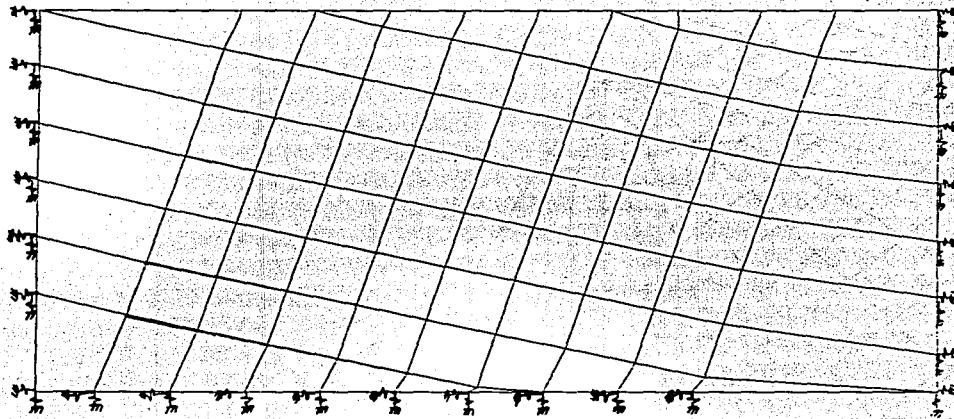
En este estudio se utilizará el método del elemento finito (MEF) para realizar una aplicación práctica y de tipo estática utilizando un programa comercial. El problema consiste en aplicar un criterio adecuado para formular un modelo que se ajuste más a las condiciones reales.

El problema se ataca utilizando muchas simplificaciones, como por ejemplo el planteamiento está formulado en el espacio bidimensional y no tridimensional como sería lo ideal, ya que el terreno no presenta una configuración regular en ningún eje. Para absorber esta deficiencia pueden analizarse dos estados planos, uno definido por el eje longitudinal del puente y el otro en el extremo de la cimentación aguas abajo. Sin embargo, se ha elegido la segunda opción porque resulta más desfavorable. Recordemos que el efecto sísmico causa las mayores presiones en los extremos de la cimentación, además, también porque la configuración topográfica del macizo rocoso es más desfavorable hacia aguas abajo de la barranca.

Otra razón de peso por la que se eligió analizar el extremo de la cimentación, es porque en ella se empleó material con otras características a las que posee la roca del lugar. Este material es un tipo de concreto ciclopeo en el cual están embebidas algunas barras de acero que funcionan como anclas para la cimentación, la forma como se ha considerado esta situación en el modelo se explica más adelante.

El problema de como definir las fronteras del modelo se solucionó tomando en cuenta la profundidad a la que pueden considerarse elevados los esfuerzos y desplazamientos provocados en el terreno por las descargas de la cimentación, así como también la existencia de puntos críticos en la configuración del perfil de suelos tales como el nivel mínimo del terreno, el cual corresponde a la elevación del fondo del cauce y cambios bruscos en el mismo perfil. Se considera que una falla en elevaciones menores a la del cauce es muy remota pues se opone a ella la margen opuesta de la barranca.

El problema de la falta de homogeneidad e isotropía en el suelo es una cuestión difícil de introducir en un modelo de elementos finitos de forma tal que nos ajustemos a la realidad, de hecho la mayoría de las teorías y aun las aplicadas en la actualidad consideraron al suelo como un material homogéneo, elástico lineal e isotrópico. El problema se dificulta cuando no existe una estratigrafía bien definida y aun más si las propiedades atribuidas al suelo provienen de fuentes poco confiables. El problema en el caso de suelos blandos o de consistencia media puede atacarse trabajando por estratos de suelo, cada uno con sus propiedades específicas. Lo mismo puede aplicarse a suelos compuestos por roca si está estratificada. En lo que se refiere al fracturamiento no es tan sencillo, porque este es muy variable en cuanto a la abertura de la junta y a la frecuencia de las mismas. Además muchas veces esas juntas se encuentran rellenas de material con propiedades distintas a las de roca. Con el objeto de no utilizar elementos finitos solamente por utilizarlos, pues de entrada sería un gran error, se propusieron realizar dos modelos de estudio. Un modelo llamado de experimentación y otro de aplicación. La diferencia entre ellos es además de la geométrica, el hecho de que los resultados obtenidos en el primero serán considerados en la aplicación del segundo. Estos modelos pueden verse en las *Figura 3.7 y 3.8*, respectivamente.



```

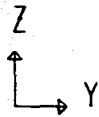
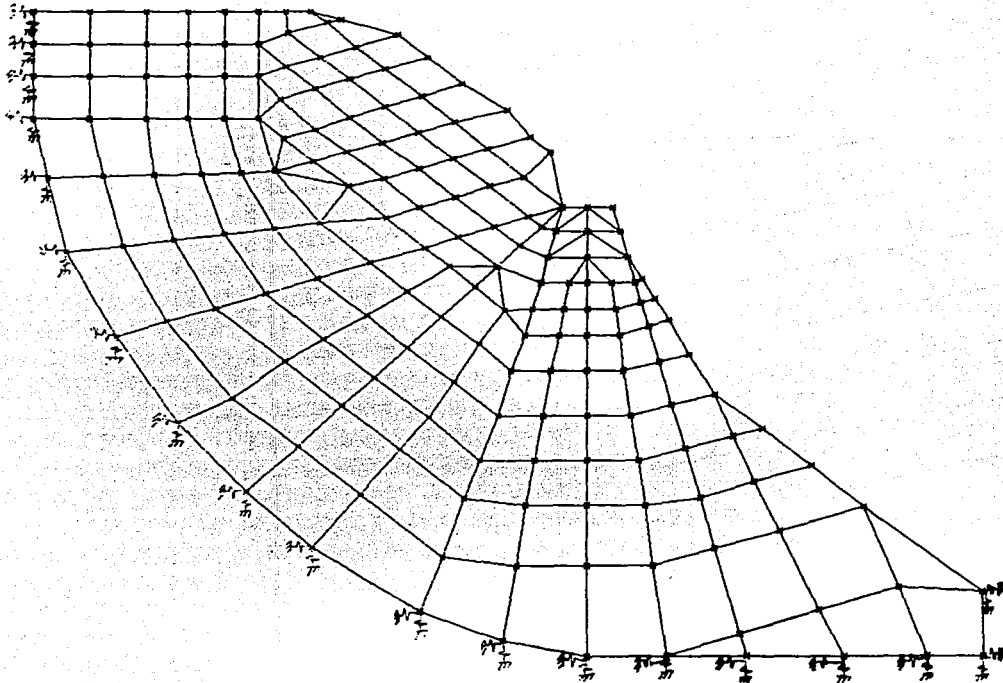
fractull
JOINT
LOADS
LOAD      1
  
```

```

MINIMA
M .0000E+00
MAXIMA
M .0000E+00
  
```

figure 3.7. Modelo experimental.

SAP90



SLIDE3
 UNDEFORMED
 SHAPE

OPTIONS
 ALL JOINTS
 WIRE FRAME

figure 3.8. Modelo de aplicación.

SAP90

Con la intención de no considerar empotradas las fronteras de los modelos se propuso apoyarlos sobre resortes. Como no se contó con estudios que definieran las constantes de los resortes, para asignar las constantes en forma práctica se procedió de la siguiente manera.

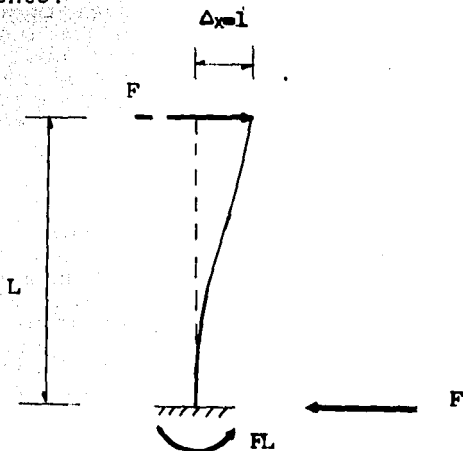
Tomando en cuenta que la rigidez esta definida como la fuerza necesaria para obtener un desplazamiento unitario en un cuerpo: podemos escribir:

$$\begin{aligned} & \text{de } F = K \\ & \text{entonces } K = F/\Delta \end{aligned}$$

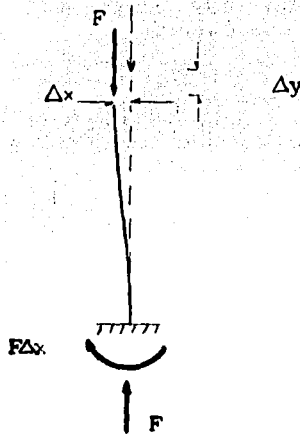
donde:

- F = Fuerza aplicada sobre el cuerpo en estudio.
- K = Rigidez, depende de las propiedades mecánicas y geométricas del material.
- Δ = Desplazamiento generado en el cuerpo al aplicar F.

Si el desplazamiento es unitario, $F = K$ podemos entonces observar lo siguiente:



donde la reacción F podría asumirse como la rigidez K que vendría representando la constante del resorte en el eje horizontal del plano utilizado. Aplicando el mismo principio para el eje vertical se tendría lo siguiente:



Donde F podría tomarse como la constante del resorte en el eje vertical.

La forma como se introducirán los conceptos anteriores a los modelos será considerando empotrados todos los nudos de la frontera con el resto del macizo rocoso e inducir en los nudos de la frontera natural, desplazamiento unitarios tanto en el eje horizontal como en el vertical con el requisito de que en cada eje todos los desplazamientos sean en la misma dirección. Las reacciones en los apoyos pueden considerarse como las constantes de resorte.

Una segunda alternativa para determinar las constantes de los resortes puede ser considerando constantes de resorte unitarias en los modelos e introducir desplazamientos unitarios en la superficie del modelo. En este caso los desplazamientos variarán en torno a la unidad, muy cercanos a ella y ello se deberá a la geometría del modelo. Entonces, como las propiedades geométricas permanecen constantes podemos determinar un factor de comportamiento a partir de $K = F/A$

Únicamente afectando por las propiedades mecánicas de la roca como el módulo de elasticidad E .

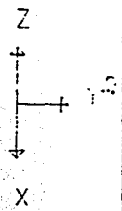
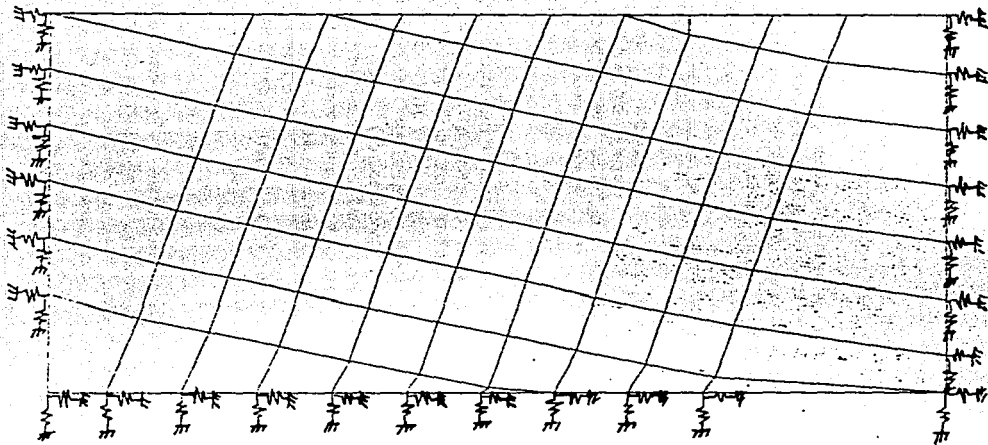
En este caso se aplicaron ambos procedimientos y como se presentaron diferencias considerables en los resultados se optó por utilizar el más conservador siendo este el primer procedimiento descrito.

Una vez definidas las constantes de los resortes se procedió a determinar el comportamiento del modelo ante cargas uniformes tomando en cuenta la fracturación del medio. El análisis se realizó teniendo como base experimentos realizados por varios investigadores quienes han trabajado con modelos físicos elaborados en materiales especiales que permiten identificar fácilmente las zonas con intensidades de esfuerzo similar.

En tales modelos físicos se han introducido discontinuidades que vienen representando a las familias de juntas con sus respectivos ángulos de echado.

Los resultados de tales experimentos permiten concluir que el comportamiento de un medio estratificado es muy diferente al de un medio continuo con propiedades de homogeneidad e isotropía como puede verse en la *Figura 3.9* donde se muestra la distribución de esfuerzos iguales para varios valores del ángulo de echado. Aprovechando los resultados de tales experimentos, nuestro análisis para este caso consistirá en utilizar elementos finitos primeramente en el modelo de experimentación en el cual se tratará de obtener un comportamiento similar a la solución presentada por experimentos físicos relativa a este problema.

Se estudiaron dos posibles alternativas. La primera de ellas consistió en inducir pequeñísimos desplazamientos en puntos nodales con una ubicación estratégica en el modelo experimental sometido a cargas de magnitud conocida. Podemos



fractul1
 JOINT
 LOADS
 LOAD 1

MINIMA
 M .0000E+00
 MAXIMA
 M .0000E+00

figura 3.10 Elementos finitos elegidos (en color gris) para cambiar su módulo de elasticidad en el modelo de experimentación

SAP90

decir que esta alternativa está basada en la ley de Hooke para un material elástico-lineal donde los esfuerzos, para propiedades mecánicas y geométricas constantes, son proporcionales a las deformaciones.

Tomando en cuenta que la geometría y las propiedades del material en el modelo experimental son constantes, los resultados obtenidos ante las cargas aplicadas que necesariamente debe ser similar a los resultados obtenidos experimentalmente en cuanto a la distribución de esfuerzos, pueden ser introducidos al modelo de aplicación mediante la inducción de los pequeñísimos desplazamientos.

Sin embargo, esta alternativa se desechó debido a que se comprobó que la magnitud de los esfuerzos sufría grandes variaciones cuando se hacía variar en pequeñísimas cantidades (del orden de centésimas de milímetros), los desplazamientos inducidos lo que puede ocasionar errores muy significativos en el momento de determinar los esfuerzos reales debidos únicamente a las sollicitaciones reales.

La segunda alternativa está también basada en la ley de Hooke en este caso lo que se hace variar son las propiedades del material, centrandó esta modificación en el módulo de elasticidad. Los elementos elegidos para modificar el módulo de elasticidad se muestran en la *Figura 3.10* (rayados). El problema era ahora elegir el módulo de elasticidad más adecuado. Como primera aproximación se asignó el correspondiente al de un concreto de buena calidad; como lo indica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal cuyos valor es $14000 \sqrt{f'c}$; donde $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ se compararon los bulbos de esfuerzos obtenidos así (*Figura 3.11*) con los producidos sin modificar las propiedades (*Figura 3.12*), ambos con la misma carga y los resultados de los experimentos físicos. De acuerdo con lo observado se propusieron varios valores del módulo de elasticidad (*Figura 3.15 a Figura 3.18*) hasta que se consideró que la distribución de esfuerzos era similar (*Figura 3.18*) a la obtenida experimentalmente. Podemos ver en las figuras ya citadas que la variación de los esfuerzos en magnitud no es mucha y si lo es su distribución, lo que finalmente estamos buscando.

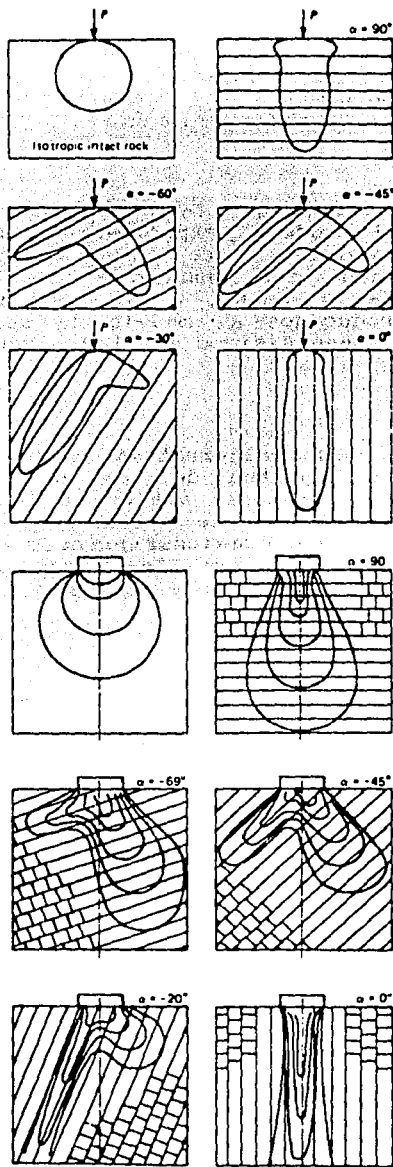


figura 1.9. Distribución de esfuerzos en medios estratificados para diferente ángulo de echado

FALLA DE ORIGEN

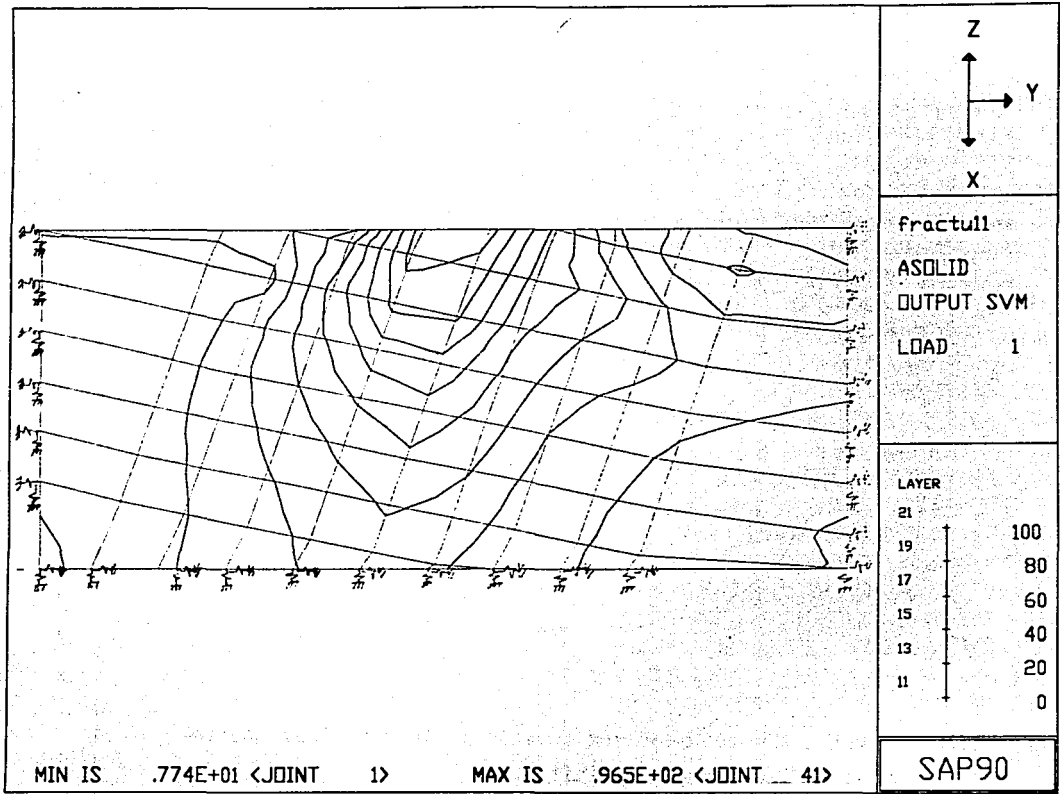
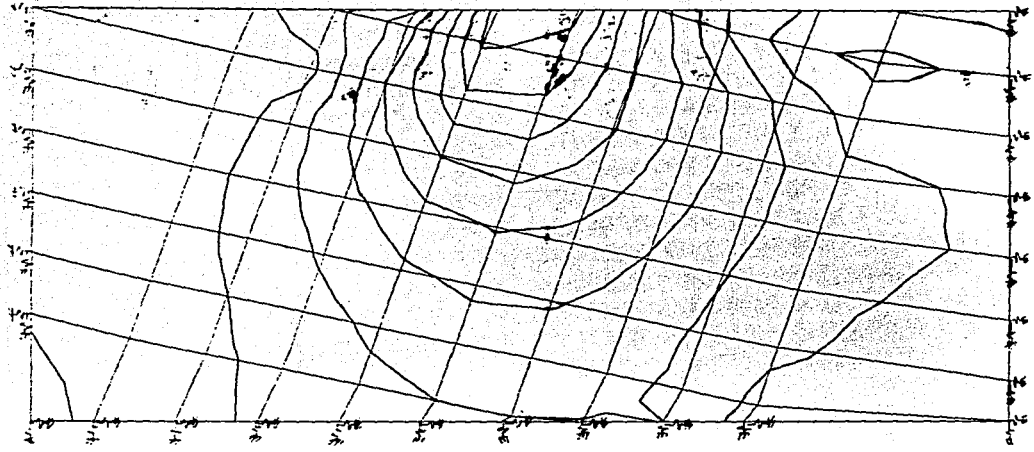
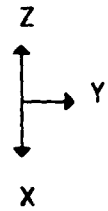


figura 3.11 Distribución de esfuerzos obtenidos utilizando en los elementos finitos elegidos un $E= 14000/f'c$; $f'c= 250 \text{ Kg/cm}^2$



FRACTU22
 ASOLID
 OUTPUT SVM
 LOAD 1

LAYER	
21	100
19	80
17	60
15	40
13	20
11	0

figura 3.12 Distribución de esfuerzos obtenidos sin modificar propiedades en los elementos finitos.

MIN IS .704E+01 <JOINT 79> MAX IS .947E+02 <JOINT 41>

SAP90

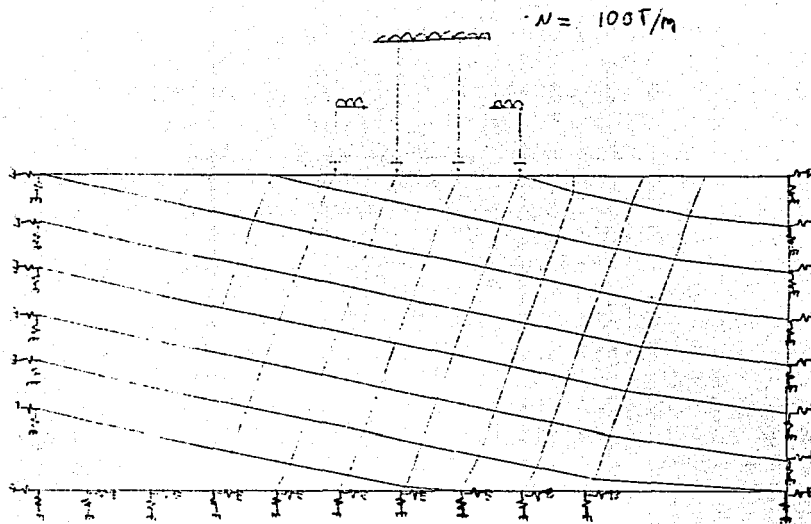
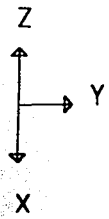


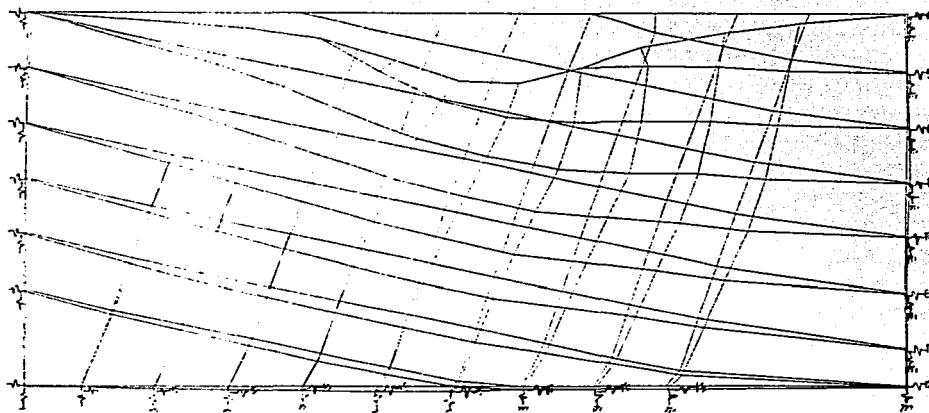
figura 3.13 Cargas aplicadas al modelo de experimentación.



fractul1
 JOINT
 LOADS
 LOAD 1

MINIMA
 P -5.180E+03
 MAXIMA
 P -2.590E+03

SAP90

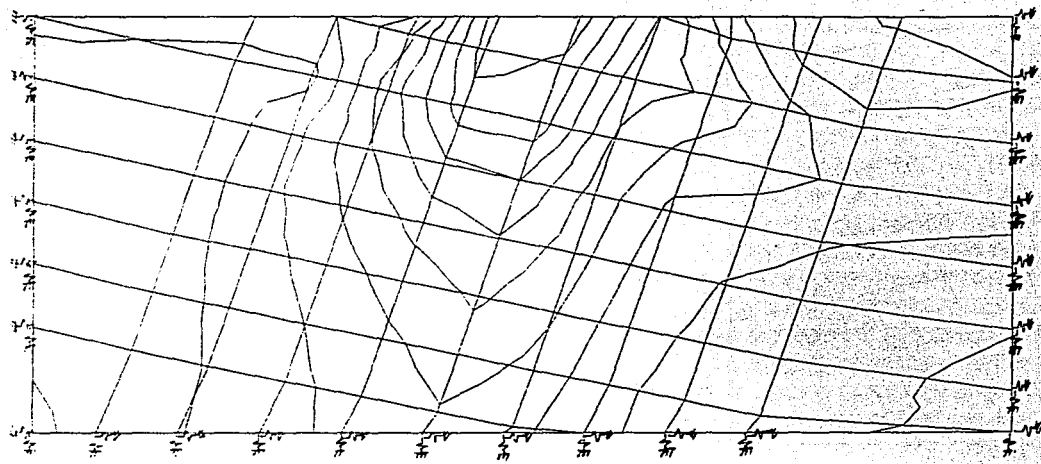
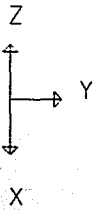


fractul1
 DEFORMED
 SHAPE
 LOAD 1

MINIMA
 X .0000E+00
 Y -.9202E-04
 Z -.5963E-03
 MAXIMA
 X .0000E+00
 Y .1393E-03
 Z -.1298E-05

figura 3.14 Desplazamientos típicos al cargar el modelo experimental

SAP90



FRACTU11
 ASOLID
 OUTPUT SVM
 LOAD 1

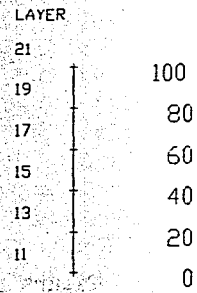
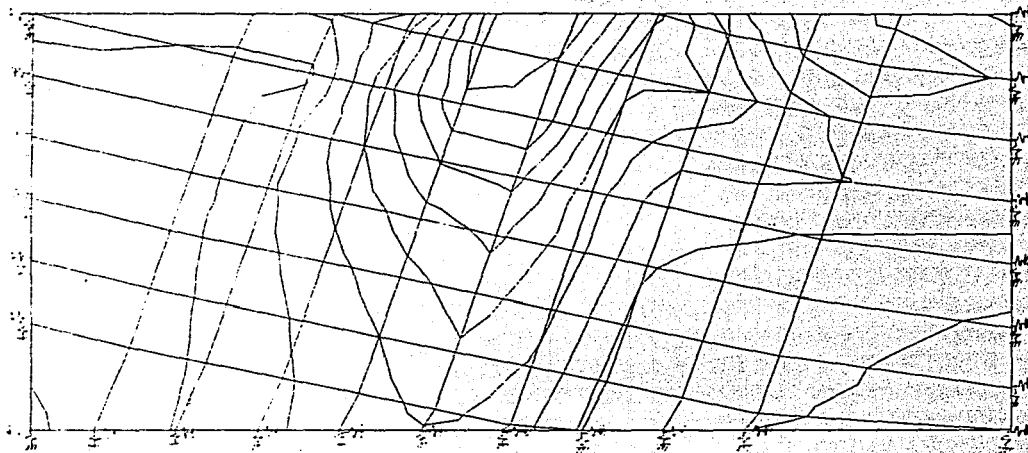
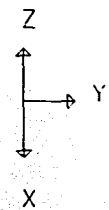


figura 3.15 Distribución de esfuerzos para un $E = 10000 \sqrt{250}$.

MIN IS .712E+01 <JOINT 88> MAX IS .975E+02 <JOINT 41>

SAP90



FRACTU11
 ASOLID
 OUTPUT SVM
 LOAD 1

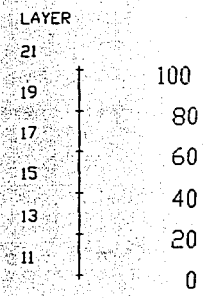


figura 3.16 Distribución de esfuerzos para un $\kappa = 8000 \sqrt{200}$

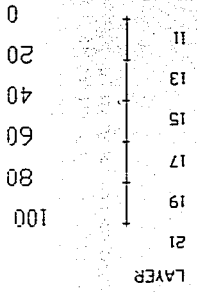
MIN IS .569E+01 <JOINT 88> MAX IS .983E+02 <JOINT 41>

SAP90

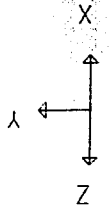
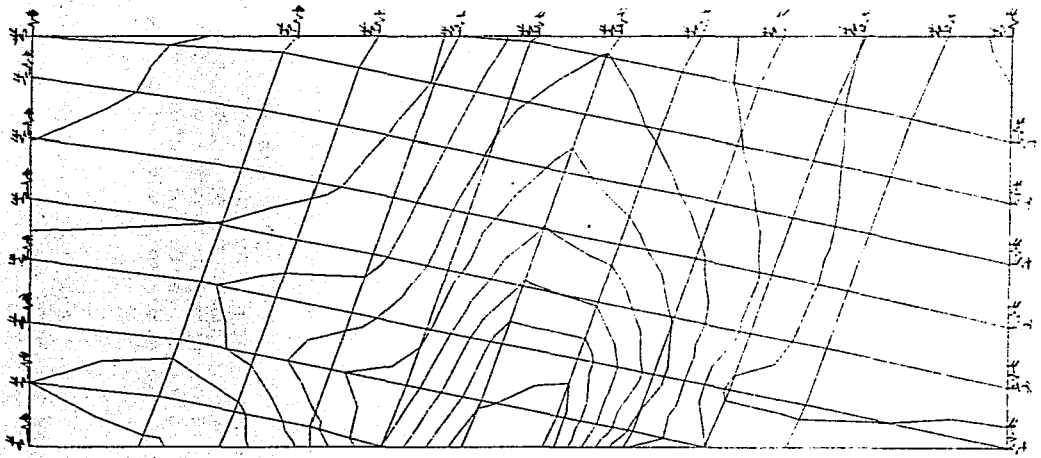
SAP90

MIN 10 .652E+01 < JOINT 88 > MAX 15 .978E+02 < JOINT 41 >

Figura 3.17. Distribución de esfuerzos para un $b = 10000$ [200].



Fractura II
ASOLID
OUTPUT SVM
LOAD 1



El módulo de elasticidad elegido será empleado en los elementos finitos elegidos del modelo de aplicación (Figura 3.19).

3.3.3.3 CONSIDERACIONES ADICIONALES SOBRE EL MODELO DE APLICACION Y SU PROCESAMIENTO.

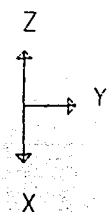
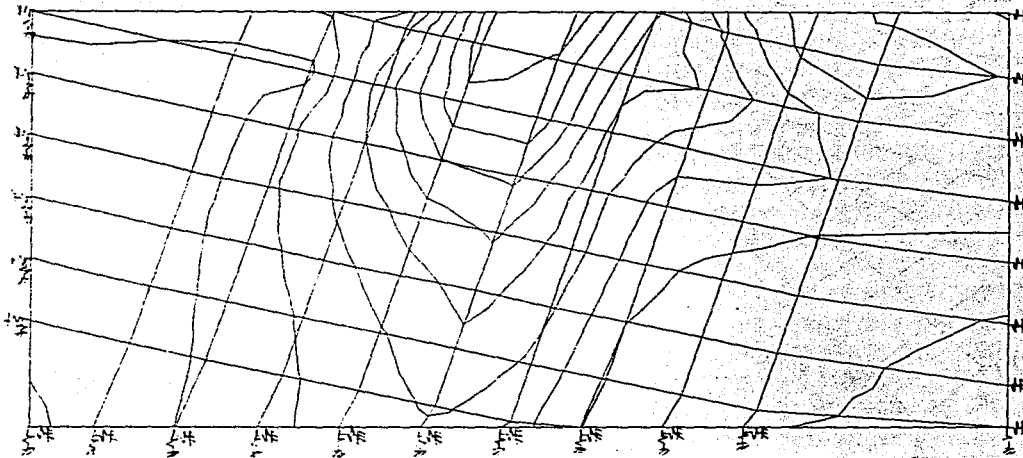
Recordemos que en la zapata de la pila 2 no se cumplía con el requisito de que entre el nivel superior y exterior del talud y la arista de la zapata, debería existir una distancia mínima de una vez el ancho de la zapata. Fue por ello que se utilizó concreto ciclópeo y anclas. Estas últimas distribuidas como se muestra en la Figura 3.20.

Para tomar en cuenta esta situación en el modelo de aplicación, se procedió a determinar un módulo de elasticidad equivalente de la roca incluyendo el número de anclas máximas que puedan alojarse en un metro de ancho de la zapata, las cuales son un máximo de tres anclas por la disposición que tienen (en tresbolillo). Lo mismo se hizo para los elementos finitos que incluyen roca y anclas. Estos elementos se eligieron directamente sobre la malla general del modelo de aplicación definidos por el nivel de desplante de la zapata, el ancho de la misma, la profundidad de las anclas y los niveles del concreto ciclópeo.

De esta manera tenemos dos secciones con propiedades diferentes, la primera formada por concreto ciclópeo y acero (elementos finitos 109, 110, 111, 112, 150, 151, 152 y 153), y la segunda de roca y acero (elementos finitos 113, 114, 129, 130, 131, 132, 148, y 149). Cada sección la dividiremos en dos partes una superior y otra inferior y los límites serán los de los propios elementos finitos como se muestra en la Figura 3.21 dentro del círculo punteado.

Trabajando nuevamente dentro del límite elástico lineal, despreciando las deformaciones transversales y conociendo las

FALLA DE ORIGEN



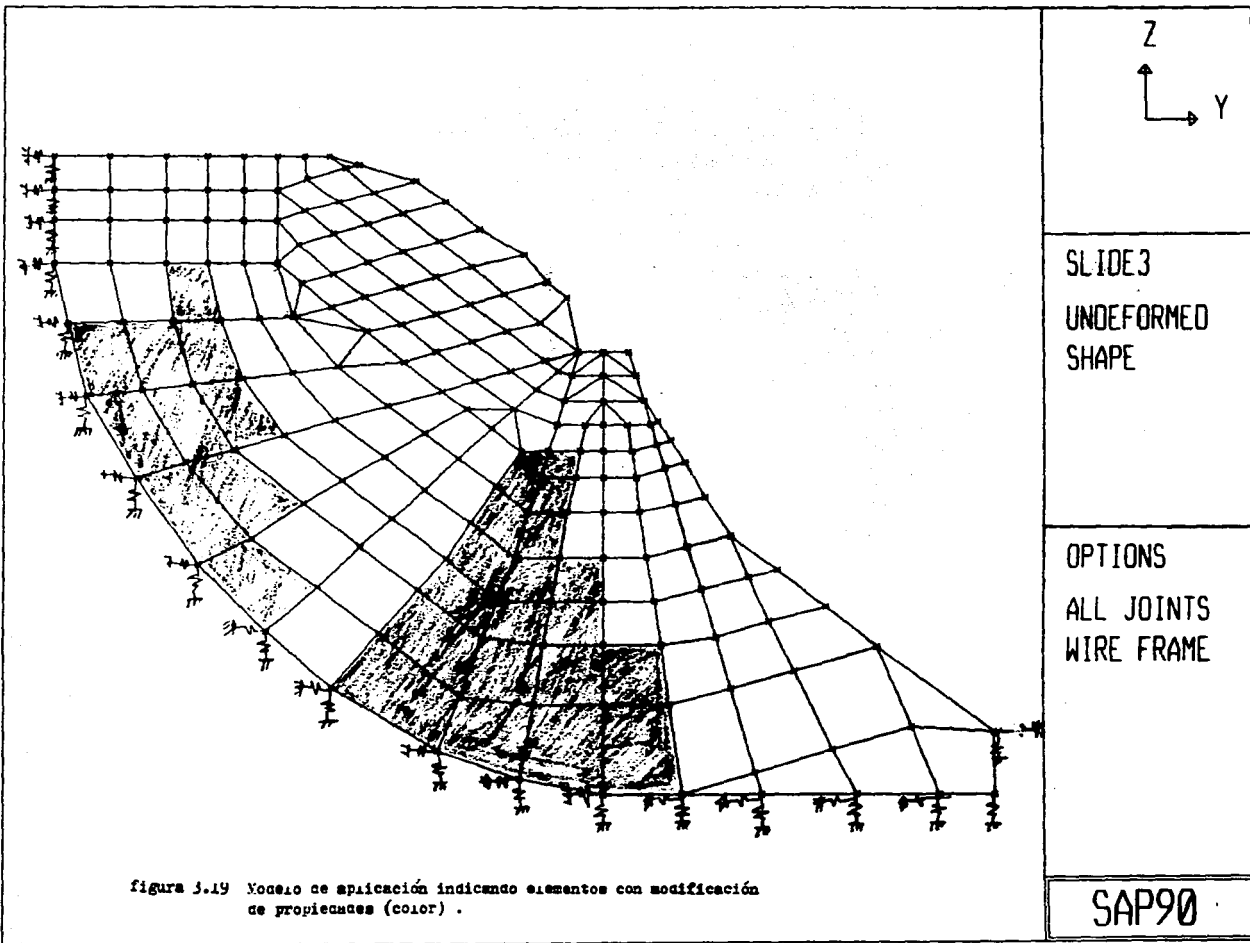
fractull
ASOLID
OUTPUT SVM
LOAD 1

LAYER	
21	100
19	80
17	60
15	40
13	20
11	0

figura 3.16 Distribución de esfuerzos para un $\kappa = 8000 \sqrt{250}$.

MIN IS .614E+01 <JOINT 88> MAX IS .981E+02 <JOINT 41>

SAP90



SLIDE3
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
ALL JOINTS
WIRE FRAME

SAP90

figura 3.19 Modelo de aplicación indicando elementos con modificación de propiedades (color) .

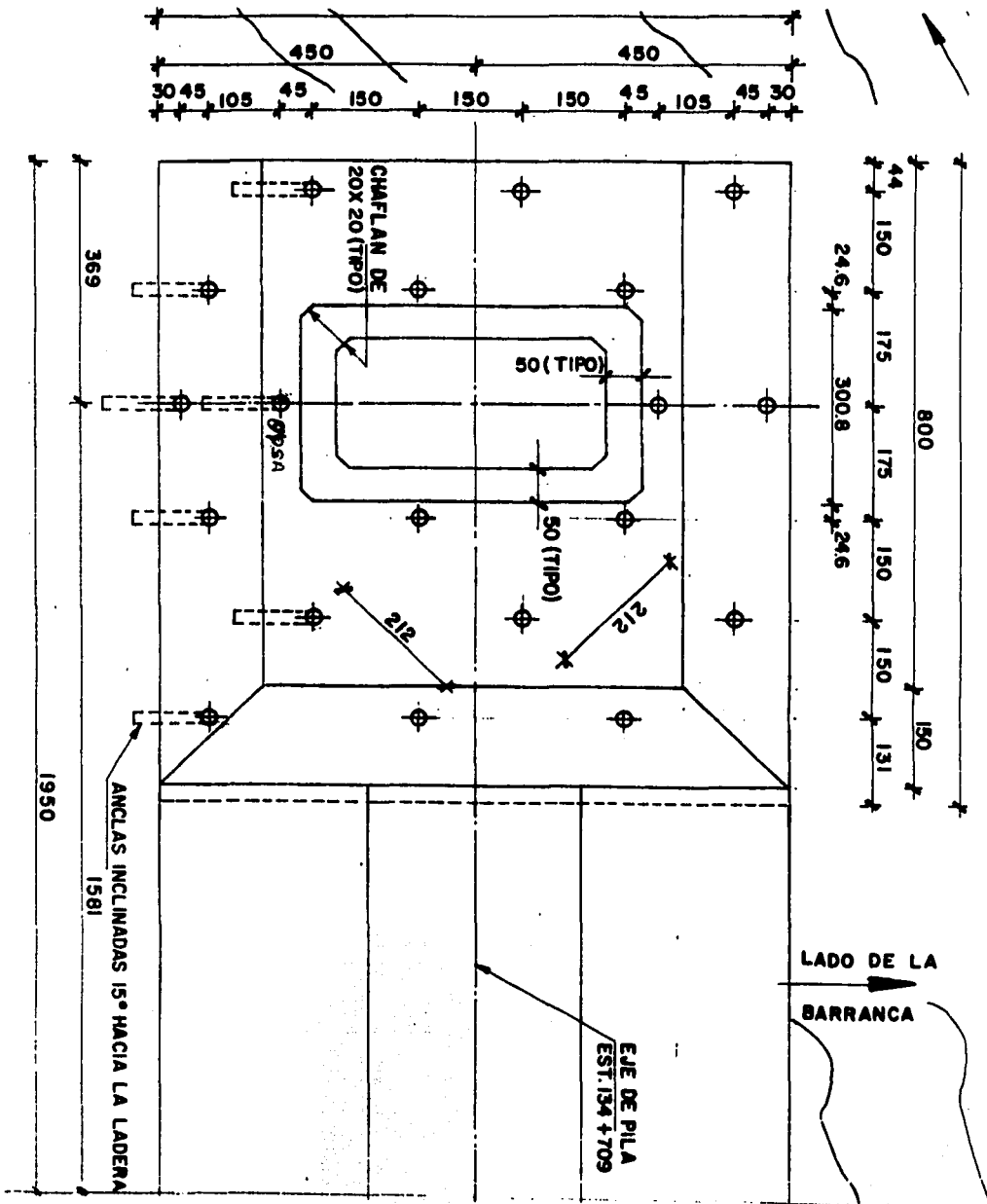


Figura 1.20. Localización de anclas para pila número 2

FALLA DE ORIGEN

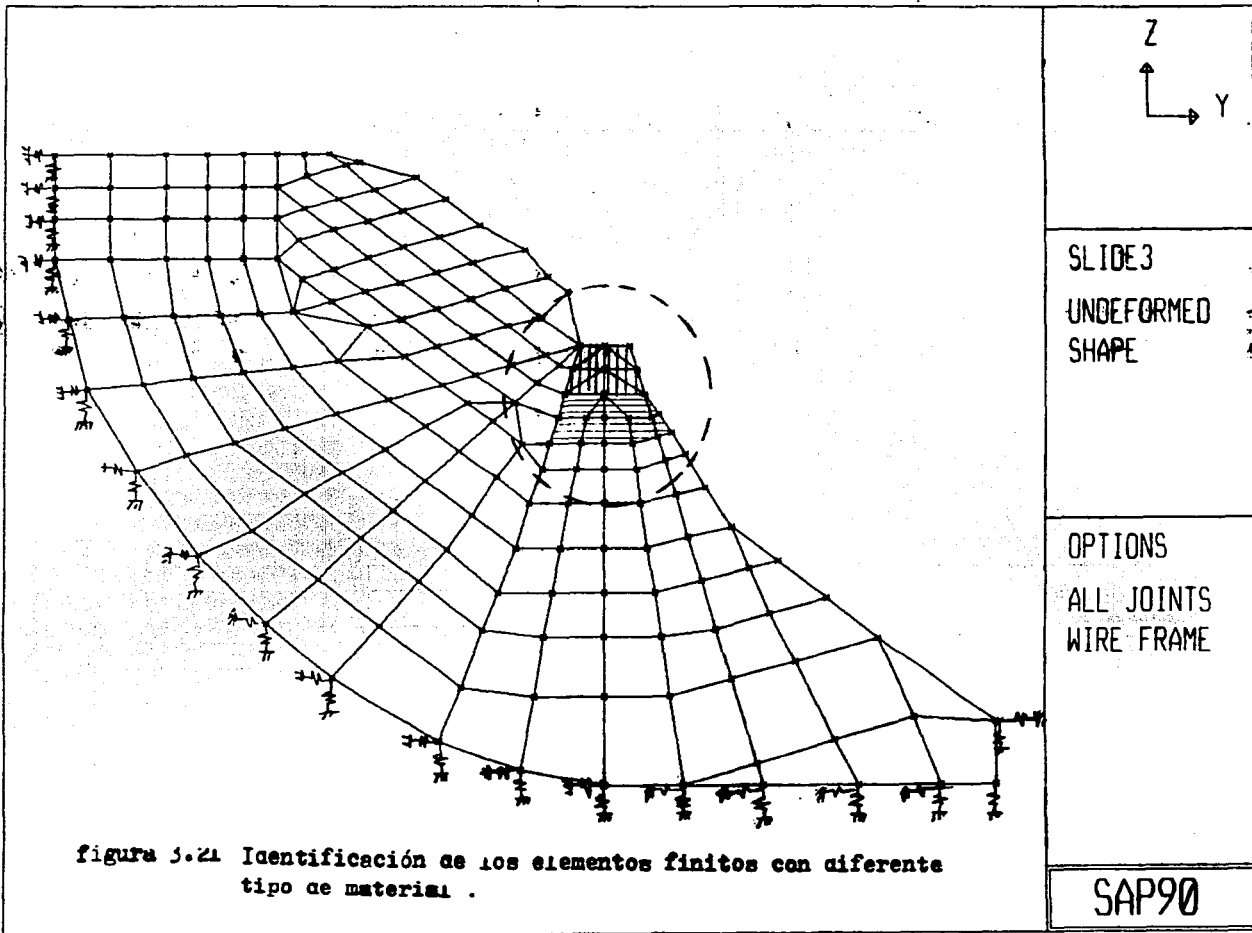


figura 3.21 Identificación de los elementos finitos con diferente tipo de material .

propiedades de cada material determinamos el módulo de elasticidad representativo.

Como se comentó en líneas anteriores, suponiendo un comportamiento elástico y las mismas deformaciones se tiene para cargas axiales:

$$\epsilon_R = \epsilon_A$$

ó

$$\frac{\sigma_R}{E_R} = \frac{\sigma_A}{E_A}$$

donde los subíndices R y A denotan roca y acero, respectivamente; ϵ deformaciones, σ esfuerzos y E el módulo de elasticidad.

$$\text{como } \sigma_R = \frac{P_R}{A_R} \quad \text{y} \quad \sigma_A = \frac{P_A}{A_A}$$

entonces:

$$\epsilon_R = \frac{P_R}{A_R E_R} = \frac{P_A}{A_A E_A} = \epsilon_A$$

donde P son fuerzas aplicadas y A es el área sobre la que se aplica P.

Aplicando las consideraciones anteriores tenemos lo siguiente:

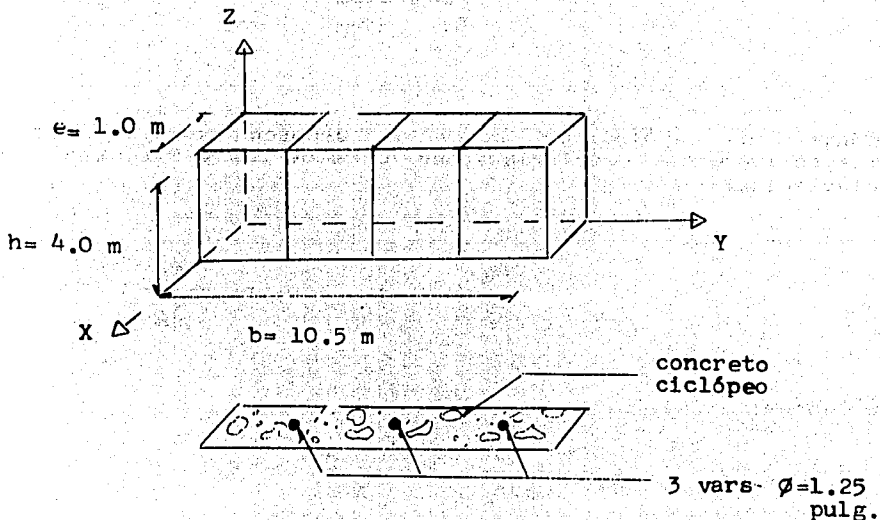
Propiedades de los materiales

E de concreto ciclópeo = $8000 \sqrt{50} = 565680 \text{ T/m}^2$

E de la roca = 4248166.7 T/m^2

E del acero = 21000000 T/m^2

Para la sección que incluye los elementos finitos 109, 110, 151 y 152 una vista en planta y elevación es la que se muestra a continuación.



Suponiendo una presión unitaria de 1 T/m^2 en la superficie la fuerza P aplicada será de 10.5 T .

Como las deformaciones son:

$$\epsilon = \frac{PL}{AE}$$

la relación de módulos es:

$$n = \frac{E_A}{E_c}$$

$$n = \frac{2.1 \times 10^6}{56568} = 37.12$$

Trabajando toda la sección como concreto nos queda:

$$A_s = 3 \text{ vars } 1\frac{1}{2}'' = 0.002376 \text{ m}^2$$

la deformación total es:

$$\epsilon = \frac{10.5 \times 4.5}{(10.5 + 37.12 \times 0.002376) \times 565680} = 0.000007012 \text{ m}$$

la deformación unitaria es:

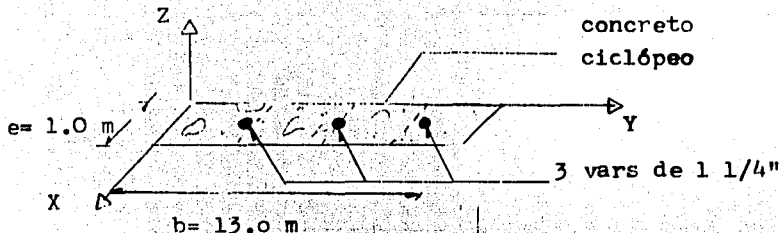
$$\epsilon = 0.000001753 \text{ m}$$

luego de $\sigma = E\epsilon$

$$E = \frac{1}{0.000001753} = 570432 \text{ T/m}^2$$

En la sección con los elementos finitos 111, 112, 150 y 153:

$$\begin{aligned} e &= 1.0 \text{ m} \\ h &= 4.5 \text{ m} \\ b &= 13.0 \text{ m} \\ &3 \text{ vars } 1\frac{1}{4}'' \end{aligned}$$



Los materiales que la conforman son de las mismas propiedades a las que la sección 1.

$$E \text{ unitaria} = \frac{13}{(13 + 37.12 \times 0.002376) \times 565680} = 0.000001755 \text{ m}$$

$$E = (E \text{ unitaria})^{-1} = 569523 \text{ T/m}^2$$

Para la sección con roca y acero y los elementos finitos 113, 130, 131 y 149.

$$\begin{aligned} n &= 4.9433 \\ e &= 1.0 \text{ m} \\ h &= 4.0 \text{ m} \\ b &= 15.0 \text{ m} \\ &3 \text{ vars } 1\frac{1}{4}'' \end{aligned}$$

$$\epsilon \text{ unitaria} = \frac{15}{(15 + 4.9433 \times 0.002376) \times 4248166.7} = 0.000000235 \text{ m}$$

$$E = (\epsilon \text{ unitaria})^{-1} = 4255319 \text{ T/m}^2$$

Y finalmente el módulo de elasticidad para los elementos 114, 129, 132 y 148 formados de roca y acero:

$$\begin{aligned} n &= 4.9433 \\ e &= 1.0 \text{ m} \\ h &= 4.5 \text{ m} \\ b &= 17.5 \text{ m} \\ &3 \text{ vars } 14'' \end{aligned}$$

$$\epsilon \text{ unitaria} = \frac{17.5}{(17.5 + 4.9433 \times 0.002376) \times 4248166.7} = 0.000000235 \text{ m}$$

$$E = (\epsilon \text{ unitaria})^{-1} = 4251018 \text{ T/m}^2$$

Para tener completas las acciones que actúan sobre el modelo de análisis se requieren las presiones que el estribo No.1 transmite al terreno al considerar que tales presiones pueden influir en el comportamiento del terreno bajo la cimentación de la pila No.2.

Las presiones las calcularemos rápidamente con la fórmula siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{xx} \alpha_x}{I_{xx}} \pm \frac{M_{yy} \alpha_y}{I_{yy}}$$

Comenzamos con el eje longitudinal más el 30 por ciento del eje transversal, utilizando los elementos mecánicos presentados anteriormente.

$$f = \frac{3608 + 3161 + 0.3 \times 586.5}{903.6} \pm \frac{(10490 + 8107.8 + 0.3 \times 4453) \times 18.83}{106739.4} \pm \frac{0.3 \times 7050.2}{433728}$$

$$f_{\max} = 11.7 \text{ T/m}^2$$

$$f_{\min} = 3.7 \text{ T/m}^2$$

Para el sentido transversal:

$$f = \frac{3608 + 586.5 + 0.3 \times 3161}{903.6} \pm \frac{7050.2 \times 12}{43372.8} \pm \frac{(10490 + 4453 + 0.3 \times 8107.8) \times 18.83}{106739.4}$$

$$f_{\max} = 10.7 \text{ T/m}^2$$

$$f_{\min} = 0.7 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzos tangenciales longitudinales.

$$f = \frac{T}{A} \pm \frac{M_T \cdot Y}{J}$$

$$f = \frac{4.33 - 0.02 + 0.3 \times 214}{903.6} \pm \frac{(0.5 \times 43950.2) \times 18.83}{104101.1}$$

$$f_{\max} = 2.5 \text{ T/m}^2$$

$$f_{\min} = -2.3 \text{ T/m}^2$$

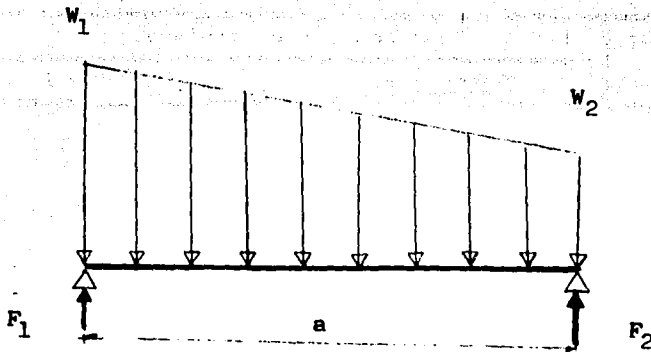
Y en el sentido transversal:

$$f = \frac{511.5}{903.6} \pm \frac{43950.2 \times 12}{104101.1}$$

$$f_{\max} = 5.6 \text{ T/m}^2$$

$$f_{\min} = -4.5 \text{ T/m}^2$$

Para cargar el modelo de aplicación requerimos fuerzas. Como estamos trabajando con una profundidad (espesor) equivalente a 1m. podemos considerar las presiones como cargas distribuidas con su respectiva variación sobre los elementos finitos e introducir sus reacciones sobre los nudos de los elementos como fuerzas. Para ello utilizaremos el siguiente criterio.



Según el diagrama:

$$F_2 = \frac{a}{6} (W_1 + 2W_2)$$

$$F_1 = \frac{a}{6} (2W_1 + W_2)$$

El modelo será cargado con el caso más desfavorable tomando en cuenta que analizamos la franja extrema aguas abajo. En el siguiente cuadro se resumen las fuerzas que se introducirán al modelo según lo expuesto anteriormente.

- Por acciones longitudinales sobre el puente

ESTRIBO No. 1		
Aplicadas en nudo	Fuerzas (en toneladas)	
	Sobre eje y	Sobre eje z
1	5.6	- 25.6
2	11.9	- 51.1
3	13.8	- 53.5
4	15.6	- 53.4
5	17.5	- 50.1
6	21.9	- 48.5
7	12.5	- 21.9

P I L A No.2		
Aplicadas en nudo	Fuerzas (en toneladas)	
	Sobre eje y	Sobre eje z
75	12.15	- 28.42
141	24.30	- 144.8
142	12.15	- 116.3

- Por acciones transversales sobre el puente

ESTRIBO No.1		
Aplicadas en nudo No.	Fuerzas (en toneladas)	
	Sobre eje y	Sobre eje z
1	12.6	- 24.1
2	26.6	- 50.8
3	30.8	- 58.9
4	35.0	- 66.9
5	92.2	- 74.9
6	49.0	- 93.6
7	28.0	- 53.5

P I L A No.2		
Aplicadas en nudo No.	Fuerzas (en toneladas)	
	Sobre eje y	Sobre eje z
75	6.75	- 127.5
141	13.50	- 254.1
142	6.75	- 127.5

Puede verse en el resumen de fuerzas anterior que las fuerzas de mayor magnitud aplicadas a la franja de terreno en estudio se presentan cuando las acciones sobre el puente son transversales. Por otra parte nuestro modelo de aplicación está formulado en el plano longitudinal del puente porque es en ese plano donde nos interesa conocer su comportamiento y como anteriormente se comentó que se incluiría el sismo sobre el terreno, tomaremos los resultados del análisis longitudinal en el puente, pues no podemos mezclar sismo sobre estructura en una dirección y sismo en el terreno en otra dirección.

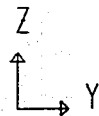
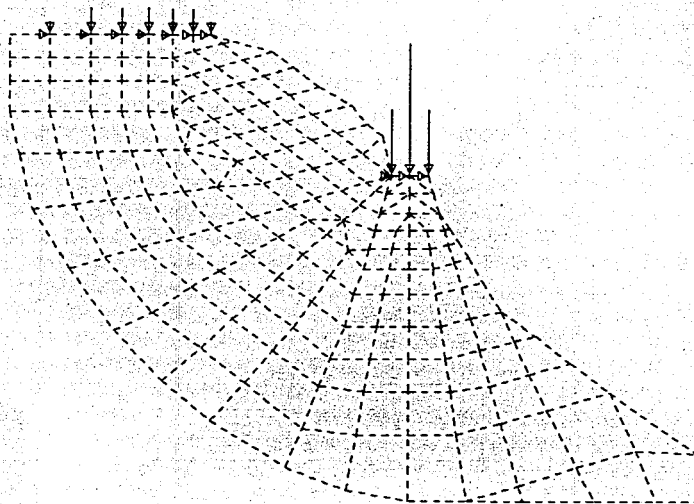
Los resultados en cuanto a esfuerzos y desplazamientos pueden verse gráficamente en las Figuras 3.22 - 3.26.

3.3.4 REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA MARGEN DERECHA.

Se dijo con anterioridad que la estabilidad de la margen derecha incluirá solamente la aplicación del método de equilibrio límite o deslizamiento de bloques sobre superficies planas. Consideramos que no tiene caso hacer la revisión para determinar una posible falla contra volteo, deslizamiento o exceso en la capacidad de carga en el terreno pues las condiciones para ello no son favorables tomando como referencia los resultados del análisis aplicado a la pila No. 2. Sin embargo, debido a que el ángulo de echado de las juntas es favorable a la pendiente de la barranca, se revisará si puede presentarse un deslizamiento a lo largo de dichas juntas y un plano con orientación paralela a la superficie del talud. Este tipo de análisis es diferente a uno basado en la estereografía donde se consideran planos definidos por fallas, fracturas, juntas, etc. y su respectivo rumbo y echado.

Para aplicar el método además de las consideraciones anteriores se hacen las siguientes:

- 1.- El cálculo es estático y se considera un plano de falla por tensión en la superficie del talud y otro plano

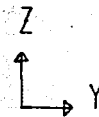
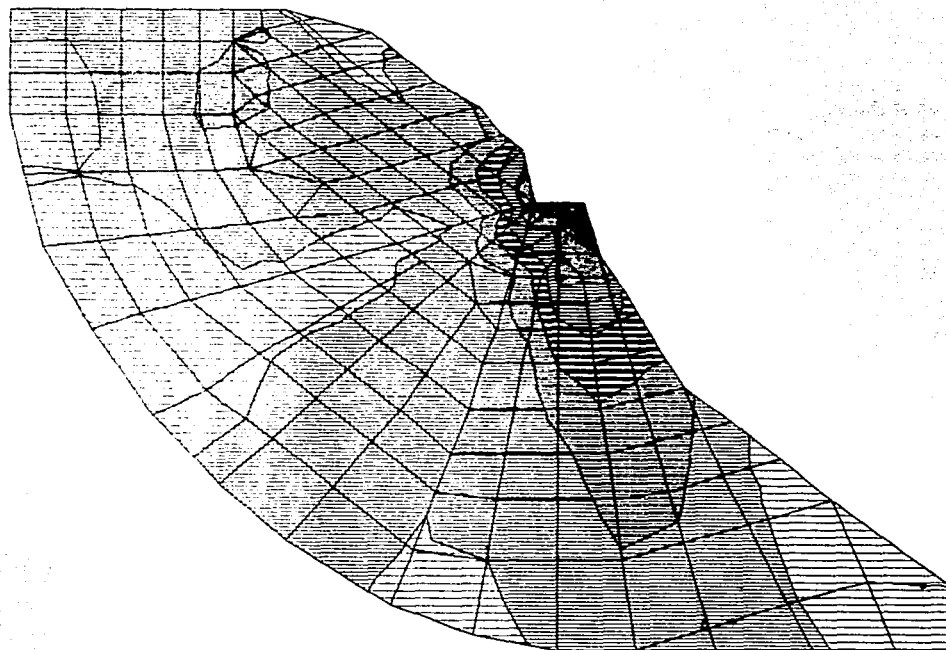


SLIDE3
 JOINT
 LOADS
 LOAD 1

MINIMA
 P-0.2541E+03
 MAXIMA
 P 0.2336E+02

figura 3.22 Ubicación de cargas en el modelo de aplicación

SAP90



slide3
 ASOLID
 OUTPUT SUM
 LOAD 1

$\times 10^{-1}$

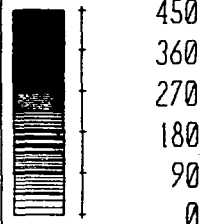
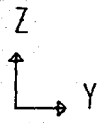
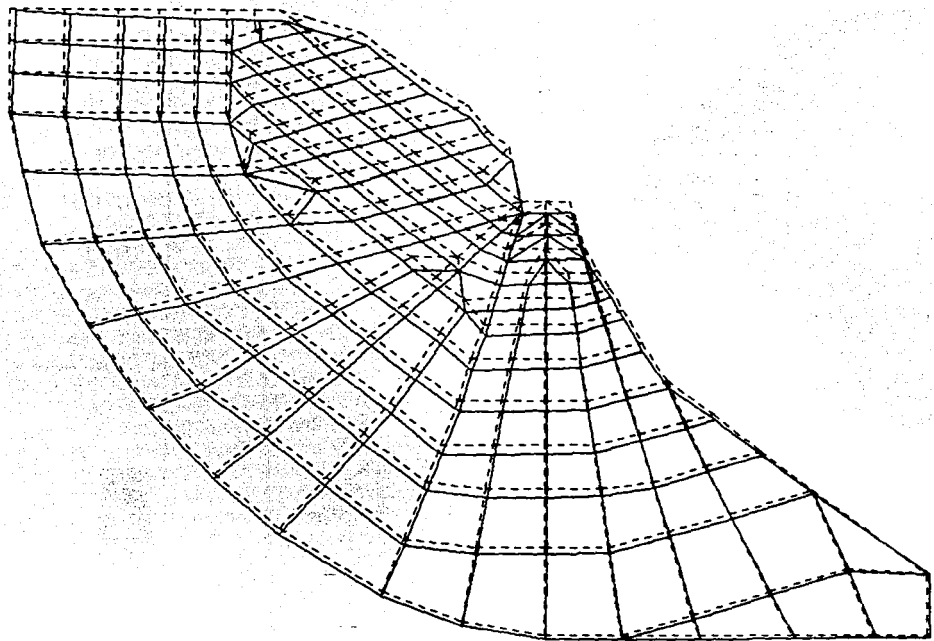


figura 3.23 Distribución de igual intensidad de esfuerzos ante carga uniforme solemnte.

MIN IS 0.111E+01 <JOINT 166> MAX IS 0.412E+02 <JOINT 142>

SAP90

FALLA DE ORIGEN

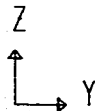
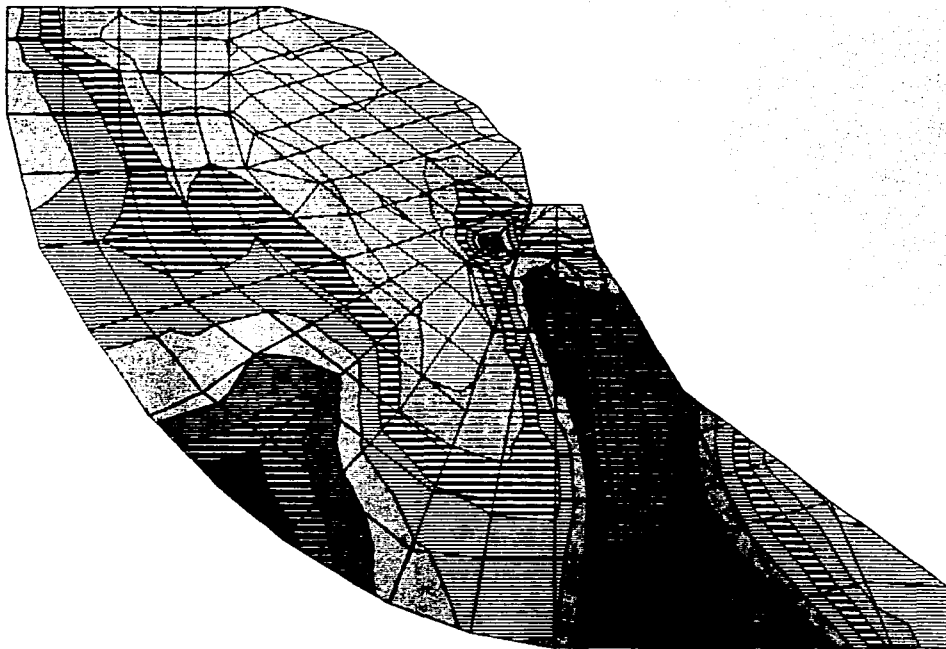


SLIDE4
DEFORMED
SHAPE
LOAD 1

MINIMA
X 0.0000E+00
Y -0.6119E-03
Z -0.5378E-02
MAXIMA
X 0.0000E+00
Y 0.2682E-02
Z -0.3867E-03

figura 3.24 Desplazamientos en los nudos del modelo ante carga sismica uniformemente distribuida y peso propio

SAP90



SLIDE 4
 ASOL ID
 OUTPUT SVM
 LOAD I

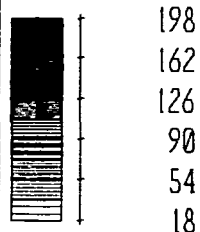


figura 3.25 Distribución de esfuerzos iguales ante cargas sísmicas, uniformemente distribuida y peso propio.

MIN IS 0.194E+02 <JOINT 23> MAX IS 0.197E+03 <JOINT 163>

SAP90

determinado por la superficie de deslizamiento (echado de las juntas).

- 2.- En este caso no se considera la existencia de un nivel freático (no existe).
- 3.- La aceleración sísmica es introducida haciendo un ángulo β con la horizontal.

El análisis se efectuará utilizando la siguiente operación:

$$F.S. = \frac{CA + [(W \cdot \cos\alpha) - U - (V \cdot \sin\alpha)] \operatorname{tang}\theta}{(W \cdot \sin\alpha) + (V \cdot \cos\alpha)}$$

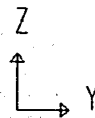
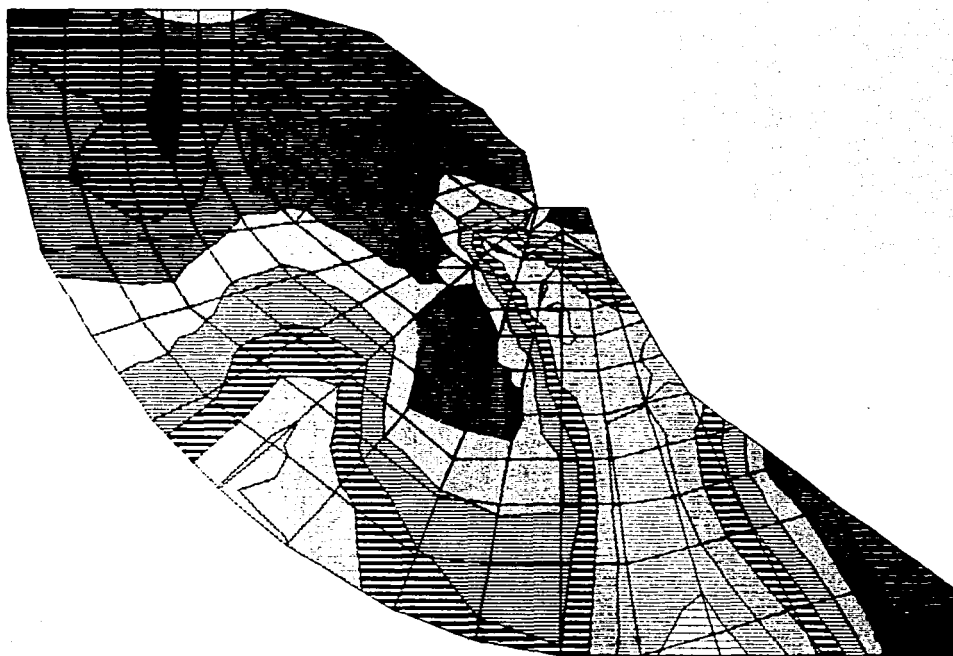
donde:

- F.S. = Factor de seguridad contra deslizamiento
- A = Area de la superficie de deslizamiento por unidad de ancho.
- W = Peso del bloque
- α = Echado de las juntas
- U = Presión de agua en la superficie de falla
- V = Presión de agua en la pared posterior del bloque
- θ = Ángulo de fricción entre juntas
- C = Cohesión entre las juntas

Para introducir la fuerza debida al movimiento del terreno en un sismo se consideró un ángulo β provocado por la componente horizontal del sismo queda entonces así:

$$F.S. = \frac{(C \cdot A) + [(W \cdot \cos(\alpha+\beta)) - U - (V \cdot \sin(\alpha+\beta))] \operatorname{tang}\theta}{(W \cdot \sin(\alpha+\beta)) + (V \cdot \cos(\alpha+\beta))}$$

FALLA DE ORIGEN



SLIDE4
 ASOLID
 OUTPUT S3
 LOAD 1

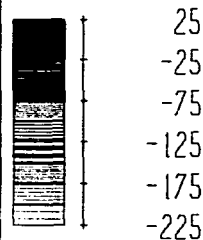


figura 3.26 Esfuerzos de tensión y compresión en el modelo de aplicación
 sometido a todas las cargas consideradas,

MIN IS -0.217E+03 <JOINT 163> MAX IS 0.670E+01 <JOINT 168>

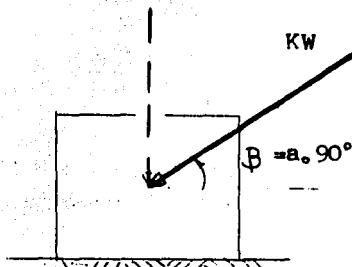
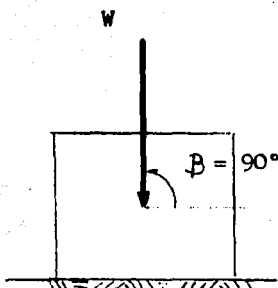
SAP90

Considerando que no tenemos nivel freático la ecuación se reduce a lo siguiente:

$$F.S. = \frac{(C + A) + [(W + \text{Cos}(\alpha + \beta)) \cdot \text{tang}\phi]}{(W + \text{Sen}(\alpha + \beta))}$$

Donde β es el ángulo provocado por la componente horizontal del sismo en función lineal de $a_0 \leq 1$

Si $a_0 = 1 = k \quad \longrightarrow \quad \beta = 90^\circ$



En nuestro caso:

$a_0 = 0.0117 \quad \longrightarrow \quad \beta = 10.53^\circ$

Con el objeto de observar el comportamiento del criterio anterior se evaluó dejando constantes las otras literales.

FALLA DE ORIGEN

El resultado es el siguiente:

Para: $W=10$; $C=2$; $A=1$; $e=0$ y $\beta=45$

angulo B (en grados)	F.S.
0	-----
5	13.7
10	6.8
20	3.3
25	2.6
35	1.4
45	1.3
55	0.9
65	0.7
75	0.5
85	0.3
90	0.2

Como puede verse cuando $B=90$ FS seria cero si no tuviera valor la cohesion.

Puede decirse que en estos momentos a tendria un valor equivalente a la gravedad g .

Aplicando los criterios mencionados anteriormente a la superficie de falla No.2 que involucra al bloque 2 como puede verse en la figura correspondiente obtenemos los siguientes valores requeridos en la fórmula.

$$\begin{aligned}
 W &= 89.9 \text{ T} \\
 A &= 17.4 \text{ m}^2 \\
 \alpha &= 15^\circ \\
 \beta &= 10.53^\circ
 \end{aligned}$$

los valores de C y θ los tomamos en forma conservadora de otros estudios similares y de aquellos valores recomendados por la literatura, para este caso:

$$\begin{aligned}
 C &= 2 \text{ T/m}^2 \\
 \theta &= 45^\circ
 \end{aligned}$$

Los valores de W y A se calcularon directamente sobre la figura por estar a escala y tener este primer análisis una geometría muy regular pero puede determinarse utilizando los siguientes criterios siempre y cuando la superficie del elemento estudiado sea horizontal.

- a) Si la falla de tensión intercepta la superficie horizontal del talud (Figura 3.27a).

$$W = \frac{1}{2} \tau H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{2}{H} \right)^2 \right) \cot \alpha - \cot \theta \right]$$

$$A = \frac{H - Z}{\text{Sen } \alpha}$$

- b) Si la superficie de la falla intercepta la cara del talud (Figura 3.27b).

$$W = \frac{1}{2} \tau H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{2}{H} \right)^2 \right) \cot \alpha \tan \theta - 1 \right]$$

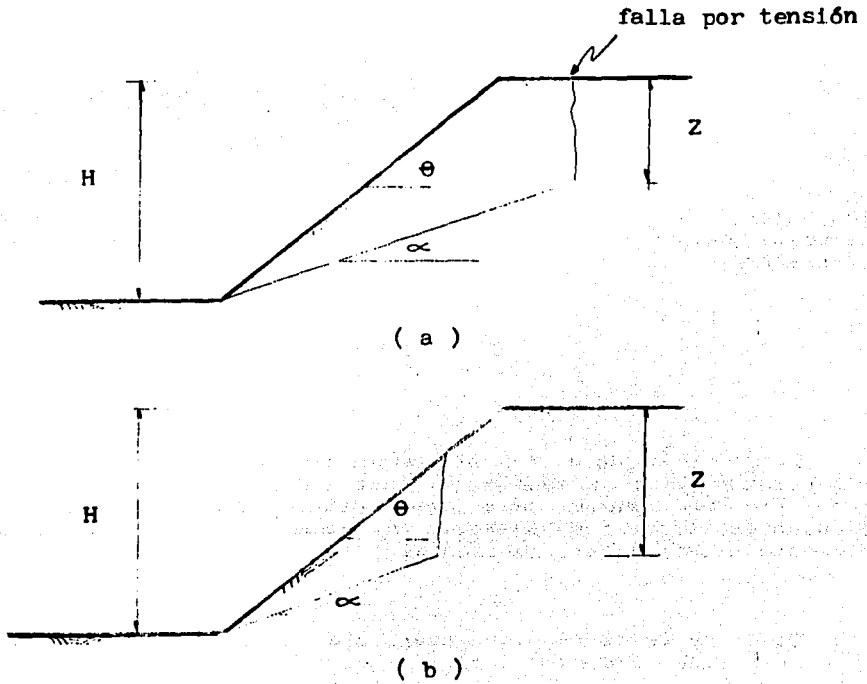


Figura 3.27. Formas de falla para un talud rocoso según la teoría de deslizamiento en superficie plana; a) cuando la falla por tensión intercepta la superficie del terraplén, b) cuando la falla por tensión intercepta la superficie de talud.

Aplicando la fórmula tenemos el siguiente resultado:

$$F.S. = \frac{(2 \times 17.4) + (89.9 \times \cos(15^\circ + 10.5^\circ)) \tan 45^\circ}{89.9 \times \sin(15^\circ + 10.5^\circ)} = \frac{115.9}{38.75} = 3.0$$

Procediendo de igual forma para los otros casos, los resultados obtenidos se condensan en la siguiente tabla. Las literales que no se indican son constantes para todos los casos:

BLOQUE (S)	W (T)	A (m ²)	F.S.
1	103	16.0	2.8
2	90	17.4	3.0
3+1	415	16.3	2.3
3+4+1	1231	40.0	2.2
3+4+5+1	2678	117.5	2.3
6	125	22.5	3.9
7+2	774	17.4	2.2
7+8+2+3+1	1827	33.7	2.2
7+8+9+2+3+4+1	3527	57.4	2.2

Como puede observarse, los factores de seguridad contra deslizamientos son aceptables aún cuando no se tomó en cuenta la contribución de las anclas por lo que podemos concluir que si bien las precauciones (obras adicionales) tomadas al respecto para solucionar el problema no eran necesarios si sirvieron para evitar la intemperización de la roca y que con el tiempo pudiera presentarse la inestabilidad de los taludes.

3.4 INTERPRETACION DE RESULTADOS

En el siguiente capítulo se requerirá para el diseño estructural de la cimentación, un conocimiento general sobre la forma como reaccionará el terreno. Por tal motivo se adelantará información que corresponde más a las conclusiones generales.

Para la parte que incluyo el análisis estático para determinar el comportamiento a nivel de desplante puede decirse que la posibilidad de que se presente un deslizamiento entre la zapata y el terreno de apoyo así como el volteo en cualquiera de los ejes principales es bajo y como consecuencia no requerirá de la construcción de una obra adicional como detellones o la colocación de más anclas. Con respecto a la magnitud de esfuerzos transmitidos por la cimentación al terreno, no exceden los permisibles para este último y también las deformaciones totales incluyendo carga de puente total, peso propio del suelo y carga sísmica (no se incluye presión hidrostática porque no hay nivel freático hasta donde nos interesa el comportamiento) son muy pequeños del orden máximo de 5 mm que pueden despreciarse para el diseño.

En cuanto a la estabilidad de los taludes de la margen derecha aun cuando los factores de seguridad se encuentran muy cercanos a los mínimos permisibles puede decirse que no existen problemas dadas las precauciones tomadas durante la construcción (anclaje).

854-840 850 860 870 880 890 900 910 920 930

1900
1920
1940
1960
1980
2000

RASANTE DE PROYECTO

PILA 3

ESTRADA 4

6

$\angle = 49^\circ$

2

7

$\angle = 71^\circ$

3

$\angle = 66^\circ$

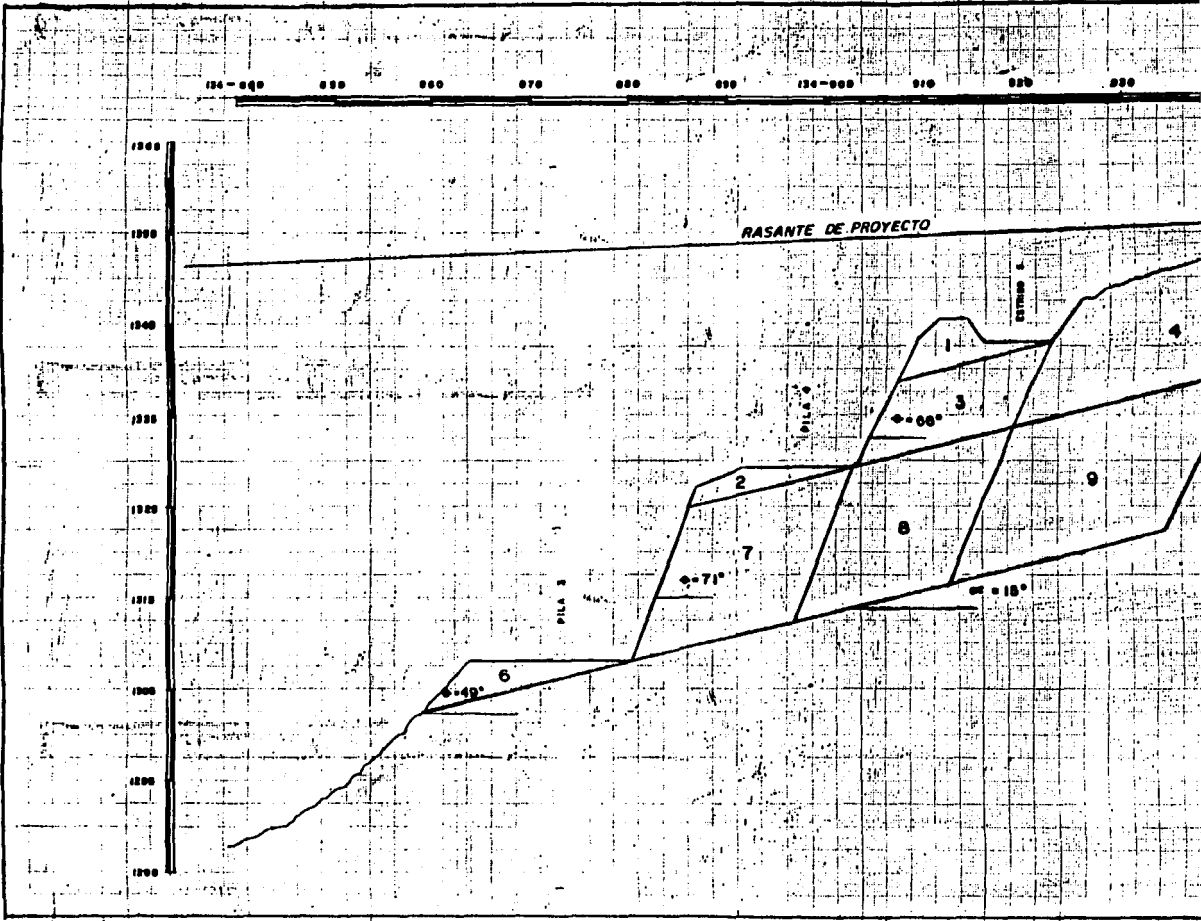
8

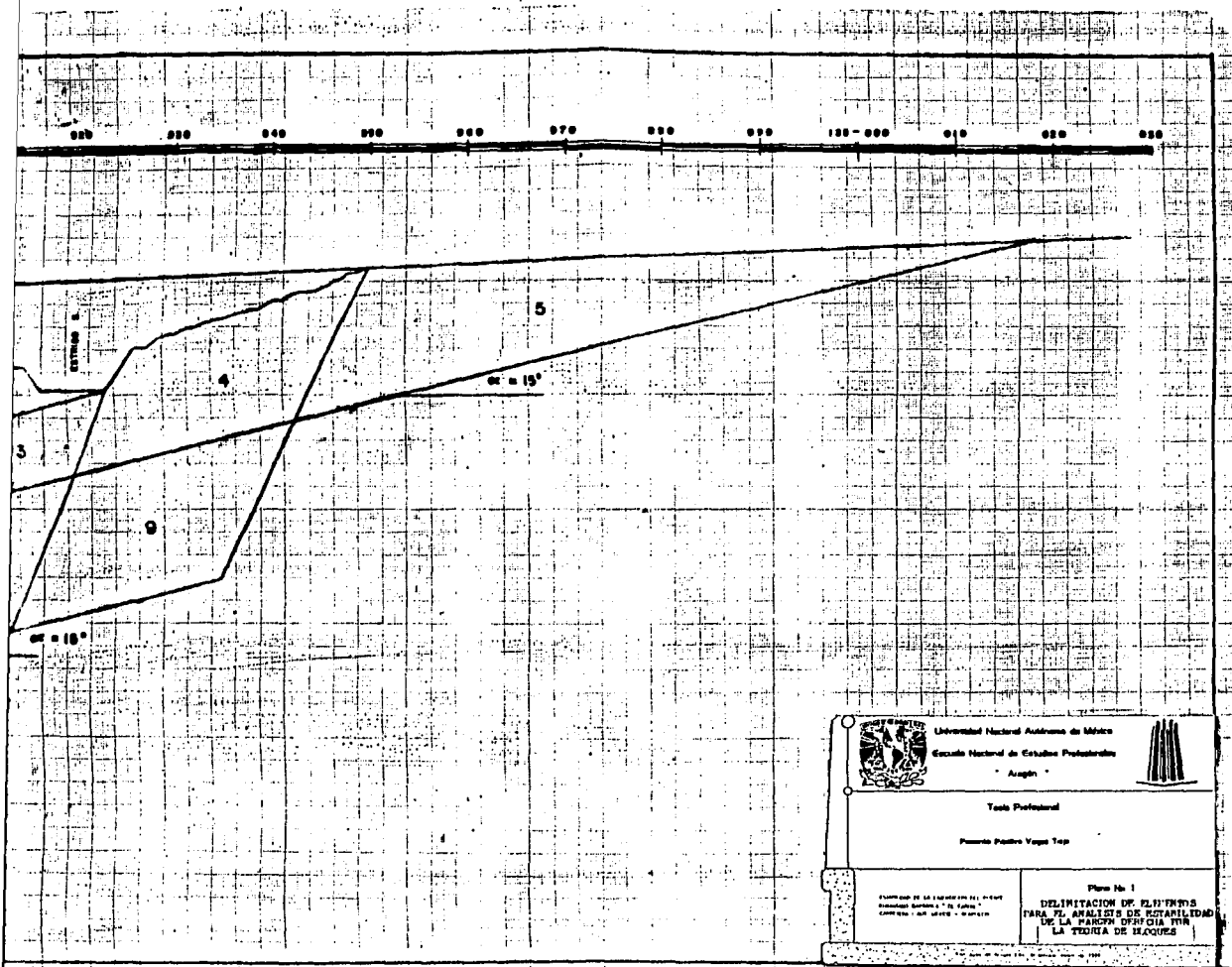
$\angle = 18^\circ$

1

4

9





FALLA DE ORIGEN

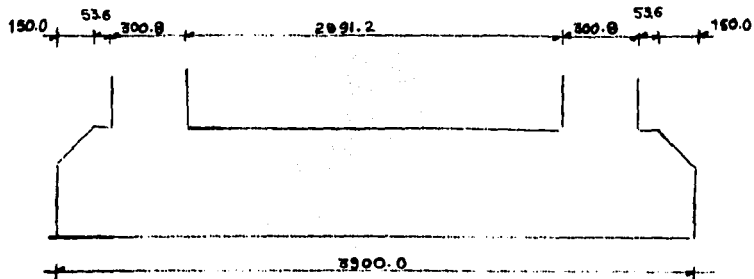
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

4.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA PARA LA PILA No. 2.

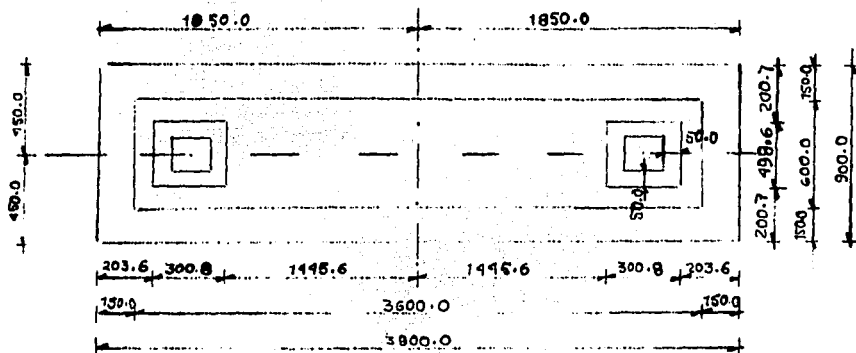
De acuerdo con el análisis de estabilidad, no se detectó algún problema que ponga en peligro a la estructura o que requiera de la construcción de obras adicionales para que esto no ocurra.

Por otra parte, si podemos decir que la magnitud geométrica de la zapata la consideramos excesiva, pues aun revisando la estabilidad con dimensiones menores continúa estando dentro de los límites de seguridad. Por ello se propone la siguiente geometría (Figura 4.1) que resulta más sencilla y menos pesada además de que no pone en peligro la estabilidad del puente.

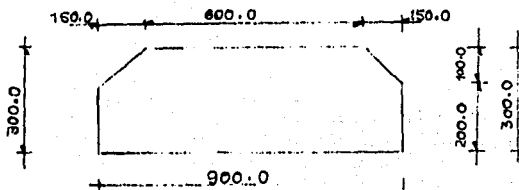
Las presiones a las que se someterá para su diseño son las calculadas con la modificación de la geometría en el análisis



ELEVACION POR EJE DE PILA



PLANTA



ELEVACION POR EJE DE PUENTE

figura 4.1 Dimensiones propuestas para la zapata.

FALLA DE ORIGEN

de estabilidad del capítulo anterior. Estas son las siguientes:

a) longitudinalmente

$f_{max} = 57.73 \text{ T/m}^2$ compresión
 $f_{min} = 3.27 \text{ T/m}^2$ compresión

b) transversalmente

$f_{max} = 52.69 \text{ T/m}^2$ compresión
 $f_{min} = 8.31 \text{ T/m}^2$ compresión

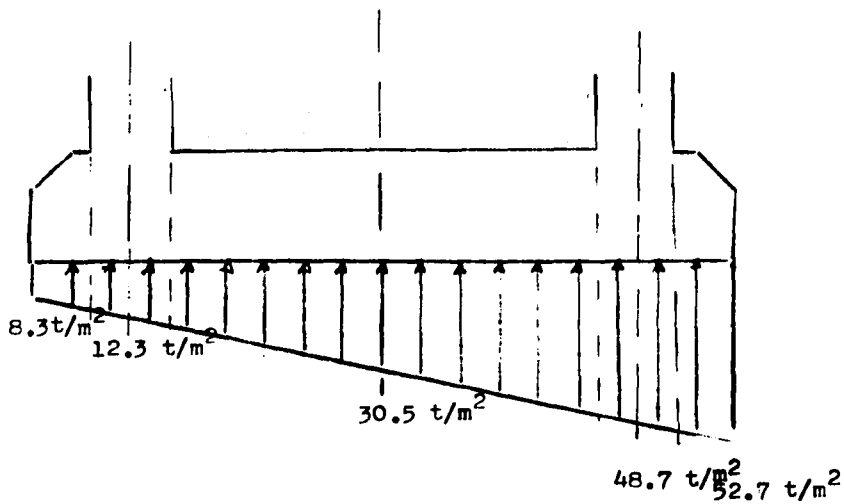
Como puede verse existe diferencia con las obtenidas anteriormente. Esto se debe principalmente a que se están disminuyendo aproximadamente 550 toneladas de peso propio en la zapata. A continuación determinaremos los elementos mecánicos necesarios para el diseño estructural de la zapata.

Se tiene la siguiente distribución de presiones por metro de ancho para los sentidos transversal y longitudinal así como los elementos mecánicos correspondientes: (Figuras 4.2 y 4.3)

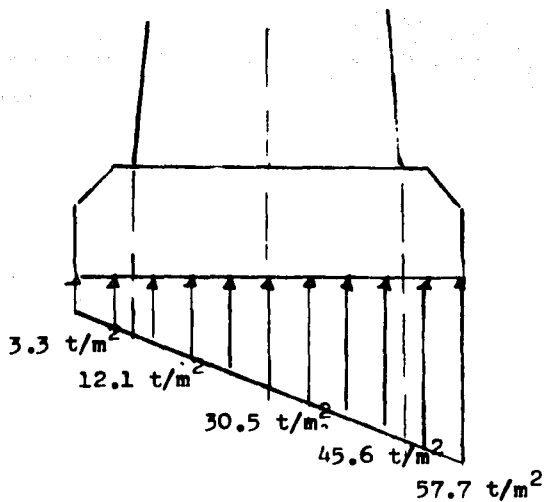
Como la variación de la presión en la zapata es en gran medida consecuencia de la carga sísmica, y tomando en cuenta que esta es alternante y la zapata es simétrica con respecto a ambos ejes, el diseño se hará con el semiancho más crítico y se generalizará a la parte restante.

Comenzaremos con el sentido longitudinal (se ha incluido en ambos sentidos el peso propio de la zapata). Las características de los materiales empleados y las constantes de cálculo del método de diseño elástico se enuncian a continuación:

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



4.2 (a)



4.2 (b)

figura 4.2 Distribución de presiones; a) longitudinalmente
b) transversalmente.

FALLA DE ORIGEN

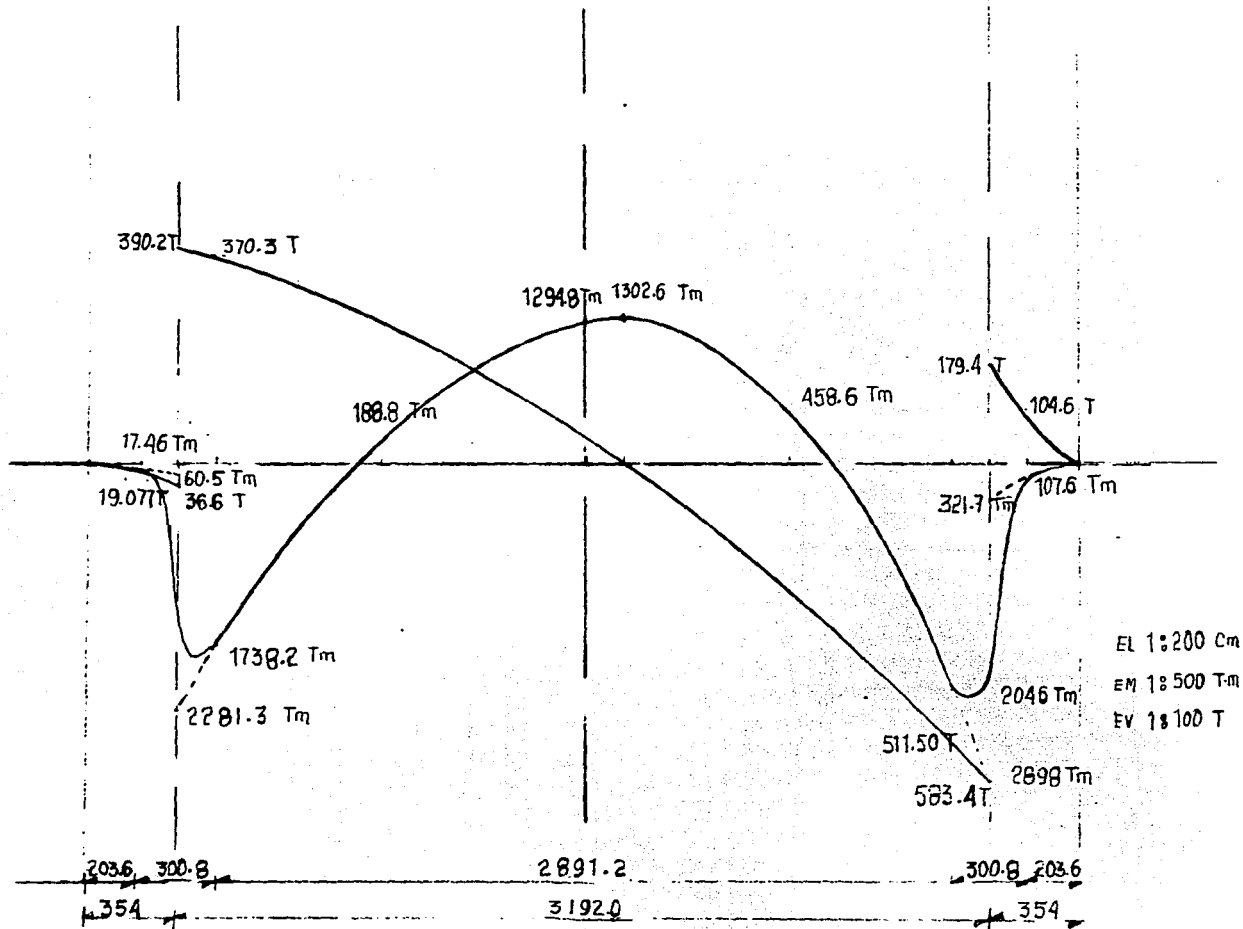
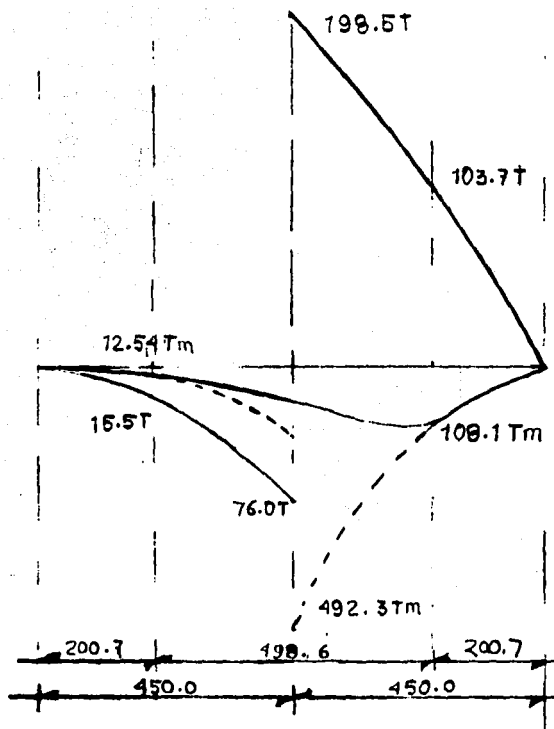


figura 4.3 a Diagrama de elementos mecánicos para el sentido longitudinal



EL 1 : 100.0cm
 EM 1 : 100.0Tm
 EY 1 : 30.0T

figura 4.3 b Diagrama de elementos mecánicos para el
 sentido transversal.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 10000 \sqrt{250} = 158114 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_y = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_y}{E_c} = 13$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{f_c n}} = 0.3824$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.8725$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = 16.6831$$

Revisión del peralte usando 1m de ancho

$$d = \sqrt{\frac{10810000}{100 \times 16.6831}} = 80 \text{ cm} < 290$$

por cortante:

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{bd} = \frac{103700}{100 \times 290} = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < V_c$$

Acero de refuerzo por flexión:

$$A_s = \frac{10810000}{2100 \times 0.8725 \times 290} = 20.3 \text{ cm}^2$$

Con vars # 8 $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$; 4 vars @ 25
 Con vars # 6 $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$; 7 vars @ 14

No requiere acero por tensión diagonal.

Acero por cambios volumétricos tomando el otro sentido:

$$A_{s_{temp}} = 0.0015bd = 43.5 \text{ cm}^2 > A_{s_{flex}}$$

Colocaremos en la cara superior la misma cantidad de varillas a las colocada en la cara inferior, usando vars # 8.

$$Sep = \frac{5.07}{21.75} = 20 \text{ cm}$$

Revisión de la adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum o_j d} \leq \frac{2.29 \sqrt{f'_c}}{D} = 14.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{103700}{32 \times 0.8725 \times 290} = 12.8 \text{ kg/cm}^2 < 14.3 \text{ kg/cm}^2$$

Para el sentido transversal el peralte requerido es:

$$d = \frac{\sqrt{204600000}}{\sqrt{100 \times 16.6831}} = 350 > 290$$

Momento resistente con $d = 290$

$$M = d^2 b k = 1403 \text{ TM}$$

Observamos que no es suficiente el peralte en las zonas cercanas a la columna y no hay problema con la zona central. Por esto, la idea inicial de que los dados estaban de más no es del todo cierta. Esto se debe a que en esas zonas se requiere una d mayor a la que puede proporcionar la sección escogida. El peralte de la zapata se aumentará a 380 cm, más que el requerido, y así, se absorberá el aumento de momento por el peso propio adicional, el aumento de peralte se dará a partir del paño de columna hasta una distancia de 2m, donde el momento negativo tiene un valor de 1077 TM el cual puede ya ser tomado con una $d = 290$ cm.

El esfuerzo cortante a nivel de columna es:

$$fv = \frac{511500}{100 \times 370} = 13.8 \text{ kg/cm}^2 > 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

y a una distancia $d = 370$ cm del paño de columna

$$f_v = \frac{344600}{100 \times 290} = 11.9 \text{ } \times \text{ } 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

así que el excedente se tomará con varillas dobladas y estribos

$$A_s = \frac{204600000}{2100 \times 0.8725 \times 370} = 302 \text{ cm}^2$$

Usando vars # 12 con $a_s = 11.40 \text{ cm}^2$ en paquetes de 2 vars y dos lechos:

$$\text{Sep} = \frac{45.6}{302} = 15 \text{ cm} = 2D + 2D = 15.2 \text{ cm}$$

Revisando el MR = $d^2 b k$ con $d = h - \bar{r}$

$$\bar{r} = 10 + \frac{2D}{2} = 13.8 \text{ cm}$$

$$(366.2)^2 \times 16.6831 \times 100 = 2237 \text{ TM}$$

Se correrá la tercera parte del acero o lo que es lo mismo a 38 paquetes de 2 vars.

$$\text{No paquetes por lecho} = \frac{900 - 2(11.55)}{15} = 51$$

$$\text{Sea } S_p = r + \emptyset \text{ estribo} + D = 5 + 2.54 + 3.81 = 11.35 \text{ cm}$$

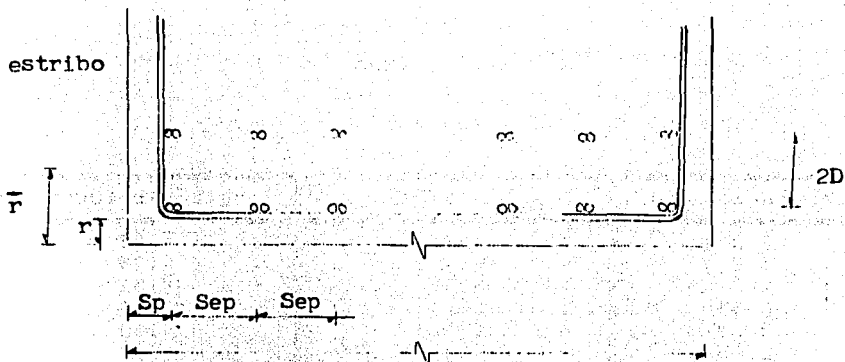


Figura 4.4. Identificación de algunas de las variables utilizadas en el diseño.

Longitud de cortes:

$$x = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_{sd}}{A_{st}}}$$

$$A_{st} = 2736 \text{ cm}^2$$

Doblando 8 paquetes a la vez de 2 varillas cada paquete:

No. paquetes	A_{sd}	x (cm)
8	182.4	375
16	364.8	530
24	547.2	650
32	729.6	750
40	912.0	835
48	1094.4	915
56	1276.8	990
64	1459.2	1055
72	1641.6	1120
82	1824.0	1180

Cortante de 16 varillas $A_s = 182.4 \text{ cm}^2$ dobladas a 45° para toda la sección y por metro de ancho:

$$V_{Rvars} = \frac{A_s f_s j d 1.414}{Sep}$$

Separación (m)	V_R (ton) b=900 cm	V_R (ton) b=100cm
1.55	884	98
1.2	1142	126
1.0	1370	152
0.85	1612	179
0.80	1712	190
0.75	1826	202
0.65	2108	234
0.65	2108	234
0.60	2284	253

Cortante que toma el concreto:

$$V_{CR} = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_R = 4.6 \times 100 \times 290 = 133 \text{ Ton}$$

$$V_{RTotal} = V_R + V_{Rvars} = 133 + 98 = 231 \text{ Ton} < 344.6 \text{ Ton}$$

Considerando la contribución de la prolongación del acero por temperatura hacia los costados para dar confinamiento con vars # 8 @ 20

$$V_{RTemp} = \frac{A_s f_s j d}{Sep} = \frac{2 \times 5.07 \times 2100 \times 0.8725 \times 290}{20}$$

$$V_{RTemp} = 269 \text{ Ton}$$

Finalmente el cortante total suministrado es:

$$269 + 231 = 500 \text{ Ton} > 344.6 \text{ Ton}$$

Revisando el momento positivo con las 2 terceras partes del acero negativo:

$$A's = \frac{130300000}{2100 \times 0.8725 \times 290} = 245 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A's_{\text{total}} = 245 \times 9 = 2205 \text{ cm}^2$$

El acero de 80 paquetes de 2 vars# 12 cada uno es de 1824 cm² se requieren entonces 381 cm² adicionales, con vars del mismo número son:

$$\# \text{ vars} = \frac{381}{11.4} = 34 \text{ vars}$$

colocamos 50 vars adicionales porque el valor de d será menor al colocar las varillas en el chaflán y en dos lechos:

$$A's_{\text{total}} = 2394 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{A_s}{A's} = \frac{4 \times 11.4}{266} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{No. de paquetes por lecho} = \frac{900 - (2 \times 11.35)}{17} + 1 = 52$$

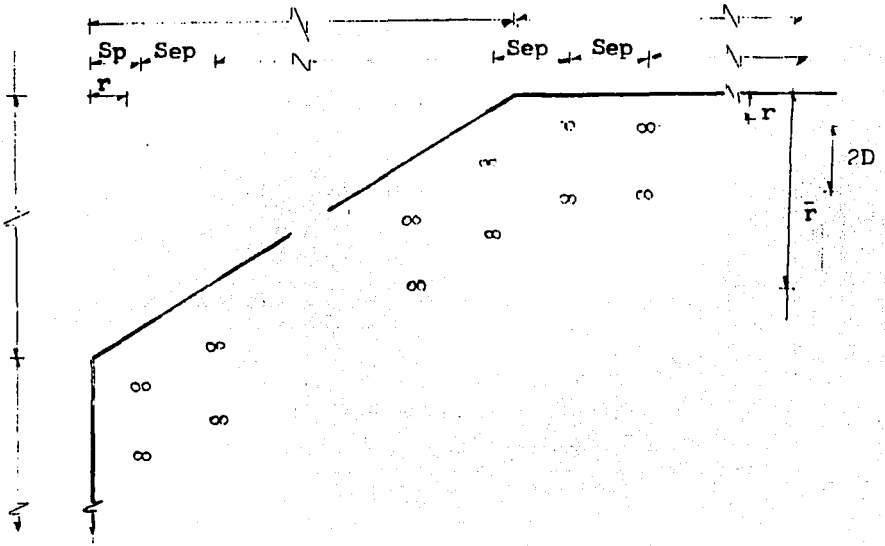


Figura 4.5. Disposición de los paquetes en el цаплэн.

No. de paquetes (A)	brazo promedio (y)
32	50
72	13.8

$$r = \frac{\sum A y}{\sum A} = 25 \text{ cm}$$

$$M_R = A s f s j d = 268 \times 2100 \times 0.8725 \times 275$$

$$M_R = 1350 \text{ TM} > 1303 \text{ TM}$$

Revisando la adherencia por metro de ancho para el acero negativo en el lecho inferior:

$$\mu = \frac{V}{Z_o j d}$$

$$\mu = \frac{346000}{319 \times 0.8725 \times 290} = 4.27 \text{ kg/cm}^2 < 14.3 \text{ kg/cm}^2$$

Para el lecho superior no hay problema con la adherencia por ser menor la fuerza cortante. También, en este lecho se correrá la tercera parte del acero total y como estamos considerando que el acero por temperatura toma cortante, las varillas dobladas del acero negativo (As) no son necesarias por lo que sólo se correrá una tercera parte y las otras dos terceras serán cortadas.

$$A's \text{ cortado} = A's - \frac{1}{3} A's \text{ total}$$

$$A's \text{ cortado} = 2494 - \frac{1}{3} 2494 = 1663 \text{ cm}^2$$

o lo que es igual a 146 vars o 73 paquetes. Cortaremos 72 paquetes de 8 en 8. Las distancias de corte se muestran a continuación:

No. paquetes	AsL	x (cm)
8	182.4	390
16	364.8	550
24	547.2	680
32	729.6	780
40	912.0	875
48	1094.4	960
56	1276.8	1035
64	1459.2	1110
72	1641.6	1175

El armado del dado será únicamente por temperatura

$$A_{\text{temp}} = 0.0015bd = 0.0015 \times 100 \times 80 = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas del No. 6 con $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$:

$$\text{Sep} = \frac{2.85}{12} = 23 \text{ cm}$$

Se colocarán vars # 6 @ 20 en ambos sentidos.

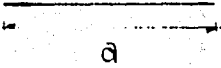
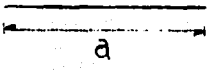
El resumen del diseño se muestra en los croquis anexos.

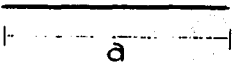
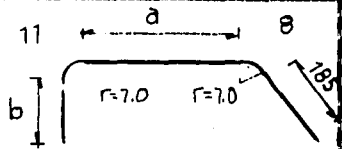
La lista de varillas es la siguiente:

Vars	Diámetro	Número	Longitud	Croquis	a	b	Peso
A	12C	72	4134		3870	115	26818
B	12C	16	1014		862	115	1462

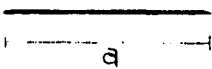
vars	Diámetro	Número	Longitud	Croquis	a	b	Peso
C ₁	12c	16	1169		1037	115	1685
C ₂	12c	16	1289		1157	115	1698
C ₃	12c	16	1389		1257	115	2002
C ₄	12c	16	1474		1342	115	2125
C ₅	12c	16	1554		1422	115	2240

Vars	Diámetro	Número	Longitud	Croquis	a	b	Feso
c_6	12c	16	1629		1497	115	2348
c_7	12c	16	1685		1562	115	2367
c_8	12c	16	1756		1627	115	2537
c_9	12c	20	1819		1687	115	3276
d	12c	62	4139		1037	115	23093

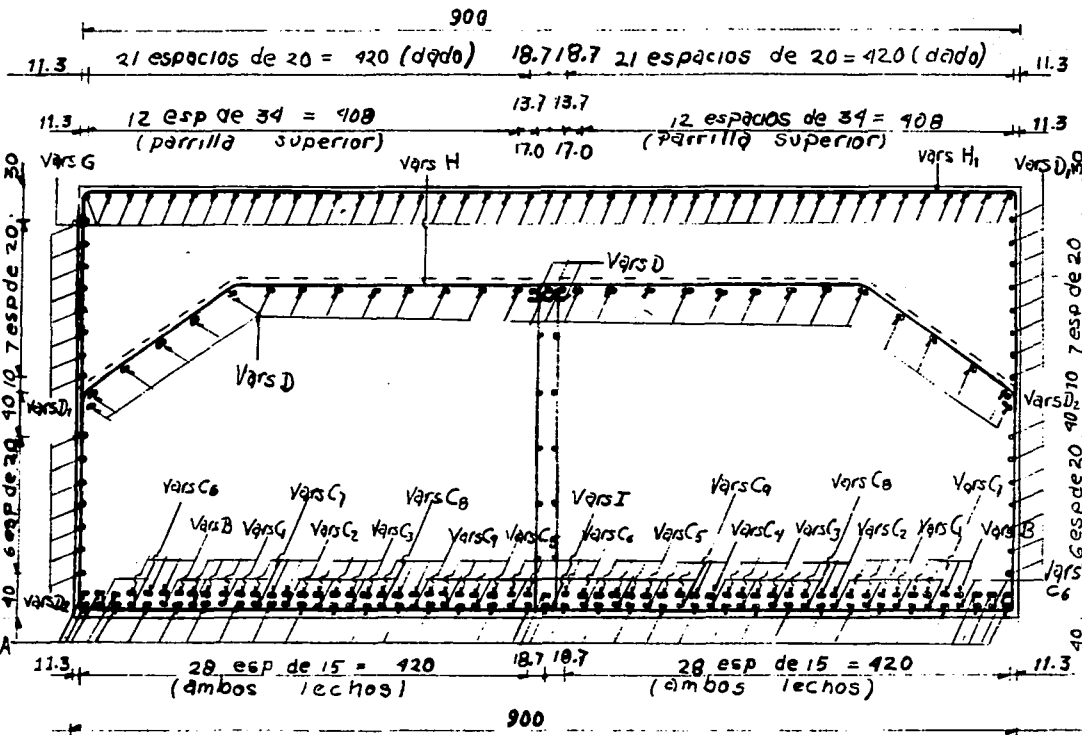
Vars	Diámetro	Número	Longitud	Esquema	s	o	Peso
E	12c	16	780		780	---	1124
F ₁	12c	16	1100		1100	---	1560
F ₂	12c	16	1360		1360	---	1761
F ₃	12c	16	1560		1560	---	2249
F ₄	12c	16	1750		1750	---	2523

Vars	Diámetro	Número	Longitud	Croquis	a	b	Peso
F ₅	12c	16	1920		1920	---	2768
F ₆	12c	16	2070		2070	---	2964
F ₇	12c	16	2220		2220	---	3200
F ₈	12c	18	2350		2350	---	3811
F ₉	12c	18	2350		2350	---	3811
G	6c	22	1019		680	135	505

Vars	Diámetro	Número	Longitud	Croquis	a	b	Peso
H	8c	195	1236		585	295	7797
H1	6c	35	1167		875	135	520
I	8c	195	1013		875	55	7901
I ₁	8c	22	335		280	55	295
12	8c	79	809		290	20	2556

Vars	Diámetro	Número	Longitud	Croquis	a	o	Peso
J	4c	14	3670		3670	---	542

El total de acero es 116.55 toneladas y de concreto 1343.6 m³.



FALLA DE ORIGEN

CORTE TRANSVERSAL BB
 ESC 1:50

1950

11.3

Vars H 96 espacios de 20 = 1920

Vars D (paquetes de 2 Vars)

Vars F₆ (en paquetes de 2)

Vars F₇ (en paquetes de

Vars H

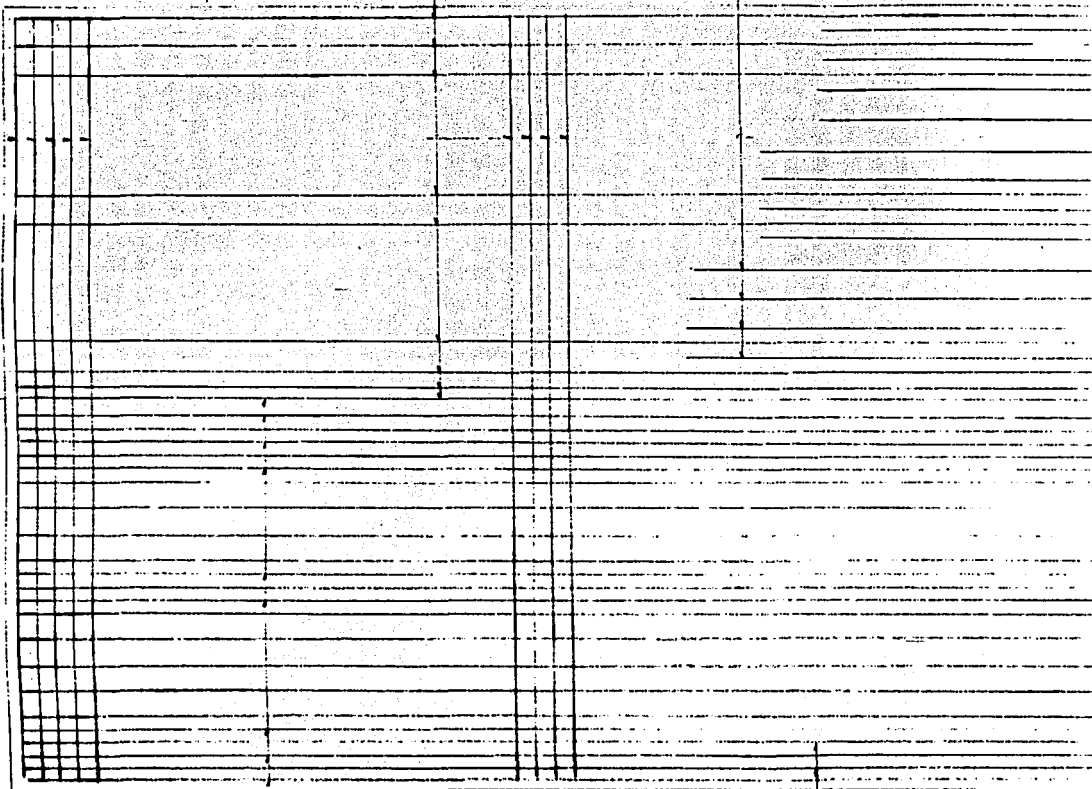
450 - 1/2 Bimétrico

23-7

263 - Vars C₁ (paquetes de 2) 13 esp de 30 = 390

113 - Vars A (paquetes de 2) 19 esp de 30 = 570

18.7



Vars A (paquetes de 2)

Vars C₆ (en paquetes de 2)

Vars C₇ (en paquetes de)

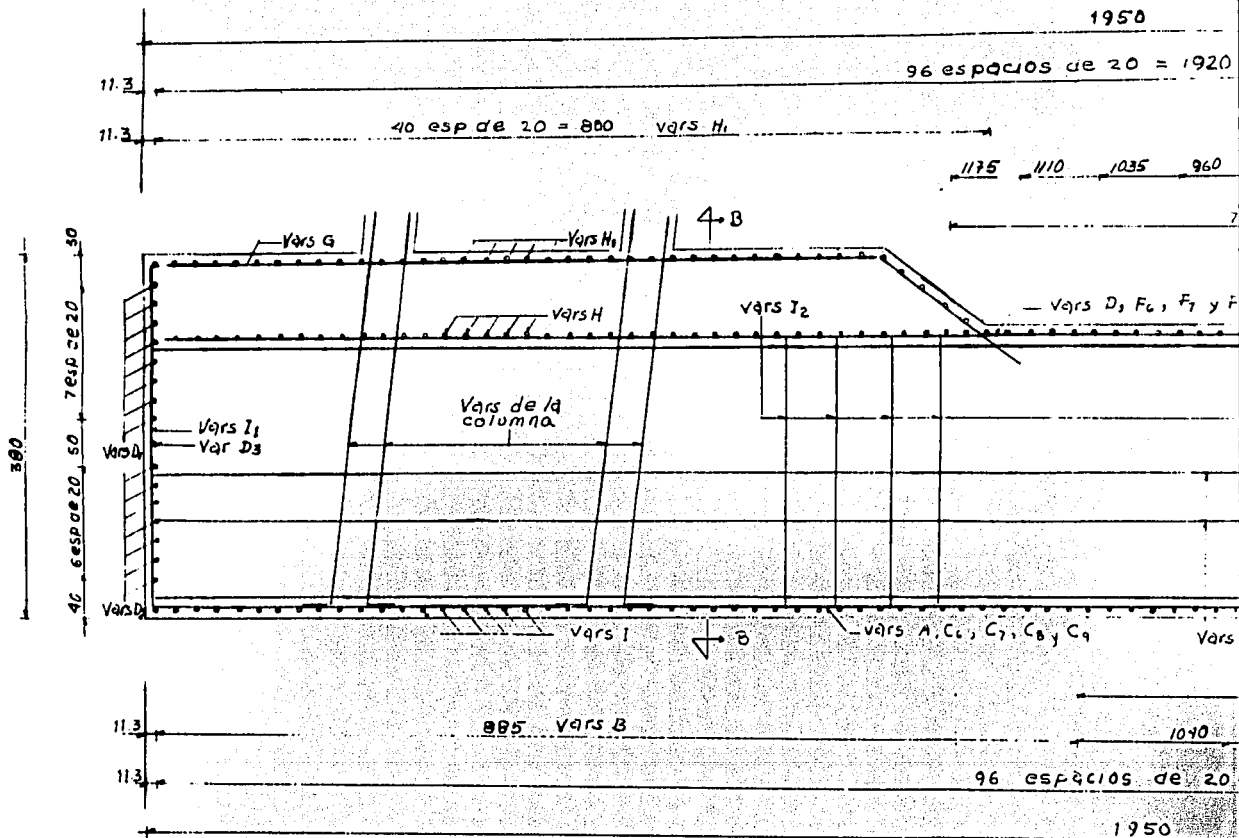
11.3

Vars I 96 espacios de 20 = 1920

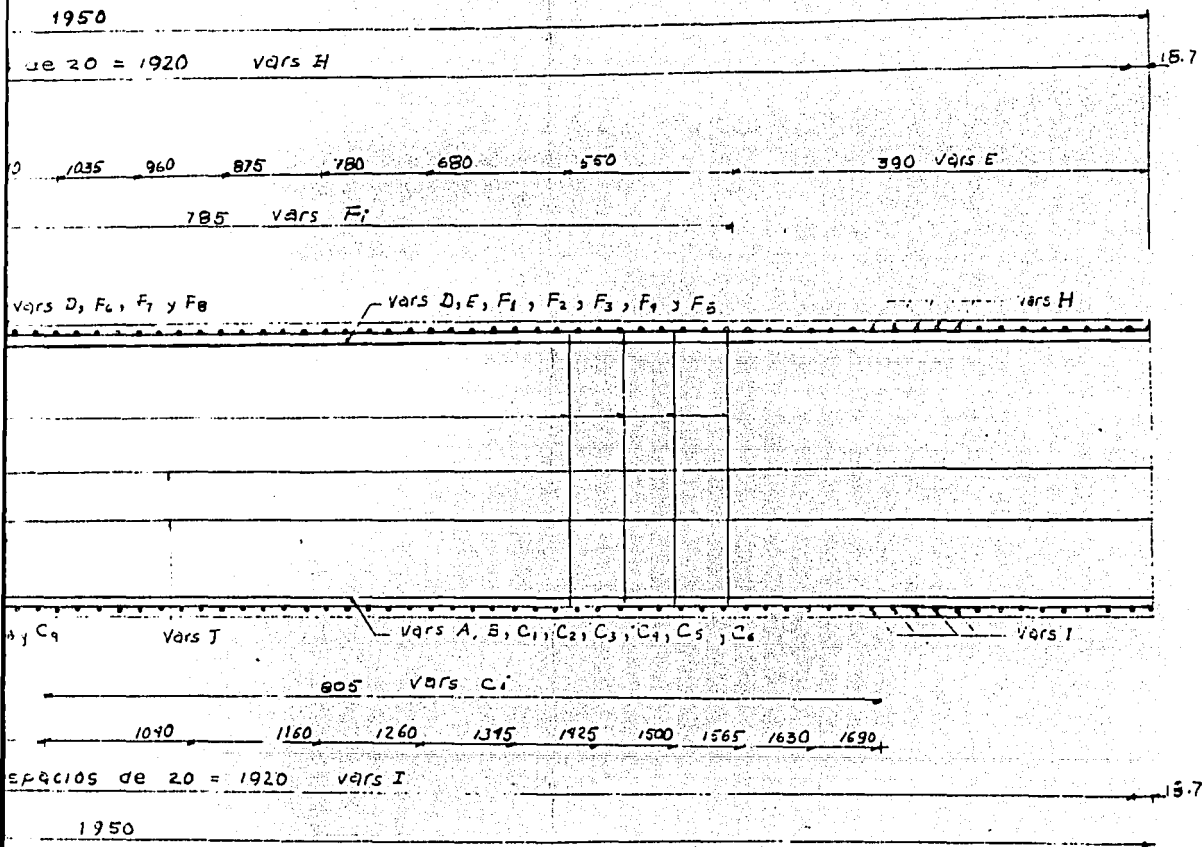
1950

MEDIA PLANTA 1:50

Vars	Diámetro	Número	Longitud	Croquis	a	b	Feso
C ₆	12c	16	1629		1497	115	234E
C ₇	12c	16	1685		1562	115	2367
C ₈	12c	16	1756		17	1627	115
C ₉	12c	20	1819		1687	115	3278
D	12c	62	4139		4037	115	23093



CORTE LONGITUDINAL



LONGITUDINAL A-A
E.S.C. 1:50

FALLA DE ORIGEN

C O N C L U S I O N E S

Como se observó a lo largo del desarrollo del presente trabajo, es en el capítulo tres donde se planteó y se resolvió el problema relacionado con la estabilidad de la cimentación del puente Barranca "El Cañón". De acuerdo a los resultados podemos concluir lo siguiente:

- 1.- Los niveles de esfuerzos en el nivel de desplante de la zapata se encuentran dentro de los permisibles.
- 2.- Los factores de seguridad calculados para determinar la posibilidad de volteamiento y deslizamiento referidos al nivel de desplante son superiores a los mínimos recomendados.
- 3.- Los desplazamientos verticales y horizontales, así como los esfuerzos en el macizo rocoso no son de magnitud tal que se requiera proyectar una obra adicional para garantizar la estabilidad.
- 4.- El espesor o peralte de la zapata que en primera instancia se consideró excesivo, realmente no lo es, pues en el diseño correspondiente se requirió una dimensión mayor a la propuesta en la cual se había eliminado totalmente el

dato. Lo que si es cierto es que al reducir la dimensión de la zapata como ya se comentó, la estabilidad aún permaneció dentro de los límites de seguridad.

Respondiendo ahora a la hipótesis planteada en la introducción de este trabajo, diremos finalmente que en la cimentación no se presentan problemas de estabilidad, debido principalmente a las características geométricas del puente que influyeron en la utilización de una cimentación de grandes dimensiones en planta, disminuyendo así los esfuerzos aplicados al terreno. La magnitud de estos no ocasiona problemas a pesar de las condiciones geológicas tan especiales que la roca presenta, consecuentemente los factores de seguridad son aceptables.

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

CAPITULO I

- S.C.T., Programa Nacional para la modernización de la infraestructura carretera, México, 1988.
- GUERRERO Y GAMA V., Apuntes de puentes, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1956.
- A.M.I.V.T.A.C. - S.C.T., Cimentación de puentes en suelos blandos, Notas del curso, México, 1993.
- LEGGET - KARROW, Geología aplicada a la Ingeniería Civil, Mc Graw Hill, México, 1986.
- AGUILAR R. F., Taller conceptual de puentes, Notas del curso "Especialización en puentes", ENEP Aragón, UNAM, México, 1993.

CAPITULO II

- C.I.C.M., Ingeniería Civil, Revista No. 273 1993.
- LEGGET - KARROW, Geología aplicada a la Ingeniería Civil, Mc Graw Hill, México, 1986.
- D.G.P.S.T. y C. S.C.T., Estudios previos realizados para la construcción del puente Barranca "El Cañón", Departamento de Cimentaciones.

- O.P.S.A. G.M.D., Programa de obra del puente Barranca "El Cañón"
Depto. de Construcción y supervisión de puentes.
D.G.C.F. S.C.T.

CAPITULO III

- SALVAT EDITORES. Los orígenes de México, 1982.
- GOODMAN. Introduction to Rock Mechanics, Wiley, 1989.
- ROCHA MANUEL. Comportamiento Mecánico de las rocas de cimentación en cortinas de concreto, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- NEWMARK N.M., fifth Rankine lecture, Geotechnique, 1965.
- KING REVELO C., Ingeniería Experimental, Notas del curso de la especialización en puentes, ENEP Aragón, UNAM, 1993.
- ROMANA RUIZ M., Estabilidad de taludes en roca, Notas del curso, S.M.M.R., C.I.C.M., 1993.
- S.M.M.R., IV Congreso Nacional de Mecánica de Rocas, Notas del Congreso, Taxco, 1993.
- ELORDUY JORGE, Sobre el comportamiento dinámico de bases rígidas sujetas a perturbaciones armónicas, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1967.

- D.E.C.F.I. UNAM, Diseño sísmico de cimentaciones.
Notas del curso, Palacio de Minería,
México, 1992

CAPITULO IV

- S.C.T., Normas técnicas para el proyecto de puentes de ferrocarril, Tomo I.
- S.C.T., Normas técnicas para el proyecto de puentes carreteros. Tomo I y Tomo II.
- S.C.T., Proyectos tipo de Estructuras de concreto reforzado. Tomo I.
- PECK RALPH B., Ingeniería de Cimentaciones.
Limusa, México, 1990.

A N E X O I

**METODO PRACTICO PARA CLASIFICAR
MACIZOS ROCOSOS**

A N E X O

CLASIFICACION DE MASAS DE ROCA PARA PROPOSITOS INGENIERILES ESPECIALMENTE EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

1.- GENERALIDADES DEL METODO RMR.

Existen primordialmente tres sistemas de clasificación que son actualmente aceptados. Originalmente fueron desarrollados para túneles en roca, pero pueden utilizarse en otros problemas relacionados con la mecánica de rocas.

1o. de Barton, Lien y Lunde

2o. Bieniawski

3o. Wickham, Tiedemann y Shinner

El sistema de clasificación geomecánico de masas de roca propuesto por Bieniawski proporciona una evaluación general de la masa de roca "Rock Mass Rating" (RMR) creciente con la calidad de la roca de 0 a 100. Está basada en cinco parámetros.

1. Resistencia de la roca.
2. Calidad de las muestras a través de RQD.
3. Condiciones hidráulicas dentro de la roca.
4. Espaciamiento de juntas y fracturas.
5. Características de las juntas.

La resistencia de la roca puede obtenerse en el laboratorio mediante una prueba de compresión. Sin embargo, para fines de clasificación es satisfactorio determinar dicha resistencia con una prueba de carga puntual. La evaluación de una masa de roca (clasificación) tomando como base la resistencia a la compresión simple puede verse en la tabla 1. Así mismo, las clasificaciones de un macizo rocoso tomando en consideración el RQD, las condiciones del agua en la masa de roca, el espaciamiento entre juntas y fracturas y las características de las juntas (rugosidad) pueden verse en las tablas de 1 a 5.

Además de los parámetros anteriores Bieniawski añade un sexto que permite considerar la influencia de la orientación de las juntas, tabla 6. Bieniawski recomienda que primero se obtenga la suma de las primeras cinco calificaciones y después considerar lo favorable o lo desfavorable de la orientación de las juntas.

Si la orientación de las juntas es muy favorable no se restan puntos a la calificación de las cinco características anteriores pero si la orientación es muy desfavorable se restan 12 en caso de túneles y 25 en el caso de las cimentaciones. Es muy difícil aplicar esta corrección ya que dada una cierta orientación esta puede ser favorable o desfavorable dependiendo de las condiciones hidráulicas y de las características de las juntas.

2. APLICACION DEL METODO A TALUDES ROCOSOS

2.1 FORMAS DE ROTURA EN TALUDES ROCOSOS

Cualquier clasificación debe considerar, en primer lugar que la rotura de un talud rocoso puede ocurrir según formas muy diferentes. En la mayoría de los casos la rotura de la masa rocosa está gobernada por las discontinuidades que se producen según superficies formadas por una o varias juntas.

TABLA 1

Calificación de la masa de roca basado en la resistencia a la compresión		
carga puntual (MPa*)	resistencia a la compresión simple (MPa*)	Calificación
> 8	> 200	15
4 - 8	100 - 200	12
2 - 4	50 - 100	7
1 - 2	25 - 50	4
no es usual	10 - 25	2
"	3 - 10	1
"	< 3	0

* MPa = 145 lb/in² = 10 kg/cm²

TABLA 2

Calificación de la masa de roca basada en el RQD	
RQD %	calificación
91 - 100	20
76 - 90	17
51 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

TABLA 3

Calificación de la masa de roca basada en el espaciamiento de juntas de mayor importancia	
espaciamiento de las juntas (m)	calificación
> 3	30
1 - 3	25
0.3 - 1	20
0.005 - 0.3	10
< 0.005	5

TABLA 4

Calificación de la masa de roca basada en las características de las juntas	
DESCRIPCION	CALIFICACION
Superficie de contacto muy rugosas paredes de roca dura extensión de las juntas limitada	25
Superficies de contacto ligeramente rugosas; aberturas menores de 1 mm; paredes duras	20
Superficies de las paredes de las juntas ligeramente rugosas; aberturas menores de 1mm; paredes de roca suave	12
Superficies lisas o aberturas de 1 a 5 mm rellenas de material triturado o aberturas de 1 a 5 mm sin relleno; juntas que se extienden por varios metros.	6
Aberturas rellenas de material triturado con más de 5 mm; o aberturas de más de 5 mm sin relleno; juntas que se extienden por muchos metros.	0

TABLA 5

Calificación de la masa de roca basada en las condiciones existentes del agua en el macizo			
Flujo por 10 m de longitud de túnel (lt/min)	presión del agua en la junta dividida entre el esfuerzo principal mayor	condición o general	calificación
0	0	Completamente seco	10
25	0.0 - 0.20	húmedo	7
125 - 125	0.2 - 0.50	agua a presión moderada	4
125	> 0.5	problemas severos del agua	0

TABLA 6

Ajustes a la calificación global (RMR: Rock Mass Rating) basándose en la orientación de las juntas		
Valoración de la influencia de la orientación de las juntas sobre la obra.	Calificación túneles	Calificación cimentaciones
muy favorable	0	0
favorable	-2	-2
regular	-5	-7
desfavorable	-10	-15
muy desfavorable	-12	-25

TABLA 7

Clasificación Geomecánica del macizo rocoso		
clase	descripción de la masa	RMR: Suma de las calificaciones tablas 1-6
I	roca muy buena	81-100
II	roca buena	61-80
III	roca regular	41-60
IV	roca mala	21-40
V	roca muy mala	0-20

FALLA DE ORIGEN

Las formas básicas son bien conocidas y se resumen a continuación:

- **Roturas planas.** Definidas por juntas predominantes y/o continuas que buzcan hacia el talud, y cuyo rumbo es bastante paralelo al de la cara del talud. Las condiciones de inestabilidad son dos:
 - * Que las juntas críticas buzen menos que el talud.
 - * Que la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la junta crítica no sea suficiente para asegurar la estabilidad (lo que en la práctica equivale muchas veces, pero no siempre, a la condición de que el ángulo de buzamiento sea superior al de fricción).

Las roturas planas pueden ocurrir en cualquier tipo de masas rocosa. Son frecuentes a favor de los planos de estratificación o de accidentes tectónicos. El tamaño de la rotura depende de la continuidad de las juntas y puede llegar a ser muy grande.

- **Roturas de cuña.** Definidas por dos juntas de diferentes familias cuya intersección buce hacia el talud. Las condiciones de estabilidad son similares a las de las roturas planas y pueden analizarse considerando al buzamiento de la quilla. Un "factor de cuña", que depende de la geometría, multiplica la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en las caras de las juntas, ya que no se cumplen las condiciones cinemáticamente necesarias para que la rotura se produzca con deslizamiento simultáneo según las dos caras de la cuña. Esta forma de rotura depende de las condiciones y orientaciones de las diferentes familias de juntas y suele ser más frecuente que las roturas planas, pero con dimensiones más reducidas.
- **Rotura por vuelco.** Definidas según una familia de juntas predominantes y/o continuas que buzcan contra el talud y cuyo rumbo es casi paralelo al de la cara del talud. En este tipo de rotura se producen deslizamientos a lo largo de las juntas, que frecuentemente están meteorizadas. En

la práctica aparecen dos clases diferentes de vuelcos: vuelcos menores que afectan a un espesor reducido, cerca de la superficie del talud y vuelcos importantes, profundos, que producen grandes deformaciones y pueden ser confundidos con roturas planas. En ambos casos las roturas se desarrollan lentamente y no suelen dar origen a caídas repentinas. Existen muchos casos de taludes, rotos por vuelco de estratos, pero no caídos.

- **Roturas globales.** Definidos por superficies que pueden desarrollarse parcialmente a lo largo de juntas, pero que normalmente las cruzan. Esta forma de rotura solo puede ocurrir en macizos rocosos muy diaclasados, con un tamaño característico de bloque pequeño respecto al talud, o en roca muy blanda o muy meteorizada.

2.2 EL INDICE SMR

El índice para la clasificación de taludes se obtiene del índice RMR restando un "factor de ajuste", que es función de la orientación de las juntas (y producto de tres subfactores) y sumando un "factor de excavación" que depende del método utilizado:

$$SMR = RMR - (F_1 * F_2 * F_3) + F_4$$

RMR se calcula de acuerdo con los coeficientes de BIENIAWSKI, como la suma de las valoraciones correspondientes a cinco parámetros (Tabla 1):

- Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.
- RQD (medio de sondeo o estimado).
- Espaciamiento de las juntas.
- Condición de las juntas.
- Flujo de agua a través de las juntas (estando en las peores condiciones posibles).

4
FALLA DE ORIGEN

TABLA 1' VALORES DEL RMR (BIENIAWSKI, 1979)

PARAMETROS		INTERVALO DE VALORES						
Resistencia de la roca intacta	Indice de compresión puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1,2 MPa			
	Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1,5 MPa	< 1 MPa
Valoración		15	12	7	4	2	1	0
RQD		80%-100%	75%-80%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
Valoración		20	17	13	8	3		
Separación entre juntas		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
Valoración		20	15	10	8	5		
Condición de las juntas		Muy rugosas No continuas Cerradas Bordes sanos y duros	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes muy meteorizados	Espejos de tala o Relleno < 5 mm o Separación 1-5 mm Continuas	Relleno blando > 5 mm o Separación > 5 mm Continuas		
Valoración		30	25	20	10	0		
Flujo de agua en las juntas		Secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Fuyendo		
Valoración		15	10	7	4	0		

El rango del RMR es de 0 - 100

El factor de ajuste de las juntas es producto de tres subfactores (tabla 2'):

- F_1 depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud. Varía entre 1.00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura muy baja). Estos valores establecidos empíricamente ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F_1 = (1 - \text{sen}(\alpha_j - \alpha_s))^2$$

siendo α_j y α_s los valores del buzamiento de la junta (α_j) y del talud (α_s).

- F_2 depende del buzamiento de la junta en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de probabilidad de resistencia a esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1.00 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0.15 (para juntas con buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j$$

donde:

β_j es el buzamiento de la junta.

F_2 vale 1.00 para las roturas por vuelco.

- F_3 refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud.

Para roturas planas F_3 expresa la probabilidad de que las juntas afloren en el talud. Se supone que las condiciones son "normales" cuando el buzamiento medio de la familia de juntas es igual al del talud, y por lo tanto aflorarán algunas pocas juntas. Cuando el talud buza 10° más que las juntas, casi todas afloran y las condiciones son muy desfavorables. Para la rotura por vuelco no se supone que puedan existir condiciones desfavorables, o muy desfavorables, ya que el vuelco muy rara vez produce roturas bruscas.

El factor de ajuste según el método de excavación. F_4 ha sido establecido empíricamente (Tabla 3).

- Los taludes naturales son más estables, a causa de los procesos previos de la erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.). $F = +15$
- El precorte aumenta la estabilidad de los taludes en media clase $F_4 = +10$
- Las técnicas de voladura suave (recorte) bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes $F_4 = +8$
- Las voladuras normales aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad. $F_4 = 0$
- Las voladuras defectuosas son muy frecuentes y pueden dañar seriamente a la estabilidad $F_4 = -8$
- La excavación mecánica de los taludes por ripado sólo es posible cuando el macizo está muy fracturado o la roca blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello el método ni mejora ni empeora la estabilidad. $F_4 = 0$

TABLA 2: Factor de ajuste para las juntas (Romana, 1965).

C A S O		MUY FAVORABLE	FAVORABLE	NORMAL	DESFAVORABLE	MUY DESFAVORABLE
F	$ a_1 - a_0 $	$> 30'$	$30' - 20'$	$20' - 10'$	$10' - 5'$	$< 5'$
T	$ a_1 - a_0 - 180' $					
P/T	F_1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	$ b_1 $	$< 20'$	$20' - 30'$	$30' - 35'$	$35' - 45'$	$> 46'$
	F_2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T	F_2	1	1	1	1	1
P	$b_1 - b_0$	$> 10'$	$10' - 0'$	0'	$0 - (-10')$	$< -10'$
T	$b_1 + b_0$	$< 10'$	$110' - 120'$	$> 120'$		-
P/T	F_3	0	-6	-25	-50	-60

F Rotura Piana

a_0 dirección de buzamiento del talud

b_0 buzamiento de talud

T Rotura por vuelco

a_1 dirección de buzamiento de las juntas

b_1 buzamiento de las juntas

TABLA 3: Factor de ajuste según el Método de Excavación (Romana, 1965).

METODO	TALUD NATURAL	PRECORTE	VOLADURA SUAVE	VOLADURA O MECANICO	VOLADURA DEFICIENTE
F_2	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8

Tabla 4) Clases de estabilidad según el SMR (Fonseca, 1985).

Clase No.	I	II	III	IV	V
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o pocas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

El valor final del índice de clasificación SMR es:

$$SMR = RMR - (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

La clasificación no tiene instrucciones específicas para las roturas en cuña. El procedimiento a seguir es obtener el índice SMR para cada una de las familias de juntas. Se adoptará para el talud el valor menor del índice SMR obtenido para cada familia de juntas.

En rocas meteorizadas la clasificación debe ser aplicada dos veces: para la situación inicial de roca sana y para la situación futura de roca meteorizada. Los índices obtenidos serán distintos.

Según el valor del índice SMR se obtienen 5 clases de estabilidad, definidas simplifícadamente en la tabla 4).

Los valores limites del SMR encontrados empiricamente para cada forma de rotura son:

TIPO DE ROTURA	POSIBILIDAD DE ROTURA
- <i>Roturas planas</i> .SMR > 60 .60 > SMR > 40 .40 > SMR > 15	Ninguna Importantes Muy grandes
- <i>Roturas por vuelco</i> .SMR > 60 .65 > SMR > 50 .40 > SMR > 30	Ninguna Menores Muy grandes
- <i>Roturas en cuña</i> .SMR > 75 .75 > SMR > 49 .55 > SMR > 40	Muy pocas Algunas Muchas
- <i>Roturas completas</i> .SMR > 30 .30 > SMR > 10	Ninguna Posible

3. RECOMENDACIONES PARA LA ESTIMACION DEL INDICE SMR EN EL CAMPO.

3.1 ELECCION DEL AFLORAMIENTO.

La labor de clasificación puede realizarse en:

- Testigo de sondeos

- * Buenos para observar las condiciones de la matriz rocosa en profundidad.
- * Dificiles para la orientación exacta de las juntas.

- * Las condiciones de agua en las juntas pueden inferirse a partir de los niveles freáticos generales.

- Afloramientos naturales

- * Normalmente corresponden a los estratos más compactos lo que puede enmascarar las condiciones generales.
- * Es fácil el estudio de las juntas.
- * Debe usarse el factor de ajuste para "taludes naturales".

- Otros taludes

- * Las condiciones dependen de la edad y métodos de excavación del talud y de la meteorización.
- * Las juntas pueden aparecer con más frecuencia más abiertas si se excavó con voladuras suficientes.
- * Es fácil determinar las formas de rotura y las condiciones hidrogeológicas.

Cada caso tiene ventajas e inconvenientes. Lo mejor es combinar los tres en un estudio.

3.2 LA RESISTENCIA DE LA ROCA

El dato correcto es la resistencia a compresión simple, medida en laboratorio. Pero muchas veces es necesario estimar la resistencia en el campo.

En la *Tabla 5'* se contienen algunas indicaciones útiles para estimar este parámetro con algunos ensayos índice manuales. Las rocas resistentes (o muy resistentes) no abundan por lo que el margen de error al estimar este parámetro es reducido en la práctica.

Tabla de índices manuales para estimar la resistencia

ROCA		ENSAYO DE CANCHO	
Descripción	Co. MPa	Navaja	Martillo geológico
Extremadamente resistente	250+	No corta	Si golpe arranca pedruzcos trozos
Muy resistente	100 - 250	No corta	Se rompe con algunos golpes
Resistente	50 - 100	No corta	Se rompe con varios golpes
Medio resistente	25 - 50	No corta	Se rompe con un solo golpe
Blanda	5 - 25	Corta con dificultad	Puede romperse con el pico
Muy blanda	1 - 5	Corta fácilmente	Se puede machacar

Si se emplea el Esclerómetro SCHMIDT pueden utilizarse al siguiente proceso operatorio tomado de DEERE (1964), Beverly (1979), HARAMY y De MARCO (1985) y ISRM (1978).

- Usar esclerómetro tipo L para roca dura y tipo R-710 para menos dura.
- Realizar 10 a 20 ensayos golpeando perpendicularmente a la cara de la roca y anotando el ángulo de martillo con la horizontal. Los emplazamientos deben separarse al menos un diámetro del pistón.
- Elegir áreas de ensayo lisas, sin grietas ni juntas próximas a la superficie.
- Descartar los resultados anormales (sonido hueco, roturas de la roca, rebotes a cero ...) y tomar como índice R la medida de la mitad de ensayos (5 a 10) con resultados más altos.

En la práctica la mayoría de determinaciones se realizan con el esclerómetro horizontal (o casi), por lo que la

resistencia máxima a estimar será de 60 MPa (para el esclerómetro tipo L). La resistencia baja algo si la superficie está saturada. La dispersión normal es del 40% y el error mínimo de 10%.

3.3. R Q D

El RQD fue definido por DEERE como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud (según el eje). El RQD fue establecido para rocas ígneas (donde es más fácil de aplicar) y exige la no consideración de las roturas frescas, que se produzcan durante el proceso de perforación.

El valor del RQD es confiable si:

- Se perfora con diámetro NX y doble batería.
- Se mide lo antes posible después de perforar y en el campo.
- Se hace para tramos cortos de sondeo.

PALMSTROM (1975) propuso una correlación entre el RQD y el índice volumétrico J_v (ng de juntas por metro cúbico) que puede usarse cuando no se dispone de sondeos.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (RQD = 100)$$

$$J_v = \sum 1/S_i$$

S: espaciamiento medio entre juntas (m).

3.4 ESPACIAMIENTO DE LAS JUNTAS

El espaciamiento entre juntas es la distancia entre ellas, medido según líneas perpendiculares a los planos de discontinuidad. La ISRM sugiere el uso de valores máximos, modales y mínimos, pero en la práctica se utiliza el valor medio, que es el recomendado por BIENIAWSKI.

La clasificación utilizada es la propuesta por la ISRM (Tabla 6) a la que BIENIAWSKI añadió un objetivo indicativo del estado general del macizo rocoso.

TABLA 6: CLASIFICACION PARA EL ESPACIAMIENTO DE JUNTAS

DESCRIPCION	ESPACIAMIENTO	CONDICION DE MACIZO
Muy separadas	> 2m	Sólido
Separadas	0.6-2m	Masivo
Med. separadas	0.2-0.6m	Con bloques/estratos
Próximos	0.06-0.2m	Fracturado
Muy próximos	> 0.06m	Muy fracturado

3.5 CONDICIONES DE LAS JUNTAS

Este es el parámetro más importante e incluye varios subparámetros:

- Rugosidad de los bordes.
- Material de relleno (si existe).
- Separación entre los bordes.
- Persistencia/Continuidad.

- Grado de meteorización de los bordes.

3.5.1 RUGOSIDAD / RELLENO.

La escala de rugosidades del RMR es muy fácil de utilizar en el campo:

- Muy rugosa Hay arrugas y escalones verticales en los bordes.
- Rugosa Hay algunas arrugas y asperezas y los bordes se sienten ásperos al tacto.
- Suave No hay asperezas. Los bordes se sienten suaves.
- Con espejos de falla Hay señales de pulido de los bordes

La consecuencia más importante de la rugosidad de una junta es la capacidad de exhibir comportamientos dilatantes cuando una junta cerrada y acoplada es sujeta a esfuerzos cortantes en su plano. La naturaleza de los rellenos gobierna, por el contrario, el comportamiento frente a esfuerzos cortantes de juntas abiertas, no acopladas. Por lo tanto es un parámetro asociado a la rugosidad.

A efectos prácticos es necesario distinguir entre

- Juntas sin relleno.
- Juntas con relleno. (calcita, arena...).
- Juntas con relleno blando. (arcilla, mica, milonita arcilloso).

3.5.2 SEPARACION

La separación es la distancia entre ambos bordes de una junta. Aunque la medición real es muy difícil, la clasificación RMR utiliza una escala muy simplificada:

- Cerradas Menos de 0,1 mm (que es la distancia mínima que puede apreciar el ojo humano).
- Algo abiertas De 0,1 a 1 mm. Los bordes se ponen en contacto con un pequeño desplazamiento apreciable de corte.
- Abiertas De 1 a 5 mm. Los bordes se ponen en contacto después de un desplazamiento apreciable de corte.
- Muy abiertas Más de 5 mm. Los bordes se ponen en contacto sólo después de un gran desplazamiento de corte.

3.5.3 PERSISTENCIA / CONTINUIDAD

La ISRM clasifica las juntas en:

- Persistentes Continuas.
- Subpersistentes No continuas. Varias juntas pueden unirse para formar una superficie de rotura.
- No persistentes No continuas.

En la clasificación RMR se usan sólo las dos clases extremas. Las juntas subsistentes se transforman en continuas en cuanto se inicia la rotura.

3.5.4 GRADO DE METEORIZACION

La Tabla 7' resume las recomendaciones usadas para la determinación del grado de meteorización de los bordes de una junta.

TABLA 7'. GRADO DE METEORIZACION EN BORDES DE JUNTAS (ISRM, 1977)

GRADO	DEMINACION	ROCA DESCOMUESTA (%)	DESCRIPCION
Ia	Fresca	-----	Sin signos de meteorización
Ib	Fresca	-----	Ligera decoloración
II	Algo meteorizado	< 10	Decoloración general
III	Bastante meteorizado	10 - 50	Zonas de roca descompuestas aisladas
IV	Muy meteorizado	50 - 90	Descomposición general de la roca
V	Completamente meteorizado	> 90	Toda la roca está descompuesta. Persiste la estructura original.
VI	Suelo residual	100	Toda la roca está convertida en suelo. No hay estructura.

La clasificación RMR sólo menciona los grados I, II y IV. El grado V (completamente meteorizado) es equivalente al grado IV porque en ambos casos la resistencia al corte es muy baja. El grado III es un caso intermedio (que aparece con menos frecuencia).

5.5.5. VALORIZACION CUANTITATIVA DEL ESTADO DE LAS JUNTAS

Las descripciones del estado de las juntas utilizadas por la clasificación RMR están claras y se adaptan bien en muchos casos a las condiciones de campo.

Pero hay casos dudosos que no encajan bien. Para ellos algunas personas prefieren valorar por separado cada uno de los subparámetros y sumar las valoraciones parciales para llegar al parámetro que defina la condición de las juntas.

En general no se considera necesario utilizar este procedimiento, pero puede ser de utilidad para operadores de campo con menos experiencia con la ventaja de construir una lista de control. BIENIAWSKI (1989) de una valoración paramétrica de la condición de las juntas. La tabla 8' presenta una lista de parámetros parciales que ha sido útil al autor clasificando taludes. Cada uno de los subparámetros se valora por separado y esos valores parciales se suman para obtener el valor del parámetro de condición de las juntas.

TABLA 8: VALORACION PARAMETRICA PARCIAL DE LAS CONDICIONES DE UNA JUNTA (ROMANA, 1992)

RUGOSIDAD / RELLENO	VALORACION PARCIAL
Muy rugosa	10
Rugosa	7
Algo rugosa	6
Suave	5
Lisa con relleno	5
Con relleno olando	0

ROGOSIDAD / RELLENO		VALORACION PARCIAL
SEPARACION	SEPARACION	VALORACION PARCIAL
Cerrada	(0,1 mm)	5
Algo abierta	(0,1-1 mm)	4
Abierta	(1-5 mm)	3
Muy abierta	(> 5 mm)	0
RESISTENCIA		VALORACION PARCIAL
No persistente. No continua		5
Subpersistente		3
Persistente. Continua		0
METEORIZACION	GRADO	VALORACION PARCIAL
Fresca	(I)	5
Algo meteorizada	(II)	5
Bastante meteorizada	(III)	3
Muy meteorizada	(IV)	0
Completamente meteorizada	(V)	0

3.6 FLUJO DE AGUA EN LAS JUNTAS.

La clasificación original RMR valora el agua también con otros parámetros (flujo en un túnel, valor de la razón de presión intersticial).

Para taludes puede usarse la clasificación descrita en la tabla 9, adaptada de otras de la ISRM.

Tabla 4: FLUJO DE AGUAS EN LAS JUNTAS

DESCRIPCIÓN	JUNTAS SIN RELLENO		JUNTAS CON RELLENO	
	JUNTA	FLUJO	RELLENO	FLUJO
Seca	Seca	No	Seco	No
Ligeramente húmeda	Manchada	No	húmedo	No
húmeda	húmeda	No	Saturado	Alguna gota
Gotearno	Mojada	Ocasional	Semilavado	Gotear
Fluyendo	Mojada	Continuo	Lavado	Continuo

3.7. ORIENTACION DE LAS JUNTAS Y DEL TALUD

Para cada familia de juntas los datos de orientación son:

- Buzamiento (0 a 90°)
 - * Medido con clinómetro
 - * Error de medida $\pm 2^\circ$
 - * Dispersión normal mínima $\pm 5^\circ$
- Dirección de buzamiento (0 a 360°)
 - * Medido con brújula
 - * Error de medida $\pm 2^\circ$
 - * Dispersión normal mínima $\pm 5^\circ$ a 10°

3.6. METODOS DE VOLADURA

En la clasificación SMR los métodos de voladura se clasifican en:

- Precorte

- * Se perfora una serie de taludes a lo largo de la superficie final del talud.
- * Las taladras deben ser paralelos ($\pm 2\%$) y distan entre si de 50 a 80 cm.
- * Las cargas de explosivo son ligeras y no están acopladas a la pared del taladro, dejando aire en medio.
- * La fila de precorte se dispara con anterioridad a la fila principal.

- Voladura suave

- * Se perfora una serie de taladros a lo largo de la superficie final del talud. Cada taladro se replantea.
- * Los taludes deben ser paralelos ($\pm 2\%$) y distan entre si de 60 a 100 cm.
- * La fila de recorte se dispara después de la fila principal (normalmente con microretardos).

- Voladura normal

- * Cada taladro se replantea de acuerdo con un esquema previo de tiro.
- * Las cargas son las menores posibles.
- * Se dispara secuencialmente, con retardos o microretardos.

- Voladura deficiente

- * El esquema de tiro es indicativo.
- * Las cargas son las mínimas posibles.

* El disparo no es secuencial.

Si la voladura se hace nominalmente dentro de una categoría pero alguna condición no se cumple debe valorarse con el factor correspondiente a la categoría inferior. La mayoría de las voladuras en cortes y canteras tratan de obtener la máxima fragmentación y deben ser consideradas como "deficientes".

4. METODOS DE SOSTENIMIENTO MAS ADECUADOS

4.1 GENERAL

Cuando un talud muestra inestabilidad se puede corregir con muchas medidas diferentes, conjuntamente o por separado. Para muchas de estas medidas se carece de estudios analíticos que definan su efecto real. De otro lado hay muchos casos de refuerzo de taludes bien documentados (especialmente en suelos).

El estudio de un talud rocoso potencialmente inestable es una labor compleja que requiere un cuidadoso estudio de campo, un análisis detallado y un buen sentido ingenieril para valorar la importancia relativa de los diferentes factores de inestabilidad que pueden estar actuando.

Ningún sistema de clasificación puede sustituir todo este trabajo. Pero puede ser de utilidad indicando los límites habituales de uso para cada clase de medidas de corrección. La elección entre dichas medidas están fuera del alcance de una clasificación geomecánica.

Las medidas de sostenimiento pueden agruparse en 6 clases diferentes:

MEDIDAS DE SOSTENIMIENTO	VALOR DE SMR
- <u>Sin sostenimiento</u> * Ninguna * Saneo	(65 < SMR)
- <u>Protección</u> * Zanjas de pie * Vallas (de pie o de talud) * Redes (sobre la superficie del talud)	(45 < SMR < 70)
- <u>Refuerzo</u> * Bulones * Anclajes	(30 < SMR < 40)
- <u>Hormigón</u> * Gunita * Hormigón dental * Contrafuertes y/o vigas * Muros de pie	(20 < SMR < 60)
- <u>Drenaje</u> * Superficial * Profundo	(10 < SMR < 40)
- <u>Reexcavación</u> * Tendido * Muros de contención	(10 < SMR < 30)

La Figura resume la experiencia de los distintos taludes inventariados. En general, los taludes con valores del SMR superiores a 75 no requieren medida alguna, y 65 parece ser el límite por debajo del cual no existe ningún talud totalmente estable, mientras que 30 es el límite superior para los taludes totalmente inestables.

4.2. PROTECCIONES

Las zanjas de pie son adecuadas para recoger pequeñas caídas planas, cuñas y vuelcos. Los anclajes aplican una fuerza en la superficie del talud y la transfieren al interior. A la vez introducen una fuerza estabilizadora y aumentan la resistencia al corte (y la dilatación) de las juntas. Los anclajes son especialmente útiles para sostener grandes corrimientos planos, vuelcos importantes y roturas generales del talud. Su disposición, tipo y densidad deberían ser estudiadas analíticamente en cada caso y comprobadas después instrumentalmente.

Los contrafuertes y muros son medidas correctoras asociadas o que trabajan por gravedad. Pueden utilizarse para taludes parcial o totalmente inestables.

El drenaje superficial puede ser de gran ayuda para la estabilidad de un talud. En la cabeza del talud el agua puede rellenar grietas de tracción, generando presiones intersticiales muy desestabilizadoras. En la superficie del talud el agua puede erosionar zonas blandas causando inestabilidades. Para ser efectivo el drenaje superficial debe estar bien hecho. En muchos casos una cuenta de hormigón se agrieta y rompe inyectando agua en el interior en vez de evacuarla. Los revestimientos deben ser capaces de absorber movimientos apreciables sin pérdida de funcionalidad.

En los macizos rocosos el agua circula por las juntas cuya conductividad hidráulica es proporcional al cubo de su anchura si están abiertas y no tienen rellenos. Por eso la permeabilidad del macizo rocoso tiende a ser mayor en la superficie que en el interior, razón por la que las presiones intersticiales son una causa de inestabilidad menos importante y frecuente en rocas que en suelos. Los posibles sistemas de drenaje profundo pueden ser: drenes de pie, drenes verticales o galerías de drenaje. El drenaje profundo es bueno para corregir grandes inestabilidades planas o en masa con climas muy húmedos y/o juntas de gran conductividad horizontal.

3. CONCLUSIONES

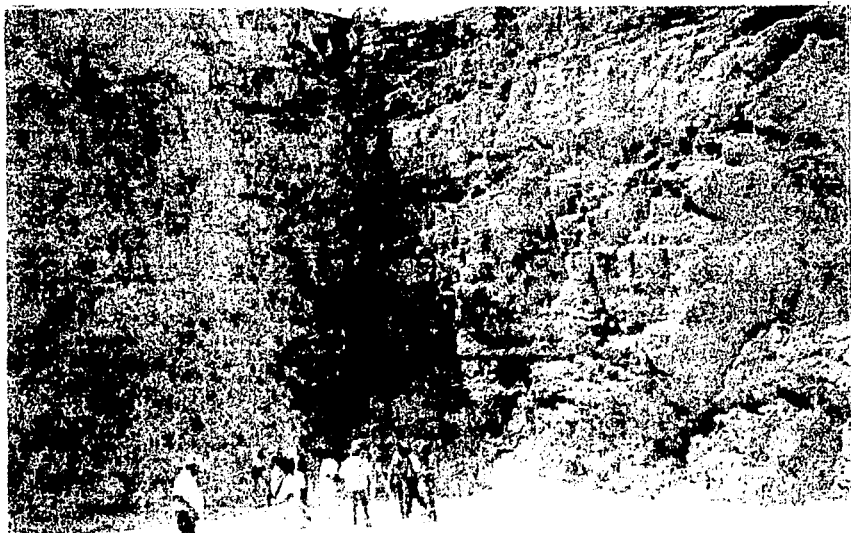
El método SMR puede ser útil para extender el uso de las clasificaciones geomecánicas a los taludes y dar una primera impresión de riesgo de rotura y medidas de sostenimiento necesarios.

A N E X O I I

BREVE INFORME FOTOGRAFICO DE LA
CONSTRUCCION DEL PUENTE
BARRANCA "EL CANON"



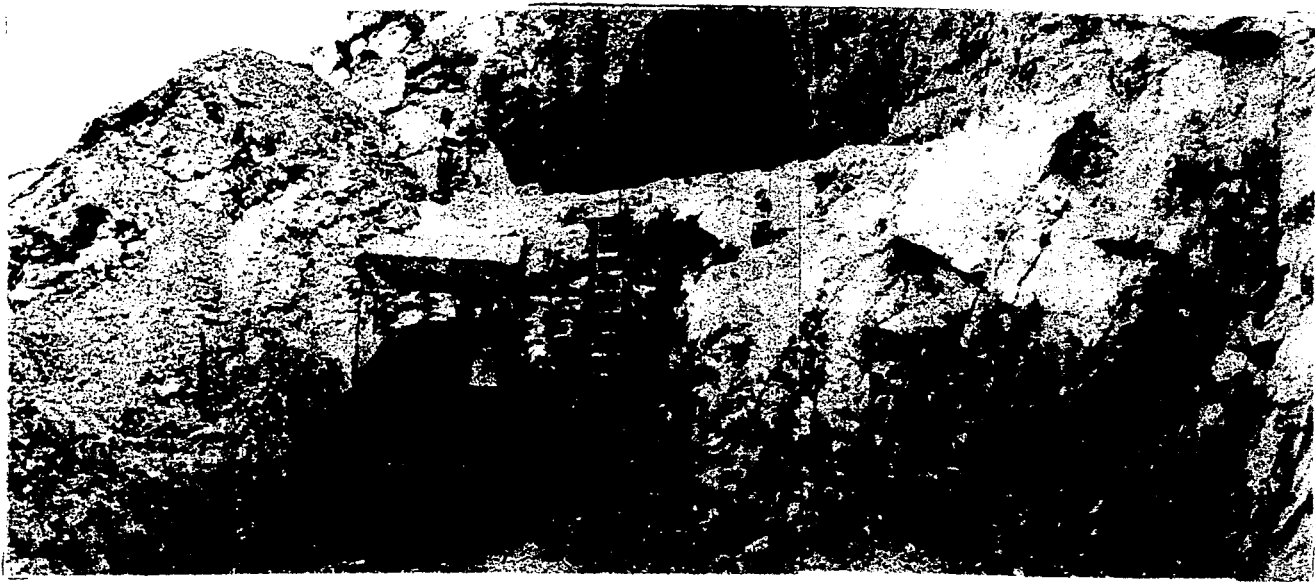
**CARGADO DE EXPLOSIVOS EN BARRENACION PARA LA EXCAVACION
DONDE SE ALOJARA LA CIMENTACION DE LA PILA N^o. 2.**



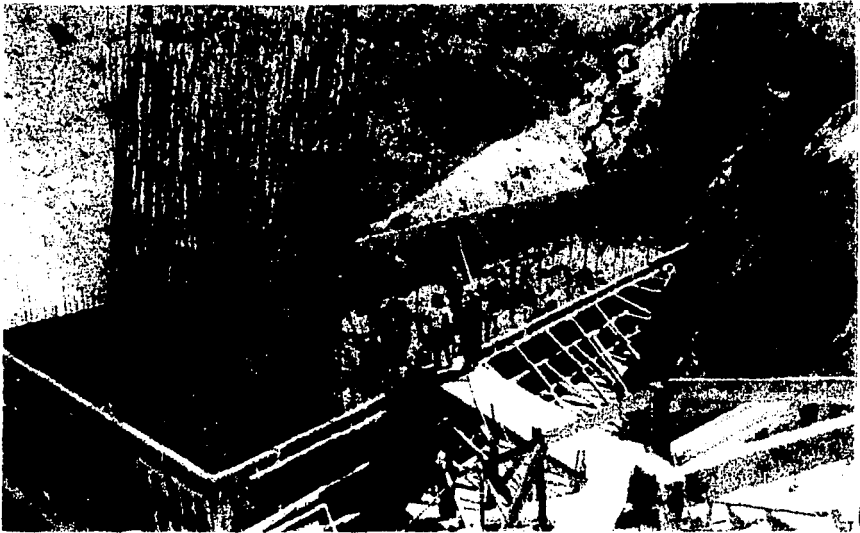
**APRECIACION DE LOS TALUDES DE LA EXCAVACION PARA
ALOJAR EL ESTRIBO N^o 1**



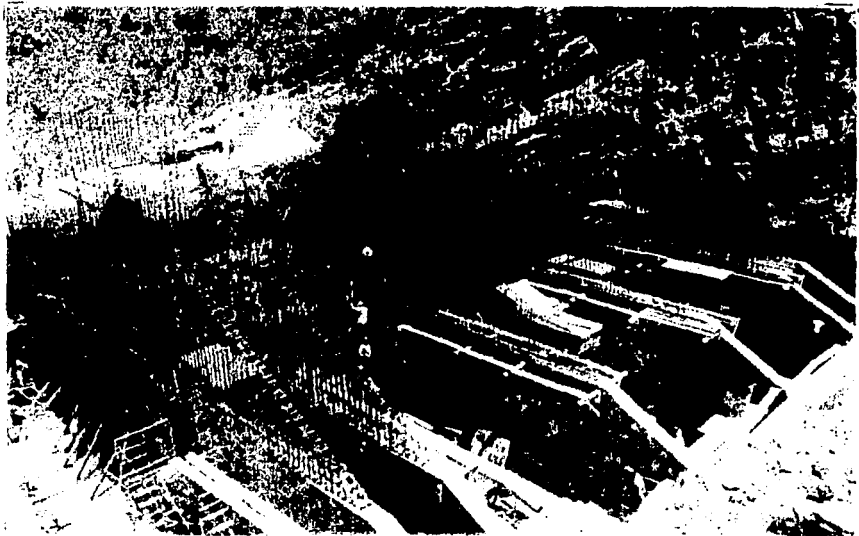
VISTAS DE LA EXCAVACION EN LA MARGEN IZQUIERDA DESDE
LA MARGEN DERECHA



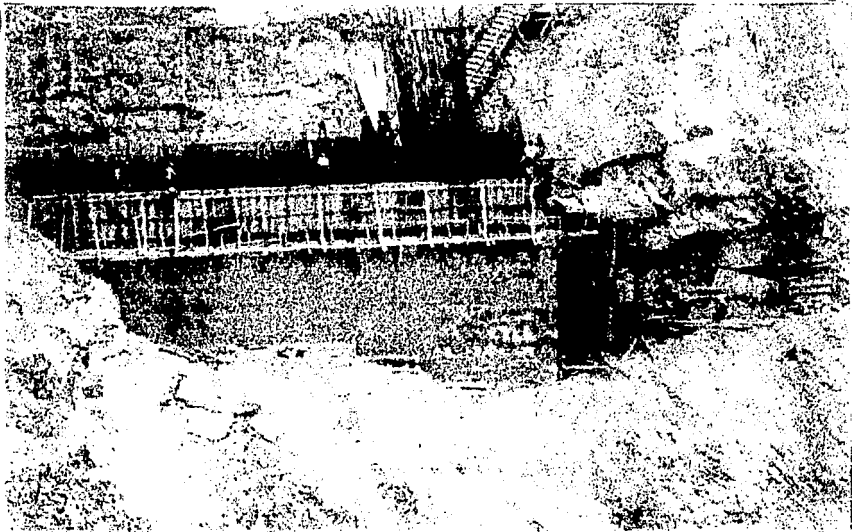
**VISTAS DE LA EXCAVACION EN LA MARGEN IZQUIERDA DESDE
LA MARGEN DERECHA**



ARMADO DE ACERO DE REFUERZO Y CIMBRA PARA LA CIMENTACION
DE LA PILA No. 2



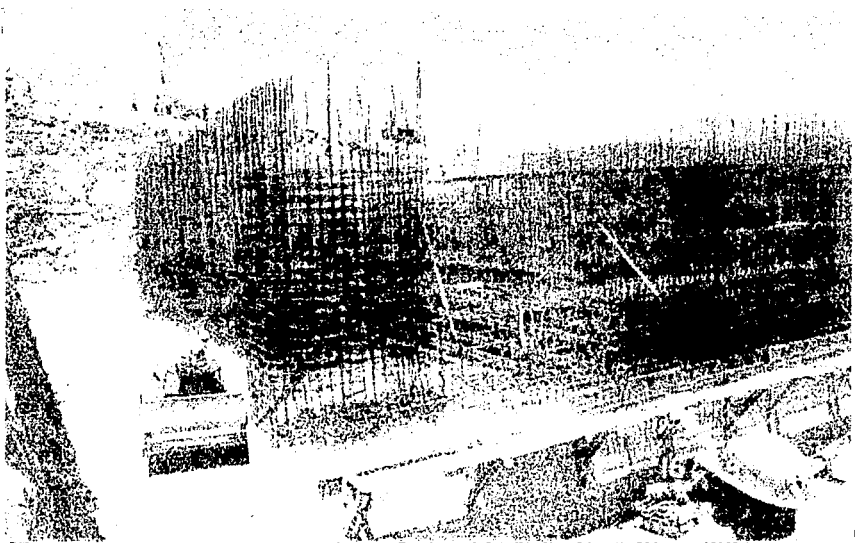
CIMBRA, DESCIMBRA Y ARMADO EN EL ESTRIBO No. 1



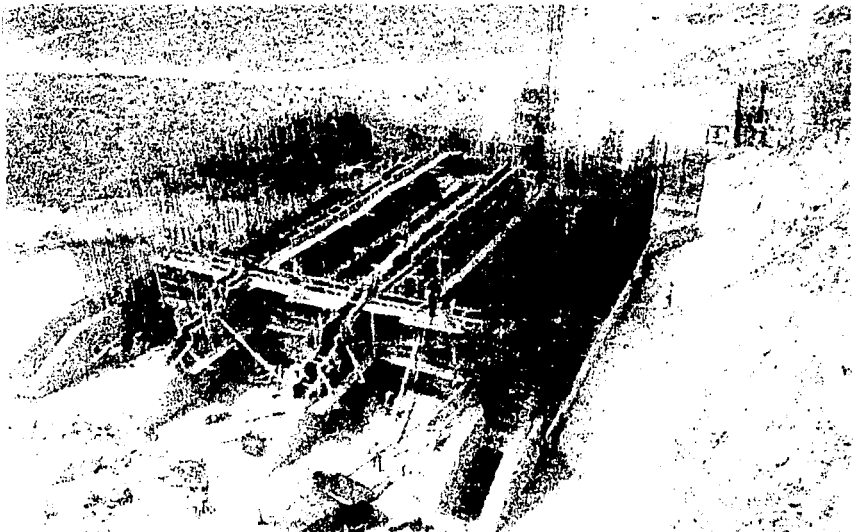
FOTOGRAFIA EN LA QUE SE PUEDE VER LA ZAPATA INCLUYENDO SU PLANTILLA DE NIVELACION HECHA CON CONCRETO CICLOPEO



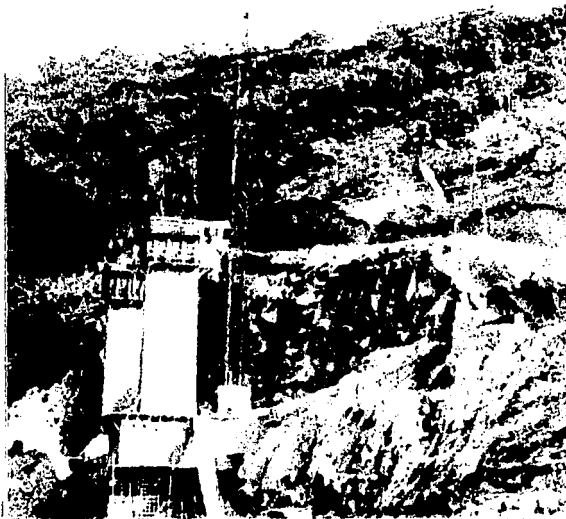
ZAPATA TERMINADA E INICIO DEL CUERPO DE LA PILA No. 2



VISTA PARCIAL DEL ESTRIBO No 1 MOSTRANDO EL ACERO DE REFUERZO



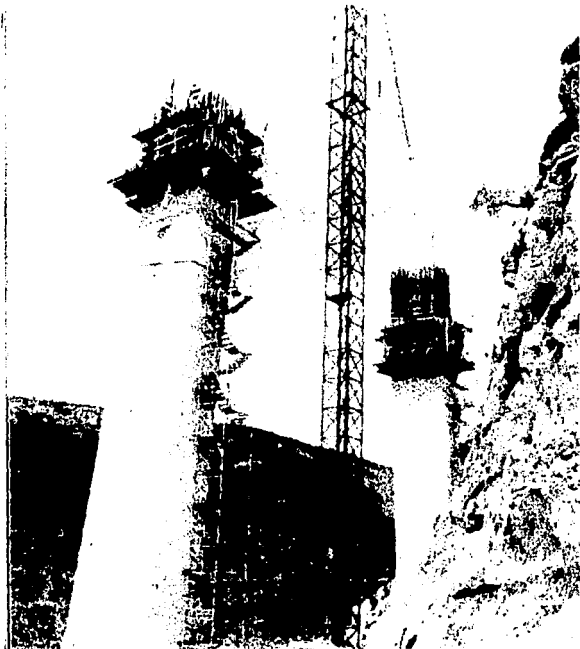
ARMADO Y CIMBRA EN MUROS Y DIAFRAGMAS DEL ESTRIBO No 1



**EL SUMINISTRO DE LOS MATERIALES NECESARIOS PARA LA
CONSTRUCCION DE LA PILA SE HACE CON EL APOYO
DE UNA TORRE GRUA**



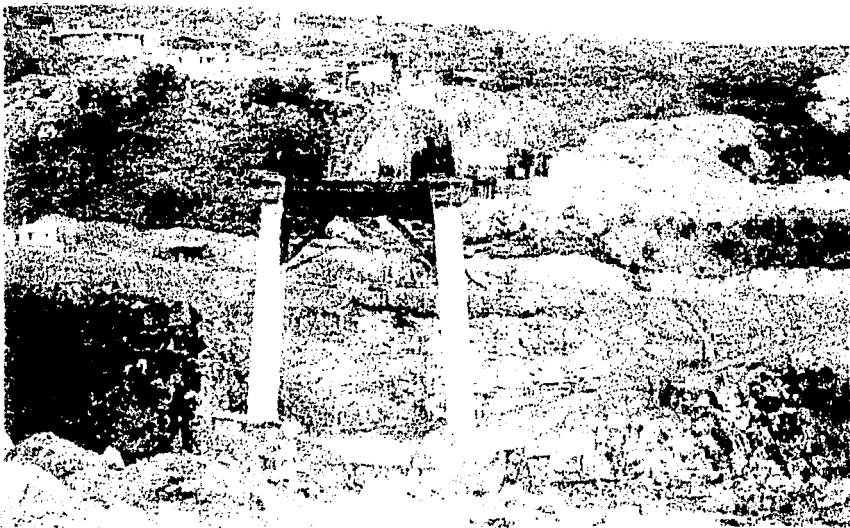
**UNA TOMA DEL NIVEL DE DESPLANTE PARA LA PILA No 4,
OBSERVESE EL FRACTURAMIENTO DE LA ROCA**



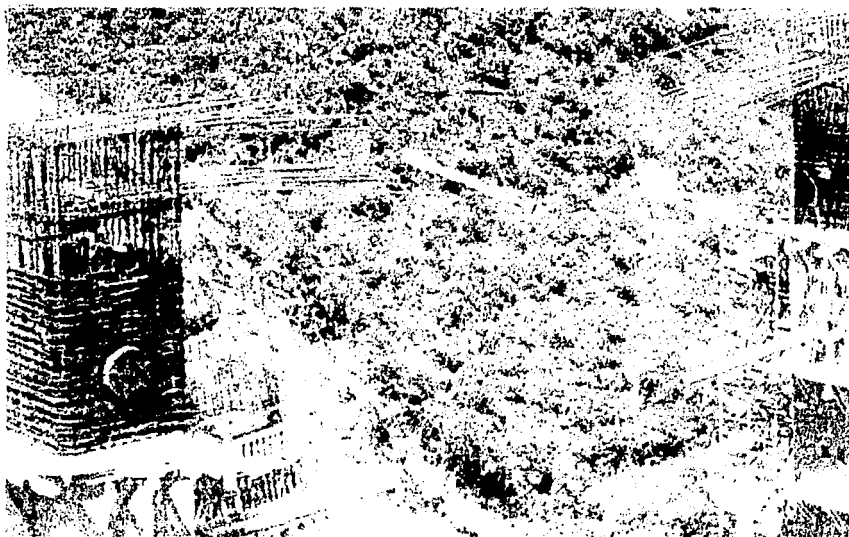
**CIMBRA DOKA EN TREPADO N° 10 Y ARMADO DEL TREPADO
N° 11 EN EL CUERPO DE LA PILA N° 2**



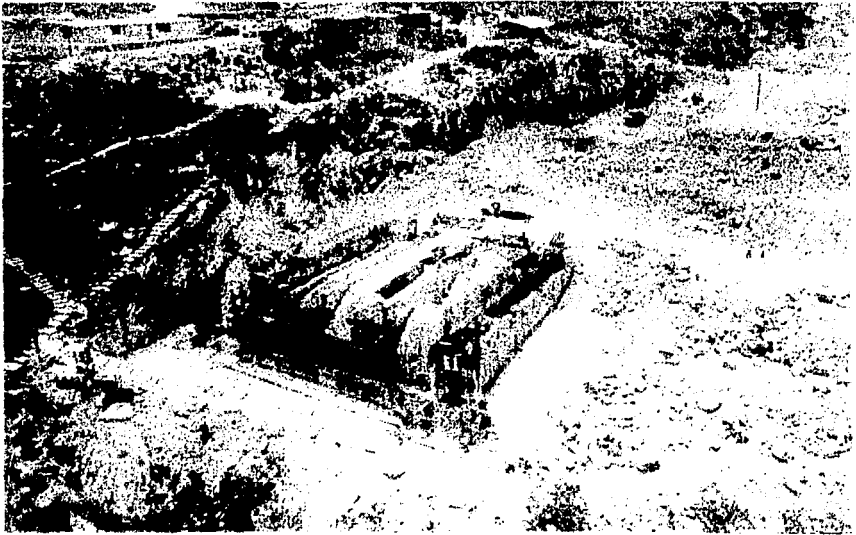
**FOTOGRAFIA QUE MUESTRA LA TERMINACION DEL ANCLAJE
EN LA ZAPATA DE LA PILA N° 2**



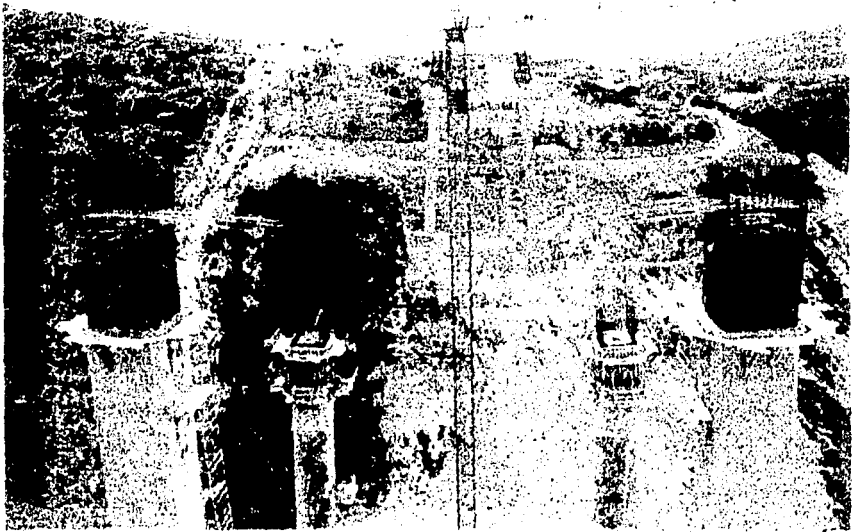
VISTA DE LA MARGEN IZQUIERDA, SE ENCUENTRA LISTA LA CIMBRA PARA LA PRIMERA RIOSTRA DE LA PILA N° 2



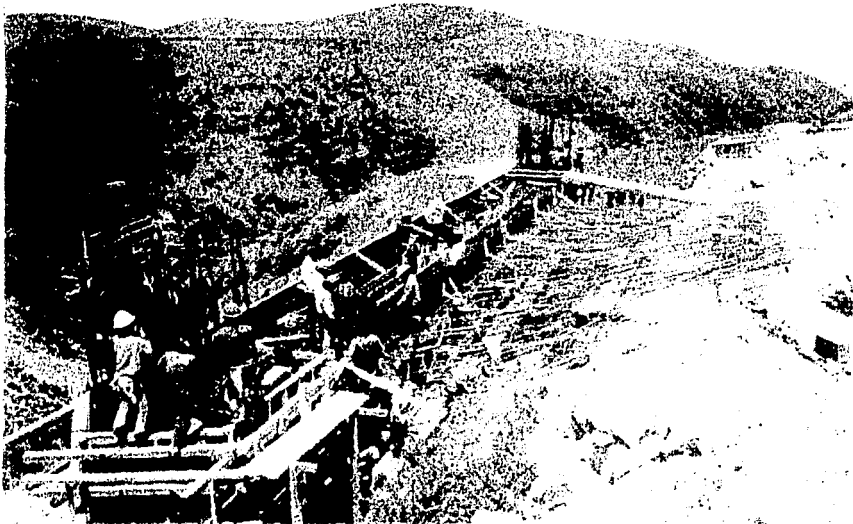
ARMADO DEL TORNAPUNTAS PARA INICIAR LA CONSTRUCCION DE LA RIOSTRA-CABEZAL PARA LA PILA N° 4



**VISTA SUPERIOR DEL ESTRIBO N° 1 DONDE SE HA CÓMENZADO
A DEPOSITAR EL LASTRE**



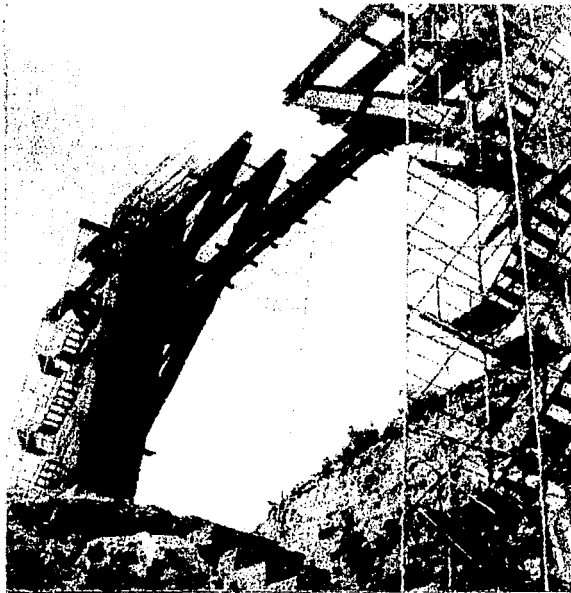
**FOTOGRAFIA QUE MUESTRA EL AVANCE DE LAS TRES
PILAS DEL PUENTE BARRANCA EL CAÑÓN**



**ARMADO DE LA ULTIMA ETAPA DEL ESTRIBO No 5 DONDE SE
APRECIA LA PREPARACION PARA LA LOSA DE ESTABILIZACION**



**PANORAMICA MOSTRANDO EL AVANCE EN ESTRIBO No 5
Y PILAS 2, 3 Y 4**



**COLOCACION DE CIMBRA METALICA Y TORNAPUNTAS PARA
LA RIOSTRA DE LA PILA No 4**



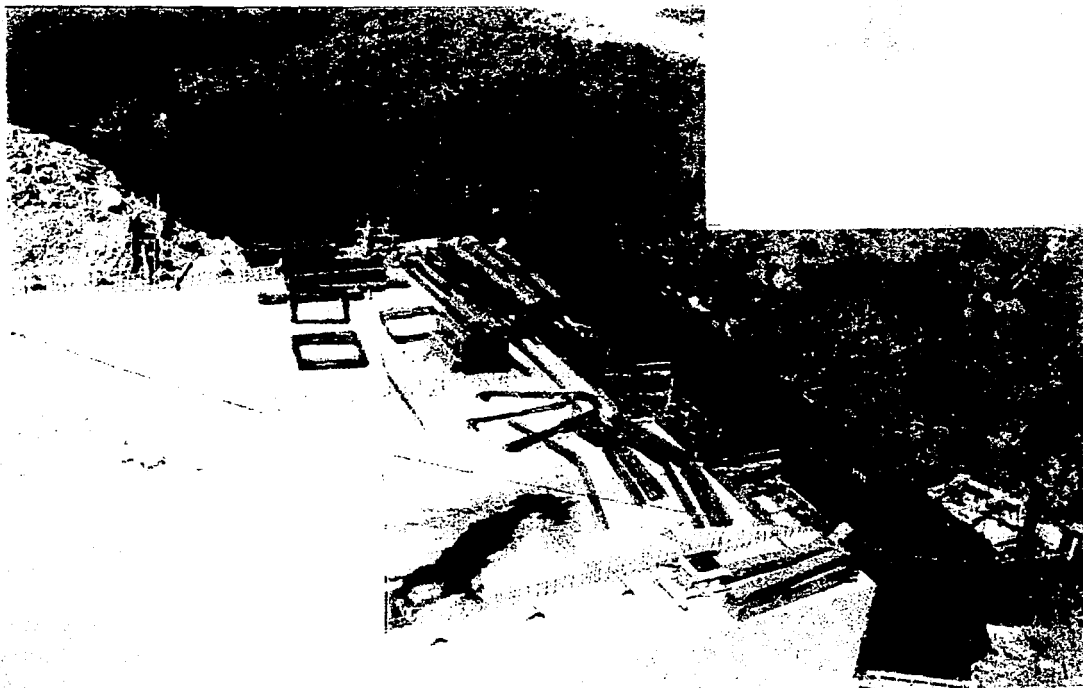
**ARMADO DEL ESTRIBO No 1 Y COLOCACION DE TUBOS CANON
PARA ALOJAR LOS CABLES**



ESTRIBO No 1 CON PARTE DE LA LOSA SUPERIOR YA COLOCADA



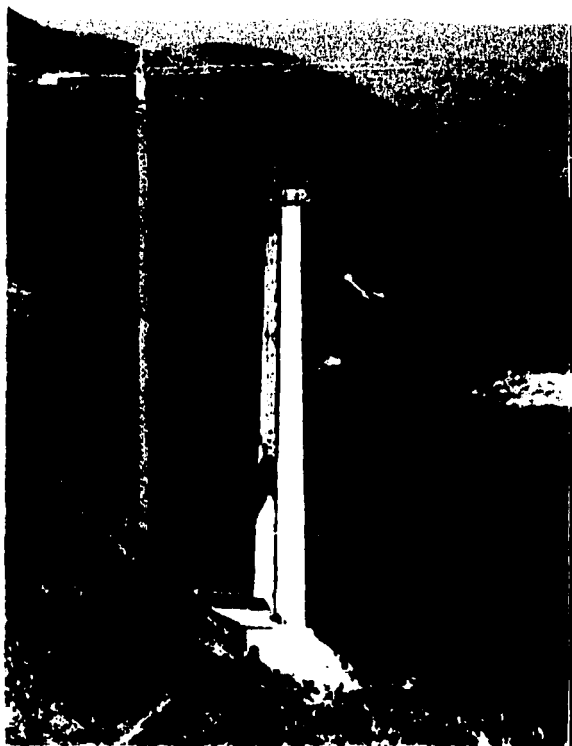
COLOCACION DE MALLA Y FIJACION CON ANCLAS EN EL TALUD DE LA EXCAVACION PARA LA CIMENTACION DE PILA No 4



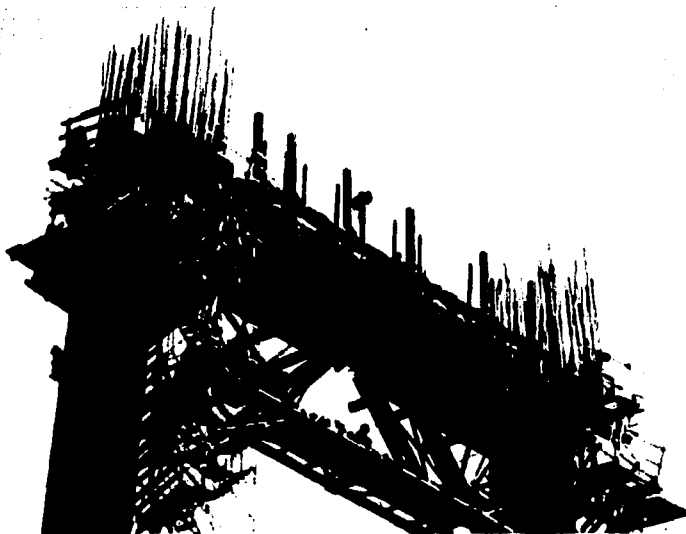
VISTA SUPERIOR DEL ESTRIBO No 1. PUEDE VERSE LAS PARTES DE LA ARMADURA QUE SE EMPLEARA EN LA CONSTRUCCION DE UN APOYO PROVISIONAL PARA EL EMPUJADO DEL TRAMO 1-2



**ACERCAMIENTO DE LA ESTRUCTURA QUE SIRVIO DE APOYO
PROVISIONAL PARA EL LANZADO DE LA SUPERESTRUCTURA
DEL TRAMO 1-2**



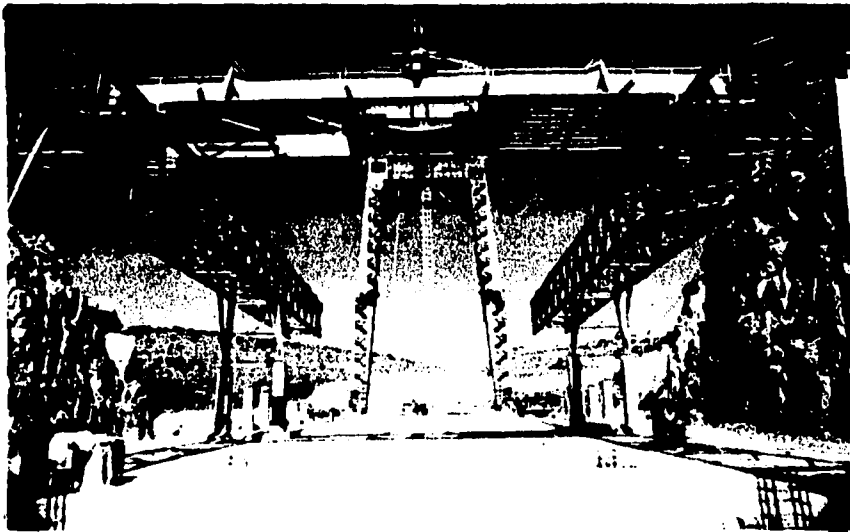
**PILA No 2 TOMADA DESDE UN PUNTO EN LA MARGEN
IZQUIERDA AGUAS ARRIBA**



CIMBRADO PARA LA SEGUNDA RIOSTRA DE LA PILA No 2



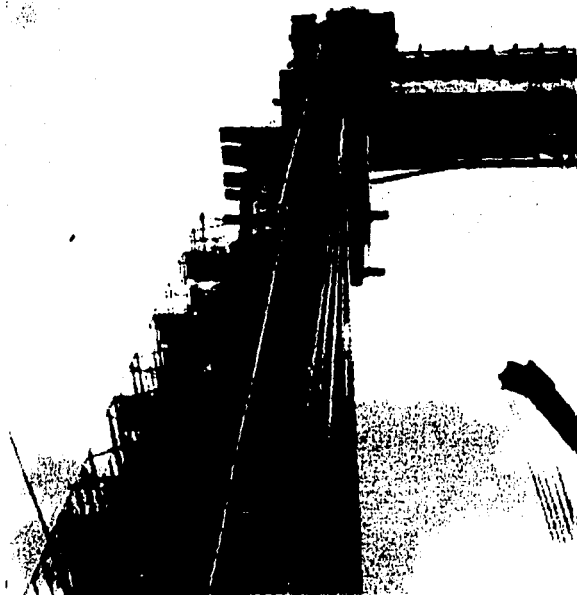
DISPOSITIVOS USADOS PARA TRANSPORTAR LAS DOVELAS



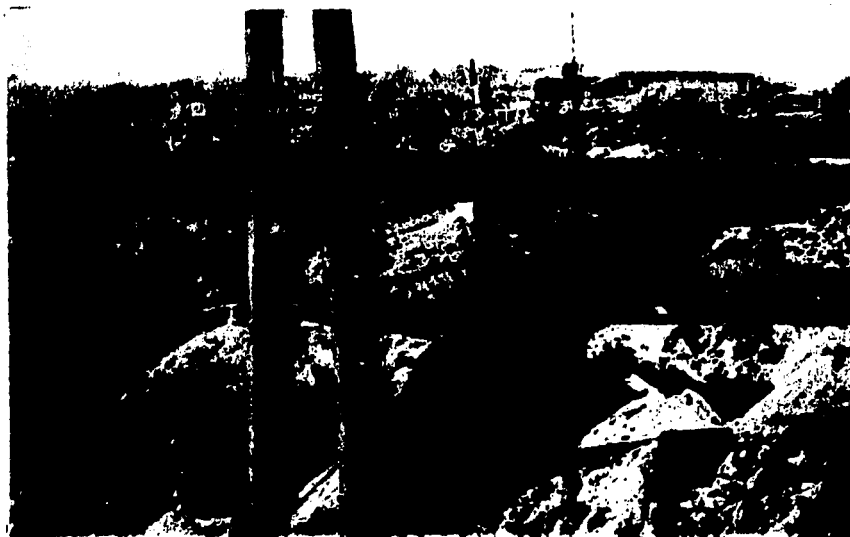
DISPOSITIVO DE LANZADO DE LA SUPERESTRUCTURA INCLUYENDO EN SU PARTE SUPERIOR UN ELEMENTO QUE PUEDE GIRAR LAS DOVELAS



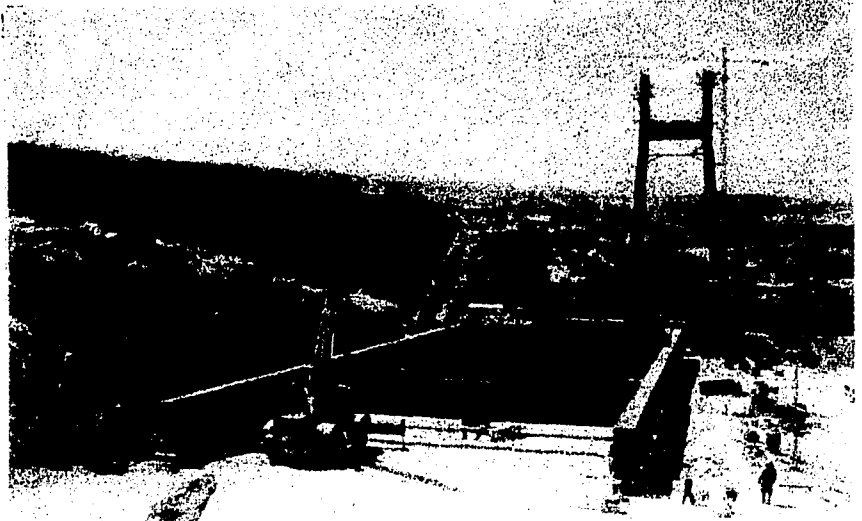
PATIO DE FABRICACION DE DOVELAS CON INSTALACIONES PARA ARMADO, ACABADO Y ENSAMBLE



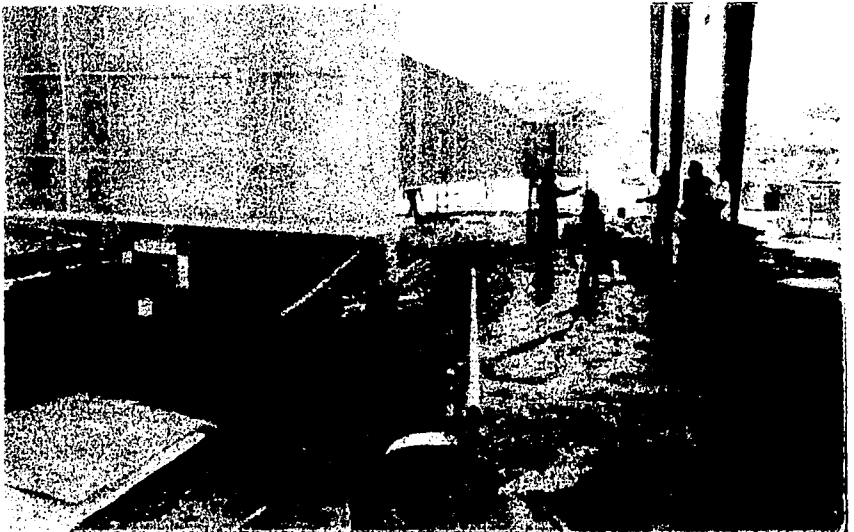
PRIMER TIRANTE ANCLADO EN FORMA PROVISIONAL



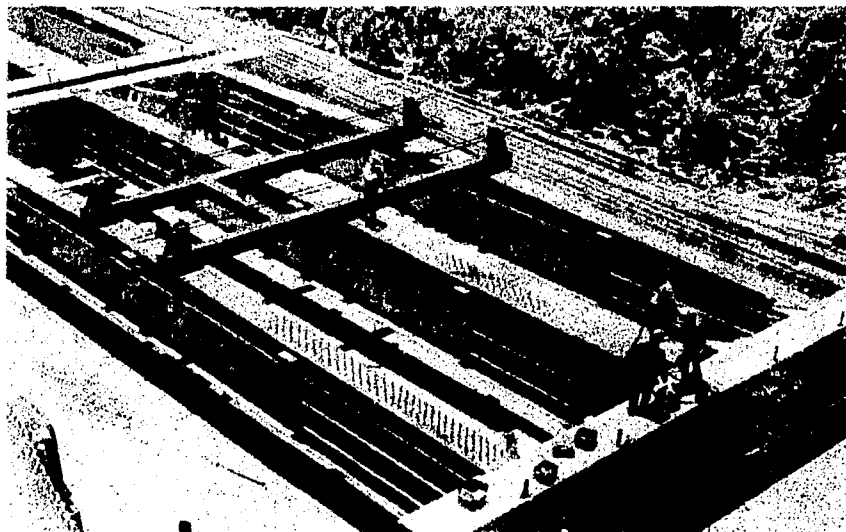
**TRAMO DE SUPERESTRUCTURA YA LANZADO, SE PUEDE VER EL
DISPOSITIVO PARA MANEJO DE DOVELAS EN LA PARTE FINAL
DEL TRAMO.**



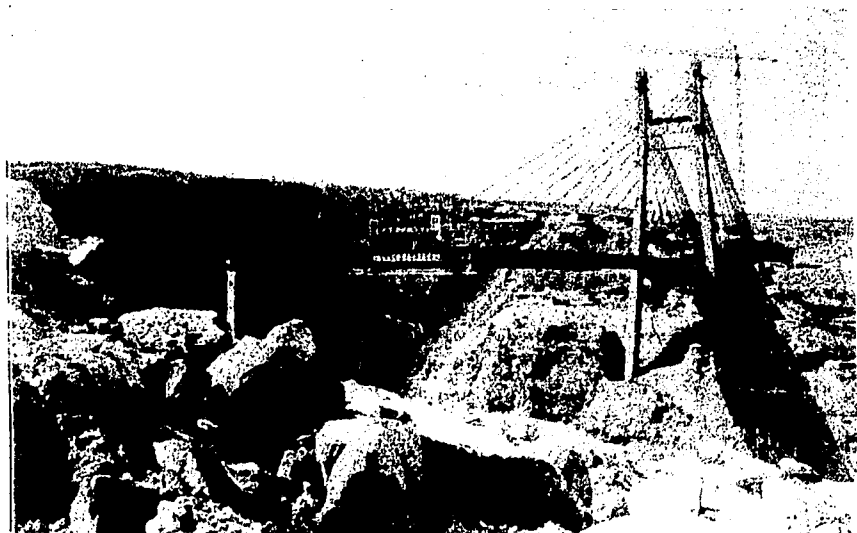
SUPERESTRUCTURA DE ACERO PARA EL TRAMO 3-5



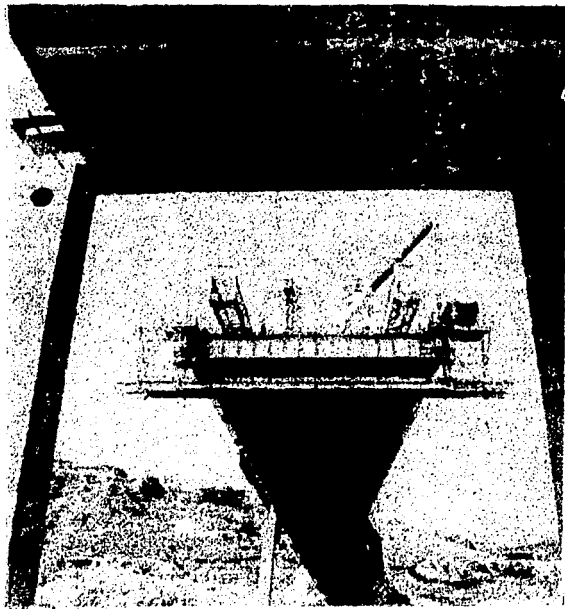
**APLICACION DE ANTICORROSIVO A LAS DOVELAS EN LA
NAVE DE PINTURA**



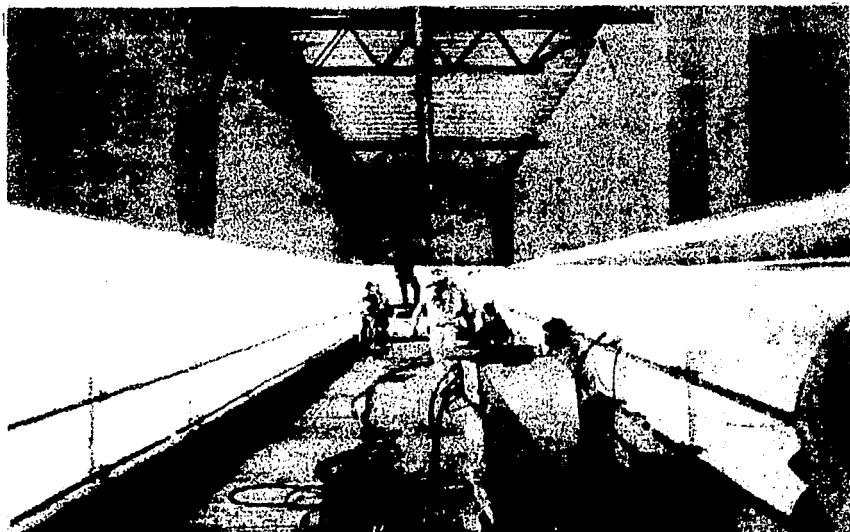
PERSONAL COLOCANDO PERNOS EN PATIN SUPERIOR DE LA DOVELA PARA UNIR LA LOSA DE RODAMIENTO



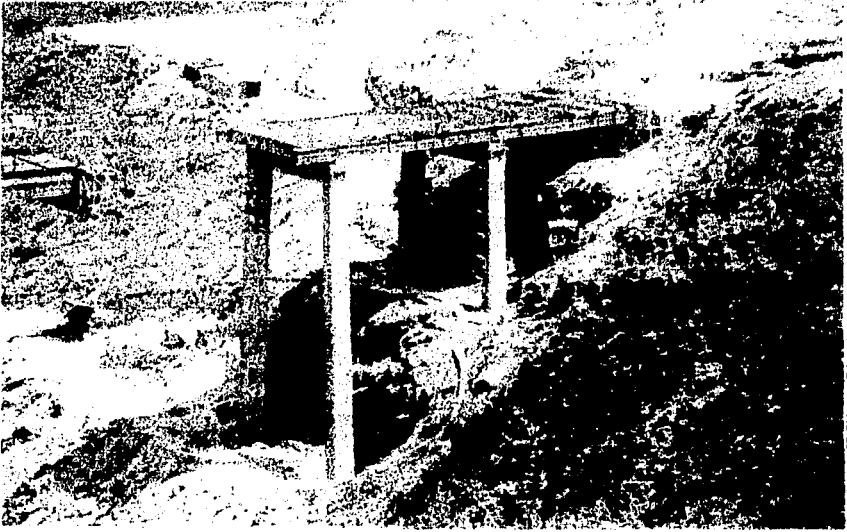
PANORAMICA MOSTRANDO EL AVANCE EN LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE



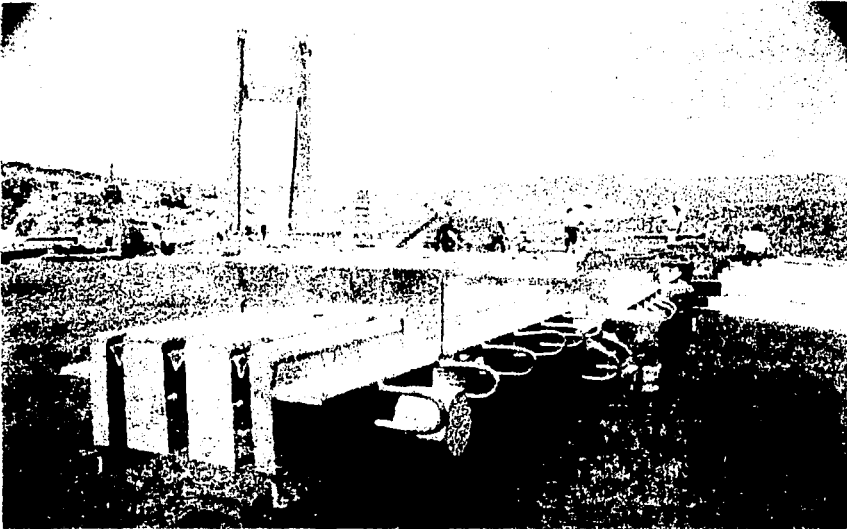
VISTA INFERIOR DE LA SUPERESTRUCTURA MOSTRANDO LA PASARELA UTILIZADA PARA MUCHAS ACTIVIDADES



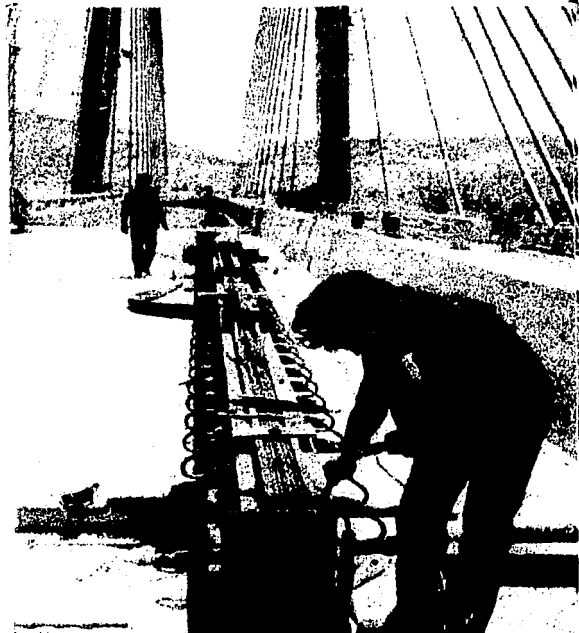
VISTA INTERIOR DE LA PASARELA BAJO LA SUPERESTRUCTURA AL FONDO SE ESTA TENSANDO UN CABLE



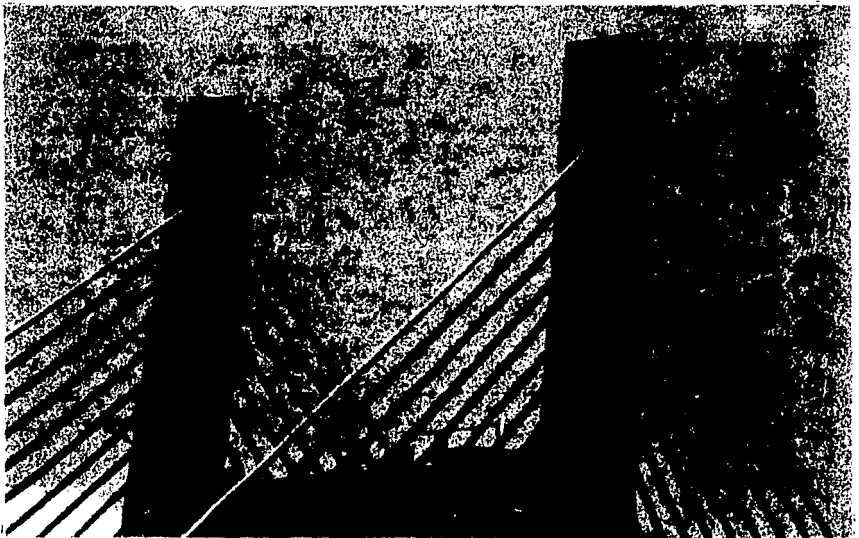
SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO 3-5 COLOCADA EN SU LUGAR DEFINITIVO. LISTA PARA COLOCAR EL FIRME DE CONCRETO



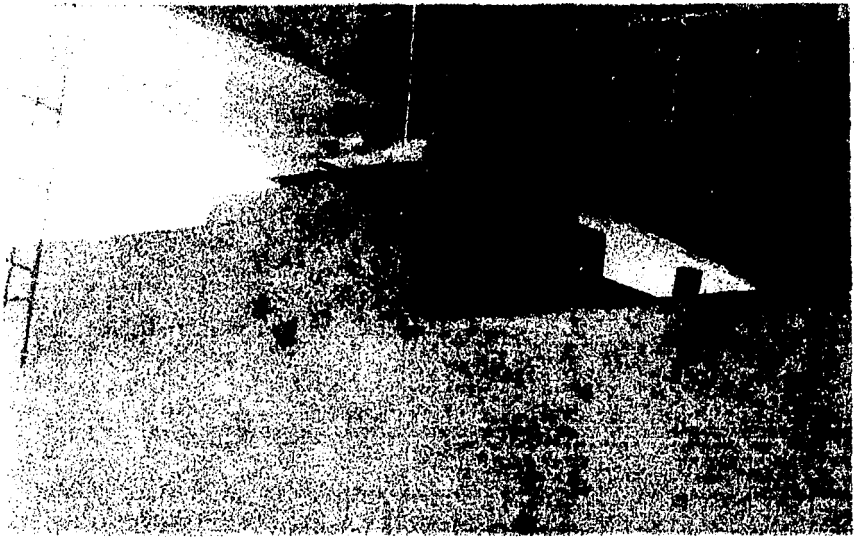
JUNTA DE DILATACION QUE SE COLOCO EN EL ESTRIBO No 5



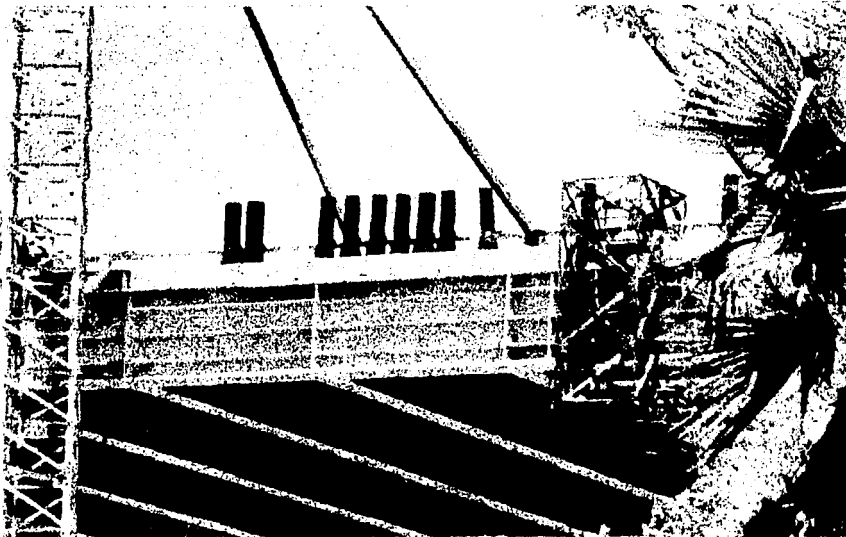
JUNTA DE DILATACION UTILIZADA SOBRE EL ESTRIBO No. 1



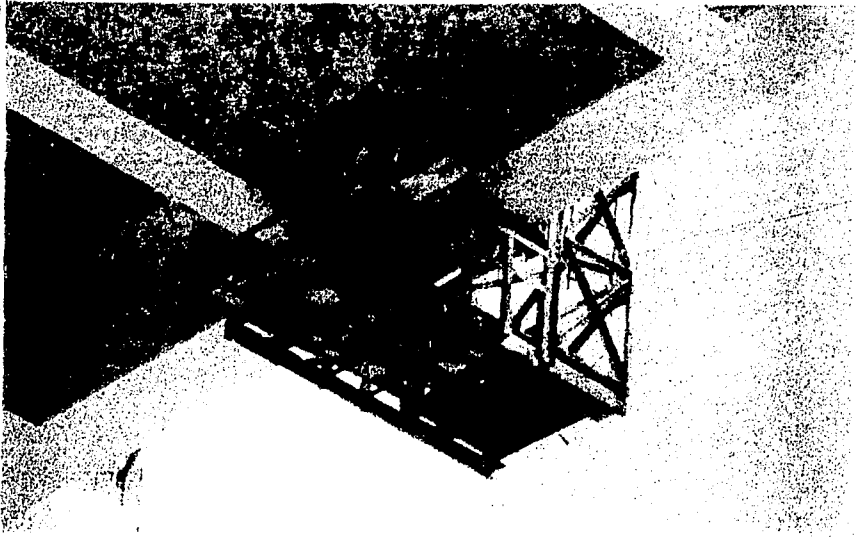
PARTE SUPERIOR DEL MASTIL EN SU FACE DEFINITIVA



APOYO MAURER ENTRE EL CABEZAL DE LA PILA N° 3 Y LA SUPERESTRUCTURA



**TUBOS PARA PROTEGER LA PARTE INFERIOR DE LOS TIRANTES
CONTRA ACCIDENTES PREMEDITADOS**



FOTOGRAFIA QUE MUESTRA LA INYECCION DE RESINA EN LOS ANCLAJES DE LOS CABLES DE PRESFUERZO



PANORAMICA DEL PUENTE TOTALMENTE TERMINADO