

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PRESA CAJON DE PEÑA  
ESTUDIOS GEOTECNICOS

TESIS PROFESIONAL

que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

TEODORO VENTURA VARGAS

Noviembre

1981



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

# I N D I C E

PAGINA

<b>1. INTRODUCCION</b>	
<b>2. ANTECEDENTES</b>	<b>4</b>
2.1    Objetivo	4
2.2    Localización, acceso y clima	4
2.3    Sismicidad	5
2.4    Fisiografía	6
2.5    Geología regional	7
2.6    Datos generales del proyecto	8
2.6.1    Descripción de la presa	9
2.6.2    Dimensiones y cantidades de materiales	9
<b>3. ESTUDIOS</b>	<b>11</b>
3.1    Geología	11
3.1.1    Geología de la boquilla	11
3.1.2    Geología del vaso	15
3.2    Cimentación de la cortina	15
3.2.1    Permeabilidad	15
3.2.2    Propiedades mecánicas de la cimentación	18
3.3    Bancos de materiales	19
3.3.1    Material impermeable	19
3.3.2    Material permeable	23
3.3.3    Agregados para concreto hidráulico	24
3.3.4    Enrocamiento	25
3.4    Diseño de la cortina y tratamiento de la cimentación	25
3.4.1    Selección de parámetros	25
3.4.2    Análisis de estabilidad de la cortina	26
3.4.3    Tratamiento de la cimentación	28
<b>4. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS</b>	<b>37</b>
4.1    Manejo del río	37
4.2    Tratamiento de la cimentación	38
4.2.1    Limpia de la cimentación	39
4.2.2    Construcción de la carpeta de impermeabilización y consolidación	41

	PAGINA
4.3 Explotación de bancos de préstamo	44
4.3.1 Material impermeable	44
4.3.2 Material permeable	45
4.3.3 Enrocamiento	45
4.4 Colocación de materiales en el cuerpo de la cortina	45
4.4.1 Control de calidad	51
5. CONCLUSIONES.	54

## I. INTRODUCCION.

El proyecto del río Tomatlán contempla la construcción de la presa Cajón de Peña, para fines de riego y control de avenidas (fig 1.1), así como las obras hidráulicas correspondientes al proyecto, tales como: vertedor, obra de toma, túnel de desvío y zona de riego.

En la zona de riego se prevé la construcción de una red de distribución formada por canales principales y secundarios, dos túneles, red de drenaje, así como estructuras para operación, protección, control y cruces con carreteras. Los canales serán revestidos de concreto hidráulico, lo que permite una reducción en los costos de operación y mantenimiento, -- así como una mayor eficiencia del distrito de riego. Las estructuras principales de los canales de riego son: represas para alimentar las tomas de los canales, tomas granjas, caídas y rápidas. Los cultivos programados son principalmente, maíz, sorgo y ajonjolí.

Las obras complementarias comprenden una red de caminos con longitud de 93 Km. Lo anterior permitirá el acceso a las obras, tierras de cultivo y la intercomunicación de las poblaciones del distrito. También se llevan a cabo trabajos de mejoramiento social, como la introducción de los servicios de agua potable y alcantarillado a los principales poblados. Además se construyó un campamento con 40 casas den

tro de la zona de riego, que servirán para el personal de --  
operación del distrito de riego, una vez terminada la obra.

Con el embalse de la presa se inundó el poblado del ejido --  
Santiago, por lo que se construyó otro del mismo nombre, el  
cual consta de 74 casas, un edificio escolar, calles, banque--  
tas, alumbrado público, servicio de agua potable y alcantari--  
llado. También se inundaron 310 ha de temporal pertenecien--  
tes al mismo ejido; las que en compensación fueron sustituf--  
das por 1000 ha de riego.

Para cerrar el vaso, se construyeron 4 diques de tierra, del  
lado de la margen derecha (fig 1.2) con una longitud de 1740  
m en conjunto y un volumen total de material colocado de - -  
1'166,594 m<sup>3</sup>. El mayor tiene una altura de 24 m.

En esta tesis se describen los estudios geotécnicos efectua--  
dos para el diseño de la presa Cajón de Peña, así como algu--  
nos aspectos constructivos que, sin referirse a problemas de  
mecánica de suelos, se consideraron de interés y representa--  
tivos de problemas típicos durante la construcción de una --  
presa.

En el capítulo 2 se describen los antecedentes de importan--  
cia que debieron considerarse en el proyecto, a saber; clima,  
sismicidad y geología regional. En el capítulo 3 los estu--

dios efectuados: geológico, geotécnico de la cimentación, de bancos de materiales y el diseño de la cortina. En el capítulo 4 se indican los aspectos constructivos que se manejaron durante la construcción de la presa.

Por último, el capítulo 5, presenta las conclusiones que se obtuvieron al elaborar el presente trabajo.

## 2. ANTECEDENTES.

En este capítulo se presentan los antecedentes en que se basó el diseño de la presa Cajón de Peña.

### 2.1 Objetivo.

La presa Cajón de Peña fué construída para almacenar agua. - Su capacidad máxima es de 715'000,000 m<sup>3</sup> que se emplea principalmente para dotar de agua a la zona de riego.

La superficie irrigada es de 33,300 ha; se divide en dos unidades: Tomatlán y San Rafael de 25,000 y 8,300 ha respectivamente.

Además, la presa tiene una capacidad de regulación de - - - 300'000,000 m<sup>3</sup> para control de avenidas.

### 2.2 Localización, acceso y clima.

La boquilla Cajón de Peña, sobre el río Tomatlán, se localiza en la porción suroeste del estado de Jalisco, sobre la - vertiente del Pacífico en la Sierra Madre Occidental. Sus - coordenadas geográficas son 105°11' de longitud oeste y 19°59' de latitud norte. La altitud del cauce, en el sitio de la - presa es 82 m snm.

En el Km 130.5 de la carretera Barra de Navidad - Puerto Vallarta se encuentra el poblado El Tequésquite. De aquí par-

te un camino de terracería de 18 Km de longitud hasta llegar a la presa, (fig 1.2).

Según la clasificación de Köppen y Thornthwaite, el clima que prevalece en la región es tropical lluvioso, con lluvias deficientes en invierno. La estación termopluviométrica y de aforos que la S.R.H. instaló en el lugar registró, hasta 1979, los siguientes datos:

Temperatura máxima extrema	39.0°C
temperatura mínima extrema	11.0°C
temperatura media anual	25.7°C
precipitación media anual	1322 mm
evaporación	1769.8 mm
escurrimiento anual (millones de m <sup>3</sup> )	1046

El mes de mayor precipitación es septiembre, con 332.5 mm y el de menor precipitación es abril, con 0.2 mm.

Entre 1930 y 1950 sólo tres trayectorias ciclónicas cruzaron por la cuenca triburaria al río Tomatlán.

### 2.3 Sismicidad.

El sitio está localizado en las cercanías de la gran falla del Pacífico, en la zona sísmica de la República Mexicana.

El epicentro más importante es el 199 (Ref 2.1); sus características son:

longitud al oeste de Greenwich	105°17'
latitud norte	19°53'
distancia al observatorio de Tacubaya	644 Km
frecuencia (No. de veces que se ha movido desde 1927)	8
magnitud máxima según la escala de Mercali (ocurrida el 30/XI/34)	7

#### 2.4 Fisiografía.

El área del proyecto está comprendida en la provincia fisiográfica denominada "Zona Montañosa de la Costa del Suroeste" según la división hecha por el Ing. Manuel Alvarez Jr. - - - (1961). Este sistema montañoso corre paralelo a la costa. - Se puede decir que la región está sufriendo un proceso de rejuvenecimiento, formándose grandes domos que sólo aumentan su pendiente cuando sus laderas se precipitan a un cauce torrencial de los muchos que disectan las formaciones geológicas. Esta característica fisiográfica no ha permitido a la fecha la formación de valles extensos, reduciéndose en su mayoría a planadas ribereñas que se amplían en las confluencias fluviales.

El vaso está formado por una serie de lomeríos con pendiente suave y surcado por una red de pequeños arroyos cuyo desague

se limita en el cauce del río Tomatlán. Es característica - del río Tomatlán y sus afluentes, las pendientes fuertes y - secciones en forma de V.

La boquilla presenta en la margen izquierda, pendiente más - pronunciada que la derecha.

### 2.5 Geología regional.

La región se encuentra constituida por rocas graníticas, con numerosas inclusiones de diorita y microdiorita. Estas se - produjeron por diferenciación magmática; presentan forma - - irregular.

El granito es una roca plutónica de textura granular, color gris crema, que intemperiza en amarillo, mostrando cristales bien desarrollados de cuarzo, feldespatos alcalinos y elemen- tos ferromagnesianos, como las micas (biotita o moscovita).- Por contracción se fractura formando bloques rectangulares - que al alterarse se van redondeando debido a su típica exfo- liación. La alteración del granito produce depósitos resi- duales de espesor variable que en la zona se conocen como Tu curuguay; se pueden clasificar según el SUCS, como arenas me- dias limosas poco cementadas, normalmente de color café cla- ro.

La diorita es una roca de color gris verdoso a negro, con -- fenocristales de color blanco y negro y textura fanerítica.

Sus componentes principales son: feldespatos, anfíbolos, magnetita, actinolita y mineralización de pirita. Por su solidez y resistencia a la compresión, puede dársele las mismas aplicaciones que al granito. Ocasionalmente, se observan diques de aplita color crema claro y textura sacaroide, hasta de 60 cm de espesor.

La aplita es una roca blanca, de grano fino y rica en sílice, que se originó por diferenciación magmática de rocas profundas, por lo que suele presentarse en diques o filones.

## 2.6 Datos generales del proyecto.

En la fig 2.1 se presentan los datos generales de la presa.

cortina	materiales graduados
capacidad máxima	15'000,000 de m <sup>3</sup>
capacidad de azolves	55'000,000 de m <sup>3</sup>
capacidad de riego	360'000,000 de m <sup>3</sup>
capacidad de regulación	300'000,000 de m <sup>3</sup>
riego	33,300 ha
obra de toma	Q = 35 a 40 m <sup>3</sup> /seg
vertedor de compuertas radiales	Q = 4,380 m <sup>3</sup> /seg
área del embalse a la elevación 139.20 - - (N.A.M.E.)	3,748 ha
túnel de desvío en - margen izquierda	

distrito de riego:

Unidad San Rafael	8,300 ha
Unidad Tomatlán	25,000 ha

2.6.1 Descripción de la presa (fig 2.1)

Zona 1.- Corazón impermeable central, con taludes --  
0.2: 1.

Zona 2.- Transiciones de grava y arena seleccionadas,  
con taludes 0.7: 1.

Zona 3.- Respaldos de grava y arena del lecho del --  
rfo, con taludes 2 : 1.

Zona 4.- Capas de rezaga de canteras y chapas de pro  
tección de enrocamiento a volteo; cada tipo  
de capa con espesores de 3.00 m en el para-  
mento de aguas arriba y de 2.00 m en el pa-  
ramento de aguas abajo.

2.6.2 Dimensiones y cantidades de materiales.

altura máxima sobre el cauce	62.00 m
longitud de corona	920.00 "
ancho de corona	10.00 "
ancho máximo de la base	274.00 "
bordo libre	2.80 "

material impermeable	533,000 m <sup>3</sup>
grava y arena en transiciones	402,000 "
grava y arena en respaldos	1'953,000 "
rezaga de roca	301,611 "
enrocamiento selecto	340,389 "
volumen total	3'530,000 "

Para cerrar el vaso se construyeron 4 diques de materiales - graduados, del lado de la margen derecha (fig 1.2), el mayor de ellos tiene una altura de 24 m sobre la cota del puerto - topográfico y presentan un desarrollo aproximado en conjunto, de 1,740 m. El volumen total de terracerías es de 1'166,594 m<sup>3</sup>.

### 3. ESTUDIOS.

#### 3.1 Geología.

##### 3.1.1 Geología de la boquilla.

Para la localización del eje de la cortina se estudiaron - - tres alternativas (fig 3.1), donde se efectuaron 12 sondeos y 15 pozos a cielo abierto (PCA).

La boquilla es topográficamente asimétrica; la margen izquierda es más acantilada que la derecha. Geológicamente es simétrica, en virtud de que el subsuelo está constituido, en ambas márgenes, por rocas plutónicas (granitos), con una zona de intemperismo en la parte superior, que constituye el material conocido regionalmente como Tucuruguay.

El sitio fué labrado por el río Tomatlán, sobre rocas plutónicas que fueron intrusionadas por diques de diorita y pórfidos andesíticos, dando la impresión de formar una sola unidad. Estos materiales tienen prácticamente las mismas características físicas que el granito; por lo anterior, no se esperaban problemas debidos a comportamiento diferente de estas rocas. Los rumbos de los diques oscilan de NW25° a 65°SE.

En las exploraciones efectuadas se utilizó una perforadora - Calyx H-33 S.R.H. - 4351-11 de munición; se empleó barril - - muestreador NW.

A continuación se describen los resultados de dichas exploraciones.

a) Primera alternativa (fig 3.2)

En esta alternativa el eje de la cortina tiene una longitud de 1000 m para la cota 142.

Entre los cadenamientos 0+000 y 0+126, existe Tucuruguay ó granito alterado hasta una profundidad aproximada de 12.0 m.

Superficialmente hay una capa de suelo vegetal que varía de 0.0 a 1.3 m de espesor, que lo cubre parcialmente.

El cauce se localiza entre los cadenamientos 0+126 y 0+264. En él existe una capa de acarreos que varía de 0.5 a 6.1 m de espesor, la cual cubre granito alterado que llega hasta - 10.2 m. A mayor profundidad se encontró diorita sana (10.2 a 14.2 m) y granito poco fracturado hasta 22.1 m.

Del cadenamiento 0+264 al 0+376, se encuentra un islote granítico, rodeado por suelo vegetal, arenas y limos.

Entre los cadenamientos 0+376 y 0+446, existe un arroyo con acarreos que varían de 0.0 a 2.4 m de espesor. Abajo se encuentra la formación basal de granito sano.

Entre los cadenamientos 0+446 y 0+530, aflora granito sano - color gris claro, que intemperiza a un color amarillo ocre.

De 0+530 a 1+000, se encuentra el granito alterado, parcialmente cubierto por una capa de suelo vegetal que varía de -- 0.0 a 3.5 m.

b) Segunda alternativa (fig 3.3)

Esta alternativa es la que presenta mejores condiciones geológicas y topográficas para alojar la estructura del vertedor; además, reduce el volumen de materiales que forman el cuerpo de la cortina. La longitud del eje es de 990 m para la cota considerada.

Hasta el cadenamiento 0+567 sigue el mismo trazo que la primera alternativa.

Entre los cadenamientos 0+567 y 0+800, se encuentra una capa de Tucuruquay, que varía entre 1.5 y 8.5 m de espesor. Se encuentra cubierto por una capa de suelo vegetal que va desde 1.0 a 8.5 m de espesor. Debajo del Tucuruquay existe granito sano. Entre los cadenamientos 0+800 y 1+050, existe -- una capa de suelo vegetal de 2.0 m de espesor promedio, la cual cubre al Tucuruquay, que varía entre 1.0 y 53.0 m de espesor. A mayor profundidad se encontró granito sano.

c) Tercera alternativa (Fig 3.4)

La longitud del eje es de 930 m a la cota 142, haciendo notar que no coincide en su trazo con las alternativas descritas - (fig 3.1).

Entre los cadenamientos 0+480 y 0+535, hay una capa de suelo vegetal que varía entre 0.0 y 4.0 m de espesor, que cubre un cuerpo de granito sano.

Entre los cadenamientos 0+535 y 0+680, se encuentra Tucuru--guay, que varía entre 0.0 y 10.0 m de espesor; cubierto por una capa de suelo vegetal de 2.0 m de espesor promedio. Subyace al Tucuruguay el granito sano.

Entre los cadenamientos 0+680 y 0+690, existe una capa de --suelo vegetal de 1.5 m de espesor promedio, la cual cubre un cuerpo de granito sano.

Entre los cadenamientos 0+690 al 1+000 se encuentra una capa de suelo vegetal cuyo espesor varía entre 1.5 a 7.0 m; y cu--bre al Tucuruguay, que tiene un espesor máximo de 8.5 m. Debajo del Tucuruguay existe granito sano.

Los niveles freáticos se comportaron en forma errática en casi todos los sondeos y no se registraron pérdidas de agua de la perforación.

### 3.1.2 Geología del vaso (fig 3.5)

En la margen izquierda descargan los arroyos La Quebrada y - Sombrío, en la margen derecha los arroyos Potrero Viejo y El León. Geológicamente el vaso está formado por lomeríos bajos de constitución granítica, afectados por diques de diorita y pórfido andesítico; en algunas zonas el granito se encuentra alterado a Tukuruguay, cubierto en la mayoría de los casos - por suelo vegetal.

### 3.2 Cimentación de la cortina.

#### 3.2.1 Permeabilidad.

Se efectuaron pruebas tipo Lefranc y Lugeon, de acuerdo al - material encontrado; los resultados se presentan en forma -- concentrada en la tabla 3.1. Los pozos probados fueron diez, todos verticales, localizados en la siguiente forma:

- Eje de la boquilla: exploraciones XIV, XV, XVI, - XVII y XXVII.
- Aguas arriba del eje: exploraciones XX, XXI, y -- XXII.
- Aguas abajo del eje: exploraciones XVIII y XIX.

Los resultados fueron los siguientes:

- Exploración (exp.) XIV, realizada en la margen izquierda. Indica una zona permeable (21.5 U.L.) entre 1.3 y 2.7 m. De 2.7 a 5.2 m se observaron tramos permeables con valo-

res de la permeabilidad  $k$ , que varían entre  $1.1 \times 10^{-4}$  y  $5.1 \times 10^{-4}$  cm/s. Entre 5.2 y 12.0 m no se presentan datos.

La zona correspondiente a la diorita (12.0 a 15.0 m) y a la microdiorita (15.0 a 25.0 m) manifestó condiciones impermeables en los tres tramos probados (12.0 a 17.0 m, -- 17.0 a 22.0 m y de 22.0 a 25.0 m) con valores que variaron de 0.0 U.L. a 1.4 U.L.

- Exp. XV realizada en el cauce del río.

Se efectuaron únicamente ensayos Lugeon, iniciándose a -- 7.5 m. De 7.5 a 19.4 m, resultó poco permeable (3.0 a -- 5.7 U.L.). De 19.4 a 22.1 m resultó impermeable con 1.2 U.L.

- Exp. XVI, realizada en la zona del cauce.

Se practicaron únicamente ensayos Lugeon a partir de 4.7 m, resultando impermeables los cuatro tramos probados hasta 24.8 m de profundidad. Los valores varían entre 0.8 - a 1.0 U.L.

- Exp. XVII, localizada en la margen derecha.

Se efectuaron ensayos Lugeon de 15.3 a 25.3 m, resultando impermeables los tramos probados (0.0 U.L.). De 0.0 a -- 15.3 m no se reportan datos.

- Exp. XXVIII, realizada sobre la margen derecha.  
Se efectuaron pruebas Lefranc con los siguientes resultados:  
De 0.0 a 3.0 m  $k = 2.2 \times 10^{-6}$  cm/s zona impermeable.  
De 3.0 a 8.0 m  $k = 1.7 \times 10^{-5}$  cm/s zona poco permeable.  
De 8.0 a 13.0 m  $k = 1.4 \times 10^{-5}$  cm/s zona poco permeable.  
De 13.0 a 18.0 m  $k = 3.7 \times 10^{-6}$  cm/s zona impermeable.
  
- Exp. XVIII, localizada 109.0 m aguas abajo de la est. - -  
0 + 204 del eje de la boquilla en la elevación 82.0. Se  
efectuaron ensayos Lugeon de 1.0 a 15.2 m; todos los tra-  
mos resultaron impermeables con valores de 0.0 U.L.
  
- Exp. XIX, localizada 109.0 m aguas abajo de la est. 0 + -  
363 del eje de la boquilla, elev. 81.9. Indica una zona  
impermeable de 4.0 a 7.5 m (0.0 U.L.). De 7.5 a 8.5 re--  
sultó muy permeable (56.7 U.L.). La zona comprendida en-  
tre 8.5 a 15.0 m resultó impermeable (0.0 U.L.).
  
- Exp. XX, localizada 92.0 m aguas arriba de la est. 0 + --  
219 del eje de la boquilla, elev. 81.8. Se efectuaron en-  
sayos Lugeon reportando una zona permeable entre 1.5 a --  
11.5 m, con valores que varían de 12.0 U.L. a 13.6 U.L. -  
De 11.5 a 15.0 m, resultó impermeable (2.0 U.L.).

- Exp. XXI, localizada 92.0 m aguas arriba de la est. 0 + 298.82 del eje de la boquilla, elev. 86.5. Este sondeo se perforó totalmente en diorita. De 1.0 a 6.0 es poco permeable (5.2 U.L.). El tramo comprendido entre 6.0 y 15.0, resultó impermeable (0.0 U.L.).
- Exp. XXII, localizada 92.0 m aguas arriba de la est. 0 + 363 del eje de la boquilla, elev. 85.0. Se efectuaron en sayos Lugeon en diorita, de 2.0 a 15.0 m, resultando impermeable (0.0 U.L.).

### 3.2.2. Propiedades mecánicas de la cimentación.

Se obtuvieron muestras cúbicas "inalteradas" en 4 PCA cuya localización se muestra en la fig 3.7, a las que se les efectuaron pruebas índice y mecánicas; los resultados se indican en la tabla 3.2.

Las pruebas para determinar la resistencia al esfuerzo cortante fueron: triaxiales no consolidada no drenada (UU) y consolidada no drenada (CU) y de compresión no confinada (qu); los resultados se presentan en la tabla 3.3.

TABLA 3.3							
Identificación de laboratorio	Pozo	Profundidad (m)	W %	$\theta^\circ$	C (t/m <sup>2</sup> )	prueba	Clasif. SUCS
Id-2658		7.5-7.8	7.23	50°	0.0	UU	
			9.39	44°	5.0	CU	
Id-2659		6.0-6.3	4.2	0°	139.0	qu	

En las figs 3.8 y 3.9 se presentan las gráficas esfuerzo-deformación, así como la envolvente de Mohr-Coulomb. Las curvas esfuerzo-deformación indican que se alcanza la falla a una deformación axial de 5% y que las muestras pierden resistencia a mayor deformación.

### 3.3 Bancos de materiales.

Los bancos de préstamo estudiados se muestran en la fig 3.10. A continuación se describen los estudios efectuados para obtener: material impermeable, material permeable y enrocamiento.

#### 3.3.1 Material impermeable.

Se localizaron cuatro bancos de préstamo para el núcleo impermeable, designándose como I-1, I-2, I-3 e I-4.

Se estudiaron únicamente los bancos I-1 e I-2, mediante 248 PCA distribuidos como se indica a continuación.

- Banco I-1. Localizado sobre la margen derecha, fuera del vaso y a una distancia aproximada de 5.0 km del eje de la cortina. El volumen aprovechable era de  $400,000 \text{ m}^3$ ; el tratamiento requerido fue despalle y humedecimiento.

Se efectuaron 91 PCA, realizándoles pruebas índice en el laboratorio de obra, cuyos resultados promedio se presentan en la tabla 3.4.

Prof. (m)	Granulometría %			Límites %			Clasif. SUCS	W <sub>opt</sub> t/m <sup>3</sup>	W <sub>opt</sub> %
	grava	arena	finos	L.L.	L.P.	I.P.			
	0.0	24.5	75.4	53.0	21.3	31.7	CH	1.626	21.1

Los límites de consistencia variaron como sigue: El líquido osciló entre 28.0 y 75.9 por ciento, siendo su valor promedio de 53.0 por ciento. El límite plástico fluctuó entre 10.4 y 33.3 por ciento, siendo el valor promedio de 21.3 por ciento. La clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), de los materiales encontrados es CL y CH.

- Banco I-2. Localizado sobre la margen derecha, fuera del vaso, a una distancia aproximada de 6 km del eje de la cortina. El tratamiento requerido fué despalme y humedecimiento.

Se consideró el más importante en cuanto a volumen (770,000 m<sup>3</sup>), por lo que se efectuaron 157 PCA, de los que se obtuvieron seis muestras integrales.

En el laboratorio de obra se efectuaron pruebas índice y de compactación. Los resultados promedio se presentan en la tabla 3.5.

TABLA 3.5									
Prof. (m)	Granulometría %			Límites %			Clasif. SUCS	γ <sub>opt</sub> t/m <sup>3</sup>	W <sub>opt</sub> %
	grava	arena	finos	L.L.	L.P.	I.P.			
	0.0	33.4	66.5	42.8	16.0	25.9	CL	1.698	17.9

A las seis muestras enviadas al laboratorio central se les practicaron pruebas índice y mecánicas, cuyos resultados se presentan en forma concentrada en la tabla 3.6.

De acuerdo al resultado de las pruebas de laboratorio, se observa que en la granulometría existe una similitud de resultados en las muestras estudiadas, según se muestra en la fig 3.11, presentando un claro agrupamiento.

Los límites de consistencia variaron como sigue: El límite líquido osciló entre 36.1 y 65.5 por ciento, siendo su valor promedio de 50.7 por ciento; el límite plástico fluctuó entre 14.0 y 26.4 por ciento, siendo en este caso el valor promedio de 19.1 por ciento. Los resultados se muestran en forma gráfica en la carta de plasticidad (fig 3.12). Se puede apreciar un alineamiento en forma paralela a la línea "A".

La clasificación SUCS de los materiales encontrados es CL y CH. Para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima, se efectuaron pruebas Proctor, dando un peso volumétrico seco máximo promedio de 1.705 t/m<sup>3</sup> y

una Wopt promedio de 18.8 por ciento. En la fig 3.13 se presentan los resultados concentrados en forma gráfica.

Se efectuaron pruebas triaxiales para determinar la resistencia al esfuerzo cortante; los resultados indicaron un valor promedio de los parámetros  $C = 5.6 \text{ t/m}^2$  en la prueba UU, y  $C = 3.8 \text{ t/m}^2$  y  $\theta = 7^\circ$  en la prueba CU. Estos resultados fueron obtenidos en seis muestras.

En las figs 3.14 y 3.15 se presentan las gráficas esfuerzo-deformación, así como la envolvente de Mohr-Coulomb, de la prueba utilizada para diseño.

Para determinar la compresibilidad del material, se efectuaron pruebas de consolidación unidimensional en estado húmedo y saturado, aplicando una presión máxima de  $8.0 \text{ -- kg/cm}^2$ .

La saturación de las muestras se efectuó cuando se tenía una presión de  $8.0$  y  $0.125 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

Las muestras se compactaron al 95 por ciento del peso volumétrico seco máximo de la prueba Proctor y con la humedad óptima.

El procedimiento de compactación fué por amasado en capas

de 5 a 6 mm, escarificando la superficie de cada capa antes de colocar la siguiente. El pisón empleado tenía un área inferior a la sexta parte del anillo de consolidación.

Los resultados obtenidos se presentan en las figs 3.16 y 3.17.

En lo que respecta a la permeabilidad  $k$  del suelo, se realizaron dos pruebas de permeabilidad de carga variable, - obteniéndose que  $k = 3.2 \times 10^{-6}$  y  $k = 5.9 \times 10^{-5}$  cm/s. Lo anterior indica que el suelo cumple con los requisitos de permeabilidad para la formación del núcleo impermeable.

### 3.3.2 Material permeable.

Para cubrir el volumen requerido de proyecto; se localizaron dos bancos (P-1 y P-2) sobre las vegas del río Tomatlán.

- Banco P-1. Localizado a una distancia aproximada de 2 Km aguas arriba del eje de la cortina. Su volumen aproximado es de 6'650,000 m<sup>3</sup>. Se obtuvieron ocho muestras integrales con las que se formó una mezcla (denominada mezcla 2) a la que se le practicaron pruebas índice y mecánicas. Los resultados se muestran en forma resumida en la tabla 3.7.

Se efectuó una prueba triaxial consolidada drenada (CD) -

en material de la mezcla. La muestra tenía 38 cm de diámetro. Se obtuvo un ángulo de fricción interna de 45° y cohesión  $c$  igual a cero.

- Banco P-2. Localizado a una distancia de 2 km aguas abajo del eje de la cortina. Tiene un volumen aproximado de 3'500,000 m<sup>3</sup>. Se obtuvieron tres muestras integrales, -- las cuales se mezclaron integrando la mezcla 1, a la que se le efectuó un análisis granulométrico y se determinaron los límites de consistencia. Los resultados se muestran en la tabla 3.7.

El tratamiento requerido en ambos bancos fué nivelación de terreno.

### 3.3.3 Agregados para concreto hidráulico.

Los agregados se obtuvieron del banco C-1 correspondientes a una zona del banco de material permeable P-2, calculándose un volumen aprovechable de 42,000 m<sup>3</sup>.

Del análisis practicado en el laboratorio central de la SRH, se obtuvieron los siguientes resultados:

Aspecto megascópico:	roca de color rosa claro
Textura:	afanítica, porfirítica
Componentes principales:	feldespátos ácidos y medios,

Clasificación:

cuarzo, óxidos metálicos y algunos fragmentos de rocas ígneas incluidas en la masa.

Comentario:

riolita  
material reactivo a los álcalis del cemento.

El tratamiento requerido fué despalme, cribado, lavado y trituración parcial del 25% del material mayor de 3".

#### 3.3.4 Enrocamiento.

Los bancos localizados para la chapa de enrocamiento de la cortina fueron dos (R-1 y R-2); el tratamiento requerido fué desmónte y despalme, con un volumen considerado como suficiente para el proyecto. El método propuesto para su obtención fué mediante explosivos.

La roca se clasifica como granito, presentándose en forma masiva sana.

### 3.4 Diseño de la cortina y tratamiento de la cimentación.

#### 3.4.1 Selección de parámetros.

Con base a los valores obtenidos en las pruebas mencionadas en los incisos 3.2.2 y 3.3, se efectuó una selección de parámetros que se anotan en la tabla 3.8.

### 3.4.2 Análisis de estabilidad de la cortina.

Para efectuar el análisis de estabilidad de taludes, se utilizó el método Sueco desarrollado por Fellenius. Se utilizó el procesamiento electrónico para calcular el factor de seguridad, FS.

En el análisis dinámico se supuso un coeficiente sísmico - - (CS) de 0.15.

Se estudiaron dos secciones: una en el cauce (est. 0+214) y otra en la est. 0+400.

En la primera se tomó en cuenta la excavación de una trinchera eliminando los acarrees hasta llegar al granito sano para el desplante del corazón impermeable exclusivamente. En la segunda, se consideró excavar la trinchera eliminando el Tucuruquay hasta el granito sano para el desplante del núcleo impermeable.

Las redes de flujo se determinaron gráficamente. En las - - figs 3.18, 3.19, 3.20 y 3.21, se presentan las redes de flujo de las secciones estudiadas.

El talud aguas arriba se analizó suponiendo que el agua del embalse se encontraba al nivel de la obra de toma (NOT). El talud aguas abajo se analizó considerando que el embalse se encontraba al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

a) Sección sobre el cauce (est. 0+214).

- Condiciones iniciales (etapa constructiva). El factor de seguridad del talud aguas arriba fué de 1.59 en condiciones estáticas y 1.5 en condiciones dinámicas.

El FS del talud aguas abajo fué de 1.66 en condiciones estáticas y 1.18 en condiciones dinámicas.

- Condiciones finales (etapa de operación). Para el talud aguas arriba el FS fué de 1.15 y para el de aguas abajo el FS fué de 1.18, considerando en ambos casos condiciones dinámicas.

b) Sección en la est. 0+400.

- Condiciones iniciales (etapa constructiva). El FS del talud aguas arriba fué de 1.64 en condiciones estáticas y 1.18 en condiciones dinámicas.

El FS del talud aguas abajo fué de 2.06 en condiciones estáticas y 1.48 en condiciones dinámicas.

- Condiciones finales (etapa de operación). Para el talud aguas arriba el FS fué de 1.18 y para el de aguas abajo el FS fué de 1.48, considerando en ambos casos condiciones dinámicas.

En ambas secciones se puede observar que el círculo de falla más crítico, corresponde a un desconchamiento; arrojando FS más altos los que pasan a través del cuerpo de la cortina, - sin pasar ninguno de ellos por la cimentación.

En las figs 3.22 y 3.23 se presenta el resumen de círculos - de cada una de las secciones analizadas.

### 3.4.3 Tratamiento de la cimentación.

Con base en los estudios de geología y permeabilidad, se consideró necesario efectuar un tratamiento de impermeabiliza--ción y consolidación en la cimentación de la cortina, utili--zando para ello una carpeta o tapete de inyecciones (fig - - 3.6). A continuación se describen las recomendaciones para ambos tratamientos.

#### - Tratamiento de impermeabilización.

El tratamiento de impermeabilización se efectuaría por - medio de una pantalla profunda a base de perforaciones - inyectadas, siendo el procedimiento de inyectado por eta--pas y progresiones ascendentes, a base de una mezcla es--tabilizada de agua-cemento-bentonita. Las recomendacio--nes y especificaciones para la ejecución del tratamiento fueron las siguientes:

Ejecución de perforaciones para inyección con un dfame--

tro de 76 mm (NX); a profundidad variable, con un máximo de 30 m a partir de la roca de desplante, y una separación entre perforaciones de 10 m a lo largo del eje de la cortina.

La decisión de efectuar perforaciones intermedias para cerrar la equidistancia en algunos tramos a lo largo del eje, se tomaría con base en los consumos obtenidos.

Las perforaciones se efectuarían hasta su profundidad total, inyectándose en operaciones sucesivas, como sigue:

- a) Una vez perforado el pozo a su profundidad total programada, se lavarían concienzudamente para remover y extraer todos los residuos de la perforación.
- b) Se colocaría un empaque en el extremo superior de la primera progresión, realizando una prueba de presión e inyectando.
- c) Se removería el empaque, colocándolo en la parte superior de la segunda progresión; haciendo circular agua para remover la lechada del tubo de inyectado, efectuando posteriormente la prueba de presión e inyectando.
- d) Lo anterior se repetiría hasta la última progresión, con

lo que la perforación quedaría inyectada hasta la parte superior de la roca. En el caso de que la prueba de presión manifestara que la zona por inyectar era relativamente impermeable (20 l/min aproximadamente), se podía indicar que se procediera a efectuar las operaciones de prueba de presión e inyectando en la progresión inmediata superior.

- e) Una vez inyectado el pozo hasta la zona más alta, debía ser llenado hasta la superficie con lechada espesa:

Si después de terminar con las perforaciones primarias de una sección o tramo de la pantalla en la primera etapa, el tratamiento no se daba por terminado a causa de los consumos obtenidos, se procedería al inyectado de la segunda etapa a las profundidades y tramos que se requiriera.

El lavado de una perforación de inyectado sería inmediatamente después de terminada, inyectando agua de circulación continua a presión desde el fondo del pozo, utilizando la tubería de perforación; se suspendería cuando el agua de lavado se clarificara.

El procedimiento de inyectado por progresiones ascendentes antes descrito, podría ser modificado debido a las -

condiciones de alteración de la roca; por el de progresiones descendentes, al no poder efectuar la perforación total del pozo o colocar los empaques en los límites superiores de cada progresión.

El inyectado de progresiones descendentes, se haría en operaciones sucesivas como sigue:

- a) Una vez perforado el pozo a la profundidad de la progresión superior, se lavaría cuidadosamente para remover y extraer todos los residuos de la perforación.
- b) Se colocaría el empaque en el extremo superior de la progresión, efectuando las pruebas de presión e inyectando.
- c) Se removería el empaque, haciendo un lavado de la mezcla que hubiera quedado dentro de la perforación, mediante una tubería especial o de la perforación, reperforando la zona que no salga con el lavado y perforando la siguiente progresión.
- d) Se volvería a colocar el empaque en la parte superior de la nueva progresión, efectuando la prueba de presión e inyectando.
- e) Lo anterior se repetiría hasta la progresión más profun-

da, con lo que el pozo quedaría inyectado en su totalidad debiendo ser llenado hasta la superficie con lechada de relación A/C 1:1 en volumen aparente.

Lo anterior tenía como finalidad, que al ir inyectando en forma descendente se evitarían los problemas de caídos dentro de la perforación, y la dificultad de colocar empaques en zonas fracturadas no inyectadas.

Las presiones definitivas para el sellado de una progresión de inyectado que se usarían en el tratamiento de la pantalla de acuerdo con las condiciones de la roca, variarían desde 1 Kg/cm<sup>2</sup> hasta 5 kg/cm<sup>2</sup>; sin embargo, por las condiciones prácticas encontradas en el campo, podrían cambiar, pero en ningún caso excederían los 6 kg/cm<sup>2</sup>.

En el caso de que al perforar, se presentaran pérdidas de agua o aire, se suspendería ésta, lavándose y haciéndose las pruebas de presión e inyectando, colocando el empaque 1 m arriba de la pérdida. Transcurrido un tiempo mínimo de fraguado, se continuaría la perforación hasta su profundidad total. Las mezclas de inyectado debían hacerse en diferentes proporciones, programando para las mezclas la relación agua-cemento, variando en un rango de 5:1 a 1:1, adicionando la bentonita, considerando que

las más delgadas tendrían mayor uso en el tratamiento.

Las relaciones agua-cemento que se mencionan, se dieron en volumen aparente, adoptando como de 33 litros cada saco de cemento de 50 kg. Las mezclas se presentan en la tabla 3.9

TABLA 3.9  
MEZCLAS A BASE DE AGUA-CEMENTO-BENTONITA-ARENA

Mezcla	Agua	Cemento	Arena	Bentonita
I	5	1	-	0.10
II	3	1	-	0.10
III	2	1	-	0.10
IV	1	1	-	0.10
V	1	1	0.25	0.10
VI	1	1	0.50	0.10
VII	2	1	0.75	0.10
VIII	2	1	1	0.10
IX	2	1	2	0.10
X	2	1	3	0.12

- Tratamiento de consolidación.

El tratamiento se efectuaría para consolidar las zonas fracturadas, utilizando para esto el sistema de carpeta o tapete de perforaciones poco profundas inyectadas por etapas.

El inyectado de la carpeta tendrfa como primera etapa una -- cuadrícula de 10 m por lado, con perforaciones a una profun- didad de 5 m; una segunda etapa con perforaciones hechas en el cruce de las diagonales de los cuadros de primera etapa, condicionada a no perforar ningún pozo de esta etapa si no -- estan inyectados los adyacentes de la etapa anterior. El -- tratamiento se podfa continuar con otras etapas, si así lo -- ameritaba por los consumos de los pozos de las etapas progra- madas.

Los pozos de la carpeta tendrían que ser lavados perfectamen- te inmediãtamente después de su terminación, para extraer to- dos los residuos producto de la perforación; se emboquilla-- rfan con niples de 2" de diámetro, introducidos 50 cm dentro de la roca, efectuando la prueba de presión con agua, previa al inyectado.

Cuando el pozo estuviera terminado de tratar, deberfa ser -- llenado hasta la superficie de la roca con lechada de rela-- ción A/C 1:1 después de extraer la boquilla.

Las presiones de inyectado aplicadas a los barrenos de la -- carpeta, no podrfan en ningún caso excederse de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , teniendo especial cuidado de observar que no hubiera movi-- mientos en la roca.

Se recomendó tomar en cuenta las siguientes consideraciones respecto a la lechada que debería emplearse en el tratamiento de impermeabilización y consolidación:

- a) El inyectado de la pantalla, así como el de consolidación, se harían con lechada, y, en casos necesarios se utilizaría mortero.
- b) Si las pruebas de presión indicaran que en un pozo una progresión era impermeable, el inyectado se iniciaría con una lechada delgada de relación A/C 5:1.
- c) Si en caso contrario, se revelara pérdida de agua al perforar la progresión por tratar, o la imposibilidad de levantar la presión al hacer la prueba de agua, la inyección se iniciaría con lechada espesa, relación A/C 2:1, con un bombeo a velocidad constante, que se podría disminuir para tratar de alcanzar la presión calculada para la progresión.
- d) En caso de no lograr lo expresado en el inciso anterior, se iría disminuyendo la relación A/C, hasta en caso necesario inyectar mortero, principiando con una relación agua-cemento-arena de 1:1:0.25, variando periódicamente la mezcla hasta 2:1:3, para producir los resultados deseados.

- e) Cuando la presión tendiera a elevarse demasiado, se efectuaría la operación inversa hasta donde fuera necesario.
- f) Se consideraría como inyectada la progresión de un pozo, cuando rehusara tomar cualquier cantidad de lechada a -- una presión de  $3/4$  de la máxima requerida para esa progresión, procurando adelgazar la mezcla hasta con la que se inició el inyectado.

Si se considerara necesario, se efectuarían perforaciones de exploración, según se requiriera, para determinar las condiciones de la roca antes y después del inyectado, y así verificar la efectividad de las operaciones del mismo.

#### 4. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

En este capítulo se describen los aspectos constructivos de interés durante la construcción de la presa, algunos se refieren a aspectos hidráulicos y otros de mecánica de suelos.

##### 4.1 Manejo del río.

El manejo del río obligó a construir la cortina en etapas -- (fig 4.1). A continuación se describe cada una de ellas:

##### a) Primera etapa.

Para iniciar la colocación de materiales en la cortina - se efectuaron los siguientes trabajos:

Se construyeron las ataguías "A" (fig 4.2) para desviar el río hacia la margen derecha y poder excavar el tajo - de desvío localizado en la margen izquierda (fig 4.3). - Al mismo tiempo se inició la excavación (a la elev. - -- 82.24, est. 0+160) de un túnel revestido de concreto de 415 m de longitud y de 4.0 m de diámetro interior (fig - 4.4), que sirvió para desviar el río durante el cierre - de la cortina.

Posteriormente se construyeron las ataguías "B" (fig - - 4.3), para desviar el río por el tajo de desvío, inician dose la colocación de materiales en la cortina sobre la margen derecha.

Cabe aclarar que las atagufas "A" y "B" forman parte del cuerpo de la cortina. Su construcción se llevó a cabo mediante retroexcavadoras para su desplante, depositándose directamente en las atagufas "A" y "B" el producto de estas excavaciones (en su mayoría grava-arena). Para el desplante se utilizó material arcilloso, compactado con rodillo pata de cabra, al 95 por ciento de la prueba - - Próctor S.R.H.

b) Segunda etapa.

Se construyeron las atagufas "C" (fig 4.4) para desviar el río hacia el túnel mencionado en la primera etapa, -- iniciándose la colocación de materiales en la segunda -- etapa o cierre de la cortina. La construcción de estas atagufas se efectuó con material arcilloso compactado -- con rodillo pata de cabra, al 95 por ciento de la prueba Próctor S.R.H. Su desplante no requirió ningún trata-- miento, ya que únicamente sirvió para desviar el curso - del agua hacia el túnel.

#### 4.2 Tratamiento de la cimentación.

El tratamiento de la cimentación se dividió en limpia de la cimentación e inyección de un tapete de consolidación, que - no correspondió a lo propuesto en el estudio debido a las -- condiciones encontradas en la obra.

#### 4.2.1 Limpia de la cimentación.

La limpia para el desplante del corazón impermeable se llevó a cabo en tres etapas, que estuvieron directamente relacionadas con la construcción de la cortina.

##### a) Primera etapa.

La limpia se efectuó en la margen derecha, entre las est. 0+600 y 1+020, eliminando la capa de suelo vegetal en la zona de respaldos. Para el desplante del núcleo impermeable entre las est. 0+600 a 0+700, se excavó hasta encontrar el granito sano. De la 0+700 hacia la margen derecha, se quitó la excavación gruesa con tractor, y antes de colocar el material impermeable se afinó el terreno cuidadosamente con motoconformadora, sin removerlo.

##### b) Segunda etapa.

Limpia efectuada hasta el granito sano para desplantar el núcleo impermeable entre las est. 0+360 y 0+600 (margen derecha); realizando los mismos trabajos de la primera etapa para el desplante de los respaldos.

##### c) Tercera etapa.

Efectuada sobre la ladera de la margen izquierda, entre las est 0+100 y 0+200; la limpia entre las est 0+200 y 0+360, correspondió a la excavación del tajo de desvfo, donde se presentó un dique andesítico (est 0+300), el --

cual provocó alteración por metamorfismo en el granito -  
al intrusarlo, obligando a excavar hasta la elev. - -  
64.00 (17 m de profundidad respecto al terreno natural).

Los trabajos fueron realizados con retroexcavadora; ésta  
máquina trabajó poco tiempo debido a la profundidad y -  
pendiente del talud. Posteriormente se utilizó tractor  
para la remoción del material, y trascavo para cargarlo  
a camiones y transportarlo a los bancos de desperdicio.

Cuando los trabajos estaban a una profundidad tal en que  
por el espacio tan reducido no se podía usar maquinaria,  
se efectuaron a mano. El mismo personal realizó la lim-  
pia del desplante.

Debido a filtraciones fué necesario utilizar equipo de -  
bombeo. Los cárcamos se instalaron en los extremos de -  
la excavación para facilitar los trabajos.

Cabe mencionar que los trabajos de limpia se llevaron a cabo  
con un cuidado especial, utilizando picos, palas y marros, -  
para conseguir una superficie exenta de material suelto y --  
después efectuar el tratamiento de grietas a base de concre-  
to pobre ( $f'c = 110 \text{ kg/cm}^2$ ). En algunos casos, fué necesaa--  
rio utilizar aire a presión y en ocasiones también se aplicó  
lavado.

Para la limpia realizada entre las est. 0+500 a 0+600, y en algunos otros lugares, fué necesario utilizar retroexcavadora, trascavo, carros pesados (EUCLID) debido a las fuertes pendientes; al encontrar rocas superpuestas agrietadas de grandes dimensiones se utilizaron explosivos. El bombeo en esta zona se realizó trabajando tres turnos de ocho horas cada uno.

El desplante en el cauce del río fué sobre roca sana, excavando todo el espesor de acarreo, así como el granito alterado o muy fracturado en toda la zona de la base del núcleo.

#### 4.2.2 Construcción de la carpeta de impermeabilización y consolidación.

En este inciso se resumen los trabajos del tratamiento de impermeabilización y consolidación de la roca en que se plantó la cortina.

Debido a las condiciones geológicas de la boquilla mencionadas en el inciso 3.1.1, fué necesario efectuar el tratamiento de impermeabilización y consolidación en el desplante de la cimentación de la cortina, por medio de una carpeta o tapete de inyección a base de perforaciones poco profundas (fig 4.5).

Los trabajos se efectuaron en 15 meses, y en ellos se sigue

ron las especificaciones técnicas formuladas por la S.R.H. -  
La inyección de la carpeta se efectuó en tres secciones:

- a) La margen derecha, de la est 0+335 a la 0+715.
- b) La margen izquierda, de la est 0+225 a la 0+305.
- c) Una zona en que se localizaron fuertes alteraciones de la roca entre las est 0+310 y 0+325; en ella se recomendó, por el consultivo técnico de la S.R.H., que la cuadrícula fuera, en su etapa inicial, de 5 m de lado y de 15 m de profundidad inyectados en tres progresiones.

La longitud total tratada fué de 490 m, efectuándose perforaciones verticales de 3" de diámetro y 15 m de profundidad, localizadas en planos verticales paralelos al eje de la cortina. El espaciamiento entre perforaciones fué inicialmente de 10 m en la primera etapa; en algunas zonas, de acuerdo con los consumos de lechada, se perforaron pozos intermedios de segunda y tercera etapas (fig 4.5).

La inyección se efectuó con el procedimiento de etapas y progresiones descendentes, inyectados en tramos de 5 m, utilizando en cada progresión un empaque mecánico especial para evitar la aplicación de presiones superiores a las especificadas.

Después del lavado de cada pozo por tratar, se colocó el empaque a una profundidad que corresponde a la parte superior

del tramo perforado; iniciando el trabajo con una prueba de presión y absorción antes del inyectado, con el fin de dosificar la mezcla más adecuada para cada caso y comprobar el estado del equipo, evitando con esto un inyectado defectuoso.

Las perforaciones para inyectado se hicieron con perforadora neumática "Stenuick". Además del equipo de perforación mencionado, se utilizó una bomba de tipo rotor tubular Robbins E Mayers 3L-13, dos mezcladores mecánicos, medidores de agua, válvulas, manómetros, mangueras, tuberías y demás equipo y herramienta para suministrar las mezclas de manera continua; también se instaló un sistema para llevar un control preciso de la presión de inyectado, mediante válvulas con una línea de retorno al tanque agitador.

Las mezclas que se utilizaron fueron a base de agua y cemento estabilizadas con bentonita por tratarse de fracturas de poco espesor en roca sana. Las relaciones agua-cemento que se utilizaron 5:1 y 3:1 (en volumen aparente). Las presiones aplicadas en cada progresión estuvieron de acuerdo con la profundidad de la misma. Se anexa la gráfica que se utilizó para aplicar las presiones a diferentes profundidades (fig 4.6); esta gráfica se formó con los datos obtenidos en las gráficas de permeabilidad Lugeon del estudio geológico, tomando en consideración el peso de la roca, y como promedio para el peso de la columna de lechada la relación 5:1.

En la tabla 4.1 se presenta el registro de pruebas de presión y promedios de la carpeta de consolidación.

#### 4.3 Explotación de bancos de préstamo.

##### 4.3.1 Material impermeable.

Para la construcción de la primera etapa de la cortina se utilizaron los bancos I-1 e I-2. Estos se explotaron en forma integral, requiriendo de un despalme aproximado de 20 cm; para lo cual se utilizó tractor y arado profundo ripeando la zona del banco por atacar.

Para proporcionar la humedad de un 4 por ciento mayor que la  $W_{opt}$  en el banco, se delimitaron zonas de 100 m por lado, mediante pequeños bordos para formar melgas, regando con pipas y drenándolo convenientemente. Posteriormente se removió con tractor para homogeneizarlo y transportarlo a la cortina en camiones de volteo.

No hubo necesidad de almacenamiento debido a que se encontraban fuera del vaso. Esto facilitó el avance de la obra.

El equipo utilizado consistió en: tractor D-8, cargador Michigan 175 pipas de agua de  $6 \text{ m}^3$  y volteos ligeros.

#### 4.3.2 Material permeable.

Los bancos utilizados para la construcción de la cortina -- fueron el P-1 y el P-2.

Durante la primera y segunda etapas, el equipo utilizado para extracción y carga consistió en retroexcavadoras de 2 a 4 1/2 yd<sup>3</sup>, y como equipo de acarreo; vagonetas de 20 m<sup>3</sup> y volteos ligeros.

Para la tercera etapa, se aumentó el equipo de extracción y carga con trascavos laterales y frontales chicos.

#### 4.3.3 Enrocamiento.

Se utilizó el producto de la excavación del vertedor y posteriormente la del banco R-2; este banco requirió desmonte, -- despalle y explosivos.

El equipo de carga lo integraron trascavos, y para su acarreo carros pesados de 20 m<sup>3</sup>.

#### 4.4 Colocación de materiales en el cuerpo de la cortina.

La colocación de materiales en la cortina se realizó en tres etapas (fig 4.1), que estaban en función de las siguientes limitaciones:

- a) Temporada de máxima precipitación y máxima avenida del río.

Ocurrieron en los meses de julio, agosto y septiembre de 1975.

- b) Elevación mínima de seguridad para desalojar la avenida máxima por el túnel de desvío.
- c) Caminos de acceso entre una etapa y la siguiente.

Las etapas de colocación de materiales en la cortina se realizaron de la siguiente forma:

- Primera etapa.

La construcción de esta etapa se inició en mayo de 1975, siendo construida entre las est 0+218 y 1+008, y entre las elev. 64 y 126.

Se construyó con taludes 2:1 en el sentido longitudinal de la cortina y tres banquetas. La primera entre las elev. 92 a 94 y con un ancho de 8.3 m; la segunda y tercera tenían un ancho de 6.2 m y se encontraban a las elev. 106 y 120 respectivamente. La construcción de esta etapa se inició en la zona de desplante en mayo de 1975, teniendo una capacidad de colocación de 1000 m<sup>3</sup>/día. Para esta etapa se utilizó el material impermeable procedente del banco I-1 hasta la elev. 110, a partir de la cual y hasta la elev. 126 se utilizó material del banco I-2.

Cabe mencionar que durante la construcción de esta etapa y cuando se colocaba material impermeable a la elev. 79, se presentó una creciente del río en el año de 1975, que llegó hasta la elev. 82; siendo necesario remover el material contaminado y afectado por la creciente del río.

Al presentarse esta avenida, la atagüfa "A" no fué desbordada; el agua entró por el lado derecho en donde no existía ninguna obra o estructura de defensa.

Durante esta etapa se localizó el banco de material impermeable I-6, con posibilidad de usarlo en la cortina.

En lo que se refiere al material permeable, se utilizó el banco P-1 para esta primera etapa.

En cuanto a la roca, se utilizó inicialmente el producto de la excavación del vertedor y posteriormente el banco R-2.

- Segunda etapa.

Se construyó entre las est 0+143 y 0+390, y entre las elev. 81.69 y la 126.

La construcción de esta etapa se inició el 18 de febrero de 1976 entre las est 0+212 y 0+282, cuando en la primera etapa se llevaban las terracerfas a la elev. 104.5; -

dando lugar al cierre de la cortina para desviar el río por el túnel de desvío localizado en la margen izquierda a la elev. 82.24. Durante esta etapa se utilizaron los bancos de material impermeable I-2 e I-6 (este último -- hasta agotarlo). Así mismo, se localizó el banco de material impermeable I-8 con posibilidades de utilizarlo - en la cortina; con un volumen aprovechable de 115,000 m<sup>3</sup>.

En el caso del material permeable, se explotaron simultáneamente los bancos de grava-arena P-1 y P-2.

- Tercera etapa.

Se construyó entre las est. 0+040 y 1+228, y entre las elev. 126 y 142 (correspondiente esta última, a la elev. de la cortina). La construcción de esta etapa se inició en el mes de julio de 1976.

Durante esta etapa se terminó de explotar el banco de material impermeable I-2 el 27 de agosto de 1976, cuando el núcleo impermeable se llevaba a la elev. 136. A partir de la fecha mencionada se inició la extracción de material en la zona correspondiente a la ampliación del -- banco de material impermeable I-1, con el cual se terminó la tercera etapa hasta la elev. 138.5 el 9 de septiembre de 1976, a partir de la cual se inició la colocación de tucuruquay en la zona impermeable hasta la elev. 142.

En cuanto al material permeable, se explotó para esta etapa únicamente el P-2; terminando el 23 de septiembre de 1976.

#### Colocación de materiales.

##### - Colocación del material impermeable.

La colocación del material impermeable en el desplante se llevó a cabo en la siguiente forma:

Se excavó la trinchera a todo lo largo del eje para desplantar el núcleo impermeable. En las zonas relativamente planas el material se acomodó con motoconformadora -- compactando con rodillo pata de cabra en capas de 20 cm, dándole ocho pasadas en sentido longitudinal y ocho en sentido transversal.

En las zonas muy accidentadas, el material se colocó -- traspaleado con peones en capas de 10 cm y compactado -- con equipo manual (bailarinas).

En la zona correspondiente al cauce, se colocó concreto de  $f'c = 110 \text{ kg/cm}^2$  para afinar la superficie de desplante. Para colocación de arcilla, también se utilizó un tratamiento de liga entre capa y capa cuando el material estaba demasiado seco, utilizando en la parte baja de la cortina agua de los cárcamos, mangueras y bomba de 3".

La humedad de colocación se conservó siempre muy cercana

a la óptima, no teniendo problemas para dar la compactación requerida del 95 por ciento de la prueba Próctor.

Cuando ocurría una precipitación, se sellaba la capa de material con rodillo liso dándole pendiente, en ocasiones se cubría con plásticos.

Es importante mencionar que en la colocación de material impermeable, no se permitió que sobresaliera más de 1 m su nivel respecto al material permeable, evitando con ello bajas compactaciones y pérdidas de humedad.

- Colocación de material permeable (zona de transición y respaldos).

En la colocación del material correspondiente a la zona de transición (grava y arena seleccionadas), se tuvo especial cuidado en seleccionar el material en el banco que no excediera el 1 por ciento de finos en peso, mismo que se obtuvo del banco P-1.

En el caso de los respaldos (material del río en forma integral), se tomó la precaución de que los finos no excedieran del 7 por ciento en peso y evitando la colocación de boleos de gran tamaño que provocaban problemas al equipo de acarreo.

En el caso de la explotación del banco P-2 aguas abajo -

de la cortina, se tuvieron problemas con la contaminación de raíces al no ser despalmado adecuadamente, por lo que se eliminaban en el sitio de colocación.

El tendido de estos materiales se efectuó con tractor D-8 y bandeado con el mismo para obtener el peso volumétrico especificado de  $2000 \text{ kg/m}^3$ . En ocasiones se utilizó rodillo liso vibratorio.

- Colocación de roca y rezaga.

En la colocación de estos materiales se trató de llevar el mismo nivel que los respaldos para darles confinamiento.

Cabe mencionar que al inicio de la explotación del banco de roca se tuvieron problemas para obtenerla, debido a una mala programación de los frentes de ataque, retrasando el avance de la obra.

Para su colocación se usó tractor y gente para rellenar huecos en donde fué necesario. En general el método de colocación de la roca fué a volteo, moviéndola con el tractor de dentro hacia afuera con objeto de que la rezaga quedara en contacto con el material permeable.

4.4.1 Control de calidad.

a) Material impermeable.

El control de calidad se llevó a cabo mediante la inspección de campo, tomando testigos de humedad en el banco - periódicamente para garantizar la humedad de 2 por ciento mayor que la óptima. Posteriormente se efectuaban -- calas en el terraplén para verificar la compactación del material colocado, así como sus propiedades índice.

Las pruebas efectuadas, al material obtenido de las calas, consistieron en granulometría, densidad, límites de consistencia y Próctor.

b) Material permeable.

El control de la compactación se llevó a cabo mediante la realización de calas; realizándole las pruebas de granulometría y compacidad relativa al material obtenido. No se tuvieron problemas para obtener el peso volumétrico de proyecto.

Otro aspecto que se consideró fué el de quitar las raíces que contenía el material, debido a un despalme defectuoso del banco.

c) Enrocamiento y rezaga.

En el caso del enrocamiento se tuvo especial cuidado en no permitir la colocación de material con tamaño menor - de 50 cm de diámetro, dejando en el contacto con los res

paldos el material menor de 50 cm correspondiente a la -  
rezaga.

El control de compactaciones también se realizó mediante  
calas.

5. CONCLUSIONES.

Con base en los datos recopilados y los análisis efectuados, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Los materiales encontrados durante los trabajos de limpieza de la cimentación, correspondieron para fines prácticos con los que se esperaba encontrar según los estudios efectuados.
- El estudio de la cimentación de la cortina se considera suficiente dadas las características del material.
- El estudio de mecánica de suelos de los materiales que formaron el cuerpo de la cortina se considera el adecuado.
- La inyección fue realizada de acuerdo a las especificaciones de la Secretaría y en el tiempo considerado.
- La estabilidad de la presa es satisfactoria. La observación del comportamiento no ha sido lo exhaustivo que se desearía; sin embargo, no se ha detectado, visualmente, ningún indicio de inestabilidad.
- El manejo del río fue eficiente, dado que en general no se presentaron problemas que ocasionaran interrupciones en los trabajos por causa del manejo del río.

- Durante el diseño y construcción de la presa, no se consideró necesaria la instrumentación de la misma debido a las condiciones favorables de la cimentación y empotramientos.

Debido a lo anterior, no se ha podido observar el comportamiento de la presa. Sin embargo, en una visita -- realizada tres años después de su construcción, se observaron filtraciones al pie del talud con gastos del -- orden de 6 l/s. Estas filtraciones responden a la variación del nivel del embalse, aunque sin presentar -- riesgo ya que se consideran normales.

Actualmente se trabaja en un proyecto de instrumenta -- ción para la presa.

- El control de calidad se considera el adecuado para este tipo de obras, ya que durante la construcción de la misma se verificaban constantemente los parámetros de -- diseño mediante pruebas de control.
- El estudio y la explotación de los bancos de préstamo -- se realizó en la forma adecuada, evitando problemas en cuanto a la obtención del volumen necesario para la -- obra.
- La construcción de la presa se llevó a cabo dentro del tiempo programado.

## INDICE DE FIGURAS

Proyecto Tomatlán, Jal. Presa Cajón de Peña	1.1
Plano general de diques y localización	1.2
Cortina, plano general	2.1
Localización en planta de exploraciones y PCA en las diferentes alternativas	3.1
Perfil de exploraciones y corte geológico, 1 <sup>a</sup> alt.	3.2
Perfil de exploraciones y corte geológico, 2 <sup>a</sup> alt.	3.3
Perfil de exploraciones y corte geológico, 3 <sup>a</sup> alt.	3.4
Cróquis geológico del vaso	3.5
Programa de inyecciones	3.6
Localización de exploraciones en la cimentación de la cortina	3.7
Gráficas esfuerzo-deformación de la cimentación	3.8
Gráficas esfuerzo-deformación de la cimentación	3.9
Plano general de bancos	3.10
Resumen de gráficas granulométricas	3.11
Resumen gráfico de plasticidades, material imperm.	3.12
Resumen de gráficas Proctor del material impermeable	3.13
Gráficas esfuerzo-deformación, material impermeable	3.14
Gráficas esfuerzo-deformación, material impermeable	3.15
Gráficas esfuerzo-deformación, consolidación unid.	3.16
Gráficas esfuerzo-deformación, consolidación unid.	3.17
Red de flujo presa llena, est. 0+214	3.18
Red de flujo vaciado rápido, est. 0+214	3.19
Red de flujo presa llena, est. 0+400	3.20
Red de flujo vaciado rápido, est. 0+400	3.21

Resumen de círculos, est. 0+214	3.22
Resumen de círculos, est. 0+400	3.23
Etapas de construcción	4.1
Atagüfas A	4.2
Atagüfas B	4.3
Atagüfas C	4.4
Tapete de inyecciones	4.5
Gráfica de presiones	4.6

#### INDICE DE TABLAS

Resumen de permeabilidades	3.1
Resumen de características de la cimentación	3.2
Resumen de pruebas triaxiales de la cimentación	3.3
Resumen de pruebas índice, banco I-1	3.4
Resumen de pruebas índice, banco I-2	3.5
Resumen de características, material impermeable	3.6
Resumen de características, material permeable	3.7
Resumen de parámetros de diseño	3.8
Presiones de inyectado	4.1

#### REFERENCIAS

- \* E. JUAREZ B. A. RICO "MECANICA DE SUELOS" TOMOS I y II (1974)
- \* RAUL J. MARSAL Y DANIEL RESENDIZ NUÑEZ (1975)
- \* INFORME GEOLOGICO FINAL DE LA BOQUILLA CAJON DE PERA (1963) S.R.H
- \* INFORME SOBRE LAS CONDICIONES GEOLOGICAS Y PRUEBAS DE PERMEABILIDAD DE LA BOQUILLA CAJON DE PERA. (1970) S.R.H.
- \* TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION DE LA PRESA CAJON DE PERA (1974) S.R.H.

\*INFORME GENERAL DE INYECCIONES (1976) S.R.H.

\*INFORME GEOLOGICO FINAL COMPLEMENTARIO DE LA BOQUILLA CAJON  
DE PEÑA, SOBRE EL RIO TOMATLAN (1974) S.R.H.

\*INFORME PRELIMINAR DE MECANICA DE SUELOS. S.R.H.

\*MANUAL DE MECANICA DE SUELOS S.R.H.

# PROYECTO TOMATLAN, JAL. PRESA CAJON DE PENAS

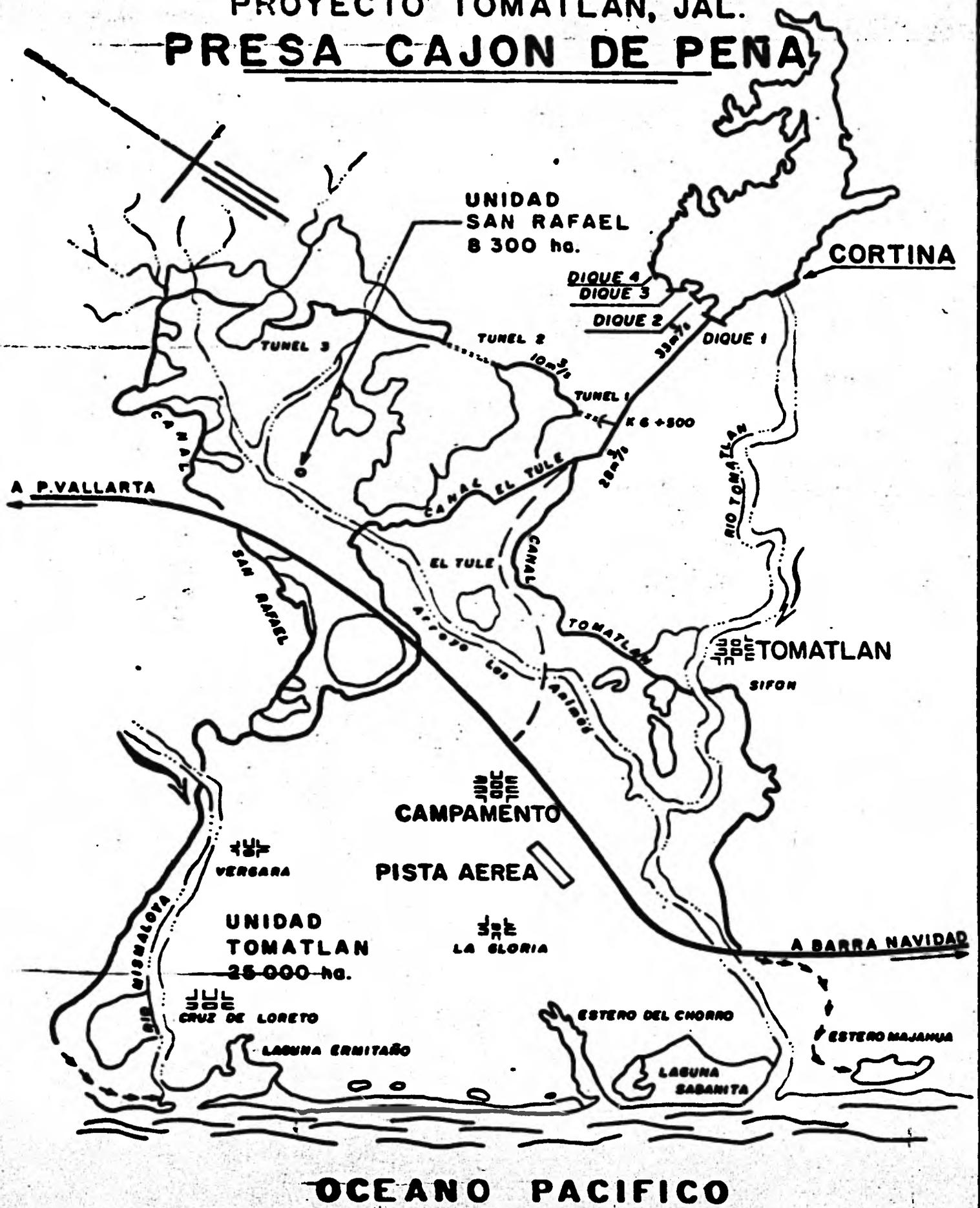
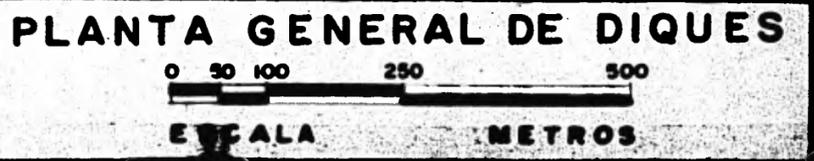
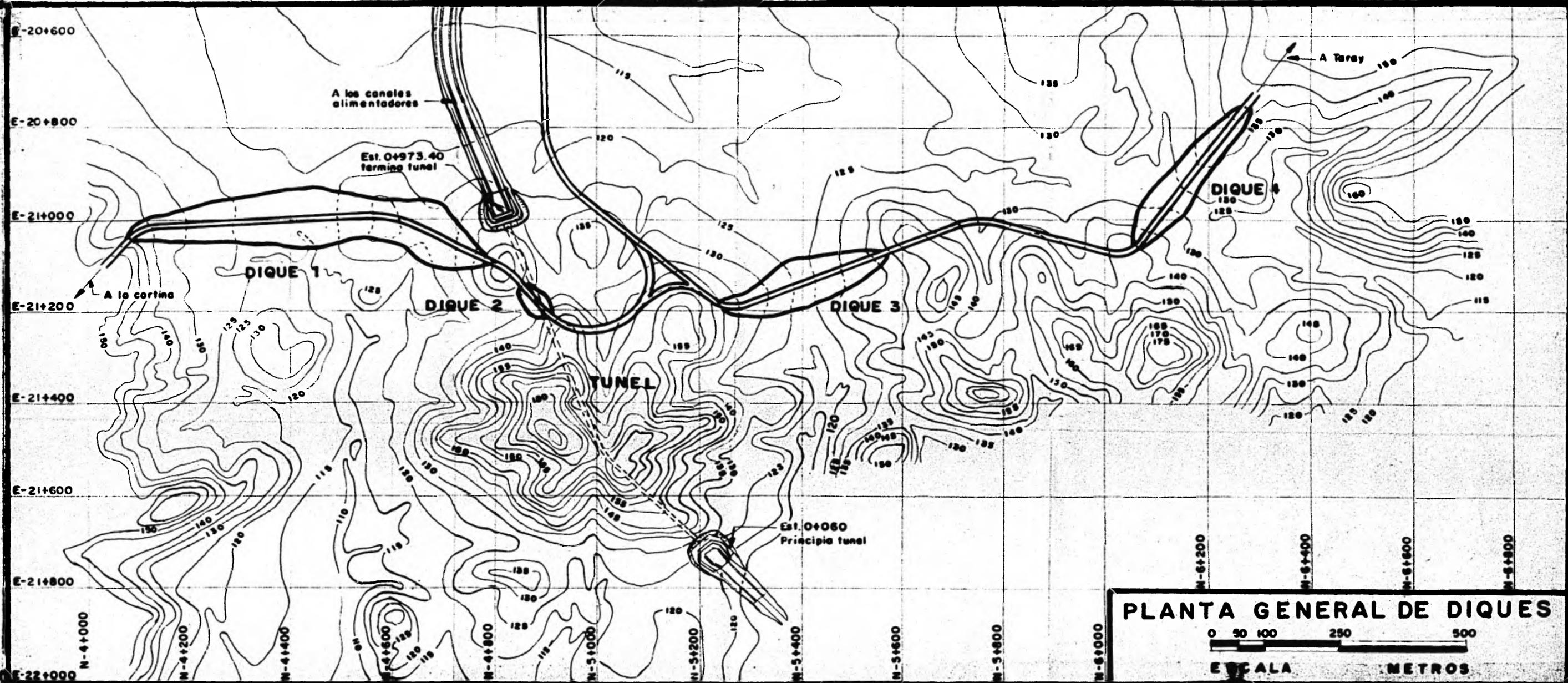
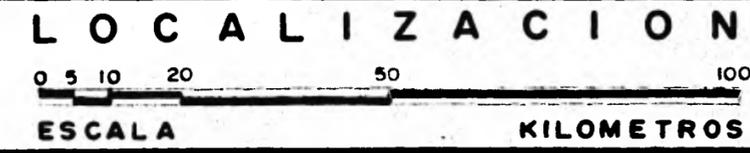
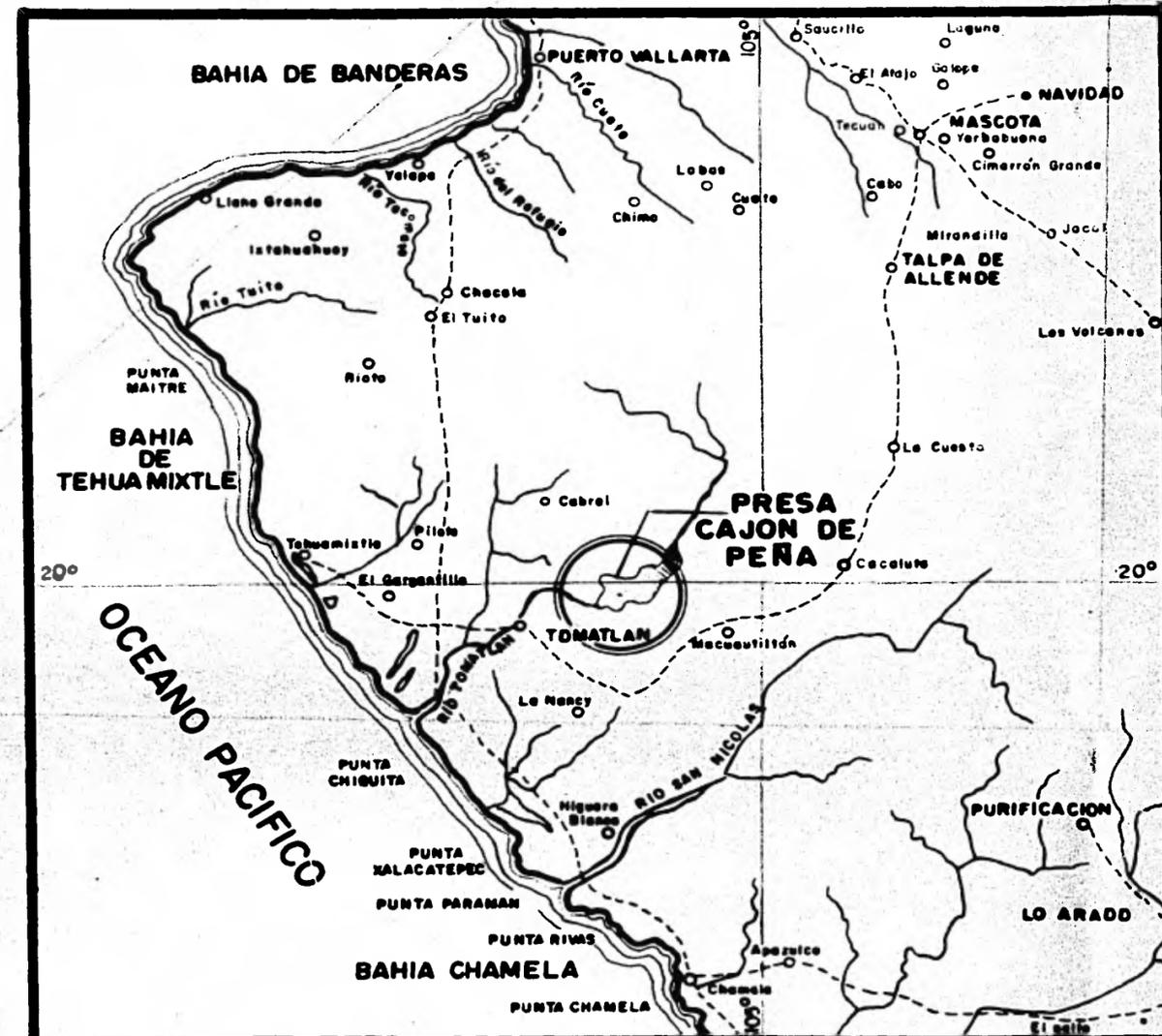
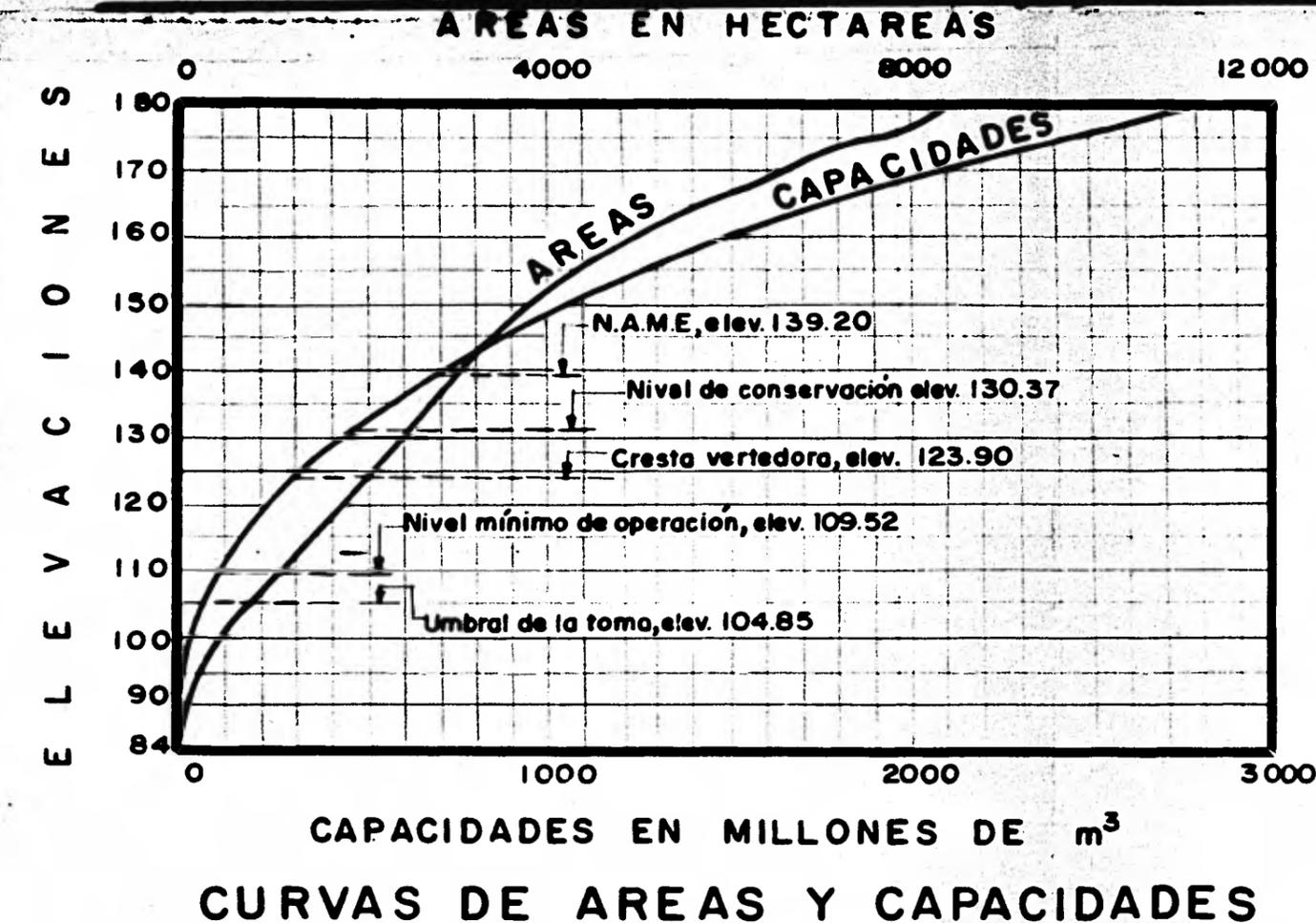


FIG. 1.1

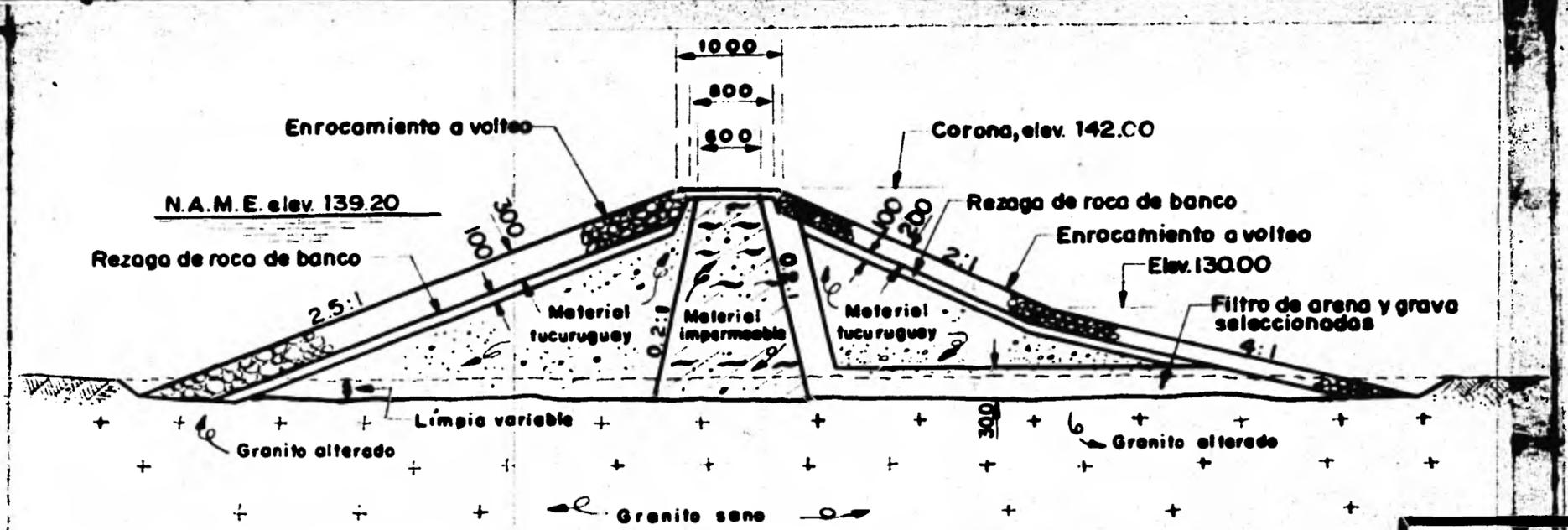
PARTE A



PARTE B



CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES

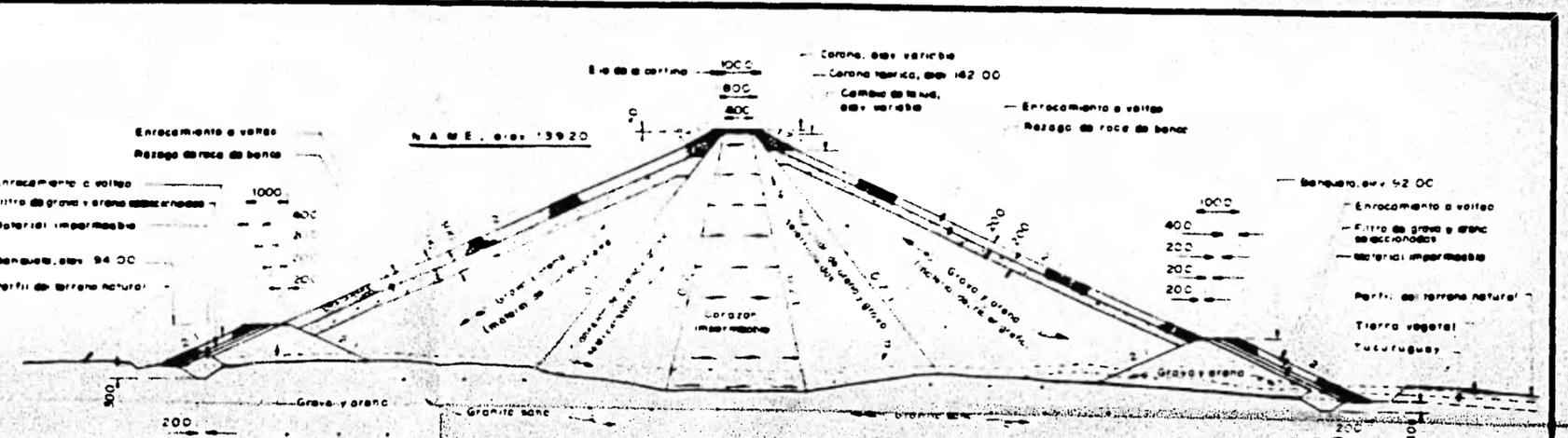
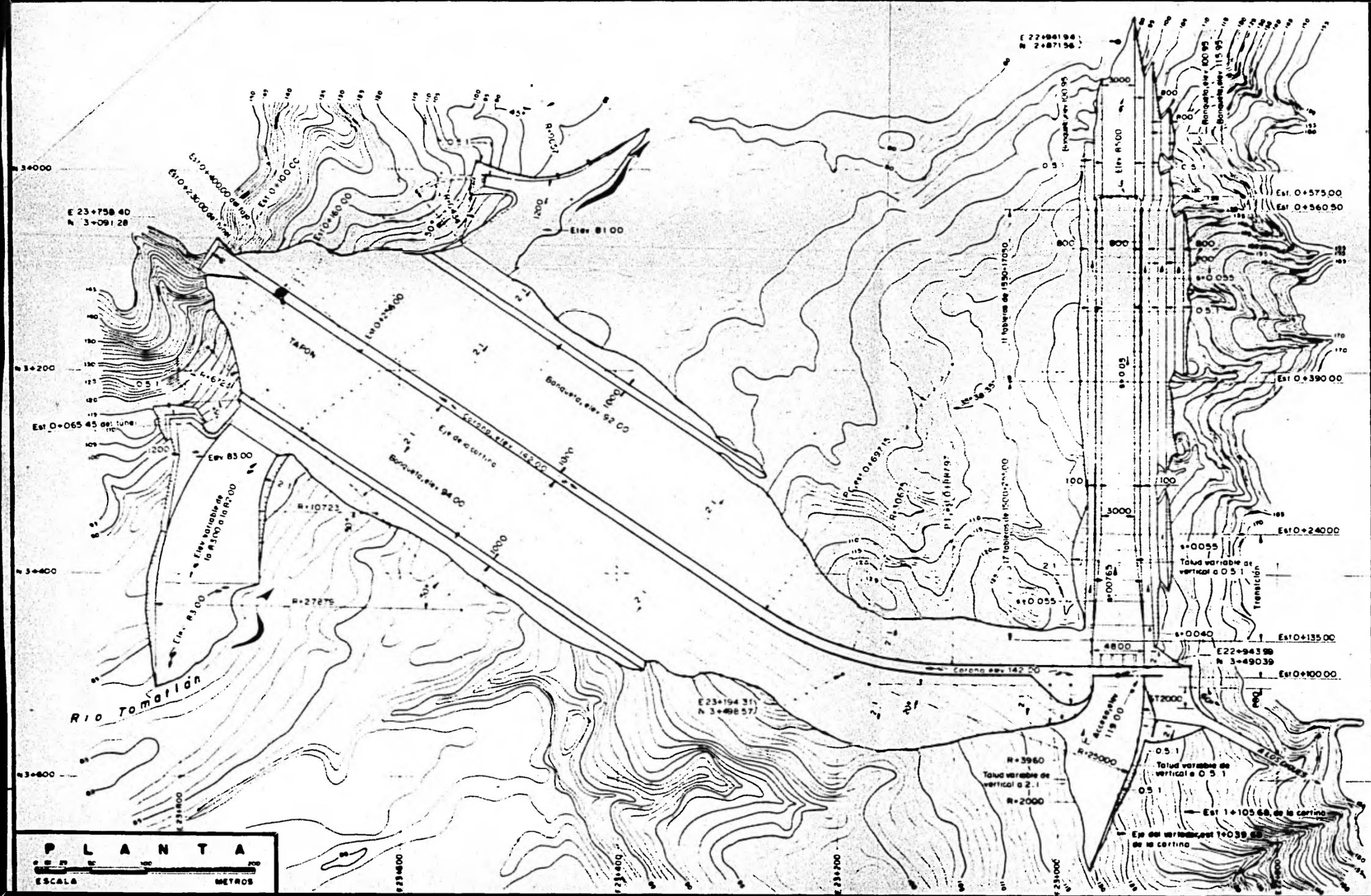


SECCION MAXIMA DE LOS DIQUES

NOTA:  
Acotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.

U N A M	FACULTAD DE INGENIERIA
	PRESA CAJON DE PEÑA TOMATLAN, JALISCO
	PLANO GENERAL DE DIQUES Y LOCALIZACION FIGURA No. 1.2
	T E S I S   P R O F E S I O N A L TEODORO VENTURA VARGAS
MEXICO, D.F. _____ 1981	

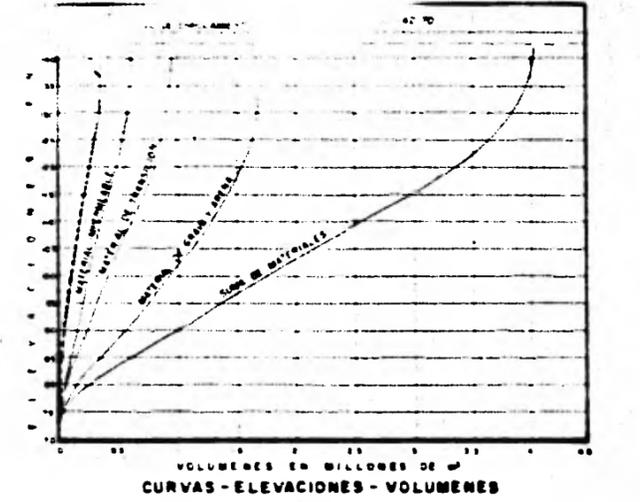
PARTE A.



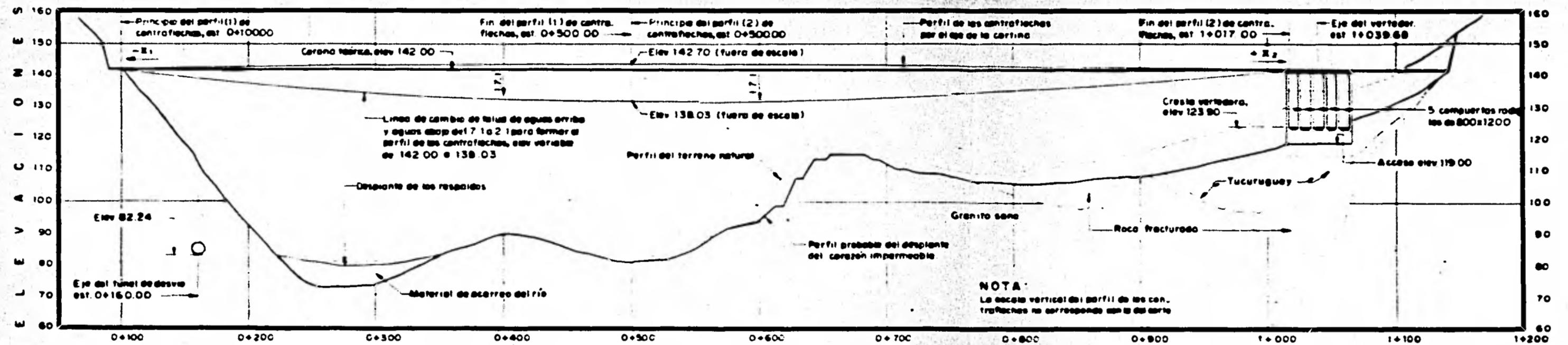
SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
<b>CORTINA:</b>		
Excavación para desplante	m <sup>3</sup>	401780
Excavación en trincheras	m <sup>3</sup>	47750
Material impermeable	m <sup>2</sup>	535000
Arena y grava seleccionada en transición	m <sup>3</sup>	402000
Grava y arena del río en respaldos	m <sup>3</sup>	1953000
Rezagado de roca de banco	m <sup>3</sup>	30161
Enrocamiento seleccionado en chapas de protección	m <sup>3</sup>	340389
Material de revestimiento en la corona	m <sup>2</sup>	3646
Guardacaminos	m	2040
<b>DIQUES:</b>		
Excavación	m <sup>3</sup>	477325
Material impermeable	m <sup>2</sup>	225659
Rezagado de roca de banco	m <sup>3</sup>	69300
Tucurugay	m <sup>2</sup>	431592
Enrocamiento seleccionado en chapas de protección	m <sup>3</sup>	257028
Filtro de arena y grava seleccionada	m <sup>2</sup>	175994
Material de revestimiento en la corona	m <sup>2</sup>	7022
<b>OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS:</b>		
Excavación	m <sup>3</sup>	643470
Revoque	m <sup>2</sup>	76400
Concreto	m <sup>3</sup>	87446
Acero de refuerzo	kg	589160
Acero estructural	kg	31250
Compuerta reoliva de acero estructural de B=800 x A=200 con sus accesorios y maricote	pieza	5
Junta estanca de 2 con sello PVC de 15	pieza	1370
<b>OBRA DE TOMA:</b>		
Excavación en tajos	m <sup>3</sup>	130000
Excavación en túnel y lumbrera	m <sup>3</sup>	18720
Concreto reforzado en revestimiento canal de acceso	m <sup>3</sup>	550
Concreto simple en revestimiento canal de acceso	m <sup>3</sup>	481
Concreto en revestimiento del túnel y lumbrera	m <sup>3</sup>	6840
Concreto reforzado en estructuras	m <sup>3</sup>	510
Acero de refuerzo	kg	351200
Acero estructural	kg	16875
Compuerta estabilizante de acero estructural de B=200 x A=300 con sus accesorios y mecanismo elevador	pieza	4
<b>OBRA DE DESVIO:</b>		
Excavación en tajos	m <sup>3</sup>	140240
Excavación en túnel	m <sup>3</sup>	7830
Enrocamiento de protección en taludes ang y fajo	m <sup>3</sup>	21650
Concreto en revestimiento del túnel	m <sup>3</sup>	2612
Concreto en estructuras	m <sup>3</sup>	180
Concreto en tepón	m <sup>3</sup>	310
Acero de refuerzo	kg	58038
Acero estructural	kg	1330
Compuerta ocidental de acero estructural de B=600 x A=600	pieza	1



PLANTA  
ESCALA METROS



NOTA:  
La escala vertical del perfil de las con-  
traflechas no corresponde con la del corte

CORTE DESARROLLADO POR EL EJE DE LA CORTINA

Part 2 B

DATOS DE PROYECTO

Capacidad total del vaso de N.A.M.E.	7,500,000	m <sup>3</sup>
Capacidad para riego	360,000,000	m <sup>3</sup>
Capacidad para control de avenidas	300,000,000	m <sup>3</sup>
Capacidad muerta máxima	55,000,000	m <sup>3</sup>
Elevación de la corona de la cortina	142.00	m
Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias	138.20	m
Elevación del nivel de construcción	130.37	m
Elevación de la cresta verdadera	123.90	m
Elevación del nivel mínimo de operación	109.52	m
Elevación del nivel de la zona	104.85	m
Gasto de diseño de la obra de toma	40.00	m <sup>2</sup>
Gasto de regularización de avenidas ordinarias	600.00	m <sup>2</sup>
Gasto de diseño de la obra de control y vacuaciones	4,380.00	m <sup>2</sup>
Gasto máximo de descarga de la obra de control y vacuaciones y control de avenidas extraordinarias	4000.00	m <sup>2</sup>
Gasto de diseño del túnel de desvío	80.00	m <sup>2</sup>

NOTAS:

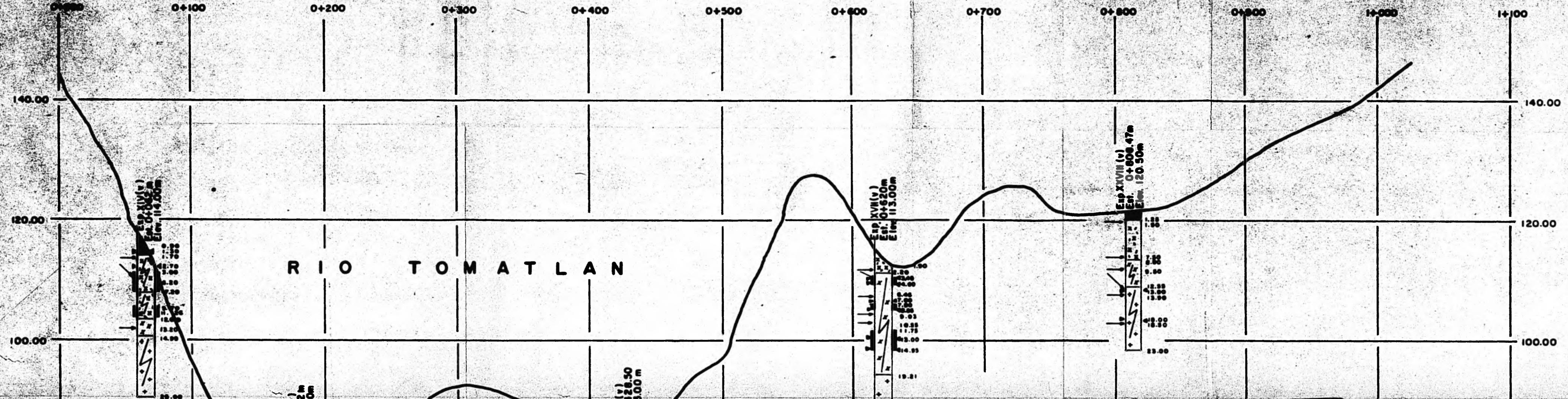
Acotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.  
Las cantidades estimadas son bases y corresponden únicamente a los materiales de la cortina. La topografía se tomó del plano sin número titulado Boquilla Cajón de Peña de fecha febrero de 1970, de la Dirección de Estudios.

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
	PRESA CAJON DE PERA TOMATLAN, JALISCO CORTINA - PLANO GENERAL FIG. NO. 2.1
	TESIS PROFESIONAL TEODORO VENTURA VARGAS
MEXICO, D.F. _____ DE 1981	

PARTE A

MISMO TRAZO 1a y 2a ALT.

0+567.66



RIO TOMATLAN

(v)  
82m  
80m

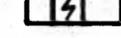
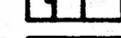
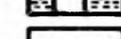
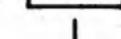
(v)  
426.50  
83.00 m

Exp. XVII (v)  
Est. 0+620m  
Elev. 113.00m

Exp. XXVIII (v)  
Est. 0+800.47m  
Elev. 120.50m

Exp. XIV (v)  
Est. 0+000m  
Elev. 114.00m

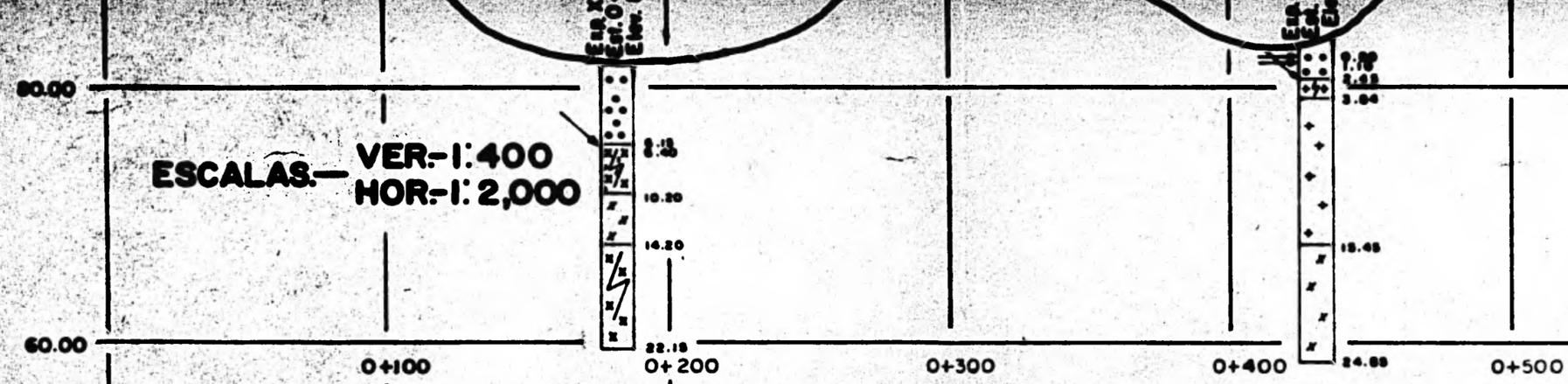
# SÍMBOLOS CONVENCIONALES

-  Tierra Vegetal — L.P.C. 946
-  Acarreo — L.P.C. 915
-  Granito — L.P.C. 936
-  Diorita — L.P.C. 936
-  Diorita y microdiorita — L.P.C. 936
-  Roca alterada —
-  Roca fracturada —
-  Nivel del espejo del agua —
-  Profundidad del tubo de ademe —
-  Perdida parcial del agua de enjuague —
-  Perdida total del agua de enjuague —
-  Zona permeable —
-  Contacto geológico —

## NOTAS

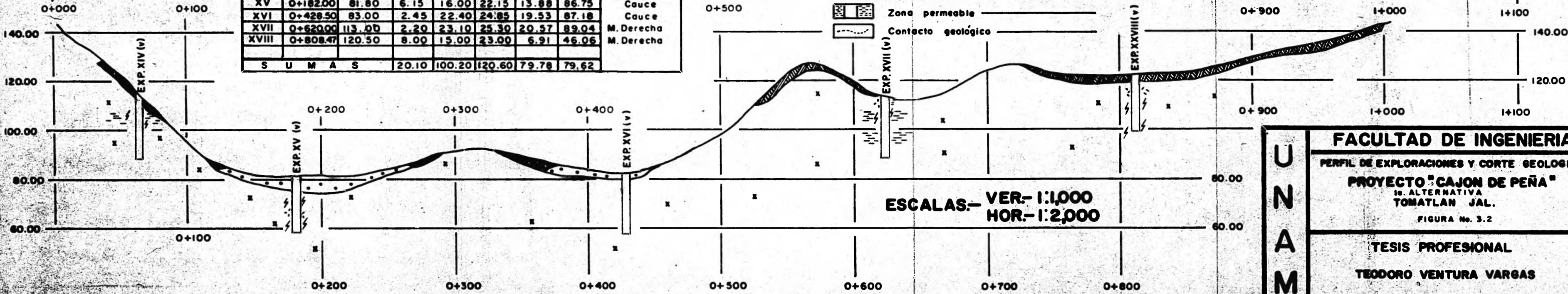
- 1.- La localización en planta de las exploraciones se indica en la figura No. 3.1
- 2.- Los números colocados a lo largo de los pozos indican la profundidad de los mismos, la situación de los contactos y demás accidentes geológicos
- 3.- El número colocado a continuación del nombre del pozo señala su distancia al origen del cadenamiento situado en la margen izquierda

ESCALAS.— VER.—1:400  
HOR.—1:2,000



TABULACION DE DATOS DE LAS EXPLORACIONES

Exp N°	Cad.	Elev.	Perforado en		Prof Total	Corozones		Observaciones
			Acarreo	R. Fig		Long	%	
XIV	0+062.00	114.00	1.30	23.70	25.00	18.89	79.70	M. Izquierda
XV	0+182.00	81.80	6.15	16.00	22.15	13.88	86.75	Cauce
XVI	0+428.50	83.00	2.45	22.40	24.85	19.53	87.18	Cauce
XVII	0+620.00	113.00	2.20	23.10	25.30	20.57	89.04	M. Derecha
XVIII	0+808.47	120.50	8.00	15.00	23.00	6.91	46.06	M. Derecha
S U M A S			20.10	100.20	120.60	79.78	79.62	



ESCALAS.— VER.—1:1,000  
HOR.—1:2,000

**FACULTAD DE INGENIERIA**

PERFIL DE EXPLORACIONES Y CORTE GEOLOGICO

**PROYECTO "CAJON DE PEÑA"**

1a. ALTERNATIVA  
TOMATLAN JAL.

FIGURA No. 3.2

---

**TESIS PROFESIONAL**

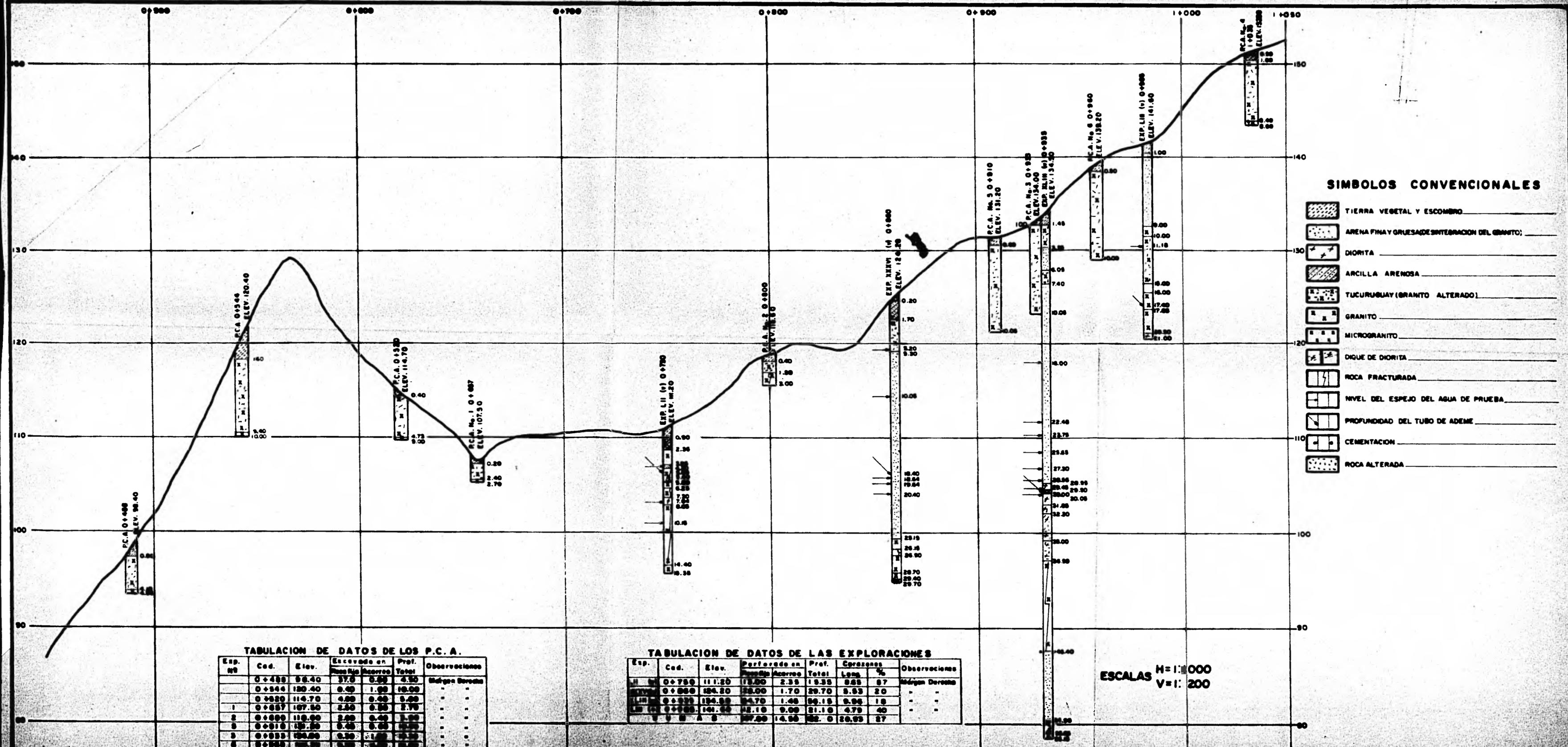
**TEODORO VENTURA VARGAS**

---

MEXICO, D. F. DE 1961

PARTE B

PARTE A



SIMBOLOS CONVENCIONALES

- TIERRA VEGETAL Y ESCOMBRO
- ARENA FINA Y GRISES DE SINTERACION DEL GRANITO
- DIORITA
- ARCILLA ARENOSA
- TUCURUBUAY (GRANITO ALTERADO)
- GRANITO
- MICROGRANITO
- DIQUE DE DIORITA
- ROCA FRACTURADA
- NIVEL DEL ESPEJO DEL AGUA DE PRUEBA
- PROFUNDIDAD DEL TUBO DE ADEME
- CEMENTACION
- ROCA ALTERADA

TABULACION DE DATOS DE LOS P.C.A.

Exp. No	Cod.	Elev.	Excavado en		Prof. Total	Observaciones
			Piedra	Arroyo		
	0+488	96.40	37.0	0.20	4.50	Margen Derecha
	0+544	120.40	0.40	1.00	10.00	
	0+520	114.70	4.00	0.40	5.00	
1	0+557	107.50	2.50	0.20	2.70	
2	0+555	112.00	2.00	0.40	1.00	
3	0+515	112.50	0.40	0.20	0.50	
4	0+523	120.00	0.20	1.00	0.50	
5	0+555	107.50	0.20	0.20	0.50	
6	0+555	107.50	0.20	0.20	0.50	

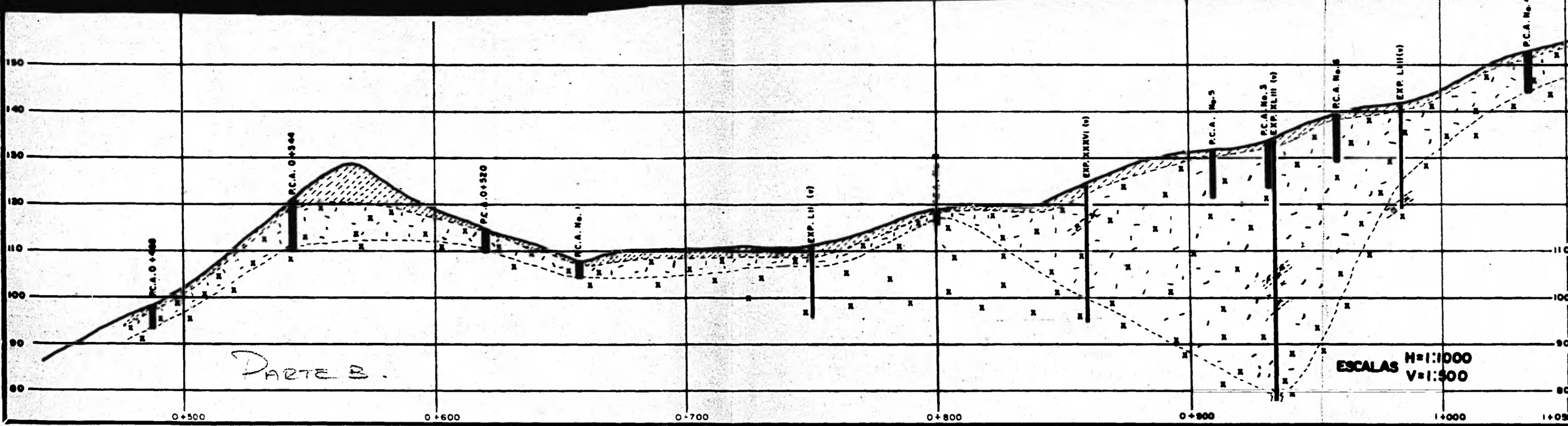
TABULACION DE DATOS DE LAS EXPLORACIONES

Exp.	Cod.	Elev.	Perforado en		Prof. Total	Corazones		Observaciones
			Piedra	Arroyo		Long.	%	
II	0+750	111.20	19.00	2.30	19.30	8.83	27	Margen Derecha
III	0+800	124.20	28.00	1.70	29.70	8.53	20	
IV	0+925	124.50	24.70	1.40	26.10	8.06	18	
V	0+955	141.40	12.10	9.00	21.10	4.79	40	
TOTAL			83.80	14.60	98.40	8.03	27	

ESCALAS H=1:1000  
V=1:200

**NOTAS.**

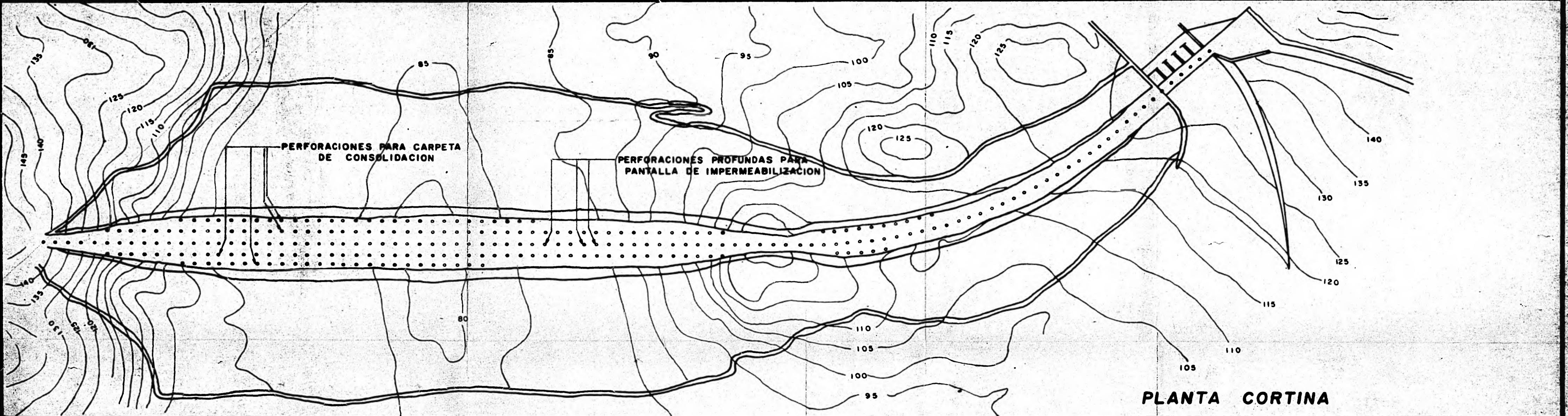
- 1.- El número colocado a continuación del nombre del pozo se refiere su distancia al origen del cadeneramiento situado en la margen izquierda.
- 2.- Los números colocados a lo largo de los pozos indican la profundidad de los mismos, la situación de los contactos y demás accidentes geológicos.



ESCALAS H=1:1000  
V=1:500

U N A M	<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>
	<b>BOQUILLA "CAJON DE PEÑA"</b>
	SEGUNDA ALTERNATIVA
	PERFIL DE EXPLORACIONES Y CORTE GEOLOGICO
	FIG. 3.3
	TESIS PROFESIONAL
	TEODORO VENTURA VARGAS
	MEXICO D. F. _____ 1981

PARTE A

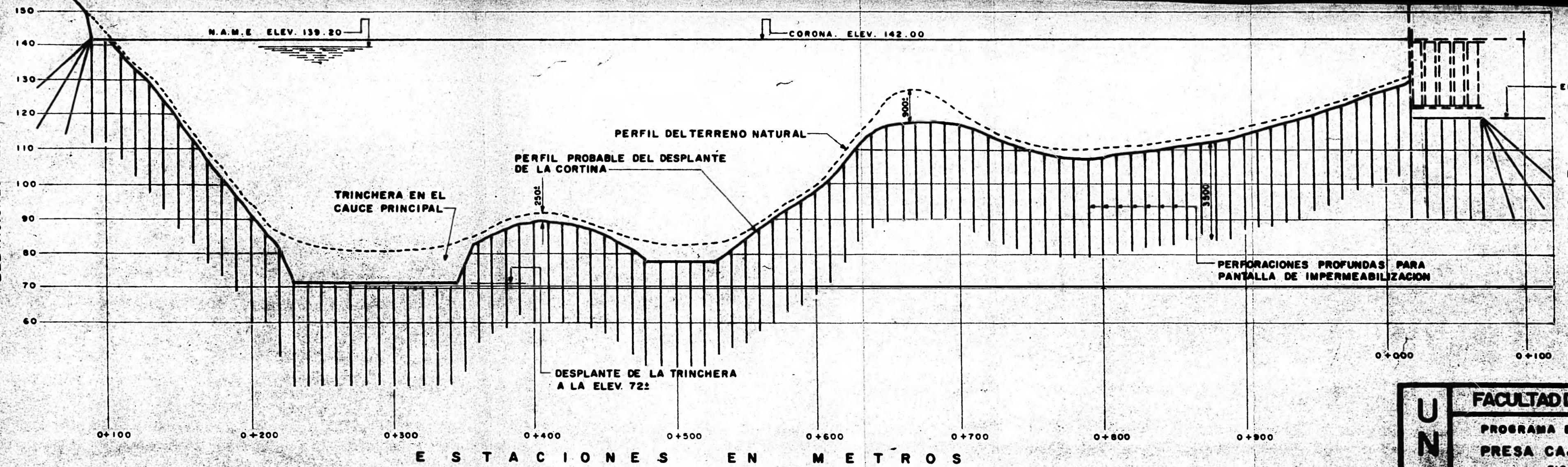


PERFORACIONES PARA CARPETA DE CONSOLIDACION

PERFORACIONES PROFUNDAS PARA PANTALLA DE IMPERMEABILIZACION

PLANTA CORTINA

ELEVACIONES EN METROS



NOTA:  
Acotaciones en centímetros,  
estaciones y elevaciones en  
metros.

CORTE DESARROLLADO POR EL EJE DE LA CORONA DE LA CORTINA

PARTE B.

UNAM	<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>
	<b>PROGRAMA DE INYECCIONES PRESA CAJON DE PEÑA FIG. 3.6</b>
	<b>TESIS PROFESIONAL TEODORO VENTURA VARGAS</b>
	<b>MEXICO D.F. 1981</b>

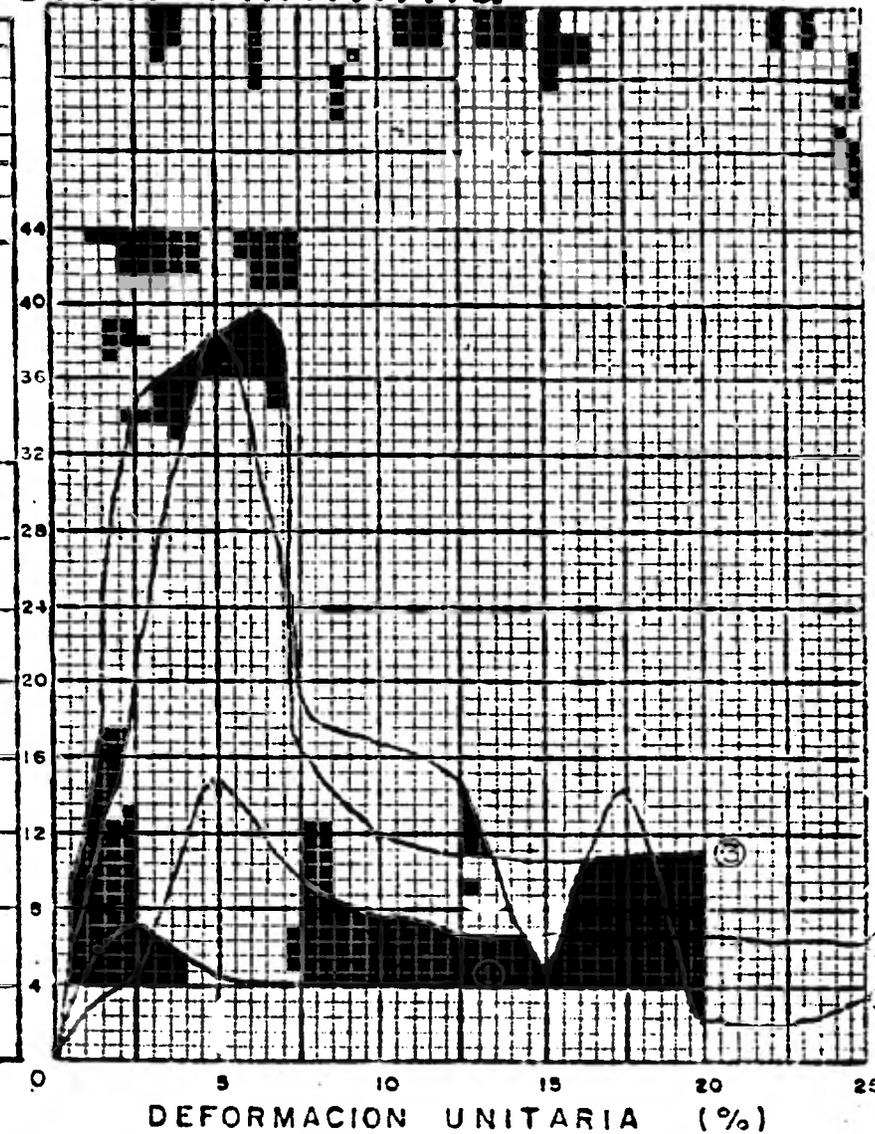
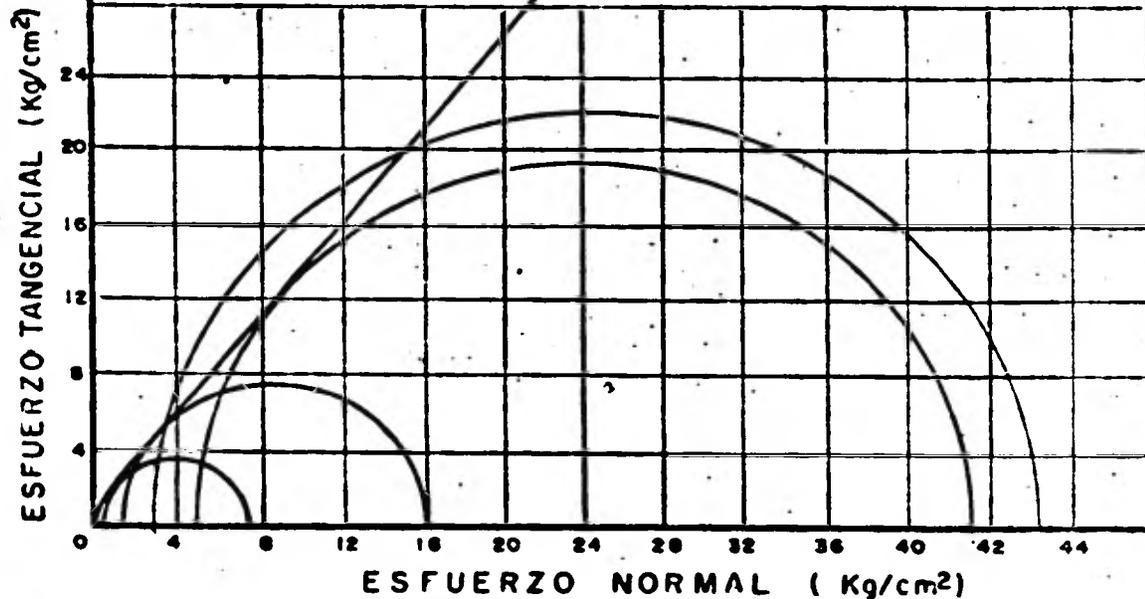
# SRH

## DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	e
1	2.87	7.11	.232	.232	36.66	90.73	.500	7.07	
2	2.87	6.89	.253	.253	33.61	80.69	1.500	14.77	
3	2.47	5.61	.185	.185	39.57	89.82	3.000	43.62	
4	2.34	9.29	.234	.234	33.52	100.00	5.000	38.03	
Promedio	2.64	7.23	.226	.226	35.84	90.31			

PRÓCTOR		PESOS VOLUMETRICOS			φ = 50° C = 0	
γ	kg/m <sup>3</sup>	INICIALES		FINALES		
e		γ <sub>s</sub>	2413	2413		Kg/m <sup>3</sup>
W	%	γ <sub>H</sub>	2476	2587		Kg/m <sup>3</sup>
W <sub>G</sub>	%	γ <sub>sat</sub>	2597	2597		Kg/m <sup>3</sup>
S <sub>s</sub>	2.958	%C				

○ T.R.    ○ T.R.C.    ● T.R.S.    ○ T.R.S.C.



Procedencia ..... Tomatlan Jalisco ..... Identificación de Laboratorio ID - 2658 ..... Banco .....  
 Pozo ..... Prof. 7.50-7.80 ..... Muestra Inalterada 2 ..... Estación 0+090 ..... Cálculo .....  
 Observaciones ..... GRANITO ALTERADO .....

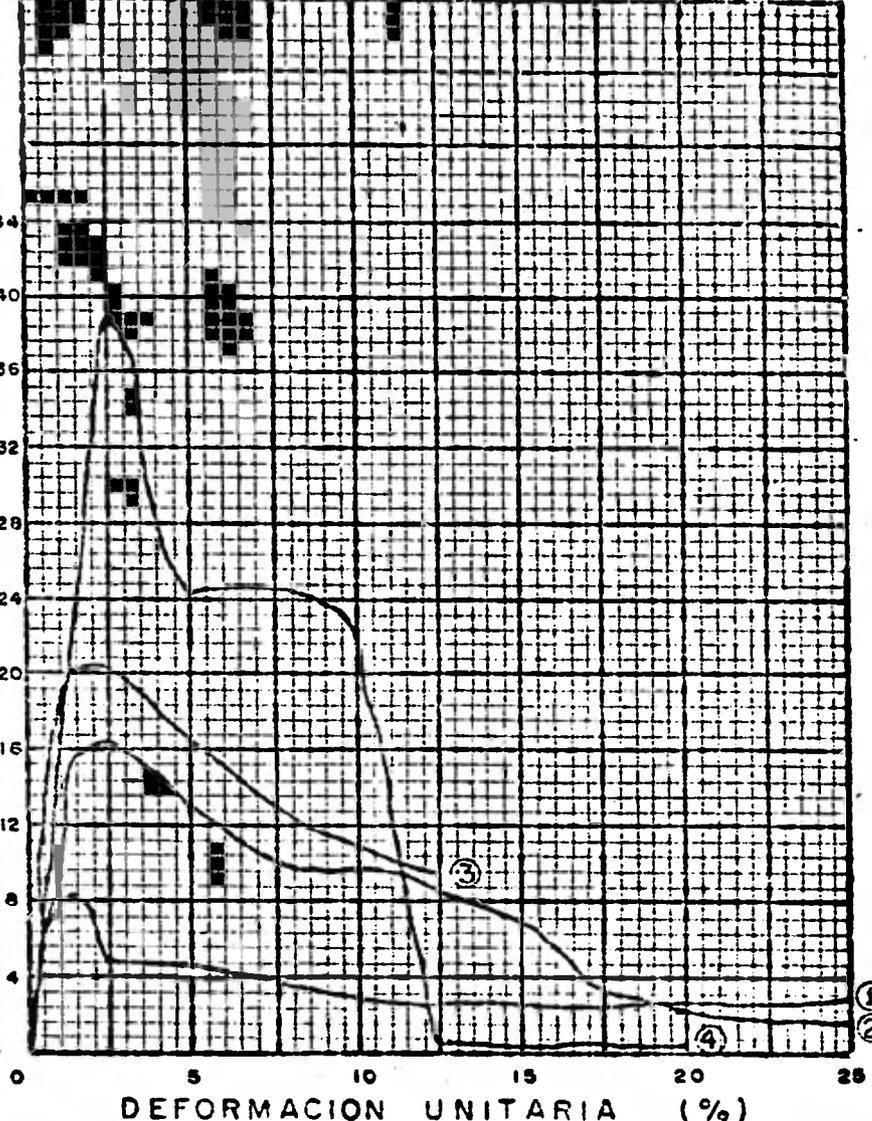
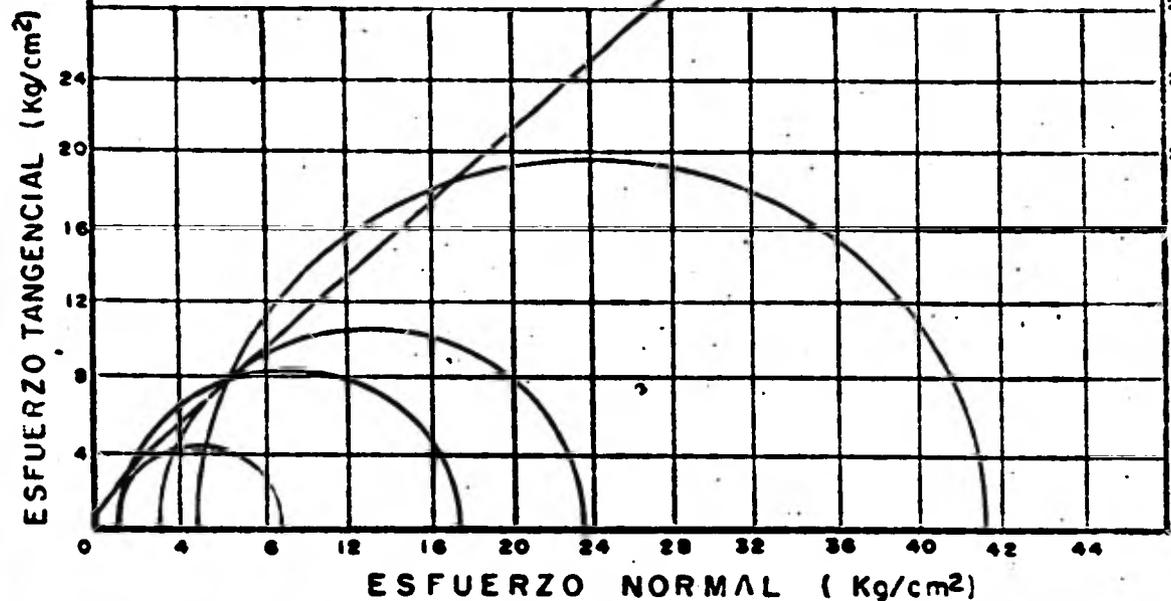
# SRH

## DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	e
1	2.55	5.38	.265	.219	28.46	72.75	0.500	7.45	
2	2.82	10.88	.214	.322	39.04	100.0	1.500	16.08	
3	5.94	11.74	.304	.323	57.87	100.0	3.000	20.72	
4	4.66	9.56	.268	.283	51.54	100.0	5.000	38.43	
Promedio	3.99	9.39	.263	.287	44.23	93.19			

PRÓCTOR		PESOS VOLUMETRICOS			φ = 44° C = 5 T/in <sup>2</sup>	
γ	= kg/m <sup>3</sup>	INICIALES		FINALES		
e	=	γ <sub>s</sub>	2342	2298		Kg/m <sup>3</sup>
W	= %	γ <sub>H</sub>	2435	2514		Kg/m <sup>3</sup>
W <sub>G</sub>	= %	γ <sub>sat</sub>	2550	2521		Kg/m <sup>3</sup>
S <sub>s</sub>	= 2.958	%c				

○ T.R.    ○ T.R.C.    ○ T.R.S.    ● T.R.S.C.



Procedencia ..... **Tomatlán, Jalisco** ..... Identificación de Laboratorio **ID - 2658** ..... Banco .....

Pozo ..... **Prof. 7.30-7.80** ..... Muestra **Inalterada 2** ..... Estación ..... Cálculo .....

Observaciones ..... **GRANITO ALTERADO** .....

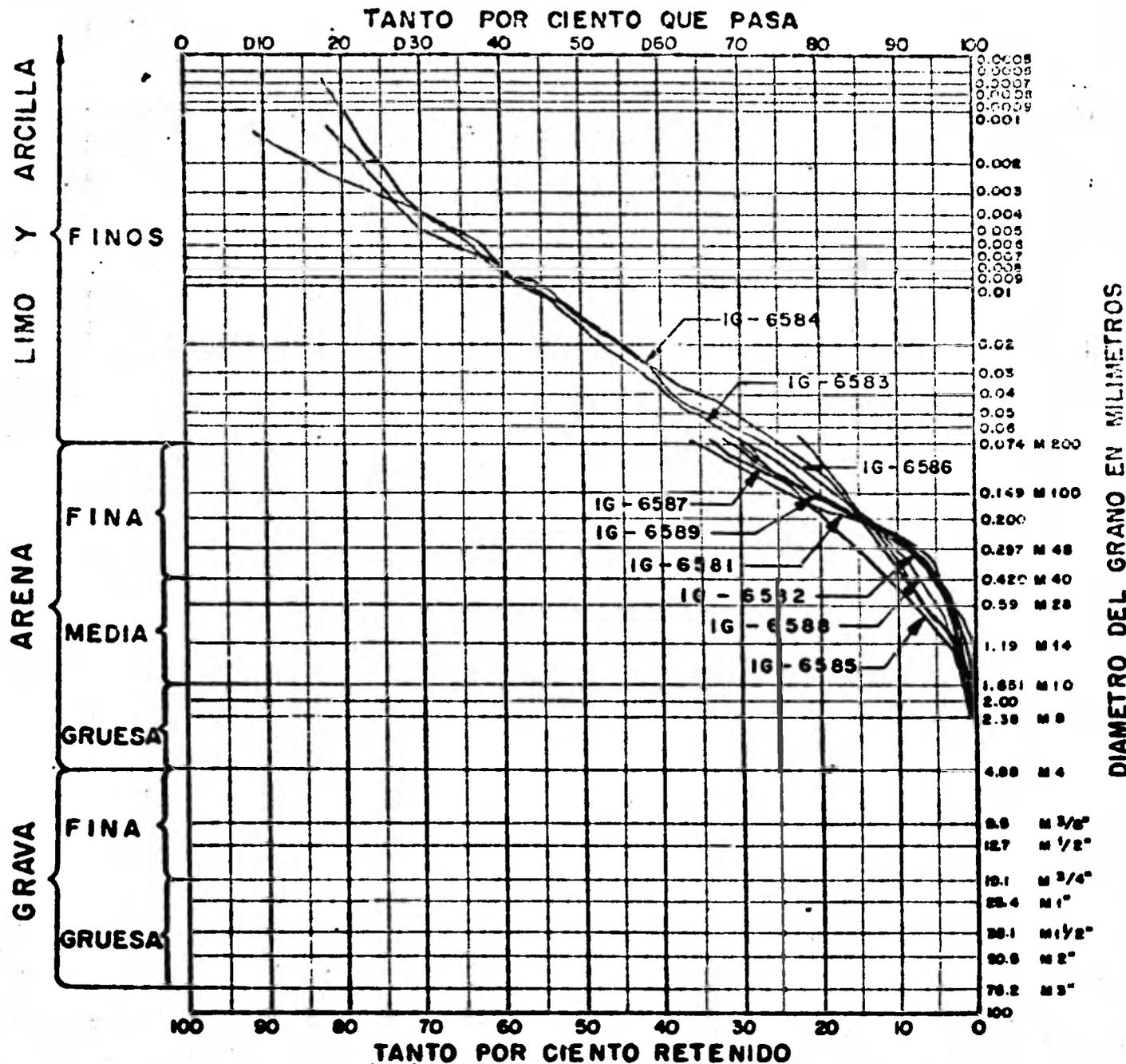
ESFUERZO DESVIADOR (σ<sub>1</sub> - σ<sub>3</sub>) (Kg/cm<sup>2</sup>)



DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 MECANICA DE SUELOS

**GRAFICA GRANULOMETRICA**

Procedencia ..... CAJON DE PEÑA TOMATLAN, JAL. .... Identificación de Lab. ....  
 Banco ..... Pozo ..... Profundidad .....  
 Muestra ..... Est. .... Fecha .....



TOTAL, % Grovo ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$  .....

PASA 4, % Arena ..... % Finos .....

$D_{10}$  .....  $D_{30}$  .....  $D_{60}$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  .....

Observaciones .....

Operador ..... Caluló ..... Fecha .....

SRH.

DIRECCION DE PROYECTOS  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 MECANICA DE SUELOS

GRAFICA DE PLASTICIDAD

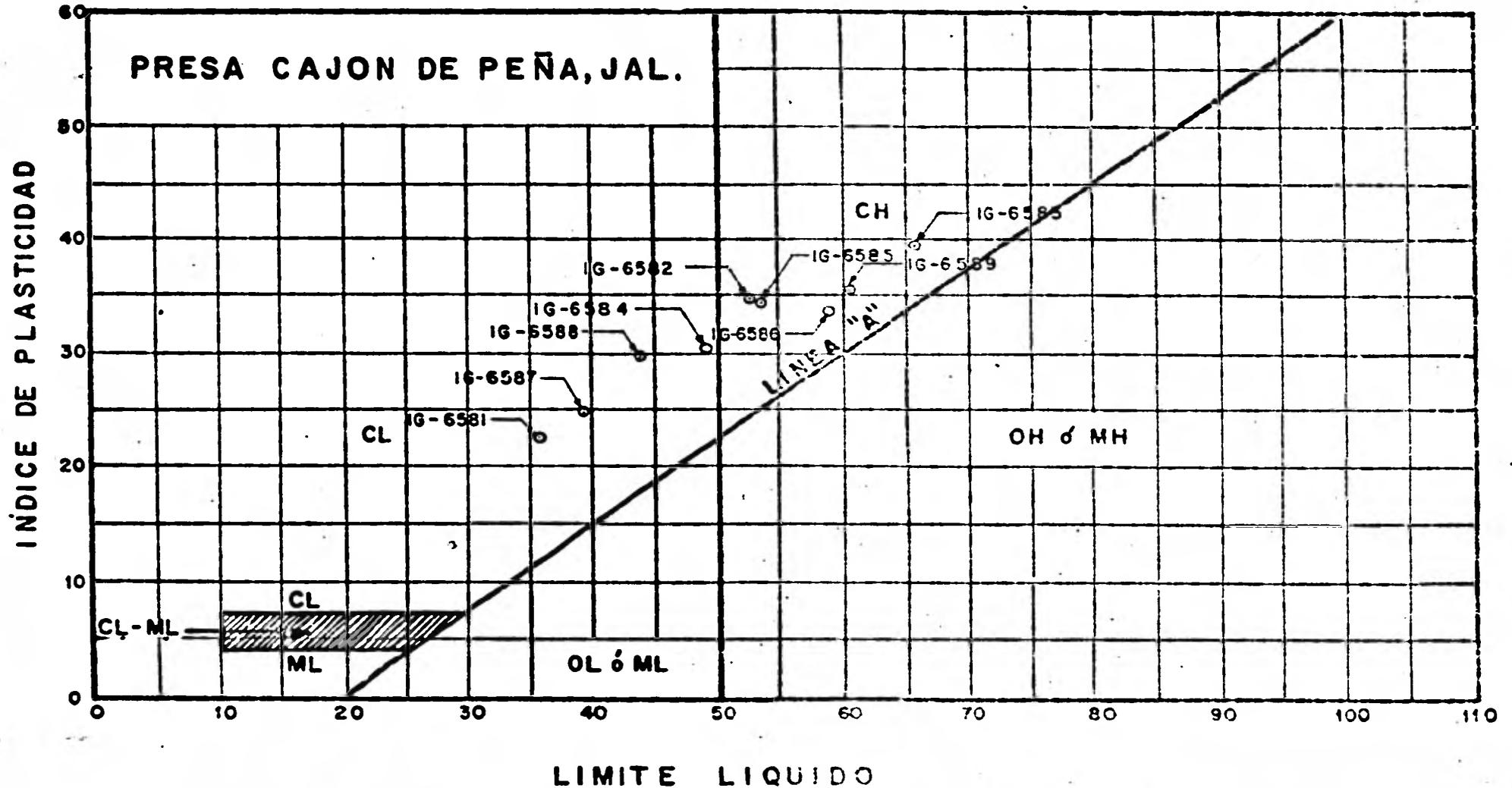


Fig. 3.12

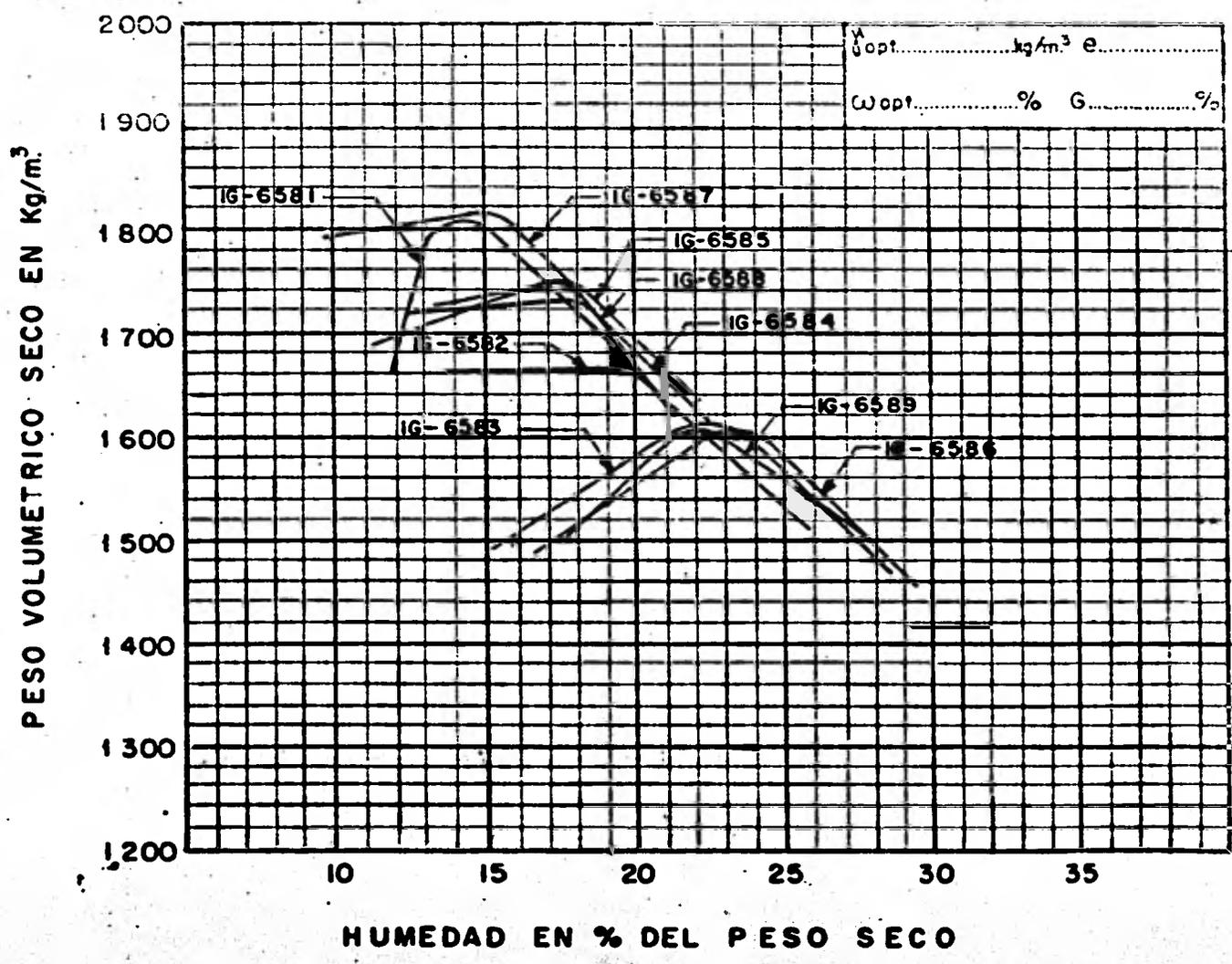
SAH

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 MECANICA DE SUELOS

COMPACTACION PROCTOR

Procedencia CAJON DE PEÑA TOMATLAN, JAL. Identificación de Lab. ....  
 Banco # 2 Pozo ..... Profundidad .....  
 Muestra ..... Est. .... Fecha .....  
 Equipo usado Cilindro N° ..... Volumen V = ..... lts. Peso T = ..... Kgs.

PESO CILIN. + TIERRA $W = T + W_H$	T. HUMEDA COMPACTADA $W_H = W - T$	MUESTRA PARA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA						$W = 100 \frac{W_w}{W_s}$ CONTENIDO DE AGUA EN %	$W_{s2} = \frac{W_m}{1 + \frac{W}{100}}$ TIERRA SECA COMPACTADA	$\gamma_s = \frac{W_{s2}}{V}$ PESO VOL. SECO $kg/m^3$
		TARA	PESO TARA	TARA + MUEST. HUMEDA	TARA + MUEST. SECA	$W_w$ PESO AGUA	$W_s$ PESO SECO			



Observaciones .....  
 Operador ..... Cálculo ..... Fecha .....

# SRH

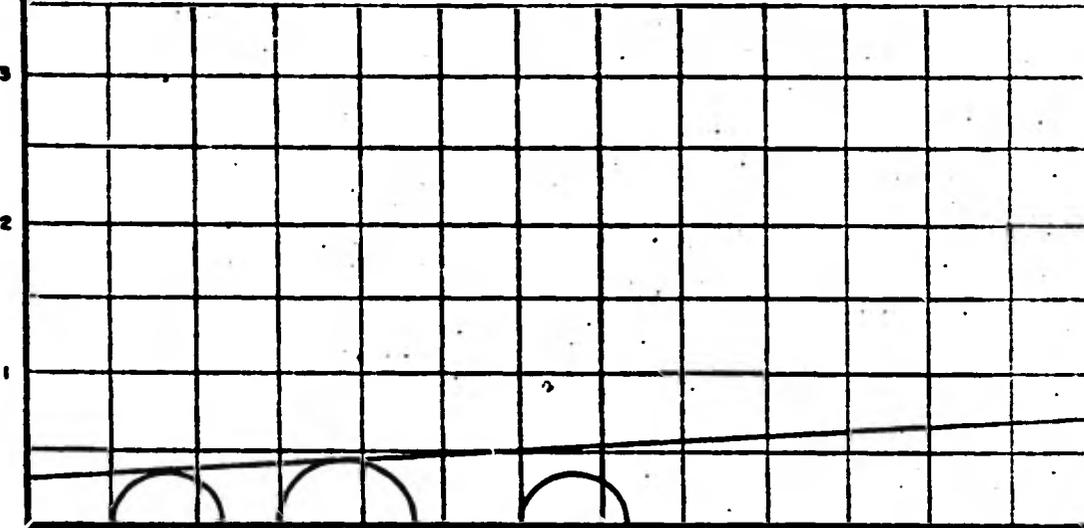
## DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	e
1	22.94		.639		96.75		0.50	0.64	
2	22.63		.628		97.11		1.50	0.84	
3	23.42		.643		98.13		3.00	0.64	
4	22.40		.628		96.07		5.00	1.18	
Promedio	22.85		.634		97.01				

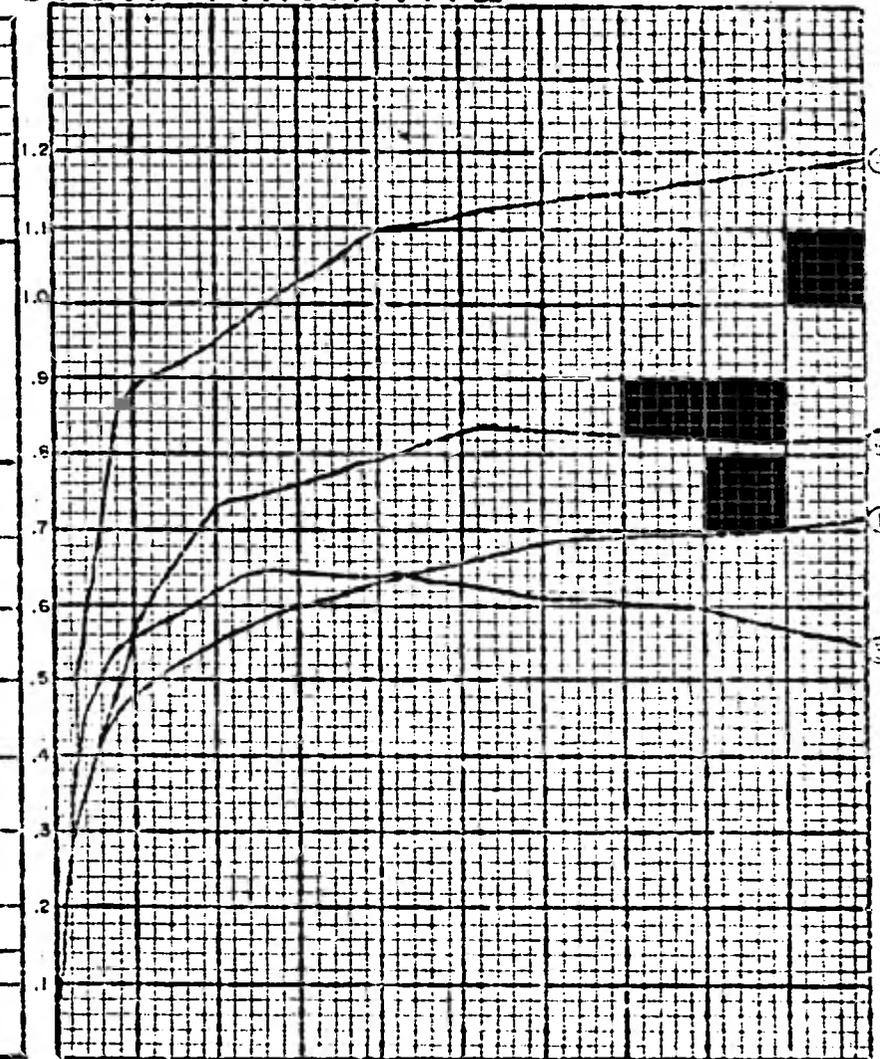
PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		φ = 3° C = 3 T/m <sup>2</sup>
δ	= 17.49 kg/m <sup>3</sup>	INICIALES	FINALES	
e	=	δ <sub>s</sub>	1649 kg/m <sup>3</sup>	
W	= 17.3 %	δ <sub>H</sub>	2026 kg/m <sup>3</sup>	
W <sub>G</sub>	= %	δ <sub>sat</sub>	2037 kg/m <sup>3</sup>	
S <sub>s</sub>	= 2.695	%C	94.3	

○ T.R.    ○ T.R.C.    ● T.R.S.    ○ T.R.S.C.

ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm<sup>2</sup>)



ESFUERZO NORMAL (Kg/cm<sup>2</sup>)



ESFUERZO DESVIADOR σ<sub>1</sub> - σ<sub>3</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)

DEFORMACION UNITARIA (%)

Procedencia... **Tomatlan Jalisco**      Identificación de Laboratorio... **IG - 6585**      Banco .....

Pozo... **1-4**      Prof. **1.10-3.00**      Muestra **Integral**      Estación .....

Observaciones .....

# SRH

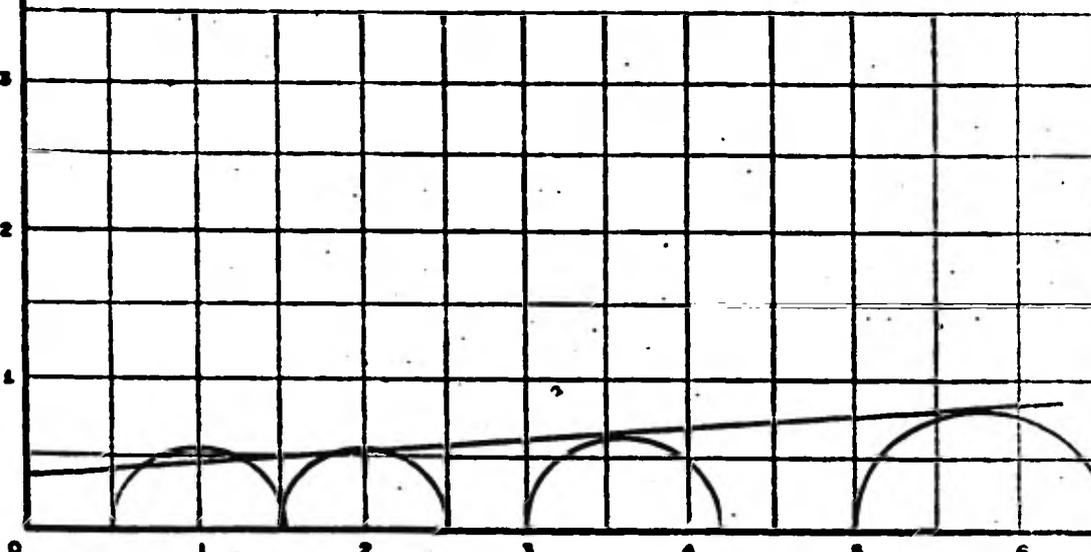
## DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>v</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	e
1	22.59	22.07	.632	.561	96.26	100.0	.500	1.06	
2	22.87	23.58	.639	.627	96.39	100.0	1.500	.93	
3	22.60	22.89	.634	.633	96.13	97.5	3.000	1.18	
4	22.30	21.51	.628	.580	95.75	99.93	5.000	1.54	
Promedio	22.59	22.51	.633	.600	96.13	99.36			

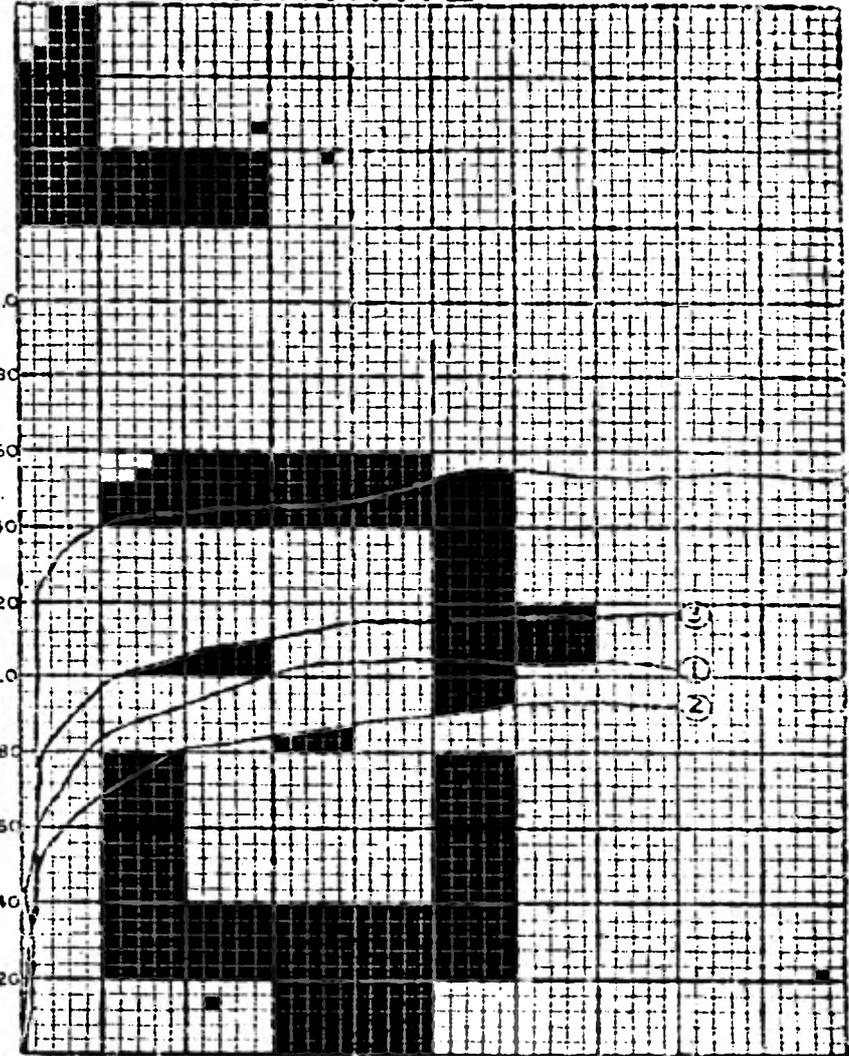
PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS				φ = 4° C = 3.5 T/m <sup>2</sup>
γ	= 1749 kg/m <sup>3</sup>	INICIALES		FINALES		
e	=	γ <sub>s</sub>	1650	1684	Kg/m <sup>3</sup>	
W	= 17.3 %	γ <sub>H</sub>	2023	2064	Kg/m <sup>3</sup>	
WG	= %	γ <sub>sat</sub>	2038	2064	Kg/m <sup>3</sup>	
S <sub>s</sub>	= 2.695	%C	94.2	96.4		

○ T.R.    ○ T.R.C.    ○ T.R.S.    ● T.R.S.C.

ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm<sup>2</sup>)



ESFUERZO NORMAL (Kg/cm<sup>2</sup>)



DEFORMACION UNITARIA (%)

ESFUERZO DESVIADOR σ<sub>1</sub> - σ<sub>3</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)

Procedencia..... Tomatlan Jalisco..... Identificación de Laboratorio **IG - 6585**..... Banco .....

Pozo..... 1-4..... Prof. 1.10-3.00..... Muestra Integral 59..... Estación .....

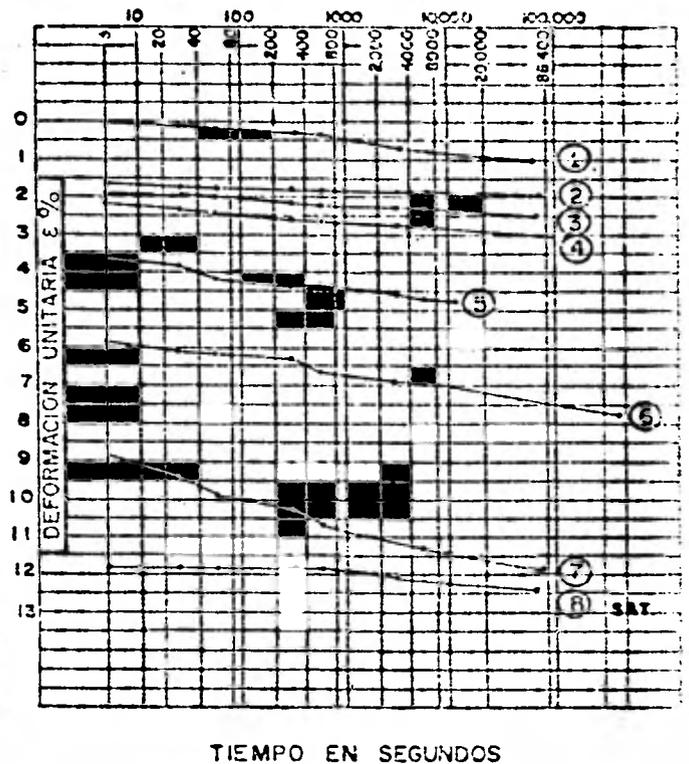
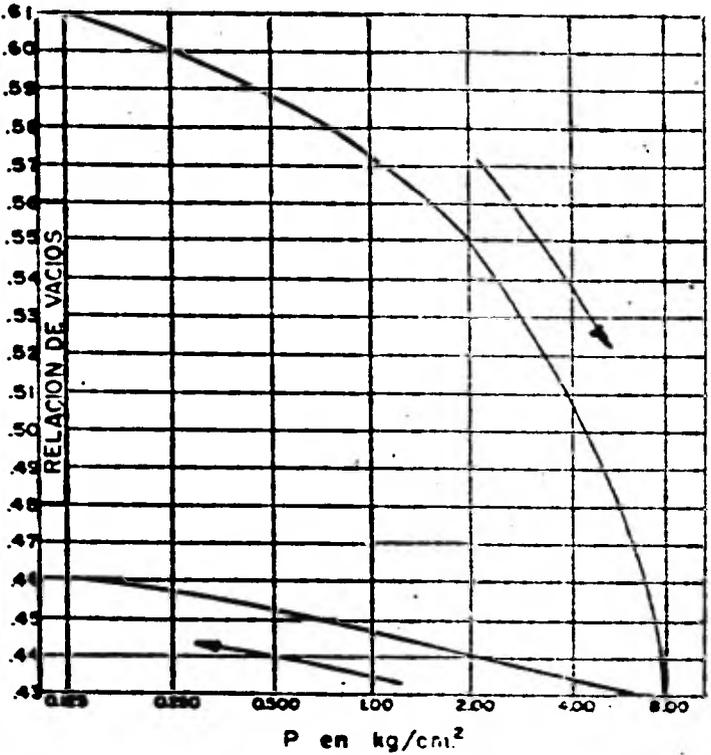
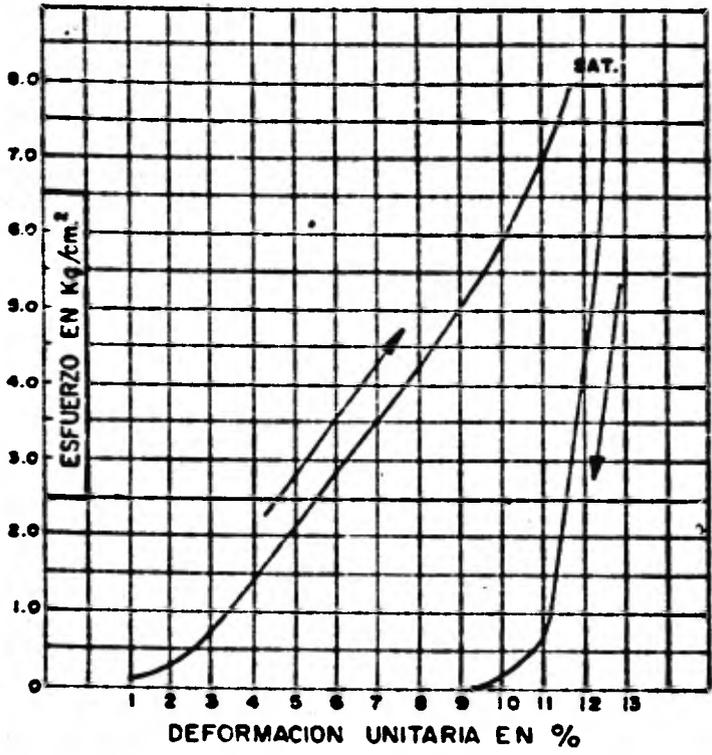
Observaciones .....

S.R.H.

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia ..... Tomatlán Jalisco ..... Identificación de Laboratorio IG-6585 ..... Proceso ..... Seco  
 Muestra ..... Remoldeada ..... Pozo N - 1-4 ..... Banco ..... Estación ..... Profundidad 1.10-3.00 m  
 Prueba No. 1250 ..... Aparato No. 12 ..... Cálculo ..... Operó .....  
 $\omega$  inicial = 17.725 % .....  $e$  inicial = 0.63 ..... Sat. inicial = 76.00 % ..... Compactación = ..... %  
 $\omega$  final = 21.094 % .....  $e$  final = 0.48 ..... Sat. final = 100.00 % .....  $\delta_s =$  ..... kg/cm<sup>2</sup>  
 $S_s = 2.695$



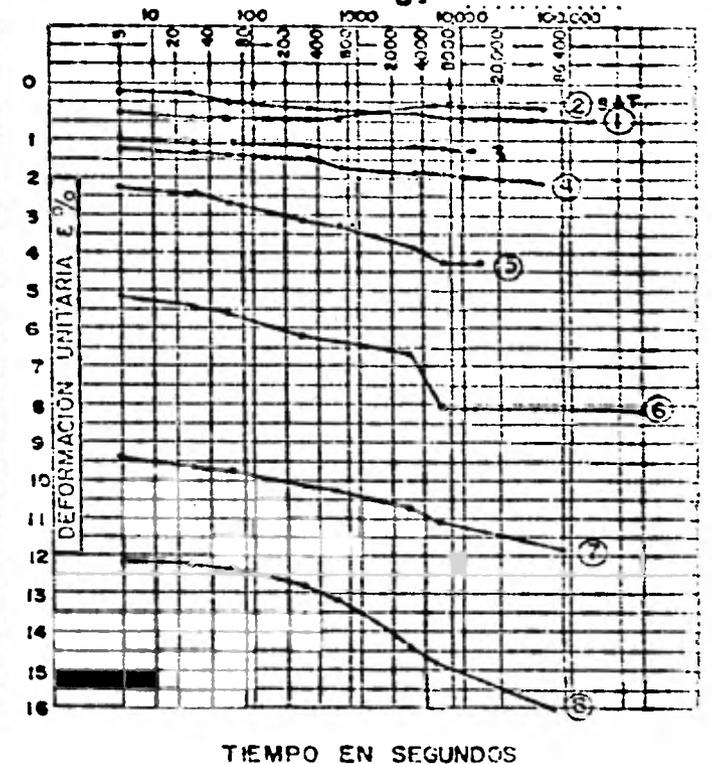
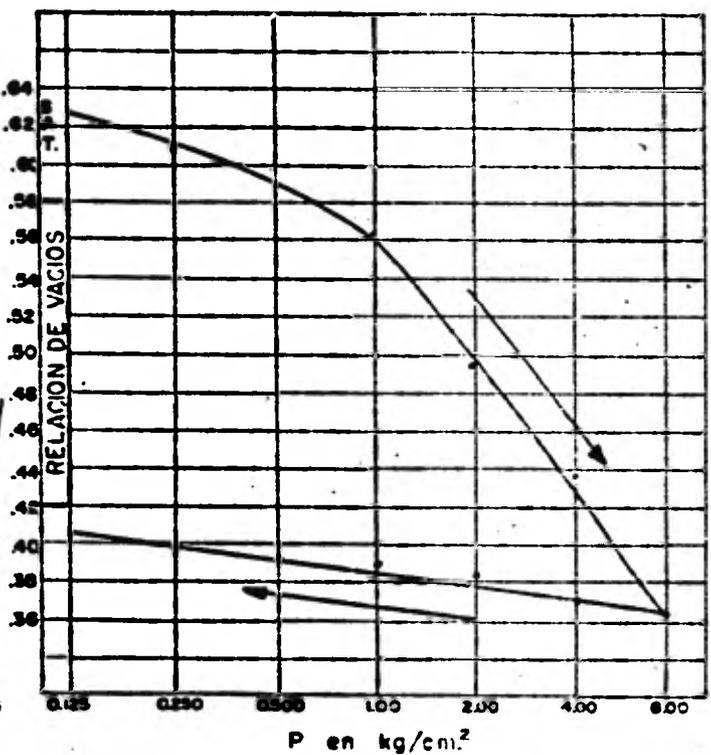
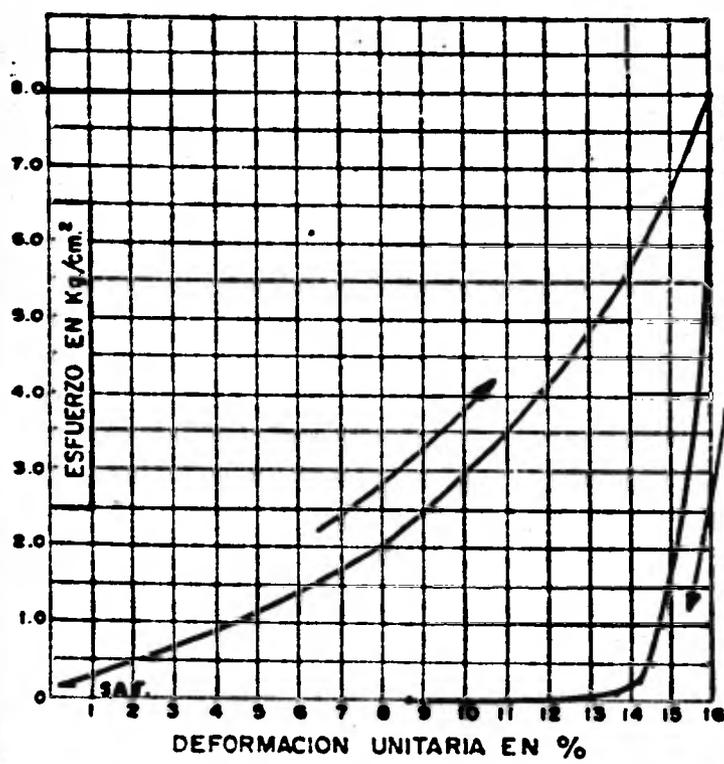
Observaciones .....

# SRH

## DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS

### GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

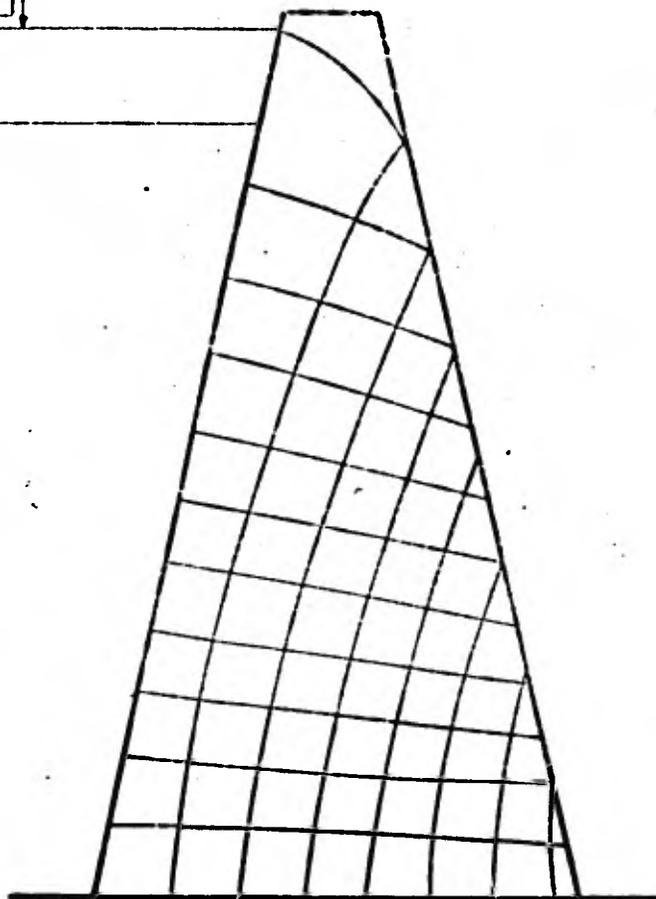
Procedencia **TOMATLAN JALISCO** ..... Identificación de Laboratorio **IG - 6585** ..... Proceso **HUMEDO**  
 Muestra **REMOLDEADA - 59** ..... Pozo ..... Banco **Nº 2** ..... Estación **1-4** ..... Profundidad **110 - 3.00** m.  
 Prueba No. **1249** ..... Aparato **Nº 4** ..... Cálculo ..... Opero .....  
 $w$  inicial = **17.856** % .....  $e$  inicial = **0.63** ..... Sat. inicial = **76.34** % ..... Compactación = ..... %  
 $w$  final = **21.867** % .....  $e$  final = **0.48** ..... Sat. final = **100.0** % .....  $\gamma_s =$  .....  $\text{kg/m}^3$   
 $S_s = 2.635$



Observaciones .....

N.A.M.E. Elev. 138.09

N.O.T. Elev. 131.66



**PRESA LLENA  
ESTACION 0+214**

**ESC. 1:500**

**U  
N  
A  
M**

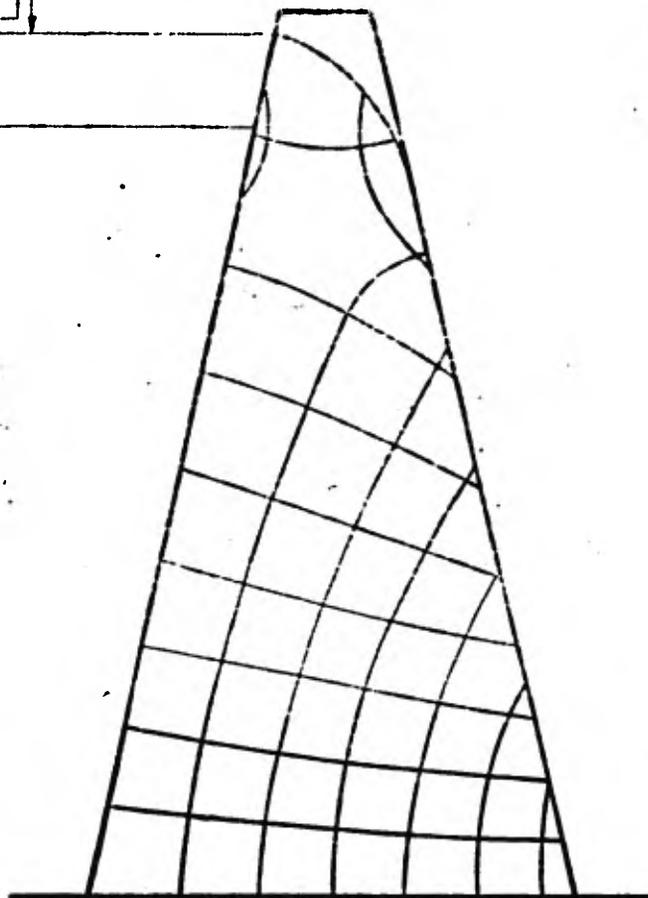
**FACULTAD DE INGENIERIA  
PRESA CAJON DE PENA  
RED DE FLUJO  
SECCION SOBRE EL CAUCE  
Fig. No. 3. 18**

**TESIS PROFESIONAL  
TEODORO VENTURA VARGAS**

**MEXICO, D.F. ——— 1981**

N.A.M.E. Elev. 138.09

N.O.T. Elev. 131.66



**VACIADO RAPIDO  
ESTACION 0 + 214**

**ESC. 1:500**

**U  
N  
A  
M**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**PRESA CAJON DE PEÑA  
RED DE FLUJO  
SECCION SOBRE EL CAUCE**

**Fig. No. 3.19**

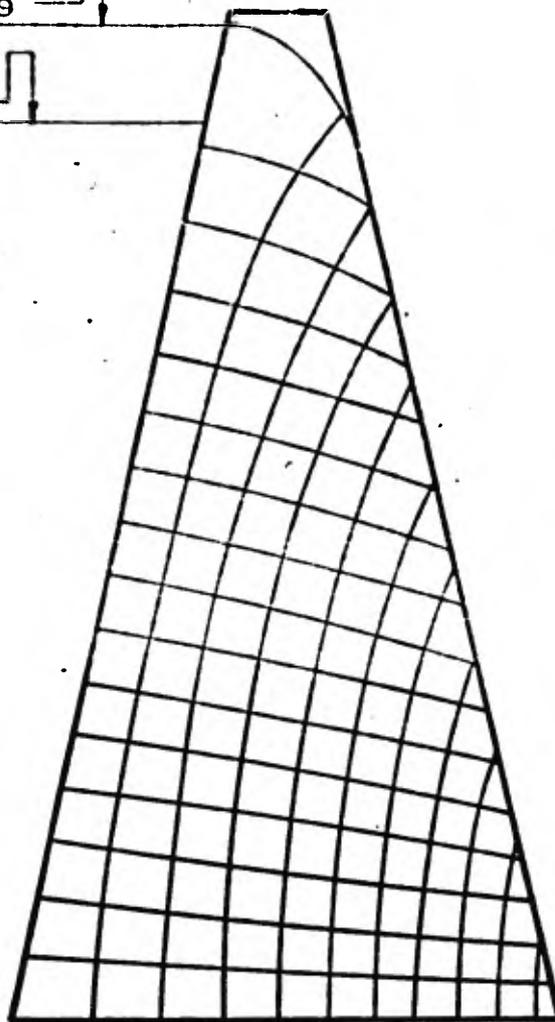
**TESIS PROFESIONAL**

**TEODORO VENTURA VARGAS**

**MEXICO, D.F. \_\_\_\_\_ 1981**

N.A.M.E. Elev. 138.09

N.O.T. Elev. 131.66



**PRESA LLENA  
ESTACION 0 +400**

**ESC. 1:500**

**U  
N  
A  
M**

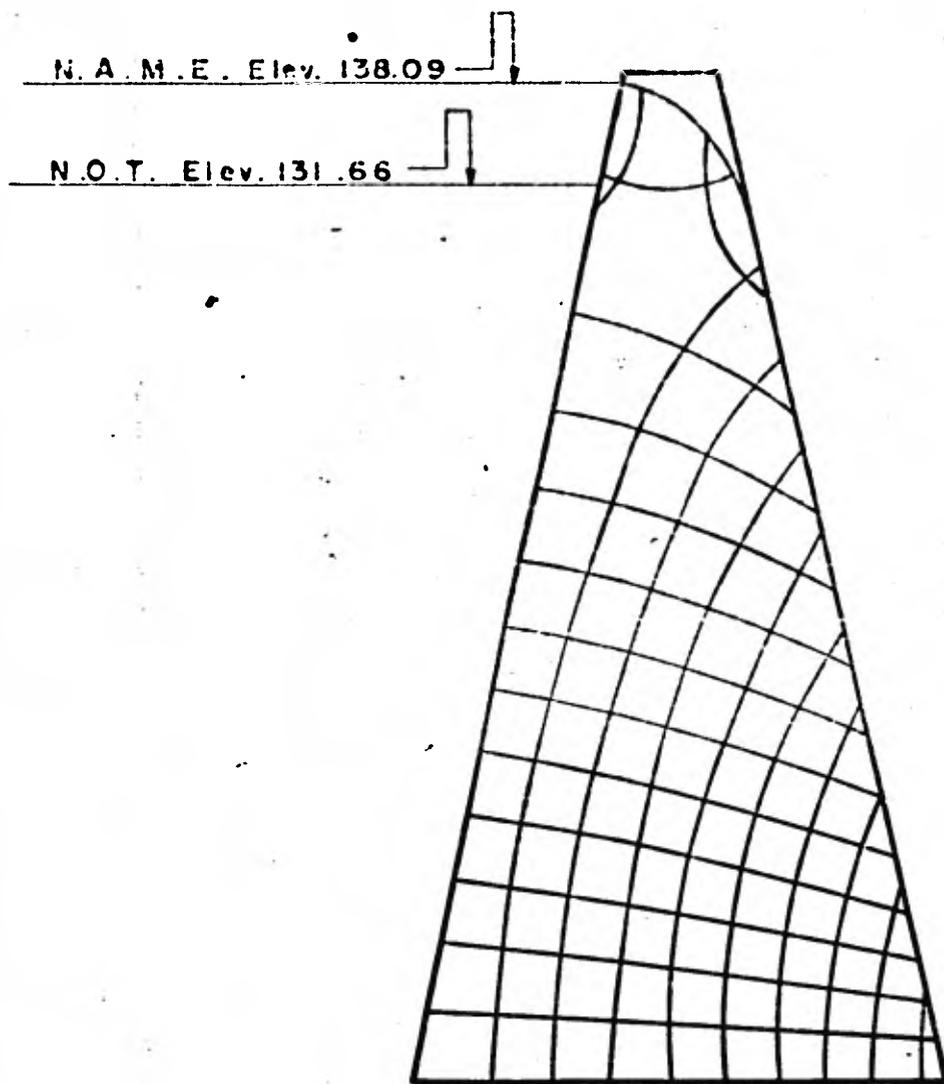
**FACULTAD DE INGENIERIA**

**PRESA TOMATLAN, JAL.  
RED DE FLUJO**

**Fig. No. 3. 20**

**TESIS PROFESIONAL  
TEODORO VENTURA VARGAS**

**MEXICO, D.F. ————— 1981**



**VACIADO RAPIDO  
ESTACION 0+400**

**ESC. 1:500**

**U  
N  
A  
M**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**PRESA TOMATLAN, JAL.  
RED DE FLUJO**

**Fig. No. 3.21**

**TESIS PROFESIONAL**

**TEODORO VENTURA VARGAS**

**MEXICO, D.F. \_\_\_\_\_ 1981**

ATAGUIAS A

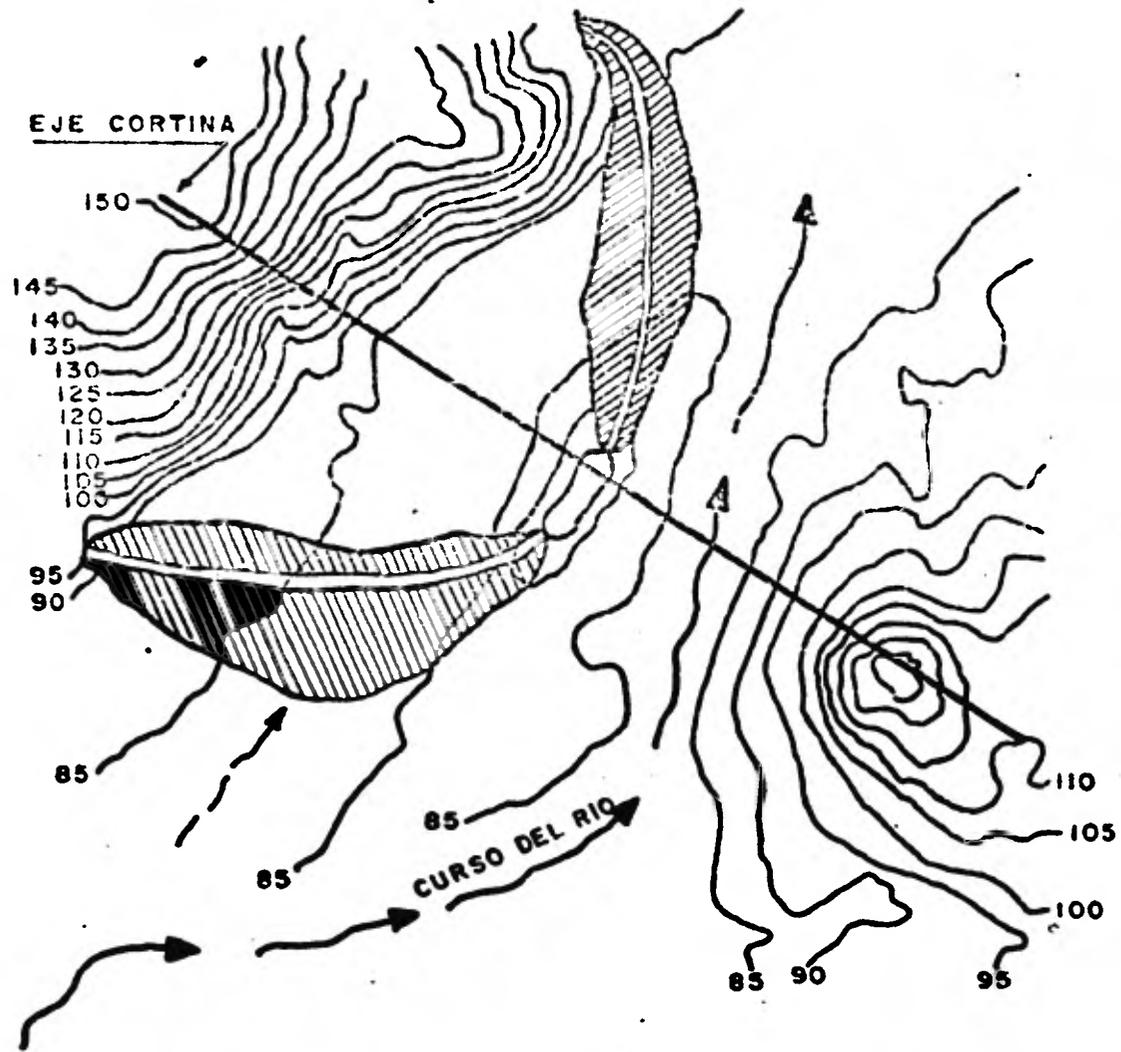


FIG. 4.2

ATAGUIAS B

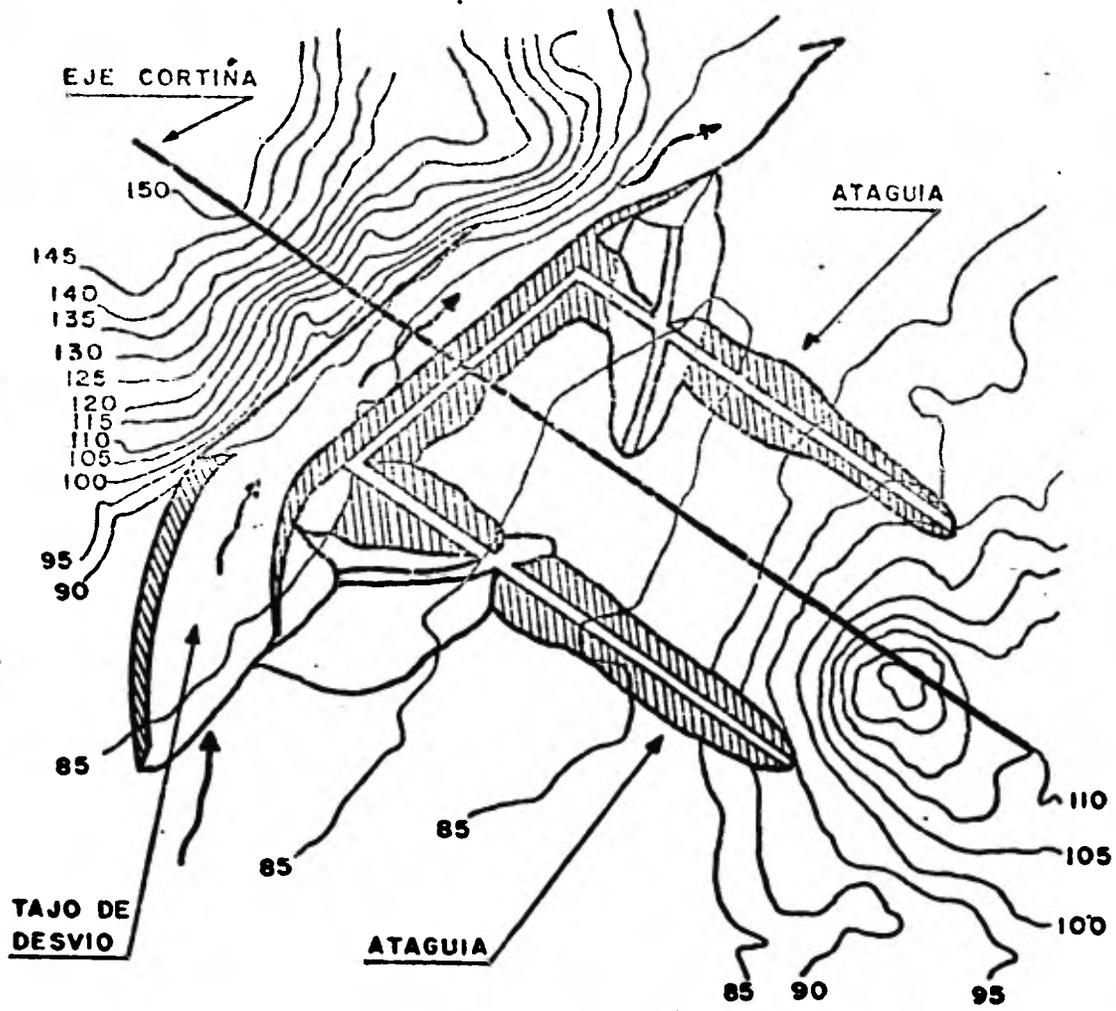


FIG. 4.3

ATAGUIAS C

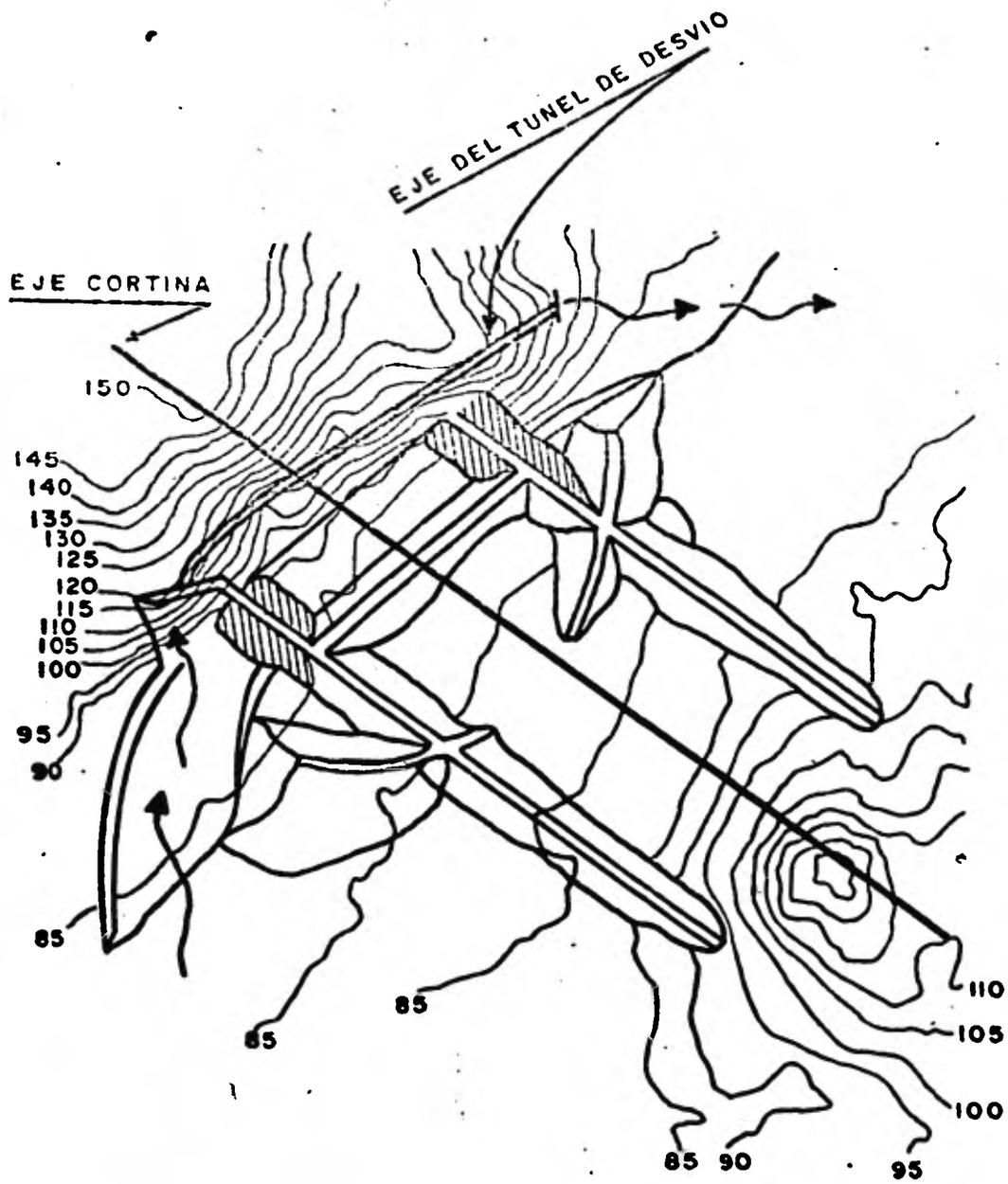


FIG. 4.4

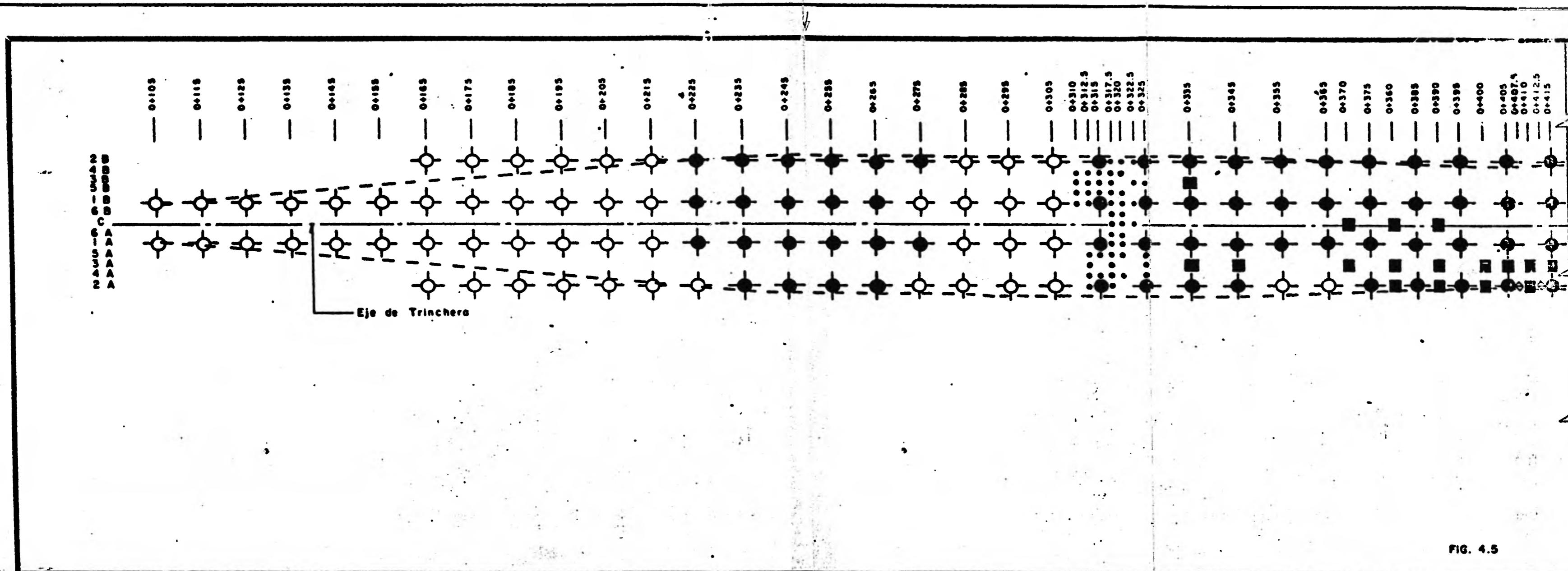
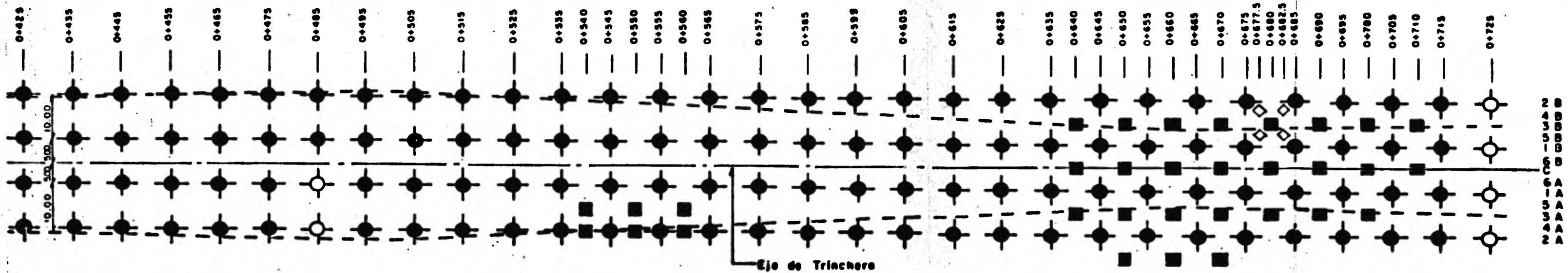


FIG. 4.5



**SIGNOS**  
 P = Presión en Kg/cm<sup>2</sup>  
 S = Sacos Inyectados  
 F = Fecha inyección

**SIMBOLOGIA:**  
 ● I Etapa  
 ■ II Etapa  
 ◆ III Etapa  
 ○ Pozos no inyectados

**NOTA:**  
 Acotaciones y elevaciones en metros estaciones en kms., con la profundidad de los pozos a partir del piso de la trinchera.  
 Tapete de inyecciones con perforaciones cuadrícula de 10mts. con profundidad de 15mts. en dos progresiones descendentes de 5 y 10mts.

UNAM	<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>
	<b>PRESA CAJON DE PEÑA TAPETE DE INYECCIONES</b>
	FIG. 4.5
	<b>TESIS PROFESIONAL TEODORO VENTURA VARGAS</b>
	MEXICO, D.F. _____ 1981

TABLA 3.1

Exploración	Est.	Elev. (msnm) brocal	Profundidad (m)	PERMEABILIDAD		Observaciones
				Lefranc K=cm/s	Lugeon (U.L.)	
XIV	0+062	114.0	1.3 - 2.7	$1.1 \times 10^{-4}$ $5.1 \times 10^{-4}$	21.5  0.0-1.4	Granito alterado y fracturado (zona permeable) Margen izquierda Granito fracturado (zona permeable) Granito fracturado (zona permeable) Diorita y microdiorita (zona permeable)
			2.7 - 4.4			
			4.4 - 5.2			
			12.0 - 25.0			
XV	0+182	81.8	7.5 - 9.4		5.7  3.0 3.0 1.2	Granito fracturado (poco permeable) Cauce del río Diorita sana (poco permeable) Granito fracturado (poco permeable) Granito fracturado (impermeable)
			9.4 - 14.4			
			14.4 - 19.4			
			19.4 - 22.1			
XVI	0+428.50	83.0	4.7 - 24.8		0.8-1.0	Diorita y microdiorita sana (zona impermeable) Cauce del río
XVII	0+620	113.0	15.3 - 20.3		0.0  0.0	Diorita fracturada (zona impermeable) Margen derecha Diorita y microdiorita sana (zona impermeable)
			20.3 - 25.3			
XXVIII	0+808.47	120.5	0.0 - 3.0	$2.2 \times 10^{-6}$ $1.7 \times 10^{-5}$ $1.4 \times 10^{-5}$ $3.7 \times 10^{-6}$		Granito alterado (zona impermeable) Margen derecha Granito alterado (zona poco permeable) Diorita fracturada (zona poco permeable) Diorita y microdiorita fracturadas (zona impermeable)
			3.0 - 8.0			
			8.0 - 13.0			
			13.0 - 18.0			
XVIII	0+254	82.0	1.0 - 12.8		0.0  0.0	Granito alterado y fracturado (zona impermeable) 109.0 m aguas abajo -- del eje de la boquilla Diorita y microdiorita (zona impermeable)
			12.8 - 15.2			

Exploración	Est.	Elev. (msnm) brocal	Profundidad (m)	PERMEABILIDAD		Observaciones
				Lefranc K = cm/s	Lugeon (U.L.)	
XIX	0+363	81.9	4.0 - 5.5		0.0	Diorita y microdiorita (zona impermeable) 109.0 m aguas abajo del eje
			5.5 - 7.0		0.0	Diorita y microdiorita (zona impermeable)
			7.0 - 8.5		56.7	Diorita y microdiorita (zona muy impermeable)
			8.5 - 15.0		0.0	Diorita y microdiorita (zona impermeable)
XX	0+219	81.8	1.5 - 6.5		12.0	Diorita (zona permeable) 92.0 m - - aguas arriba del eje de la boquilla
			6.5 - 11.5		13.6	Diorita (zona permeable)
			11.5 - 15.0		2.0	Diorita (zona impermeable)
XXI	0+298.82	86.5	1.0 - 6.0		5.2	Diorita (zona poco permeable) 92.0m aguas arriba del eje de la boquilla
			6.0 - 15.0		0.0	Diorita (zona impermeable)
XXII	0+363	85.0	2.0 - 15.0		0.0	Diorita (zona impermeable) 92.0 m - - aguas arriba del eje de la boquilla







SARH

SUBDIRECCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL

DEPARTAMENTO DE MECANICA DE SUELOS Y ROCAS

OFICINA DE ESTRUCTURAS TERREAS

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

Procedencia : CAJON DE PEÑA, JAL.

Fecha : / /

IDENT. LAB. IDENT. LAB. IDENT. LAB. IDENT. LAB. IDENT. LAB. IDENT. LAB.

C O N C E P T O		ZONA 1	ZONA 2	ZONA 4	ZONA 5	ZONA 5	ZONA 6
		Material Impermeable	Respaldos 3y3' GyA.	Enrocamiento	Acarreos 0+214	Cimentación 0+400	
Densidad		2.695					
PROCTOR	Peso vol. seco ton/m <sup>3</sup>	1.749					
	Contenido de agua %	17.3					
	Peso vol. húmedo ton/m <sup>3</sup>						
	Peso vol. saturado ton/m <sup>3</sup>						
	Relación de vacíos						
PRUEBA RAPIDA	Peso vol. seco ton/m <sup>3</sup>	1.649	2.038	1.600	2.038	2.413	
	Contenido de agua %	22.85	12.53		12.53	2.64	
	Peso vol. húmedo ton/m <sup>3</sup>	2.026	2.293	1.900	2.293	2.476	
	Peso vol. saturado ton/m <sup>3</sup>	2.037	2.293	1.900	2.293	2.597	
	Relación de vacíos	0.634	0.343		0.343	0.226	
	Compactación %	94.3					
	Grado de saturación %	97.01	100.0		100.0	90.31	
	Angulo de fricción interna	0°	45°	40°	45°	50°	
	Cohesión ton/m <sup>2</sup>	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA	Peso vol. seco ton/m <sup>3</sup>	1.650	2.038	1.600	2.038	2.342	
	Contenido de agua %	22.59	12.53		12.53	3.99	
	Peso vol. húmedo ton/m <sup>3</sup>	2.023	2.293	1.900	2.293	2.435	
	Peso vol. saturado ton/m <sup>3</sup>	2.038	2.293	1.900	2.293	2.550	
	Relación de vacíos	0.633	0.343		0.343	0.263	
	Compactación %	94.2					
	Grado de saturación %	96.13	100.0		100.0	100.0	
	Angulo de fricción interna	4°	45°	40°	45°	44°	
	Cohesión ton/m <sup>2</sup>	3.5	0.0	0.0	0.0	5.0	
Permeabilidad cm/seg.							

Notes . . IDENT. LAB. — IDENTIFICACION DE LABORATORIO . . . . \* PROPIEDADES SUPUESTAS . . . .

ESTACION 0+214 y 0+400

CORTINA PRINCIPAL